CARLO CESTELLI GUIDI

G SOIL
G CEST g 80
Rome 1 (vol 2)

Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni

2

HOEPLI

GEOTECNICA
E TECNICA
DELLE FONDAZIONI

SOMMARIO DEL I VOLUME

I. Principi. La prima parte del volume tratta l'identificazione geologica (cap. 1) e di laboratorio (cap. 2) del sottosuolo.
Viene poi l'analisi delle caratteristiche meccaniche delle rocce sciolte dapprima nell'ambito del laboratorio (cap. 3) e poi in sito (cap. 4).
Nel cap. 3, in particolare, è considerato lo stato tensionale e le sue variazioni in condizioni statiche della fase fluida (3.3) e di dinamica lenta, sia in moto permanente (filtrazione), che vario (consolidazione) (3.4). Si esaminano poi le conseguenti deformazioni (3.5) e la resistenza a rottura (3.6), ad evidenziare le leggi tensioni-deformazioni o leggi costitutive delle rocce sciolte. Il comportamento delle rocce sciolte alle azioni dinamiche è direttamente rinviato al cap. 11.
Nel cap. 5, infine, ricollegando i risultati di laboratorio (cap. 3) ed in sito (cap. 4), alla luce in particolare della « facies » geologica (cap. 1) e delle grandezze indici (cap. 2) della roccia sciolta, viene data vita al *modello costitutivo* da immettere nella teoria della Meccanica del Terreno (Parte II) nel rispetto dei canoni classici della Meccanica del Continuo.

II. Teoria. Con riferimento all'ordine seguito nel cap. 3, l'analisi della risposta del terreno a stati di sollecitazione viene affrontata nel rispetto, in particolare, dei due modelli classici (elastico e rigido-plastico), tramite la Meccanica del Continuo.
Intervengono dunque, in successione, le tensioni totali indotte (rete delle isostatiche di tensione; cap. 6, par. [3.3]), le tensioni efficaci (in base alla rete idrodinamica; alle isocrone; cap. 7, par. [3.4]), i cedimenti (rete delle isostatiche di deformazione; cap. 8, par. [3.6]), la stabilità (equilibrio plastico: rete delle linee di scorrimento (cap. 9, par. [3.6]), l'interazione fra terreno e struttura (cap. 10), ed infine la dinamica (cap. 11).
In ciascun capitolo sono riportate la trattazione teorica mono-bitridimensionale e, a titolo esemplificativo, alcune applicazioni, limitatamente alle fondazioni dirette superficiali su stratigrafie tipiche.

Prof. Ing. CARLO CESTELLI GUIDI

GEOTECNICA E TECNICA DELLE FONDAZIONI

VOLUME SECONDO

III. Tecnica delle fondazioni. Introduzione al progetto geotecnico - Fondazioni superficiali ed interazione terreno-struttura - Fondazioni profonde - Pali - Setti di paratia - Scavi - Pendii artificiali e naturali - Opere di sostegno - Muri - Paratie - Pozzi e blocchi fondali - Ancoraggi in roccia - I rivestimenti delle gallerie - Geodinamica - Fondazioni di macchine - Costruzioni asismiche - Dissesti e consolidamenti delle fondazioni.

SESTA EDIZIONE COMPLETAMENTE RIFATTA
della «Meccanica del terreno - Fondazioni - Opere in terra»

598 figure 31 tabelle

EDITORE ULRICO HOEPLI MILANO

SOMMARIO DEL I VOLUME

I. Principi. La prima parte del volume tratta l'identificazione geologica (cap. 1) e di laboratorio (cap. 2) del sottosuolo.
Viene poi l'analisi delle caratteristiche meccaniche delle rocce sciolte dapprima nell'ambito del laboratorio (cap. 3) e poi in sito (cap. 4).
Nel cap. 3, in particolare, è considerato lo stato tensionale e le sue variazioni in condizioni statiche della fase fluida (3.3) e di dinamica lenta, sia in moto permanente (filtrazione), che vario (consolidazione) (3.4). Si esaminano poi le conseguenti deformazioni (3.5) e la resistenza a rottura (3.6), ad evidenziare le leggi tensioni-deformazioni o leggi costitutive delle rocce sciolte. Il comportamento delle rocce sciolte alle azioni dinamiche è direttamente rinviato al cap. 11.
Nel cap. 5, infine, ricollegando i risultati di laboratorio (cap. 3) ed in sito (cap. 4), alla luce in particolare della « facies » geologica (cap. 1) e delle grandezze indici (cap. 2) della roccia sciolta, viene data vita al *modello costitutivo* da immettere nella teoria della Meccanica del Terreno (Parte II) nel rispetto dei canoni classici della Meccanica del Continuo.

II. Teoria. Con riferimento all'ordine seguito nel cap. 3, l'analisi della risposta del terreno a stati di sollecitazione viene affrontata nel rispetto, in particolare, dei due modelli classici (elastico e rigido-plastico), tramite la Meccanica del Continuo.
Intervengono dunque, in successione, le tensioni totali indotte (rete delle isostatiche di tensione; cap. 6, par. [3.3]), le tensioni efficaci (in base alla rete idrodinamica; alle isocrone; cap. 7, par. [3.4]), i cedimenti (rete delle isostatiche di deformazione; cap. 8, par. [3.6]), la stabilità (equilibrio plastico: rete delle linee di scorrimento (cap. 9, par. [3.6]), l'interazione fra terreno e struttura (cap. 10), ed infine la dinamica (cap. 11).
In ciascun capitolo sono riportate la trattazione teorica mono-bitridimensionale e, a titolo esemplificativo, alcune applicazioni, limitatamente alle fondazioni dirette superficiali su stratigrafie tipiche.

Prof. Ing. CARLO CESTELLI GUIDI

GEOTECNICA E TECNICA DELLE FONDAZIONI

VOLUME SECONDO

III. Tecnica delle fondazioni. Introduzione al progetto geotecnico - Fondazioni superficiali ed interazione terreno-struttura - Fondazioni profonde - Pali - Setti di paratia - Scavi - Pendii artificiali e naturali - Opere di sostegno - Muri - Paratie - Pozzi e blocchi fondali - Ancoraggi in roccia - I rivestimenti delle gallerie - Geodinamica - Fondazioni di macchine - Costruzioni asismiche - Dissesti e consolidamenti delle fondazioni.

SESTA EDIZIONE COMPLETAMENTE RIFATTA
della « Meccanica del terreno - Fondazioni - Opere in terra »

598 figure 31 tabelle

EDITORE ULRICO HOEPLI MILANO

Copyright © Ulrico Hoepli Editore S.p.A., 1980
via Hoepli 5, 20121 Milano (Italy)
Tutti i diritti sono riservati a norma di legge ed a norma delle convenzioni internazionali
ISBN 88-203-1118-6

Tipografia U. Allegretti di Campi
20122 Milano - via Orti, 2 / Printed in Italy

PREFAZIONE AL SECONDO VOLUME

Questo secondo volume, della VI edizione, completa la esposizione del primo volume con l'applicazione delle teorie della Geotecnica allo studio ed alla progettazione delle opere soggette alla interazione terreno-struttura.

Gli aspetti progettuali delle fondazioni, delle opere di sostegno, degli ancoraggi in roccia, dei rivestimenti delle gallerie, della interazione dinamica con attenzione alla sismica ed, infine del consolidamento, vengono svolti più diffusamente che nella precedente V edizione. Alcuni problemi sono affrontati con nuovi procedimenti originali.

La sequenza logica della trattazione degli aspetti progettuali dei capitoli del I Volume è rispettata per i capitoli del presente II Volume.

Gli argomenti della 4ª parte della precedente edizione sono stati trasferiti quasi totalmente nelle prime 3 parti mentre in una revisione ed approfondimento della materia, si è ritenuto di eliminare la illustrazione di alcuni argomenti marginali alla impostazione del volume.

Le progettazioni geotecniche di più comune uso vengono completate da applicazioni numeriche ma il lettore non si spazientisca se non troverà il caso che risolve il suo particolare problema.

Non si è infatti potuto nè voluto indicare la soluzione di « casi », il che peraltro è sempre pericoloso, ma unicamente fornire quelle nozioni che, una volta assimilate, consentono al Progettista di intuire il comportamento del terreno durante e dopo l'inserimento in esso di un'opera e comunque di un qualsiasi intervento.

Viene poi ripreso il tentativo di estendere alla Geotecnica i criteri di calcolo, avanzati rispetto ai tradizionali, che valutano la sicurezza delle opere con analisi probabilistica degli eventi aleatori. La Geotecnica è però una Scienza giovane che non riesce a distaccarsi dal passato specie nei riguardi della valutazione dei coefficienti di sicurezza.

In questa nuova edizione comunque si è cercato di rispettare quell'orientamento che vede il tramonto di una certa Geotecnica « dell'angolo d'attrito » ed il nascere della vera Geotecnica « delle deformazioni ammissibili » basata su moderni mezzi d'indagine e misure in sito, come puntualizzato dalla nuova normativa italiana riportata in Appendice.

Ogni problema geotecnico, tuttavia, difficilmente si presta ad essere inquadrato e schematizzato nella sua generalità, soprattutto preliminarmente, come invece è

possibile per i problemi delle strutture e lo dimostrano i casi di dissesti, caratterizzati da un particolare aspetto geotecnico non previsto, e che per tale particolarità vengono presentati ogni volta nella letteratura come una « scoperta ».

Di qui le notevoli difficoltà di inquadrare la materia con unità di indirizzi, di metodi e di attinenza alla realtà tanto che spesso non si è saputo, nè ritenuto, far di meglio che ipotizzare la linearità delle leggi costitutive, sia per il terreno che per i materiali della struttura al contatto.

Nelle trattazioni, poi, si è potuto far riferimento solo a due schemi tipici di terreno: la « sabbia ideale » e la « argilla ideale ». Di qui l'altra difficoltà di fornire al lettore strumenti validi per la progettazione nell'ambiente reale, ben lungi da quello ideale.

Da tale quadro, da cui traspare anche la preoccupazione dell'autore, si può trarre il convincimento che nel settore della geotecnica il successo professionale arride più facilmente al teorico che abbia anche pratica di cantiere, successo che peraltro scaturisce da una fortunata combinazione di circostanze cosicchè l'insuccesso è da ritenersi più « sfortuna » che incapacità.

Spesso, poi, si discute se lo studio delle opere a contatto con il terreno sia materia da strutturisti, da geotecnici o ancor più da geologi. La risposta può essere diversa a seconda dei casi ma, anche se chi scrive tenderebbe a indicare l'ordine di preferenza delle professioni con cui sono state elencate, in quanto l'opera con il terreno costituiscono una «struttura» connessa a tutte le altre, con certezza può dirsi che è materia da « persone di buon senso », che nella progettazione sappiano valutare e dosare le caratteristiche dell'opera in rapporto a quelle del terreno e che sappiano affinare l'indagine e completare la progettazione nel corso degli stessi lavori, ascoltando la risposta dell'opera stessa.

Nel chiudere questa prefazione sento il dovere di ringraziare gli amici, per l'aiuto datomi nel laborioso rifacimento di questa edizione: i colleghi P. E. Pinto per la sismica, S. Tremi per le gallerie, R. Calzona per la lettura critica di alcuni argomenti. Ringrazio poi calorosamente P. Ventura per la sua assidua e competente collaborazione alla stesura del volume, ed in particolare dei capitoli 15 e 16 nei quali ha portato un notevole contributo di idee personali, nonchè per lo sviluppo di alcune applicazioni numeriche e per la revisione delle bozze.

Sono in debito anche verso quegli Autori che mi hanno consentito la riproduzione di illustrazioni dalle loro pubblicazioni; ovviamente ne è sempre stata citata la fonte.

Esprimo infine gratitudine al Geom. A. Monti che ha abilmente disegnato le illustrazioni, ai validi e pazienti operatori della tipografia Allegretti di Campi ed all'editore Hoepli per avermi cortesemente sollecitato a completare il manoscritto del volume.

Carlo Cestelli-Guidi
Facoltà di Architettura della
Università di Roma

Settembre 1979

INDICE

Pag.

Prefazione al secondo volume VII

Simbologia XIX

Bibliografia XXXI

PARTE TERZA

TECNICA DELLE FONDAZIONI

CAP. 12 – Introduzione al progetto geotecnico 3

12.1 Generalità 3

12.1.1 3

12.1.2 5

12.2 La attendibilità delle teorie e la progettazione geotecnica 8

12.2.1 Confronto fra le previsioni teoriche e le osservazioni 8

12.2.2 Importanza delle indagini e del campionamento 9

12.2.3 La stabilità della fondazione 11

12.2.4 I cedimenti della fondazione 13

12.2.5 L'interazione fra struttura e terreno 14

12.2.6 Le leggi costitutive del terreno e la sicurezza 15

12.2.7 Il problema tecnico economico 17

12.3 Tentativo di estensione alla geotecnica del metodo semiprobabilistico degli stati limite 18

12.3.1 La sicurezza in termini statistici e probabilistici 18

12.3.2 Dispersione dei valori delle proprietà delle rocce 20

12.3.3 Dispersione delle azioni 20

12.3.4 Dispersione dei risultati dei calcoli di geotecnica 22

12.3.5 Tipi di stati limite 25

12.3.6 I coefficienti di sicurezza del metodo semiprobabilistico 25

12.3.7 Conclusioni sull'estensione del metodo semiprobabilistico alla geotecnica 28

Pag.

CAP. 13 – **Fondazioni superficiali ed interazione terreno-struttura** 31

13.1 Generalità 31

13.1.1 Definizione di fondazione superficiale o diretta 31

13.1.2 Tipologia 32

13.1.3 Aspetti naturali 33

13.2 Elementi di progetto geotecnico 36

13.2.1 Profondità del piano di posa 36

13.2.2 La pressione di contatto ammissibile 36
13.2.2.1: Criteri di scelta e campo d'uso - 13.2.2.2: Terreni incoerenti - 13.2.2.3: Terreni coerenti - 13.2.2.4: Terreni coerenti molli anche alternati a terreni incoerenti.

13.2.3 Calcolo della pressione di contatto indotta 48

13.2.4 Il compenso dei carichi per approfondimento e l'interferenza con lo scavo 49

13.2.5 I cedimenti differenziali ammissibili 54
13.2.5.1: Cinematica dei cedimenti - 13.2.5.2: Cedimenti assoluti e differenziali con terreni incoerenti - 13.2.5.3: Cedimenti assoluti e differenziali con terreni coerenti - 13.2.5.4: I cedimenti differenziali consentiti dalle strutture - 13.2.5.5: Il decorso dei cedimenti differenziali.

13.2.6 I coefficienti di sicurezza e la scelta del tipo di fondazione 63

13.3 Progetto delle strutture 65

13.3.1 Generalità 65

13.3.2 Il plinto 66
13.3.2.1: Tipologia strutturale - 13.3.2.2: Considerazioni generali sul dimensionamento dei plinti - 13.3.2.3: Calcolo dei plinti in c.a. bassi - 13.3.2.4: Calcolo dei plinti in c.a. alti - 13.3.2.5: Plinti di strutture sottoposte a spinte - 13.3.2.6: Rigidezza del complesso plinto-terreno - 13.A.1: *Calcolo del plinto di fondazione di un pilastro soggetto a carico centrato* - 13.A.2: *Calcolo del plinto di fondazione di un pilastro soggetto a carico eccentrico.*

13.3.3 La trave rovescia 86
13.3.3.1: Tipologia strutturale - 13.3.3.2: Ipotesi di calcolo delle travi rovesce - 13.3.3.3: Trave di fondazione a larghezza variabile - 13.A.3: *Calcolo di una trave di fondazione di un edificio nell'ipotesi di trave rigida* - 13.A.4: *Calcolo di una fondazione di un edificio su terreno elastico* - 13.A.5: *Calcolo della soletta di base di una vasca.*

13.3.4 La platea e le fondazioni scatolari 106
13.3.4.1: Tipologia strutturale - 13.3.4.2: Calcolo delle fondazioni a platea.

13.3.5 Impiego della precompressione nelle strutture fondali 113

13.3.6 Inserimento dei giunti 115

13.3.7 Impermeabilizzazione e drenaggi 119

Pag.

13.4 La interazione terreno-complesso strutturale di fondazione e di elevazione: scelta della rigidezza della struttura di fondazione 121
13.4.1 Generalità 121
13.4.2 Richiami sull'interazione terreno-struttura 123
13.4.3 Le travi equivalenti 124
13.4.3.1: La trave di rigidità equivalente alla fondazione - 13.4.3.2: La trave equivalente alla elevazione - 13.4.3.3: La interazione terreno-complesso strutturale di fondazione e di elevazione - 13.4.3.4: Diversi modi di realizzare una struttura rigida - 13.4.3.5: La trave equivalente « risultante » - 13.4.3.6: Validità ed uso della trave equivalente.
13.5 Intervento del tempo nella interazione 135

CAP. 14 – **Fondazioni profonde - Pali - Setti di paratia** 139
14.1 Definizione di fondazione profonda 139
14.2 Tipologia dei pali 140
14.2.1 Classificazione 140
14.2.2 I pali infissi 140
14.2.2.1: Pali in legno - 14.2.2.2: Pali prefabbricati in conglomerato - 14.2.2.3: Pali in acciaio - 14.2.2.4: Pali infissi gettati in opera.
14.2.3 I pali preforati 144
14.2.3.1: Pali gettati in tubo forma - 14.2.3.2: Pali di grande diametro gettati in tubo forma - 14.2.3.3: Pali gettati in circolazione di fanghi - 14.2.3.4: Pali preforati precompressi o precaricati - 14.2.3.5: Micropali
14.2.4 Criteri di scelta del tipo di palo 153
14.3 Progetto geotecnico dei pali singoli caricati assialmente 156
14.3.1 La portanza laterale e di base 156
14.3.2 La portanza dei pali preforati 161
14.3.2.1: Terreni incoerenti - 14.3.2.2: Influenza della stratificazione - 14.3.2.3: Terreni prevalentemente coerenti.
14.3.3 La portanza dei pali infissi 188
14.3.3.1: Criteri di valutazione della portanza - 14.3.3.2: Terreni incoerenti - 14.3.3.3: Terreni coerenti - 14.3.3.4: Evoluzione nel tempo della portanza dei pali infissi.
14.3.4 Svergolamento dei pali snelli 199
14.3.5 Il carico di esercizio dei pali: coefficienti di sicurezza 201
14.A.1: *Dimensionamento di un palo preforato in terreno incoerente* - 14.A.2: Idem *in terreno coerente* - 14.A.3: *Dimensionamento di un palo infisso in terreno incoerente* - 14.A.4: Idem *in terreno coerente.*
14.4 Progetto geotecnico e strutturale di pali e setti singoli sottoposti ad azioni trasversali 207
14.4.1 Generalità 207
14.4.2 Le ipotesi di calcolo e le misure dei parametri geotecnici 210
14.4.2.1: Definizione del coefficiente di reazione laterale - 14.4.2.2: Reazioni trasversali limite d'esercizio - 14.4.2.3: Reazione trasversali limite ultime - 14.4.2.4: Reazioni trasversali per carichi ciclici.

Pag.

14.4.3 Metodi di calcolo allo stato limite d'esercizio di pali e setti singoli sottoposti ad azioni trasversali (soluzioni in forme chiuse) 224
14.4.3.1: La linea elastica del palo - 14.4.3.2: Le soluzioni alla Winkler per pali « lunghi » sollecitati trasversalmente - 14.4.3.3: Soluzione alla Winkler escludendo il « tratto plastico ».

14.4.4 Metodi di calcolo allo stato limite di esercizio per pali e setti singoli sottoposti ad azione trasversale; soluzione alle differenze finite . . . 234

14.4.5 Metodi di calcolo allo stato limite ultimo di pali e setti singoli soggetti ad azioni trasversali 237
14.4.5.1: Considerazioni generali - 14.4.5.2: Reazioni ultime per terreno incoerente - 14.4.5.3: Reazioni ultime per terreno coerente.

14.4.6 Dimensionamento delle sezioni dei pali in c.a. sollecitati a pressoflessione 240
14.4.6.1: Calcolo con il metodo delle tensioni ammissibili - 14.4.6.2: Calcolo allo stato limite ultimo - 14.A.5: *Dimensioni di un palo* D = *80 cm alle azioni orizzontali in terreni incoerenti* - 14.A.6: Idem *in terreni coerenti.*

14.5 Criteri di progettazione geotecnica delle palificate. 246

14.5.1 Comportamento di pali in gruppo sottoposti ad azioni verticali . . 246
14.5.1.1: Pali poggianti e pali sospesi - 14.5.1.2: Carico limite di esercizio di una palificata - 14.5.1.3: Cedimenti di una palificata; influenza dell'estensione e dell'interasse dei pali.

14.5.2 Comportamento di pali in gruppo soggetti ad azioni orizzontali . . 256

14.6 Criteri di progettazione strutturale di una palificata 257

14.6.1 Palificate con pali verticali 257
14.6.1.1: Generalità - 14.6.1.2: L'interazione palificata-terreno nei riflessi del progetto - 14.6.1.3: Interasse dei pali - 14.6.1.4: Lunghezza dei pali - 14.6.1.5: Armatura dei pali - 14.6.1.6: Valutazione della distribuzione del carico fra i pali - 14.6.1.7: Disposizione dei pali - 14.6.1.8: Dimensionamento dei plinti su pali - 14.A.7: *Dimensionamento della palificata di un edificio alto.*

14.6.2 Palificate con pali inclinati 274
14.6.2.1: Convenienza dell'inclinazione dei pali - 14.6.2.2: Schemi di palificate - 14.6.2.3: Graticci portanti blocchi rigidi - 14.A.8: *Dimensionamento di una fondazione di un ponte su pali inclinati* - 14.6.2.4: Metodo di Culmann per palificate con tre gruppi di pali inclinati - 14.6.2.5: Graticci collegati a fondazioni deformabili - 14.A.9: *Dimensionamento della palificata della spalla di un ponte* - 14.6.2.6: Considerazioni sulla posizione del centro elastico della palificata - 16.4.2.7: Ricerca diretta della distribuzione dei pali.

14.7 Sistemi particolari di fondazioni profonde con presollecitazione della fondazione 298

CAP. 15 – **Scavi - Pendii artificiali e naturali** 301

15.1 Stabilità degli scavi 301

15.1.1 Aspetti naturali 301

Pag.

15.1.2 Stabilità delle pareti e del fondo degli scavi 303
15.1.2.1: Le tensioni efficaci indotte - 15.1.2.2: Scavi in condizioni non drenate - 15.1.2.3: Scavi in condizioni drenate.

15.1.3 Deformazione delle pareti e del fondo degli scavi 310
15.1.3.1: Deformazioni in condizioni drenate e non drenate - 15.1.3.2: Interferenza fra deformazione degli scavi e fondazioni.

15.1.4 Progetto delle opere provvisionali degli scavi 315
15.1.4.1: Scavi in assenza di acqua - 15.1.4.2: Scavi in acqua - 15.1.4.3: Tipologia delle opere di drenaggio: « dewatering » - 15.1.4.4: Dimensionamento delle opere di drenaggio - 15.A.1: *Stabilità del fondo di uno scavo in terreno coerente.*

15.2 Stabilità dei pendii « artificiali »: scarpate 330

15.2.1 Aspetti naturali 330

15.2.2 Stabilità di un pendio indefinito in terreno « omogeneo » 330
15.2.2.1: Pendio indefinito in condizioni drenate - 15.2.2.2: Pendio indefinito in condizioni non drenate.

15.2.3 Stabilità di scarpata o pendio definito in terreno « omogeneo » . . . 337
15.2.3.1: Scarpata o pendio definito in condizioni non drenate - 15.2.3.2: Scarpata o pendio definito, in presenza di filtrazioni o semisommerso; condizioni drenate.

15.2.4 Stabilità delle scarpate in terreni stratificati e discontinui 350
15.A.2: *Verifica di stabilità di una scarpata in terreno coerente in condizioni drenate* - 15.A.3: Idem, *in condizioni non drenate.*

15.3 Stabilità dei pendii naturali: frane 356

15.3.1 Generalità 356

15.3.2 Denominazione dei movimenti franosi 357
15.3.2.1: Frane per crolli - 15.3.2.2: Scoscendimenti rotazionali - 15.3.2.3: Scivolamenti piani - 15.3.2.4: Colate - 15.3.2.5: Franamenti compositi.

15.3.3 Cenni alla influenza delle caratteristiche del terreno sulla stabilità dei pendii 365

15.3.4 Causa dei moti franosi e della loro evoluzione 366

15.3.5 Indagini per l'accertamento della stabilità dei pendii 371

15.3.6 Consolidamento delle scarpate 371

15.3.7 Consolidamento dei pendii 373
15.3.7.1: Intervento tramite drenaggi - 15.3.7.2 Interventi con altre tecniche - 15.3.7.3: Misurazioni di moti franosi.

CAP. 16 – **Opere di sostegno - Muri - Paratie** 385

16.1 Generalità 385

16.1.1 Definizione, tipologia ed aspetti naturali 385

16.1.2 Richiami sulle azioni sollecitanti le opere di sostegno e sulla sicurezza 389

16.2 I muri di sostegno 394

16.2.1 Valutazioni delle spinte 394

Pag.

16.2.1.1: Terreni incoerenti - 16.2.1.2: Terreni coerenti - 16.2.1.3: Metodi sperimentali per rinterri coerenti ed incoerenti.

16.2.2 Progettazione geotecnica dei muri di sostegno 417
16.2.2.1: Verifica delle pressioni di contatto - 16.2.2.2: Verifica allo scorrimento - 16.2.2.3: Verifica al ribaltamento - 16.2.2.4: Verifica di stabilità d'insieme.

16.2.3 Progettazione strutturale dei muri di sostegno 426
16.2.3.1: Considerazioni sul dimensionamento - 16.2.3.2: Muri fondati superficialmente - 16.2.3.3: Muri fondati su pali - 16.2.3.4: I drenaggi ed i rinterri a tergo dei muri - 16.A.1: *Muro a mensola con fondazione superficiale* - 16.A.2: *Dimensionamento di un muro a speroni con fondazioni superficiali* - 16.A.3: *Calcolo della ripartizione degli sforzi fra i pali della fondazione di un muro.*

16.3 Le paratie 454

16.3.1 Le paratie a sbalzo 454
16.3.1.1: Progetto geotecnico in terreni incoerenti - 16.3.1.2: Progetto geotecnico in terreni coerenti.

16.3.2 Le paratie ancorate 471
16.3.2.1: Validità dei vari metodi di progetto geotecnico nel raffronto con i risultati delle esperienze in sito - 16.3.2.2: Metodo dell'estremo libero - 16.3.2.3: Metodo dell'estremo incastrato - 16.3.2.4: Metodi basati sulla teoria dell'elasticità.

16.3.3 Le paratie puntellate o multiancorate 486
16.3.3.1: Generalità sul progetto geotecnico - 16.3.3.2: Progetto geotecnico in terreni incoerenti - 16.3.3.3: Progetto geotecnico in terreni coerenti.

16.3.4 Cenni sulla progettazione strutturale delle paratie e palancolati . . . 496
16.A.4: *Dimensionamento di una paratia a sbalzo in un terreno coerente* - 16.A.5: *Dimensionamento di una palancolata ancorata* - 16.A.6: *Dimensionamento di una paratia ancorata per stabilizzare un movimento franoso* - 16.A.7: *Dimensionamento di una paratia puntellata*

CAP. 17 – **Pozzi e blocchi fondali - Ancoraggi in roccia** 518

17.1 Generalità 518

17.1.1 Tipologie strutturali 518

17.1.2 Aspetti naturali e tecnologici 510

17.2 Pozzi e blocchi di fondazione 510

17.2.1 Caratteristiche statiche 510

17.2.2 Progettazione strutturale 522

17.2.3 Progettazione geotecnica 522
17.2.3.1: Reazioni del terreno in condizioni limite ultime - 17.2.3.2: Reazioni del terreno in condizioni limite di esercizio - 17.A.1: *Applicazione* - 17.2.3.3: Blocchi a gradoni - 17.2.3.4: Piastra di fondazione.

17.3 Blocchi di ancoraggio 532

Pag.

17.3.1 Caratteristiche statiche 532
17.3.2 Progettazione geotecnica 532
17.3.2.1: Forme diverse di resistenza del terreno - 17.3.2.2: I risultati sperimentali - 17.3.2.3: La componente orizzontale del tiro ultimo e di esercizio.

17.4 Piastre di ancoraggio 547
17.4.1 Caratteristiche statiche 547
17.4.2 Progettazione geotecnica 547
17.4.2.1: Piastra nastriforme verticale - 17.4.2.2: Piastra nastriforme inclinata - 17.4.2.3: Piastra verticale di area limitata.

17.5 Ancoraggi in roccia 551
17.5.1 Caratteristiche statiche e definizione 551
17.5.2 Tipi di ancoraggi 552
17.5.2.1: Caratteristiche di impiego - 17.5.2.2: Ancoraggio attivo - 17.5.2.3: Ancoraggio passivo - 17.5.2.4: Ancoraggio misto - 17.5.2.5: Ancoraggio chiodo.
17.5.3 Classifica in relazione alla funzione 555
17.5.4 Campi di impiego 557
17.5.4.1: Tirante ad asse verticale in opere di fondazione - 17.5.4.2: Tirante ad asse verticale di opere sottoposte a spinte - 17.5.4.3: Tirante di asse inclinato di opere sottoposte a spinte - 17.5.4.4: Applicazioni particolari.
17.5.5 Progettazione ed esecuzione 570
17.5.5.1: La scelta dell'ancoraggio - 17.5.5.2: Posizionamento e lunghezza dei tiranti - 17.5.5.3: Modalità esecutive.
17.5.6 Il calcolo della portanza della fondazione dell'ancoraggio 580
17.5.7 Determinazione sperimentale della portanza 585
17.5.7.1: Collaudo e controlli.

CAP. 18 – I rivestimenti delle gallerie 590

18.1 Generalità 590
18.1.1 Definizione 590
18.1.2 Il comportamento del rivestimento. Aspetti naturali 591
18.1.3 La esecuzione del rivestimento e la necessità delle misure in corso d'opera 594

18.2 La perturbazione della roccia prodotta dal foro 595
18.2.1 Analisi dello stato tensionale elastico 595
18.2.2 Anello di roccia plasticizzata di autodifesa 597

18.3 Le azioni sui rivestimenti 590
18.3.1 La pressione di contatto o di galleria 590
18.3.1.1: Pressione primaria - 18.3.1.2: Effetti della situazione stratigrafica della roccia - 18.3.1.3: La pressione dell'acqua.
18.3.2 Richerche ed esperienze 602
18.3.2.1: Esperienze con modelli - 18.3.2.2: Estensione delle esperienze alle gallerie.

Pag.

18.4 Il calcolo delle pressioni sul rivestimento 608
18.4.1 Condizioni drenate 608
18.4.1.1: La teoria di Terzaghi - 18.4.1.2: Teoria di Bierbaumer - 18.4.1.3: Teoria di Ritter - 18.4.1.4: Teoria di Protodyakonov
18.4.2 Condizioni non drenate 614

18.5 Progetto geotecnico dei rivestimenti 616
18.5.1 Influenza sulla centinatura e sul rivestimento della metodologia esecutiva in relazione alla natura del terreno 616
18.5.2 Influenza del tipo di rivestimento 617
18.5.3 Sollecitazioni del rivestimento in base all'interazione terreno struttura 618
18.5.3.1 - 18.5.3.2: Metodo della interazione delle linee caratteristiche.

18.6 Progetto strutturale del rivestimento 623
18.6.1 Criteri di base del calcolo 623
18.6.2 Metodo generale delle tensioni ammissibili 624
18.A.1: *Calcolo delle sollecitazioni in forma chiusa* - 18.A.2: *Calcolo del rivestimento valutando l'interazione con il terreno mediante molle fittizie* - 18.A.3: *Schematizzazione degli elementi finiti di un rivestimento.*
18.6.3 Metodo semiprobabilistico degli stati limite 637
18.6.3.1: Stato limite ultimo per rottura localizzata - 16.6.3.2: Stato limite ultimo per collasso di insieme - 18.A.4: *Dimensionamento a rottura di un rivestimento circolare.*
18.6.4 Metodo particolare di Davidov per il calcolo dei rivestimenti circolari 645
18.6.4.1 - 18.6.4.2: Azioni sul rivestimento - 18.6.4.3: Calcolo dello spessore di terreno collaborante - 18.6.4.4: Determinazione della componente orizzontale della pressione - 18.6.4.5: Le sollecitazioni totali - 18.A.5: *Calcolo del rivestimento con il metodo di Davidov.*
18.6.5 Il calcolo grafico 653
18.6.6 Verifica della stabilità del fondo dello scavo 656

18.7 Cenno ai procedimenti esecutivi 658
18.7.1 Sistemi di scavo. 658
18.7.2 Procedimenti di salvaguardia 662
18.7.2.1: Le iniezioni - 18.7.2.2: Graticci armati.

18.8 Sostegni provvisori delle gallerie 668
18.8.1 Pressione sulle centine 668
18.8.2 Impiego di bullonatura 669

18.9 Risentimenti in superficie da gallerie poco profonde 672
18.9.1 Carattere e misura degli assestamenti in superficie 672
18.9.2 Previsione degli assestamenti 678

CAP. 19 – **Geodinamica - Fondazioni di macchine - Costruzioni asismiche** . . . 681
19.1 Vibrazioni delle fondazioni 681
19.1.1 Premessa 681

Pag.

19.1.2 Costanti equivalenti al semispazio elastico 683
19.1.2.1: Rigidezza elastica delle molle - 19.1.2.2: Costante di smorzamento - 19.1.2.3: Massa equivalente.

19.2 Fondazioni di macchine 690
19.2.1 Generalità 690
19.2.2 Progetto del basamento 692
19.2.2.1: Dimensionamento in pianta del basamento - 19.2.2.2: Scelta della massa del basamento - 19.2.2.3: Sollecitazioni del blocco - 19.A.1 *Applicazione al calcolo dell'armatura del basamento di una fresatrice* - 19.2.2.4: Impiego della precompressione nella costruzione dei blocchi di fondazione.
19.2.3 Controllo dell'ampiezza dell'oscillazione 703
19.2.3.1: Metodi di risoluzione del problema - 19.2.3.2: Equazione del moto del blocco rigido - 19.A.2: *Applicazione ad un banco prova motori* - 19.A.3: *Applicazione ad una macchina sospesa sul basamento.*

19.3 Vibrazioni indotte da fonti artificiali esterne 713
19.3.1 Generalità 713
19.3.2 Effetti sulle costruzioni 714
19.3.3 Difesa dalle vibrazioni 719
19.3.3.1: Aspetti del problema - 19.3.3.2: Isolamenti antivibranti - 19.3.3.3: Barriere di intercettazione.

19.4 Costruzioni antisismiche 724
19.4.1 Premessa 724
19.4.2 Caratteristiche del moto sismico del suolo 725
19.4.2.1 - 19.4.2.2: Classifica dei terremoti - 19.4.2.3: Dati significativi dei terremoti.
19.4.3 Considerazioni generali sulla risposta dinamica delle strutture . . . 731
19.4.3.1 - 19.4.3.2: Lo spettro di risposta - 19.4.3.3: Il comportamento anelastico.
19.4.4 La risposta del terreno 742
19.4.4.1: Aspetti del problema - 19.4.4.2: Grandezze che influenzano la risposta locale - 19.4.4.3: Determinazione della risposta sismica locale - 19.4.4.4: Rotture e perdite di stabilità del suolo.
19.4.5 Scelta del sistema di fondazione 759
19.4.5.1: Fondazioni dirette - 19.4.5.2: Le palificate.
19.4.6 Interazione dinamica terreno-struttura 772
19.4.6.1: Caratteristiche del fenomeno - 19.4.6.2: Simulazione del suolo mediante elementi equivalenti - 19.4.6.3: Effetti della interazione - 19.4.6.4: Fondazione su strati soffici - 19.4.6.5: Fondazioni incassate nel terreno.
19.4.7 Opere di sostegno di rocce sciolte 780
19.4.7.1: Aspetti generali - 19.4.7.2: Cenno ad alcune teorie - 17.4.7.3: Normativa italiana.
19.4.8 Il fattore terreno nella normativa sismica 785
19.4.9 Sintesi dei criteri di progettazione delle fondazioni in zone sismiche 787

Pag.

CAP. 20 – **Dissesti e consolidamenti delle fondazioni** 793

20.1 Manifestazione dei dissesti 793

20.2 Le cause dei dissesti 795

20.2.1 Cedimenti differenziali 795

20.2.2 Il caso particolare della subsidenza 797

20.2.2.1: Generalità - 20.2.2.2: Subsidenze naturali - 20.2.2.3: Subsidenze artificiali - 20.2.2.4: Analisi teorica della subsidenza - 20.2.2.5: Rilievo della subsidenza.

20.2.3 Altre cause 804

20.3 Gli interventi 805

20.3.1 Criteri di scelta e misure in opera 805

20.3.2 Classifica degli interventi 807

20.3.2.1: Approfondimento della zona di trasmissione del carico - 20.3.2.2: Ampliamento della superficie di trasmissione del carico - 20.3.2.3: Irrigidimento delle strutture di fondazione e variazione dei carichi permanenti - 20.3.2.4: Variazione dello stato tensionale del sottosuolo con applicazione od asportazione di carichi - 20.3.2.5: Variazione allo stato tensionale del sottosuolo con drenaggi e sovraccarichi - 20.3.2.6: Interventi sulla falda - 20.3.2.7: Interventi con iniezioni - 20.3.2.8: Congelamento del terreno - 20.3.2.9: Prosciugamento per elettrosmosi - 20.3.2.10: Iniettabilità del terreno.

20.3.3 Interventi a distanza 851

APPENDICE 855

Norme Geotecniche elaborate dalla Commissione del Ministero dei LL.PP. . . . 856

Indice analitico alfabetico 873

SIMBOLOGIA

Generalità.

Sulla base *dell'International System* (S.I.) viene sostanzialmente rispettata la simbologia a carattere provvisorio proposta dall'*International Society for Rock Mechanics* (I.S.R.M. Marzo '70), come pure il *Glossary of terms and definition in Soil Mechanics* (A.S.C.E. Ott. '58).

Si è fatta eccezione per alcuni simboli quale ad es. il coefficiente di sicurezza che è stato indicato η (riduzione della resistenza) anzichè F.S. (Safety factor) per non discostarsi da una simbologia troppo nota in Italia.

Si è cercato anche di uniformarsi, nei casi possibili, alla simbologia standardizzata dell'I.S.O. adottata dal *Comité Européen du Béton* (Gennaio '73), specie per i problemi di interazione terreno-struttura.

Si è eliminato l'uso della lettera O e o ad evitare confusione con lo zero, e così pure l'uso di alcune lettere greche minuscole; le lettere greche maiuscole si ritengono riservate ai matematici.

Con l'apice si indicano tutte le grandezze efficaci; la lettera u è riservata alla pressione interstiziale, ma per seguire la simbologia classica della M.d.C., u indica anche la componente in direzione x dello spostamento, analogamente a quelle v, w rispettivamente in direzione y, z.

Unità di misura.

Nei due volumi di questa edizione, come denota l'attuale generale consuetudine, si sono adottate ancora le unità di misura tradizionali in Italia fatta eccezione della misura di pressione per le quali viene usato il termine « bar »:

$$1\ \text{kg/cm}^2 = 10\ \text{t/m}^2 \simeq 1\ \text{atm} = 1\ \text{bar}$$

Come è noto però nel 1980 il Sistema Internazionale (S.I.) sarà modificato in tutti i Paesi della CEE, in particolare con l'uso delle seguenti unità di misura:

Forza:

$$1\ \text{newton} = 1\ \text{N} = \frac{1}{9{,}8}\ \text{kilogrammo forza} = 0{,}102\ \text{kgf}$$

$$1\ \text{decanewton} = 1\ \text{daN} = 10\ \text{N} \simeq 1\ \text{kgf}$$

$$10\ \text{kilonewton} = 10\ \text{kN} \simeq 1\ \text{tonnellata} = 1\ \text{t}$$

Pressione: 1 pascal = 1 Pa = 10^{-5} atm $\simeq$ 10^{-6} N/mm^2 = 1 N/m^2

1 megapascal = 1 MPa = 10 atm $\simeq$ 10 kg/cm^2 $\simeq$ 1 N/mm^2

Potenza: 1 joule = 1 kilowattora = 1 kWh $\simeq$ 1 kilocaloria/ora

Terminologia.

Si indicano:

— con il termine *azione* tutte le cause od insieme di cause (forze permanenti, forze variabili, deformazioni impresse) capaci di produrre stati tensionali nelle strutture o nel terreno;

— con il termine *sollecitazione* tutti gli sforzi, od insieme di sforzi (forze normali, momenti, forze di taglio...), che, per effetto delle azioni, si esercitano su una sezione di struttura o di terreno;

— con il termine *tensione* lo sforzo esercitato su un elemento unitario di superficie (tensione normale, tensione tangenziale) per effetto delle sollecitazioni.

Secondo la terminologia ISO si definisce « stato limite » una determinata condizione di sollecitazione che può essere di esercizio ovvero di collasso. Così si parlerà di *stato limite critico* (di esercizio) ovvero di *stato limite ultimo* (di collasso), analogamente si parlerà di carichi limiti.

Si intende per *terra* le particelle di decomposizione vegetale; per *roccia sciolta* quella roccia che, se sottoposta a ripetuti processi di essiccamento, seguiti da immersione e rimaneggiamento in acqua, si disgrega in piccole particelle (roccia trasportata); per *roccia lapidea*, quella roccia che, sottoposta a quel processo, non si disgrega (roccia in sede). Quindi la parola *terra* viene praticamente bandita nel testo. *Sabbie, limi, argille* sono definite *rocce sciolte* o più semplicemente *rocce* se l'attributo *sciolte* è evidente dal testo.

Tale distinzione in roccia sciolta e lapidea, anzichè terra e roccia, appare tanto più logica nel nostro Paese ove si hanno frequenti situazioni di incerta separazione fra roccia sciolta e lapidea come ad es. per gli scisti.

Con il termine *spinta* si intende la spinta attiva, con *resistenza* la spinta passiva.

Seguendo Terzaghi si usa poi il termine *coefficiente* per quei valori che possono essere gli stessi in ogni punto dello spazio, mentre si usa il termine *fattore* per i valori medi o d'insieme.

Convenzione.

Viene adottata la convenzione, ormai comunemente accettata nella M.d.T. anche se diversa da quella della Meccanica, di assumere positive le compressioni e conseguentemente gli accorciamenti.

Simboli.

A Area

A Attività di un'argilla

A Ampiezza di oscillazione

A, A_0, A_f Coefficiente di pressione interstiziale di Skempton generico, per un decorso delle tensioni K_0, a rottura

A' Forza di attrazione fra i granuli

a Dimensione lineare, lunghezza

a Accelerazione

$\bar{a}$, $\bar{a}_s$, $\bar{a}_w$, $\bar{a}_g$ Areole rispettivamente: complessiva, occupata dallo scheletro solido, dall'acqua, dal gas

a_v Coefficiente di compressibilità

B Coefficiente di pressione interstiziale di Skempton

B Modulo idrostatico di compressibilità (Bulk modulus)

b Dimensione lineare; larghezza (di un rettangolo: la dimensione minore)

b Rapporto di massa

C Coefficiente di pressione interstiziale edometrica

C_s, C_w Compressibilità dello scheletro solido, del liquido

C Risultante della coesione

C_c Indice di compressibilità

C_r Indice di rigonfiamento

C_v Coefficiente di consolidazione volumetrica

C_v, C_h Coefficiente d'incremento dinamico della spinta sui muri

C_s Coefficiente di risposta sismica

CD Prova consolidata drenata

CU Prova consolidata non drenata

CE Coefficiente energetico di una fonte eccitatrice

c_{ub} Coesione non drenata di base

c Coesione

c' Coesione in termini di tensione efficace o drenata

c_u Coesione in termini di tensione totale o non drenata

c_m Coesione mobilitata fra terreno e struttura (adesione)

c_{crit} Coesione critica

c Coefficiente di smorzamento o modulo di viscosità

c_{crit} Coefficiente di smorzamento critico o modulo di viscosità critico

D Coefficiente di pressione interstiziale per compressione monodimensionale

D, D_z, D_x, D_θ, D_ψ Indice di smorzamento: generico, verticale, orizzontale, torsionale, di rullio

D Diametro di un palo

D, D_{10}, D_{15}, D_{50}, D_{60}, D_{85} Diametro medio del granulo di roccia generico al di sotto del quale il 10%, 15%, 50%, 60%, 85% dell'insieme è più fino (passante)

D_r, D_{r0} Densità relativa, iniziale

D Durata di un sisma

d Altezza di una sezione in c.a. escludendo il copriferro

d Diametro; braccio di una forza; differenziale di ...

E Energia perduta nell'infissione di un palo

E Modulo di compressibilità ossia tangente trigonometrica ad una curva: deformazione unitaria - tensione unitaria

E' Modulo di compressibilità triassiale in termini di tensione efficace

E_b, E_c Modulo di elasticità del materiale della struttura di fondazione (usualmente beton o conglomerato)

E_{ed} Modulo di compressibilità edometrica

E_{eq} Modulo di deformazione viscosa equivalente all'elastico

E_p Modulo pressiometrico

E_t Modulo di compressibilità del terreno

E_u Modulo di compressibilità triassiale in termini di tensione totale

$\underline{\underline{E}}$ Tensore delle deformazioni

ELL (UU) Prova di compressione semplice o ad espansione laterale libera

e Eccentricità

$e, e_0, e_f, e_m, e_{max}, e_{min}$ Indice dei vuoti: generico, iniziale, a rottura, medio, di massimo e minimo addensamento

e_{crit} Indice critico dei vuoti

e Rifiuto medio di un palo battuto

F, F_s, F_w, F_g Forze generiche: trasmesse attraverso i granuli, l'acqua, il gas

f Freccia di «imbarcamento» di una fondazione

f Coefficiente di frizione o di mobilitazione per attrito

f, f_n Frequenza generica; naturale o propria

G Forza dovuta al peso proprio

G Modulo elastico trasversale

g Accelerazione di gravità

$H, \Delta H$ Altezza di carico, perdita di carico totale

H, H_0 Percorso di drenaggio; potenza di uno strato

H, H_{ult} Azione orizzontale generica ed ultima

H_f, H_{fc} Azione orizzontale di fluage convenzionale

h, h_s Altezza; altezza solida di un provino

h, h_c, h_p Altezza di carico totale, di elevazione, di pressione

h_c, h_{cmin}, h_{cmax} Altezza di capillarità: generica, minima, massima

$h_{crit}, h_{crit\ rid}$ Altezza critica, altezza critica ridotta di scavi non armati

$\bar{h}_{crit}$ Altezza critica di scavi armati

h_p Altezza di terreno premente sulla calotta di una galleria

I Indice generico

I_c, I_l, I_p Indice di consistenza, di liquidità, di plasticità

$I_\sigma, I_s, I_w, I_\theta$ Coefficiente di influenza: della tensione indotta, della depressione di falda (pressione interstiziale), dei cedimenti e delle rotazioni rigide

$I_1, I_2, I_3, I_4, I_{yH}, I_{yM}, I_{0H}, I_{0M}, I_{MH}, I_{MM}, I_{TH}, I_{TM}, I_{\bar{p}H}, I_{\bar{p}M}$ Coefficiente per il calcolo delle sollecitazioni dei pali sottoposti ad azioni orizzontali H, M

i Gradiente idraulico

i_{crit} Gradiente idraulico critico

i, i_t, i_n, i_p Interasse dei pali

J Forza di filtrazione per unità di volume

J Intensità di corrente trasmessa dal terreno

J_b Momento di inerzia della struttura di fondazione

$K_a, K_{a\varphi}, K_{ac}, K_{a\delta}, K_{a\delta}(\alpha), K_{a\delta}(\beta), K_{a\delta}(\alpha, \beta)$ Coefficienti di spinta attiva, generico, in presenza di coesione per mobilitazione dell'attrito δ, per diverse inclinazioni del parametro (α) e del pendio (β)

$K_p, K_{p\varphi}, K_{pc}, K_{p\delta}\, K_{p\delta}(\alpha), K_{p\delta}(\beta), K_{p\delta}(\alpha, \beta)$ Coefficienti di resistenza passiva analogamente a K_a

$K_{av}, K_{ah}, K_{pv}, K_{pf}$ Componenti orizzontali e verticali dei suddetti coefficienti

K_a, K_f, K_0, K_p Coefficiente di tensione laterale: attivo, di rottura, di quiete (v. edometrico), passivo

$k, k_{\parallel}, k_{\perp}$ Coefficiente di permeabilità generico, di un complesso di strati paralleli al flusso, perpendicolari al flusso

k_x, k_y, k_z Coefficiente di permeabilità nelle direzioni x, y, z

k, k_{sv}, k_{sh} Costante o rigidezza elastica di una molla, coefficiente di sottofondo: generico verticale ed orizzontale

k_d Coefficiente di sottofondo dinamico

k_r Rigidezza relativa terreno-struttura

k_{ad}, k_{pd} Coefficienti di spinta attiva e resistenza passiva dinamici

k_p Resistenza specifica di un palo

k_{hE}, k_{vE} Coefficienti di reazione laterale di un palo o di una paratia secondo Matlock e Reese

k_θ Permeabilità elettromotrice

$L, L_\varepsilon, L_\sigma$ Lavoro: generico, di deformazione interna, delle forze esterne

l, l_0 Dimensione lineare, lunghezza elastica

$M(\theta)$ Funzione del metodo delle strisce di Bishop

MO Tenore organico di un terreno

M, M_{ult} Momento; momento ultimo

m Numero di onde nello svergolamento di un palo

m Massa

m Grado di mobilitazione

m_v Coefficiente di variazione di volume

N_s Numero di stabilità ($1/N_s$ = fattore di stabilità)

N_{SPT}, N, N_K Numero di colpo allo Standard Penetration Test, generico, caratteristico

N, N_{ult} Forza normale; forza normale ultima

N Fattore di amplificazione di uno spostamento per oscillazione

N_φ, N_c, N_q, N_γ Fattore di flusso e fattori di capacità portante: per coesione, per peso del terreno laterale, per dimensione della fondazione

NC Argilla normalmente consolidata

n, n_{max}, n_{min}, n_e Porosità: generica massima e minima, effettiva alla filtrazione

n_c, n_f Numero delle cadute di carico e numero dei « tubi » di flusso in una rete idrodinamica

n_{gv}, n_{gh} Rapporto fra l'accelerazione prodotta da un sisma e l'accelerazione di gravità in direzione verticale, orizzontale

O_r Grado di sovraconsolidazione

P Forza peso

P Potenza

P_E Carico euleriano

P_b, $P_{b\,ult}$, $P_{b\,crit}$ Portanza alla base di un palo: generica, ultima, critica

P_l, $P_{l\,ult}$, $P_{l\,crit}$, Portanza laterale di un palo: generica, ultima, critica

p Pressione, pressione di contatto; carico permanente ripartito

$\overline{p}$ Pressione di contatto per unità di lunghezza

p^* Perimetro

p, p_0, p_f Invariante delle tensioni pari alla media delle tensioni principali massima e minima totali: generiche, iniziali, a rottura

p', p'_0, p'_f Idem: efficaci

p'_{med} Media delle tensioni principali massima, intermedia e minima efficaci

p'_{perf} p'_{dist} Invariante delle tensioni efficaci di campionamento perfetto (ideale), disturbato (reale)

p_a Pressione atmosferica

p_{amm} Pressione di contatto ammissibile

p_{crit} Pressione limite marginale critica

p_{ult} Pressione limite ultima (di rottura)

p_c Equivalente in pressione della coesione

Q Portata d'acqua

q Pressione prodotta dalla sovrastruttura; carico accidentale ripartito

q, q_0, q_f Invariante delle tensioni pari alla semidifferenza della tensione principale massima e minima o resistenza tangenziale: generica, iniziale, a rottura

q_p, q_r Idem in corrispondenza del valore di picco e di quello residuo

R Raggio in coordinate polari

R Reazione - risultante dalle azioni

R Resistenza dinamica all'affondamento di un palo

R Ritiro

R Risposta di un oscillatore semplice ad un sisma

R'_{bk}, R_{ak} Resistenza caratteristica del beton e dell'acciaio

R' Forza di repulsione fra particelle

Re Numero di Reynolds

R_p Resistenza passiva

R_p Resistenza alla penetrazione

r, r_0 Raggio (pozzo, galleria...)

r_p Raggio dell'anello plastico nell'interno di una galleria

r_u Coefficiente di pressione interstiziale

S Risultante della tensione superficiale di capillarità

$\underline{\underline{S}}$ Tensore delle tensioni

S, S_a, S_{an}, S_{at}, S_0, S_{aq}, S_w Spinta generica, attiva, componente normale, tangenziale, in quiete, dovuta a sovraccarico, dovuta all'acqua

S_r Percentuale di saturazione

S_t Sensitività

S_d, S_v, S_a Spettri di risposta di deformazione, velocità, accelerazione

SC Argilla sovraconsolidata

s Tensione trasferita dal fusto di una fondazione profonda al terreno

s Depressione della falda

s Spessore

s_{ult} Resistenza di scorrimento o resistenza laterale ultima (pali, paratie...)

T, T_{es}, T_{ult} Forza di taglio o di punzonamento; generica, d'esercizio, ultima

T, T_{es}, T_{ult} Forza di trazione o di tiro: generica, d'esercizio, ultima

T_a Sforzo di trazione nell'armatura (calcolo a bielle)

T Temperatura

T, T_r, T_3 Fattore tempo generico, radiale, tridimensionale

T Periodo

t Tempo

t Profondità del piano di posa di una fondazione, di una paratia, di un pozzo

t_{crit} (Vedi z_{crit})

U Risultante delle sovrappressioni interstiziali

U Grado di consolidazione

UU Prova non consolidata non drenata (Unconsolided Undrained)

$\overline{U}$, $\overline{U}_z$, $\overline{U}_r$ Grado di consolidazione media generico, verticale, radiale

u, u_0, u_c, u_f, u_s, u_{ss} Pressione interstiziale dell'acqua: generica, iniziale, in eccesso, a rottura, idrostatica, di filtrazione permanente

u_b Pressione d'entrata d'aria nei filtri (breack-through pressure)

u_g, u^* Pressione interstiziale del gas, equivalente

u_r Pressione interstiziale di retaggio (capillarità)

u Componente dello spostamento in direzione x

V Azione verticale

$V, V_o, V_g, V_s, V_v, V_w$ Volume: generico o totale, iniziale, del gas, dello scheletro solido, dei vuoti, dell'acqua

v Velocità di filtrazione

v Coefficiente di concentrazione di Fröhlich

v, v_l, v_p, v_s Velocità: generica, di propagazione di onde longitudinali (uniassiale), di dilatazione o sferica, di onde trasversali o di distorsione (shear) (simbolo: anche V_s)

v Componente dello spostamento in direzione y

W Forza peso (vedi G o P)

W Energia

w, w_s, w_{op} Contenuto in acqua: naturale, di saturazione, ottimo di Proctor

w_l, w_p, w_r Limite liquido, plastico, di ritiro

w, w_0, w_f, w_c Componente verticale dello spostamento in direzione z: generico (cedimento), immediato, finale, per consolidazione

w_a Ampiezza massima della vibrazione

w' Cedimento specifico verticale

X Rapporto fra la rigidità complessiva di una struttura e la rigidità della sua fondazione (trave equivalente)

x Grandezza generica

x Distanza lungo l'asse x

$x\ \dot{x}, \ddot{x}$ Spostamento, velocità, accelerazione in direzione orizzontale

x_m Valore medio di una grandezza

x_K Valore caratteristico di una grandezza.

y Distanza lungo l'asse y

$y, \dot{y}, \ddot{y}$ Spostamento, velocità, accelerazione in direzione orizzontale

z Distanza lungo l'asse z

z_w Profondità a partire dalla falda acquifera

$z, z, \ddot{z}$ Spostamento, velocità, accelerazione in direzione verticale

z_{crit} Profondità critica di plasticizzazione del terreno interessato da fondazioni profonde sottoposte ad azione orizzontale

α Fattore di riduzione della coesione non drenata nelle fondazioni profonde

α Coefficiente di maggiorazione della profondità d'incastro nelle paratie

α Rapporto fra le pressioni (o le dimensioni) verticale ed orizzontale agente sul (o del) rivestimento di una galleria

α Angolo; inclinazione della superficie del terreno

α Inclinazione rispetto alla verticale di un piano di slittamento del terreno (Rankine)

β_x, β_z, β_Φ Coefficiente di forma della rigidezza di una molla

β Coefficiente di amplificazione di massa

β Angolo

β Inclinazione rispetto alla verticale del paramento interno di un muro

γ Distorsione unitaria

$\dot{\gamma}$ Velocità di distorsione unitaria

γ, γ_w, $\gamma_{w\,4^\circ}$, γ', γ_d, γ_s, γ_{sat} Peso specifico: generico, dell'acqua, dell'acqua alla temperatura di 4 °C, sommerso, secco, del solido (granuli), saturo

Δ Decremento, incremento, differenza di... ad es. (Δr, Δk_{hE}...)

δ Cedimento differenziale

δ Inclinazione della spinta alla normale alla parete - differenza di orientamento tra il piano di rottura teorica e quello reale

δ Decremento logaritmico

δ Coefficiente di variazione; scarto quadratico medio

ε Efficienza di una palificata

ε Angolo

ε, ε_{vol}, ε_v, ε_h, ε_x, ε_y, ε_z Deformazione unitaria: generica, volumetrica, in direzione verticale, orizzontale, in direzione x, y, z

ε_p Idem in corrispondenza dello stato tensionale di picco

ε_1, ε_2, ε_3 Deformazioni unitarie principali: minima, intermedia e massima

$\dot{\varepsilon}$ Velocità di deformazione unitaria

ζ Fattore di lunghezza di un palo sottoposto ad attrito negativo

ζ Fattore di forma di una parete spingente

ζ Indice di qualità di un terreno investente una galleria

ζ Componente verticale (asse z) della velocità di filtrazione

η_s, η_{sc}, η_{sm} Coefficienti di sicurezza strutturale: generico e parziale per i carichi e la resistenza dei materiali

η, η_c, η_m Coefficiente di sicurezza geotecnico: generico e parziale per i carichi e la resistenza del terreno

η_p Coefficiente di sicurezza geotecnico in base a prove di carico in sito

η_u Coefficiente di sicurezza della stabilità di pendii nei riflessi delle sovrappressioni interstiziali

θ Angolo

θ Angolo fra la superficie di slittamento e l'orizzontale

θ Fase

θ Grado di collegamento fra la struttura in elevazione e quella in fondazione

λ Fattore od indice di smorzamento (od attenuazione) di un'ampiezza di vibrazione da un periodo al successivo

λ Rapporto fra la lunghezza vera e quella elastica di una trave

μ Percentuale di armatura

μ Fattore di duttilità di una struttura

μ Viscosità

ν Coefficiente di Poisson

ν_c, ν_t, ν_b Coefficiente di forma della capacità portante

ρ Densità della massa

ρ, ρ_u Resistività della roccia, dell'acqua

Σ Sommatoria

σ_{ar}, σ_{pr} Tensioni attive e passive radiali su un pozzo

σ_{tp}, σ_{rp} Tensioni tangenziali e radiali plastiche od ultime nell'intorno di una galleria

σ, σ_{h0}, σ_{v0}, σ_{ha}, σ_{va}, σ_{hp}, σ_{vp} Tensioni totali normali: generica, componente orizzontale e verticale rispettivamente di quiete, attiva, passiva

σ_x, σ_y, σ_z, σ_r, σ_t, σ_1, σ_2, σ_3 Tensione totale in direzione x, y, z, radiale e tangenziale; tensioni principali

σ_c Tensione idrostatica nelle celle triassiali

σ_K Tensione caratteristica

σ_p Tensione di plasticizzazione

σ', σ'_{h0}, σ'_{v0}, Tensioni efficaci generica, litostatica orizzontale e verticale

σ'_{ha}, σ'_{va}, σ'_{hp}, σ'_{vp}: Tensioni efficaci orizzontali e verticali rispettivamente attive e passive

σ'_x, σ'_y, σ'_z, σ'_r, σ'_1, σ'_2, σ'_3 Tensioni efficaci corrispondenti alle totali precedenti.

σ'_p Tensione di preconsolidamento del terreno

$\sigma_{1,0}$, σ_{1c} Tensione principale iniziale e di ginocchio di quasi preconsolidazione

τ, τ_e, τ_f, τ_{ff} Tensione tangenziale generica, in esercizio, a rottura, a rottura sul piano naturale di rottura

τ_h, τ_v, τ_z Componenti della tensione tangenziale

τ_m Tensione tangenziale mobilitata

τ_p, τ_r, Tensioni tangenziali di picco, residua

τ_{max} Tensione tangenziale massima

τ_s Tensione tangenziale applicata sulla superficie del semispazio

Φ Funzione

φ Smorzamento specifico

φ, φ_{cv}, φ_{ult} Angolo d'attrito (apparente) generico, a volume costante, ultimo

φ', φ'_{cv}, φ'_{ult} Idem basato sulle tensioni efficaci (cond. drenate)

φ_u Parametro di resistenza in termine di tensione totali (cond. non drenate)
φ'_r Parametro di resistenza residuo
φ_μ Angolo d'attrito microscopico fra grani

χ Coefficiente probabilistico della tensione caratteristica
χ_c, χ_t, χ_b Coefficiente d'inclinazione delle capacità portanti
χ_1, χ_2 Coefficienti di forma della rigidezza di una molla

Ψ Funzione
ψ Angolo
ψ Capacità specifica di smorzamento
ψ Fattore di riduzione del modulo elastico per effetti viscosi

$\Omega, \Delta\Omega$ Energia potenziale di massimo spostamento, perduta in un ciclo
$\omega, \omega_n, \omega_0$ Velocità angolare: generica, naturale, di impulso
ω, ω_n Frequenza: generica, propria

BIBLIOGRAFIA

Al termine di ogni capitolo vengono segnalati unicamente i Trattati a carattere generale, in essi si trovano bibliografie molto dettagliate sugli argomenti specifici per i quali si indicano anche le Riviste:

Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York.
Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, Great George Street, London.

Rivista Italiana di Geotecnica, Associazione Geotecnica Italiana (AGI)

e gli Atti di vari Congressi, fra cui:

Proceedings of International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineers (ICSMFE) (v. nota in calce a pg. 336).

Sono oggi a disposizione anche ottimi cataloghi con schede riportanti gli *abstracts* dei più svariati articoli di Geotecnica; inoltre esistono numerosi « *state of art* » sugli argomenti trattati.

PARTE III

TECNICA DELLE FONDAZIONI

CAPITOLO 12

INTRODUZIONE AL PROGETTO GEOTECNICO

12.1 Generalità.

12.1.1 In questo secondo volume i principi ed i metodi di calcolo della Meccanica del Terreno, esposti nel primo volume, vengono applicati alla progettazione di strutture a contatto con il terreno. Si tratta sia delle strutture di fondazione propriamente dette, sia di quelle che, pur non svolgendo compito di fondazione, nel senso usuale della parola, sono ancora sollecitate dal terreno attivamente o passivamente quali: le opere di contenimento, gli ancoraggi in roccia, i blocchi di sostegno e di ancoraggio, i rivestimenti delle gallerie ecc. Gli aspetti progettuali di tutte queste opere hanno a base comune l'*interazione terreno-struttura*.

Le nozioni teoriche acquisite dalla M. d. T. verranno così valorizzate adattandole ai casi reali, con opportune estrapolazioni e compromessi suggeriti dalla esperienza e dal buon senso, qualità queste particolarmente utili per le applicazione della Scienza delle Costruzioni al settore della Geotecnica.

Va subito detto che, se le teorie della M. d. T. costituiscono un complesso di analisi senz'altro valido, per affrontare i problemi della costruzione, secondo lo schema della tab. 12.1, non forniscono strumenti di calcolo che indichino, caso per caso, fra le varie soluzioni possibili, quella più idonea ad assolvere la funzione di trasmissione delle forze dall'opera al terreno, o viceversa. È alla sensibilità ed intuizione del progettista che ne resta affidata, in definitiva, la scelta in una analisi più qualitativa che quantitativa di ottimizzazione cosicchè, come già detto nella introduzione del primo volume, la Geotecnica è soprattutto un'arte. Il lettore ben raramente troverà nelle pubblicazioni il caso che rispecchi esattamente il suo problema, sia per quanto riguarda la natura del terreno, sia le caratteristiche dell'opera.

D'altra parte è proprio l'assimilazione della teoria che conferisce al progettista tale sensibilità poichè favorisce la formazione di una mentalità « geotecnica », che fa ragionare come ragiona il terreno, ed una capacità di sintesi,

efficace proprio ad inquadrare il problema di una scelta ottimale con il minor rischio di insuccesso.

TABELLA 12.I – **Schema della M. d. T. teorica.**

Valutazione dello stato tensionale del terreno all'atto del progetto (cap. 6).

Valutazione delle tensioni totali indotte (cap. 6).

Valutazione delle tensioni interstiziali indotte (cap. 7).

Modellazione delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza del mezzo « argilla o sabbia ideali » in sito (capp. 3, 4, 5).

Controllo degli spostamenti differenziali ammissibili (cap. 8).

Controllo dell'ammissibilità delle tensioni indotte (cap. 9).

Controllo delle sollecitazioni ammissibili nelle strutture (cap. 10).

Riesame di tutti i punti precedenti secondo l'analisi dinamica (cap. 11).

Certamente, per il buon esito della progettazione, le cognizioni teoriche di M. d. T. non possono essere disgiunte da una esperienza di casi vissuti, che viene acquisita unicamente da una presenza in cantiere che consenta il contatto diretto con i terreni, in fase di indagini preliminari, ed il controllo della risposta della struttura nel corso stesso dei lavori e dopo ultimati.

Solo attraverso tali conoscenze possono essere tarati quegli strumenti umani della intelligenza: la vista ed il tatto, così preziosi per un primo giudizio, la cui validità, se ottenuta attraverso occhi e mani esperti, è quasi sempre confermata.

In tale corredo di conoscenze ha peso una buona dimestichezza con i fenomeni struttura-terreno, estesa al comportamento della sovrastruttura, dimestichezza che viene acquisita dalla osservazione metodica e precisa delle deformazioni e dei moti rigidi, durante e dopo la esecuzione, osservazione che viene troppo spesso omessa.

Nello stesso tempo va anche detto che una grande esperienza può presentare il pericolo di conferire al progettista una eccessiva fiducia in se stesso che, se disgiunta da una conoscenza geotecnica, può attenuare la sua attenzione ad avvertire l'insidia di casi che sono semplici solo all'apparenza. Può inoltre indurlo anche a trascurare l'indagine in sito ed in laboratorio, che è la sola rivelatrice della reale situazione del sottosuolo, il che si è avuto modo di porre in evidenza nel cap. 1, ove sono stati illustrati casi di dissesto non facilmente prevedibili.

Nello studio di una fondazione deve essere considerato che la durabilità è altrettanto importante della sicurezza. Può infatti avvenire che la sicurezza sia garantita ma la durabilità sia limitata, a causa di fenomeni di dissesto che possono progredire lentamente e manifestarsi molto tempo dopo l'ultimazione

dei lavori, spesso oltre un decennio, e rendere la costruzione inagibile, senza, tuttavia, provocarne il collasso.

12.1.2 Se insistere sulla necessità di una accurata indagine geotecnica in laboratorio, e meglio in sito, può apparire superfluo, dopo quanto più volte avvertito nel primo volume, lo è forse meno insistere sulla opportunità che per la buona riuscita di una fondazione il progettista di questa venga messo al corrente delle caratteristiche morfologiche e delle esigenze statiche della struttura. Ciò è stato ampiamente dimostrato sia all'inizio che alla fine del cap. 1, segnalando le responsabilità delle varie componenti tecniche che concorrono alla progettazione ed esecuzione delle opere di fondazione.

Ben differenti sono, ad es., le esigenze di una struttura iperstatica da quelle di una isostatica, di una costruzione a pianta ristretta da una estesa, di una simmetrica da una irregolare, e soprattutto di una struttura in elevazione rigida da una deformabile. Ignorare ciò vuol dire per il progettista delle fondazioni procedere con il paraocchi.

E lo strutturista non deve limitarsi a fornire al geotecnico l'analisi dei carichi « allo spiccato », ma deve ricercare la soluzione di fondazione alla luce della interazione fra terreno e struttura.

Nello stesso tempo i risultati di una indagine della natura del terreno, predisposta senza conoscere le caratteristiche della costruzione che dovrà fondarsi su di esso, potrebbero risultare inutilizzabili.

La conoscenza delle caratteristiche strutturali dell'elevazione giova pertanto a completare il quadro di notizie da rapportare alla natura del terreno fondale. A sua volta la sovrastruttura deve essere progettata conoscendo la situazione stratigrafica del suo sottosuolo poichè, ove necessario, verrà adattata alle caratteristiche di questo.

È quindi ben evidente che i progetti della fondazione e della sovrastruttura sono intimamente connessi fra loro e dovrebbero essere affidati alla stessa persona, non potendosi nello studio dell'uno prescindere dall'altro, se si vuole conseguire la stabilità in una ottimizzazione di « costi e profitti ».

Il progetto della fondazione implica, anzitutto, la scelta della profondità da raggiungere e quindi del tipo di fondazione, due elementi questi strettamente interdipendenti fra loro, che concorrono a consegnare al sottosuolo le forze provenienti dalla elevazione.

La fase iniziale della scelta del sistema di fondazione è quella che, più di ogni altra, fa appello alla esperienza ed alla capacità di sintesi del progettista: la soluzione non è mai univoca e lo è tanto meno proprio nei casi difficili, quale ad es. il caso frequente il cui il « bedrock » non sia raggiungibile, e la fondazione debba restare sospesa in una massa di proprietà meccaniche scadenti.

Va detto che nella scelta della fondazione occorre poi liberarsi da preconcetti e simpatie per cui, a volte, vengono messi al bando certi sistemi perchè in un caso hanno dato cattivo esito ovvero, al contrario, si è indotti ad adottare certe soluzioni solo perchè se ne conoscono esiti fortunati evitando ogni ponderato accertamento di reale simiglianza fra le diverse situazioni.

Ogni fondazione è un problema nuovo che va esaminato e trattato sulla base della esperienza ma senza lasciarsi influenzare da pregiudizi.

Una volta scelto il tipo di fondazione, più facile è la fase successiva del suo dimensionamento poichè allora viene l'ausilio delle formule della geotecnica le quali peraltro hanno validità in relazione alla attendibilità dei dati delle proprietà dei terreni che vengono inseriti nelle calcolazioni.

Il progettista non può comunque limitarsi ad utilizzare i risultati « asettici » delle prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati esaminando unicamente lo stato tensionale indotto dall'opera, bensì deve interpretarne i risultati esaminando attentamente in sito il terreno e valutando le condizioni ambientali e l'effetto degli eventuali antefatti del terreno (anamnesi).

Tutto ciò non solo in base alla situazione del suolo e sottosuolo all'epoca della costruzione, ma anche tenendo conto delle prevedibili alterazioni dell'ambiente durante la vita dell'opera, con particolare riguardo a quelle che potrebbero nel tempo modificarne l'equilibrio (prevenzione). Così i prosciugamenti, le infiltrazioni di acqua, la costruzione di fogne, la esecuzione di notevoli rilevati nelle vicinanze, ovvero l'esecuzione di scavi, specialmente se lungo pendii, le sistemazioni stradali ed infine le erosioni, qualora si tratti di opere in alveo di fiume, in riva al mare, ecc., sono tutti fattori dei quali va tenuto conto fin dall'inizio, prevedendo e prevenendo le eventuali alterazioni del sottosuolo cui possono dar luogo.

L'immobilità del terreno, indipendentemente dall'azione dei carichi che verranno su di esso applicati, è un dato che deve essere accertato preliminarmente, esaminando le condizioni della zona nel loro complesso, con particolare riguardo alle azioni orizzontali che possono aversi sulle opere per morfologie accidentate ed, in particolare, su pendii, tanto più in presenza dell'acqua.

Il progettista non deve mai dimenticare che il peggior nemico di una fondazione, e comunque interagente con il terreno, è l'acqua, sia di infiltrazione che di falda, potendo essa, se in movimento, produrre, in breve tempo, considerevoli alterazioni del sottosuolo, con dissesti delle costruzioni su di esso fondate. E ciò non tanto per i cedimenti, che possono aver luogo per asportazione di roccia sciolta, quando si abbia una continua sensibile filtrazione di componente prevalentemente orizzontale bensì soprattutto per quelli dovuti alla variazione di pressione efficace fra i granuli di roccia, a causa dell'innalzamento del livello di falda specie per apporto meteorico. Questi fenomeni assumono naturalmente particolare importanza in presenza di strati cedevoli argillosi, che spesso costituiscono il letto della falda, tanto più se sono strati di potenza variabili o, addirittura, a carattere lentiforme.

La disciplina delle acque ha la medesima e forse una maggiore importanza della stessa scelta del sistema di fondazione e quindi deve costituire sempre la prima preoccupazione del costruttore. Con un'opportuna regolazione delle acque si riesce, a volte, a rendere stabili opere in fase di dissesto senza intervenire sulle loro strutture fondali. Ad esempio, sarebbe costoso intervenire su un'opera a sostegno di terreni soggetti a percolazione di acqua, mentre poca

spesa può richiedere il prosciugamento, con drenaggi, della massa spingente, come messo in evidenza parlando della patologia dei dissesti al cap. 1.

Non sempre poi sono trascurabili movimenti di subsidenza, anche essi dovuti in parte all'intervento dell'acqua, come ad es. per effetto di trasporti terrigeni su terreni giovani alle foci dei fiumi ovvero per abbattimento della falda in centri abitati a seguito di emungimenti dal sottosuolo.

È importante poi insistere sul fatto, peraltro evidente, che le indagini, in particolare quelle di laboratorio, e lo studio completo e definitivo delle fondazioni, devono essere espletati non solo prima dell'inizio dei lavori ma addirittura in sede di progetto di massima dell'opera stessa.

Le esigenze di tempo sono esse stesse nemiche della buona norma di avere la completa stesura di un serio rapporto geotecnico prima dell'inizio dei lavori così che avviene spesso che i risultati delle indagini si conoscono solo dopo aperto il cantiere delle fondazioni o, peggio, ad opera ultimata quando l'indagine è promossa per conoscere le cause dei primi sintomi del dissesto.

Non è mai una giustificazione l'urgenza dello « inizio dei lavori ». Peraltro un tracciamento del profilo del sottosuolo (cap. 5), che nel territorio italiano si presenta così variabile e diverso da luogo a luogo, anche in zone di limitata estensione, può essere ottenuto, sia pure approssimativamente ma abbastanza validamente, con indagini in sito mediante le nuove tecniche del penetrometro statico a molti sensori e del pressiometro autoperforante.

Tali indagini permettono infatti di ottenere rapidamente un quadro della posizione della falda idrica e delle caratteristiche meccaniche del terreno, anche se a stratigrafia tormentata.

Le indagini del sottosuolo non debbono essere guidate solo dall'intento di avere elementi per una buona progettazione della fondazione bensì anche nei riflessi della perturbazione dell'ambiente; in particolare ciò assume rilievo quando l'esecuzione implica grandi scavi. Le indagini, in questo caso, non solo servono a valutare attentamente le esigenze statiche dello scavo stesso (ad esempio stabilità delle scarpate o delle opere di sostegno), bensì anche l'interazione fra scavo, fondazione ed opere limitrofe.

È inammissibile il fatto che, ancora oggi, vengano progettate fondazioni con criteri del tutto empirici, ignorando l'evoluzione della tecnica in questo settore. Tale stato di cose molte volte è favorito dal desiderio di evitare le spese dei sondaggi e delle prove di laboratorio nonchè l'impegno richiesto dall'applicazione di metodi di calcolo non familiari.

Se si riflette ai successi di questa ancora giovane Scienza, ed al fatto che la semplice applicazione di una formula, usata con valori attendibili delle proprietà del terreno in sede di progetto, può ridurre, se non eliminare, il rischio di insuccessi, non potranno più essere tollerati l'empirismo e la leggerezza nello studio delle fondazioni. Le economie, realizzate nelle indagini sono ben poca cosa rispetto alla capitalizzazione del rischio di successivi interventi, sempre di notevole costo.

In tal senso le nuove normative di tutti i Paesi danno precise disposizioni. Peraltro vi sono casi quali, ad es. quello di terreni molto compressibili di note-

vole potenza o di terreni in frana, per di più in zona sismica, in cui le indagini, almeno di massima, devono essere svolte a livello di piano regolatore e non a livello del privato cittadino se non si vuole che questi venga coinvolto in un conflitto fra economia e sicurezza, a tutto scapito del risultato dell'opera.

Comunque è deplorevole la consuetudine, principalmente di Enti Committenti di «lavarsene le mani» riversando sulle Imprese esecutrici dei lavori l'onere di indagini geotecniche, che così assumono solo un aspetto burocratico.

Infine si rileva che la scelta delle azioni e dei coefficienti di sicurezza incide decisamente sui risultati dei calcoli, e, come verrà accennato in fine capitolo, essa va guidata da un'attenta analisi ragionata, basata anche su criteri di statistica e probabilistica.

Così, tanto per citarne un'aspetto, nell'analisi delle azioni vanno sempre distinti i carichi permanenti dagli accidentali, poichè sono i primi ad avere maggiore influenza sul comportamento della fondazione, e degli accidentali vanno analizzate le varie combinazioni alla luce della probabilistica.

L'uso di procedimenti di calcolo geotecnici più raffinati perde di significato nel caso di scarsa conoscenza delle caratteristiche meccaniche del terreno e se non è accompagnato da una indagine approfondita dei coefficienti di sicurezza dosati caso per caso.

12.2 La attendibilità delle teorie e la progettazione geotecnica.

12.2.1 Confronto fra le previsioni teoriche e le osservazioni.

L'attitudine a risolvere problemi di fondazione si acquisisce, oltre che dallo studio della geotecnica, dal confronto del comportamento delle opere con le previsioni della teoria e ciò è talmente importante da meritare alcune riflessioni, ricollegandosi a quanto già detto sull'argomento nel primo volume.

Per quanto possa sembrare ovvio, anche se in realtà i fatti dimostrano che non lo è, l'esame del comportamento delle opere, nei riguardi geotecnici, è tanto più utile se dalle osservazioni compiute possono trarsi conclusioni di validità generale.

I principali presupposti di questo processo sono la esistenza di una teoria fondamentale o di una ipotesi di calcolo, che si vogliano verificare, e l'esistenza di una serie di caratteri comuni all'opera esaminata od a quelle che più frequentemente si realizzano così che, in base alle osservazioni compiute, sia possibile stabilire regole di progettazione, o direttive esecutive, che costituiscano la cornice entro la quale vanno accortamente inseriti gli sviluppi di calcolo.

Questi caratteri comuni possono essere l'ambiente geologico e la natura dei terreni ed allora le osservazioni sul comportamento delle opere si rendono utili «regionalmente» o localmente (vi sono ad es. a Roma delle zone per le quali la costante cattiva natura del sottosuolo ha prodotto una vera tipologia locale delle fondazioni). Le osservazioni sono utili per stabilire norme di progetto e di esecuzione anche di opere tipologicamente ben definite, come accade,

per i muri di sostegno delle costruzioni stradali (ad es. norme svizzere VSS), per le fondazioni di particolari tipi di macchine, ecc.

Considerati i recenti sviluppi della Geotecnica la utilizzazione delle osservazioni condotte con il primo criterio — nell'ottica delle osservazioni dell'ambiente geologico — è quella che oggi appare, sotto tutti gli aspetti, più interessante e densa di prospettive.

A questo proposito basti ricordare che la procedura di calcolo dei cedimenti, oggi diffusamente seguita, scaturì proprio dal confronto fra il comportamento di numerosi edifici ed i risultati dell'analisi teorica e prese, in certo senso, l'avvio da una serie di dati presentati e discussi in un Congresso tenutosi a Londra nel 1956, ed estesamente approfonditi successivamente a Cambridge (British Geotechnical Society 1974, v. bibliografia cap. 13).

Va tenuto presente che l'osservazione del comportamento di un'opera per essere effettivamente utile, al fine del controllo di un'ipotesi di calcolo o di una teoria generale, deve essere completa sotto ogni aspetto, ciò che spesso è di difficile realizzazione nella pratica. Misure degli spostamenti di una paratia, senza una misura delle pressioni totali ed interstiziali, o l'osservazione dell'andamento nel tempo dei cedimenti di un rilevato o di un fabbricato, senza la misura delle pressioni interstiziali nello strato compressibile e così via, per il predetto scopo, sono di ridotta utilità.

Altra difficoltà che si incontra nella realizzazione di un completo programma di controllo di un'opera deriva dalla effettiva impossibilità di misurare certi fenomeni senza interferire sull'oggetto stesso delle misure. Ciò si verifica, ad es., nella installazione di piezometri in certi terreni argillosi non saturi. Anche nella misura degli spostamenti orizzontali del terreno, per mezzo di clinometri, può accadere che il tubo del clinometro non segua esattamente il terreno.

Le moderne attrezzature di misura in sito (v. 4.4) permettono comunque di svolgere preziosi controlli e previsioni, specie in corso d'opera, controllando le ipotesi di calcolo.

12.2.2 Importanza delle indagini e del campionamento.

Eseguiti gli accertamenti di larga massima nella zona, raccogliendo possibilmente anche notizie sulla struttura geologica del sottosuolo, si è in grado di concretare il programma delle ricerche indirizzandole, principalmente, verso quegli strati che si presumono particolarmente deformabili.

Il numero dei sondaggi va stabilito, come detto al cap. 4, in rapporto alla estensione della fondazione, alla profondità del suo piano di posa e, soprattutto, alla maggiore o minore « omogeneità » del terreno, omogeneità che può essere nota, o conosciuta, da indagini preliminari. Il programma dei sondaggi può, e deve, essere modificato in corso di esecuzione; essi debbono essere in numero tale da far conoscere la potenza e l'inclinazione degli strati e la posizione delle eventuali falde d'acqua, possibilmente con i livelli di massima e di minima.

Con tali elementi si perviene alla compilazione di carte stratigrafiche, da

cui deve apparire la configurazione del sottosuolo per una conveniente estensione e profondità e tutti quegli altri dati utili al progettista, segnalati al cap. 1, con particolare riguardo all'ambiente geologico. Queste carte vanno inviate ad un laboratorio geotecnico unitamente ai campioni.

Per quanto si cerchi oggi di trasferire in una normativa tali criteri, in effetti non si riesce ancora a quantizzare con regole generali le indagini geotecniche.

Se con terreni ottimi può essere sufficiente un esame visivo della campionatura, nella maggioranza dei casi non possono omettersi le prove di laboratorio ed infatti parlare di argilla, senza definirla con le sue caratteristiche geotecniche, non ha alcun significato per un giudizio sul suo comportamento meccanico.

Affinchè le carte stratigrafiche possano servire efficacemente per stabilire il programma delle prove di laboratorio, è opportuno che su di esse venga indicata schematicamente la fondazione in pianta e sezione, così come essa è prevista nel progetto di massima, con l'indicazione dei carichi applicati.

Sulle carte dovranno poi segnarsi le costruzioni vicine, possibilmente con il tipo di fondazione adottato, in modo da analizzare anche l'eventualità che le nuove opere possano danneggiare le preesistenti.

Tali notizie sono inoltre indispensabili per alcune prove la cui condotta è strettamente legata al processo che subirà il terreno nel corso dei lavori e dopo. Così, per le prove triassiali occorre indicare allo sperimentatore entro quali limiti essa debba essere estesa e quindi il carico antecedente alla costruzione e quello a costruzione ultimata. Dovranno essere indicate, inoltre, le condizioni di drenaggio, per cui andrà precisata la velocità di prova. Particolare attenzione va posta alle modalità di prova sulle sabbie fluide e sulle argille molli.

È pertanto evidente che le esperienze di laboratorio potranno essere definite nelle loro modalità, ampiamente descritte nel cap. 3, solo dopo avere acquisito una discreta conoscenza del sottosuolo e pertanto i prelievi debbono essere in ogni caso esuberanti in modo che non si verifichi mai insufficienza di materiale e ciò nella previsione che si debbano eseguire tutte le prove caratteristiche di quel tipo di roccia.

Nel primo volume è stato più volte rilevato quanto l'operazione di prelievo influenzi il comportamento dei campioni e quindi il risultato delle prove: in particolare l'andamento della curva pressione-indice di porosità nell'intorno del valore della pressione di preconsolidazione e quello della curva tensione-deformazione in condizioni non drenate.

Con ricerche teorico-sperimentali si è tentato di valutare anche l'effetto sulle caratteristiche meccaniche di un « perfetto » campionamento, simulando in laboratorio lo stato di tensione del campione in sito, caratterizzato da valori diversi delle tensioni verticale ed orizzontale efficaci, peraltro il reale effetto del campionamento può essere ben diverso da quello idealizzato ed è impossibile valutarlo a priori.

A questo proposito non si può fare a meno di osservare che le tecniche di campionamento impiegate in Italia sono ancora, in molti casi, piuttosto rudi-

mentali. Questo fatto si deve attribuire più alla insensibilità dei tecnici di fronte alla importanza del problema che ad una deficienza tecnologica. Molte delle Ditte che operano nel campo delle fondazioni sono perfettamente attrezzate ed in grado di impiegare le più moderne tecniche di perforazione e di prelievo dei campioni.

A volte, però, le stesse Imprese, per « economizzare » somme che peraltro, viste in relazione alla importanza dei lavori e del rischio dell'insuccesso, sono generalmente limitate, impiegano attrezzature non adatte prelevando campioni che, talvolta, hanno con il terreno in sito solo una lontana somiglianza ma che nonostante tutto vengono classificati « indisturbati ». Ciò avviene frequentemente con Ditte improvvisate prive di idonee attrezzature.

Analogo discorso è valido per le prove in sito che possono contribuire più sicuramente alla conoscenza del sottosuolo e fra queste, ove il terreno lo consenta, soprattutto le prove penetrometriche (v. 4.3).

Va infine rilevato che, quando si tratti, notoriamente, di buoni terreni, le indagini geotecniche perdono importanza ma può dirsi che ciò avvenga, a volte, anche nel caso di terreni molto cattivi, poichè per la scelta della soluzione è sufficiente sapere che il terreno è pessimo.

È con i terreni di media consistenza che per una buona progettazione occorre intensificare ed affinare le indagini evitando di essere eccessivamente ottimisti, a scapito della sicurezza, ovvero oltremodo pessimisti, a scapito della economia. Altrettanto deleterio, specie con terreni molto stratificati, è eseguire prove geotecniche raffinatissime (ad es. triassiali CU) in rari « punti » dispersi del terreno, dando l'illusorio aspetto, a chi ne usa i risultati, di una sicura conoscenza geotecnica.

Tutte le indicazioni riportate in questo paragrafo sono l'« optimum » di una indagine preliminare al progetto di una fondazione. Se peraltro è illusorio che le indicazioni vengano rispettate alla lettera da progettista e costruttori, pure solo averle ricordate può sempre contribuire ad una buona « educazione geotecnica ».

12.2.3 La stabilità della fondazione.

I criteri di progettazione geotecnica, comunemente seguiti per la risoluzione dei principali problemi di fondazione, meritano alcune riflessioni sulla loro validità, basate sulla corrispondenza fra previsioni e comportamento reale. Ciò attraverso l'esame di alcuni aspetti, i più caratteristici, visti con gli occhi dell'ingegnere più che del ricercatore.

Anzitutto si rileva che al collasso della fondazione, per rottura dell'equilibrio del terreno, che può essere definito come uno stato limite ultimo. L'ipotesi di comportamento rigido-plastico del terreno, posta a base dei procedimenti di calcolo, ha riflessi di diversa importanza ma generalmente non trascurabile, nelle verifiche di stabilità.

Così il procedimento applicato alle fondazioni dirette su terreni incoerenti, dotati di forti angoli d'attrito interno, porta a valori molto elevati della pres-

sione limite ultima, che non trovano conferma nella realtà e tanto meno quanto il terreno è più scadente.

Il progettista deve comunque tener presente che, già per pressioni di contatto inferiori a quella limite ultima, le elevate tensioni tangenziali indotte, che si raggiungono ai bordi del corpo di fondazione producono plasticizzazioni locali cui corrispondono, in terreni non fortemente addensati, diminuizioni di volume non trascurabili. Si tratta di un fenomeno ben noto, che è stato oggetto di teorie divenute ormai classiche (carico critico di Fröhlich), ma che sono talvolta trascurate.

Vi è poi la dipendenza esponenziale del carico limite ultimo dalla tangente dell'angolo d'attrito φ, per cui si hanno variazioni sensibili di questo per modeste variazioni di φ, quando si vada verso elevati valori (oltre i 35°). Di conseguenza, ove si voglia seguire il criterio di stabilire la pressione ammissibile di esercizio quale frazione di quella limite ultima (v. 13.2.2), sarebbe prudente applicare il coefficiente di sicurezza più che alla pressione limite ultima, come è uso, all'angolo di attrito.

Il valore di detto coefficiente dovrebbe poi essere scelto in base al tipo di relazione sforzi-deformazioni del terreno o, più semplicemente, al suo stato di addensamento, come accennato alla fine del cap. 3 del primo volume. Sulla opportunità poi di scegliere i coefficienti di sicurezza in base a criteri più raffinati di quanto è d'uso, verrà detto al n. 12.3.6.

Problemi particolari si presentano con terreni limo-argillosi; se questi sono normalmente consolidati, il progetto delle fondazioni è condizionato soprattutto dalla limitazione dei cedimenti. Il comportamento reale di tali terreni si discosta fortemente da quello rigido-plastico, con influenza determinante sui risultati del calcolo. Nei terreni sovraconsolidati, al contrario, può dirsi che l'ipotesi è verificata con buona approssimazione anche se nella letteratura si trovano ben poche conferme sperimentali delle previsioni teoriche. Sarebbe perciò opportuno dedicare maggiore attenzione al problema, considerata l'estensione delle zone in Italia in cui affiorano argille fortemente sovraconsolidate.

Se si passa dalle fondazioni superficiali a quelle profonde, l'esame della situazione, sempre relativamente alle verifiche dello stato limite ultimo, mostra la notevole complessità dei problemi.

In realtà, la crescente attenzione dedicata dai ricercatori alle fondazioni profonde e le teorie sul comportamento dei pali di fondazione, sembrano in prima istanza soddisfacenti, soprattutto se le ipotesi poste alla base dei calcoli sono tarate su misure in opera su prototipi. Un impegnativo programma di ricerca sperimentale, compiuto in Gran Bretagna su pali di grande diametro in argilla sovraconsolidata, ha confermato alcune ipotesi sul comportamento dei pali, che erano state formulate in base ad un'analisi qualitativa ed intuitiva del loro comportamento.

In particolare è risultato evidente, per i pali di grande diametro preforati, l'effetto di rilassamento del terreno ed il suo sensibile disturbo lungo le pareti del foro, con conseguente riduzione della aderenza fra palo e terreno.

È stata anche constatata l'influenza del grado di fessurazione delle argille sovraconsolidate e, soprattutto, il graduale trasferimento nel tempo del carico dal fusto alla base del palo.

Più complessa è la situazione dei pali in argille e limi normalmente consolidati e nelle sabbie mediamente o poco addensate. Ancora la discordanza fra l'effettivo comportamento dei materiali e le ipotesi di calcolo e la difficoltà di valutare, anche approssimativamente, l'influenza della tecnica esecutiva, condizionano fortemente i risultati dei calcoli.

L'esperienza ha mostrato che in generale la resistenza per aderenza laterale è molto minore di quella fornita da alcune vecchie formule, principalmente perchè essa non aumenta con la profondità così come esse vorrebbero: in ogni caso molto importante è l'analisi della portanza dell'intera palificata.

Al problema della verifica dello stato limite ultimo delle fondazioni profonde si collega quello del calcolo della stabilità delle scarpate (v. cap. 15) e della spinta sulle opere di sostegno (cap. 16). Le ipotesi sul comportamento meccanico dei terreni sono le stesse, ed analoghe sono le limitazioni che ne derivano sul piano applicativo. Si può constatare che tutte le teorie sulla spinta che sono state avanzate, dopo quelle classiche di Coulomb e Rankine, hanno messo a fuoco principalmente che finquando si conserva l'ipotesi di comportamento rigido-plastico perfetto non si ha la possibilità di valutare l'interazione fra terreno e struttura e quindi di calcolare le sollecitazioni ultime sulle opere.

Le teorie classiche peraltro se aggiornate alla luce dell'analisi delle tensioni-deformazione del mezzo continuo polifase, come fatto nel volume, e se affiancate e tarate da misure in opera, non vanno sostituite con le teorie « dell'ultimo Congresso ». Le teorie d'avanguardia devono essere trasferite dal fronte della ricerca al mondo della progettazione solo dopo essere state filtrate da una lunga esperienza, troppo spesso trascurata in nome di un maggior « rigore » teorico frequentemente illusorio.

12.2.4 I cedimenti della fondazione.

Il valore ammissibile del cedimento che subisce una fondazione per deformabilità del terreno ed interazione fra terreno e struttura, può essere considerato come una condizione limite di esercizio.

Esso si differenzia nettamente da quello limite ultimo poichè offre una più chiara e convincente linea logica di progetto delle strutture sulla base dell'analisi dei cedimenti e dei tempi di consolidazione. Anche le ipotesi meno approssimate delle teorie originali di Terzaghi e di Fröhlich sono state riesaminate criticamente ed aggiornate dalle numerose e complesse teorie della consolidazione, proposte negli ultimi anni, per cui valgono le stesse considerazioni prima svolte nei riguardi della resistenza.

Generalmente l'interazione fra terreno e struttura, in fondazione e in elevazione, ha numerosi aspetti sul piano applicativo e pone problemi di notevole difficoltà, specie se si esamina l'evoluzione nel tempo. Eccetto casi particolari, non è tanto importante prevedere il cedimento medio di un fabbricato quanto

le deformazioni delle strutture e quindi gli stati di coazione che ne derivano.

La osservazione del comportamento delle opere ha mostrato che per la previsione del cedimento medio è in genere possibile, in ambienti geotecnicamente non troppo complessi, trovare una risposta entro certi limiti di approssimazione, mentre per la determinazione degli stati tensionali delle strutture, che impropriamente vengono detti secondari, resta ancora limitata al campo delle valutazioni qualitative.

Una delle maggiori difficoltà risiede, come si è accennato in principio, nella valutazione della deformabilità del complesso delle opere.

Il problema di valutare lo stato di sollecitazione delle sovrastrutture, indotto dalla distribuzione delle reazioni di sottofondo, assume notevole rilievo, ad esempio, in quelle costruzioni particolarmente sensibili, quali gli edifici a pannelli prefabbricati che sono rigidi e nello stesso tempo fragili per la presenza delle giunzioni dei pannelli.

Lo stato limite dei cedimenti va poi considerato in relazione al tipo di sovrastruttura: ad esempio per le condizioni di esercizio gli effetti dei cedimenti differenziali sono più gravi per una struttura iperstatica che per una isostatica, a differenza dello stato limite ultimo per il quale è più pericolosa una struttura isostatica, ad es. travi appoggiate che possono perdere l'appoggio.

Il calcolo in fase d'esercizio, se più arduo per la complessità geologica e costitutiva, è però quello che più interessa il progettista dovendo questi, in definitiva, esaminare e governare gli spostamenti differenziali dell'opera che si vuole inserire nella natura in misura tale che siano da questa sopportati.

Ciò vuol dire progettare la fondazione in modo che con la sua resistenza, e principalmente con la sua rigidità, salvaguardi la sovrastruttura da dannosi stati di coazione.

12.2.5 L'interazione fra struttura e terreno.

In Italia ben di rado si incontrano situazioni geologiche semplici e chiare, caratterizzate cioè dalla presenza di poche stratificazioni di terreno, aventi proprietà geotecniche costanti e ben definibili. Il più delle volte la disomogeneità e l'anisotropia del corpo di terreno, il cui comportamento si riflette su quello dell'opera, sono tali da rendere impossibile la descrizione della situazione in termini analitici.

Senza ricorrere ad esemplificazioni di situazioni limiti, basti considerare il caso, così frequente, di strati prevalentemente argillosi che, per quanto riguarda la compressibilità e la previsione dei cedimenti assoluti possono ritenersi relativamente omogenei. La presenza però di sottilissime stratificazioni sabbiose, di estensione difficilmente valutabile, rendono assolutamente aleatoria ogni previsione teorica del coefficiente di consolidazione e quindi dei cedimenti nel tempo.

Ai problemi posti dalla complessità della situazione geotecnica vanno aggiunti quelli che derivano dalle caratteristiche delle strutture. Si presenta,

infatti, piuttosto raramente il caso di schemi strutturali abbastanza semplici da permettere di impostare e risolvere per via teorica, con ragionevole approssimazione, il problema delle interazioni fra terreno e strutture, mentre non va dimenticato che, a volte, il ruolo predominante, nella distribuzione delle forze, è svolto proprio dalla sovrastruttura. Infatti per gli edifici la somma delle rigidezze degli orizzontamenti in elevazioni può essere anche molto superiore alla rigidezza delle strutture di base.

Anche nel caso di fabbricati di forma regolare, per la cui struttura portante sia possibile stabilire, con buona approssimazione, le relazioni sollecitazioni-spostamenti, l'influenza delle tamponature sulla deformabilità del complesso è sempre difficilmente valutabile mentre frequentemente, almeno nel campo delle piccole deformazioni, può costituire un fattore predominante. Troppo spesso però queste difficoltà vengono assunte come scusanti per non condurre indagini sul terreno e sulla sua interazione con la struttura con la pretesa di voler scegliere la soluzione geotecnica « commerciale », dimenticando che il terreno non è un prodotto industriale controllato in stabilimento.

La flessibilità della costruzione, da un lato, e la compressibilità del terreno, dall'altro lato, esalta, o meno, il fenomeno dell'interazione struttura-terreno, fenomeno che governa la progettazione della fondazione, secondo la tematica del volume.

In ogni caso, nonostante le difficoltà teoriche descritte, il solo fatto di progettare alla luce dei concetti della interazione terreno struttura (cap. 10) è determinante nella scelta e dimensionamento della fondazione.

12.2.6 Le leggi costitutive del terreno e la sicurezza.

Già nel primo volume si è parlato delle equazioni costitutive classiche (v. cap. 5) impiegate nella Geotecnica, relative ai modelli del mezzo, come riassunto in tab. 12.2.

TABELLA 12.2 – **Modelli costitutivi classici.**

I	II	III	IV
mezzo poroso saturo	— non drenato — drenato	— elastico lineare — rigido plastico	omogeneo, isotropo ed intatto

I modelli del III e IV gruppo sono tipici dei materiali da costruzione (acciaio, conglomerato) mentre quelli del I e II gruppo lo sono dei terreni.

Anche lo studio, con tali modelli, delle condizioni di tensione e deformazione del terreno, potrebbe farsi mediante condizioni d'equilibrio e di congruenze, qualora si conoscesse la distribuzione delle pressioni interstiziali e quindi la distribuzione delle tensioni effettive nello scheletro solido.

Se si tratta invece il problema in termini di tensioni totali, come per i

materiali monofase, esso ricade nelle equazioni costitutive rendendole funzione, in particolare, del tempo, anche a prescindere dai fenomeni viscosi.

Il passaggio poi dalle caratteristiche reologiche del singolo elementino fino al contorno non è possibile nel terreno, perchè esso non è in generale un corpo omogeneo isotropo (IV gruppo), per cui sarebbe necessario variare i legami costitutivi da punto a punto o da strato a strato, dopo aver rilevato i profili geotecnici del sottosuolo.

Il quarto modello è cioè raramente verificato nella realtà.

L'uso, dunque, delle equazioni costitutive classiche per creare il collegamento fra l'equazione di equilibrio e quella di congruenza, secondo i canoni della M. d. C. e quindi della S. d. C., conduce a metodi di calcolo spesso di dubbia validità.

Ne consegue che anche il concetto di sicurezza è di più delicata determinazione, essendo strettamente legato alle leggi costitutive ed in particolare ai criteri di resistenza.

I metodi di calcolo ed i criteri di sicurezza classici possono venire schematizzati nella seguente tabella 12.3, con riferimenti alla fig. 12.1 (v. anche figg. 8.1 e 13.3).

TABELLA 12.3 – **Criteri di calcolo classici.**

Calcolo	Equilibrio	Congruenza	Modello costitutivo usuale (tab. 12.1)	Sicurezza
Stato limite di esercizio	Cedimenti differenziali		Elastico	$\eta = \dfrac{\delta_{amm}}{\delta}$
Stato limite ultimo (collasso)	Stabilità	—	Rigido-plastico	$\eta = \dfrac{p_{ult}}{q}$

Per lo stato limite di esercizio il coefficiente di sicurezza esterno è fornito dal rapporto fra il cedimento differenziale consentito dalla struttura $\delta_{amm} = \Delta w_{amm}$ e quello offerto dal terreno δ. Per lo stato limite ultimo nelle condizioni del modello rigido plastico il coefficiente di sicurezza è il rapporto fra il valore di rottura del terreno p_{ult} e quello indotto dalla fondazione q. Al crescere del carico q, e quindi all'evolversi dei cedimenti w, si riduce il coefficiente di sicurezza η a rottura (p_{ult}/q), come indicato simbolicamente in fig. 12.1.

Si noti che la determinazione della sicurezza allo stato limite di rottura non corrisponde affatto alla determinazione dello stato limite di ammissibilità dei cedimenti dell'opera, che può essere molto più vincolante del precedente, come evidenzia la fig. 12.1.

Quanto contenuto nella tabella 12.2 ed in fig. 12.1 è del tutto simbolico in quanto, ad es., il cedimento differenziale ammissibile va legato ad una cur-

vatura dalla costruzione, od anche ad una inclinazione rigida (fig. 13.13) mentre la pressione limite deve essere controllata in relazione alla interazione terreno-struttura.

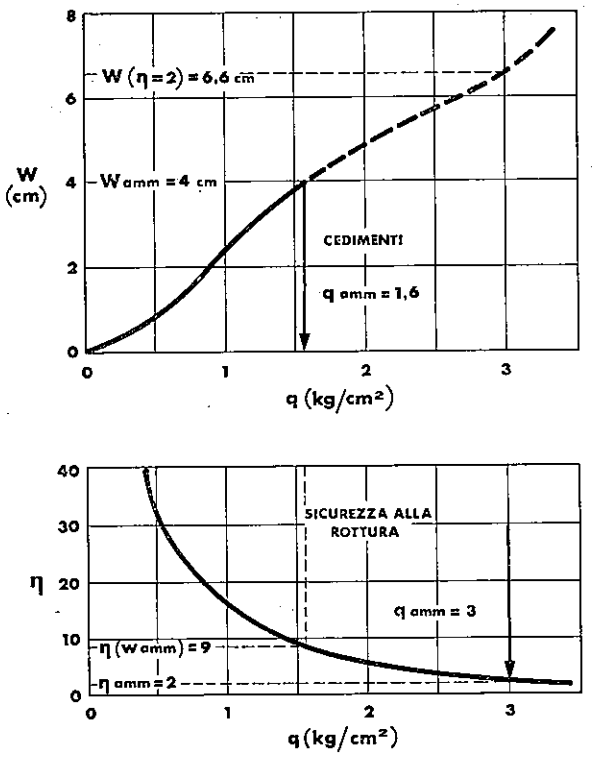


Fig. 12.1 – Diagramma tipo carico-cedimento di un terreno e relativo coefficiente di sicurezza alla rottura.

12.2.7 Il problema tecnico-economico.

Al trinomio degli aspetti teorici indagine-interazione-sicurezza si affianca l'altro, pratico, degli aspetti tecnologici-economici e di esercizio.

Il terreno è un dato di fatto « non progettabile » per cui il tecnico non può che limitarsi a decidere « l'ammissibilità » dell'inserimento in esso dell'opera, alla luce dell'esperienza che deriva dalle nozioni di geotecnica e della patologia dei dissesti delle fondazioni (cap. 1).

In alcuni casi può anche essere conveniente intervenire direttamente sul terreno migliorandone le caratteristiche meccaniche, sfruttando in particolare la tecnica del preconsolidamento, così da predeformare, in parte, il terreno prima dell'inserimento della struttura.

Le componenti plastiche e viscose del terreno comportano deformazioni che non possono essere trascurate.

Principalmente con i terreni coerenti si impone una progettazione basata sulla previsione delle deformazioni viscose nel tempo, che comporti adattamenti anche costosi per assicurare il buon comportamento delle opere, evitando successivi interventi ben più onerosi dei provvedimenti presi all'inizio.

Date le incertezze teoriche è oltremodo opportuno prevedere, almeno nei casi più delicati, ed in specie in opere su vaste aree, oltre alle spese per le indagini anche quelle per le osservazioni in opera durante il corso dei lavori o addirittura su modelli in opera. È così possibile raccogliere un corredo di notizie tali da fornire gli elementi per decidere, in corso d'opera, qualora i risultati non siano conformi alle previsioni, l'eventuale variazione esecutiva sulla base di dati reali e non di ipotesi soggettive. Il prolungamento delle osservazioni, a lavori ultimati per un certo tempo è garanzia del buon esito, contribuisce all'arricchimento della casistica e, in caso di esito non felice, può suggerire interventi prima dell'aggravamento della situazione. Il collaudo geotecnico, a fine costruzione, quando i cedimenti per consolidazione e creep sono solo all'inizio, è una tipica contraddizione fra il mondo della tecnica e quello delle procedure amministrative che regolano la realizzazione delle opere.

Non ultima deve essere l'attenzione alla realizzabilità delle tecniche esecutive del sistema prescelto; basti pensare, ad esempio, al difficile buon esito di pali preforati, previsti per raggiungere un banco resistente attraversando in particolare uno strato di sabbia sciolta in acqua. Se lo strato di terreno incoerente è sede di una falda artesiana le difficoltà esecutive possono ostacolare la realizzazione della scelta fatta, ovvero comportare costi troppo elevati.

L'analisi della tecnica esecutiva deve dunque essere considerata integrante della progettazione, nel quadro della economia o del felice esito del lavoro.

12.3 Tentativo di estensione alla geotecnica del metodo semiprobabilistico degli stati limiti.

12.3.1 La sicurezza in termini statistici e probabilistici.

La recente evoluzione dei metodi di progettazione delle strutture verso una valutazione probabilistica della sicurezza, attraverso il metodo degli stati limiti, ha richiamato l'attenzione dei cultori di Meccanica del Terreno sulla convenienza di estendere, peraltro non senza alcuna difficoltà, tali metodi alla progettazione delle opere a contatto con il terreno mediante una appropriata valutazione sia delle proprietà delle rocce lapidee e sciolte, sia del loro stato di sollecitazione, al fine di pervenire ad una scelta meglio guidata dei coefficienti di sicurezza.

La teoria della probabilità è infatti lo strumento che consente di rendere razionale il comportamento dell'uomo di fronte alle incertezze della natura ed il settore della geotecnica è forse, fra quelli che intervengono nella progettazione delle opere, il più denso di incertezze.

Il lodevole intento di aggiornare i metodi di calcolo della geotecnica secondo

gli ultimi canoni « di grido » finisce infatti per non trovare adeguato riscontro per la penalizzazione dei suoi risultati con i tradizionali coefficienti di sicurezza derivati da una impostazione deterministica del problema, così da svalutare completamente tutti gli affinamenti dei calcoli stessi. Da qui l'opportunità di affiancare, ai più affinati metodi di calcolo una più corretta valutazione della sicurezza.

Il metodo degli stati limiti viene definito semiprobabilistico in quanto fa uso ancora di coefficienti di sicurezza (livello 1), al contrario del metodo probabilistico (livelli superiori).

Ancor più che con i criteri tradizionali, di cui si è fatto cenno, con il detto metodo è messa in evidenza la necessità di analizzare particolari stati limiti di utilizzazione, operando delle verifiche che garantiscano la durabilità dell'opera, oltre alla sicurezza.

La trattazione del metodo semiprobabilistico pone in evidenza che i coefficienti di sicurezza debbono essere valutati considerando ogni volta tutte le componenti aleatorie che vi concorrono: sia la copertura dal rischio che i risultati possano discostarsi dalle previsioni, sia la legge costitutiva del terreno utilizzata nei calcoli, sia lo stato di sollecitazione del terreno stesso.

In altre parole che, per la trattazione di ogni problema, il coefficiente di sicurezza debba essere ottenuto come risultante di più coefficienti.

Si vedrà in seguito che, oltre ai risultati delle prove di laboratorio, di cui si è parlato al n. 3.7 anche i risultati dei procedimenti di calcolo geotecnico sono affetti da notevoli dispersioni. D'altra parte le stesse azioni presentano valori aleatori e, questa volta, come per le strutture in elevazione.

In sostanza il metodo, per quanto riguarda le sollecitazioni, consiste nell'analizzare le probabilità che si verifichino determinati eventi e quindi determinate azioni e che il calcolo ne denunci i reali effetti, e di conseguenza nell'inserire dei coefficienti valutati, appunto, su dette probabilità. Il valore da attribuire ai coefficienti è funzione dello stato limite che si considera e, per un dato stato limite, dipende dal tipo e dal numero di azioni esterne di diversa origine, considerate agenti simultaneamente.

In definitiva, quindi, esaminando la sicurezza delle opere ricadenti nell'ambito della geotecnica, in termini probabilistici, si incontrano nelle progettazioni vari fattori di incertezza che possono essere classificati nelle seguenti tre categorie:

a) dispersione dei valori delle proprietà delle rocce;
b) dispersione delle azioni;
c) dispersione dei risultati dei metodi di calcolo.

Seguendo dunque tale criterio nella progettazione delle opere fondali ci si pone sulla scia dei nuovi indirizzi di progettazione delle strutture in elevazione; si tratta in sostanza di estendere anche alle opere di fondazione i « Principi generali per la verifica di stabilità delle opere » esposti nelle raccomandazioni dell'ISO (Organisation Internationale de Normalisation, v. 12.3.7).

12.3.2 Dispersioni dei valori delle proprietà delle rocce.

Al cap. 3 si è visto che i dati delle prove di laboratorio sono affetti da sensibili dispersioni e queste sono notevoli, soprattutto per alcune proprietà delle rocce sciolte. Di ciò viene tenuto conto nella valutazione di una *proprietà caratteristica* espressa dalla formula:

$$x_K = x_m \ (1 \pm \chi \, \delta_x) \tag{3.10}$$

Essendo x_m il valore medio delle misure effettuate e χ un coefficiente dipendente dal numero delle misure e dalla probabilità, ammessa a priori, che il valore reale di x sia inferiore (o superiore) al valore di x_K. Il termine δ_x è il coefficiente di variazione o « varianza » dipendente dalla dispersione dei risultati delle misure (v. n. 3.7).

Parlando delle *curve di densità di probabilità* si è detto che, per le proprietà delle rocce, tanto più se sciolte, non ha senso parlare di *frattili* dell'ordine di quelli richiesti per i materiali da costruzione. Occorre accontentarsi del 10% ed anche del 20% per alcune proprietà cioè per varianze doppie di quelle ammesse per i materiali da costruzione seguendo la teoria di Gauss.

Si conseguono quindi bassi *gradi di fiducia* delle proprietà caratteristiche che possono scendere al 50% per intervallo monolaterale; di qui la necessità di misure in sito.

12.3.3 Dispersione delle azioni.

Le sollecitazioni indotte nel corpo di terreno interessato dalla struttura derivano dalle azioni da essa trasmesse e quindi dovranno avere, come è consuetudine, un « trattamento » diverso, a seconda che si esaminino condizioni di stato limite ultimo ovvero di stato limite di esercizio.

Differenziare i valori dei coefficienti moltiplicatori η_s da applicare alle azioni per ogni stato limite, e per le diverse azioni, è un complesso lavoro di incasellatura. Peraltro l'applicazione del metodo semiprobabilistico induce il progettista ad un'attenta analisi delle particolari condizioni di vita della fondazione, valutando tutti i fattori che la influenzano, in modo da conseguire il grado di sicurezza nel rispetto delle esigenze economiche.

Le azioni possono classificarsi come segue:

a) *Azioni permanenti:* quali i pesi propri delle strutture di fondazione ed elevazione ed i sovraccarichi permanenti nonchè i pesi e le spinte dei terreni attivi e passivi, incluso l'effetto dell'attrito negativo.

Fra le azioni permanenti sono da annoverare anche gli stati di coazione (ad es. azione di ritiro del conglomerato) ed anche i sovraccarichi dei magazzini o di vasche, non potendo escludere che essi restino carichi per notevole tempo.

b) *Azioni cicliche:* quali variazioni per temperatura, variazioni di sovraccarico (ad es. il liquido delle vasche) variazioni di livello di falda, ecc.

c) *Azioni intermittenti:* sono i sovraccarichi mobili verticali (carichi) ed orizzontali (vento).

d) *Azioni accidentali:* scoppi per incidente di funzionamento o naturali, (ad es. reattori nucleari) urti, sismi.

I coefficienti da applicare alle azioni vanno valutati tenendo conto dei seguenti fattori:

a) *Tipo di stato limite:* gli stati limite ultimi (v. 12.4.5) richiedono i maggiori coefficienti, quelli di esercizio i minori, anche pari ad 1 o minori di 1.

b) *Durata della azione* (permanente, temporanea di lunga durata, temporanea di breve durata): a differenza delle strutture in elevazione, le fondazioni richiedono coefficienti più cautelativi per l'azione permanente. I sovraccarichi, se di breve durata, come anche di rara ripetibilità, possono essere affetti da coefficienti anche inferiori all'unità.

c) *Pericolosità dell'evento considerato:* nello stesso tempo molte azioni permanenti presentano un'alea minima. Così l'altezza di un terrapieno non può aumentare, come per un recipiente d'acqua la spinta è sicuramente vincolata dal « troppo pieno ». Nello stesso tempo la spinta può variare per altre cause: ad esempio può variare con il grado di umidità; per il modo come il terrapieno è stato posto in opera; per lo spostamento consentito dalla parete, la quale dipende anche dalla resistenza del terreno di appoggio; per la presenza o meno della coesione apparente e così via.

d) *Probabilità della contemporaneità di più azioni:* la maggiore o minore propabilità della contemporaneità di più azioni influisce sulla scelta dei coefficienti. Ad es. l'azione sismica, unitamente al vento, può essere valutata con un coefficiente anche inferiore ad 1.

Le recenti norme italiane sulla sicurezza forniscono per il c. a. una relazione tipo:

$$G = 1{,}5\, G_K + 1{,}5\, [0{,}9\, Q_{K1} + 0{,}8\, Q_{K2} + 0{,}7\, (Q_{K3} + Q_{K4} + \ldots)]$$

essendo G_K l'azione permanente caratteristica e le Q_K quelle accidentali in ordine decrescente di frequenza.

Una relazione così rigida, e nello stesso tempo vaga, non è applicabile in molti casi ed in particolare non è generalmente valida per i problemi di geotecnica ove, fra l'altro, ha scarso senso una minuta analisi ponderale delle varie azioni senza riferimento alla natura del terreno. La formula viene quindi riportata unicamente quale esempio di valutazione probabilistica.

e) *Ipotesi o procedimenti di calcolo ed indeterminazione delle sollecitazioni prodotte dalle azioni:* nella determinazione dei coefficienti da applicare alle azioni va tenuto conto dei criteri di impostazione dei calcoli e quindi della incertezza delle ipotesi adottate.

Ad esempio, se si assume per la spinta del terreno il valore di quiete, ovvero quello attivo, i coefficienti di sicurezza devono essere diversi. Alcune volte

la correlazione fra azione e sollecitazione è incerta anche perchè si evolve nel tempo (ad esempio strutture staticamente indeterminate, deformazioni lente) ed occorre garantirsi dalla possibilità di inesattezza di valutazione.

12.3.4 Dispersione dei risultati dei calcoli di geotecnica.

Al cap. 3 si è parlato della notevole dispersione dei valori delle proprietà delle rocce sciolte, ottenuti dalle prove di laboratorio ed al paragrafo precedente si è detto che gli stessi procedimenti di calcolo usati nella geotecnica sono affetti da elevate dispersioni. Ciò è tanto più sentito in Italia ove i metodi non sono unificati da una normativa.

Schultze riferisce su una indagine eseguita nell'Istituto Geotecnico di Aachen, che può presentare un certo interesse anche se ne appare discutibile la validità da un punto di vista rigorosamente probabilistico, data la diversità delle teorie impiegate (v. 12.3.6).

L'indagine è stata predisposta in occasione della compilazione delle norme tedesche, mediante un controllo statistico affidando ai 14 membri di una apposita Commissione, lo stesso tema, onde poter avere dal confronto dei risultati l'entità delle dispersioni. Ciò, una volta lasciando piena libertà ad ognuno della scelta dei procedimenti di calcolo da seguire, ed un'altra, vincolandoli ad un determinato metodo.

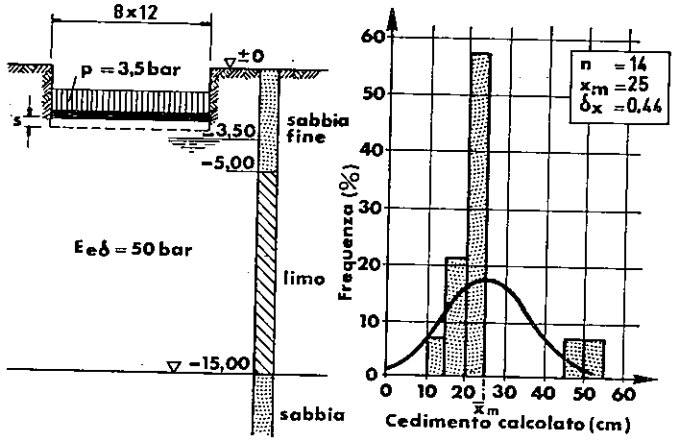


Fig. 12.2 – Istogramma di frequenza dei valori dei cedimenti di una fondazione rigida calcolata da persone diverse su schema libero (Schültze).

Uno dei temi posti era il calcolo dei cedimenti e la fig. 12.2 mostra la curva di frequenza dei risultati ottenuti per una fondazione rigida, su una stratigrafia piuttosto semplice e chiara di sottosuolo. Ai compilatori è stata lasciata libertà di scelta del procedimento di calcolo.

Si vedono le forti dispersioni rispetto al cedimento medio di 25 cm, tanto che è risultata una varianza $\delta_x = 0{,}44$.

Un calcolo invece condotto secondo le prescrizioni delle norme DIN per cedimenti lievi, applicato al caso della fig. 12.3, ha fornito una varianza $\delta_x = 0{,}27$

e si vede come l'istogramma delle frequenze sia più raccolto, pur essendo notevoli le dispersioni, tanto da poter avere risultati che variano da 1 a 4.

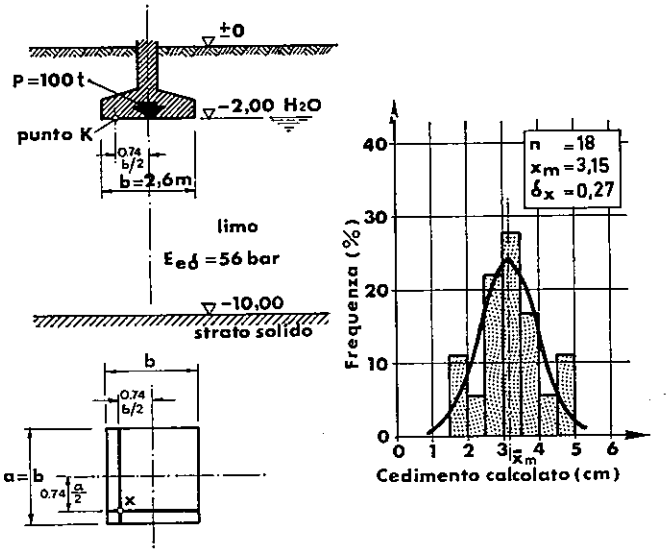


Fig. 12.3 – Istogramma di frequenza dei valori dei cedimenti di una fondazione calcolati da persone diverse in base alle norme DIN.

La fig. 12.4 mostra le dispersioni dei risultati di calcoli, eseguiti separatamente da 34 studiosi, della pressione di contatto limite ultima della fondazione

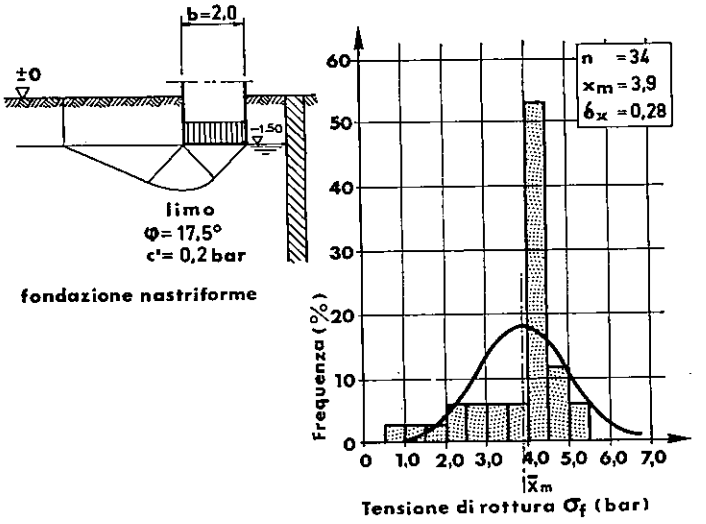


Fig. 12.4 – Istogramma di frequenza dei valori del carico limite ultimo calcolati da persone diverse.

nastriforme. Il coefficiente di dispersione è $\delta_x = 0{,}28$ e si nota che le frequenze sono fortemente concentrate intorno al valore medio ma gli scarti dei valori estremi sono notevoli.

Nella figura 12.5 è riportato il risultato del calcolo, eseguito da 26 geotecnici, della stabilità allo slittamento di una scarpa con falda d'acqua. I risultati sono più raccolti dei casi precedenti ed il coefficiente di dispersione si riduce a $\delta_x = 0{,}20$. Si hanno peraltro sempre differenze da 1 a 3, ed oltre, fra i valori estremi.

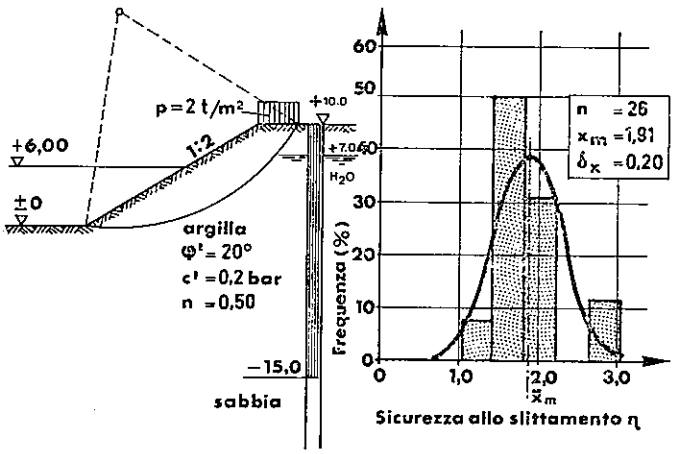


Fig. 12.5 – Curva di frequenza dei valori del coefficiente di sicurezza di una scarpa, calcolati da persone diverse.

Dai numerosi controlli statistici, si constata che nei calcoli geotecnici le dispersioni sono enormemente più grandi che non per i calcoli delle strutture, ove il modello di calcolo (tab. 12.2 e 12.3) è meglio codificato.

Nella progettazione di strutture una differenza nei risultati del calcolo, analoga a quelle sopra dette, riscontrate nella tecnica delle fondazioni, sarebbe inaccettabile e definita « errore ».

Una normalizzazione dei procedimenti di calcolo geotecnici, come si è tentato di fare nel presente volume, deve ridurre i valori delle dispersioni ottenendo una migliore concordanza nelle applicazioni. Va anche detto che, benchè validi nel confronto, i risultati di un metodo applicato a diversi casi sono sempre risultati convenzionali, che possono discostarsi sensibilmente dalla realtà, poichè dedotti da ipotesi, che portano ad un modello di calcolo, che sono « sconosciuti » sia al terreno, sia alla struttura.

Si evidenzia dunque come la progettazione, vista sotto l'aspetto strutturale, sia invalidata da quella vista sotto l'aspetto geotecnico cosicchè spesso gli anelli della catena logica di « volta » della progettazione sono costituiti parte da anelli d'acciaio e parte da anelli di argilla.

12.3.5 Tipi di stati limite.

Nei paragrafi precedenti si è fatto riferimento più volte agli stati limiti ultimo e di esercizio. A seconda delle cause che possono provocarli può farsi la seguente classifica:

Stati limite ultimi.

a) Di collasso per rifluimento del terreno (pressione di contatto ultima).

b) Di strappo (trazione ultima).

c) Di scorrimento (tensione tangenziale ultima).

d) Di stabilità d'insieme (tensioni ideali ultime).

Stati limite di esercizio.

a) Cedimenti per deformazione eccessiva.

b) Spostamenti orizzontali ed inclinazioni.

c) Raggiungimento dello stato limite critico.

Ad ognuno di questi stati limite corrisponde una configurazione d'equilibrio del complesso terreno-struttura in cui il «limite» può essere imposto dall'uno, dall'altro o da ambedue i corpi a contatto.

12.3.6 I coefficienti di sicurezza del metodo semiprobabilistico.

12.3.6.1 Nell'ambito del metodo di calcolo degli stati limite l'incontro di due valori di calcolo, uno rappresentante l'effetto della azione e l'altro la proprietà del mezzo, fa scattare una condizione limite. Ad esempio l'azione tagliante e la resistenza tangenziale (per la rottura) ovvero la pressione di contatto e quella vincolata dalla compressibilità del terreno (per il cedimento).

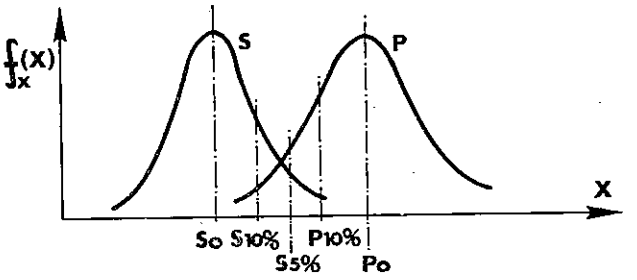


Fig. 12.6 – Distribuzione normali tipo della sollecitazione S e della proprietà P di una caratteristica. Distanza di sicurezza.

La fig. 12.6, dove sono rappresentate le distribuzioni normali della sollecitazione S e della proprietà P, mostra come i coefficienti che fanno passare dai valori caratteristici ai valori di calcolo determinino una certa «distanza» tra i valori di P e di S (ad es. $P_{10\%}$ ed $S_{10\%}$ ovvero $P_{20\%}$ ed $S_{10\%}$ adottando frattili del 10% o 20%).

Tanto maggiore è tale distanza, tanto maggiore è la sicurezza, ma anche tanto maggiore è il costo dell'opera, e quindi sono i criteri di sicurezza e di economia ad indicare i valori dei frattili e dei coefficienti di adeguamento con un processo di ottimizzazione.

In sostanza, con detti criteri, anzichè porre direttamente a confronto la sollecitazione e le proprietà medie del materiale con un unico coefficiente di sicurezza, si passa attraverso un coefficiente statistico ($1 \pm X\,\delta_x$), che interviene sul valore medio della proprietà, portandolo ad un valore che al cap. 3 con estensione, di rigore discutibile, di quanto si usa per i materiali, è stato chiamato caratteristico. Quindi un primo coefficiente (η_m), applicato al valore caratteristico della prorietà del mezzo, ed un secondo (η_s) applicato alla sollecitazione.

Rispetto al metodo tradizionale, secondo il quale il grado di sicurezza è valutato con un unico coefficiente (più o meno consapevolmente) cui deve sottostare il rapporto tra tensione ultima e tensione di esercizio, senza alcuna analisi della azione esterna, il nuovo metodo, più razionalmente, valuta separatamente entrambe le probabilità, di aumento delle « azioni esterne » (anche per inesattezza dei calcoli) moltiplicandole per un coefficiente η_s e di variazione dalla « proprietà caratteristica », del mezzo penalizzandola con un coefficiente η_m maggiore o minore di 1.

Il criterio è quello deterministico del coefficiente unico, ove si ponga $\eta = \eta_m \cdot \eta_s$ ossia considerato come prodotto di due coefficienti, ognuno dei quali dipende da un complesso di analisi probabilistiche. Pertanto mediante tale valutazione resta la possibilità di usare ancora il criterio tradizionale di calcolo dell'unico coefficiente, tenendo conto, se le proprietà dei materiali non sono le medie, bensì sono già filtrate attraverso il valore caratteristico, che la valutazione di una parte del rischio è già scontata. Peraltro tale modo di procedere è criticabile per quanto rappresentato nella fig. 12.7 *a*, e cioè che variando i valori al numeratore e denominatore di η della stessa entità α il coefficiente unico η non varia, pur variando la sicurezza.

Nel primo volume si è detto come dai valori medi delle proprietà delle rocce si ottengano i valori caratteristici.

Dai valori caratteristici delle proprietà si passa ai valori di calcolo, attraverso coefficienti che per le condizioni di esercizio si aggirano intorno all'unità, mentre per gli stati ultimi possono discostarsi fino al 20% ($\eta_m = 0{,}8 \div 1{,}2$) in più o meno, a seconda della situazione più sfavorevole.

I valori delle proprietà sono già penalizzati dal passaggio dai valori medi ai caratteristici.

La valutazione dei coefficienti η_s, che portano ai valori di calcolo delle azioni, dipende dal periodo di tempo di utilizzazione previsto per l'opera. Quelli dello stato limite ultimo vengono calibrati, in generale, per una vita di almeno 100 anni, mentre per gli stati di utilizzazione può prevedersi una vita più breve (ad es. 50 anni).

Per lo stato limite ultimo il coefficiente η_s è variabile da $\eta_s = 1{,}4$ a $\eta_s = 1{,}8$ con valori tanto maggiori quanto più incerta è la calcolazione e per i casi nei quali iniziatosi il dissesto sia difficile escludere il collasso (ad esempio strappo a trazione).

Per gli stati di esercizio può essere limitata al valore $\eta_s = 1{,}2$.

Con fondazioni dirette il coefficiente da applicare al carico è diverso, a

seconda che si consideri la pressione di contatto media, ovvero quella massima per eccentricità (nella seconda ipotesi il coefficiente può essere ridotto).

Per la stabilità d'insieme la verifica può consistere per il caso dello stato ultimo nel rispetto dell'equilibrio alla rotazione intorno allo spigolo della fondazione mentre nel caso dello stato di utilizzazione nella condizione di non avere sforzi di trazione, ossia risultante entro la figura di nocciolo. Verifiche vanno eseguite anche in fase di costruzione, ad es. per situazioni provvisorie quale la fondazione della pila di un viadotto a travate con l'impalcato costruito da un solo lato: per tali stati temporanei i coefficienti saranno vicini all'unità.

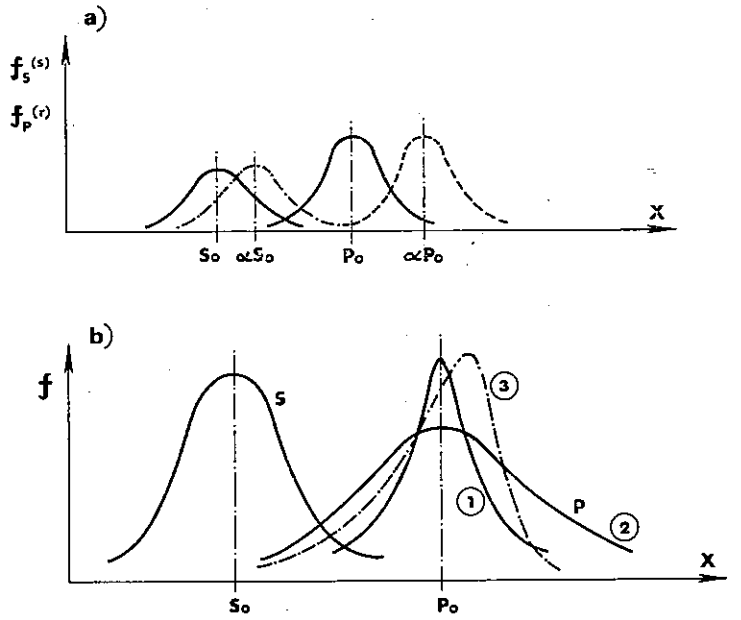


Fig. 12.7 – *a*, variazione delle curve di frequenza delle proprietà dei terreni; *b*, variazione della distanza delle curve per la stessa variazione proporzionale dei valori medi.

12.3.6.2 Un esempio di modo di ragionare con mentalità probabilistica viene da Whitaker e Cooke [1] (1966) che ricercano il coefficiente di sicurezza da applicare al calcolo dei pali basandosi statisticamente sui risultati di numerose prove di carico su pali del tipo preforato eseguiti nelle argille sovraconsolidate di Londra.

Da tali indagini è risultato che le deviazioni standard δ_x della resistenza laterale e di quelle alla base, calcolate dalle linee di regressione, ottenute sperimentalmente, sono dell'ordine del 17% (ben inferiori a quelle con terreni incoerenti).

---

[1] Vedi bibliografia cap. 14.

Ponendo una probabilità del 2,5% di pali con $P_{eser} < P_{calc}$ viene un coefficiente di sicurezza parziale

$$\eta_1 = \frac{100}{100 - (2 \times 17)} = 1{,}5$$

che salirebbe a $\eta_1 = 2$ qualora la probabilità di sconfinamento venisse ridotta allo 0,15%.

Naturalmente la varianza varia da sito a sito, a seconda anche delle modalità esecutive come, ad es. il tempo che resta aperto il foro del palo prima del getto del conglomerato cosicchè gli autori sentono la necessità di inserire un ulteriore coefficiente di sicurezza che peraltro, dicono, non può essere valutato altro che attraverso l'esperienza e propongono per le argille

$$\eta_2 = 1{,}5$$

Ne viene quindi un coefficiente globale

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 = 1{,}5 \times 1{,}5 = 2{,}25$$

La scelta del coefficiente η_2 deve essere ragionata, anche in relazione alle future condizioni di lavoro del palo, ad esempio sarà ben maggiore in presenza di azioni dinamiche. E lo sarà pure quanto minori saranno i cedimenti ammissibili, come si vedrà al cap. 14 ove si vedrà pure che la palificata presenta altri problemi, riguardo alla scelta del carico di esercizio.

12.3.7 Conclusioni sull'estensione del metodo semiprobabilistico alla geotecnica.

In definitiva il metodo semiprobabilistico degli stati limite applicato alle fondazioni pone a confronto i valori di calcolo delle proprietà del terreno, dedotti da valori caratteristici mediante coefficienti *interni* di adeguamento, con i valori di calcolo delle azioni, dedotti dai valori caratteristici mediante coefficienti *esterni* di adeguamento.

Si è detto che i coefficienti interni, applicati alle proprietà caratteristiche del terreno, possono avere anche valore prossimo all'unità. I coefficienti esterni saranno diversi per gli stati limite di esercizio ed ultimi; ad esempio saranno diversi per verifica a rottura del terreno rispetto alla verifica per il suo stato critico.

La fig. 12.7 *b* mostra l'importanza di operare su valori caratteristici della proprietà poichè adottando ad es. uguale penalizzazione sui valori medi per caratteristiche che abbiano curve di frequenza diverse (1,2 o 3) si otterrebbero, in realtà sicurezze diverse.

Da quanto è stato detto si vede come sia difficile concludere sul problema della sicurezza in geotecnica e ciò principalmente per quanto riguarda la ricerca statistica delle proprietà delle rocce, che veramente è problema ben lungi dall'essere risolto. Consentire una frattile del 10% per le proprietà e per le azioni, ossia un campo di probabilità dell'80% vuol dire essere molto esigenti ed in

molti casi occorre accontentarsi di un campo minore fino ad ammettere per le proprietà, frattili del 20%.

Tuttavia, anche dinanzi a tali difficoltà di quantizzare il problema, il fatto stesso di esaminare la stabilità delle fondazioni con mentalità probabilistica, pur solo qualitativamente, è da considerarsi già un successo ed un notevole passo in avanti, nella progettazione delle opere nell'ambito della geotecnica.

È evidente la opportunità di procedere in tale direzione e ciò tanto più se si riflette all'attuale fervore della ricerca scientifica teorica e sperimentale rivolta ad una più approfondita conoscenza delle leggi costitutive delle rocce sciolte e ad una migliore interpretazione dei molteplici fenomeni geotecnici, favorita nelle applicazioni dal sempre crescente impiego dei moderni strumenti di calcolo.

Sarebbe infatti veramente anacronistico, in tale clima di perfezionismo analizzare i risultati di calcoli raffinati di progettazione delle opere, ancora tramite coefficienti di sicurezza del tutto generici forniti dai manuali, senza svolgere alcuna analisi della loro rispondenza al caso specifico. Ogni conquista della ricerca verrebbe frustata da questa sua brutale utilizzazione, proprio nell'ultimo anello della catena logica della progettazione.

Peraltro, non essendo il modello semiprobabilistico degli stati limite ancora messo a punto nella geotecnica, così da poter essere impiegato senza incertezze e certamente non essendo entrato nella consuetudine progettuale in questo settore della tecnica, si è ritenuto di conservare, nella esposizione dei metodi di calcolo, dei capitoli che seguono il criterio tradizionale che inserisce l'unico coefficiente η per legare una condizione d'esercizio a quella limite ultima.

Il lettore vorrà, però, considerare i valori dei coefficienti forniti nel testo unicamente come una indicazione del loro ordine di grandezza e quindi viene esortato a valutare, di volta in volta, il coefficiente globale attraverso un'analisi separata dei coefficienti parziali, tenendo presente i criteri statistico-probabilistici precedentemente ricordati.

Si può chiudere questo capitolo di introduzione al progetto geotecnico rilevando come la aleatorietà delle tre fronti: *leggi costitutive dei materiali*; *valori delle azioni nel tempo*; *valutazione dello stato limite di calcolo* presentano nella Geotecnica problematiche ben diverse e più complesse da quelle che si incontrano nella progettazione strutturale, ove i detti tre fronti sono meglio definiti a priori.

Va quindi detto che se è lodevole il tentativo di estendere alle fondazioni i moderni procedimenti di valutazione della sicurezza che operano su coefficenti probabilistici, anzichè deterministici, criterio questo già accettato per le sovrastrutture, sicurezza e durevolezza delle fondazioni si consegnano soprattutto nel rispetto di alcune norme fondamentali.

1°) Non iniziare i lavori se non sono state completate le indagini del terreno. L'« urgenza » non è mai una giustificazione accettabile. Peraltro l'ambiente naturale, che è protagonista di primo piano nella reologia geotecnica non può essere riprodotto altro che con lontana somiglianza di laboratorio: di qui la necessità di trasferire la predetta problematica alle indagini in sito.

2°) La progettazione delle fondazioni va affrontata con conoscenza dell'opera in elevazione e nel rispetto delle esigenze statiche di questa. Se necessario, debbono anche essere modificate le caratteristiche strutturali della elevazione per renderle idonee alla natura del suo terreno di fondazione.

3°) Liberarsi da pregiudizi per cui si ritenga, in assoluto, un tipo di fondazione migliore, o peggiore di un altro.

4°) Affidare i lavori delle fondazioni a ditte con personale diligente e maestranze di provata capacità e soprattutto coscienza tecnica.

5°) Nei casi difficili completare la progettazione in corso d'opera in relazione alle notizie che possono trarsi dalla esecuzione ed ascoltando la risposta diretta degli elementi fondali che possono essere sottoposti a prove e misure in sito. Si deve rinunziare alla pretesa di prevedere tutto a tavolino come si è usi per le sovrastrutture ove la previsione del comportamento dei materiali è ben meno aleatoria.

BIBLIOGRAFIA

PUGSLEY A., « *The Safety of Structures* », Arnold, Londra 1966.

BENJAMIN e A. CORNELL, « *Probability statistics and decision for Civil Engineering* », McGraw-Hill 1970.

FERRY BORGES J. e M. CASTAGHETA, « *Structural safety* », LNEC, Lisbona 1971.

HAHN-SHAPIRO, « *Statical models in engineering* », Wiley and S., New York 1967.

KÖTZIAS, « *Die Zusammendrückbaikeit* », Von Schluff V.G.B., Aachen 1963.

LUMB, « Safety factors and the probability distribution of soil strenght », *Canadian Geotechnical Journal*, 1970.

ZLATAREV, « *Determination of the necessary minimum member of soil samples* », Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech. Fond. Eng., Montreal 1965.

MATHIEU, « *Méthodes à suivre pour l'étude des fondations* », S.E.T.R.A., 1972.

STUDENT, « The probable error of a mean », *Biometrica* 6 (1908).

Interessanti valutazioni della sicurezza alla luce dell'analisi costi-benefici, emergono dai Proceeding ICASP: *International Conference on Application of Statistical and Probability in Soil and Structural Engineering*. ICASP 1° Hong Kong 1971; ICASP 2° Technische Hochschule, Aachen 1975; ICASP 3° New South Wales University, Sidney 1979.

CAPITOLO 13

FONDAZIONI SUPERFICIALI ED INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

13.1 Generalità.

13.1.1 Definizione di fondazione superficiale o diretta.

Per fondazione superficiale si intende un complesso strutturale « poco approfondito » di transizione fra l'opera portata ed il corpo di terreno portante. Essa viene detta anche fondazione diretta poichè poggia direttamente sul terreno, benchè possano esservi anche fondazioni dirette profonde (cap. 17).

Il « poco approfondito » viene spesso considerato come profondità inferiore alla minore dimensione della pianta della fondazione senonchè tale dizione si presta, in alcuni casi, ad interpretazioni diverse. Quando ad esempio il complesso fondale sia costituito da elementi separati, più o meno ravvicinati, quali ad esempio plinti o cordoli, può intendersi per dimensione minore sia quella di un singolo elemento isolato, ad es. la larghezza di un cordolo, che quella del loro insieme (perimetro inviluppo). Inoltre, a volte, la minore dimensione potrebbe essere anche molto estesa (ad es. per la platea di un silo). Pertanto, con il criterio di far riferimento alla larghezza della fondazione, risultano troppo ampi i limiti entro cui la fondazione può essere classificata superficiale o meno.

Trattasi quindi di definizione scarsamente significativa ed appare più logico riferirsi al modo come la fondazione svolge la sua funzione statica e cioè considerare fondazione superficiale quella che affida al terreno il totale carico unicamente attraverso la pressione di contatto al piano di posa. Si esclude così che intervenga decisamente il fattore di portanza, caratteristico della fondazione profonda e cioè l'aderenza fra il terreno laterale e le pareti verticali del corpo fondale.

Parlando di fondazione superficiale sembra debba essere sottointeso che il terreno, almeno nella stratificazione affiorante, sia di buona qualità, ma tale opinione non è sempre confermata, e ciò per ragioni diverse.

A volte la stratificazione superficiale è scadente ma se ne esegue la bonifica

mediante mezzi meccanici (costipamento, vibroflottazione) o addirittura, se pessima, si sostituisce con rocce sciolte aride compattate (riporti stabilizzati).

L'infissione di corti paletti, spesso di legno, può costipare il terreno ed uniformarne la resistenza, pur senza avere una specifica funzione portante, in modo da creare il piano della fondazione diretta.

La fondazione diretta superficiale può, del resto, essere ancora adottata quando non rinvenendosi, a profondità raggiungibile, delle stratificazioni resistenti si è costretti ad affidarsi a terreni inconsistenti. Questa soluzione, troppo spesso, viene accantonata ed il ricorso alla fondazione profonda, in generale la palificata, viene a volte deciso senza svolgere una approfondita analisi geotecnica sul comportamento struttura-terreno. La scelta è frequentemente favorita dal pregiudizio che sia comunque più sicuro trasferire i carichi in profondità, anche se non si raggiunge un bedrock.

Alla palificata sospesa può invece essere ancor preferibile la fondazione diretta sospesa, che risulta semicompensata o compensata. Si tratta di una platea scatolare approfondita nel terreno così da ridurre, secondo quanto richiesto dalle caratteristiche geotecniche del terreno, l'incremento percentuale di pressione applicata, rispetto alla geostatica (v. 13.2.4). Si consegue così anche l'inestimabile vantaggio, con terreni cedevoli, di avere un basamento rigido.

L'approfondimento richiesto non è, in generale, notevole in quanto, ad esempio, il peso di un solo metro di terreno compensa quello di circa sei metri di altezza di edificio di comune abitazione e quindi l'interramento del piano scantinato è già notevolmente influente nella operazione di compenso. La fondazione può ancora essere considerata « superficiale » poichè è sempre la sola pressione di contatto di base ad equilibrare il carico.

È il caso di segnalare infine quanto sia importante la conoscenza della storia del terreno del cantiere il quale può essere stato sottoposto, in periodi antecedenti, a processi di consolidamento, anche locali, ad esempio per rilevati stradali, argini, ecc., poi asportati od anche per costruzioni demolite, il che comporta disuniforme cedibilità del terreno che è più rintesa da una fondazione superficiale che da una profonda.

13.1.2 Tipologia.

Le fondazioni superficiali si distinguono in: fondazioni a *plinti*, quando sono composte da un insieme di piccole superfici di contatto distanziate fra loro ed in generale una per ogni pilastro; fondazioni a *cordoli* od a *travi* « *rovesce* », quando hanno distribuzione in pianta nastriforme e raccolgono una fila di pilastri; fondazioni a *platea* quando si estendono sotto tutta la costruzione con continuità ed, eventualmente, aggettano dal perimetro della costruzione stessa.

Di queste ultime fanno parte le fondazioni *scatolari* (galleggianti), collaboranti con il 1° solaio, allorchè si richiede una elevata rigidezza in fondazione o quando la fondazione si spinga al disotto della falda idrica, se si vuole assicurarne la impermeabilità.

Le fondazioni a plinti realizzano una distribuzione all'incirca puntiforme del carico della costruzione e quelle a travi rovesce una distribuzione lineare. Le fondazioni a platea distribuiscono il carico su tutta la superficie d'impronta del fabbricato.

La scelta dell'uno o dell'altro tipo di fondazione dipende: dalla disposizione planimetrica dei montanti della costruzione (pilastri, muri continui, ecc.), dalla grandezza dei carichi, in relazione alla capacità portante del terreno (cap. 9); dai cedimenti differenziali ammissibili (cap. 8, tab. 13.1) e, quindi, in definitiva, da una analisi dell'interazione del complesso struttura-terreno (cap. 10) nel suo insieme.

In generale le più frequenti per gli edifici, su terreni di buona o media consistenza, sono le fondazioni a plinti od a cordoli mentre alle fondazioni a platea, o scatolari si ricorre con terreni notevolmente cedevoli. I plinti sono del tipo a fungo rovescio e le travi hanno in generale delle solette laterali, a sbalzo, che ne aumentano la superficie di contatto. Le platee sono costituite da un solaio rovescio aggettante dal perimetro dell'edificio, formato da un graticcio di travi (in particolare travi parete), orientate in una o nelle due direzioni principali dell'edificio e da soletta inferiore collaborante.

Possono adottarsi anche platee parziali discontinue, di cui ognuna raccoglie un gruppo di pilastri, ottenute con graticcio ortogonale di travi rovesce ma va tenuto presente che la platea discontinua, su sabbie sciolte o su argille molli, rende più sentiti i fenomeni di rifluimento.

Una platea discontinua, poi, ha una elevata percentuale di sbalzi, notoriamente costosi, e quindi può avvenire che la platea continua, anche se di superficie maggiore, risulti più economica. Si può dire che se l'area di contatto, richiesta dal carico ammissibile, supera i 2/3 di quella d'impianto della costruzione, convenga ricorrere alla platea continua. Del resto, come prima detto, tale soluzione è necessaria allorquando la fondazione ricade sotto la falda idrica, per cui occorre rendere agibili gli scantinati impermeabilizzando il fondo.

Dopo aver parlato dei pregi della fondazione superficiale va anche detto che essa è indatta in presenza di strati cedevoli di potenza variabile, come pure in presenza di forti sovraccarichi permanenti dissimmetrici; in ambedue i casi sarebbero inevitabili movimenti, sia pure rigidi.

Infine si rileva che qualora il piano di campagna sia in pendio la fondazione superficiale continua deve essere a gradoni, con pedate almeno doppie delle alzate, semprechè non vi siano problemi d'instabilità d'insieme innescati, specialmente da scavi (v. cap. 15) nel qual caso sono richiesti speciali accorgimenti ed opere di sostegno (cap. 16).

13.1.3 Aspetti naturali.

Al capitolo 1, nell'accennare alla patologia di alcuni casi di dissesto delle fondazioni, è stata descritta una sia pur limitata casistica. In questo capitolo vengono ripresi in esame alcuni aspetti delle fondazioni superficiali, particolarmente nei riguardi dei cedimenti differenziali o, ciò che è equivalente, di disu-

niforme distribuzione delle pressioni di contatto, fenomeni ambedue strettamente legati alla interazione terreno-struttura.

Nel capitolo 8 i cedimenti differenziali sono stati correlati alla azione, e soprattutto alla distribuzione dei carichi, ma esistono altre fonti di cedimenti differenziali, tutt'altro che trascurabili (vedi tav. 8.1) e, prima fra queste, l'interferenza con gli scavi e con le opere di sostegno ed eventualmente di drenaggio, fattori questi che possono rivoluzionare il problema dell'interazione e che verranno, esaminati in dettaglio ai capitoli 15 e 16.

Vi sono poi le interferenze con eventuali opere vicine preesistenti, od attuali quali, ad esempio, rilevati stradali e, comunque, qualsiasi opera limitrofa che alteri le condizioni di equilibrio del suolo fino ad indurre, a volte, variazioni delle tensioni efficaci a cui le fondazioni superficiali sono particolarmente sensibili.

Deplorevole, ma tipica (non solo socialmente), è la consuetudine di realizzare le fognature delle infrastrutture urbane primarie sotto i rilevati. Se il sottosuolo è cedevole, le reti fognanti, ed anche gli edifici adiacenti, subiscono gravi danni.

Sussiste poi, sempre, l'influenza reciproca di fabbricati vicini. Gli sforzi del progettista per evitare i danni al fabbricato preesistente, adottando particolari accorgimenti nella scelta delle caratteristiche della fondazione, risultano spesso vani in quanto, edificando, non si può sempre escludere la immissione di tensioni dannose nel terreno circostante.

Una fondazione a platea, ad esempio, diffonde il carico anche nell'intorno per cui una costruzione vicina, anche fondata in profondità, come indicato nella fig. 13.1 *a*), può risultare danneggiata da una azione di « trascinamento » per attrito negativo (v. 14) mentre non lo sarebbe da una fondazione profonda (fig. 13.1 *b*) di cui peraltro potrebbe subire l'influenza della esecuzione.

Si trova tuttavia, alcune volte, il modo di evitare, o almeno ridurre, il danno se il problema viene affrontato con grandi mezzi.

Vi sono infatti soluzioni radicali, ma di costo molto elevato e di conflitto fra la programmazione e la tecnica, quale ad esempio la costruzione di una paratia che intercetti ogni immissione di tensione nel terreno del vicino.

Terreni poi di ottima natura (tufi, pozzolana) in alcune località, ed in particolare a Roma ed a Napoli, sono frequentemente attraversati da gallerie che richiedono particolari interventi perchè ben difficilmente si può far affidamento sulla stabilità dei vuoti nel tempo. Solo nel caso che le gallerie siano profonde o strette può essere sufficiente sbarrarle con muri ad evitare circolazione d'aria che altererebbe rapidamente la coesione del terreno.

Occorre comunque ispezionare tutta l'area su cui impostare la fondazione diretta poichè, a volte, dei semplici cunicoli si allargano inaspettatamente in caverne, come si è visto nella fig. 1.19. Tali grandi cavità sotterranee debbono essere riempite con murature o misti stabilizzati realizzando il contatto e messa in carico tramite iniezioni, ovvero attraversate con pozzi o pali, rinunziando, quindi, localmente, alla fondazione superficiale.

Si è detto che l'acqua è il peggior nemico delle fondazioni, e lo è in particolare delle fondazioni superficiali, specie se l'acqua è in moto.

Innalzamenti od abbassamenti della falda agiscono sulle stratificazioni soffici provocando cedimenti differenziali, particolarmente se esse hanno uno spessore variabile, come pure insidiose sono le inclinazioni della falda provocate da emungimenti od altra causa.

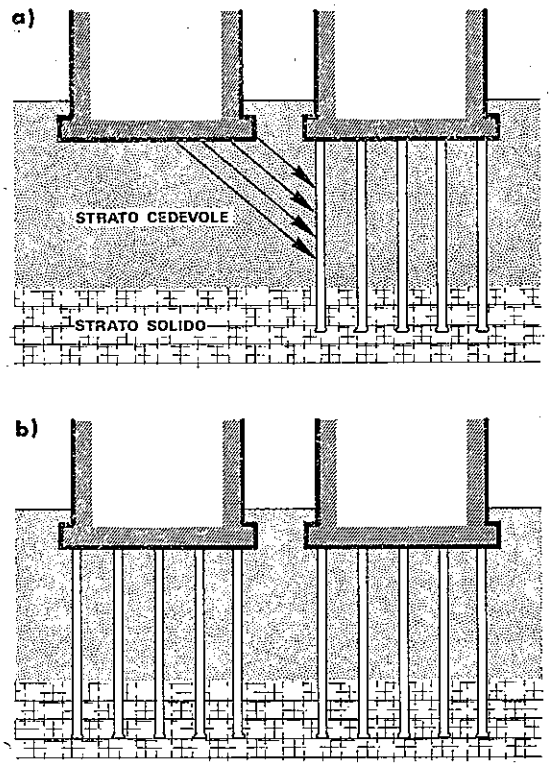


Fig. 13.1 – Immissione di tensioni da una fondazione alla vicina preesistente: *a*, nel caso di fondazione superficiale; *b*, nel caso di fondazione profonda.

Rammolimenti del terreno sono spesso aggravati da infiltrazioni di acqua per perdite da condutture o da fognature le quali a loro volta sono state danneggiate da cedimenti differenziati ed ogni volta il danno viene rilevato negli edifici con ritardo, solo all'apparizione di segni di dissesto nelle murature. Quindi le fognature debbono essere particolarmente curate in prossimità delle fondazioni superficiali rendendole « deformabili » e quindi adattabili ai cedimenti differenziali mediante frequenti giunti elastici stagni. Può essere prudente disporre le fognature in tubi di protezione, o in cunicoli di servizio facilmente ispezionabili, coordinando i diversi servizi sotterranei.

È poi buona norma che i lavori di convogliamento delle acque superficiali e l'isolamento dei fabbricati vengano eseguiti prima, od almeno contemporaneamente ai lavori di fondazione.

Non è da trascurare neppure l'azione del gelo, in specie in presenza di terreni limosi.

Con terreni argillosi vanno anche considerate le cause artificiali di variazione di temperatura quali gli effetti di caldaie e di impianti di refrigerazione siti negli scantinati che pertanto conviene isolare termicamente.

Se l'infiltrazione dell'acqua è temibile va infine detto che lo è anche il suo abbattimento. Forti abbattimenti, anche di alcuni metri, delle piezometriche, come si verifica a seguito di emungimento da pozzi profondi, provocano appesantimento della tensione efficace geostatica, con vasti fenomeni di subsidenza, fenomeni differenziali per inclinazione della falda od eterogeneità del sottosuolo inducono danno per tutte le fondazioni ma in particolare per quelle superficiali.

Le fondazioni superficiali sono poi, più delle profonde, sensibili alle vibrazioni che giungono ad esse, quali ad esempio quelle prodotte dal transito dei treni metropolitani o di macchine vibranti. Nel cap. 19 verranno descritti i metodi di valutazione del problema e gli interventi per isolare le fondazioni dalle onde di vibrazione.

13.2 Elementi di progetto geotecnico.

13.2.1 Profondità del piano di posa.

Naturalmente la scelta della fondazione superficiale, anzichè profonda, è la conclusione di studi che seguono una attenta indagine geotecnica con sondaggi profondi ma, indipendentemente da tale processo, è sempre richiesta all'atto esecutivo una estesa ispezione dello strato superficiale di contatto per accertarne la uniformità. Per questa semplice operazione l'antico uso della barramina, affidata a mano esperta, è tutt'altro che da considerarsi superato.

Ne consegue la necessità di una maggiore precisazione, entro modesti limiti, della profondità del piano di posa, in relazione anche alla posizione della falda idrica, se questa è vicina al piano di campagna, a meno che vi siano particolari esigenze di raggiungere una determinata profondità (fondazione compensate v. 13.2.4). Il rilievo geodetico delle quote assolute della oscillazione dalla falda è troppo spesso trascurato od effettuata in ritardo.

Nella scelta del piano di posa della fondazione vanno anche considerate le influenze delle variazioni climatiche che generano ritiri nelle stagioni secche e rigonfiamenti nelle stagioni piovose. Le fondazioni superficiali vanno sempre approfondite sino a portarle fuori dell'influenza di tali fenomeni, in modo che resti costante l'umidità del terreno portante. Comunque la profondità minima è circa 1 metro per le argille e può scendere a 50 cm per le sabbie ben addensate.

13.2.2 La pressione di contatto ammissibile.

13.2.2.1 *Criteri di scelta e campo d'uso.* — La scelta della pressione ammissibile per una fondazione diretta superficiale è uno dei problemi più indeterminati della Tecnica delle Fondazioni.

Anzitutto parlare di pressione ammissibile ha significato solo se si correlano le caratteristiche del terreno alle esigenze della costruzione. Per il terreno vi intervengono ovviamente le caratteristiche della stratificazione superficiale ma anche di quelle profonde, e tanto più profonde quanto più ampia è la fondazione. Basti pensare alla differente profondità di terreno interessata da un plinto isolato di 1,5 m di lato e da una platea della larghezza di 15 m.

Per la elevazione vi interviene la deformabilità strutturale, ossia la adattabilità della struttura agli assestamenti differenziati del terreno o, più significatamente, al destarsi di curvature.

La valutazione della pressione di contatto (13.2.2) ammissibile, specie in terreni coerenti poco consistenti, è correlata poi alla scelta della profondità del piano di posa. Nel caso però che tale profondità intacchi la falda, la necessità di adottare tecniche di scavo particolari, per opere provvisionali e definitive, comporta un confronto economico che può anche suggerire di modificare la tipologia della fondazione.

Se poi il piano di campagna è inclinato la fondazione comporta l'esecuzione di scavi e di opere di sostegno, a volte notevoli, a meno che non si tratti di terreni molto resistenti che consentano una incisione a gradoni.

Può avvenire poi, anche in zona pianeggiante, che vi siano due fondazioni dirette vicine a quota diversa. Deve allora rispettarsi una certa distanza, in relazione al dislivello, vincolata dalla scarpa.

La scarpa, tratteggiata in figura 13.2, deve avere un angolo inferiore all'angolo di attrito del terreno e comunque non superiore a 30°. Con rocce sciolte coerenti sane le fondazioni possono essere avvicinate fra loro maggiormente ma sempre con scarpa non inferiore a 45°.

Vi sono due dati del problema cui poter fare riferimento nella scelta della pressione di contatto. L'uno è il carico limite ultimo (cap. 9) ed è evidente che già la sicurezza vuole un certo margine fra pressione di esercizio e di collasso. L'altro, come prima detto, è la deformabilità concessa dalla sovrastruttura senza danno, elemento questo più difficile da determinare, di quanto non possa apparire, anche perchè occorre distinguere fra cedimenti lenti e cedimenti immediati (v. 8).

È quindi evidente quanta scarsa validità abbiano le tabelle fornite da alcuni manuali ove si leggono le pressioni ammissibili delle fondazioni dirette unicamente in funzione del tipo di terreno, a volte vagamente definito, senza indicare la posizione della falda idrica e, soprattutto, senza precisare le caratteristiche della struttura in elevazione. Modeste variazioni di questi elementi possono far variare la pressione ammissibile da 1 a 10.

Antico uso è poi quello di valutare la pressione di contatto ammissibile tramite prove su piastra, con tutte le riserve a cui è stato già fatto cenno in 4.2.5 (1° volume) anche se la prova è utile per confronti fra terreni.

Peck, tramite prove su piastra su fondo scavo, ha riscontrato, per una sabbia fine uniforme drenata con well point, una densità relativa molto più elevata che per uno scavo in una sabbia grossa ben assorbita a spigoli vivi, pulita

ed asciutta. La prova su piastra in ogni caso non fornisce elementi assoluti in merito alla determinazione della pressione di contatto ammissibile in presenza di strati compressibili profondi (fig. 1.28) che non vengono interessati dalla piastra, così pure la presenza di frange capillari o di filtrazioni influenzano la piastra e non l'opera da costruire.

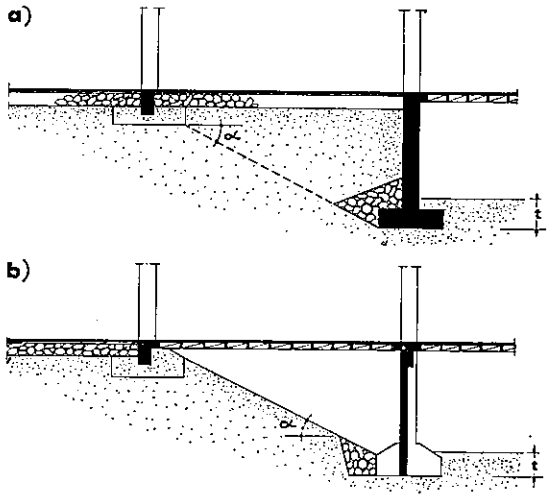


Fig. 13.2 – Interferenza fra fondazione vicine a diversa quota di posa: *a*, con rinterro; *b*, senza rinterro.

Più attendibili sono le indicazioni di alcuni Autori che definiscono il terreno in base a prove geotecniche semplici e valutano la pressione di contatto in relazione alla larghezza della fondazione e soprattutto al cedimento differenziale massimo ammissibile, « tarato » su un'ampia casistica.

Nelle figg. 8.1 ed 8.22 sono stati messi in evidenza gli aspetti salienti delle curve carico-cedimento e cedimento-tempo. In particolare in fig. 8.1 si nota il carico critico, che avverte dell'apparizione delle prime zone plastiche nel terreno, ovvero della rottura localizzata, secondo Fröhlich e Terzaghi, ed in fig. 8.22 viene posto in evidenza l'effetto della componente viscosa del terreno sull'evoluzione dei cedimenti.

Tanto più i terreni sono plastici perfetti (fig. 5-8) e la componente viscosa « secondaria » è piccola, tanto più la valutazione della pressione di contatto ammissibile, con riferimento allo stato limite ultimo, è attendibile.

In tali casi, in cui sopravvive tale antico criterio semplicistico, il coefficiente di sicurezza da applicare alla pressione ultima dovrà raggiungere i maggiori valori se saranno temuti i cedimenti differenziali.

Più approfondita è invece la valutazione ricorrendo all'analisi del decorso delle tensioni, come simboleggiato per terreno qualsiasi dalle figg. 6.4; 6.58; 7.24; 8.26; 8.27; 9.3 *b*; e 10.43. Tale analisi visualizza le tappe logiche dello

studio geotecnico di un terreno di fondazione e fornisce un'idea più precisa del coefficiente di sicurezza da adottare, alla luce anche delle considerazioni svolte nel cap. 12.

Si può dire, infine, che uno studio delle fondazioni secondo tale iter, analizzando cioè i cedimenti ed il relativo decorso (cap. 8) e l'interazione terreno-struttura (cap. 10), è giustificato in presenza di strati sensibilmente compressibili, più o meno profondi, mentre è superfluo per un buon terreno. Tale studio, comunque, anche in quest'ultima favorevole situazione, è una sana guida nella progettazione, anche se non viene « quantizzato », poichè fornisce sempre una efficiente sensibilità del progettista al dimensionamento semplicista basato sulla scelta della pressione di contatto (v. 13.4).

13.2.2.2 *Terreni incoerenti.* — La scelta della pressione di contatto ammissibile p_{amm} può essere fatta, come detto, penalizzando con opportuno coefficiente di sicurezza la pressione limite ultima del terreno.

In prima approssimazione la p_{amm} dei terreni incoerenti, specie se densi, è prossima alla pressione critica (v. 9.5.2) la quale precede sensibilmente il valore di raggiungimento dello stato limite ultimo passivo p_{ult}, con rifluimento laterale del terreno (v. fig. 9.34).

Ciò è messo in evidenza dalle curve carico-cedimento (v. fig. 8.1) ove si constata che al carico critico corrispondono cedimenti di un'ordine di grandezza ammissibile per le fondazioni per cui, per i detti terreni, può scriversi $p_{amm} = p_{crit}$. Il rapporto $\eta = p_{ult}/p_{crit}$ può essere assunto allora indicativo del coefficiente di sicurezza (v. anche eq. 13.1). La fig. 13.3 *a* mostra la variazione qualitativa di tale rapporto in funzione dell'indice di addensamento (eq. 2.12) o di consistenza (eq. 2.31) rispettivamente di terreni incoerenti ed, a titolo di confronto, coerenti.

Le figg. 13.3 *b*, *c* contengono, sempre rispettivamente per terreni incoerenti e coerenti, le curve tensione-deformazione $\bar{\sigma}'$-$\bar{\varepsilon}$ (v. 5.2) di un generico elementino in un semispazio di terreno rispettivamente di scadenti (D_r o $I_c \simeq 0$) e di buone caratteristiche meccaniche (D_r o $I_c \simeq 1$). Sono distinti qualitativamente gli andamenti (curve continue ed a tratto) a seconda del ruolo svolto dalle pressioni interstiziali ed a seconda delle condizioni di drenaggio.

Con i terreni incoerenti, alla luce dell'ipotesi di Rankine di modello plastico perfetto e di superficie di rottura piana, è particolarmente indicativo per il significato di sicurezza il coefficiente:

$$\eta = \frac{K_p - K_a}{K_0 - K_a} \tag{13.1}$$

cioè il rapporto p_{ult}/p_{amm} viene espresso tramite i coefficienti di tensione laterale rispettivamente: di quiete (K_0), prossimo allo stato ammissibile o di esercizio, attivo (K_a) e passivo (K_p) per i due stati limiti ultimi.

Risulta così che, al crescere dello stato di addensamento del terreno, rispetto allo stato limite ultimo, la sicurezza aumenta sensibilmente.

Al paragrafo 9.5 si è visto che l'intensità della pressione di contatto ammissibile dipende dalle dimensioni in pianta della fondazione, dalla profondità del piano di posa e dalle caratteristiche del terreno, e soprattutto dipende dal cedimento differenziale accettato dalla costruzione.

Con criterio più pratico, allora, per valutare la pressione p_{amm} si suole farla dipendere indirettamente dai cedimenti applicando un calibrato coefficiente di sicurezza η alla pressione di contatto ultima (fig. 12.1).

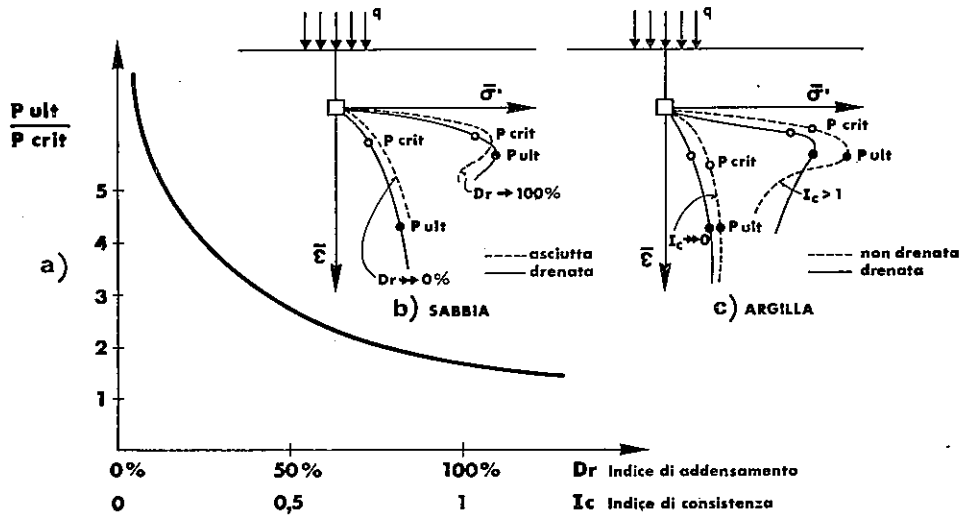


Fig. 13.3 – *a*, variazione del coefficiente di sicurezza, inteso quale rapporto fra la pressione ultima e quella critica in funzione del grado di addensamento o di consistenza del terreno; *b*, curve tensione deformazione per terreno incoerente asciutto o sotto falda idrica; *c*, curve tensione deformazione per terreno coerente in condizioni non drenate o drenate.

La fig. 13.3, *a* evidenzia come al migliorare delle caratteristiche meccaniche del terreno cresce la pressione di contatto critica che diviene prossima alla ammissibile: il coefficiente di sicurezza da applicare alla pressione ultima può allora essere minore.

Resta comunque l'equazione (9.81) o, semplicemente, la (9.71) per carico centrato e fondazione nastriforme su terreno omogeneo, da cui la pressione di contatto ammissibile:

$$p_{amm} = \frac{p_{ult}}{\eta} = \frac{b}{\eta}\left[\gamma\,(N_q - 1)\,\frac{t}{b} + \gamma\,\frac{N_\gamma}{2}\right] \tag{13.2}$$

essendo N_q ed N_γ i fattori di portanza di fig. 9.45 (v. anche effetto compenso in 13.2.4).

Terzaghi e Peck, sulla base di dati sperimentali rivelano che con terreni incoerenti ad un cedimento dell'ordine di 2,5 cm corrisponde un coefficiente di sicurezza $\eta = 2$ rispetto alla pressione ultima. Se il terreno incoerente è sciolto ed inoltre il piano di posa è poco incassato, e se la falda idrica è a profondità $t_w < b$ dal piano di campagna (eq. 13.3) si richiede il maggiore coefficiente di sicurezza $\eta \geq 3$; così pure in presenza di carichi fortemente eccentrici o dinamici (v. cap. 19).

Va poi considerato che ad un dato cedimento ammissibile, a parità anche di densità relativa del terreno, non corrisponde un'unica pressione di contatto in quanto questa varia anche in funzione della larghezza b della fondazione. Infatti i fenomeni plastici (vedi fig. 9.27) provocano al bordo delle fondazioni delle alterazioni delle pressioni di contatto che hanno maggiore peso per fondazioni piccole o strette (vedi fig. 10.51).

Coll'aumentare delle dimensioni della fondazione il fenomeno è rinteso sempre di meno, sino a divenire trascurabile per fondazioni di larghezza superiore a circa 1 m. La valutazione di p_{ult} in tal senso ha dunque un'importanza pratica solo per $b < 1$ m (ad es. prove su piastra).

La profondità t del piano di posa influisce poi sensibilmente su p_{amm}, a parità di stato di addensamento del terreno (cioè di N_q ed N_γ). Al crescere del rapporto t/b si passa dalla rottura per rifluimento (caso della fondazione) a quella per punzonamento (caso del penetrometro) (v. fig. 4.24).

La fig. 13.4 contiene dei grafici che descrivono il significato dell'equazione (13.2). In questa rielaborazione le curve, con lecita approssimazione, sono sostituite da bilatere.

La pressione ammissibile non risulta più espressa dai fattori teorici N_q ed N_γ bensì in funzione del numero dei colpi N del S.P.T. (n. 4.2.2.3) che è legato, sperimentalmente, alle caratteristiche significative di resistenza del terreno per cui è necessario usare la prova penetrometrica standard e non condotta con altre modalità.

Le prove penetrometriche sono particolarmente utili per terreni incoerenti perchè, non potendosi ottenere campioni indisturbati, non si riesce ad individuare, attraverso prove di laboratorio, il reale grado di addensamento in sito e quindi prevedere gli assestamenti sotto carico.

I diagrammi di fig. 13.4 *a*, *b* e *c* forniscono la pressione di contatto ammissibile su sabbie con le condizioni: nel primo tratto ($b \lesssim 1{,}2$) di avere un coefficiente di sicurezza $\eta = 2$ rispetto alla rottura (p_{ult}) e nel secondo tratto ($b \gtrsim 1{,}2$ m) di avere un cedimento massimo $w_{amm} = 2{,}5$ cm [1].

La pressione di contatto ammissibile per dati N e t/b risulta quindi proporzionale a b (v. eq. 13.2) mentre, se si fissa il cedimento w_{amm}, risulta praticamente indipendente da b.

Le figg. 13.4 *a*, *b* e *c* valgono in pratica per qualsiasi forma della fondazione, per $t \leq b$, in assenza di falda idrica (v. eq. 13.3) e per $\gamma = 1{,}6$ t/m³. Valori

(1) Nel I volume al paragrafo 8.6 si è parlato di cedimento unitario intendendosi $w = 1$ pollice.

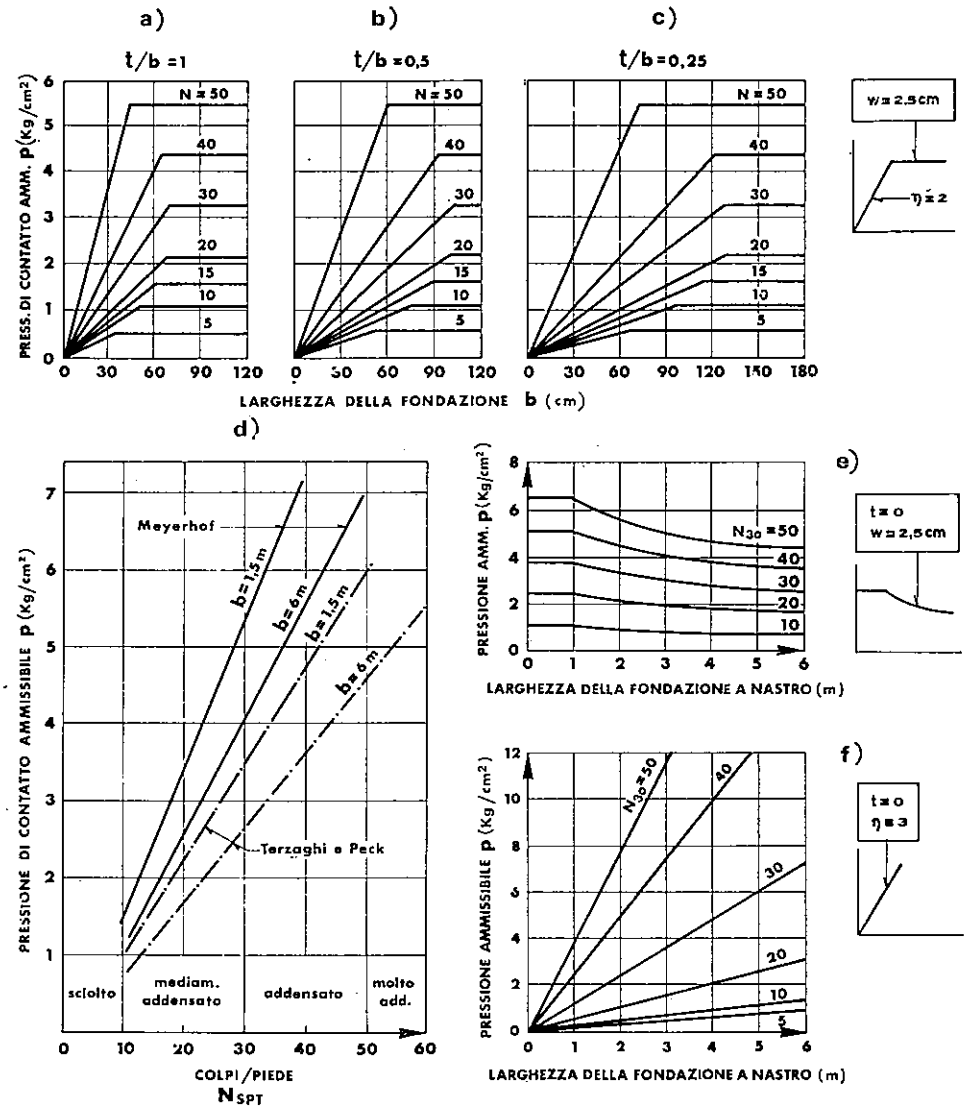


Fig. 13.4 – Diagrammi per la determinazione della pressione di contatto ammissibile per fondazione nastriforme di larghezza b, posta alla profondità t dal piano campagna, su terreni incoerenti, in funzione della prova penetrometrica S.P.T.: *a*, *b*, *c*, *d* (Peck, Hanson, Thorburn) per cedimenti ammissibili di 2,5 cm per $b < 1{,}2$ m e per un coefficiente di sicurezza $\eta = 2$ rispetto alla rottura per $b > 1{,}2$ m; *e*, per un cedimento ammissibile di 2,5 cm e per $t = 0$ (Terzaghi e Peck); *f*, per coefficiente di sicurezza $\eta = 3$ rispetto alla rottura e per $t = 0$ (Schultze).

diversi di γ, peraltro, non influenzano sensibilmente p_{amm}. È invece molto più importante la scelta di N caratteristico (v. 14.A.1), secondo quanto detto in seguito, e che le condizioni di prova siano quelle « efficaci » e standard.

La fig. 13.4 *d* ridiagramma p_{amm} in funzione di N sulla base delle figure precedenti, per $t = 0$ e per $b > 1{,}5$, valori per i quali, si è detto, p_{amm} è praticamente indipendente da b.

La fig. 13.4 *e* ricalca, per $t = 0$ e fondazione nastriforme, le figg. *a*, *b* e *c* per $w_{amm} = 2{,}5$ cm, anche per $b < 1{,}5$ m; peraltro le curve $p - b$ per b piccola e per $w_{amm} = 2{,}5$ cm sono prossime alla rottura, al contrario del caso di b grande. È quindi più attendibile per $b < 1{,}5$ valutare p_{amm}, come in fig. 13.4 *a*, *b* e *c*, imponendo cioè $\eta = 2$ anzichè $w_{amm} = 2{,}5$ cm.

La fig. 13.4 *f* infine, ancora per $t = 0$ e fondazione nastriforme, come per le figg. *a*, *b* e *c*, fornisce p_{amm} per $\eta = 3$ e per b qualsiasi.

Poichè il numero dei colpi forniti dallo S.P.T. è influenzato dal valore locale della pressione litostatica, e quindi dalla profondità della prova penetrometrica, per omogenizzarne le misure ad una unica base, viene fornito il diagramma della fig. 13.5. Essa fornisce un coefficiente correttivo del numero dei colpi misurati alle varie quote per riportarli al valore corrispondente alla pressione litostatica efficace $\sigma_{v0}' = 1$ bar.

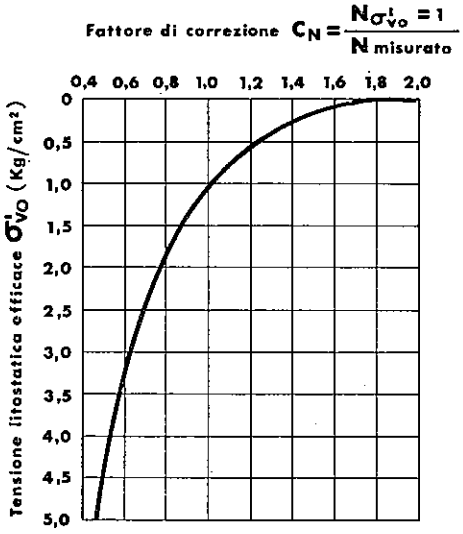


Fig. 13,5 – Fattore di correzione C_N del numero di colpi N della prova S.T.P. per avere il numero di colpi corrispondente alla pressione litostatica efficace $\sigma'_{v0} = 1$ kg/cm² (v. anche fig. 14.13) (Gibbs ed Holtz).

Tale correzione di N è apprezzabile solo in profondità e non certo per le misure effettuate alla quota $2 \div 3$ m, quale può essere quella dal piano di una fondazione a plinto, a meno che questa sia sul fondo di uno scavo ed il numero N sia stato misurato prima dell'inizio lavori.

Più generalmente può dirsi che se non si temono cause locali di cedimenti (v. 13.2.3) il valore di N_m va misurato nel tratto di terreno che si presume interessato dalle teoriche superfici di scorrimento dello stato limite ultimo (v. fig. 9.39).

Nel caso di fondazioni a plinti o cordoli (v. fig. 6.42) la dimensione b può essere valutata sul perimetro inviluppo dell'intera fondazione.

Per lo studio di una fondazione si assume la media N_m dei valori misurati (circa ogni metro di profondità) entro la profondità dell'ordine della minore dimensione b della pianta dell'edificio, a meno di forti differenze di N.

Ad eventuali valori casuali di N molto bassi (lenti di sabbie sciolte) o molto alti (livelli ghiaiosi), misurati nelle varie verticali, si può dare un significato probabilistico (v. cap. 12) per valutare il valore di N caratteristico.

In ogni caso, qualora il terreno sia disuniforme, la progettazione deve basarsi sul valore di N_m più basso riscontrato nelle varie verticali di prova.

L'uso della relazione (13.2), in cui figura il numero di colpi N, va comunque « tarato » regionalmente: Peck avverte che per fondazione a pianta larga su sabbie, con $N = 25$, completamente in falda idrica, la fig. 13.4, fornirebbero $p_{amm} = 1{,}2$ kg/cm² mentre, in pratica, si sono ottenuti soddisfacenti risultati per valori di p_{amm} maggiori anche del 30%. Ciò perchè i precedenti diagrammi sono tarati per cedimento ammissibile di 2,5 cm ma è evidente che la pressione di contatto può essere aumentata proporzionalmente se sono ammissibili maggiori cedimenti differenziali.

Va tenuto conto della posizione della falda: se il livello di falda cade al disopra, o in prossimità del piano della fondazione, allora la pressione di contatto ultima (v. 10.4.1) si riduce fino a dimezzarsi, rispetto al caso di assenza di falda, qualora la falda raggiunga il piano di campagna; di conseguenza si riduce anche la pressione di contatto ammissibile.

Con larga approssimazione, se t_w è la profondità a cui si rinviene la falda idrica, si può valutare una pressione ammissibile ridotta dalla espressione:

$$p_{amm\ rid} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{t+b}\right) p_{amm} \tag{13.3}$$

essendo p_{amm} il valore in assenza di falda (v. fig. 13.4).

Si osservi che sotto falda idrica si misurano valori di N inferiori a quelli che si avrebbero nello stesso terreno asciutto, inoltre essi sono sfavorevolmente influenzati da eventuali filtrazioni anomale durante la misura (sifonamento nel foro). Di conseguenza il valore di N da introdurre nella (13.2) per calcolare la pressione ammissibile (13.3), andrebbe misurato in presenza di fanghi bentonitici (v. fig. 14.10 *b*).

Peraltro per $t_w < t$ è necessario deprimere la falda (v. 15.2.3) e impermeabilizzare la fondazione che diventa, quindi, uno « scatolare » che riceve la sottospinta idrostatica.

In sabbie poco addensate, specialmente se sotto falda idrica, sono preferibili le prove penetrometriche statiche alle dinamiche, essendo le prime meno influenzate dal flusso dell'acqua nel foro, durante la prova.

Meyerhof fornisce delle relazioni sperimentali fra p_{amm} ed il valore della resistenza alla punta R_p del penetramento statico che per le sabbie asciutte, e sempre per cedimenti ammissibili di circa 2 cm (v. fig. 4.23 e tab. 14.2), è:

$$p_{amm} = \frac{R_p}{40} \simeq \frac{N}{10} \text{ (bar)} \tag{13.4}$$

il cui valore va prudenzialmente ridotto in base all'eq. (13.3) in presenza di falda idrica, ma nello stesso tempo maggiorato per fondazione molto estesa (v. eq. 13.5).

Se il terreno incoerente è poco addensato, è meno valido dedurre la pressione di contatto ultima dal valore N o da R_p, poichè cade l'ipotesi di rottura rigido plastica su cui si basano le precedenti relazioni (v. rottura localizzata, fig. 9.45).

È allora preferibile ricavare il modulo di compressibilità E (figg. 4.28 e 8.29) dai risultati delle prove penetrometriche e da esso calcolare la pressione ammissibile in funzione del cedimento consentito. La profondità entro la quale si deve misurare e mediare la resistenza penetrometrica non è allora dell'ordine di b (immersione della superficie di scorrimento) ma dell'ordine di $(2 \div 3)\ b$ (profondità significativa per le tensioni indotte). È comunque prudente eseguire ambedue gli approcci di calcolo.

Lo scarso stato di addensamento del terreno comporta bassi valori della pressione di contatto e quindi l'adozione di fondazione di ampia base.

È allora preferibile ricorrere a sistemi di compattazione, ad es. con rullo vibrante o con la vibroflottazione il che è consigliabile particolarmente se sono previste azioni dinamiche.

Con scarso addensamento la pressione di contatto ammissibile è praticamente indipendente da b (v. fig. 13.4) e, sperimentalmente, mostrando le platee su terreni incoerenti reazioni differenziali maggiori di quelle delle travi rovesce, Peck indica (v. eq. 13.4) per carichi mediamente uniformi:

$$p_{amm} = 0{,}22\ N \tag{13.5}$$

cioè valori doppi di quelli indicati in fig. 13.4 ed anche maggiori in presenza di bed rock a profondità minore di $b/2$.

Il valore di p_{ult} aumenta con la larghezza b della fondazione secondo il fattore $bN_\gamma/2$, per cui per le platee il valore di p_{amm} risulta più elevato che per le fondazioni isolate (plinti, travi rovesce). Gli effetti dell'eterogeneità del sottosuolo (lenti più compressibili, fig. 13.17) sono inoltre molto meno sentite dalle platee che dalle fondazioni ad elementi separati.

Per contrastare i rifluimenti laterali del terreno in presenza di basso stato di addensamento del terreno (comunque $N > 5$) è consigliabile che il piano di posa sia a $2 \div 3$ m sotto il piano di campagna (incremento del termine $\gamma\ t\ N_q$) in modo da uniformizzare i cedimenti ai bordi ed al centro (v. 13.2.4). Inoltre per $b > 5$ m si ottiene una riduzione dei cedimenti differenziali, molto più sentita aumentando l'approfondimento del piano di posa della fondazione che non la sua estensione.

13.2.2.3 *Terreni coerenti.* — Anche con i terreni coerenti per non avere forti cedimenti, cioè contenuti entro i 2 cm, la pressione di contatto ammissibile viene dedotta applicando al valore ultimo un coefficiente di sicurezza $\eta \geq 3$.

Ciò porta (v. fig. 9.37), per terreni saturi non fessurati, secondo l'analisi $\varphi_u = 0$, cioè in condizioni non drenate, alla espressione (v. anche compenso dei carichi al netto in (13.2.4):

$$p_{amm} = \frac{c_u N_c}{\eta} \simeq 2\, c_u = \sigma_f \tag{13.6}$$

con il coefficiente di sicurezza $\eta = 3$, ed un fattore di portanza

$$N_c = 5\left(1 + 0{,}2\,\frac{t}{b}\right)\left(1 + 0{,}2\,\frac{b}{l}\right) \tag{13.7}$$

essendo $l \times b$ il rettangolo di impronta della fondazione e σ_f la resistenza a compressione nella prova ad espansione laterale libera (v. fig. 3.89). Il valore di σ_f significativo deve essere scelto con criteri analoghi a quelli indicati per il numero di colpi N dei terreni incoerenti.

La fig. 13.6 rappresenta, graficamente, per diversi rapporti di t/b, l'eq. 13.6. Essa è valida per $c_u > 0{,}5$ bar, cioè per terreni coerenti che non siano fortemente compressibili o sensitivi (v. 3.6.5) perchè, altrimenti, i cedimenti differenziali per $\eta = 3$, sarebbero ben maggiori di 2 cm. Per contro, per valori elevati della resistenza c_u il coefficiente η può ridursi, come in fig. 13.6, semprechè il terreno non sia fessurato.

Al crescere del grado di sovraconsolidazione (O_r: eq. 3.134) i cedimenti si riducono sensibilmente (fig. 8.25) per cui può richiedersi un minore coefficiente di sicurezza; in particolare si può assumere $\eta = 3$ per i carichi permanenti ed $\eta = 2$ per i carichi totali, comprensivi degli accidentali (v. 13.2.6), per cui p_{amm} è maggiore di quello fornito dall'eq. (13.6).

Il valore di c_u, oltre che dalle prove ELL o triassiale UU, può essere ricavato anche in sito tramite la prova S.P.T. o, più significativamente, dall'altezza massima libera di una parete verticale di uno scavo; eventualmente esaminato in un apposito scavo campione.

Con i terreni coerenti di coesione $c_u > 1$ bar, cioè molto sovraconsolidati, non è opportuno fare riferimento alla prova ELL ma a quella UU, a causa delle fessure che generalmente interessano i provini. Si può anche ricorrere a prove in sito su piastra di almeno 60 cm di diametro, in specie disposte sul fondo di trincee di prova ovvero al pressiometro, in particolare autoperforante, che misura la compressibilità delle pareti del foro alle diverse profondità.

La pressione di contatto ammissibile si ottiene anche dalla pressione di contatto critica (fig. 9.37):

$$p_{amm} = p_{crit} = \pi\, c_u \tag{13.8}$$

che, applicando un coefficiente di sicurezza 1,5, corrisponde alla (13.6).

Spesso i terreni sovraconsolidati costituiscono una « crosta » di essiccamento che sovrasta terreni normalconsolidati (v. fig. 5.8); in tal caso nell'eq. (13.6), in prima approssimazione, va posto il valore di c_u (NC) per cui p_{amm} va confrontato con le tensioni indotte (v. cap. 6) alla profondità corrispondente

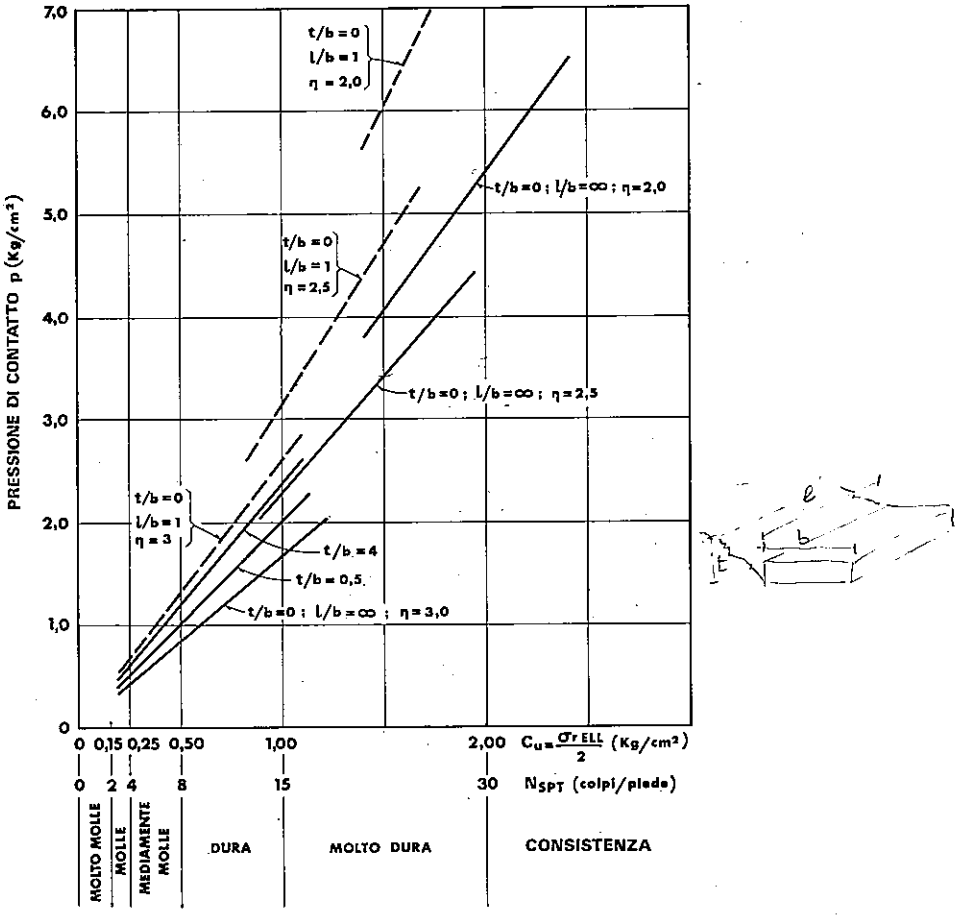


Fig. 13.6 – Diagramma per la determinazione della pressione di contatto *ammissibile* per fondazioni di dimensioni $b \times l$ poste alla profondità t su terreni coerenti caratterizzati dalla coesione non drenata c_u misurata con la prova di compressione ad espansione laterale libera, ovvero tramite il numero di colpi dell'S.P.T. Il coefficiente di sicurezza è assunto orientativamente $\eta = 3 \div 2$ al crescere della consistenza (Skempton).

alla separazione fra il terreno SC e quello NC (v. fig. 9.41). Più in generale la portanza va valutata con il metodo delle strisce (v. 15.2) per tener conto del contributo dei vari strati.

I criteri esposti, di valutazione della pressione ammissibile p_{amm} sono attendibili per le argille di media ed elevata consistenza; per quelle normalcon-

solidate, più o meno limose, ed in specie se organiche, occorre basarsi su una analisi dei cedimenti (v. cap. 8). Per i limi di bassa plasticità, poi, la misura di c_u con la prova di compressione ad espansione laterale libera è oltremodo pessimistica per cui il termine σ_f nell'eq. (13.6) non rappresenta la realtà.

Con tali terreni è necessario far ricorso a prove triassiali UU per misurare c_u o, meglio, a prove penetrometriche in sito, come visto per le sabbie.

13.2.2.4 *Terreni coerenti molli anche alternati a terreni incoerenti.* — Con terreni di queste caratteristiche non si possono usare le formule basate sul modello rigido-plastico perfetto (v. cap. 5). È necessario analizzare i cedimenti ed il loro decorso nel tempo (v. cap. 8) e l'interazione con la struttura (v. cap. 10), secondo la problematica richiamata nel presente capitolo e trattata per esteso nel I volume. Con tali terreni la scelta fra i vari tipi di fondazione è affidata all'« arte » del geotecnico, come detto nel I volume.

Frequentemente il terreno stratificato « cattivo » è formato da un primo strato mediamente resistente e dai sottostanti molto compressibili.

L'esistenza di una « platea naturale » (fig. 5.9) sconsiglia allora l'uso dei pali che, fra l'altro, con l'esecuzione menomerebbero la resistenza del primo strato.

Un lieve approfondimento, pur restando nelle caratteristiche di una fondazione superficiale, consente un compenso dei carichi e quindi riduce sensibilmente i cedimenti assoluti ed i differenziali per cui la scelta di una fondazione diretta superficiale, nella situazione detta, è da preferire ad una profonda.

13.2.3 Calcolo della pressione di contatto indotta.

Il calcolo del valore massimo della pressione di contatto di una fondazione diretta viene effettuato, di norma, sulla base della tradizionale ipotesi di validità, per il terreno, della legge di Hooke, ignorando il comportamento, tutt'altro che lineare, dei terreni, ossia considerando i diagrammi delle tensioni piani, nell'ipotesi che resti piana la superficie di contatto.

Se $l \times b$ sono le dimensioni in pianta di una fondazione a pianta rettangolare, la pressione di contatto massima viene allora:

$$q_{max} = \frac{N}{l\,b} + \Sigma \frac{M_x\,x}{J_x} + \Sigma \frac{M_y\,y}{J_y} \tag{13.9}$$

essendo N, M_x, M_y le sollecitazioni alla base, rispettivamente normale e flettenti nelle due direzioni.

Per tener conto, in modo sia pure del tutto empirico, della detta carenza di comportamento elastico del terreno, viene suggerito di assumere, per una fondazione nastriforme ($e_y = 0$; $l = 1$) di larghezza b, una pressione di contatto uniforme « equivalente », ricavata dall'espressione:

$$p_{eq} = \frac{q}{(1 - 2\,e/b)} = \frac{N}{b - 2\,e} \tag{13.10}$$

essendo q la pressione media applicata sull'area di contatto ed e l'eccentricità della risultante dei carichi, come in fig. 13.7.

Infatti allorchè $q_{max} = 2\,q$, cioè $e = b/6$ (eccentricità limite per l'uso dell'eq. 13.9) risulta:

$$\frac{1}{2}\, q_{max}\, b = q\, b = p_{eq}\,(b - 2\,e)$$

da cui l'eq. (13.10). Data l'approssimazione dei calcoli sia l'eq. (13.9) che la (13.10) possono essere usate anche per $e > b/6$ ovvero

$$q_{max} = \frac{2}{3}\,\frac{N}{\left(\frac{b}{2} - e\right)}$$

Altro criterio, che alcune volte verrà seguito nel testo, è di smorzare l'angolosità del diagramma delle pressioni dando al diagramma un andamento parabolico o addirittura rettangolare per cui (v. fig. 13.7) per fondazione nastriforme viene:

$$p_{eq} = \frac{3}{4}\, q_{max} \qquad (13.10')$$

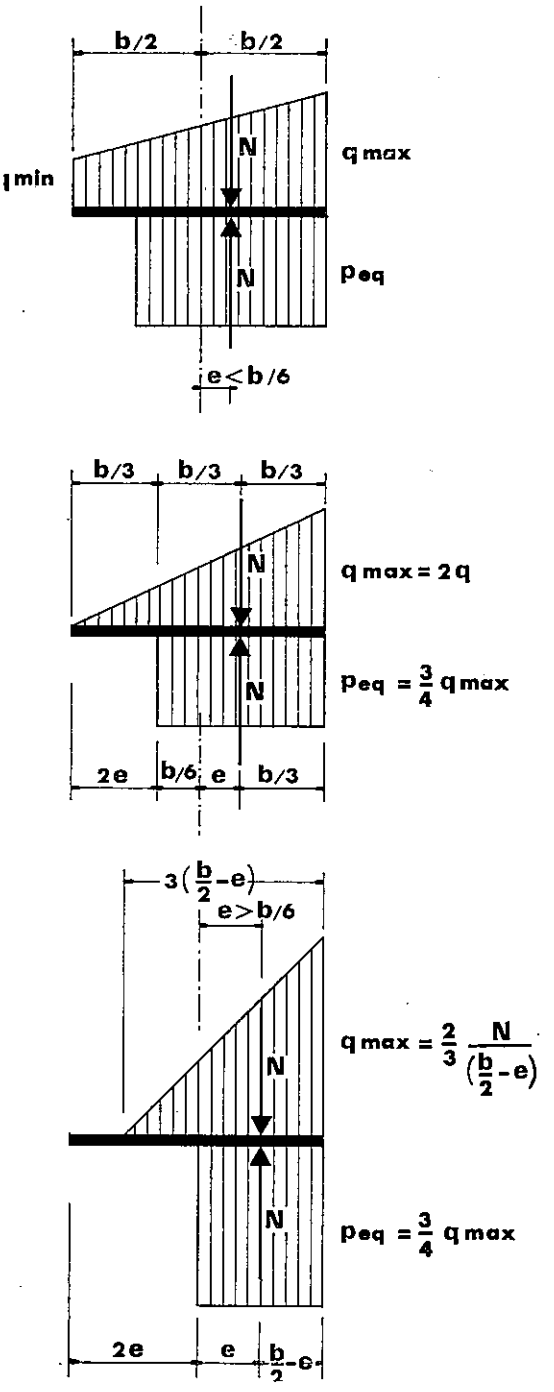


Fig. 13.7 – Valutazione convenzionale della pressione di contatto indotta, in funzione dell'eccentricità della risultante dei carichi.

13.2.4 Il compenso dei carichi per approfondimento e l'interferenza con lo scavo.

L'approfondimento del piano di posa della fondazione, rispetto al piano di campagna, compensa con il peso del terreno asportato nello scavo, parzialmente o totalmente, il carico dell'opera; tuttavia il compenso, per essere ben

utilizzato, comporta attente considerazioni sulle modalità esecutive e sulla evoluzione nelle varie fasi dello stato tensionale del sottosuolo.

Nella fig. 13.8 il diagramma descrive la distribuzione delle tensioni litostatiche totali σ_{v0}, efficaci σ'_{v0} e neutrali u_0, prima dello scavo. La figura indica poi alla profondità di posa della fondazione, con le linee continue, la distribuzione dei carichi rispettivamente q, Q provenienti dall'elevazione e della pressione p di contatto o di reazione del terreno; con linee a tratto sono invece indicate le rispettive pressioni medie.

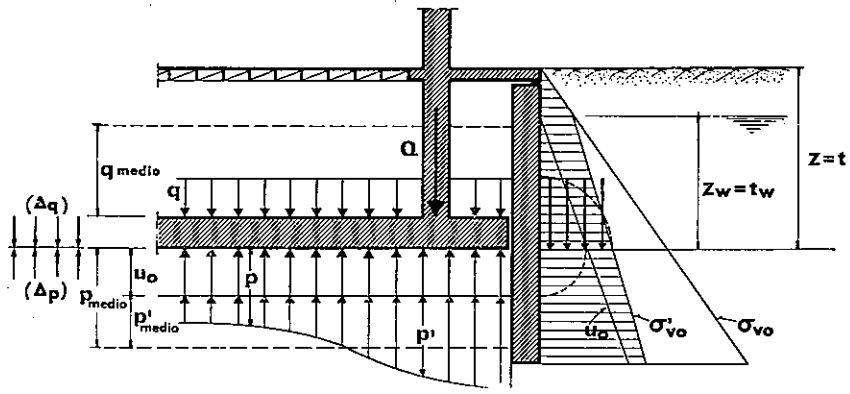


Fig. 13.8 – Influenza dell'approfondimento del piano di posa sulle pressioni di contatto.

Sulla distribuzione delle tensioni, per semplicità, non è riportato l'effetto della paratia (fig. 16.54) e degli eventuali well-points (fig. 15.6) effetto che nel corso della costruzione, peraltro, è tutt'altro che da trascurare.

In termini di tensioni totali la pressione Δq di contatto indotta, da confrontare con la pressione di contatto ammissibile p_{amm} (eq. 13.2) in condizioni drenate (e quindi a lungo termine) è:

$$\Delta q = q - \sigma_{v0} = q - \gamma t \leq p_{amm} \qquad (13.11)$$

essendo q la pressione di contatto media od equivalente (eq. 13.10) indotta, incluso il peso della fondazione.

Va ricordato che nella valutazione di p_{amm} (eq. 13.2 e 13.6) è stato già sottratto il termine γt cioè la pressione ammissibile è *netta*.

Per profondità t deve assumersi la minima intorno alla fondazione, riferita alla superficie del terreno.

La presenza di una falda idrica non modifica la pressione di contatto netta Δq infatti, in termini di tensioni efficaci il peso del terreno tolto è (fig. 13.8):

$$\Delta q = q - u_0 - \sigma_{v0}' = (q - \gamma_w t_w) - (\gamma t - \gamma_w t_w) = q - \gamma t \qquad (13.12)$$

essendo $\gamma_w t_w$ la sottopressione idraulica.

La pressione di contatto ammissibile risente invece delle variazioni di pressione interstiziale (eq. 13.3), se ad es. si è abbattuta provvisoriamente la

falda idrica, quando essa risale p_{amm} si riduce a svantaggio della portanza mentre, come detto, Δq resta costante.

L'eliminazione del dewatering (v. 15.1.4.2) riduce i cedimenti con beneficio invece della portanza della fondazione. Altro esempio di contraddizione che deriva dal dimensionare la fondazione in funzione di p_{amm}, anzichè del cedimento, è segnalato in (20.3.2.2).

Nel caso di compensazione totale l'approfondimento t è tale da annullare l'incremento di pressione ($\Delta q = q - \gamma\, t = 0$) tanto che questa situazione di compensazione integrale viene anche definita *fondazione galleggiante*. Tale soluzione in base alla eq. (13.12) avrebbe un coefficiente di sicurezza teorico infinito e per assurdo confrontando Δq con p_{amm}, la fondazione non sarebbe sollecitata.

In realtà il compenso, più che in termini di portanza, va visto in termini di cedimenti (fig. 10.27) che sono causati da q e non da Δq, indipendentemente dalle sottopressioni idrauliche.

Peraltro nel progettare le strutture fondali la pressione p_{med} totale può essere scissa nella sottopressione u_0 (v. fig. 13.8) ed in quella efficace p'_{med}.

La fig. 13.9, a tal proposito, mostra diversi schemi di fondazioni compensate: nella 13.9 *a* le solette di base, costruite in un secondo tempo, sono dimensionate solo per la sottopressione idraulica; nella fig. 13.9 *b* il dimensionamento è per la pressione di contatto e nella fig. 13.9 *c* viene ottenuta una rigidezza di insieme facendo collaborare il primo solaio.

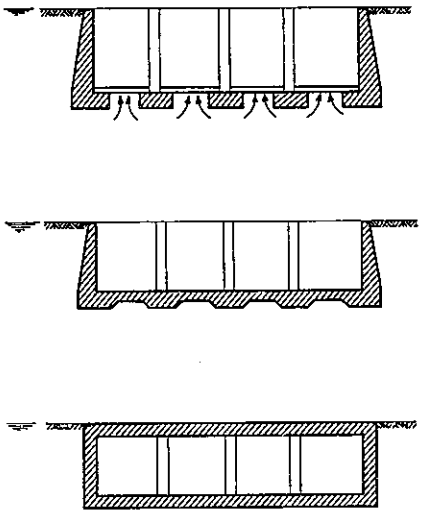


Fig. 13.9 – Diversi tipi strutturali di fondazioni compensate: *a*, fondazione a cordoli collegati con soletta per impermeabilizzazione; *b*, platea flessibile; *c*, platea scatolare rigida (Tomlinson).

Per ottenere soddisfacenti risultati occorre che il terreno, pur di scarsa portanza, abbia conseguito un assetto stabile ed, in particolare, siano da escludere moti di subsidenza disuniforme nell'area da edificare, sia naturali che indotti dall'uomo.

La fondazione compensata consente di risolvere in modo soddisfacente

problemi di fondazione che appaiono insolubili, perchè su terreni di portanza praticamente nulla per la loro forte compressibilità, semprechè sia soddisfatta la stabilità al rifluimento (eq. 13.6).

Le fondazioni su terreni così scadenti debbono però essere molto rigide poichè il compenso non porta la garanzia di uniformità di reazioni di contatto.

Peraltro non possono escludersi rotazioni rigide di insieme e quindi è sempre consigliabile prevedere nella stessa struttura di base vani in cui possa essere depositato materiale pesante, in modo da controbilanciare il moto di rotazione (cap. 20). Evidentemente accompagnando la compensazione con tali provvedimenti non solo vengono contenuti i cedimenti assoluti ma, ciò che principalmente interessa per l'opera, ridotti i cedimenti differenziali, anche quelli dovuti, ad eterogeneità del terreno.

Al cap. 8 sono stati distinti i cedimenti immediati da quelli per consolidazione sia primaria che secondaria, presenti principalmente con i terreni coerenti. Il compenso dei carichi, in particolare totale, tende ad eliminare i soli cedimenti per consolidazione primaria ma non, di massima, gli immediati. Esso è quindi particolarmente conveniente con i terreni coerenti eterogenei (v. fig. 13.17).

Tutto ciò è rigorosamente sostenibile in linea teorica (mezzo elastico poroso saturo perfetto) mentre in pratica interferiscono modalità esecutive che pongono non facili problemi. Anzitutto si incontrano difficoltà nell'eseguire lo scavo, trattandosi di terreni molli e quindi che non possono essere incisi con scarpe prossime alla verticale se non sostenute (interferenza con paratie), inoltre il fondo dello scavo, liberato dal peso del terreno sovrastante, rigonfia.

Il rigonfiamento, come il cedimento, può essere scisso in immediato e lento: il primo, nei terreni coerenti, si evolve in condizioni non drenate, generalmente in fase elastica ma se il terreno è molle anche la componente plastica può essere sensibilmente impegnata, tanto che il rigonfiamento può trasformarsi in rifluimento (15.1.3).

Se poi lo scavo viene lasciato a lungo aperto si verifica ancora un vero e proprio innalzamento del terreno, che respira lungo la curva di ritorno del diagramma edometrico (v. fig. 3.53 e fig. 15.5); ciò specie per un terreno coerente fittamente intercalato da strati drenanti (fig. 13.17).

I cedimenti che subirà l'opera dipenderanno, dunque, molto dall'evoluzione del rigonfiamento che, in tutte le sue varie componenti (elastica-plastica non drenata e drenata), si manifesta con legge diversa lungo il piano di scavo.

Nella fig. 13.10 *a* è riportato il rigonfiamento misurato con 3 assestimetri nello scavo di compenso di un edificio nastriforme « galleggiante » su limi argillosi normalmente consolidati.

La fig. 13-10 *b* mostra l'andamento del cedimento di diversi punti del perimetro dell'edificio schematizzato in fig. 13.10 *a* (v. anche 20.3.2.6).

In particolare in presenza di scavi profondi in terreni molli, per ridurre il rigonfiamento, è conveniente eseguire lo scavo per campioni o, in casi speciali, adottare i pozzi di ricarico descritti in (15.1.4) al fine di ridurre le variazioni delle tensioni efficaci.

Può convenire di compensare i carichi anche se il terreno non è molto

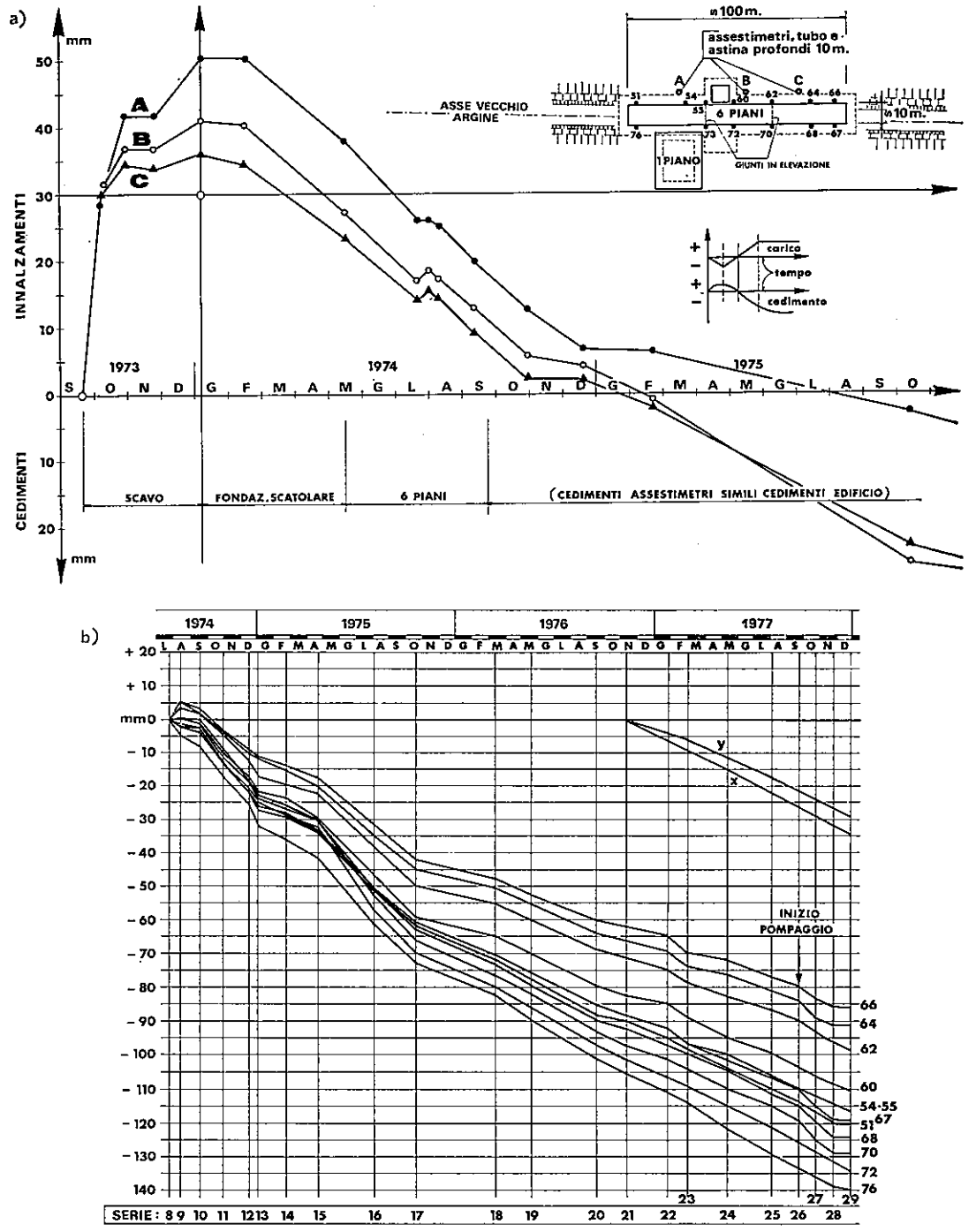


Fig. 13.10 – *a*, sollevamento differenziale del fondo di uno scavo in terreno alluvionale stratificato di tipo normalconsolidato; *b*, conseguente effetto sui cedimenti differenziali della costruzione.

compressibile poichè si consegue una riduzione dei cedimenti differenziali e quindi delle sollecitazioni nelle strutture di fondazioni che possono quindi avere dimensioni minori, a tutto vantaggio della economia. Per tale ragione le fondazioni compensate possono essere adottate in luogo delle fondazioni profonde su pali, molto più frequentemente di quanto si ritenga, specie se lo scavo non è in acqua e non si devono impiegare paratie.

Si ritorna così ad antichi metodi di fondazione, oggi senza ragione trascurati.

Va infine rilevato che per edifici con corpi diversamente alti può convenire nei piani interrati eseguire lo scavo a gradoni, come in fig. 13.11, in modo da realizzare una compensazione all'incirca uniforme; in tali casi la scelta della rigidezza della fondazione va comunque sempre vista alla luce della interazione terreno-struttura (13.4).

L'approfondimento del piano di posa è utile anche con terreni incoerenti, specialmente se normalmente addensati, poichè i cedimenti lungo il perimetro dell'opera, per rifluimento laterale, si riducono rapidamente al crescere dell'approfondimento del piano di posa. Peck, ad esempio, per le sabbie sciolte consiglia un approfondimento mai inferiore a 2,50 m.

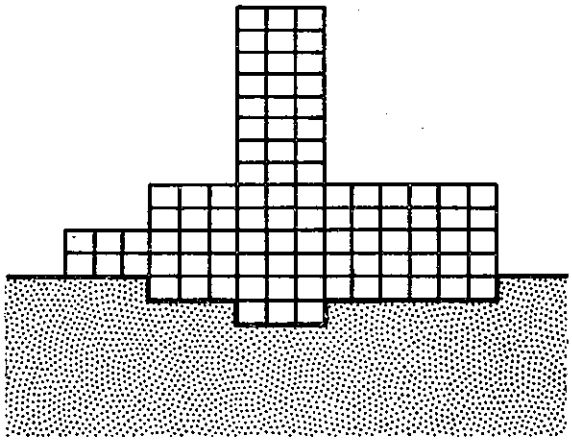


Fig. 13.11 – Schema di fondazione compensata in relazione alla diversa altezza dei corpi dell'edificio.

Deve però considerarsi che lo scavo per l'approfondimento del piano di posa dà luogo ad interferenze con le eventuali opere provvisionali o definitive di sostegno e di drenaggio che vanno vagliate tanto più attentamente quanto più lo scavo è esteso e profondo (v. 15.1).

Si ricorda infine che un effetto analogo alla compensazione per approfondimento si può ottenere per precarico di lunga durata (v. 7.3.6).

13.2.5 I cedimenti differenziali ammissibili.

13.2.5.1 *Cinematica dei cedimenti.* — Le distorsioni tipiche delle strutture di edifici sono schematizzate in fig. 13.12.

La più frequente di queste è l'imbarcamento della fig. 13.12 *a* caratteri-

stico dei terreni coerenti cedevoli, distorsione eventualmente accentuata da un addensamento dei carichi o da uno scavo (ad es. galleria) nella zona centrale.

La fig. 13.12 *b* mostra una distorsione dell'edificio con curvatura anticlinale opposta alla precedente. Tale situazione può riscontrarsi per rifluimento perimetrale, caratteristico di scarso approfondimento in sabbie sciolte ovvero per addensamento dei carichi alle estremità dell'edificio. Altra causa di cedimento differenziato può essere l'esecuzione di scavi nelle vicinanze lungo ambedue i fronti dell'opera.

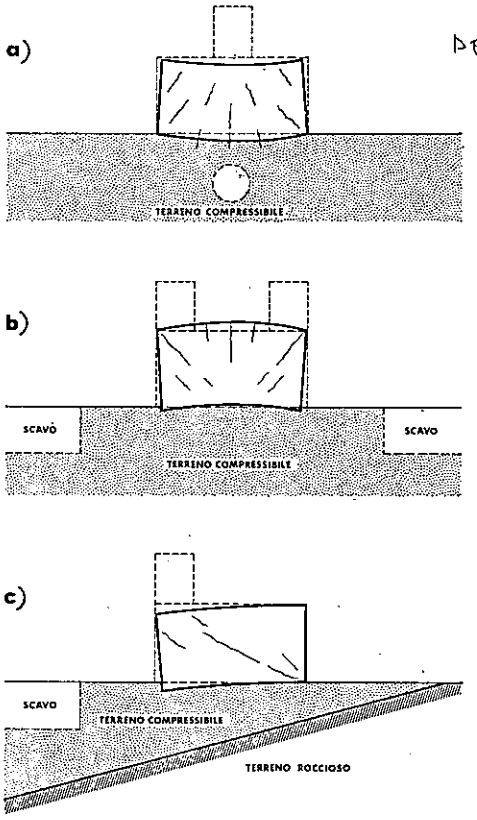


Fig. 13.12 – Distorsioni tipiche degli edifici su terreni cedevoli: *a*, deformazione sinclinare; *b*, deformazioni anticlinale; *c*, deformazione asimmetrica.

La fig. 13.12 *c* mostra infine una distorsione dissimmetrica, altrettanto dannosa per un edificio, che può essere dovuta a disuniformità di carico della costruzione, quale una sopraelevazione parziale (linea a tratto) od a scavo su un sol lato ovvero a variazione della potenza dello strato compressibile. In generale distorsioni di qualsiasi tipo, ed ancora più sentite, possono essere dovute ad eterogeneità del sedime quali una « sacca » di terreno compressibile sotto la superficie di impronta dell'edificio (caso frequente delle ex marrane),

o, viceversa, ad una zona più resistente (trovanti di roccia lapidea) o effetto di carichi, in seguito eliminati, che hanno prodotto un consolidamento di una zona.

La fig. 13.13 descrive una cinematica generica dei cedimenti, composizione delle tipiche distorsioni. I moti, in generale, non sono solo verticali (cedimenti) ed hanno anche componente orizzontale (v. 8.1.2.4).

Il cedimento differenziale Δw fra due punti della fondazione distanti l dà luogo ad una distorsione:

$$\gamma = \frac{\Delta w}{l} \tag{13.13}$$

che può avere valore costante lungo quella direzione.

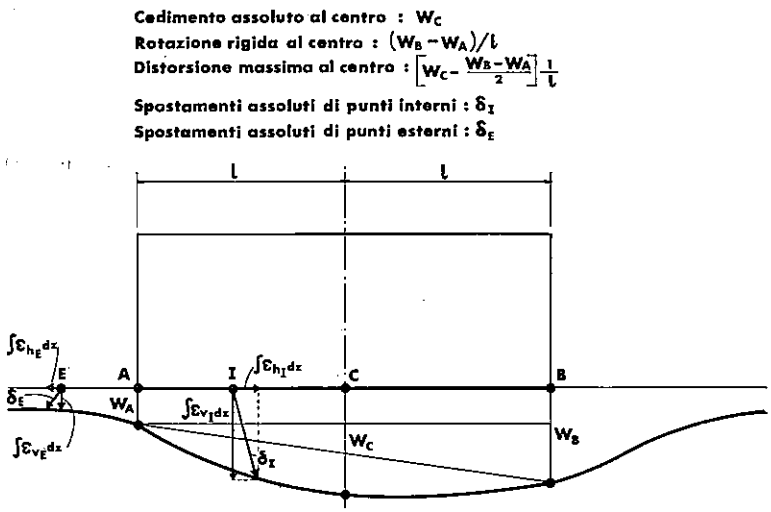


Fig. 13.13 – Schema delle diverse componenti dei cedimenti delle fondazioni.

Se la distorsione si mantiene costante in ogni direzione ciò vuol dire che lo spostamento della fondazione è piano, ossia è nulla la derivata di φ. Si tratta allora di un moto rigido che non è accompagnato da sollecitazione.

In tali condizioni ($\gamma = \text{cost}$ e $\gamma' = 0$) l'opera subisce una inclinazione che può anche renderla inagibile. Pur non essendovi curvatura, nascono però delle eccentricità dei carichi rispetto alle strutture, che possono produrre incrementi di sollecitazione anche nelle sovrastrutture sensibili. Basti pensare ad esempio alla Torre pendente di Pisa (v. 8.8.3), ove l'inclinazione induce nella muratura a valle tensioni massime molto superiori al valore medio. Analogamente, anche se in misura minore, avviene nei pilastri di intelaiatura di edifici.

Se però lungo una qualsiasi direzione la distorsione è variabile, ossia è diversa da zero la derivata di γ ($\gamma' \neq 0$), vuol dire che la curvatura non è nulla ($1/R \neq 0$) e quindi nascono delle sollecitazioni che vanno a distribuirsi fra strutture di fondazione e di elevazione, come già detto.

13.2.5.2 *Cedimenti assoluti e differenziali con terreni incoerenti.* — Si è già visto al cap. 8 che i cedimenti differenziali sono proporzionali, salvo casi particolari, ai cedimenti assoluti ossia:

$$\Delta w \equiv w = p \frac{b}{E} I_w = \left(\frac{p_{ult}}{\eta}\right) \frac{b}{E} I_w \tag{13.14}$$

essendo p la pressione di contatto media d'esercizio, b la dimensione media della fondazione in pianta, E il modulo di compressibilità medio del terreno ed I_w (fig. 8.15) il coefficiente d'influenza dei cedimenti per diverse geometrie del problema cioè: prodotto dei fattori di forma della pianta, di profondità del piano di posa, di posizione del bedrock e di rigidezza della fondazione.

In generale i cedimenti assoluti crescono al crescere dei carichi o delle dimensioni della fondazione ma ruolo determinate lo ha evidentemente il modulo E del terreno. Come è noto la valutazione di E per i terreni incoerenti è molto delicata poichè viene dedotta, di solito, dalle prove penetrometriche (v. 4.2.2.4.3).

Data la scarsa approssimazione del calcolo, con i terreni incoerenti, a meno che siano normalmente addensati, non è attendibile una valutazione dei cedimenti differenziali. L'esame della specifica situazione si basa allora sui cedimenti assoluti o, più semplicemente, su una casistica delle pressioni di contatto ammissibili (v. eq. 13.2).

Per la valutazione del cedimento De Beer e Martens forniscono una espressione di origine sperimentale del coefficiente di compressibilità (v. eq. 3.123) in funzione del valore R_p della resistenza alla punta del penetrometro statico (mediata in ogni strato):

$$C_c = \frac{3}{2} \frac{R_p}{\sigma'_{v0}} \tag{13.15}$$

per cui (v. eq. 8.27) il cedimento per la deformazione degli strati di potenza h_i è:

$$w = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{C_{ci}} \lg_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \tag{13.16}$$

13.2.5.3 *Cedimenti assoluti e differenziali con terreni coerenti.* — Per i terreni coerenti la valutazione del modulo in laboratorio è, al contrario che per i terreni incoerenti, ormai largamente sperimentata ed efficiente, ove si individuino le condizioni in sito e quindi di prova in condizioni non drenate (E_u) o drenate (E'). I valori di E_u si possono utilizzare nell'eq. (13.14 e 13.16), se la velocità di costruzione dell'opera è tale da non consentire la dissipazione delle pressioni interstiziali per valutare i cedimenti immediati; i valori di E' si utilizzano, invece, se la dissipazione è avvenuta (in particolare ad es. se il terreno non è saturo: $S_r < 75\%$) servono per la valutazione dei cedimenti finali. In ogni caso importanti sono le misure del modulo in sito (v. ad es. fig. 3.60).

La previsione dei cedimenti differenziali, in sede di progetto, deve essere

comunque, il più possibile controllata, con misure in corso d'opera (v. 4.3) (livellazioni, inclinometri) ed a fine costruzione.

Generalmente con terreni coerenti, che subiscono una lenta evoluzione, ci si limita al confronto fra i cedimenti misurati e quelli immediati del modello non drenato.

In ogni caso il carattere dei cedimenti differenziali, che si manifesta all'inizio raramente muta nel tempo (v. figg. 10.43 e 10.56). Ciò è una ulteriore ragione per effettuare misure in corso lavori in quanto permettono di tarare il modello di calcolo e suggeriscono d'intervenire prontamente, in caso di «sorprese» non avvertite dalle indagini (v. cap. 1).

La conoscenza dell'evoluzione dei cedimenti (1) (v. 8.9.2.1) completa quindi la progettazione che è ben più complessa di quella basata su una semplice verifica delle pressioni di contatto ammissibili.

13.2.5.4 I *cedimenti differenziali consentiti dalle strutture.* — La valutazione teorica della stabilità delle fondazioni deve essere filtrata alla luce delle esigenze di sicurezza ed agibilità della struttura da fondare, nei riguardi dei cedimenti differenziali imposti dal terreno. Tale criterio, di basarsi sul controllo dei cedimenti differenziali, è risultato più valido che non confrontare la pressione di contatto assoluta indotta con quella ammissibile ($p_{eq} \leq p_{amm}$ (v. tab. 12.3).

Si tratta allora di fare in modo che:

$$\Delta w_{amm} \text{ sovrastruttura } \leq \Delta w \text{ imposto dal terreno} \qquad (13.17)$$

Tale condizione ha tutto l'aspetto di una verifica ma, in realtà, lo è solo per quanto riguarda l'intervento del terreno poichè, se non soddisfatta, il progettista dovrà adottare la struttura basamentale in modo da potergli conferire resistenza e rigidezza così da sopportare la distribuzione disuniforme della reazione di sottofondo, salvaguardando la struttura in elevazione. Potrà anche migliorare le caratteristiche del terreno o addirittura cambiare sistema di fondazione.

In alternativa può variare le caratteristiche strutturali della elevazione onde renderla atta a sopportare cedimenti differenziali (ad esempio inserendo giunti o comunque elementi di isostaticità).

La tab. 13.1 di Sowers riporta l'ordine di grandezza «statistica» dei valori ammissibili delle deformazioni delle opere. Di essa però va fatto un uso molto accorto, essendo solo orientativa, e certamente i dati forniti non possono essere applicati indiscriminatamente e tanto meno costituire elementi di giudizio in caso di controversia. Solo un calcolo strutturale dello stato di coazione indotto dal nascere di curvature può essere probante se misurate.

Si vede che le strutture in c.a. sopportano distorsioni inferiori di quelle in acciaio. Lambe cita il caso di un edificio intelaiato in acciaio di 3 piani,

(1) La problematica delle condizioni di drenaggio è stata ampiamente descritta nel cap. 8 mettendo in luce il ruolo dei decorsi delle tensioni (fig. 8.26) e le relative deformazioni (fig. 8.2) immediate e lente.

lungo circa 70 m, in esercizio pur con zone distorte di $\varphi = 1/22$. Meyerhof riporta il caso di un edificio in c.a. di 5 piani in cui una distorsione di circa 1/1000 ha condotto, nelle campate di minor luce, ad incrementi del momento del 75%, con disservizio dell'opera.

TABELLA 13.1 - **Cedimenti ammissibili dalle strutture** (Sowers 1962).

Tipo di movimento	Fattore limitante	Cedimenti massimi (cm)
Cedimento assoluto o rigido	Fognature ecc.	(1) 15÷30 (2)
	Livello d'ingresso scale ecc.	30÷60
	Probabilità di cedimenti non uniformi:	
	Strutture murarie	2÷ 5
	Strutture intelaiate	2÷10
	Fumaioli, silos ecc.	10÷30
Rotazione rigida od inclinazione	Fumaioli, torri ecc.	4‰ h
	Accatastamento di merci	10‰ h
	Rotaie per gru	3‰ h
	Macchine tessili	3‰ h
	Turbogeneratori	0,2‰ h
Cedimento differenziale e distorsione	Muri di mattoni continui, alti	0,5÷1‰ l (3)
	Lesioni di muri di mattoni di edifici di un piano	1 ÷2‰ l
	Lesione degli intonaci	1‰ l
	Strutture intelaiate in c.a.	2÷4‰ l
	Strutture a setti in c.a.	3‰ l
	Strutture intelaiate continue in acciaio	2‰ l
	Telaio semplice in acciaio	5‰ l

(1) Il valore limite inferiore vale per strutture molto sensibili ai cedimenti e/o per andamento di questi irregolari.

(2) Il valore limite superiore vale per strutture tolleranti i cedimenti e/o per andamento di questi regolare.

(3) l = distanza tra due pilastri adiacenti o fra due punti che cedano differentemente con ced. differenziale espresso in millesimi (cm/10 m).

Ad es. una struttura intelaiata in c.a. con luci di 5 m accetta un cedimento differenziale fra due pilastri adiacenti, pari a:

$$\Delta w_{amm} = \frac{(2 \div 4)}{1000} \cdot 500 = (1 \div 2) \text{ cm} \qquad (13{,}18)$$

In figura 13.14 Bjerrum, sulla base di studi di Skempton e Macdonald, fornisce una «scala» orientativa delle distorsioni che provocano determinati effetti.

Si passa da valori di distorsione di 1 cm/10 m per fondazioni di macchine

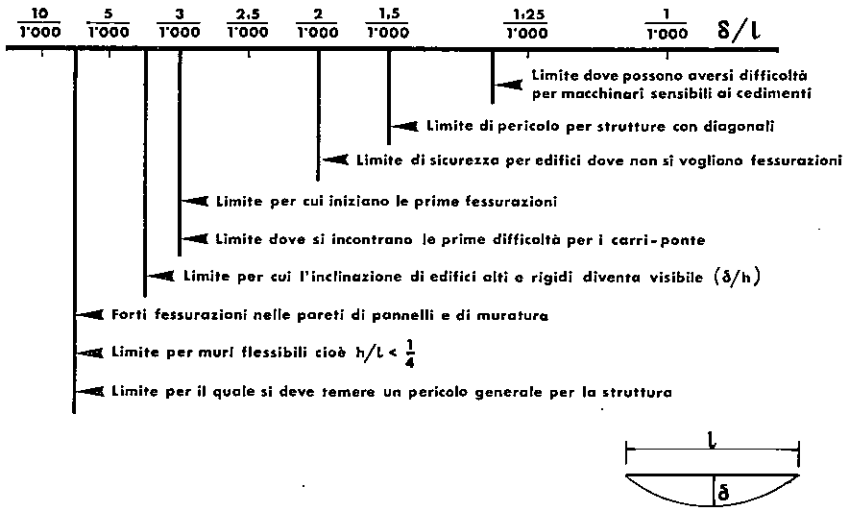
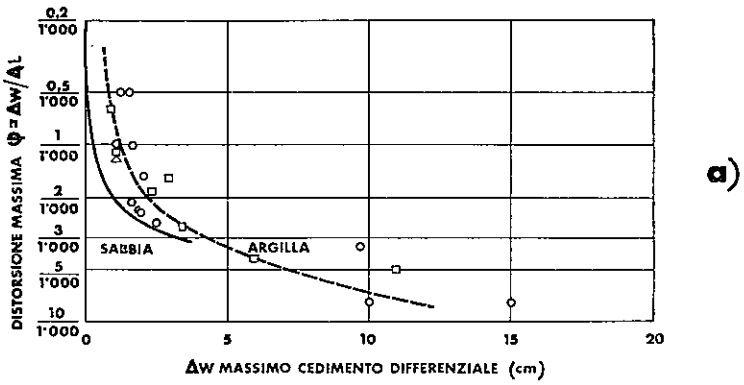


Fig. 13.14 – Limiti ammissibile della distorsione di varie strutture (Bjerrum).



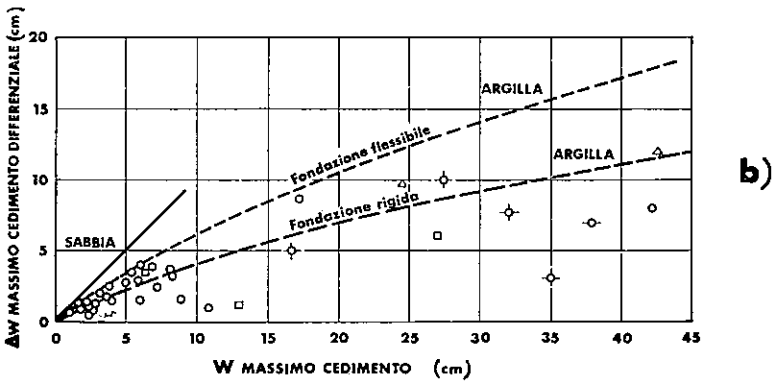


Fig. 13.15 – Relazione statistica: rispettivamente per fondazioni su sabbie o su argille *a*, fra le distorsioni ed i cedimenti differenziali; *b*, fra i cedimenti differenziali e quelli assoluti (Bjerrum).

(v. cap. 19), a valori di 5 cm/10 m per fondazioni di opere murarie o in c.a., con limite intorno ai 3 cm/10 m per effetti estetici fastidiosi.

Pertanto, diverse sarebbero le esigenze dei tipi di opere, ad es. di un magazzino o di uno stabilimento industriale con macchinari, pur a parità di carichi, dimensioni strutturali e terreno, poichè consentono cedimenti differenziali ben diversi, per cui diversa dovrebbe essere la soluzione fondale da adottare.

Bjerrum in fig. 13.15 *a* descrive anche l'andamento delle distorsioni $\Delta w/\Delta l$ (v. eq. 13.13) in funzione dei cedimenti differenziali Δw massimi riscontrati in varie strutture, rispettivamente su sabbia od argille.

La fig. 13.15 *b* mostra un analogo diagramma che indica i cedimenti differenziali massimi in funzione di quelli assoluti w. Si vede che il cedimento differenziale Δw per sabbie è molto più rapido ma raggiunge valori minori che su argille.

Tutte le notizie che possono trarsi dagli studi dei citati Autori vanno tuttavia vagliate attentamente di volta in volta prima di farne testo.

13.2.5.5 *Il decorso dei cedimenti differenziali.* — La fig. 13.16 mostra l'evoluzione dei cedimenti del perimetro di un serbatoio per grezzo, sito su

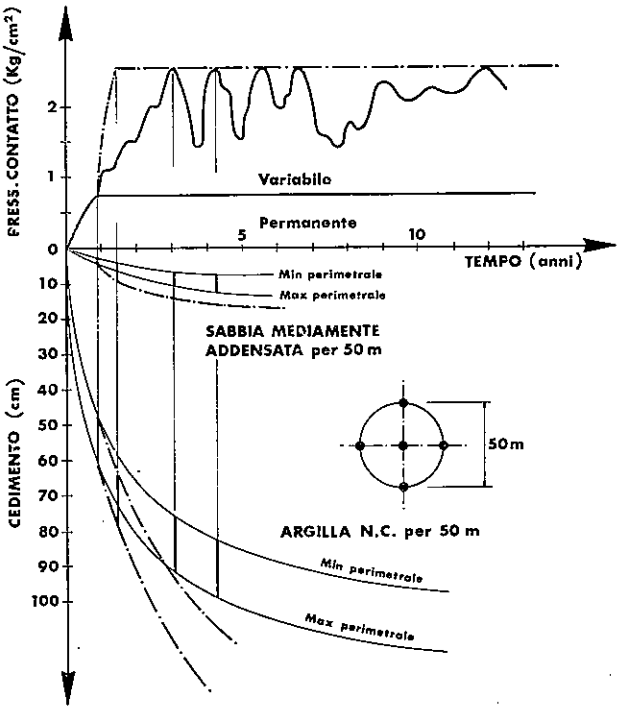


Fig. 13.16 – Cedimenti nel tempo di un serbatoio circolare rispettivamente su argille NC e su sabbie mediamente addensate ambedue praticamente non stratificate e caricate gradualmente (linee continue); esame dell'effetto del rapido aumento d'invaso nei due casi (linee a tratto e punto).

strato di sabbia mediamente addensata, ed analogo serbatoio su uno strato di argilla normalmente consolidata: ambedue gli strati hanno notevole potenza.

Si vede che i cedimenti differenziali sulla sabbia sono praticamente esauriti a fine costruzione, mentre sulla argilla continuano a progredire, pur smorzandosi nel tempo.

Nella stessa figura la linea a tratto e punto rappresenta il decorso del cedimento, per riempimento rapido del serbatoio, subito dopo costruito: evidenziando il diverso comportamento della sabbia e della argilla. L'acqua opera alla stessa stregua di un precarico, producendo la consolidazione, come avviene con riporti per bonificare terreni cedevoli.

Il caso illustrato mostra il carattere di evoluzione dei cedimenti e pone la opportunità che essi vadano controllati, fin dall'inizio dei lavori di un'opera, principalmente nei riflessi dei cedimenti differenziali specie poi se l'opera è un edificio.

Se i cedimenti progrediscono rapidamente, rispetto all'avanzamento dei lavori, come avviene con i terreni incoerenti, e se la intelaiatura del fabbricato è flessibile, il che si verifica durante la esecuzione dei lavori, quando mancano ancora le tamponature in muratura, le strutture di conglomerato giovani possono ancora adattarsi, senza danni palesi, anche ad apprezzabili cedimenti differenziali.

Ben diverso è il caso dei cedimenti su terreni coerenti che, verificandosi a volte molto lentamente, investono per la maggior parte la costruzione già ultimata ed, a volte, per molto tempo.

Se non si è provveduto, in fase progettuale, adottando opportuni rapporti di rigidezza fondazione-elevazione ed eventuali giunti, i dissesti dell'opera sono inevitabili benchè la sofferenza dei materiali venga alleviata dall'intervento della loro viscosità che, abbassando il modulo (elasto-viscoso) attenua lo stato di coazione (v. 13.2.6).

Avviene però che un sottosuolo reale non si presenta generalmente nè tutto coerente nè tutto incoerente, come nei casi da « manuale di geotecnica », ma quasi sempre in stratificazioni disordinate cosicchè la previsione dell'evo-

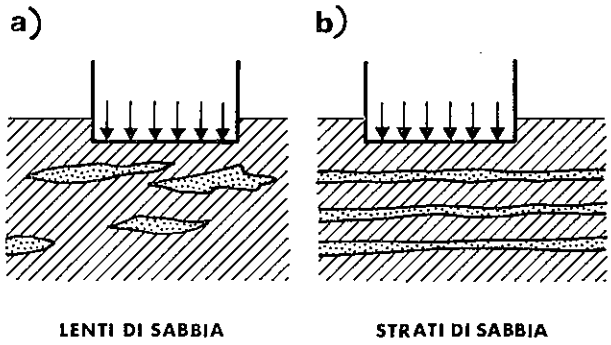


Fig. 13.17 – Effetto dell'estensione di strati drenanti sul decorso dei cedimenti differenziali: *a*, strati lentiformi; *b*, strati continui (Tomlinson).

luzione dei cedimenti è ancor più incerta e sono valide solo considerazioni qualitative (v. fig. 10.56).

Alterano, così, sensibilmente le previsioni i livelli sabbiosi continui nelle argille, anche di minimo spessore, impercettibile ai sondaggi, per la loro azione drenante (fig. 13.17 *b*) mentre se trattasi di strati sabbiosi lentiformi (fig. 13.17 *a*) l'effetto è nullo semprechè siano di esile spessore.

La scelta della rigidezza della fondazione è dunque un problema d'interazione terreno-struttura nel tempo. Esso va affrontato sulla base dei cedimenti differenziali consentiti dall'elevazione nell'ottica di scontare, quanto più possibile, anticipatamente i cedimenti differenziali quando la rigidezza finale non è ancora intervenuta (vedi ad es. l'interazione con i rivestimenti delle gallerie) in modo da indurre minori coazioni nelle strutture.

13.2.6 I coefficienti di sicurezza e la scelta del tipo di fondazione.

Le considerazioni svolte, accostate a quanto detto al cap. 12 sulla sicurezza, favoriscono una buona scelta del tipo di fondazione.

Una volta che la scelta cada sulla fondazione superficiale, la valutazione della pressione di contatto ammissibile consente di determinare, in modo rapido e semplice, le aree di impronta della fondazione, ed ancor più la profondità del suo piano di posa (v. 13.2.4), in relazione ai carichi trasmessi dall'opera.

È evidente che la pressione di contatto interviene sul comportamento della stratificazione superficiale e non di quelle profonde, i cui cedimenti dipendono principalmente dal carico totale dell'opera e, meno, da come esso viene trasmesso in superficie.

Qualora la natura del terreno (v. 13.2.2.4) renda « attendibile » un calcolo dei cedimenti, il progetto va affinato alla luce della interazione terreno-struttura, argomento che verrà ripreso in 13.4.

Nello scegliere, quindi, il coefficiente di sicurezza, si deve anzitutto fare riferimento ai cedimenti ammissibili il che porta, come detto, in larga massima, ad adottare $\eta \geq 2$ per i terreni incoerenti (v. 13.2.2.2) ed $\eta \geq 3$ per quelli coerenti (v. 13.2.2.3) ed a distinguere i carichi permanenti dagli accidentali.

Con indirizzo più moderno la scelta di η va fatta con i criteri accennati al cap. 12; in particolare vanno meno penalizzati gli effetti secondari, quali quelli del vento considerate anche eventuali raffiche, le azioni frenanti e centrifughe dei ponti, e le stesse azioni sismiche.

Anche i sovraccarichi verticali possono avere un trattamento favorevole se essi sono raramente presenti, come avviene per i massimi sovraccarichi militari sui ponti.

Una valutazione eccessiva dei carichi accidentali può condurre ad una errata distribuzione delle aree d'impronta delle fondazioni, rispetto a quella richiesta dal carico permanente, e quindi provocare dannosi cedimenti differenziali (v. 1.3.2.4).

Nei riguardi dei carichi accidentali, se eccentrici rispetto alle basi essi

vanno opportunamente ridotti per il calcolo delle pressioni di contatto massime, tanto più se su terreni in condizioni non drenate.

Il criterio di centrare il baricentro della fondazione sulla risultante del carico permanente, o comunque di contenere l'eccentricità entro il nocciolo d'impronta della fondazione, è un sano criterio se la pianta dell'opera presenta due assi ortogonali di simmetria.

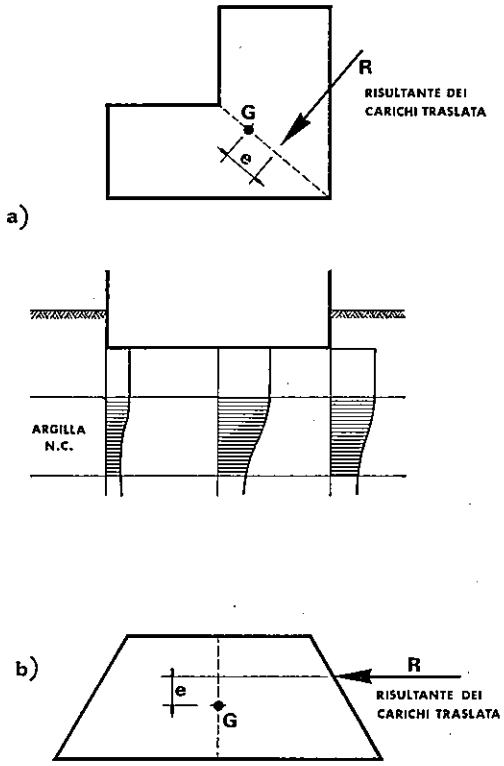


Fig. 13.18 – Cedimenti differenziali per effetto di eccentricità di figura della fondazione: *a*, pianta ad L; *b*, pianta trapezia.

Se la pianta non rispetta tali condizioni, ad es. è ad U od a L, come in fig. 13.18 *a*, le tensioni, indotte in un sottostante strato cedevole, variano, come in figura, e quindi i cedimenti saranno maggiori all'incontro dei due corpi di fabbrica, con conseguenti strapiombi e dissesti.

Analogamente la fig. 13.18 *b* mostra una pianta trapezia per cui il lato maggiore del fabbricato subirà cedimenti maggiori che quello opposto minore.

In tali casi la superficie di contatto deve avere il baricentro della figura spostato, rispetto alla risultante dei carichi, dalla parte più cedevole della fondazione.

Ciò può ottenersi in due modi o con maggiore aggetto della fondazione dal lato che cederebbe di più; ovvero disponendo un carico (ad es. un rilevato) a ridosso del lato che subirebbe cedimenti minori (l'analisi dei cedimenti guida la scelta fra questi tipi di soluzioni).

La fig. 20.24 riportata in seguito, mostra lo zavorramento parziale di una platea nella zona ove i carichi permanenti sono minori, per contenere nella figura di nocciolo l'eccentricità della risultante dei carichi.

Peraltro i ricarichi aumentando il peso permanente aumentano i cedimenti assoluti, e quindi i differenziali, cosicchè è opportuno accoppiarli ai provvedimenti del compenso dei carichi e dell'irrigidimento della struttura di fondazione.

Un altro aspetto, infine, importante ma spesso trascurato nella scelta della fondazione, è l'indagine di una opportuna sequenza dei tempi di esecuzione, ad evitare, quanto più possibile, cedimenti relativi fra diversi elementi strutturali che debbono venire collegati rigidamente fra loro. Nella stessa ottica, peraltro, si possono adottare dei giunti in elevazione (v. 13.3.5) in modo da rendere la struttura, al limite, parzialmente isostatica.

Non volendosi giunti definitivi, può seguirsi l'accorgimento per le ingabbiature in c.a. di lasciare dei giunti provvisori, rinviando all'ultimo la esecuzione di alcune campate di travi e solai. Questo è un provvedimento di effetto parziale ma si riesce così a scontare parte dei cedimenti differenziali immediati.

13.3 Progetto delle strutture.

13.3.1 Generalità.

La scelta fra i tipi di fondazioni dirette superficiali: plinto, trave rovescia, platea, come visto in precedenza, è guidata, in una prima fase, dalla pressione di contatto media ammissibile che governa la estensione necessaria della superficie di contatto di trasmissione dei carichi; in seconda fase l'interazione terreno-struttura indica la rigidezza della fondazione necessaria a contenere i cedimenti differenziali.

Le strutture fondali sono, ormai, quasi sempre in cemento armato, lo sono evidentemente per le ingabbiature in c.a. ma lo sono anche per le intelaiature in acciaio: i mastodontici plinti, costituiti da cataste di putrelle a strati ortogonali portanti le colonne in acciaio sono un ricordo delle costruzioni del secolo scorso.

Una estesa trattazione degli elementi strutturali di fondazione in c.a., la cui progettazione e calcolazione non differiscono peraltro da quella delle strutture in elevazione, esula dal carattere di questo volume [1]: verrà pertanto fatto solo cenno al dimensionamento di alcuni elementi tipici caratteristici.

---

[1] Per il calcolo si veda ad es. CALZONA-CESTELLI, « *Il calcolo del cemento armato* », Hoepli.

13.3.2 Il plinto.

13.3.2.1 *Tipologia strutturale.* — Il plinto è un elemento di transizione fra il pilastro ed il terreno, ottenuto da un allargamento graduale della sezione trasversale del pilastro, fino a ridurre la tensione dal carico di sicurezza del materiale a quello ammissibile del terreno.

Come schematizzato dall'indagine fotoelastica della fig. 13.19, ove il problema è riportato a piano (sezione di una trave rovescia), l'irraggiamento delle isostatiche di compressione dà luogo a sforzi di trazione (isostatiche di trazione) che, oltre un certo valore, debbono essere affidati alle armature.

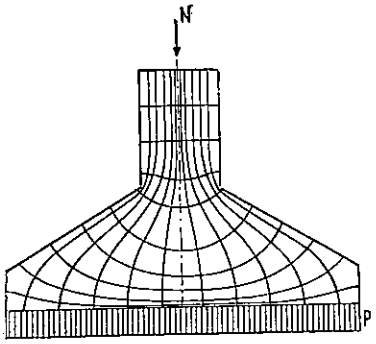


Fig. 13.19 – Analisi fotoelastica della sezione di un cordolo

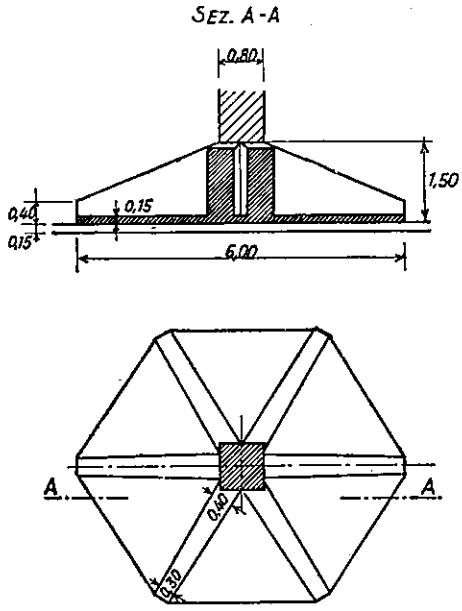


Fig. 13.20 – Plinto nervato.

Il plinto ha generalmente pianta regolare: quadrata, rettangolare, poligonale, circolare e può avere altezza diversa poichè, se vi è un limite minimo fornito dal calcolo strutturale, in relazione alla resistenza del materiale, l'altezza minima può non essere quella economicamente e staticamente migliore, in quanto a maggiore altezza corrispondono minore armatura e maggiore rigidità.

In generale i plinti hanno estradosso a tronco di piramide in modo che l'altezza delle sezioni resistenti segua l'andamento dei momenti flettenti.

Con plinti notevolmente estesi si consegue alleggerimento ed economia di calcestruzzo nervandoli, come indicato in fig. 13.20, occorre però accertare se tale economia è reale, tenuto conto del maggior costo delle casseforme e del getto.

Un sottostrato di conglomerato magro, oltre a consentire un migliore getto dei plinti, costituisce una lastra di sufficiente resistenza ad offrire una ripartizione perimetrale del carico (con angolo non superiore a 30°) che allarga la effettiva base di appoggio.

Da notare che con tale accorgimento non si risparmia sui momenti del plinto, essendo questi indotti dalle pressioni di contatto con il terreno.

Agli effetti statici il plinto è una piastra sollecitata verso l'alto dalla pressione ripartita di contatto con il terreno e verso il basso dal carico concentrato del pilastro ed assomiglia al capitello dei solai a fungo. Il calcolo di questa struttura a piastra, teoricamente complesso, trattandosi di problema tridimensionale, viene semplificato, come verrà indicato in seguito. Il ricorso agli appositi programmi, per poter svolgere un calcolo più approssimato, appare in generale ingiustificato.

Negli appositi trattati vengono indicate varie forme di plinti: il Considère ha suggerito il plinto della fig. 13.21, consistente in una soletta tronco-conica rovescia, poggiante sul terreno, il quale, evidentemente, deve essere prima modellato a perfezione. È chiaro che la funzione resistente è affidata alla armatura cerchiante. Questo tipo viene qui riportato per ragioni storiche poichè i vantaggi economici che se ne potevano trarre un tempo sono ora annullati dal costo della mano d'opera.

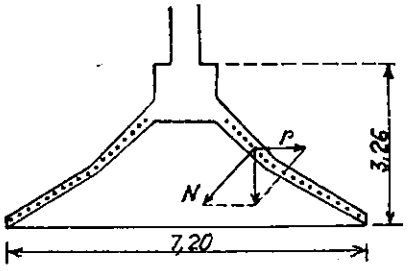


Fig. 13.21 – Plinto a cono rovescio (Considère).

13.3.2.2 *Considerazioni generali sul dimensionamento dei plinti.* — I procedimenti di calcolo rapidi, impiegati correntemente per il dimensionamento dei plinti usuali delle intelaiature in c.a. degli edifici accettano l'ipotesi, certo di larga approssimazione, di comportamento del terreno nel dominio di Winkler e di plinto indeformabile, ossia di distribuzione piana delle pressioni di contatto.

Per il calcolo delle sollecitazioni il plinto basso viene poi suddiviso in più elementi indipendenti, sporgenti a sbalzo dal pilastro (4 per plinti a pianta rettangolare), come se fossero mensole indipendenti l'una dall'altra, riportando così a piano ed isostatico un problema decisamente tridimensionale ed iperstatico.

Tale schematizzazione, per quanto concerne la distribuzione delle pressioni di contatto, può fornire, come vedremo in seguito, valori delle sollecitazioni flessionali in eccesso o difetto, a seconda della natura del terreno (incoerente o

coerente) e della estensione del plinto ma, sicuramente, sopravvaluta le sollecitazioni per quanto riguarda la schematizzazione in mensole.

Quindi, in definitiva, può dirsi che il procedimento è cautelativo, come dimostra l'esperienza, ed è bene che lo sia, considerato che i getti di fondazione non avvengono, sovente, nelle migliori condizioni.

Quando però i plinti siano molto alti, $h > \frac{2}{3} l$, essendo h l'altezza ed l l'aggetto, ne risulta una mensola corta che non ammette l'ipotesi di Navier. Soddisfa meglio l'intuito allora lo schema di comportamento a traliccio di bielle compresse di conglomerato e barre in acciaio tese, anche se il quantitativo di acciaio calcolato con i due metodi per la sezione di massimo non differiscono apprezzabilmente, anzi possono coincidere per determinate schematizzazioni del traliccio. Da tali interpretazioni del comportamento statico ne deriva però una più razionale distribuzione della armatura.

La fig. 13.19 mostra il graticcio delle isostatiche e si vede che nei plinti alti, come avviene nelle travi corte, il flusso di compressione fra gli opposti carichi esterni, è tanto più rettilineo quanto più si riduce il rapporto aggetto/ altezza.

Quando poi i plinti sono molto alti (l'altezza h superi il doppio dell'aggetto l) si potrebbe pensare ad una diffusione del carico concentrato del pilastro nella massa di conglomerato, senza armatura, affidando a questo gli sforzi di trazione necessari alla diffusione del carico stesso, senonchè tale criterio non è prudenziale poichè gli sforzi di trazione, prodotti dal ritiro, potrebbero presentare alle sollecitazioni plinti già fessurati e quindi non resistenti a trazione.

Nè si può fare assegnamento che intervenga nell'equilibrio la resistenza di attrito del plinto sul terreno poichè tale sistema di forze, che dovrebbe essere diretto verso il centro del plinto, interverrebbe solo per scorrimento il che si verificherebbe solo dopo la spaccatura del plinto. Per di più con terreno incoerente poco addensato il rifluimento di questo produrrebbe una azione di attrito diretta dal centro verso l'esterno, e quindi di senso sfavorevole.

L'attrito fra plinto e terreno può essere chiamato in causa solo per equilibrare eventuali forze orizzontali esterne trasmesse dalla sovrastruttura (ad es. vento).

Occorre quindi prevedere sempre una armatura diffusa nella massa di conglomerato in quantità tale da evitare fessurazioni per ritiro e da togliere al conglomerato stesso il suo carattere di fragilità. Tale armatura, che deve essere tridimensionale, viene dimensionata in base alla sua funzione statica ma deve essere rispettata una percentuale minima rispetto al volume del conglomerato ($30 \div 40$ kg/m^3).

Si possono invece omettere nei plinti le cosiddette barre piegate che, in questo caso, hanno solo un effetto coreografico sui disegni e sono in sostanza inutili, a meno di avere plinti molto bassi per i quali occorre opporsi alla azione di punzonamento del pilastro.

13.3.2.3 *Calcolo dei plinti in c.a. bassi.* — Ammesso che siano verificate le condizioni per una distribuzione piana delle pressioni di contatto, il diagramma

di queste per eccentricità della risultante dei carichi (v. fig. 13.7) ricadente entro la figura di nocciolo della base, assume l'aspetto della fig. 13.22.

La sezione S_1 d'incastro teorico per il calcolo del momento flettente può essere allora posta all'interno del pilastro, ad una distanza dal filo di questo pari allo 0,15 della dimensione a' del pilastro, nella direzione dello sbalzo in esame, come indicato in fig. 13.22.

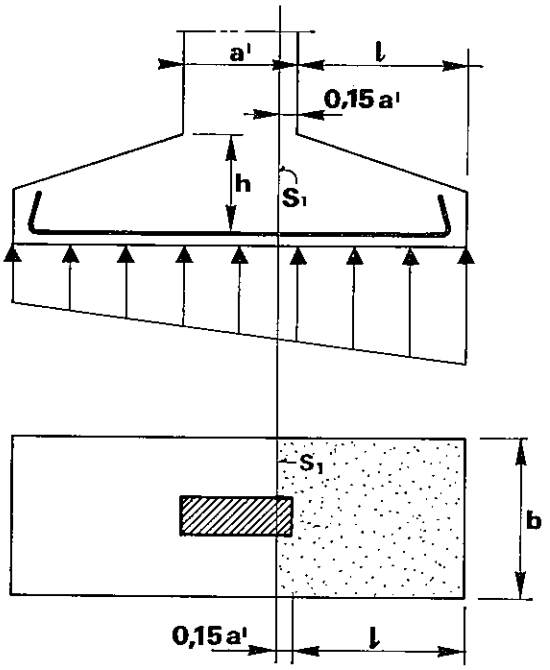


Fig. 13.22 – Calcolo della armatura di un plinto (CEB).

La sezione resistente è di forma trapezia e la larghezza b della fibra più compressa ne è il lato; l'altezza utile h è quella in corrispondenza dell'attacco al pilastro.

Il momento è prodotto evidentemente dal carico che si trova da un lato della sezione S_1 e quindi, nel caso di pressione di contatto uniforme p_m (carico centrato) è:

$$M = \frac{1}{2} p_m \, b \, (l + 0{,}15 \, a')^2 \tag{13.19}$$

da cui si ottiene lo sforzo T_a nell'armatura dalla formula approssimata:

$$T_a = \frac{M}{(0{,}8 + 0{,}9) \, h} \tag{13.20}$$

Analogamente viene calcolata l'armatura nell'altra direzione principale cosicchè ne risulta un graticcio che, per plinti a base rettangolare, è ortotropa. È comunque consigliabile che l'armatura minore, per unità di lunghezza, non scenda al disotto del 20% di quella nell'altra direzione.

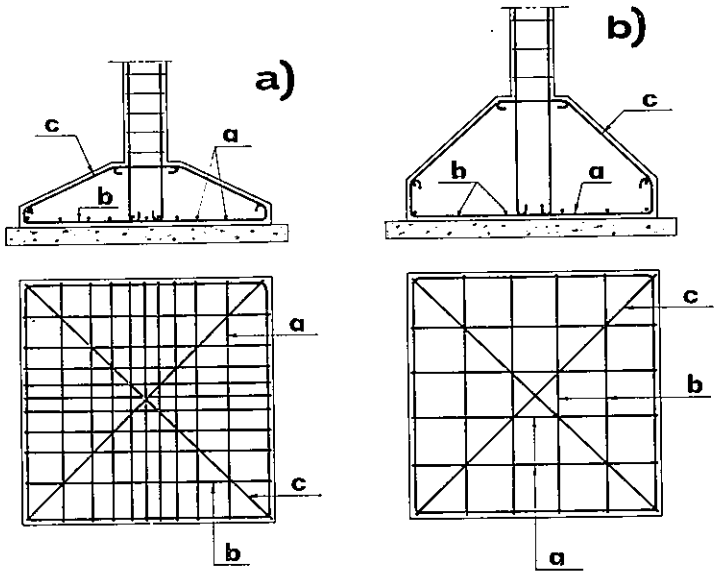


Fig. 13.23 – Disposizione della armatura: *a*, in un plinto di altezza normale; *b*, in un plinto alto.

Con plinti estesi, anche per migliorare la resistenza al taglio, conviene addensare l'armatura di flessione nella zona sottostante al pilastro, come indicato in fig. 13.23 *a*, e ciò ravvicinando le barre per un tratto centrale, ad es.

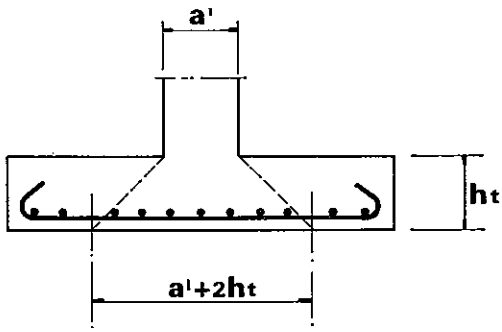


Fig. 13.24 – Addensamento della armatura nella zona centrale del plinto.

per una lunghezza $a' + 2\ h_t$, come indicato in fig. 13.24, fermo restando la quantità totale. Ciò non è richiesto con i plinti alti per i quali l'armatura può essere equamente distanziata, come si vede nella fig. 13.23 *b*.

È opportuno prolungare almeno metà delle barre per tutta la lunghezza del plinto, sino alle sue estremità.

Il graticcio dell'armatura di base, resistente a flessione, deve risultare bene avvolta dal conglomerato, con ampio copriferro, e va posta attenzione che gli uncini terminali non si abbattano durante l'operazione di getto.

Nel caso che il pilastro trasmetta al plinto anche un momento e sul plinto gravi, oltre al peso proprio, il terreno sovrastante ed eventuale vespaio e pavimento, occorre verificare la necessità di armatura anche lungo l'estradosso del plinto per bilanciare eventuali inversioni del segno dei momenti.

Agli effetti della sollecitazione di taglio si può considerare una ripartizione del carico entro il plinto a 45° come indicato in fig. 13.25 e quindi con-

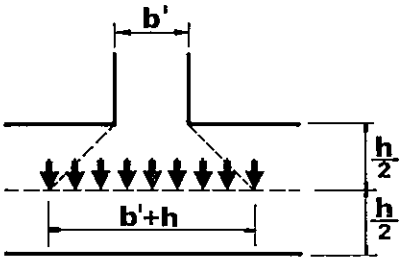


Fig. 13.25 – Ripartizione del carico trasmesso dal pilastro sul piano medio del plinto (CEB).

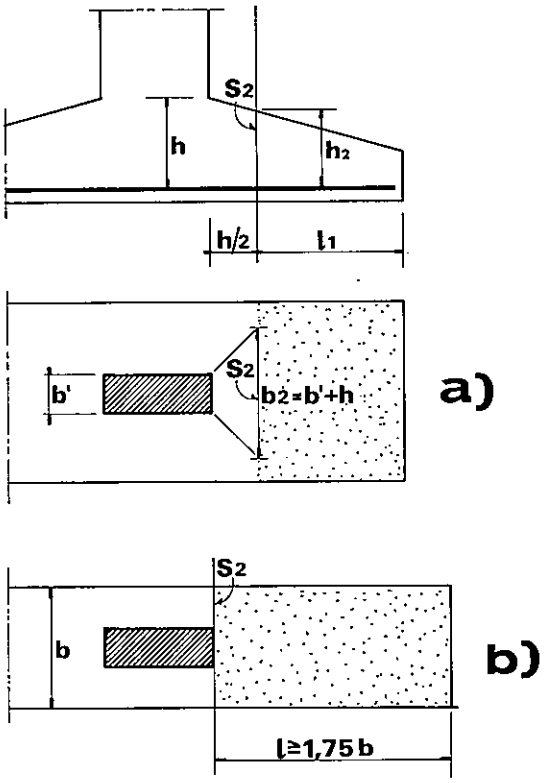


Fig. 13.26 – Determinazione della sezione di calcolo del taglio S_2: *a*, nel caso di rettangolo di base poco allungato; *b*, nel caso di rettangolo molto allungato (CEB).

siderare una sezione resistente S_2, come in fig. 13.26 *a*, alla distanza $h/2$ dal filo del pilastro, di larghezza $b_2 = b' + h$, essendo b' la dimensione del lato del pilastro parallelo alla detta sezione, ed h l'altezza del plinto al filo del pilastro (per la flessione si è visto in fig. 13.22 che la sezione resistente significativa è la S_1).

L'altezza di calcolo della sezione è quella utile h_2, intercettata dalla sezione S_2, con il limite massimo di 1,5 volte lo sbalzo l_1 misurato a partire da detta sezione (fig. 13.26).

Peraltro se il plinto ha una base rettangolare molto allungata (fig. 13.26 *b*)

con sbalzo l che supera 1,75 volte la sua larghezza b ($l > 1{,}75\ b$) la sezione di calcolo è quella a filo del pilastro.

Non sono necessarie armature di taglio fintantochè la tensione tangenziale media della sezione rispetta la condizione (1):

$$\frac{T}{b_2\, h_2} \leq \frac{15}{2}\sqrt{\mu}\cdot\sqrt{0{,}85\ R'_{bk}} \simeq 7\sqrt{\mu\ R'_{bk}} \tag{13.21}$$

essendo T lo sforzo di punzonamento, μ un coefficiente rappresentativo della percentuale di armata longitudinale A nella sezione S_2, cioè:

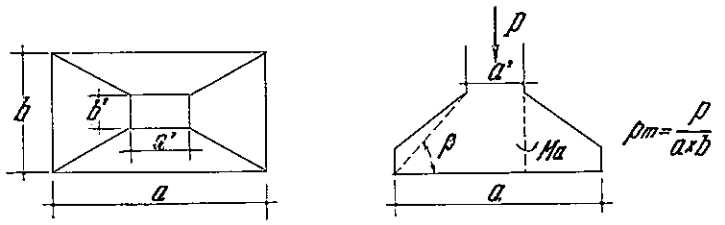
$$\mu = \frac{A}{b_2\, h_2} \tag{13.22}$$

che non può assumersi superiore a $\mu = 0{,}01$.

È molto difficile che tale valore limite della tensione tangenziale media venga superato per i plinti normali ma se i plinti sono molto bassi, e quindi la condizione non è verificata, occorre disporre una armatura di taglio calcolata con i consueti criteri del c.a. (A piegati $\simeq P/\overline{\sigma_a}\sqrt{2}$).

Tale verifica assicura anche la resistenza al punzonamento.

Il metodo esposto considera una distribuzione piana delle pressioni di contatto ma, per quanto tale approssimazione porti a risultati soddisfacenti per la pratica costruttiva, può essere opportuno, in alcuni casi, un confronto con le sollecitazioni prodotte da diagrammi delle pressioni di contatto di sche-



Tipo di fondazione Natura della terra	Diagramma di carico	Pressione massima	Momento di incastro
Fond. flessibile Terra coerente		$p = p_m$	$Ma = \frac{p_m}{24}[(2b+b')](a-a')^2$
Terra incoerente	p, p/3	$p = \frac{9}{5}p_m$	$Ma = \frac{p_m}{40}\left[2b+b'+\frac{a-a'}{a}(b+b')\right](a-a')^2$
Fond. poco flessibile Terra coerente	p, p/3	$p = \frac{9}{7}p_m$	$Ma = \frac{p_m}{56}\left[5b+2b'+\frac{a'}{a}(b+b')\right](a-a')^2$

Fig. 13.27 – Momenti flettenti di incastro al pilastro di plinti nella direzione a. Diverse ipotesi della forma del diagramma delle reazioni di sottofondo. (Per i momenti M_b scambiare a con b nelle formule).

(1) Raccomandazioni CEB.

matizzazione diversa dalla piana come visto al cap. 10, in particolare nelle figg. 10.51 e 10.52.

La schematizzazione indicata nella fig. 13.27 del funzionamento a mensola del plinto, si presta anche alla critica che le pressioni di contatto delle zone d'angolo vengono considerate due volte, ossia nei momenti delle due direzioni, senonchè tale ipotesi è accettabile rientrando entro le approssimazioni del problema. Comunque, sempre a scopo indicativo, nella fig. 13.27 sono riportati i momenti di una delle quattro mensole rese indipendenti l'una dall'altra ed uscenti dal filo del pilastro; è chiaro che tale schematizzazione interessa solo per plinti di forma prossima alla quadrata.

In ogni caso l'area $a\,b$ viene valutata in base a p medio.

Per il caso di carico centrato sul plinto, nella fig. 13.27 sono confrontati i valori dei momenti del diagramma piano con tre schematizzazioni diverse della pressione di contatto che vogliono considerare l'influenza della flessibilità del plinto e soprattutto delle caratteristiche del terreno di posa. Il calcolo, e quindi l'espressione del momento, sono riferiti all'unità di larghezza b del plinto talchè i valori possono essere usati anche per le suole delle travi rovesce.

13.3.2.4 *Calcolo dei plinti in c. a. alti.*

13.3.2.4.1 Plinto a pianta rettangolare. — Con plinti molto alti ($h > 2/3\ l$), come già detto, il calcolo viene impostato sulla schematizzazione

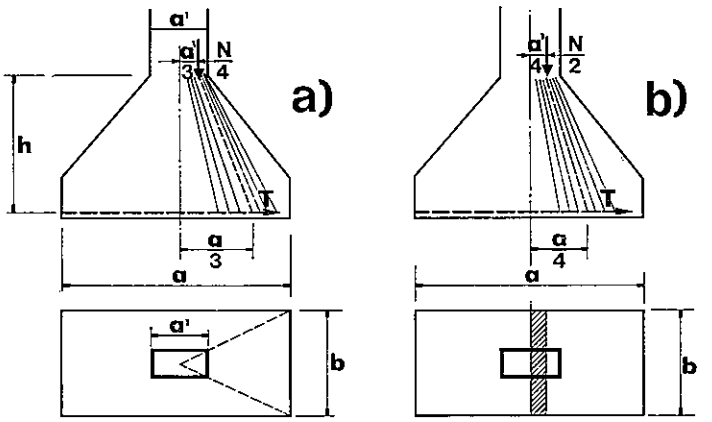


Fig. 13.28 – Schema di calcolo a bielle e tirante di un plinto alto a pianta rettangolare: *a*, comportamento a quattro mensole; *b*, comportamento a due mensole.

del traliccio della figura 13.28, costituito da bielle compresse in conglomerato, partenti direttamente dal pilastro, e da tiranti in acciaio. Con questi plinti alti è superflua la verifica dello sforzo nel conglomerato, essendo questo sempre sod-

disfatta. Per il calcolo dell'armatura, suddividendo in 4 trapezi la base del tronco piramidale, come in fig. 13.28 *a*, si ottengono le forze di trazione:

$$T_a = \frac{N}{4}\,\frac{(a-a')}{3\,h} = \frac{1}{12}\,N\,\frac{(a-a')}{h};$$

$$T_b = \frac{1}{12}\,N\,\frac{(b-b')}{h} \tag{13.23}$$

essendo N il carico del pilastro.

Scindendo invece il totale carico flettente in ognuna delle due direzioni, come indicato in fig. 13.28 *b*, si ottiene:

$$T_a = \frac{N}{2}\,\frac{\left(\frac{a}{4}-\frac{a'}{4}\right)}{h} = \frac{N}{8}\,\frac{(a-a')}{h};$$

$$T_b = \frac{N}{8}\,\frac{(b-b')}{h} \tag{13.24}$$

essendo T_a e T_b le forze totali rispettivamente nelle direzioni dei lati a e b.

La prima schematizzazione appare più idonea per plinti di pianta prossima alla quadrata, la seconda per plinti a pianta allungata. Comunque, data la notevole incertezza dei criteri di calcolo, si può assumere in ambedue i casi il valore intermedio:

$$T_a = \frac{N}{10}\,\frac{(a-a')}{h} \simeq \frac{N}{10}\,\frac{a}{h}$$

$$T_b = \frac{N}{10}\,\frac{(b-b')}{h} \simeq \frac{N}{10}\,\frac{b}{h} \tag{13.25}$$

Anche per i plinti alti è opportuno che l'armatura nella direzione del lato minore non scenda al di sotto del 20 % di quella nella direzione del lato maggiore.

13.3.2.4.2 Plinto a pianta circolare. — Specialmente con plinti alti può convenire la forma tronconica su pianta circolare di raggio R, come in fig. 13.29, o poligono regolare circoscritto.

Se N è il carico trasmesso dal pilastro, la corrispondente reazione uniforme del terreno (esclusa la quota per peso proprio del plinto) che gli fa equilibrio è

$$p = \frac{N}{\pi\, r^2} \tag{13.26}$$

essendo r il raggio della base. Riportando tale reazione su un circolo baricentrico, questo ha il raggio $2\,r/3$ (circolo indicato con a in fig. 13.29).

Il plinto circolare deriva da un pilastro circolare ed allora, se il raggio di questo è r', il carico N può essere pensato come ripartito linearmente ($\bar{p}$) entro il pilastro su un circolo (fig. 13.29 *a*) di raggio $2\,r'/3$.

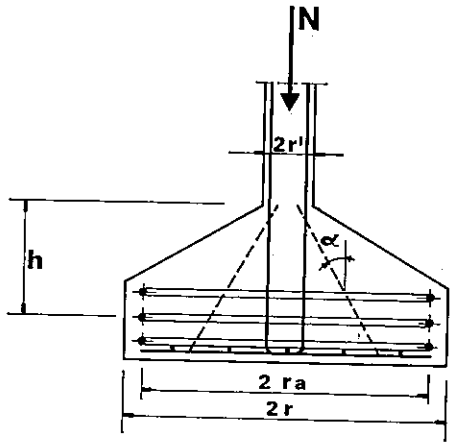
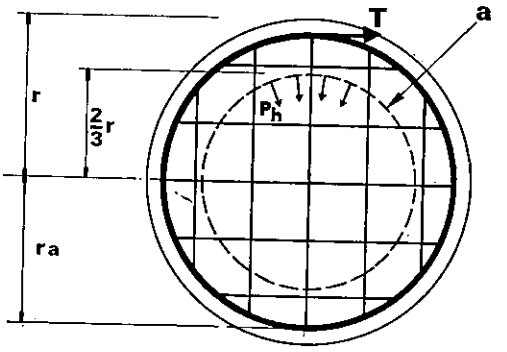


Fig. 13.29 – Plinto a pianta circolare.



I due circoli sono le direttrici di una superficie tronco-conica che si può pensare formata da strisce funzionanti come bielle compresse di pressione ripartita linearmente

$$\bar{p} = \frac{N}{2\,\pi\,2\,r/3} = \frac{3\,N}{4\,\pi\,r} \tag{13.27}$$

Se α è l'angolo alla verticale, formato dalla superficie tronco-conica, per l'equilibrio risulta una pressione orizzontale ripartita linearmente lungo il circolo (*a*) pari a:

$$\bar{p}_h = \bar{p}\ \mathrm{tg}\ \alpha = \frac{N}{2\,\pi\,h}\left(1 - \frac{r'}{r}\right) \tag{13.28}$$

essendo $\mathrm{tg}\ \alpha = \frac{2}{3}\ \frac{r - r'}{h}$. Se tale pressione si affida ad una armatura circolare questa è sollecitata da uno sforzo totale pari a:

$$T_a = \bar{p}_h\,\frac{2}{3}\,r = \frac{N}{3\,\pi\,h}\ (r - r') \tag{13.29}$$

In definitiva, quindi, l'area complessiva dell'armatura cerchiante che viene disposta al perimetro del plinto (raggio r_a), per evidenti ragioni di contenimento del conglomerato in modo da evitare sforzi di trazione è:

$$A = \frac{N}{3\,\pi\,h}\,(r - r')\,\frac{1}{\sigma_a} \tag{13.30}$$

ed in favore della stabilità

$$A = \frac{N}{3\,\pi\,h}\left(\frac{r}{\sigma_a}\right) \tag{13.31}$$

Esempio.

$N = 100\,000$ kg $\quad r' = 25$ cm
$r = 130$ cm $\quad \sigma_t = 1{,}88$ kg/cm²
$h = 1{,}00$ cm $\quad \sigma_b = 50$ kg/cm²
$\sigma_a = 2200$ bar

risulta

$T = 11\,146$ kg
$A = 5{,}06$ cm² $\quad 5\ \varnothing\ 12$

13.3.2.5 *Plinti di strutture sottoposte a spinte.* — Forze orizzontali applicate alle strutture portano per inclinazione della risultante, eccentricità alla base,

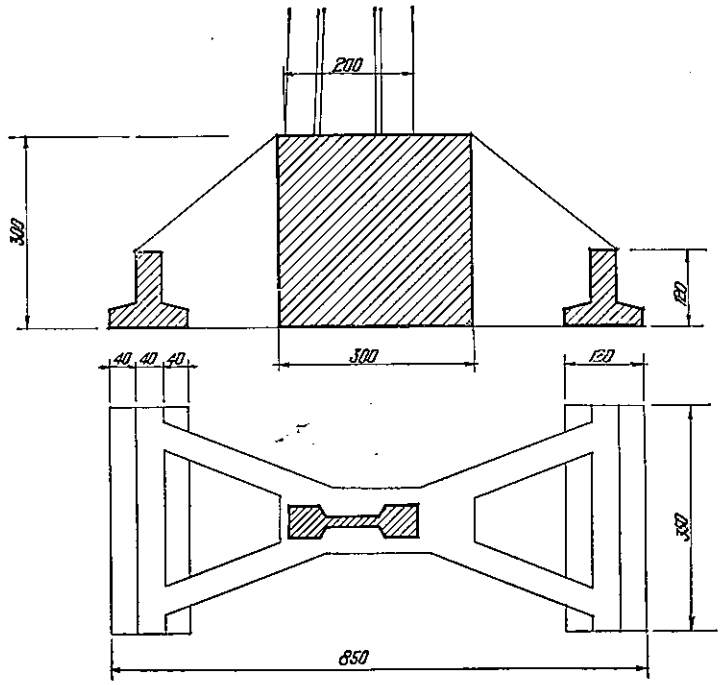


Fig. 13.30 – Fondazione di una struttura leggera sottoposta a forti azioni orizzontali.

cosicchè il diagramma delle pressioni (fig. 13.7) di contatto risulta trapezio e si hanno componenti tangenziali di scorrimento.

In presenza di forti spinte può esservi il pericolo del ribaltamento ed occorre allora ricercare anzitutto forme delle superficie di contatto con il terreno che offrano elevati momenti di inerzia, come nell'esempio della fig. 13.30 che è la fondazione di un pilastro di una struttura leggera sottoposta al vento. Essa è stata realizzata con due cordoli notevolmente distanziati fra loro in modo da contenere sempre la risultante fra di essi per qualsiasi condizioni prevista.

Quando invece lo spostamento della risultante è piccolo conviene adottare una superficie continua, come per la fondazione del ponte della figura 13.31.

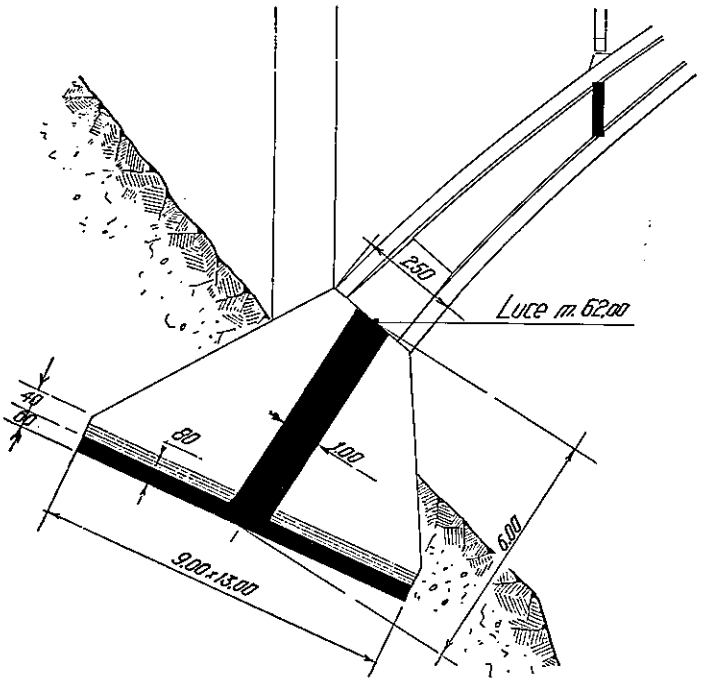


Fig. 13.31 – Fondazione della spalla di un ponte.

Le fondazioni sottoposte a spinte sono suscettibili di spostamenti orizzontali per scorrimento che, in generale, sono i più dannosi per le costruzioni. Essi sono facilitati dalla presenza di strati argillosi ed allora conviene, ove possibile, contrastare le spinte come nell'esempio della fig. 13.32.

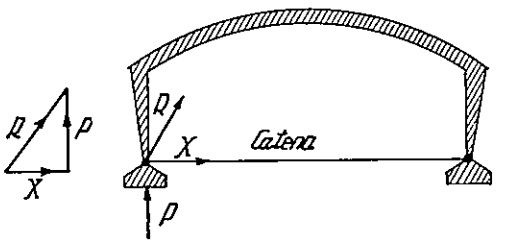


Fig. 13.32 – Eliminazione della spinta sul terreno per mezzo di catena.

La fig. 13.33 mostra una soluzione proposta da Homes per scaricare la spinta nel terreno mediante setti approfonditi che sfruttano la resistenza passiva.

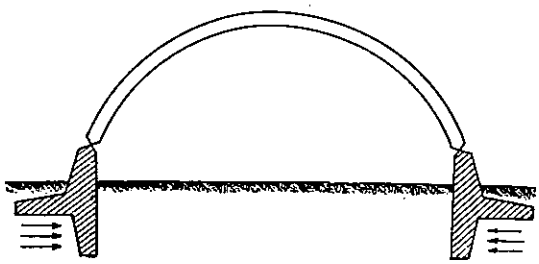


Fig. 13.33 – Soluzioni per scaricare la spinta di un arco sul terreno mediante una fondazione diretta (Homes).

13.3.2.6 *Rigidezza del complesso plinto-terreno.* — La valutazione della resistenza alla rotazione della base di un plinto, offerta dalla rigidezza del terreno di appoggio, è problema risolto da autorevoli studiosi (Ritter-Krall).

Qui si indica un procedimento (1) approssimato, ma rapido, per calcolare la rigidezza del concio fittizio « terreno », sottostante ad un plinto rettangolare indeformabile, ossia la relazione momento-rotazione.

Si presuppone che il momento applicato provochi incrementi e decrementi della pressione di contatto in regime lineare e che il valore totale di questa (per sforzo normale e momento) non sia mai di trazione.

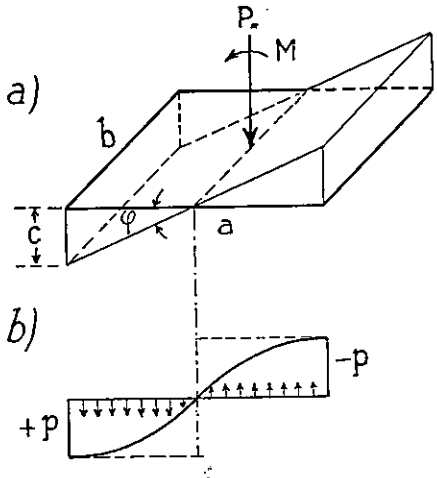


Fig. 13.34 – Rotazione di una piastra rettangolare di fondazione per momento trasmesso dal pilastro e diagramma della reazione di sottofondo dovuta al solo momento.

Ipotizzando che la rotazione della superficie di contatto prodotta dal momento M, avvenga intorno all'asse baricentrico (2) e che il diagramma delle

(1) CESTELLI GUIDI C., « Calcolo rapido della rigidezza del suolo di fondazione » in *Il Cemento*.

(2) L'ipotesi corrisponde a considerare l'asse del cappio di isteresi del terreno.

pressioni di contatto abbia forma parabolica con valore ai bordi p_t, come indicato in fig. 13.34 *b*), il momento è legato alla pressione p dalla espressione:

$$M = \frac{p\, a^2\, b}{4{,}8} \tag{13.32}$$

Se c sono gli spostamenti verticali dei bordi del plinto, supposto indeformabile, la sua rotazione è:

$$\varphi = \frac{2\, c}{a}$$

Il cedimento viene calcolato sollecitando lo strato di determinata potenza dai due diagrammi di carico continui e di senso opposto e per un coefficiente di Poisson $\nu = 0{,}3$.

Posto:

$$c = \beta \frac{p}{E'\, t}\, a; \qquad \xi = \frac{b}{a}$$

dove β è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche planimetriche del plinto c dalla profondità dello strato compressibile, viene la rigidezza del concio « terreno »:

$$R_t = \frac{M}{\varphi} = \frac{\xi}{9{,}6\, \beta}\, E_t\, a^3 = \alpha\, E_t\, a^3 \tag{13.33}$$

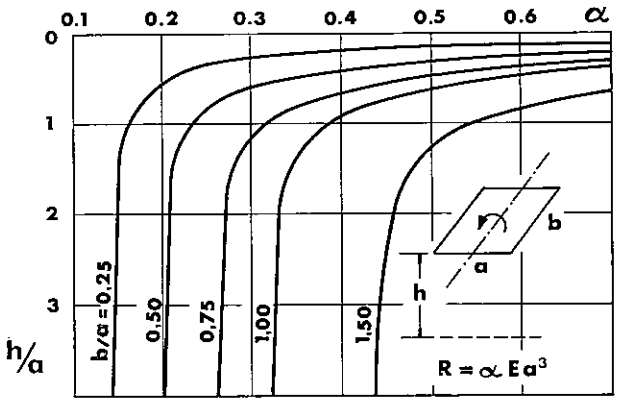


Fig. 13.35 – Grafico per il calcolo della rigidezza del concio « terreno »: sottostante ad una piastra rettangolare.

Il coefficiente α si legge sul grafico della fig. 13.35, in funzione dei rapporti b/a e h/a, e da esso si vede che le azioni opposte dei due diagrammi di pressione si neutralizzano già ad una lieve profondità.

La rigidezza della base A, essendo R_p quella del pilastro (fig. 13.36) è allora:

$$R_a = R_p \left(1 - \frac{R_p}{4\ (R_p + R_t)}\right) \tag{13.34}$$

ed è evidente che l'influenza della deformabilità della fondazione è tanto meno sentita quanto più il pilastro è snello.

La caratteristica E_t del terreno si conosce dalla prova di compressibilità, leggendola sull'asse del corrispondente cappio di isteresi.

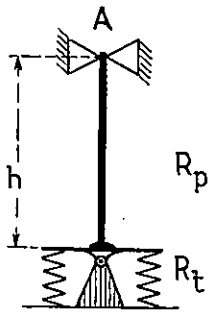


Fig. 13.36 – Schematizzazione del collegamento in serie del pilastro di un telaio al concio « terreno ».

Per i terreni granulosi (sabbia-ghiaia) la deformazione è quasi totale alla applicazione del carico, per quelli coerenti (argilla) il cedimento risulta in parte immediato ed in parte differito nel tempo.

Con questi ultimi terreni, poichè la valutazione del decorso dell'assestamento nel tempo è molto incerta, dipendendo da vari fattori (v. cap. 7), è opportuno considerare per il carico permanente due casi limiti: di modulo drenato e non drenato. Per il sovraccarico, ossia per azioni di breve durata, si adotta sempre il modulo non drenato.

Potrebbe rilevarsi l'arbitrarietà delle ipotesi, ed alcune incongruenze fra esse, ma la loro entità perde rilievo ove si rifletta alla natura del problema ed all'incertezza degli stessi dati geotecnici (compressibilità del terreno, omogeneità degli strati ecc.) cosicchè il procedimento fornisce l'ordine di grandezza del fenomeno, la cui conoscenza è sufficiente per i casi correnti che si presentano nella progettazione delle strutture intelaiate, quando si voglia inserire la deformabilità dei loro vincoli. La consuetudine di considerare le basi dei pilastri perfettamente incastrate al suolo è certo comunque molto meno realistica.

Esempio.

Pilastro: $h = 3$ m; sezione $0{,}40 \times 0{,}60$; $E_b = 2 \times 10^6$ t/m².

Plinto: $a = 3$ m; $b = 2$ m.

$$R_p = 4\,\frac{E_c\, I}{h} = 1{,}97 \times 10^4 \text{ tm}$$

Potenza dello strato compressibile: $h = 4{,}5$ m; $E_t = 150$ kg/cm².

Per $h/a = 1{,}5$ per $b/a = 0{,}67$ si legge sul grafico 0,25, da cui:

$$R_t = 0{,}25 \times 1{,}500 \times 3^3 \quad = 1 \times 10^4 \text{ tm}$$

$$R_a = 1{,}97 \left[1 - \frac{1{,}97}{4\,(1{,}97 + 1{,}0)}\right] 10^4 = 1{,}64 \times 10^4 \text{ tm}$$

APPLICAZIONI

13.A.1 Calcolo del plinto di fondazione di un pilastro soggetto a carico centrato.

13.A.1.1 *Metodo delle tensioni ammissibili.* — La fig. 13.A.1 *a*, mostra un plinto di fondazione con carico permanente di 50 t ed accidentale di 35 t e terreno con pressioni di contatto $p_{ult} = 4$ bar e $p_{amm} = 2$ bar (v. fig. 13.4 per terreni incoerenti e la fig. 13.6 per terreni coerenti e l'applicazione 9.5.6) avendo considerato per p_{ult} il fattore di forma 1,2 (fondazione a pianta quadrata) e non avendo differenziato, in prima approssimazione, la distribuzione delle pressioni di contatto come in fig. 13.27.

Viene così l'area del plinto (v. 13.A.3.2):

$$\frac{50 + 35}{20} = 4{,}25 \text{ m}^2$$

Se è posto alla profondità $t = 1{,}0$ m l'incremento di N, per effetto del peso proprio del plinto è:

$$\Delta N = (2{,}5 - 1{,}9)\ 1{,}0 \times 4{,}25 \simeq 3 \text{ t}$$

l'incremento delle pressioni di contatto ammissibile

$$\Delta p_{amm} \simeq 0, \text{ per } t/b = 0{,}5$$

risulta quindi, per il carico totale l'area:

$$\frac{88}{20} = 4{,}4 \text{ m}^2 = 2{,}1 \times 2{,}1 \text{ m}$$

L'altezza del plinto, considerando il comportamento « a bielle » viene:

$$h \geq \frac{2}{3} \frac{(2{,}10 - 0{,}40)}{2} = 0{,}6 \text{ m; si assume } h = 80 \text{ cm (v. 13.A.1.2)}$$

L'armatura in ciascuna direzione risulta:

$$A = \frac{l}{\sigma_a} \cdot \frac{N}{4} \frac{(a - a')}{d} = \frac{l}{\sigma_a} \frac{N}{4} = \frac{85\,000}{1900 \cdot 4} = 11{,}2 \text{ cm}^2 \qquad (13.A.1)$$

cui corrisponde una maglia 8 ⌀ 14 avendo previsto acciaio FeB 38, non controllato in stabilimento. La fig. 13.A.1 *b* mostra l'armatura del plinto. Peraltro nel caso di terreno coerente (v. fig. 13.27) a causa dell'incremento di p ai bordi, si ha un aumento d'armatura di circa 9/7.

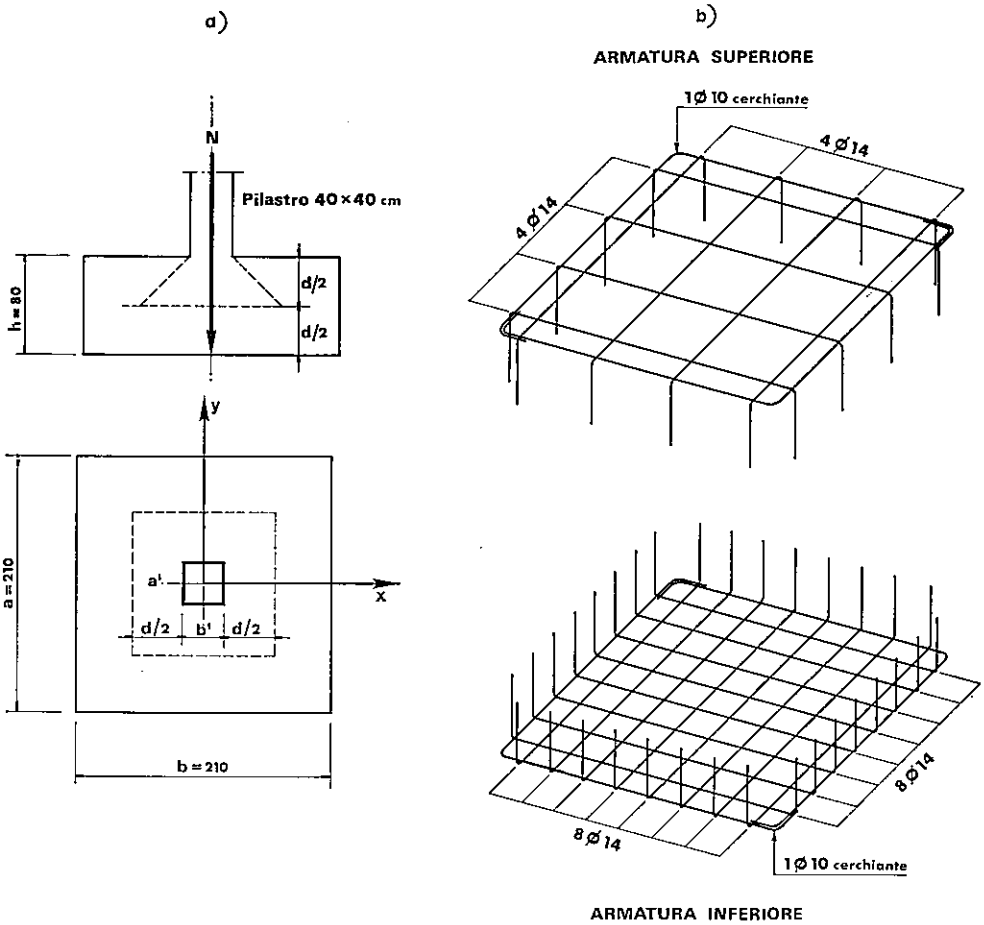


Fig. 13.A.1 – Dimensionamento di un plinto soggetto a carico centrato: *a*, schema dei carichi e carpenteria; *b*, armatura.

13.A.1.2 *Verifica al punzonamento.* — La verifica a punzonamento lungo la linea tratteggiata di fig. 13.A.1 prevedendo conglomerato di resistenza caratteristica

$$R'_{bk} = 250 \text{ bar}$$

fornisce:

$$N_{ult} - (a' + d)^2 \cdot p_{ult} = 4\,(a' + d)\,d \cdot \tau_{ult} \qquad (13.A.2)$$

$$210 \times 210 \times 4{,}0 - (40 \times d)^2\, 4{,}0 = 4\,(40 + d)\,d \cdot \sqrt{250}$$

$$-\,67{,}2\,d^2 + 2850\,d - 170\,000 = 0, \text{ da cui } d = 68{,}3 \text{ cm} < h = 80 \text{ cm}$$

essendo $\tau_{ult} = 2 \times 0{,}5 \sqrt{R'_{bk}}$ il limite convenzionale indicato dal CEB per la tensione tangenziale lungo l'area punzonata. Applicando l'eq. 13.21 viene $\tau = 2{,}21$ bar $< \tau_{am} = 3{,}78$ bar.

13.A.2 Calcolo del plinto di fondazione di un pilastro soggetto a carico eccentrico.

13.A.2.1 *Plinto rigido su suolo alla Winkler.* — Il plinto di fondazione della fig. 13.A.2 *a* è sottoposto allo stesso carico N del plinto della precedente applicazione ed a momenti flettenti nelle due direzioni x ed y, che provocano eccentricità medie:

$$e_x = \frac{5 + 5}{50 + 35} 100 = 11{,}8 \text{ cm}; \; e_y = \frac{5}{50 + 35} 100 = 5{,}9 \text{ cm} \qquad (13.A.3)$$

La pressione di contatto ultima del terreno in presenza di carichi eccentrici per eccentricità fuori del nocciolo d'inerzia è (v. 9.5.4):

$$p_{\text{net. rid.}} = p_{\text{ult}} \frac{(b - 2\,e_x)\;(a - 2\,e_y)}{a\,b} \qquad (13.A.4)$$

avendo ridotto schematicamente l'area della pianta per tener conto dell'effetto della eccentricità.

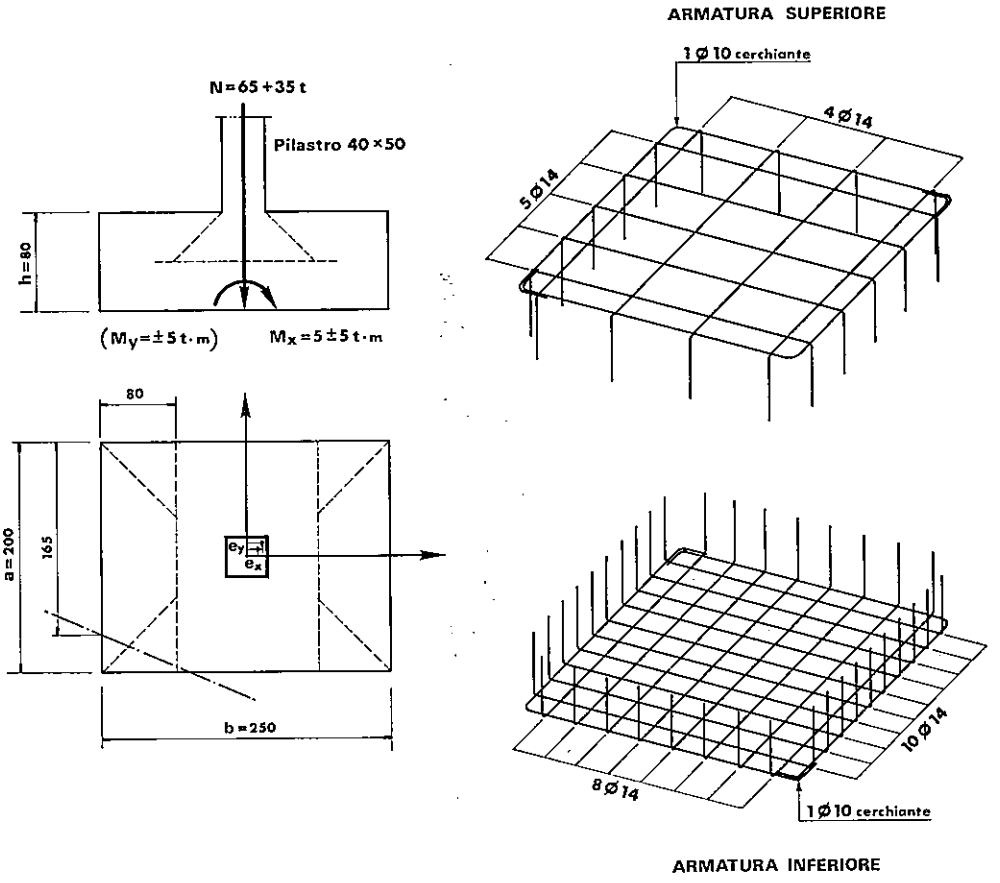


Fig. 13.A.2 – Dimensionamento di un plinto soggetto a carico eccentrico: *a*, schema dei carichi e carpenteria; *b*, armatura.

Se si assume per tentativi $a \times b = 200 \times 250$ cm viene:

$$p_{\text{ult. rid.}} = 4{,}0 \, \frac{(250 - 23{,}5)\ (200 - 11{,}8)}{250 \cdot 200} = 3{,}4 \text{ bar} \qquad (13.A.5)$$

riduzione peraltro sensibilmente conservativa per eccentricità dentro il nocciolo.

La pressione di contatto media ammissibile è pertanto:

$$p_{\text{amm}} = \frac{3{,}4}{2{,}0} = 1{,}70 \text{ bar}$$

per cui l'area del plinto come è stato ipotizzato viene:

$$\frac{N}{p_{\text{amm med.}}} = \frac{85}{17{,}0} = 5{,}0 \text{ m}^2 = 2{,}0 \times 2{,}5 \text{ m}^2$$

La pressione di contatto massima (eq. 13.9) per eccentricità $e_x < a/6$ ed $e_y < b/6$, vale:

$$q_{\max} = \frac{N}{a\,b}\left(1 + \frac{6\,e_x}{b} + \frac{6\,e_y}{a}\right) = \qquad (13.A.6)$$

$$= \frac{85\,000}{200 \times 250}\left(1 + \frac{6 \cdot 11{,}8}{250} + \frac{6 \cdot 5{,}9}{200}\right) = 2{,}48 \text{ bar}$$

$$p_{\min} = 1{,}7\ (1 - 0{,}28 - 0{,}18) = 0{,}91 \text{ bar}$$

La pressione di contatto equivalente è:

$$q_{\text{eq}} = \frac{2{,}48 + 0{,}91}{2} = 1{,}7 \text{ bar} = p_{\text{amm}}$$

altrimenti si dovrebbe allargare l'area del plinto.

Qualora l'eccentricità sposti la risultante fuori del nocciolo, ad es. in direzione x, come è noto:

$$q_{\max} = \frac{2}{3}\ \frac{N}{a\left(\frac{b}{2} - e_x\right)} \qquad (13.A.7)$$

Se però anche $e_y \neq 0$ conviene valutare $q_{\max}$ con i grafici di Plock di fig. 13.A.3.

Qualora ad es. l'eccentricità per effetto delle azioni accidentali (vento, sisma) triplicassero si avrebbero:

$$\frac{e_x}{b} = \frac{(5 + 3 \times 5)}{85 \times 250}\ 100 = 0{,}094; \qquad \frac{e_y}{a} = \frac{3 \times 5}{85 \times 200}\ 100 = 0{,}088$$

per cui l'asse neutro cadrebbe (fig. 13.A.3*a*) a:

$$\Delta x = \alpha\,\frac{b}{a}\,(a - \beta\,b) = 1{,}2\,\frac{200}{250}\,(250 - 0{,}83 \times 200) = 80 \text{ cm}$$

$$\Delta y = \beta\,b = 0{,}83 \times 200 = 165 \text{ cm}$$

e la pressione di contatto massima (fig. 13.A.3 *b*) verrebbe:

$$q_{max} = 2{,}2 \cdot \frac{85\,000}{250 \times 200} = 3{,}74 \text{ bar}$$

La pressione di contatto equivalente (v. eq. 13.10) risulterebbe:

$$p_{eq} = \frac{1{,}70}{(1 - 2 \times 0{,}094 - 2 \times 0{,}088)} = 2{,}67 \text{ bar}$$

non ammissibile.

Sono necessari quindi dei cordoli d'irrigidimento del tipo di fig. 13.A.5 *b* avente in particolare per le zone sismiche anche la tipica funzione di tirante.

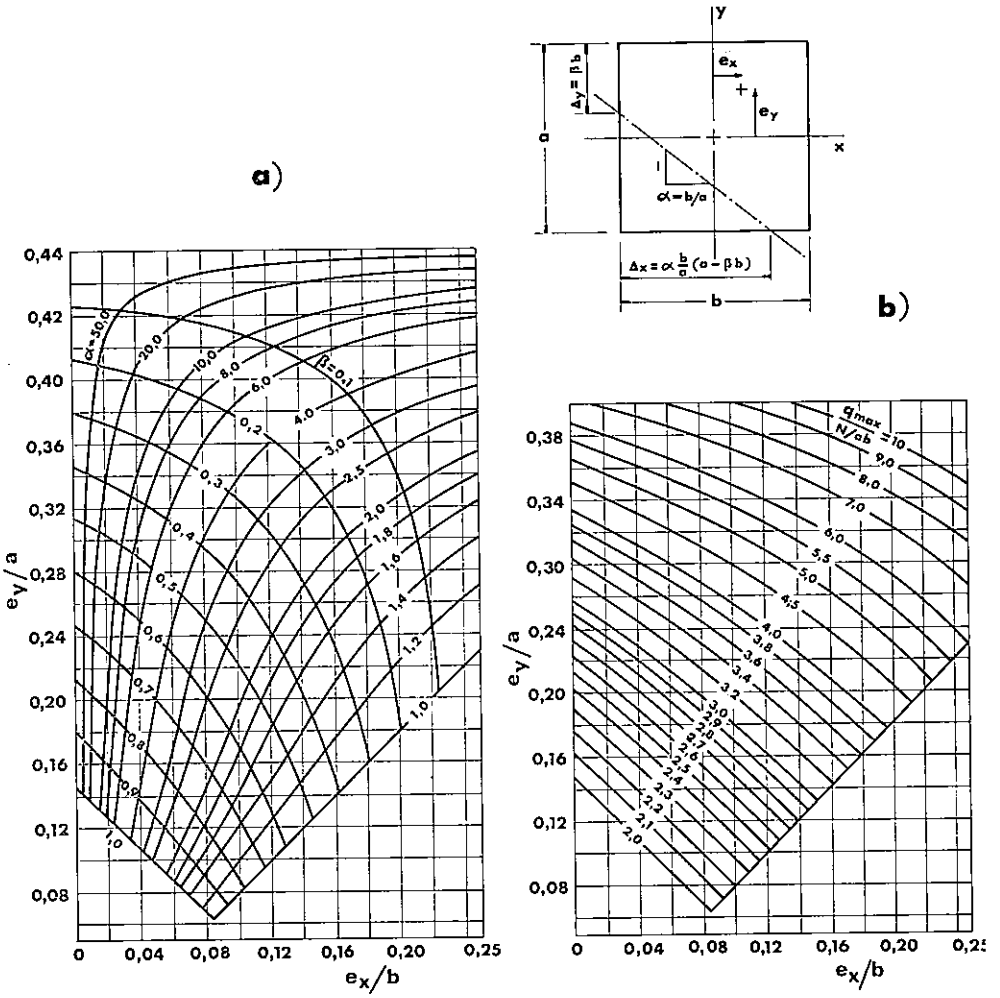


Fig. 13.A.3 – Grafico per la determinazione: *a*, della posizione dell'asse neutro; *b*, della pressione di contatto massima, per fondazione sottoposta a carichi eccentrici ed avente dimensioni in pianta $a \times b$ (Plock).

L'armatura del plinto con il calcolo a bielle trascurando in prima approssimazione l'effetto dei momenti flettenti, viene:

$$A_x = \frac{N}{8\,\sigma_a}\,\frac{b-b'}{d} = \frac{85\,000}{8\times 1900}\,\frac{250-50}{75} = 14{,}9\ \text{cm}^2 = 10\ \varnothing\ 14$$

$$A_y = \frac{N}{8\,\sigma_a}\,\frac{a-a'}{d} = 5{,}59\cdot\frac{200-40}{75} = 11{,}9\ \text{cm}^2 = 8\ \varnothing\ 14$$

avendo assunto, come in 13.A.1, l'altezza $d = 75$ cm del plinto. Peraltro il punzonamento, al ridursi di a, può verificarsi non lungo la linea a tratto di fig. 13.A.1, ma lungo le linee a tratto di fig. 13.A.2 ed in tal caso $\tau_{ult} = 2\sqrt{R'_{bk}}$ anzichè $\sqrt{R'_{bk}}$ come in (13.A.1.2).

Il calcolo delle armature in base al momento flettente valutato secondo la variazione lineare $q_{max} - q_{min}$ prima adottata si ritiene fittizia sia per il metodo delle tensioni ammissibili che per il calcolo a rottura, specie per piccole eccentricità e per plinti « alti ». Si dovrebbe infatti tener conto della reale distribuzione delle pressioni di contatto, secondo quanto indicato in fig. 13.27 a seconda dei vari tipi di terreno portante i plinti.

13.A.2.2 *Plinto su suolo alla Boussinesq.* — Al paragrafo (13.3.2.6) si è visto come il terreno sottostante al plinto possa essere considerato come un « concio », di rigidezza R_t da comparare a quella R_p del pilastro afferente al plinto di fondazione in modo da valutare la rigidezza R_a d'estremità del pilastro.

Se allora il pilastro è alto $h = 3{,}0$ m e il conglomerato ha modulo $E_b = 2\cdot 10^5$ kg/cm² viene:

$$R_t = \frac{4\cdot E_b\,J_b}{h} = 1{,}1\cdot 10^4\ \text{t}\cdot\text{m}$$

Se ad es. lo strato compressibile sottostante al plinto ha spessore $h = 4{,}5$ m e modulo di compressibilità $E' = 150$ kg/cm², per il momento flettente permanente è $M_x = 5$ t m dal grafico di fig. 13.37 risulta:

$$\text{per}\ \frac{h}{a} = \frac{4{,}5}{2{,}0} = 2{,}25\ \text{e per}\ \frac{a}{b} = \frac{2{,}0}{2{,}5} = 0{,}8$$

$\alpha = 0{,}3$ da cui (eq. 13.33):

$$R_t = 0{,}3\cdot 1500\cdot 2{,}5^3 = 7031\ \text{t.m}$$

La rigidità d'estremità del pilastro (eq. 13.34) è:

$$R_a = 1{,}1\left[1 - \frac{1{,}1}{4\ (1{,}1+0{,}7)}\right] 10^4 = 9319\ \text{t}\cdot\text{m}$$

13.3.3 La trave rovescia.

13.3.3.1 *Tipologia strutturale.* — La trave di fondazione è generalmente una trave a T rovescia, con soletta a diretto contatto con il terreno, dal quale riceve una reazione ripartita.

Sull'estradosso sono applicati i pilastri che trasmettono carichi, considerati concentrati, talchè essa non è altro che l'immagine speculare di una trave in elevazione.

Tali travi vengono frequentemente definite cordoli per quanto per cordoli si intendono elementi che hanno il solo ufficio di collegare plinti e non anche una vera funzione portante di trave.

L'estradosso delle travi è in genere piano ma, alcune volte, principalmente per forti luci, viene sagomato con mensole così da avere all'attacco coi pilastri una altezza maggiore che in mezzeria e compensare la mancanza nella zona compressa della compartecipazione della soletta.

Le suole delle travi sono in definitiva delle solette a sbalzo e l'ipotesi, in generale, di reazione di sottofondo uniforme è senz'altro cautelativa, nè è precisabile maggiormente, considerata la stessa indeterminazione della ripartizione del carico lungo la trave. La tipologia dei detti sbalzi è in tutto simile a quella vista per i plinti.

Le travi rovesce sono sostanzialmente delle travi continue a reazione note il cui calcolo diviene tanto più complesso quanto più si voglia approssimare la reale distribuzione delle pressioni di contatto.

Qui di seguito verrà esposta una particolare interpretazione che porta ad un modello di calcolo semplificato, rinviando alla fine del capitolo per un maggiore approfondimento delle conseguenze della interazione terreno-struttura.

13.3.3.2 *Ipotesi di calcolo delle travi rovesce.*

13.3.3.2.1 I metodi tradizionali. — Il calcolo tradizionale della sezione in cemento armato di una trave di fondazione, di dimensioni normali e su terreno scarsamente cedevole, viene di solito effettuato con il metodo delle tensione ammissibili, considerando la trave continua su appoggi a livello con carico uniformemente ripartito.

Peraltro l'ipotesi di distribuzione uniforme della pressione di contatto può essere a favore della sicurezza se i carichi sono applicati con « uniformità » lungo la trave. Nel caso però dei carichi variamente distribuiti ovvero localizzati ad es. come per la trave di fig. 10.44 (carichi ai bordi) l'ipotesi di uniformità non è più a favore della sicurezza.

Peraltro quando i carichi applicati siano diversamente distanziati ed abbiano grandezza diversa, si può approssimare maggiormente il diagramma di sottofondo assumendolo rettilineo solo fra pilastro e pilastro (v. diagramma a tratto e punto della fig. 13.38). Si suppone cioè che la trave di fondazione sia vincolata a cerniera ai pilastri. Le azioni N dei pilastri sono la somma dei tagli delle due travi contigue, considerate come appoggiate (v. eq. 13.39).

La trattazione più antica della trave di fondazione considerante l'interazione terreno-struttura è quella di Winkler, ipotizzante il terreno ideale elastico (v. 10.2.8) tanto che è nota come quella di « trave su suolo elastico ». Tale teoria però, eccettuati alcuni casi, si discosta dalla realtà non meno di quella semplicistica sopra detta e quindi in generale non ne è giustificato l'uso.

Valgono poi per il dimensionamento delle mensole delle travi rovesce le stesse considerazioni svolte per i plinti ed in particolare quelle svolte per la fig. 13.27.

13.3.3.2.2 Il calcolo allo stato limite ultimo. — I moderni indirizzi della tecnica delle costruzioni sono oggi orientati verso il metodo degli stati limiti che affrontano la progettazione delle strutture non più esclusivamente nelle condizioni di esercizio (metodo delle tensioni ammissibili) bensì seguendo la struttura fino allo stato limite ultimo, ossia di collasso, in modo da analizzare la reale sicurezza.

Proprio per le strutture fondali, seguendo la loro evoluzione, a partire dallo stato iniziale sino allo stato limite ultimo, appaiono alcuni particolari aspetti dai quali possono trarsi utili indicazioni per un pratico metodo di calcolo.

È noto che nel corso della evoluzione verso il collasso lo schema strutturale diviene prima isostatico e poi labile, attraverso meccanismi favoriti dal formarsi di brevi tratti ove, essendo raggiunta la plasticizzazione dell'acciaio, si verificano forti rotazioni relative delle sezioni deliminanti il tratto stesso, senza ulteriore incremento dei momenti (diagramma elasto-plastico bilineare dell'acciaio). Ciò da modo di bloccare, al crescere dei carichi, le sollecitazioni nelle zone più deboli e di consentire ad altre di intervenire, così da ritardare il collasso.

Il particolare interesse dell'applicazione del metodo alla trave di fondazione consiste nel fatto che, mentre per una trave in elevazione il carico sollecitante, pur crescendo, non muta di distribuzione durante l'evolversi del fenomeno (ad es. resta uniformemente distribuito), per la trave di fondazione, una volta raggiunto lo schema labile, il diagramma delle pressioni di contatto muta rapidamente di forma in favore della stabilità.

Per l'applicazione del metodo [1] occorre ricercare i possibili meccanismi labili della struttura che risultano, a seguito della formazione di « cerniere plastiche » in sezioni di massimo cimento, con le quali si schematizzano i tratti plasticizzati di cui si è detto.

Queste « cerniere » debbono essere in numero tale da rendere il sistema labile, ossia una oltre l'isostaticità.

Fra i vari schemi labili possibili va ricercato quello che si raggiunge con il minore coefficiente di maggioranza dei carichi, non trascurando l'indagine del collasso locale della struttura. Quindi è un problema di scelta della posizione delle cerniere.

Il principio dei lavori virtuali viene utilizzato per calcolare il coefficiente di sicurezza di un dato sistema labile scrivendo che il lavoro dei carichi virtuali di collasso ηN, per un piccolo spostamento Δy del meccanismo, venga assorbito dalle cerniere plastiche di momento limite ultimo (plastico) e quindi:

$$\Sigma \eta N \Delta y = \Sigma M_p \Delta\varphi \tag{13.35}$$

dove gli spostamenti Δy dei punti di applicazione delle forze e le rotazioni $\Delta\varphi$ si corrispondono geometricamente.

Particolarmente semplice è il caso della trave continua poichè, se le cam-

---

[1] Cestelli Guidi C., « Il calcolo a rottura delle travi di fondazione » in *Giornale del Genio Civile*, giugno 1958.

pate non differiscono sensibilmente fra di loro, ci si può limitare all'indagine del collasso locale della campata singola.

Quale semplificazione del metodo si consideri (fig. 13.37) una campata ad estremi impediti di ruotare, come intermedia di una trave continua indefinita a luci uguali e nell'ipotesi di pilastri ugualmente caricati (N) e carico flettente uniforme, come viene ipotizzato in fase di esercizio.

Il diagramma dei momenti (diagramma 1 della fig. 13.37 *d*) raggiunge agli incastri il valore $M_i = \frac{1}{12} N\,l$ ed in mezzeria $M_m = \frac{1}{24} N\,l$, essendo $N = P$ il carico totale di esercizio ed l la luce.

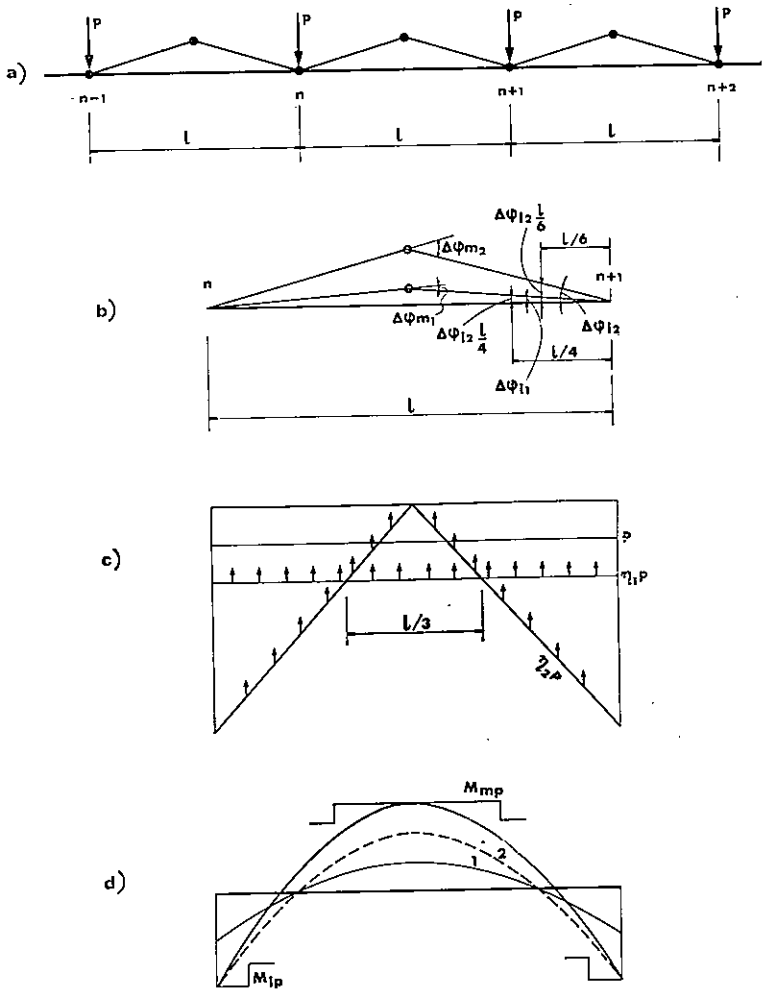


Fig. 13.37 – Variazione della reazione di sottofondo e del diagramma dei momenti di una trave incastrata, all'intervento di deformazioni plastiche.

Al crescere del carico trasmesso alla trave, i momenti si incrementano fintantochè raggiungono il valore del momento plastico in una o più sezioni.

Con la trave in cemento armato, se le sezioni di estremità e di mezzo vengono armate per le reali condizioni di vincolo, le tre cerniere si formano simultaneamente mentre, ove la sezione di mezzo venga armata per un momento maggiore di quello corrispondente al vincolo di incastro perfetto, come è uso fare, ad esempio $\frac{1}{18}$ anzichè $\frac{1}{24}$, le prime cerniere ad essere innescate sono quelle di estremità. Comunque il risultato finale è indipendente dall'ordine di formazione delle cerniere.

In tali condizioni, al crescere del carico, il momento viene bloccato negli estremi della trave al valore plastico M_{ip}, o almeno si pone tale ipotesi, mentre il diagramma seguita ad ampliarsi nella zona centrale fintantochè anche ivi viene raggiunto il momento plastico M_{mp} ($M_p = M_u$).

Siamo allora in presenza del sistema labile della fig. 13.37 *b*, per la formazione delle tre cerniere, ed il diagramma dei momenti ha raggiunto la massima estensione (diagramma 2 della fig. 13.37 *d*) consentita dalle cerniere plastiche.

Trascurando la deformazione elastica della trave e le rotazioni delle cerniere, di cui quella centrale appena iniziata, si può considerare che il diagramma delle reazioni di sottofondo sia ancora rettangolare e raggiunga il valore totale $\eta_1 N$, come segnato in fig. 13.37 *c*.

Se si indica con $\Delta\varphi_{i1}$ la rotazione di una cerniera di estremità e con $\Delta\varphi_{m1} = 2\,\Delta\varphi_{i1}$ quella della cerniera centrale (fig. 13.37 *b*), per uno spostamento del sistema la (13.35) diviene:

$$2\,M_{ip}\,\Delta\varphi_{i1} + M_{mp}\,\Delta\varphi_{m1} = \eta_1\,N\,\Delta y_{1/4} \tag{13.36}$$

ed essendo l'incremento di cedimento ad 1/4 dalla luce $\Delta y_{i/4} = \Delta\varphi_{i1}\,l/4$ e, posto $M_{mp} = \beta\,M_{ip}$, si ottiene il momento ultimo di progetto, sempre nell'ipotesi di diagramma delle pressioni di contatto rettangolare:

$$M_{ip} = \frac{\eta_1\,N\,l}{8\,(1+\beta)} \tag{13.36'}$$

Una trave di una struttura in elevazione anzichè essere sollecitata da una reazione di sottofondo sarebbe sollecitata sempre da un carico ripartito uniformemente, che non avrebbe più possibilità di aumentare oltre il valore $\eta_1 N$ per cui sotto tale carico lo spostamento rigido proseguirebbe fino a collasso.

Con la trave di fondazione invece ove la distribuzione del carico flettente dipende dallo spostamento, possono sopportarsi ulteriori incrementi del carico totale applicato, conseguentemente alla rotazione plastica delle cerniere, pur restando bloccato il momento totale al valore massimo $M_{ip} + |\,M_{mp}\,|$. Il fenomeno è allora definito da una legge di dipendenza delle reazioni di sottofondo dalle deformazioni e può assumersi, ad esempio, quello della trave elastica (10.2.8)

$$\bar{p} = \bar{k}\,b\,y$$

essendo $\bar{p}$ la reazione di sottofondo per unità di lunghezza di trave, y il cedi-

mento (supposto costante per la larghezza b di trave) e $k\,b$ il coefficiente di sottofondo (con dimensioni f/l^2).

Peraltro, considerati i forti spostamenti rigidi consentiti dalle cerniere plastiche, sarebbe più reale adottare una legge esponenziale fintantochè non si raggiunge il fluimento plastico, a pressione costante, del terreno. Le ipotesi di larga approssimazione introdotta ed il fatto che si intende analizzate il fenomeno esclusivamente nel suo aspetto qualitativo, rendono però accettabile anche la proporzionalità lineare, la quale, nell'ipotesi del tutto teorica della formazione delle tre cerniere della trave, conduce ad un diagramma delle reazioni di sottofondo ancora bilineare.

Tale diagramma teorico ruota allora intorno a due punti distanti $l/6$ dalla mezzeria, come segnato nella fig. 13.37 *b*, se si considera ad es. come diagramma finale del fenomeno quello con pressione nulla al centro della trave.

Se si tiene conto allora di tale variazione di p, indicando con $\eta_2 N$ il corrispondente carico totale ultimo ed essendo $\Delta y_{1/6} = \Delta\varphi_{i2} \dfrac{l}{6}$ lo spostamento, poichè trattasi di due diagrammi triangolari con baricentro ad $\dfrac{l}{6}$ della luce (fig. 13.37) l'eq. (13.36) diviene:

$$2\, M_{i\,\mathrm{ult}}\, \Delta\varphi_{i2} + M_{m\,\mathrm{ult}}\, \Delta\varphi_{m2} = \eta_2\, N\, \Delta\varphi_{i2}\, \frac{l}{6} \tag{13.37}$$

da cui:

$$M_{i\,\mathrm{ult}} = \frac{\eta_2\, N \cdot l}{12\ (1 + \beta)} \tag{13.37'}$$

Confrontando la (13.37') con la (13.36') si vede che, per la sola variazione di configurazione del diagramma delle reazioni di sottofondo, si può raggiungere un carico totale del 50% maggiore prima di giungere al collasso ovvero occorre un momento plastico 1,5 volte minore.

Con analogo procedimento per una campata di estremità di una trave continua, (poggiata nella sezione esterna) sono sufficienti due sole cerniere plastiche e si trova con lecita approssimazione:

$$M_{i\,\mathrm{ult}} = \frac{\eta_2\, N \cdot l}{6\ (1 + 2\ \beta)} \tag{13.38}$$

Appare quindi la opportunità di avere momenti plastici maggiori per la campata terminale, o, meglio, di sbalzare la trave all'estremità o ridurne la luce.

Quando la trave continua non si trovi nelle condizioni particolari precedentemente dette, per disuniformità di condizioni di carico, ossia per pilastri diversamente caricati o spaziati, si tratta di ricercare quei diagrammi delle reazioni di sottofondo, non più simmetrici rispetto alla mezzeria di ogni campata, che equilibrano direttamente i tagli dei carichi trasmessi dai pilastri.

Lo schema della fig. 13.38 che ipotizza una variazione lineare del carico da pilastro a pilastro (diagramma a punto e linea), può essere considerato come sistema isostatico, preliminare al sistema labile, essendo formato da una sequenza di travi collegate a cerniere in corrispondenza di ogni pilastro. Si perviene così alle equazioni di equilibrio per il pilastro n -esimo

$$R_n = \eta_2 N_n = l_{n-1}\,\eta_2\,p_{n-1} + 2\,(l_{n-1} + l_n)\,\eta_2\,p_n + l_n\,\eta_2\,p_{n-1} \qquad (13.39)$$

Si ottiene così un sistema di n equazioni, tante quanti sono i pilastri la cui soluzione fornisce il diagramma delle reazioni di sottofondo.

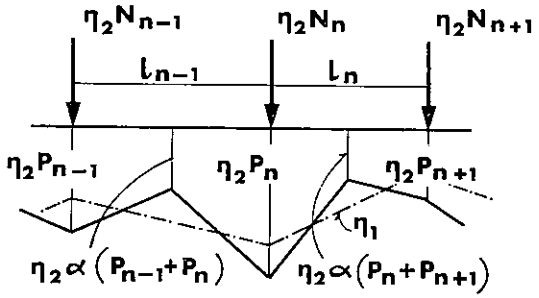


Fig. 13.38 – Diagramma delle reazioni di sottofondo dedotti dalla considerazione della sicurezza a rottura.

Spezzando i tratti lineari fra pilastro e pilastro (diagramma a linea continua), secondo i criteri messi in evidenza dalla situazione limite ultima, e indicando con α il rapporto scelto fra la pressione di contatto al centro della campata e la somma dei valori di estremità, la (13.39) si trasforma nell'altra equazione

$$24\,\eta_2\,N_n = (1 + 6\,\alpha)\,l_{n-1}\,\eta_2\,p_{n-1} + (5 + 6\,\alpha)\,(l_{n-1} + l_n)\,\eta_2\,p_n + \\ + (1 + 6\,\alpha)\,l_n\,\eta_2\,p_{n+1} \qquad (13.40)$$

Ponendo ad es. la condizione che la pressione al centro sia la metà della media dei valori alle estremità della campata risulta $\alpha = 1/4$.

Il coefficiente α può essere assunto fra 1/4 ed 1/2 ed è tanto maggiore quanto più le travi sono rigide (v. Applicazione 13.A.3).

Poichè con questo procedimento si suppone una distribuzione delle reazioni di sottofondo equilibrata, campata per campata, con i tagli sui pilastri, i diagrammi di sollecitazione flettente e taglianti possono essere calcolati trave per trave tradizionalmente (v. 13.3.3.2.1).

13.3.3.2.3 Valorizzazione dei risultati del calcolo allo stato limite ultimo. — Il metodo di calcolo dello stato limite ultimo, che per semplicità è stato applicato ad una singola campata, se esteso a tutta la trave continua individua una catena cinematica definita dalla distribuzione dei pilastri e dalla grandezza dei loro carichi. Il calcolo quindi si complicherebbe, con-

siderato anche che esso dovrebbe essere affiancato da una verifica della duttilità della struttura, in relazione alla possibilità di formazione di tutte le cerniere plastiche del meccanismo. Inoltre, come detto all'inizio, il procedimento non è ancora un metodo di progettazione delle strutture iperstatiche sufficientemente collaudato.

Nel caso particolare delle fondazioni esso però pone in evidenza il fatto singolare della variazione della distribuzione delle pressioni di contatto all'avvicinarsi del collasso, da cui consegue l'importante risultato che, a parità di condizioni, la resistenza di una trave di fondazione (incastrata alle estremità) è circa del 50% maggiore di quella di una trave in elevazione.

Ciò comporta che, pur seguendo ancora per la progettazione l'uso del metodo tradizionale di calcolo delle tensioni ammissibili, la constatazione fatta suggerisce di adottare diagrammi delle pressioni di contatto spezzati, con valori maggiori sotto i pilastri, conseguendo così evidenti riduzioni di sollecitazioni e quindi economie di materiali. Criterio questo, del resto, che non è in antitesi con quello dello stesso calcolo eseguito nel dominio di Winkler che, nella considerazione della deformazione elastica, trasferisce parte delle reazioni di sottofondo verso le estremità delle campate.

Gli schemi indicati che se ne deducono, sono da ritenersi idonei con terreni di discreta capacità portante e travi snelle (altezza inferiore ad 1/4 della luce della campata).

13.3.3.3 *Trave di fondazione a larghezza variabile.* — La diversità fra i carichi trasmessi dai pilastri ad una trave continua di fondazione può essere

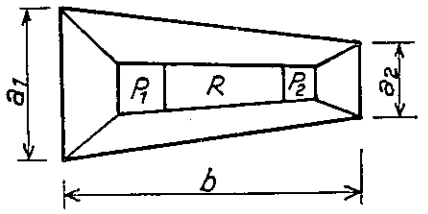


Fig. 13.39 - Plinto di fondazione di due pilastri con carichi P_1 e P_2 diversi fra loro, a pianta trapezia per centrare la risultante.

equilibrata direttamente da una larghezza opportunamente variabile della superficie di contatto (larghezza della soletta) così da ridurre le azioni flessionali della trave.

Se la trave sostiene solo due o tre pilastri diversamente caricati, si adotta una pianta trapezia, come indicato nella figura 13.39, di area tale da produrre sul terreno la pressione voluta e di forma tale che il baricentro cada sulla risultante dei due carichi, ovvero con opportuna eccentricità correttiva. Se poi si volesse mantenere una larghezza della base costante, con tratti di superficie rettangolare, gli sbalzi andrebbero estesi come indicato nella fi-

gura 13.40 in modo che la mezzeria della trave sia sulla risultante R dei carichi.

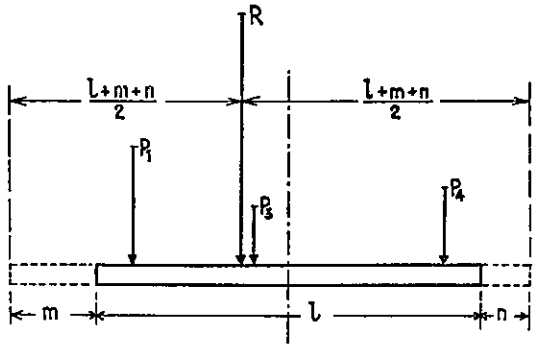


Fig. 13.40 – Determinazione delle lunghezze m ed n da assegnare agli sbalzi di una trave in modo da centrarla sulla risultante dei carichi R.

Quando il carico non sia distribuito uniformemente lungo la trave, come nel caso ad es. di pilastri equidistanti ma diversamente caricati, si può dimensionare la trave con larghezza variabile da pilastro a pilastro, come indicato nella fig. 13.41, conseguendo però sempre scarso effetto su strati cedevoli profondi.

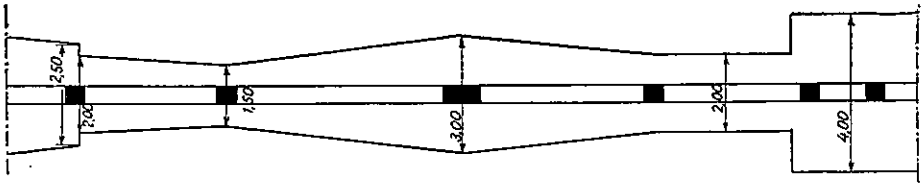


Fig. 13.41 – Trave di fondazione a larghezza variabile in relazione alla grandezza dei carichi trasmessi dai pilastri.

La soluzione di far variare con continuità la soletta della trave implica una notevole complicazione di armature, cosicchè un criterio più pratico è quello della fig. 13.42 di adottare una larghezza costante, corrispondente al valore più piccolo dei carichi trasmessi dai pilastri e sotto ogni pilastro prevedere degli allargamenti della dimensione necessaria.

Per il calcolo della larghezza della suola della trave e dell'area dei plinti sotto i pilastri si divide, data l'approssimazione dei calcoli, il carico di ogni pilastro per la misura della distanza delle mezzerie delle due campate adiacenti ottenendo il diagramma indicato nella fig. 13.43 con coordinata $\bar{p}_{0n}$ per il pilastro generico n

$$\bar{p}_{0n} = \frac{2\,P_n}{l_{n-1} + l_n} \tag{13.41}$$

La larghezza del cordolo risulta dal valore minimo $\bar{p}_{0\,min}$

$$b_{min} = b\,\frac{\bar{p}_{0\,min}}{p_{amm}} \tag{13.42}$$

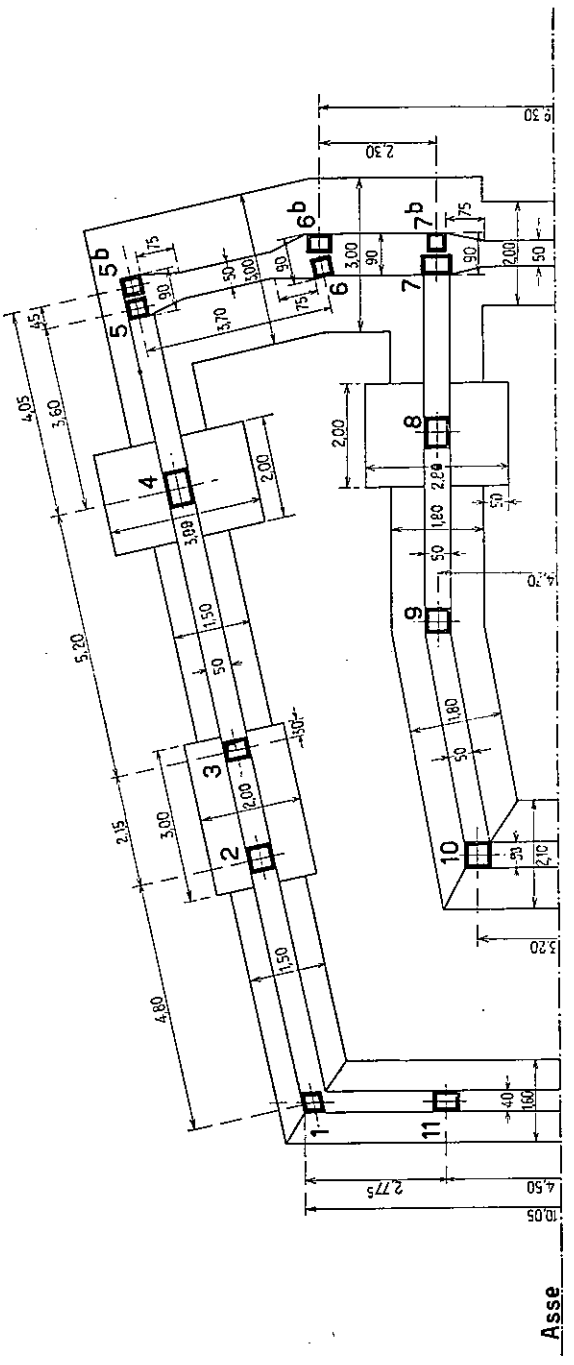


Fig. 13.42 – Fondazione a travi rovesce con allargamento sotto i pilastri per ottenere uniformità di pressione di contatto.

dove p_{amm} è il carico ammissibile sul terreno. Per un pilastro generico, ad es. $n + 2$, risulterebbe una soletta di larghezza:

$$b_{n+2} = b \frac{\bar{p}_{0\,(n+2)}}{\bar{p}_{0\,min}} \tag{13.42'}$$

senonchè, come detto, è più conveniente concentrare la maggiore area ΔA nell'intorno del pilastro, come nella fig. 13.42 che risulta dalla formula:

$$\Delta A = \frac{P_{n+2}}{p_{amm}} - b\left(\frac{l_{n+1} + l_{n+2}}{2}\right) \tag{13.43}$$

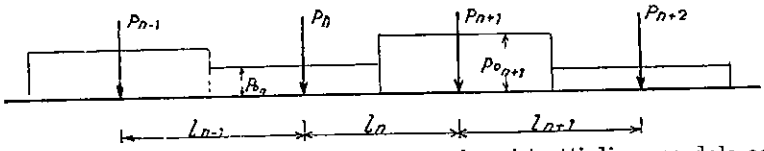


Fig. 13.43 – Calcolo delle larghezze da assegnare ai vari tratti di un cordolo con pilastri diversamente caricati per giungere alla distribuzione planimetrica del tipo indicato nella figura precedente.

Con tale criterio si consegue l'economia di avvicinare l'area di diffusione del carico ai pilastri, con evidente riduzione della sollecitazione. Conviene anzi assumere una larghezza b della soletta pari alla minima risultante dall'eg. (13.42) e porre l'allargamento sotto tutti i pilastri, specialmente quando questi sono notevolmente distanziati. In definitiva si giunge praticamente ad una fondazione su plinti con trave di collegamento utilizzata a tutti gli effetti.

APPLICAZIONI

13.A.3 Calcolo di una trave di fondazione di un edificio nell'ipotesi di trave rigida.

13.A.3.1 *Ipotesi di suolo alla Winkler.* — Le applicazioni svolte nel vol. I evidenziano che la scelta del tipo di fondazione dipende principalmente dai cedimenti (v. applicazione 8.9.2.1) ammissibili delle strutture (v. 13.2.5). Per gli usuali edifici in c.a. si suole ritenere che i cedimenti differenziali siano sopportabili se:

$$w_{medio} \leq w_{amm} = 1'' = 2{,}5 \text{ cm} \tag{13.A.9}$$

in quanto i cedimenti differenziali sono proporzionali al cedimento medio.

Se tale disequazione è soddisfatta, per dimensionare la fondazione è sufficiente confrontare le pressioni di contatto ammissibile del terreno (v. 13.2.2 ed applicazione 9.5.6.1) con la pressione di contatto indotta dall'edificio (v. 13.2.3 e 13.2.4) cioè:

$$p_{eq} \leq p_{amm} \tag{13.A.10}$$

Tale posizione consente di calcolare l'impronta della fondazione, tenendo

conto anche del compenso dei carichi per approfondimento, in modo da soddisfare anche la (13.A.9). Per dimensionare le strutture della fondazione, ove la 13.A.9 sia soddisfatta, si può ipotizzare che essa sia infinitamente rigida secondo quanto descritto in (10.2.3) e nella applicazione (10.7.2). Affinchè la fondazione possa considerarsi rigida la rigidezza relativa deve essere (10.3.1)

$$k_r \equiv \frac{E_b\, d^3}{E\, l^3} > 0{,}5 \qquad (13.A.11)$$

quindi tanto più il terreno è deformabile (E piccolo), o tanto più la struttura è alta (d grande), tanto più è valida l'ipotesi di struttura rigida.

Secondo la teoria di Winkler la precedente definizione di rigidezza è più nota nei termini:

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt[4]{\frac{k\, b\, l^4}{4\, E_b\, J_b}} \equiv \sqrt[4]{\frac{E\, l^4}{E_b\, J_b}} \leq \frac{\pi}{4} \simeq 0{,}8 \qquad (13.A.12)$$

essendo $l_0 = \lambda$ la lunghezza caratteristica definita con l'eq. (10.22) o analoga (14.50) e $2\,\pi\, l_0$ la lunghezza di onda flessionale della struttura.

13.A.3.2 *Dimensionamento in pianta della fondazione.* — Si esamina la trave di fondazione di fig. 13.A.4 poggiante su terreno con pressione ultima $p_{ult} = 3$ bar per cui:

$p_{amm} = 1{,}5$ bar, per permanente + 50% accidentale

» $= 2{,}2$ bar, per permanente + accidentale

avendo adottato coefficienti di sicurezza rispetto a p_{ult} differenziati di 1,5 volte per le due sopraddette condizioni di carico ($\eta = 2$ ed $\eta = 1{,}4$).

Più precisamente il fattore di riduzione dei carichi accidentali dipende dall'evoluzione dei cedimenti nel tempo. Con terreni coerenti la riduzione corrisponde al carico accidentale medio nella vita dell'opera; con terreni incoerenti invece la detta riduzione non è consigliabile poichè i cedimenti sotto i carichi accidentali massimi sono permanenti.

Importante è anche la valutazione della aleatorietà di p_{ult}, specie se funzione di c_u. cosicchè è opportuno penalizzare anche questo secondo i canoni della fig. 12.6.

La lunghezza l della trave risulta dalla posizione della risultante R dei carichi che dista dal pilastro A, di fig. 13.A.4, del valore $\bar{x}$ deducibile dall'equilibrio:

$$R = 50 + 17{,}5 + 65 + 35 + 2 \times 7{,}4 = 182{,}3 \text{ t}$$

$$182{,}3\, \bar{x} = (65 + 35)\, 5{,}4 + 2 \times 7{,}4\, (3{,}7 - 0{,}4) + 10 + 5 - 5 + 2{,}5$$

da cui:

$$\bar{x} = 3{,}30 \text{ m} \text{ ed } l = 2\ (3{,}3 + 0{,}4) = 7{,}4 \text{ m}$$

avendo proporzionato l rispetto al 50% dei sovraccarichi accidentali ed essendo $q = 2$ t/m comprensivo del peso proprio della fondazione.

La larghezza b della trave risulta:

$$b = \frac{R}{l\, p_{amm}} = \frac{18{,}33}{7{,}4 \cdot 15} = 1{,}6 \text{ m} \qquad (13.A.13)$$

L'eccentricità e della risultante dei carichi massimi è:

$$R = 50 + 35 + 65 + 70 + 2 \times 7{,}4 = 234{,}8 \text{ t}$$

$$234{,}8\, \bar{x} = (65 + 70) \cdot 5{,}4 + 48{,}8 + 10 + 10 - 5 + 5$$

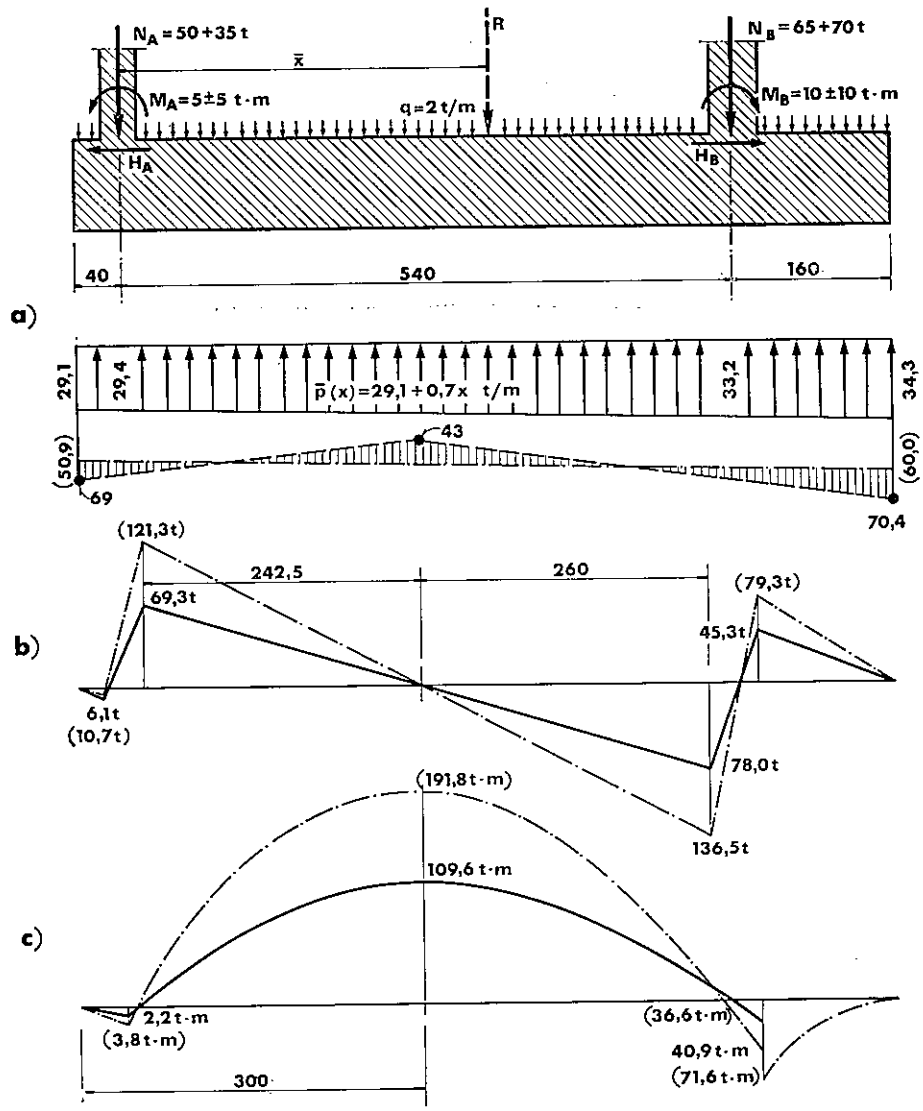


Fig. 13.A.4 – Schema di calcolo di una trave rovescia rispettivamente rigida su suolo alla Winkler (linea continua) ed allo stato plastico (linea a tratto): *a*, carichi e reazione di contatto; *b*, diagramma del taglio; *c*, diagramma dei momenti flettenti.

da cui:

$$\bar{x} = 3{,}40 \text{ m} \quad \text{e quindi} \quad e = 3{,}40 - 3{,}30 = 0{,}10 \text{ m}$$

con risultante largamente entro il nocciolo d'inerzia pari a $7{,}4/6 = 1{,}23$ m.

La pressione di contatto p teorica risulta ammissibile essendo (v. eq. 13.9):

$$p_{max} = \frac{234,8}{(1,60 \cdot 7,40)}\left(1 + \frac{6 \cdot 0,10}{7,40}\right) 10^{-1} = 2,15 < 2,2 \text{ bar}$$

$$p_{min} = \frac{234,8}{1,60 \cdot 7,40}\left(1 - \frac{6 \cdot 0,10}{7,40}\right) \cdot 10^{-1} = 1,82 \text{ bar}$$

13.A.3.3 *Dimensionamento della trave.* — La variazione della pressione di contatto lineare è:

$$\bar{p}\,(x) = bp\,(x) = b\,[(p_{max} - p_{min})\,x/l + p_{min}] =$$
$$= 1,60\,[1,82 + (21,5 - 18,2)\,x/7,40] = 29,1 + 0,7\,x \text{ (t/m, } x \text{ in metri)}$$

Le sollecitazioni flettenti massime risultano:

$$M_A = 10 \text{ tm} \; ; \quad x_B = 5,8 \text{ m}$$

$$M^a_B = [\bar{p}\,(x_B) - q]\,\frac{x^2_B}{2} + [\bar{p}_{max} - \bar{p}\,(x_B)]\frac{x^2_B}{3} =$$

$$= (33,2 - 2)\,\frac{\overline{1,6^2}}{2} + 1,1\,\frac{\overline{1,6^2}}{3} = 40,9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M^s_B = 40,9 - 10 + 10 = 40,9 \text{ tm}$$

trascurando il fatto che in q è inglobato anche il peso proprio della fondazione.

La sezione di taglio nullo risulta da:

$$T\,(x) = (\bar{p}_{min} - q)\,x_T + [\bar{p}\,(x_T) - \bar{p}_{min}]\,\frac{x_T}{2} - N_A = 0$$

$$0,35\,x^2_T + 27,1\,x_T - 85 = 0 \quad \text{da cui} \quad x_T = 3,0 \text{ m}$$

$$M_{xT} = (29,1 - 2)\,\frac{\overline{3,0^2}}{2} + 0,7 \cdot \frac{3,0^3}{6} - 85 \cdot 2,6 - 5 + 5 = -109,6 \text{ tm}$$

I diagrammi della pressione di contatto lineare $\bar{p}$, del taglio T e del momento M sono riportati in fig. 13.A.4 *b* e *c* con linea continua.

Se si adottano i seguenti tassi:

conglomerato $R'_{bk} = 200$ kg/cm²

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 60 + \dfrac{200 - 150}{4} = 72,5 \text{ bar} \\ \bar{\tau}_{b\,min} = 4 + \dfrac{200 - 150}{75} = 4,6 \text{ bar} \end{cases}$$

acciaio Fe B 32: $R_{ak} = 3200$ bar $\bar{\sigma}_a = \dfrac{3200}{2} = 1600$ bar.

L'altezza della trave rovescia assunta del tipo di fig. 13.A.5 *a* risulta:

$$d = 0,31\sqrt{\frac{10\,960\,000}{160}} = 81 \text{ cm}; \; h = 85 \text{ cm}$$

L'armatura al lembo superiore in mezzeria risulta:

$$A' = \frac{10\,960\,000}{0{,}897 \cdot 81 \cdot 1600} = 94{,}3 \text{ cm}^2 = 9 + 9 \text{ ø } 26$$

L'armatura al lembo inferiore nella sezione B risulta:

$$A = \frac{4\,090\,000}{0{,}93 \cdot 81 \cdot 1600} = 33{,}9 \text{ cm}^2 = 7 \text{ ø } 26$$

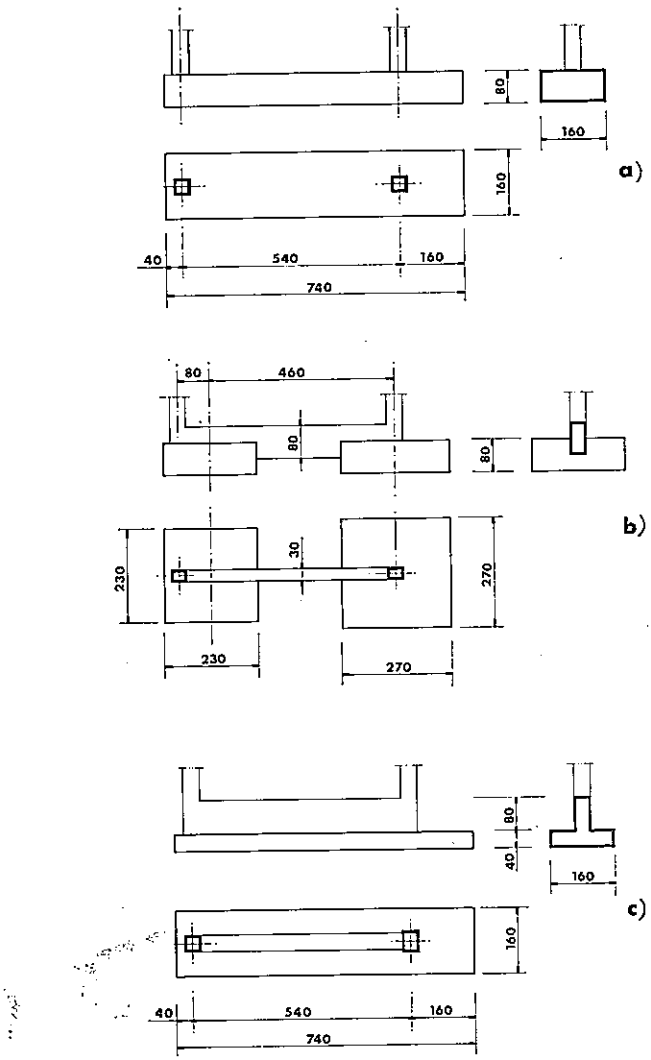


Fig. 13.A.5 – Tipologie usuali delle travi rovesce: *a*, a cordolo di sezione rettangolare; *b*, a plinti e trave di collegamento; *c*, a cordolo di sezione a T rovescia.

L'armatura trasversale complessiva risulta:

$$M_t = \frac{21{,}5 + 18{,}2}{2} \cdot 7{,}40 \cdot \frac{0{,}6^2}{2} = 26{,}5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_t = \frac{2\,650\,000}{0{,}93 \cdot 81 \cdot 1600} = 21{,}9 \text{ cm}^2$$

L'armatura trasversale in corrispondenza dei pilastri viene quindi:

$$A_{tA} = \frac{85}{85 + 135} \cdot 21{,}9 = 8{,}5 \text{ cm}^2$$

$$A_{tB} = \frac{135}{85 + 135} \cdot 21{,}9 = 13{,}4 \text{ cm}^2$$

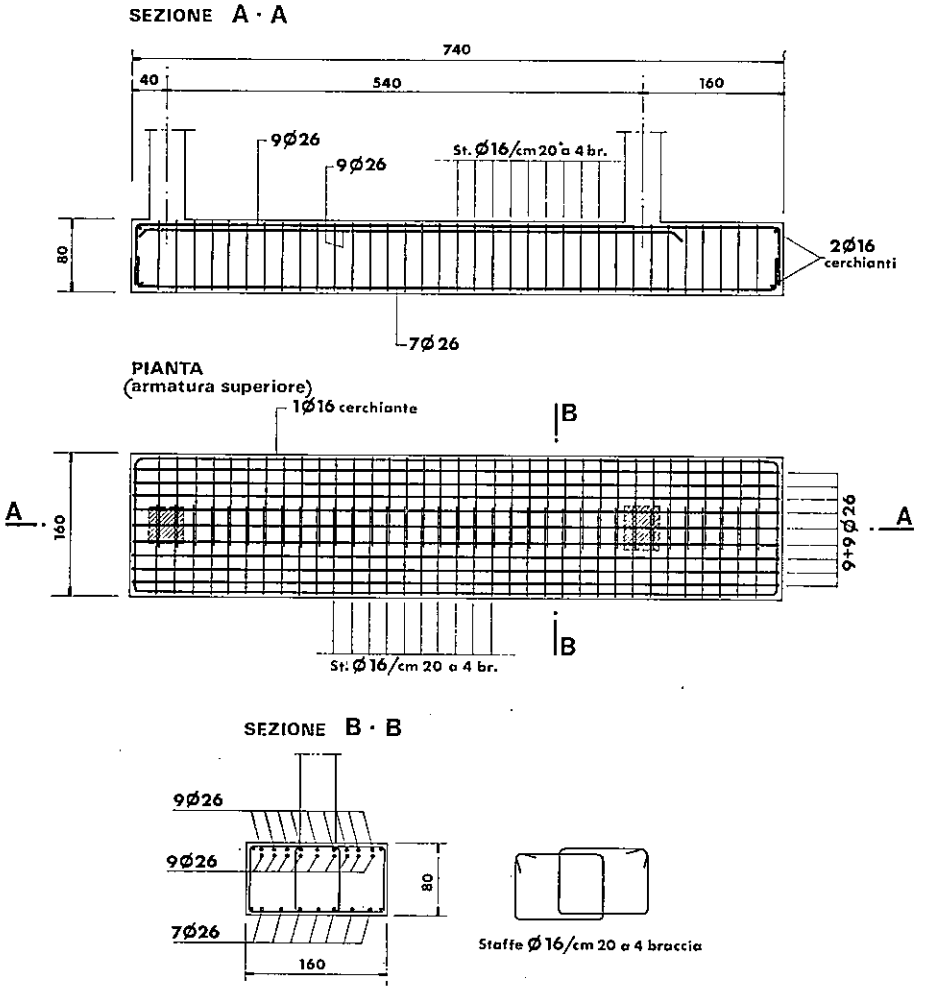


Fig. 13.A.6 – Armatura della trave rovescia di fig. 13.A.4.

La tensione tangenziale massima è (v. fig. 13.A.4 *b*):

$$\tau_{max} = \frac{78\,000}{0{,}9 \cdot 85 \cdot 160} = 6{,}4 \text{ bar} > \bar{\tau}_{b\,min} = 4{,}6 \text{ bar}$$

Occorre quindi la seguente staffatura:

$$S_A = \frac{69\,300 \cdot 242{,}5/2}{0{,}9 \cdot 85} = 109\,938 \text{ kg}$$

$$n_{SA} = \frac{109\,838}{1{,}578 \cdot 4 \cdot 1600} \equiv 11 \text{ ø } 16, \text{ cioè ø } 16/22 \text{ cm}$$

$$S_B = \frac{78\,000 \cdot 260/2}{0{,}9 \cdot 85} = 132\,549 \text{ kg}$$

$$n_{SB} = \frac{132\,549}{1{,}578 \cdot 4 \cdot 1600} \equiv 13 \text{ ø } 16, \text{ cioè } 1 \text{ ø } 16/20 \text{ cm}$$

segnata in fig. 13.A.6.

13.A.3.4 *Struttura fondale a plinti e trave di collegamento.* — Le altre tipologie di fig. 13.A.4 richiedono maggiore onere di lavorazione e comportamento ingombri in altezza, ma sono più idonee a sopportare le sollecitazioni flessionali.

In particolare la fondazione a plinti di fig. 13.A.5 *b* risulta di dimensioni in pianta ($p_{amm} = 15$ t/m²) (v. 13.A.3.2):

$$A_A = \frac{50 + 17{,}5}{15} \cdot \frac{5{,}40}{4{,}60} = 5{,}28 \text{ m}^2 = 2{,}30 \times 2{,}30 \text{ m}$$

$$A_B = \left(\frac{65 + 35}{15}\right) + \left(\frac{50 + 17{,}5}{15}\right) \frac{0{,}80}{4{,}60} = 7{,}44 \text{ m}^2 = 2{,}70 \times 2{,}70 \text{ m}$$

La trave d'irrigidimento va armata in relazione al precedente calcolo.

13.A.3.5 *Calcolo con il metodo dello stato limite ultimo.* — In fig. 13.A.3 sono riportati anche a tratto e punto i diagrammi teorici di $\bar{p}$, T ed M per i carichi maggiorati del fattore $\eta_s = 1{,}75$ indicato dalla normativa del 1977. Tale moltiplicatore di rottura se è ultimo per la struttura fondale non lo è per il terreno, infatti se si assume ad es. un coefficiente di sicurezza $\eta = 2$ rispetto a p_{ult} risulta:

$$\eta_s \frac{\bar{p}_{max}}{b} = 1{,}75 \frac{34{,}3}{1{,}6} = 37{,}5 \text{ t/m}^2 < \eta\, p_{amm} = 2 \times 22{,}0 = 44{,}0 \text{ t/m}^2$$

In realtà il meccanismo di rottura è progressivo sia per la struttura che per il terreno ed al crescere del moltiplicatore di rottura le pressioni di contatto non crescono uniformemente, ma, raggiunto lo schema labile, si ridistribuiscono, aumentando in corrispondenza dei pilastri, con conseguente innalzamento del limite di collasso della trave di fondazione (v. 13.3.3.2.2).

La labilità nel caso di fig. 13.A.3 è segnalata dal formarsi di una cerniera plastica in mezzeria.

La distribuzione delle pressioni di contatto nella condizione ultima è allora in prima approssimazione definita dal raggiungimento di $p_{ult} = b\ p_{ult}$ in corrispondenza del pilastro più sollecitato, dal cambiamento di pendenza in corrispondenza della sezione di massimo momento, sede di una cerniera plastica e dal rispetto dell'equilibrio fra p ed N, q (uguaglianza fra le aree del diagramma a tratto e punto e quello a tratto di fig. 13.A.3).

Tale distribuzione della pressione di contatto bilineare comporta il raggiungimento del momento plastico per un moltiplicatore dei carichi maggiore di $\eta_s = 1{,}75$ esaminato per la distribuzione lineare.

Il momento dovuto alla distribuzione bilineare, assumendo in prima interazione $\eta_1 = 1{,}75$ (v. fig. 13.A.4 *a*, *c*) è:

$$\Delta\,\overline{p}_A\,(x) = (69 - 43)\,x/3{,}0 \simeq 8{,}7\,x$$

$$(69 - 8{,}7\,x_T - 1{,}75 \cdot 2)\,x_T + 8{,}7\,\frac{x^2_T}{2} - 1{,}75\,(50 + 35) = 0$$

$$4{,}35\,x^2_T - 65{,}5\,x_T + 148{,}75 = 0 \text{ da cui } x_T = 2{,}78 \text{ m}$$

$$M_{xT} = 39{,}5 \cdot \frac{2{,}78^2}{2} + 8{,}7 \cdot \frac{2{,}78^3}{3} - 148{,}75 \times 2{,}38 = 139 \text{ tm}$$

Il moltiplicatore di rottura in prima approssimazione (v. fig. 13.A.4.5) viene allora:

$$\eta_2 = \frac{1{,}75 \cdot 109{,}6}{139}\,1{,}75 = \frac{191{,}8}{139} \times 1{,}75 = 2{,}5$$

Il calcolo andrebbe condotto per iterazione, ma qui viene limitato al primo passo.

13.A.4 Calcolo di una fondazione di un edificio su terreno elastico.

13.A.4.1 *Interazione alla Winkler.* — Nell'applicazione (9.8.2.1) di un edificio giacente su 6 m di sabbie addensate e 4 m d'argille NC ($E = 10$ bar), si è visto che i cedimenti non erano ammissibili per cui il calcolo ipotizzante la struttura fondale rigida (v. 13.A.3.1) non è valido.

In tale condizioni si suole ricorrere alla teoria di Winkler ($k = p_{amm}/w_{amm}$) per cui una striscia di fondazione del predetto edificio viene dimensionato con il metodo delle differenze finite (10.2.3.2).

Per semplicità, facendo riferimento alla trave dell'applicazione precedente, anzichè a quella equivalente (v. 13.4.3) dell'edificio, la lunghezza elastica viene:

$$l_0 \simeq \sqrt[4]{\frac{4\,E_b\,J_b}{E}} = \sqrt[4]{4\,\frac{2 \cdot 10^6}{10^2}\,\frac{\overline{1{,}60} \cdot \overline{0{,}85^3}}{12}} = 9{,}0 \text{ m}$$

Dal grafico di fig. 10.15 in cui $N_A = N_B$ il momento flettente massimo, per $l/l_0 = 7{,}4/9{,}0 \simeq 0{,}8$, viene circa:

$$M \simeq 0{,}2 \times 9{,}0 \times 85\,\frac{109{,}6}{\frac{1}{8} \cdot \frac{2 \times 85}{7{,}4}\,\overline{5{,}4^2}} \simeq 200 \text{ tm}$$

avendo maggiorato M del rapporto fra il momento valutato come trave rigida (v. fig. 13.A.4 *c*) e quella della analoga trave rigida ma caricata con $N_A = N_B = 85$ t.

Necessita quindi o compensare i carichi in fondazione per riportare i cedimenti ai valori ammissibili e quindi calcolare la fondazione come rigida, oppure accrescere la resistenza della fondazione per il momento $M = 200\ \mathrm{t \cdot m}$

13.A.4.2 *Interazione per variazione di pressione di contatto imposta.* — Si è visto in (10.3.4) che la teoria di Winkler si può applicare solo quando l'indice d'eterogeneità $\beta < 0{,}01$ cioè lo strato compressibile è di spessore molto esiguo rispetto alle dimensioni dell'edificio.

Se ciò non si verifica si suole ricorrere sempre per semplicità di calcolo, al metodo svolto in (10.7.2) imponendo una distribuzione di p variabile di $\pm\ \Delta\ p$ in asse alla fondazione e funzione dei cedimenti differenziali (v. 10.3.3 ed applicazione 10.7.2).

13.A.4.3 *Interazione per curvatura imposta.* — Analogo criterio semplicistico è quello di valutare la curvatura verosimile della fondazione come indicato in (13.3.4.2).

Se ad es. la trave di fig. 13.A.4 si deformasse secondo un circolo con freccia in mezzeria $f = \dfrac{1}{2}\ \mathrm{cm}$, si avrebbe ($E_h = 1 \cdot 10^6$ per tener conto del fluage):

$$M = 109{,}6 + \frac{8 \times 0{,}5 \times 10^{-2} \times 1 \times 10^6 \times 1{,}60 \times \overline{0{,}85^3}}{\overline{5{,}40^2} \times 12} \simeq (110 + 112)\ \mathrm{tm}$$

In particolare nel caso di una platea, il maggior momento rispetto a quello valutato nell'ipotesi di fondazione rigida può essere ad es. assorbito da nervature ed invece i campi fra queste possono essere armati come solaio rovescio rigido.

13.A.4.4 *Interazione per rigidezza imposta.* — Qualora si addivenisse alla scelta di fondazione rigida un criterio approssimato di valutazione del momento (fig. 8.46), è quello dell'eq. (13.48), la cui applicazione è immediata tramite i grafici delle figg. 13.48 e 49.

13.A.4.5 *Interazione alla Boussinesq.* — La fig. 13.A.7 mostra infine il risultato di un calcolo eseguito con l'elaboratore imponendo la congruenza fra la linea elastica della trave ed i cedimenti del terreno valutati alla Boussinesq (fig. 10.28) nel caso di terreno avente modulo elastico $E = 1100\ \mathrm{kg/cm^2}$ costante per 16 m di profondità; oltre tale profondità il terreno si ipotizza incompressibile.

La rigidezza relativa, se si adotta un esiguo spessore di solettone di 30 cm, dato l'elevato modulo di compressibilità del terreno, viene:

$$k_r = \frac{2\,100\,000}{11\,000}\left(\frac{0{,}3}{8{,}0}\right)^3 = 0{,}01 < 0{,}5$$

per cui il calcolo di soletta rigida non è valido, come evidenzia il confronto fra la parte destra e sinistra di fig. 13.A.7.

In presenza di più strati di modulo E_i si può assumere in prima approssimazione $E = \mathrm{cost}$ tale che i cedimenti si equivalgono cioè:

$$p\ b_i\ \Sigma_i\ \frac{I_{wi}}{E_i} = p\ b\ \frac{I_w}{E} \quad \text{da cui} \quad E = \frac{I_w}{\Sigma\ I_{wi}/E_i} \tag{13.A.13}$$

Si ricorda che l'analisi dell'interazione terreno struttura con l'elaboratore, data la difficile problematica prospettata, è utile solo se i profili del sottosuolo (v. 5.5) sono conosciuti con chiarezza.

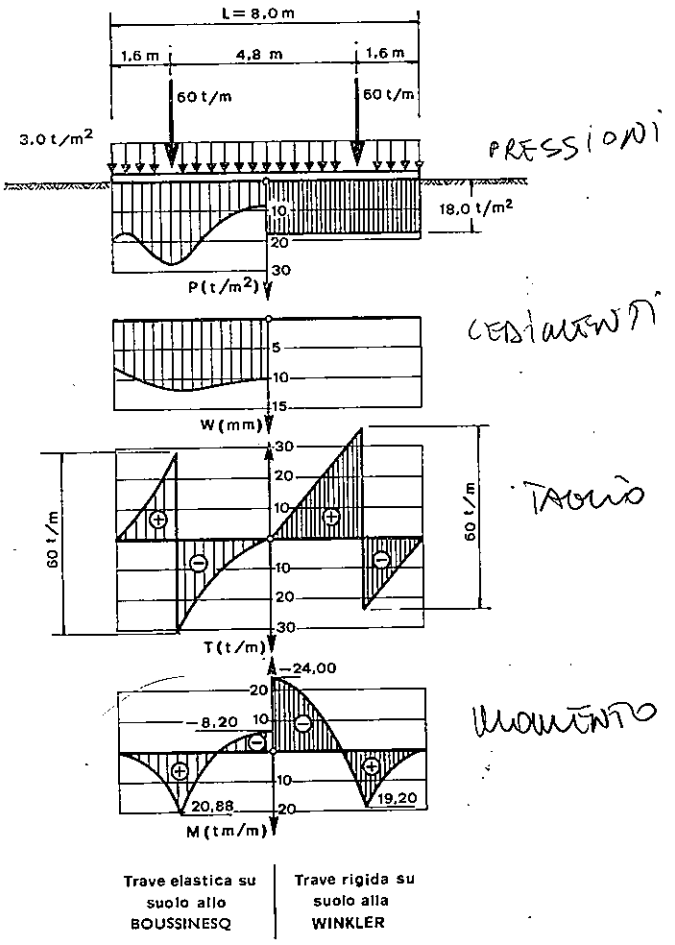


Fig. 13.A.7 – Confronto dei diagrammi delle pressioni di contatto, dei cedimenti, delle sollecitazioni taglianti e flettenti ottenuti dal calcolo di fondazione considerata rigida su suolo alla Winkler e considerata elastica su suolo alla Boussinesq (Sherif, Köning).

13.A.5 Calcolo della soletta di base di una vasca.

Nell'applicazione (10.7.1) si è dimensionata una vasca di 20 di larghezza e 60 m di lunghezza con un carico medio $p = 1{,}0$ bar su un terreno di argilla da 5 ad 8 m di profondità con modulo di compressibilità medio $E' = 100$ kg/cm², lo spessore del soletone di 1,5 m soggetto ad un momento trasversale $M = 50$ tm/m.

Con il procedimento di interazione su suolo alla Boussinesq si calcola la rigidezza relativa:

$$k_r \equiv \frac{200\,000}{100}\left(\frac{1{,}5}{20}\right)^3 = 0{,}84 > 0{,}5$$

e per $H/l \simeq 8/20 = 0{,}4$ e $b/l = 60/20 = 3$ dalla fig. 13.46 risulta il momento massimo

$$M = 0{,}012 \cdot 10 \cdot \overline{20^2} \simeq 50 \text{ tm/m}$$

Peraltro lo spessore di 1,5 m può essere adottato in corrispondenza dell'attacco del solettone di base alle pareti; mentre per quanto risulta dall'analisi dell'interazione terreno struttura per il resto il solettone (in assenza di sottopressioni idrauliche) può avere spessore:

$$h \simeq 0{,}4 \sqrt{\frac{5\,000\,000}{100}} = 80 \text{ cm}$$

Conviene reiterare il calcolo per $K_r = 0{,}13 < 0{,}5$.

13.3.4 La platea e le fondazioni scatolari.

13.3.4.1 *Tipologia strutturale.* — Le vecchie fondazioni ad arco od a volta rovescia, usate fin dai tempi degli antichi egizi, conservano ancora il loro fascino ma sono uscite dalla tecnica attuale.

La struttura usuale di una platea di fondazione è oggi composta da travi e soletta e può essere pensata come immagine speculare di un robusto solaio, ad esempio di uno stabilimento industriale.

La tessitura delle travi principali viene dalla disposizione dei pilastri, e fra esse le travi secondarie, in modo da formare campi di soletta di modesta luce.

Tale soluzione è stata la più frequente ma con la variazione del rapporto dei costi (mano d'opera-materiali) risulta attualmente la convenienza, con i normali interassi dei pilastri degli edifici ($4 \div 5$ m), di eliminare le travi secondarie ed avere solette di maggiore luce.

Ne derivano solette di notevole spessore il che è in favore della durabilità, essendo esse di solito a contatto d'acqua e generalmente sporgenti a mensola lungo il perimetro della platea.

Viene così uno schema molto pulito di sole travi principali a meno che, risultando campi di soletta molto allungati, non convenga ricorrere a travi secondarie che avvicinino il rapporto dei lati della soletta all'unità e quindi al più favorevole effetto piastra.

Può anche essere preferibile la soluzione di un unico piastrone con inspessimento alla base dei pilastri costituendo così un solaio del tipo a fungo rovescio.

A volte occorre conseguire la massima rigidezza della platea, a parità di altezza, ed allora essa viene completata da una soletta superiore che, con le nervature e soletta inferiore, realizza una struttura scatolare, di elevato momento di inerzia.

Tale soletta superiore fa parte del primo orizzontamento e quindi è utilizzata come solaio. Ad evitare poi sprechi di casseforme essa può essere costituita da lastre prefabbricate (copponi), solidamente collegate alle nervature con getto all'estradosso, ovvero gettata in sito usando come casseforme dei blocchi di materiale economico, ad es. di polistirolo espanso che resta in opera.

La fig. 13.44 è il particolare costruttivo di una parete perimetrale di sostegno di uno scavo, resa collaborante con la platea e con l'intelaiatura dell'edificio.

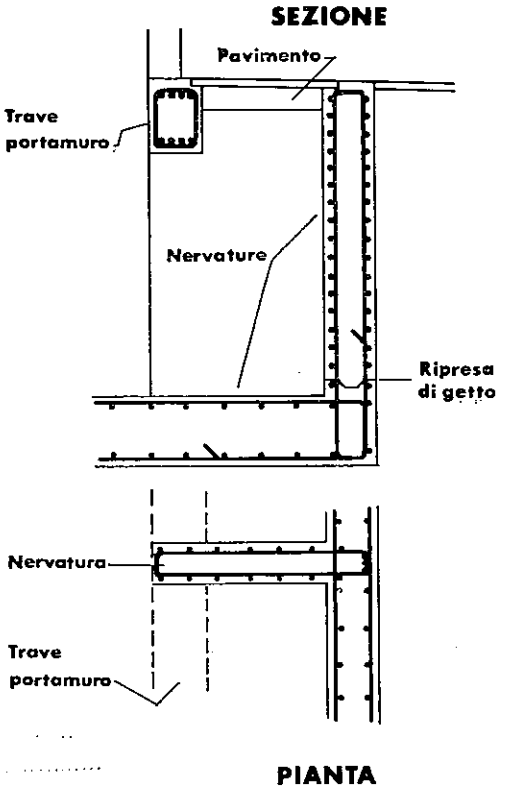


Fig. 13.44 – Particolare costruttivo di parete nervata perimetrale di una platea, con sede per il marciapiede (Tomlinson).

La fig. 13.45 illustra, infine, la realizzazione di una platea costituita da terreno compattato che assolve la funzione di basamento della fondazione (livello 1) senza necessità di approfondirla (livello 2). In fig. 13.45 *b* è riportato anche il tipico andamento dei cedimenti nel tempo.

13.3.4.2 *Calcolo delle fondazioni a platea.* — Per le fondazioni a platea continua, in generale, la condizione del centramento della fondazione, rispetto alla risultante dei carichi applicati, avviene automaticamente se la costruzione ha altezza, e quindi peso, uniforme potendosi, comunque, correggere lievemente la posizione del baricentro, adottando sbalzi perimetrali di entità diversa. Se l'altezza dell'edificio è variabile, o comunque risultano variabili i carichi, cosicchè non è possibile soddisfare la condizione precedente, occorre munire la

costruzione e la fondazione di giunti. In tal modo però non si riesce mai ad eliminare l'influenza reciproca dei corpi di fabbrica accostati, nè l'effetto delle asimmetrie in pianta (v. 13.2.5), il che va tenuto presente con i terreni cedevoli.

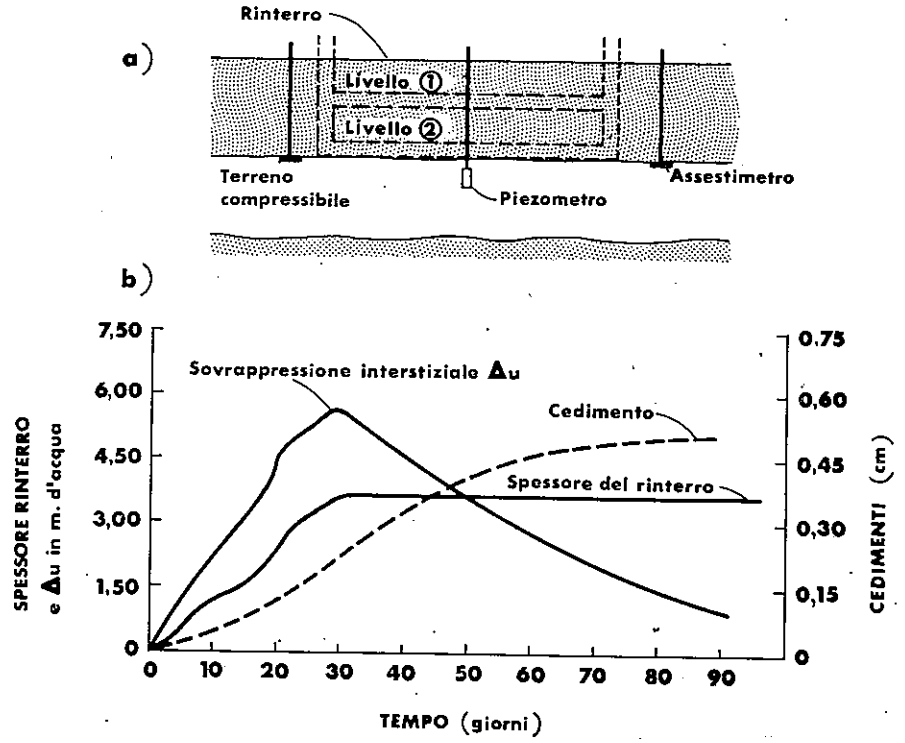


Fig. 13.45 – Platea realizzata in terreno compattato: *a*, posizione dei piezometri e degli assestimetri in sito; *b*, tipici risultati delle osservazioni (Peck, Hanson e Thornburn).

Le platee, o meglio le fondazioni «rigide», si usano allora quando il terreno offre sensibili cedimenti per cui non è possibile dimensionarle in base a p_{amm} ma deve essere analizzata l'interazione fra terreno e struttura, vedi precedente applicazione e (13.4). Si evidenzia, a tale proposito, che, mentre il criterio della pressione di contatto ammissibile agisce sull'area di impronta della fondazione, quello dei cedimenti differenziali ammissibili fa ricorso alla profondità d'imposta della fondazione ed alla sua rigidezza, ed il secondo criterio è molto più importante del primo.

Il procedimento di calcolo corrente è quello di dimensionare la platea considerandola come un graticcio di travi rovesce su appoggi a livello (13.A.3) per pressioni di contatto uniformi per ogni suo campo di piastra (senza cioè considerare l'interazione).

Criterio diverso, alcune volte adottato, anche come verifica, è di valutare le sollecitazioni in base ad una distorsione impressa dalla deformazione del

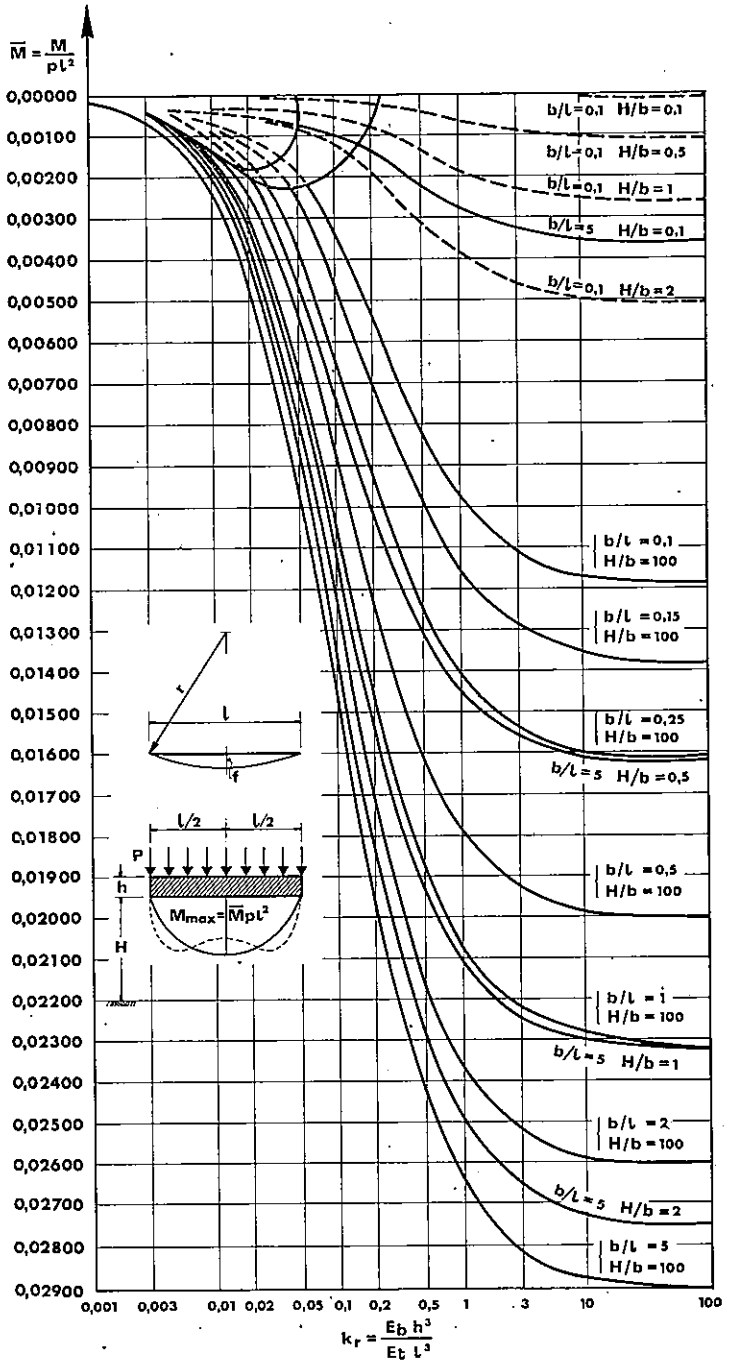


Fig. 13.46 – Diagramma adimensionale per valutare le sollecitazioni flettenti massime in una piastra uniformemente caricata (p = cost, in t/m²) di rigidezza relativa k_r e poggiata su terreno elastico (E = cost) di spessore H. Nello scegliere H/h, se $b > l$ si assume $b = l$ (Ventura).

terreno, prescindendo quindi dalla variazione nel tempo della distribuzione delle pressioni di contatto (v. in seguito la fig. 13.60), e quindi dalla variazione locale delle sollecitazioni.

In quest'ultimo caso se si ipotizza che la struttura, ad es., si «imbarchi» con raggio di curvatura r, corrispondente alla freccia f su data lunghezza, cioè pari al cedimento differenziale della sovrastruttura, la sollecitazione flettente, per tale curvatura, viene:

$$M_{\text{rig}} = \frac{E_b J_b}{r} = \frac{1}{l^2}\left(\frac{E_b J_b}{\frac{1}{8f} + \frac{f}{2}}\right) \simeq \frac{8 f E_b J_b}{l^2} \qquad (13.44)$$

essendo l la luce d'inflessione della striscia unitaria ($b = 1$ m) presa in esame.

Con solette flessibili uniformemente caricate il problema dell'interazione è solubile in «forma chiusa».

La fig. 13.46 fornisce i valori dei momenti in forma adimensionale ($\bar{M}$), in funzione della rigidezza relativa k_r, per diversi valori delle dimensioni in pianta (bl) della piastra e della potenza H del sottostante strato cedevole. Nello scegliere H/b il valore b è sempre la minore dimensione della fondazione.

Le linee a tratto corrispondono ad una distribuzione del momento flettente non parabolica ma a «radice di dente» essendo lo strato cedevole di esiguo spessore H.

Le sollecitazioni sono:

$$M = \bar{M}\, q\, l^2 \text{ (tm/m)} \qquad (13.45)$$

Anche con travi parete rigide, come in fig. 13.47, il problema della interazione è solubile in prima approssimazione in «forma chiusa».

Lo Zeevaert, indica dei diagrammi adimensionali per valutare le sollecitazioni qualora le pressioni di contatto siano distribuite come in fig. 6.19 od 8.6, ossia infinite ai bordi e pari alla metà della pressione media al centro.

Lo schema della fig. 13.48 mostra la divergenza della di-

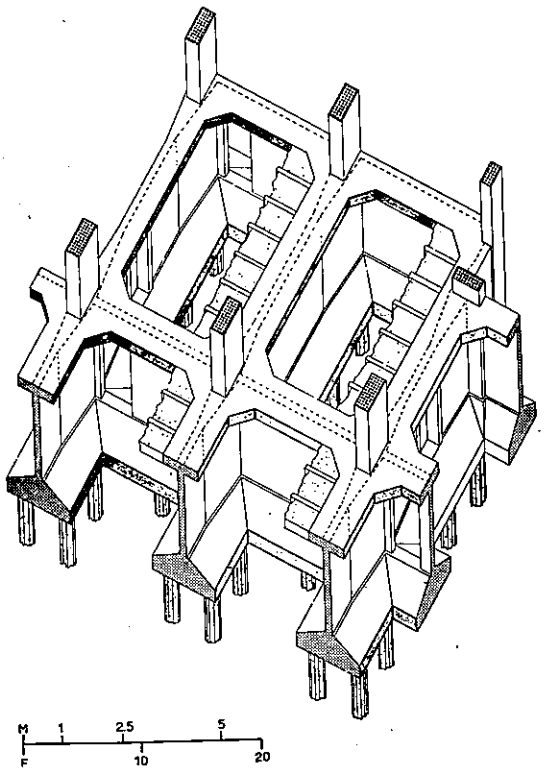


Fig. 13.47 – Irrigidimento del basamento di un edificio con travi parete nell'altezza dello scantinato.

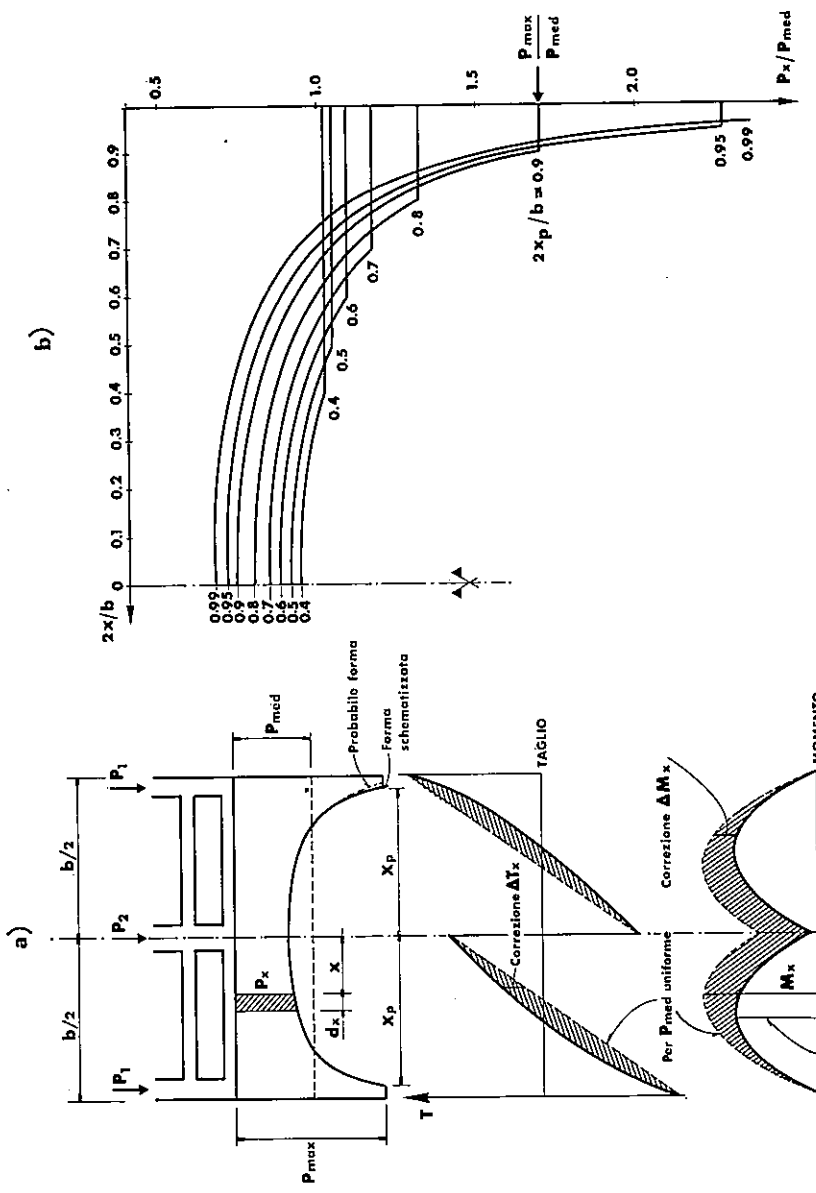


Fig. 13.48 – Distribuzione della pressione di contatto per diversi stati elasto-plastici del terreno e per fondazione rigida: *a*, divergenza delle sollecitazioni rispetto al caso di pressione di contatto uniforme; *b*, fattori di forma della distribuzione della pressione di contatto per fondazione rigida nastriforme (Zeewaert).

stribuzione delle pressioni di contatto da quella uniforme, per effetto dello stato di plasticizzazione del terreno.

Il valore della pressione di contatto marginale critica (fig. 9.37) non è infinito (ipotesi di mezzo elastico) e per argille sature in condizioni non drenate è

$$p_{crit} = \pi\, c_u + \gamma\, t \tag{13.46}$$

per cui, adottando un coefficiente di sicurezza η_{crit}, la pressione di contatto ammissibile massima ai bordi viene

$$p_{max} = \frac{\pi\, c_u}{\eta_{crit}} + \gamma\, t \tag{13.47}$$

Essendo $\eta_{crit} = 1{,}5 \div 2{,}5$.

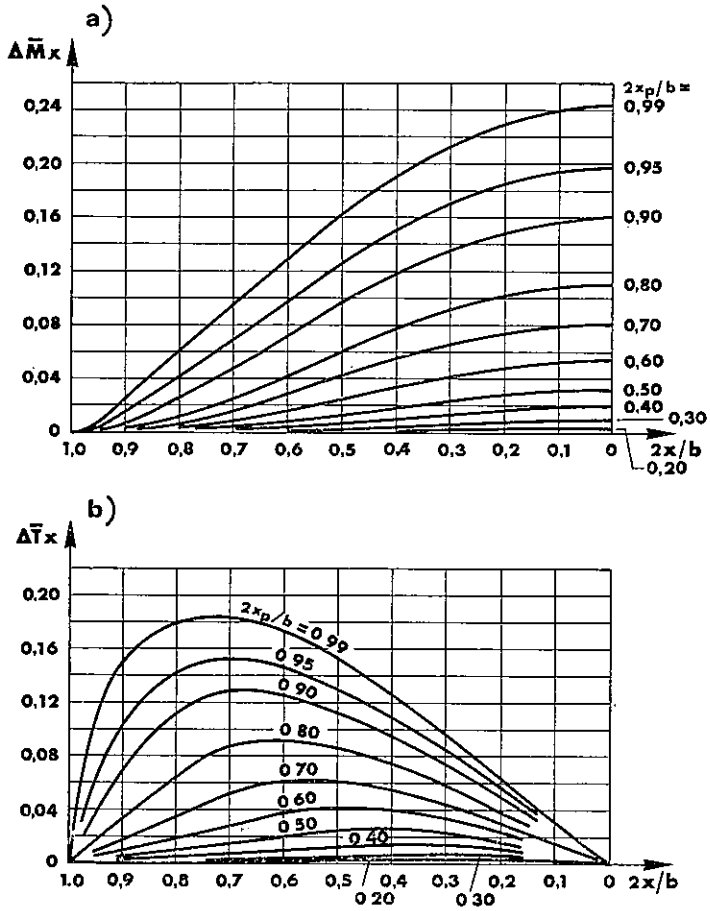


Fig. 13.49 – Diagramma adimensionale per la valutazione delle sollecitazioni della fondazione scatolare di fig. 13.48: *a*, riduzione dei momenti flettenti rispetto al caso di pressione uniforme; *b*, idem per il taglio (Zeewaert).

In base al rapporto p_{max}/p_{med} con il grafico di fig. 13.48 *b* si può ricavare il valore di x_p che individua la distribuzione delle pressioni di contatto che diverge da quella elastica per la plasticizzazione ai bordi.

La riduzione delle sollecitazioni, rispetto a quelle valutate per $p = p_{med} = \text{cost}$ (linea a tratto di fig. 13.48 *a*), nascenti dall'« effetto ponte », si può valutare, in prima approssimazione, con i diagrammi di fig. 13.49 *a*, *b* per cui risulta:

$$\Delta T_x = p_{med} \frac{b}{2} \Delta \bar{T}_x; \qquad \Delta M_x = \frac{1}{8} p_{med}\, b^2\, \Delta \bar{M}_x \tag{13.48}$$

13.3.5 Impiego della precompressione nelle strutture fondali.

La precompressione, a volte, viene adottata nelle strutture cementizie di fondazione, principalmente nelle travi parete che vengono sottoposte ad elevate sollecitazioni, tanto più in presenza di azioni dinamiche.

Cavi disposti ai lembi inferiore e superiore della trave, eliminando o riducendo le trazioni, rendono il conglomerato atto a resistere ad elevate sollecitazioni di flessione ed anche al taglio creando inoltre una continuità delle armature per notevoli lunghezze e conseguendo delle economie di acciaio.

Naturalmente occorre che la struttura cementizia possa scorrere sulla sua base così da poter accogliere, nella deformazione assiale, lo sforzo di precompressione; ciò si ottiene predisponendo sottofondi di sabbia manogranulare.

La equazione (10.19) della trave precompressa su suolo elastico diviene:

$$E_0 J \frac{d^4 y}{d x^4} - K y - N \frac{d^2 e}{d x^2} = 0 \tag{13.49}$$

essendo N lo sforzo di precompressione ed e la sua eccentricità.

Ai noti vantaggi ne va aggiunto un altro veramente caratteristico della precompressione e cioè quello di poter produrre deformazioni della struttura favorevoli ad una buona ripartizione del carico sul terreno, e quindi governare la interazione terreno-struttura.

In tale intento va tenuto presente che (1) la precompressione può essere assimilata ad un equivalente sistema di forze applicate alla struttura cementizia composto:

1) da forze concentrate applicate dalle estremità dei cavi, tangenti ad essi e pari alla grandezza della forza N di precompressione (di cui si considerano le componenti: forza verticale, forza orizzontale e momento);

2) da forze ripartite applicate lungo i cavi di intensità pari a N/r, dove r è il raggio di curvatura del cavo;

3) da forze concentrate nei punti angolosi dei cavi.

Nelle strutture staticamente indeterminate va tenuto conto anche delle reazioni di iperstaticità.

---

(1) CESTELLI GUIDI C., « *Cemento armato precompresso* », Hoepli.

Ora è evidente che se la disposizione dei cavi è tale da produrre un equivalente sistema di forze, che sia uguale ed opposto a quello dei carichi applicati (carichi trasmessi dai pilastri e reazione di sottofondo) calcolate nella ipotesi di struttura infinitamente rigida, la deformazione della trave è nulla, indipendentemente dalla sua rigidezza, ossia si mantiene ad asse rettilineo anche se esile, poichè, in definitiva, risulta sollecitata in ogni sezione da sforzo di compressione baricentrico.

Con la precompressione si consegue così il grande vantaggio di rendere la deformazione della trave indipendente dalla sua rigidezza.

Poichè con tale condizione il momento utile è dato dal prodotto dello sforzo di precompressione N per la distanza fra il cavo risultante ed il baricentro della sezione, è evidente il vantaggio che la trave abbia sezione a T rovescia poichè così si abbassa fortemente il baricentro della sezione e si aumenta il braccio delle forze interne.

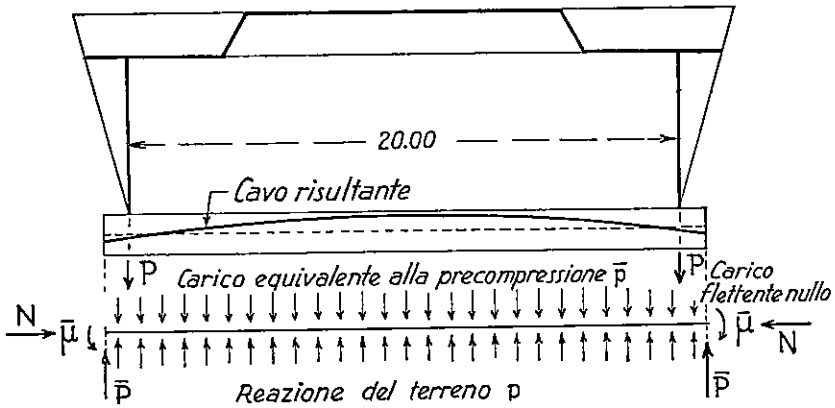


Fig. 13.50 – Trave di fondazione precompressa in modo da non aver inflessione per il carico permanente.

La fig. 13.50 mostra una applicazione ad un telaio di 20 m di luce. Occorreva disporre alla base una catena per assorbire la spinta del telaio e poichè il terreno superficiale era fortemente cedevole, si ritenne di utilizzarla anche come trave di distribuzione del carico sul suolo.

Per avere però una buona ripartizione del carico lungo tutta la trave, occorreva una elevata rigidità che, data la notevole luce, avrebbe richiesto una trave molto alta.

L'applicazione della precompressione ha invece consentito di avere una trave di modesta sezione trasversale, pur praticamente indeformabile.

Il cavo risultante (cavo fittizio baricentrico dei cavi) che ha tracciato parabolico, è stato fatto passare nella sezione di mezzo il più alto possibile ed ancorato di poco al disotto del baricentro nelle sezioni terminali.

Il numero dei cavi, ossia la precompressione risultante N, sono stati calcolati con il criterio di ottenere un carico ripartito diretto verso il basso, equi-

valente della precompressione, pari alla reazione del terreno, per il solo peso proprio della struttura ipotizzata come trave rigida. In figura i simboli rappresentanti le forze equivalenti di precompressione sono sopralineati.

Va peraltro rilevato che la disposizione dei cavi adottata per raggiungere lo scopo di annullare le deformazioni del carico permanente, non è economica poichè non sfrutta al massimo la capacità portante della trave in cemento armato precompresso.

Ove si fosse, infatti, ammessa una inflessione anche per il carico permanente si sarebbe potuto graduare la precompressione consentendo alla spinta N di raggiungere, nella sezione di mezzo, per il carico totale, non il baricentro bensì il punto limite inferiore della trave. Ne sarebbe risultato un numero di cavi minore e una deformazione sempre molto inferiore a quello di una trave di cemento armato.

La fig. 13.51 è lo schema di una soletta di fondazione a pianta quadrata di 6 m di lato che è stata precompressa nelle due direzioni, sempre nell'intento di renderla indeformabile agli effetti della ripartizione del carico sul terreno.

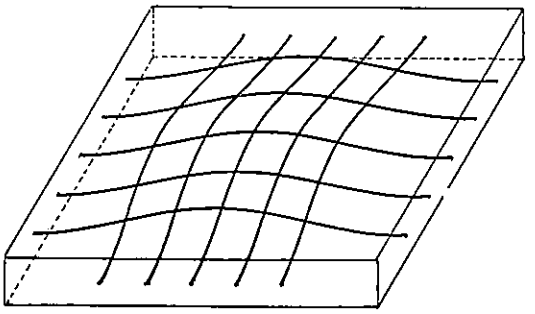


Fig. 13.51 – Soletta precompressa nelle due direzioni.

13.3.6 Inserimento dei giunti.

13.3.6.1 *Giunti strutturali.* — Con costruzioni estese, fondate su terreno fortemente cedevole, occorrono frequenti giunti, in modo da ridurre le dannose ripercussioni nella sovrastruttura dei cedimenti disuniformi delle fondazioni.

Non va peraltro trascurato che questi giunti, a loro volta, riducono la rigidità del fabbricato e quindi accondiscendono la disuniformità di cedimenti, per cui possono creare disagi per l'agibilità se non per la stabilità.

È consigliabile non avere un giunto al centro del fabbricato. Calcolata la deformazione del fabbricato sulla rigidità complessiva, in una interazione terreno-struttura, se r è il raggio di curvatura medio da esso assunto, ed il giunto tende a chiudersi in elevazione, l'apertura non deve essere inferiore a:

$$\delta = (l_1 + l_2)\,\frac{h}{r} \tag{13.50}$$

dove l_1 ed l_2 sono le lunghezze dei due corpi di fabbrica separati dal giunto ed h l'altezza, essendo δ non inferiore ad $h/200$, altrimenti si corre il rischio che il giunto si chiuda nella parte alta, creando dannosi stati di sollecitazione.

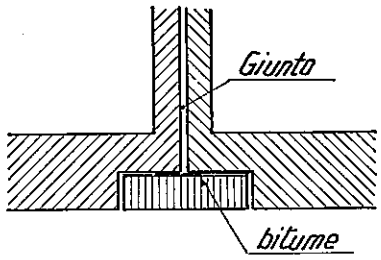


Fig. 13.52 – Sistemazione di giunto in fondazione.

Gli effetti termici non vanno trascurati in tale valutazione, come pure in zone sismiche va tenuto conto degli effetti oscillatori.

I giunti possono non essere estesi alla fondazione evitando così che si formino dislivelli fastidiosi nella elevazione, per cedimento diverso delle due parti separate dal giunto. Se la struttura continua di fondazione è però molto estesa, può fessurarsi per le tensioni di ritiro e temperatura: è prudente allora lasciare dei giunti provvisori interrompendo il getto per frazionare l'effetto del ritiro.

Volendo estendere il giunto alla fondazione, ad evitare il detto dislivello, può adottarsi la soluzione indicata nella fig. 13.52.

13.3.6.2 *Separazione di opere diverse.* — I giunti estesi anche alla fondazione sono invece indispensabili per separare parti fondate con sistemi diversi o a diverse profondità: così pure quando i carichi trasmessi alle fondazioni hanno intensità fortemente diversa da zona a zona o quando ci si accosta a costruzione già esistenti.

Se la nuova costruzione si collegasse al muro di un preesistente adiacente stabile gli assestamenti della parte nuova provocherebbe delle lesioni in prossimità del collegamento e probabilmente in ambedue le costruzioni.

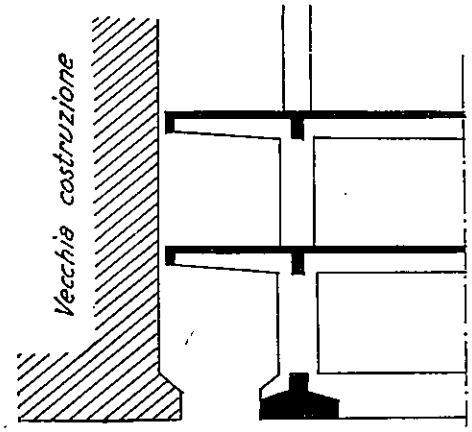


Fig. 13.53 – Allontanamento delle fondazioni di un nuovo edificio dall'adiacente preesistente.

D'altra parte non va trascurato che con terreni cedevoli, anche lasciando un giunto completo in fondazione ed in elevazione fra il vecchio ed il nuovo

fabbricato si corre ugualmente il rischio di produrre dei danni al fabbricato preesistente, in quanto si va a sovraccaricare ulteriormente il sottosuolo di esso, come già posto in rilievo nella fig. 1.32. In tale caso conviene pertanto discostarsi con le nuove fondazioni, adottando soluzioni del tipo indicato nella fig. 13.53 che, non eliminano il rischio di influenze nocive, poichè sussiste sempre la immissione di tensioni nel sottosuolo del vicino ed attenuano unicamente l'effetto psicologico.

Frequentemente le buone regole del distacco non possono essere osservate all'accostamento delle nuove costruzioni a fabbricati preesistenti ed allora occorrono particolari soluzioni.

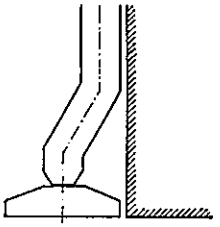


Fig. 13.54 – Fondazione a plinto eccentrico di un pilastro di un capannone industriale accostato ad altra costruzione.

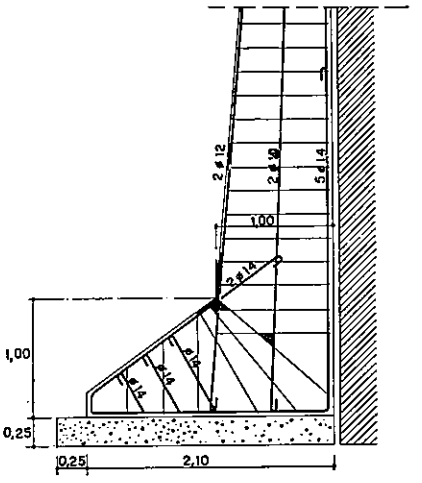


Fig. 13.55 – Soluzione per la fondazione di un pilastro da erigersi in aderenza ad una costruzione preesistente.

La superficie di appoggio può essere spostata rispetto all'asse del pilastro come nel caso della fig. 13.54, con inflessione del pilastro.

Altra soluzione, che offre una pressione di contatto non uniforme, ancora con flessione del pilastro, è quella della fig. 13.55.

La fig. 13.56 mostra la soluzione terminale adottata per la fondazione di un pilastro della costruzione già illustrata nella fig. 13.30. Poichè la risultante per effetto del vento oscilla fortemente nei due sensi, e quindi uscirebbe da una base simmetrica, che dovrebbe essere di ampiezza limitata dalla costruzione vicina, il pilastro è stato collegato ad un blocco in conglomerato posto a distanza che, con il suo peso richiama la risultante così da renderla sostenuta, nella sua oscillazione, dal complesso delle due superficie di appoggio.

Nei plinti dissimmetrici delle soluzioni di confine dei fabbricati, come visto in fig. 13.55 il diagramma delle reazioni di sottofondo può risultare limitato ad una parte della fondazione, come in fig. 13.57.

Stando alla teoria del comportamento lineare nessun ampliamento della base di un plinto da un solo lato migliorerebbe la distribuzione delle pressioni sul terreno. Infatti il pilastro della fig. 13.57, appoggiato direttamente sul terreno, trasmetterebbe ad esso una pressione uniforme $P/a'\ b$ mentre prolungan-

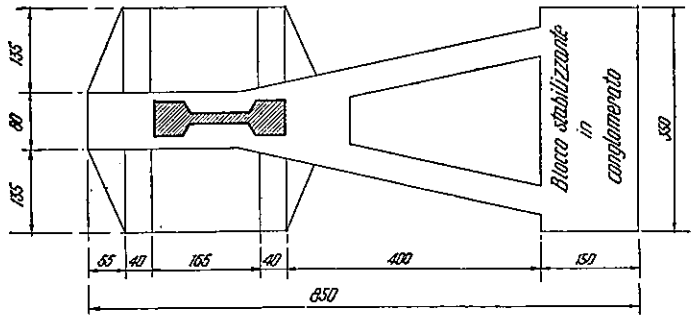


Fig. 13.56 – Fondazione della stessa struttura della fig. 13.30, nella soluzione di accostamento ad un fabbricato.

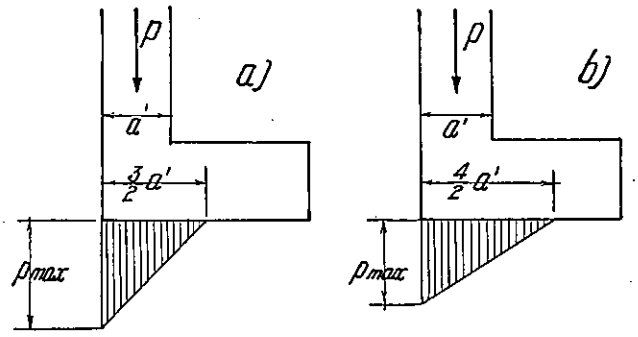


Fig. 13.57 – Diagrammi delle reazioni di sottofondo di una fondazione con carico eccentrico.

dolo con uno sbalzo della stessa larghezza b del pilastro, la pressione massima (v. 13.2.3) assumerebbe il valore:

$$p_{max} = \frac{2}{3}\ \frac{P}{b\ \bar{x}} \tag{13.51}$$

essendo $\bar{x}$ la distanza della risultante del carico dallo spigolo più vicino della base di appoggio, e poichè nel caso della figura è: $\bar{x} = \dfrac{a'}{2}$

$$p_{max} = \frac{4}{3}\ \frac{P}{a'\ b} \tag{13.51'}$$

ossia l'applicazione della suola porterebbe ad un aumento del 30% della pressione massima.

La realtà è però diversa da quanto vorrebbe la teoria lineare, come visto al n. 10.5.1, tanto da autorizzare una schematizzazione delle pressioni come in fig. 13.57 *b*, con base certamente non inferiore a 4 $\bar{x}$, semprechè l'equilibrio possa ritenersi assicurato dalla resistenza flessionale del pilastro. Pertanto se si assume ancora convenzionalmente un diagramma triangolare, ma con base 4 $\bar{x}$, risulta la pressione massima (fig. 13.7):

$$p_{max} = \frac{1}{2} \frac{P}{b\,\bar{x}} \qquad (13.51'')$$

Con i terreni fortemente plastici può anche assumersi una base 5 $\bar{x}$, semprechè il pilastro possa offrire il momento necessario o meglio una pressione p_{eq} (v. 13.2.3).

13.3.7 Impermeabilizzazione e drenaggi.

Una questione che va considerata nello studio delle fondazioni, ed in particolare delle superficiali, è la protezione alla base delle murature dalla umidità sia per infiltrazioni piovane che per fenomeni di capillarità.

I manuali edili riportano vari sistemi di drenaggi che diventano inutili se l'opera fondale è sotto la falda idrica.

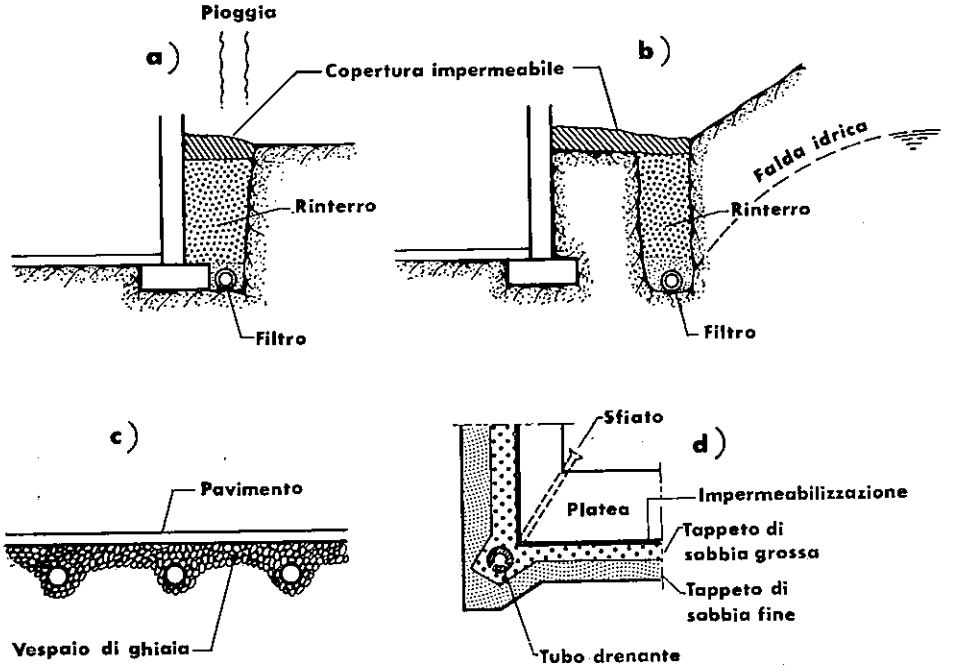


Fig. 13.58 – Tipi di drenaggi per fondazioni: *a* e *b*, sotto marciapiedi; *c*, vespaio sotto pavimentazione; *d*, tappeto drenante sotto platea (Peck-Hanson-Thornburn).

Peraltro se lo scavo incide un pendio, il drenaggio può funzionare a gravità essendo l'eventuale piezometrica inclinata (v. fig. 13.58 *b*).

Sovente si trascura l'oscillazione di falda che può provocare allagamenti di scantinati, oppure si fa affidamento a pareti di conglomerato che però da sole non sono sufficienti a creare una impermeabilizzazione permanente a causa della microfessurazione.

La fig. 13.58 mostra alcuni tipi di drenaggi al disotto di marciapiedi (*a*), in presenza di falda idrica di pendio (*b*), sotto pavimentazione (*c*) e nel « risvolto » di platee (*d*).

La soluzione è completamente diversa nel caso di presenza di falda idrica (v. 15.1.2.3) occorrendo allora impermeabilizzare la fondazione.

La fig. 13.59 mostra tipi di impermeabilizzazione: in particolare i teli plastici, fra magrone e muratura in mattoni (*a*) o fra magrone e pareti in c.a. (*b*). Nella figura sono illustrate anche alcune impermeabilizzazioni in corrispondenza di giunti strutturali.

La fig. 13.59 *c* riporta infine l'accoppiamento della impermeabilizzazione

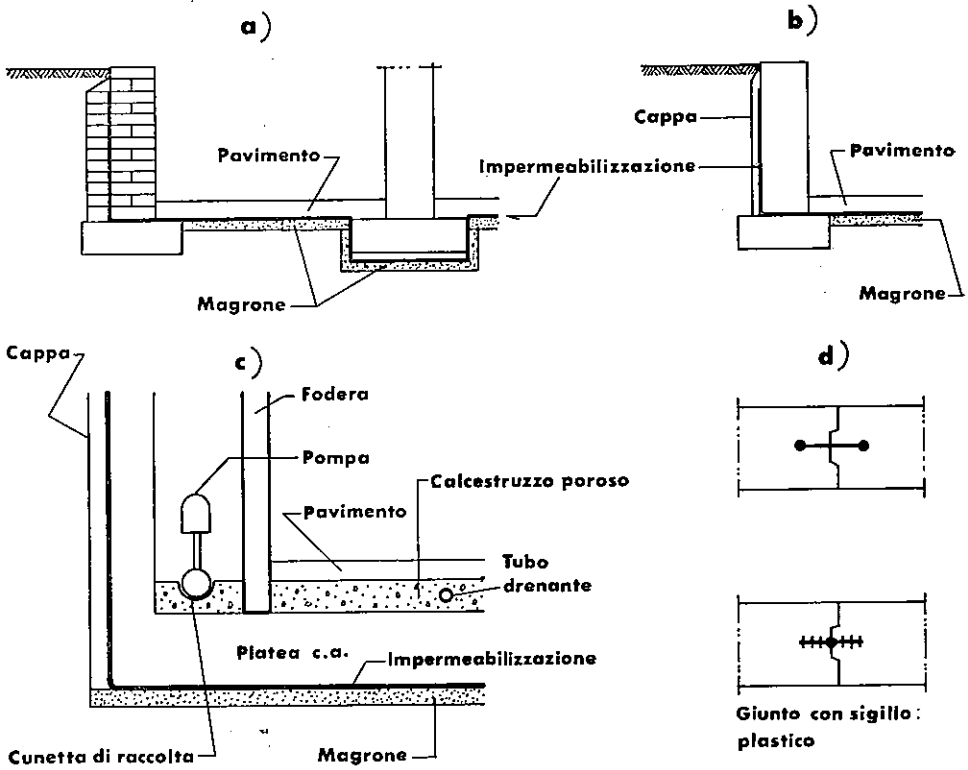


Fig. 13.59 – Tipi di impermeabilizzazione di fondazione: *a*, a tergo di murature in mattoni; *b*, a tergo di pareti in cemento armato; *c*, accoppiato ad un sistema drenante per il « trasudo »; *d*, in giunti strutturali con Water-stop (Peck-Hanson-Thornburn).

con un sistema di drenaggio interno in calcestruzzo poroso facente capo ad un intercapedine entro cui sono disposte delle pompe che permanentemente evacuano tutta l'acqua di « trasudo » che la impermeabilizzazione non riesce ad intercettare.

Qualora l'impermeabilizzazione sia oltremodo importante per la funzionalità dei vani, si deve far ricorso ad una sigillatura in lastre d'acciaio o nastri water-stop.

Particolare aspetto presentano l'impermeabilizzazione di solettoni ancorati per resistere alle sottospinte idrauliche (fig. 17.25) o comunque su pali. Infatti quest'ultimi se attraversano la impermeabilizzazione sono « vie d'acqua ». Si richiede allora l'uso di impermeabilizzazione a sandwich fra solettoni in c.a. di base e di elevazione.

13.4 La interazione terreno-complesso strutturale di fondazione e di elevazione: scelta della rigidezza della struttura di fondazione.

13.4.1 Generalità.

La struttura di fondazione nella sua fase progettuale, è stata fin qui trattata come complesso sollecitato da un lato da carichi noti, provenienti dalla elevazione, dall'altro dalle reazioni di sottofondo di intensità e distribuzione dedotti da interpretazioni, di larga approssimazione, del comportamento del terreno, sconfinanti anche oltre il campo lineare per renderle più aderenti alla realtà.

I procedimenti che se ne sono dedotti affrontano, solo attraverso la intuizione, i problemi della interazione terreno-struttura, sono rapidi e quindi pratici ed anche validi per strutture fondali di fabbricati poco estesi su terreni di « normale » cedevolezza, ossia per quei casi correnti per i quali elaborazioni complesse di calcolo sarebbero ingiustificate.

I principi fondamentali della interazione terreno-struttura sono stati esposti al cap. 10, limitatamente al caso teorico del complesso doppio. In questo capitolo tale processo interativo viene ripreso estendendolo al caso più generale del complesso triplo: terreno-struttura di fondazione-struttura di elevazione.

L'apporto di rigidità offerto dalla struttura in elevazione ad una deformazione della fondazione non può infatti essere trascurato; si pensi, ad esempio, al ben differente intervento, a parità di tutte le altre condizioni, della rigida ossatura cementizia di un magazzino con travi di notevole dimensione e tamponature pesanti, ovvero di un edificio a pannelli cementizi portanti, nei confronti di una deformabile intelaiatura di normale edificio con travi a spessore di solaio e pannelli rari e leggeri. Il contributo di rigidezza offerto dalla elevazione alla struttura di fondazione, nei due casi, sarà ben diverso e, nello stesso tempo, saranno pure diverse le sollecitazioni indotte nella struttura di elevazione dalla deformazione del complesso. Occorre quindi porre a confronto, con il terreno, la rigidezza risultante del complesso.

Le sollecitazioni conseguenti alla deformazione impressa alle strutture di

fondazione ed a quelle in elevazione, staranno fra loro nel rapporto delle rigidità. Tali sollecitazioni, derivanti da uno stato di coazione, si sovrappongono a quelle locali delle forze, nell'ipotesi di appoggi di livello, sia nelle travi di fondazione che nelle travi in elevazione.

È evidente che, intervenendo, in fase progettuale, sul rapporto delle rigidità elevazione-fondazione, si può variare il rapporto delle sollecitazioni in esse indotte dalla deformazione. Aumentando la rigidità dell'una se ne aumenta l'impegno statico e si allevia l'altra. Con i terreni fortemente cedevoli, il rapporto può essere scelto a tutto favore della sovrastruttura giungendo nei casi estremi a basamenti praticamente indeformabili che offrono alla sovrastruttura appoggi praticamente di livello, rendendola così indifferente alla natura del sottosuolo.

Il problema viene affrontato in questo capitolo, che tratta delle fondazioni superficiali dirette, ma non differisce sostanzialmente dall'analogo problema delle strutture poggianti su pali del tipo sospeso. In queste ultime le reazioni sono puntiformi, anzichè ripartite, ma ciò non altera le conclusioni ove alla deformabilità del terreno venga sostituita quella del palo-terreno, che può anche non essere la stessa per tutti i pali. Naturalmente il fenomeno della interazione perde interesse se i pali poggiano su uno strato lapideo solido ossia forniscono appoggi praticamente indeformabili.

Il calcolo interativo viene limitato al problema piano, ossia alla trave, in quanto il problema tridimensionale della platea è sempre possibile riportarlo a quello piano di travi nelle due direzioni principali. Con i plinti il problema non sussiste essendo gli uni indipendenti dagli altri (non così per le eventuali travi di collegamento) mentre resta per la sovrastruttura.

Le forze che sollecitano la struttura fondale costituiscono, nel loro insieme, un sistema equilibrato (forze esterne incluso il peso proprio della fondazione) che, per un complesso staticamente indeterminato, risultano definite dalla congruenza delle deformazioni della struttura fondale, sia con il terreno da una parte, sia con la struttura in elevazione dall'altra.

Con i terreni, in specie coerenti, il sistema di forze varia nel tempo, come già accennato al cap. 10, poichè variano le condizioni di drenaggio.

La fig. 13.60 richiama l'evoluzione del diagramma delle pressioni di contatto nel tempo per una struttura rispettivamente flessibile ($k_r < 0{,}01$ nelle figure 13.60 *a*, *b*) e rigida ($k_r > 0{,}5$ in figg. 13.60 *c*, *d*) su argille normalmente consolidate sature.

È indicato nei vari casi di figura il coefficiente di sicurezza per evidenziare qualitativamente l'effetto sulle pressioni di contatto delle plasticizzazioni locali del terreno (v. 10.5, dominio di Fröhlich) in condizioni non drenate.

L'evoluzione dei cedimenti nel tempo (v. 10.4 dominio di Skempton e Bjerrum) passando da valori immediati (w_0 per $t = 0$) a quelli finali (w_f per $t = \infty$) è anche evidenziato dalla fig. 13.60.

In particolare si vede nelle figg. 13.60 *c* e *d* che se l'effetto delle zone plastiche ($\eta << 3$) è sensibile, le sollecitazioni flettenti M nelle strutture cambiano di segno nel tempo ed il gioco delle risultanti dei carichi q e delle risul-

tanti delle reazioni p, ad es. per fondazione rigida, muta passando dalla rappresentazione della figura 13.60 *c* a quella della fig. 13.60 *d*.

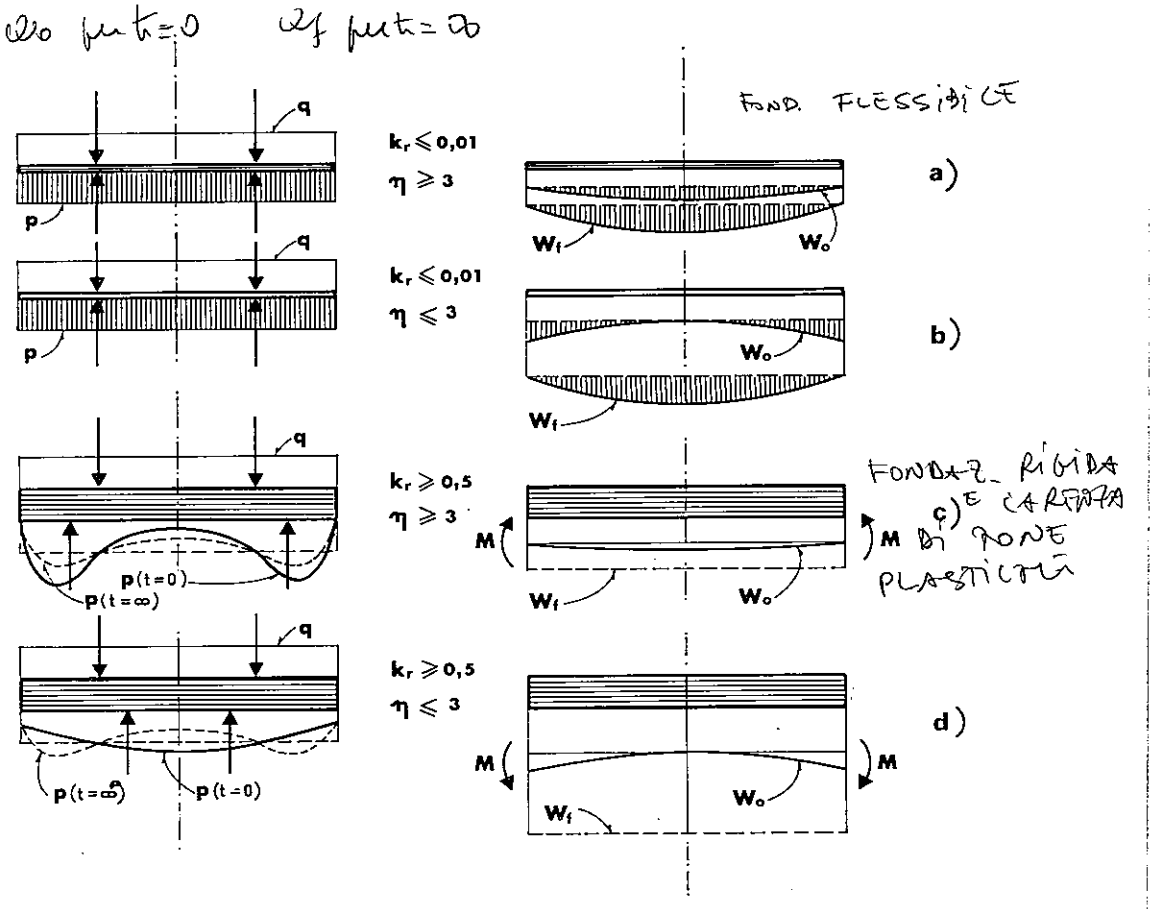


Fig. 13.60 – Analisi dell'evoluzione delle pressioni di contatto (p) e dei cedimenti (w) di una struttura su un terreno argilloso normalmente consolidato saturo: *a*) fondazione flessibile, carenza di zone plastiche; *b*) fondazione flessibile zone plastiche sensibilmente estese; *c*) fondazione rigida e carenza di zone plastiche; *d*) fondazione rigida e zone plastiche sensibilmente estese.

13.4.2 Richiami sull'interazione terreno-struttura.

Ogni calcolo pratico, che affianchi una progettazione, deve basarsi su una schematizzazione strutturale semplificata su grandi linee, trascurando sia alcuni aspetti strutturali che un rigoroso intervento della legge costitutiva del terreno oltre il campo lineare. Ciò anche se a scapito del rigore della trattazione, nella ricerca di un modello matematico quale approccio di una soluzione analitica. Questa non può essere infatti che largamente approssimata, anche se i

moderni strumenti a disposizione, con uso degli elaboratori, diano ampie possibilità di sviluppo dei calcoli.

È d'uopo, peraltro, richiamare anzitutto alcuni elementi fondamentali già forniti nel I volume (10.3.2) prima di introdurre il tema della progettazione attraverso l'interazione terreno-struttura.

Il momento flettente di una trave poggiante sul suolo può essere espressa, in funzione di un coefficiente adimensionale $\bar{M}$, dalla formula:

$$M = \bar{M}\ \bar{p}_m \cdot l \tag{13.52}$$

essendo $\bar{p}_m$ il carico lineare medio ed l la lunghezza di inflessione in direzione normale a $\bar{p}_m'$.

Il coefficiente $\bar{M}$ dipende dal rapporto di rigidità k_r ed è sensibilissimo alla distribuzione della pressione di contatto $\bar{p}$, la quale varia con la distribuzione dei carichi applicati sulla trave ed anche con le ipotesi di calcolo. Vi interviene pure lo spessore dello strato cedevole e le dimensioni in pianta.

La legge di variazione del modulo di compressibilità E con la profondità influenza sensibilmente il risultato. L'ipotesi di diagramma rettangolare di E, ossia modulo costante in profondità, porta ad una distribuzione delle pressioni di contatto alla Boussinesq valida per terreni omogenei molto sovraconsolidati. Con terreni normalconsolidati è invece valida la distribuzione triangolare di E a partire da zero in superficie, ossia modulo variabile secondo la tensione geostatica, con tale distribuzione si ha l'equivalenza con il comportamento alla Winkler e quindi ritorna il modulo di reazione di sottofondo k (v. 10.3.4).

Poichè in realtà il modulo varia con una distribuzione in profondità prossima alla trapezia, la reale distribuzione della pressione di contatto sarà intermedia di quelle ottenute dai due metodi (Schültze 1967) (v. indice d'eterogeneità: eq. 10.62).

Al cap. 10 si è visto che la misura del rapporto di rigidità del complesso struttura-terreno viene efficacemente espressa dal coefficiente di rigidità di Borowica-Schültze, sopra ricordato, che, trascurando il coefficiente di Poisson e semplificando il problema a piano, ha la forma adimensionale

$$k_r = \frac{E_b\ J_b}{E_{ed}\ b\ l^3} \tag{13.53}$$

essendo $E_0\ J_0$ la rigidità totale del complesso strutturale, b ed l le sue dimensioni planimetriche (l nella direzione del piano di flessione) ed E_{ed} il modulo di compressibilità (edometrico) del terreno.

Si tratta, pertanto, di valutare, anzitutto, la rigidità $E_0\ J_0$ che influisce sulla deformabilità della superficie di contatto della fondazione con il terreno e quindi sui cedimenti differenziali.

13.4.3 Le travi equivalenti.

13.4.3.1 *La trave di rigidità equivalente alla fondazione.* — Quando la struttura di fondazione offre resistenza flessionale, essa interviene nella defor-

mazione del complesso e nel problema piano viene schematizzata in una trave di rigidità equivalente a quella di fondazione.

La trave equivalente alla fondazione, nel caso di fondazione a plinti isolati, ha rigidità nulla ma, ove i plinti siano collegati da cordoli, assume una rigidità che è offerta dalla trave formata dai plinti e dai cordoli.

Nel caso di trave rovescia di fondazione la rigidità è determinata dalla sezione trasversale della trave stessa rispetto alla luce.

Con la fondazione a graticcio di travi nelle due direzioni principali del fabbricato, la rigidità va considerata separatamente nelle due direzioni e analogamente per la platea ove la rigidità è offerta dalla sezione trasversale della trave, con il tratto di soletta che le compete.

Quando si realizza la struttura di fondazione su tutta l'altezza di un piano, in generale il piano scantinato, si consegue la elevata rigidità della struttura del primo orizzontamento. I vani nelle pareti influiscono sulla deformabilità con una riduzione percentuale del momento d'inerzia, da valutare lungo la struttura. Peraltro anche in tali casi la struttura, nel suo complesso, può essere considerata praticamente indeformabile ($k_r > 0{,}5$: eq. 13.A.11).

13.4.3.2 *La trave equivalente alla elevazione.* — La rigidità del complesso in elevazione, qualora gli orizzontamenti, pur continui, possano essere considerati appoggiati sugli elementi verticali (senza trasmissione di momenti ai pilastri, Kramovic 1955) è pari alla somma delle rigidità dei vari orizzontamenti, ossia si può individuare semplicemente una trave equivalente di momento d'inerzia.

$$J_e = \sum_{i=1}^{i=n} J_{ei} \tag{13.54}$$

essendo J_{ei} il momento d'inerzia (travi e soletta) del singolo orizzontamento.

Se gli orizzontamenti sono solidali agli elementi verticali interviene nella rigidezza della trave equivalente anche la continuità, e quindi l'effetto telaio.

Al problema si sono applicati vari autori: De Beer (1966), Kany (1959) e lo stesso Meyerhof, che già nel 1952 aveva ricercato l'influenza della rigidità della sovrastruttura su una fondazione a plinti isolati, ossia a rigidità di fondazione nulla. Egli ha ripreso il problema (1953) fornendo la formula riportata nella DIN 4018, di significato ben chiaro. Con riferimento ai simboli della fig. 13.61

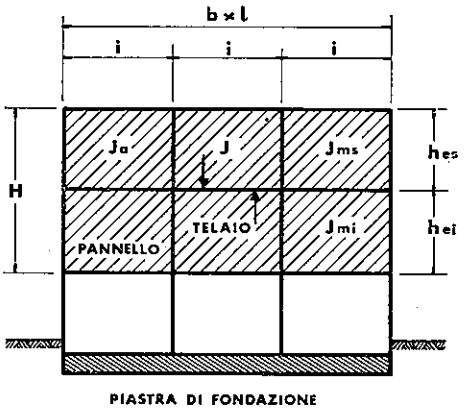


Fig. 13.61 – Schematizzazione della influenza dei pannelli murari sulla rigidità degli orizzontamenti di una intelaiatura (DIN 4018).

la rigidità complessiva dell'orizzontamento i-esimo collegato ai pilastri assume la forma:

$$E_c \cdot J_{er} = E_c J_{er} \left(1 + \frac{k_i + k_s}{k_r + k_i + k_s} \cdot \frac{l^2}{b^2}\right) \tag{13.55}$$

dove

$$k_r = \frac{J_{er}}{l_i}; \quad k_i = \frac{J_i}{h_i}; \quad k_s = \frac{J_s}{h_s}$$

ed essendo J_{er}, J_s, J_i i momenti di inerzia della sezione del solaio e di quelle dei pilastri superiori ed inferiori.

Qualora si voglia far intervenire anche la rigidità delle murature dei pannelli di modulo E_m e momento d'inerzia $J_m = s\ h^3/12$ va aggiunto il termine:

$$\frac{E_m J_m l^2}{2 h^2}$$

cosicchè, in definitiva, la rigidità del piano è:

$$E_c J_{ei}^* = E_c J_{er} \left(1 + \frac{k_i + k_s}{k_r + k_i + k_s} \cdot \frac{l^2}{b^2}\right) + \frac{E_m J_m l^2}{2 h^2} \tag{13.56}$$

e la rigidità del complesso in elevazione, ossia della trave equivalente alla elevazione, è:

$$E_c J_e^* = \sum_1^n E_c J_{ei}^* \tag{13.57}$$

Peraltro è ben difficile sapere in quale misura intervengono realmente i pannelli murari ad irrigidire le intelaiature, in quanto essa dipende grandemente dall'efficienza del collegamento pannelli-intelaiature e principalmente dalla resistenza tangenziale del collegamento. Pertanto sembrerebbe logico ridurre l'ultimo termine dell'eq. (13.56) con un coefficiente $\alpha \leq 1$, da valutarsi ogni volta in base alla situazione specifica.

Infatti se i tramezzi sono in forati in foglio e le murature periferiche a cassa vuota, il contributo alle piccole deformazioni è scarso, anche perchè in generale le murature sono scarsamente collegate alla intelaiatura in c.a.; notevole invece è il contributo per le forti deformazioni (ad es. per effetto di un sisma) senonchè allora le murature si fessurano.

Con edifici in muratura portante, quali ad es. in tufo od in blocchi cementizi, può ritenersi che il complesso della elevazione sia praticamente indeformabile ed ugualmente per un fabbricato a pannelli cementizi portanti prefabbricati. In tali casi la rigidità può valutarsi sul blocco monolitico:

$$E_c J_c = \frac{E_c s_t h_t^3}{12} \tag{13.58}$$

essendo s_t lo spessore somma delle pareti, disposte nella direzione della fles-

sione, ed h_t l'altezza totale. Si ricade nello schema della fig. 13.62 *d* riportata in seguito.

13.4.3.3 *La interazione terreno-complesso strutturale di fondazione e di elevazione.* — Quando lo schema statico della sovrastruttura è a travi appoggiate, ossia staticamente determinata, la distribuzione dei carichi sulla fondazione non viene mai alterata dalla deformazione del complesso. Ad esempio per un fabbricato a travi, come in fig. 13.62 *a*, collegate a cerniera ai pilastri,

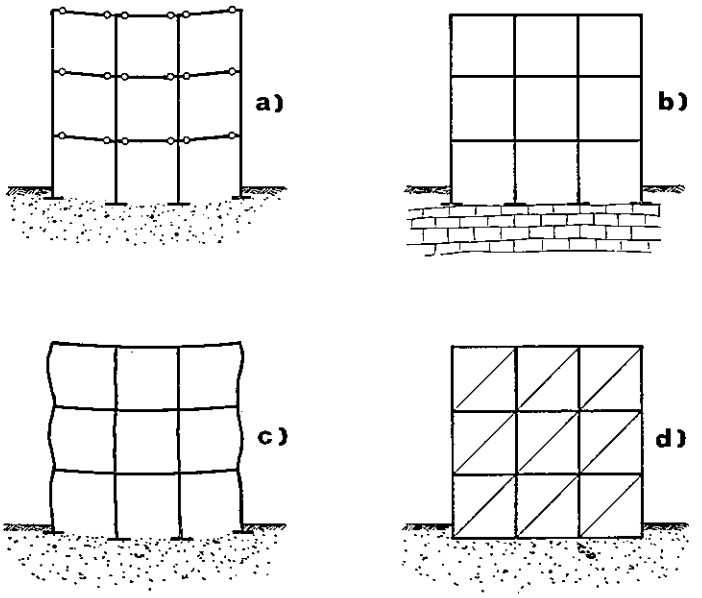


Fig. 13.62 – Schema dell'effetto dei cedimenti differenziali sulla deformazione di strutture portanti di un edificio: (*a*) intelaiatura isostatica su terreno molto cedevole; (*b*) intelaiatura iperstatica su terreno poco cedevole; (*c*) intelaiatura iperstatica su terreno molto cedevole; (*d*) intelaiatura rigida su terreno qualsiasi.

questi trasmettono sempre alla base, oltre al loro peso proprio, le reazioni isostatiche (tagli) degli orizzontamenti stessi, indipendentemente da eventuali cedimenti differenziali della base e quindi dalla rigidità della fondazione. La elevazione soffrirebbe dei cedimenti differenziali unicamente per la sua agibilità se la differenziazione fosse elevata.

Non molto diverso è il caso della fig. 13.62 *b*, di una elevazione, sia pure staticamente indeterminata, quale ad es. l'intelaiatura in c.a. di un edificio che, essendo appoggiata su terreno solido, non subisca apprezzabili cedimenti differenziali della base.

In tale situazione le azioni trasmesse dai pilastri si possono ottenere dal normale calcolo a telaio a basi fisse o, più frequentemente, come somma delle reazioni trasmesse dagli orizzontamenti ai pilastri, considerati come continui

su appoggi di livello. Va detto che viene anche tollerato il procedimento, ancor più rapido, di considerare la distribuzione dei carichi fra i pilastri come se gli orizzontamenti fossero costituiti da elementi isostatici, ossia ancora il modello della fig. 13.62 *a*.

Ben diverso è invece il comportamento di elevazioni costituite ancora da complessi intelaiati di aste solidali ma poggianti su terreni fortemente cedevoli, quali ad esempio stratificazioni di argilla NC. Le basi dei pilastri non trovano allora più appoggi di livello, verificandosi subito, e progressivamente nel tempo, forti cedimenti differenziali che si ripercuotono in una deformazione generale della struttura, come schematizzato nella fig. 13.62 *c*, per il caso di imbarcamento che dà luogo ad uno stato di coazione, con conseguente ridistribuzione dei carichi fra i sostegni verticali. Fenomeno quest'ultimo che merita la massima attenzione poichè può portare a sollecitazioni eccessive in alcuni pilastri, fino a provocarne il collasso.

Perciò, allo stato di sollecitazione prodotto dai carichi sulla intelaiatura ad appoggi di livello, si sovrappone quello di coazione prodotto dai cedimenti differenziali e quindi le azioni totali, trasmesse alla fondazione da ogni pilastro, sono la somma algebrica di quelle per carichi e di quelle per deformazioni impresse (restando naturalmente costante la somma dei carichi di tutti i pilastri).

Se gli edifici hanno fondazioni prive di rigidità (fondazione su plinti) la interazione terreno-sovrastruttura, avviene direttamente senza passare attraverso la fondazione.

Nel detto fenomeno di ridistribuzione dei carichi sulla fondazione, operato dalla iperstaticità della elevazione, la cui soluzione affianca la congruenza all'equilibrio, interviene la rigidità di questa e, in particolare, quella dei singoli orizzontamenti. Nè può ignorarsi, in una accurata analisi del fenomeno, la deformazione assiale dei pilastri che può essere diversa, per diverso valore della pressione unitaria conseguente, anche, alla ridistribuzione dei carichi. Possono poi avvicendarsi fasi diverse del fenomeno, come mostrato in fig. 13.60.

La fig. 13.62 *d* rappresenta, infine, il caso di elevazione praticamente indeformabile che ha quindi cedimenti uniformi, anche su terreno cedevole. La elevazione è allora sottoposta alle maggiori sollecitazioni ed è il caso degli edifici a pannelli portanti, prefabbricati, che hanno tale rigidezza da rendere vana, su terreni cattivi, la loro salvaguardia munendoli di fondazioni rigide. Si ha allora la situazione sfavorevole di struttura rigida ma fragile per la presenza dei giunti.

13.4.3.4 *Diversi modi di realizzare una struttura rigida* ($k_r \geq 0{,}5$). — Qnando la rigidità del complesso strutturale fondazione-elevazione è elevata, ossia $k_r \geq 0{,}5$, si è visto al cap. 10 che il problema della interazione perde interesse poichè il comportamento del complesso può essere ricondotto a quello di una trave infinitamente rigida che, quindi, non subisce apprezzabili cedimenti differenziali, pur essendo sottoposta ad una disuniforme distribuzione delle reazioni di sottofondo.

La condizione $k_r \geq 0{,}5$ è frequentemente verificata e poichè, allora, un

piano di posa continuo può essere considerato indeformabile, dall'analisi dello stato tensionale del sottosuolo risulta una distribuzione della pressione di contatto del tutto indipendente da quella dei carichi applicati, pur avendo ambedue risultanti uguali ed opposte.

Alla condizione $k_r \geq 0{,}5$ si può giungere per diversi valori di J_e ed J_f che fanno variare il loro rapporto J_e/J_f da 0 ad ∞, a seconda che prevalga la rigidità della fondazione o della elevazione, come negli schemi della fig. 13.63.

La fig. 13.63 *a* descrive la situazione di rigidità predominante della sovrastruttura, rispetto a quella della fondazione: $J_e >> J_f$ tanto da potersi considerare, al limite, $J_e/J_f = \infty$. È il caso tipico degli edifici a pannelli portanti.

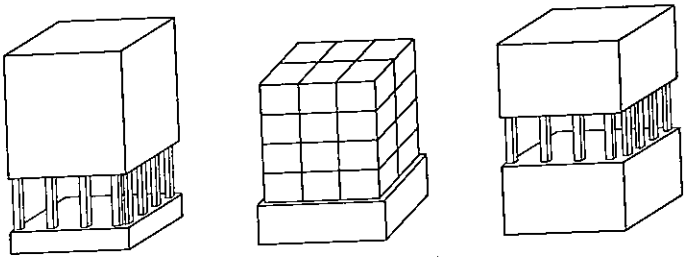


Fig. 13.63 – Rigidità della struttura: *a*, elevazione rigida; *b*, fondazione rigida; *c*, fondazione ed elevazione ambedue rigide.

Per il calcolo delle sollecitazioni indotte nella elevazione si può allora procedere nel seguente modo. Scelto un allineamento di pilastri e la striscia di solai che gli compete, se ne calcola il carico alle loro basi nell'ipotesi che questa sia di livello. Questi carichi vengono considerati agenti sulla struttura di fondazione, supposta svincolata dalla sovrastruttura e quindi deformabile. Ne viene un diagramma di pressione di contatto con il terreno dal quale si può assegnare ad ogni pilastro la quota spettantigli quale reazione di trave continua.

Si individua così, per ogni pilastro, una reazione che avrà valore diverso dall'azione computata scendendo dall'alto. Le differenze fra azioni e reazioni costituiscono un sistema di forze di coazione (e quindi di risultante nulla) sollecitante le due strutture di elevazione e di fondazione.

Nel detto calcolo si è considerato il diagramma della pressione di contatto di una fondazione deformabile mentre, in realtà, a causa della forte rigidità della sovrastruttura ($J_e = \infty$) essa è indeformabile (prescindendo dalla deformazione locale fra pilastro e pilastro).

Ne viene, nella condizione di indeformabilità, un diagramma delle pressioni di contatto diverso da quello precedente e, assegnando la differenza dei due ancora ad ogni pilastro, secondo la quota spettantegli, ne nasce un ulteriore sistema, sollecitante unicamente la sovrastruttura.

Resta poi da trattare, ove sia il caso, l'interazione terreno-trave fra pilastro e pilastro.

La fig. 13.63 *b* espone l'altro caso limite di fondazione infinitamente rigida rispetto alla elevazione: $J_f >> J_e$ ed, al limite, $J_e/J_f = 0$. Non vi è praticamente interazione; la elevazione resta completamente estranea alla influenza della natura del terreno, eccettuati spostamenti rigidi.

Tale soluzione di adottare una fondazione di elevata rigidità è quella più volte segnalata per opere su terreni cedevoli. La elevazione viene salvaguardata, con lavori di modesta spesa, facendo intervenire la rigidità delle murature in c.a. dello scantinato, come mostrato in fig. 13.47 (in cui, peraltro, il sistema è accoppiato ad una palificata « sospesa »).

Nello stesso tempo, ove si debba prevedere una sia pur piccola deformabilità della struttura di fondazione, potrà convenire ridurre la rigidità del complesso in elevazione evitando, fra l'altro, di collegare le tamponature in muratura alle intelaiature cementizie, ad esempio interponendo lastre di materiale soffice. Torna, in tali casi di fondazione indeformabile, la validità del procedimento approssimato indicato al cap. 10 su uno schema del tipo della fig. 13.48.

La fig. 13.63 *c* mostra, infine, il caso di sopraelevazione e di fondazione ambedue infinitamente rigide e quindi $J_e/J_f = 1$. È allora problematica la ripartizione delle sollecitazioni fra i due complessi strutturali poichè la distribuzione reale del carico totale fra i pilastri può dirsi indeterminata.

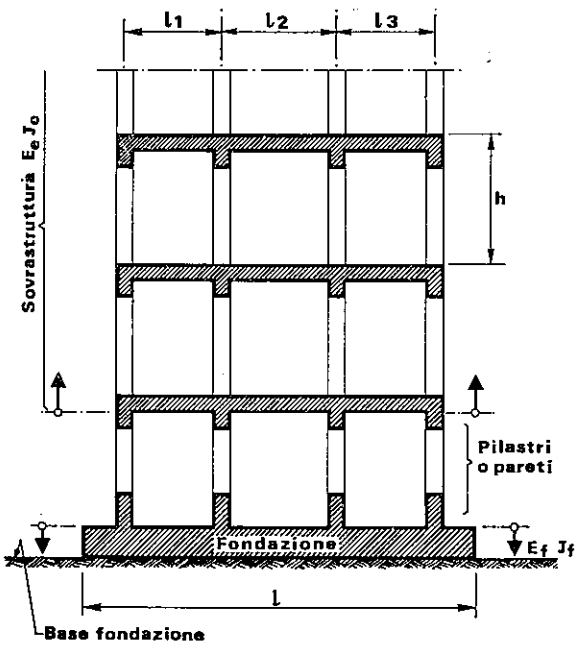


Fig. 13.64 – Schematizzazione delle travi equivalenti di una struttura intelaiata con fondazione di rigidità $E_f J_f$ ed elevazione di rigidità $E_e J_e$.

13.4.3.5 *La trave equivalente « risultante »*. — Nella applicazione ad un complesso strutturale della eq. 13.55, il termine $E_0 J_0$ è indice della flessibilità della superficie di contatto terreno-struttura. Esso quindi va considerato come espressione della rigidità complessiva delle strutture, sia di elevazione che di fondazione.

La struttura di un edificio può allora essere schematizzata nel modello della fig. 13.64 scindendola in due complessi, collegati fra loro in parallelo: uno inferiore, costituito dall'orizzontamento della fondazione, che viene rappresentato da una trave equivalente di rigidezza $E_f J_f$, e l'altro, superiore, costituito

dall'insieme degli orizzontamenti in elevazione con l'intervento, ove se ne voglia tener conto, anche dei pilastri, se questi sono collegati con continuità agli orizzontamenti (effetto telaio). Il complesso strutturale superiore, che è colle-

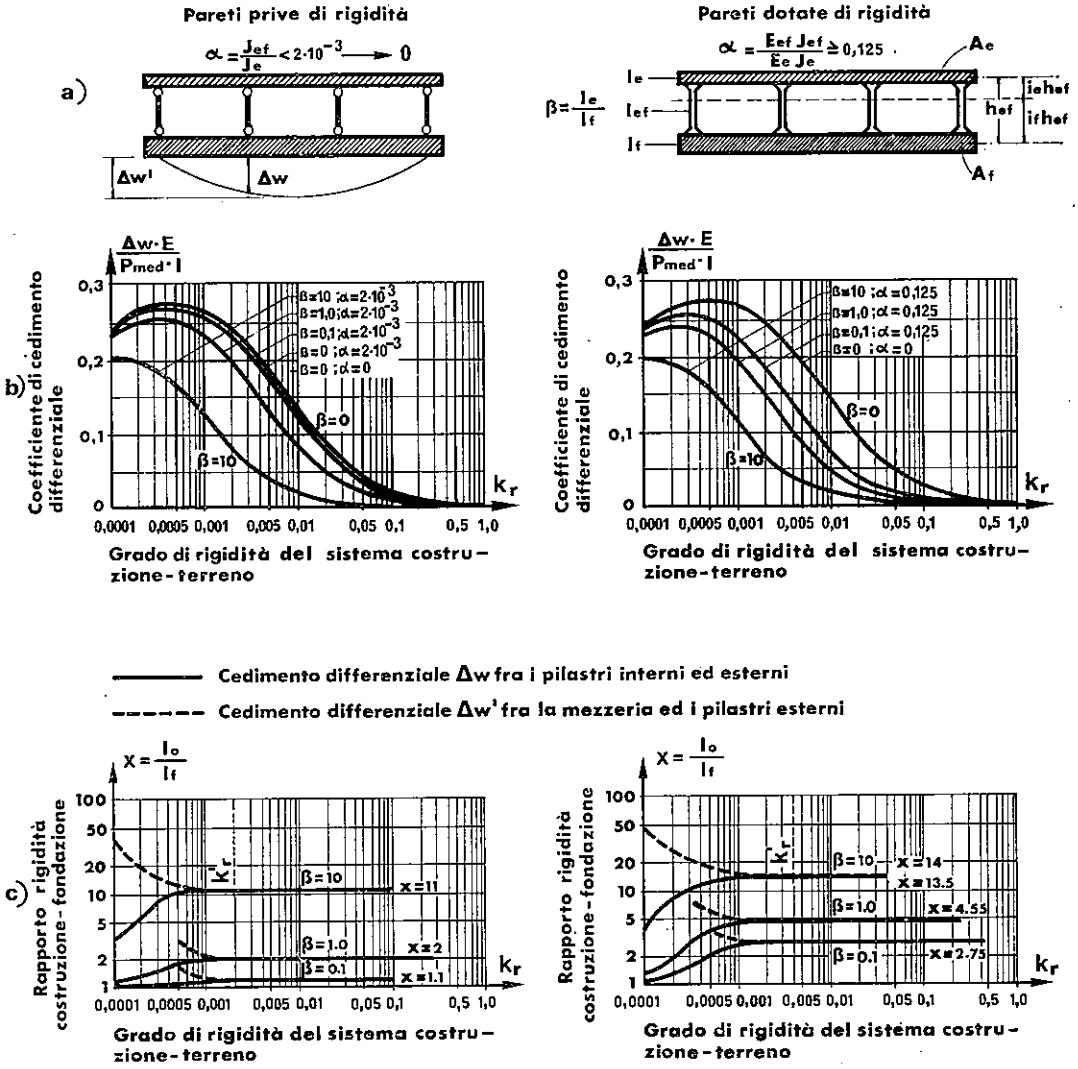


Fig. 13.65 – Interazione costruzione-terreno: *a*, modello del sistema formato dalle due travi equivalenti alla elevazione ed alla fondazione, collegate da 4 pilastri privi di rigidità o rigidi; *b*, fattore adimensionale del cedimento differenziale Δ_w fra i pilastri di estremità e quelli intermedi per $\alpha = 0{,}002$ (cerniere) e per $\alpha = 0{,}125$ (incastri) in funzione del grado di rigidità k_r del sistema costruzione-terreno; *c*, rapporto x fra la rigidità flessionale del complesso struttura (elevazione + fondazione) e quella della fondazione, in funzione della rigidezza k_r dei due predetti α e per due tipi di distorsione (Δw e $\Delta w'$ di fig. *a*).

gato a quello di fondazione, tramite i pilastri del piano terreno, viene caratterizzato da una rigidità complessiva $E_e J_e$ che individua, così, una ideale trave equivalente alla sovrastruttura (per il contributo delle tamponature v. fig. 13.61).

Dalle due travi risulta un modello strutturale la cui rigidità è rappresentativa delle due e che può definirsi *trave equivalente risultante*.

Tale modello, che è schematizzato in fig. 13.65, assume l'aspetto di una trave Vierendel il cui corrente superiore rappresenta la elevazione e quello inferiore la fondazione. Il momento d'inerzia del complesso è esprimibile con una formula del tipo [1]:

$$J_0 = J_e + J_f (1 + \Theta) = X J_f \tag{13.59}$$

dove il coefficiente Θ è funzione del grado di collegamento fra i pilastri e le travi e quindi della rigidità dei pilastri e della loro densità.

Indicando con h_{ef} la distanza fra gli assi delle due travi equivalenti (v. fig. 13.65 *b*) il coefficiente assume la forma

$$\Theta = (i^2_e A_e + i^2_f A_f) \frac{h^2_{ef}}{J_f} \tag{13.60}$$

dove $i_e h_{ef}$ ed $i_e h_{ef}$ rappresentano le distanze rispettivamente degli assi delle due travi equivalenti dall'asse di inerzia del loro complesso.

Con pilastri di rigidità nulla, ad esempio cernierati alle estremità non essendovi collegamento di taglio fra le due travi, la rigidità totale è solo la somma delle due (non si verifica il comportamento a trave Vierendel) cosicchè risulta $\Theta = 0$, mentre con estremità incastrate, ossia con un collegamento rigido e denso fra le due travi, come avverrebbe per una trave reticolare o a parete piena, viene un asse di inerzia della sezione totale e quindi $i_e + i_f = 1$.

La fig. 13.66 mostra la variazione di Θ in funzione di β [1] $= J_e/J_f$ per una struttura con rapporto, che si riscontra frequentemente, fra il momento di inerzia dei pilastri del primo ordine e quello delle fondazioni:

$$\alpha\ (^1) = \frac{J_{ef}}{J_f} = 0{,}125 \tag{13.61}$$

Dalla conoscenza del momento di inerzia della trave equivalente risultante si risale alle pressioni di contatto che sono quelle che sollecitano la struttura di fondazione.

Quando l'elevazione è collegata alla fondazione con pilastri solidale $k_r \leq 0{,}0004$, occorre fissare Θ in base alle conoscenze che derivano dall'esperienza di altri casi potendosi verificare sia Δw che $\Delta w'$ di fig. 16.65 *a*.

Da quanto precede appare quanti fattori di incerta valutazione intervengano nella valutazione del momento d'inerzia della trave equivalente risultante, che rappresenta la deformabilità del complesso strutturale elevazione-fonda-

---

[1] Norma DIN 4019: viene presupposto lo stesso materiale per fondazione ed elevazione e quindi non interviene il modulo. Nel caso di materiali diversi basta variare un momento di inerzia nel rapporto dei moduli.

zione, e quindi la scarsa approssimazione con cui può essere determinata. È allora affidato alla sensibilità del progettista lo stabilire se, in casi particolarmente delicati, non sia prudente porsi nei calcoli dal lato della sicurezza verificando i casi limite di deformabilità delle travi equivalenti.

Vari Autori hanno analizzato l'influenza del numero dei piani sulla rigidità della elevazione. Mentre alcuni, fra i quali Meyerhof, considerano che la rigidità aumenti proporzionalmente al numero dei piani, Schültze trova, da misure eseguite su costruzioni su terreno sabbioso, che l'influenza degli orizzontamenti sulla rigidità del complesso è limitata ai primi piani: al massimo a quattro.

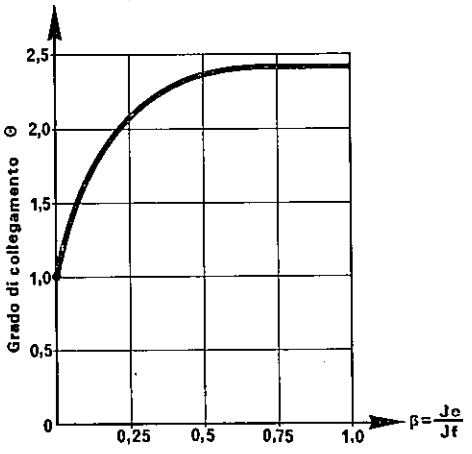


Fig. 13.66 – Curva del grado di collegamento Θ in funzione del rapporto delle rigidità delle travi equivalenti d'elevazione e di fondazione (Sommer).

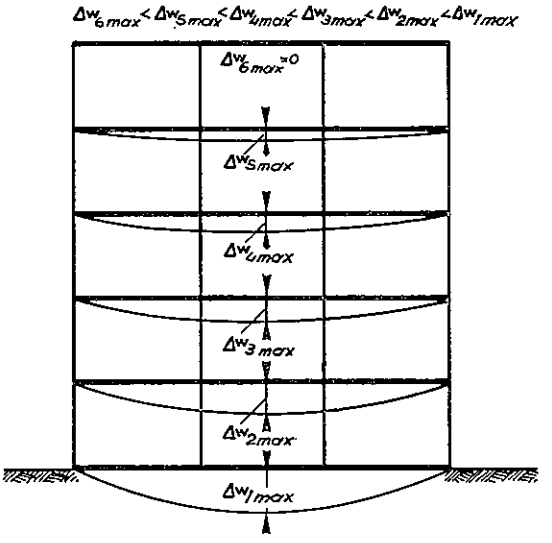


Fig. 13.67 – Smorzamento delle inflessioni degli orizzontamenti di una struttura intelaiata a partire dal piano terreno, per cedimenti del terreno di base in corso d'opera (Schültze).

Di conseguenza propone (1968) che nella valutazione della rigidità flessionale $E_c J_c$ della elevazione, vengano considerati solo i tre primi piani. Ciò in quanto, tanto più si va in alto, tanto meno gli orizzontamenti fanno a tempo a partecipare alla totale deformazione della base.

Schültze avvalora, inoltre, il suo punto di vista con la considerazione che la deformazione, con carattere di avvallamento, dia luogo ad una ridistribuzione dei tagli negli orizzontamenti stessi con trasmigrazione dei carichi verso il perimetro talchè i pilastri esterni vengono più sollecitati di quelli interni. Ciò provocherebbe, in essi, un raccorciamento maggiore rispetto agli interni, con alterazioni della curvatura negli orizzontamenti più alti, come si vede in figura 13.67. Vi contribuirebbe anche la fondazione per lo spostamento dei carichi verso l'esterno.

Va rilevato che le misure sono state eseguite su un fabbricato poggiato su un terreno a rapido assestamento, e comunque lette mano a mano che procedeva la costruzione degli orizzontamenti, mentre il risultato a lungo termine, su un terreno coerente, potrebbe essere sensibilmente diverso. Limitare il calcolo della trave equivalente ad un numero ridotto di piani appare quindi giustificato solo con terreni a rapido assestamento.

13.4.3.6 *Validità ed uso della trave equivalente.* — Nello schema della fig. 13.65 *b* è descritta la relazione fra il fattore di rigidità del sistema struttura-terreno k_r ed il cedimento differenziate Δw della base, espresso da un coefficiente adimensionale $\dfrac{\Delta w\, E}{p_{\text{med}}\, l}$.

Sono considerati due valori del rapporto di rigidità α pilastro-fondazione e diversi rapporti β delle rigidità delle due travi equivalenti, rispettivamente, alla elevazione ed alla fondazione.

Viene rilevato (Sommer) che se la rigidità del sistema complesso strutturale-terreno k_r è maggiore di un certo valore k'_r (fig. 13.65 *c*), la superficie di fondazione viene irrigidita dalla elevazione con pari effetto sotto i pilastri ed al centro delle campate, indipendentemente dal valore di k_r, il che vuol dire che tutta la trave di fondazione assume curvatura di segno costante (unica onda).

Se invece la rigidità del sistema complesso strutturale-terreno è inferiore a k'_r (fig. 13.65 *c* la deformazione della superficie di fondazione al centro delle campate ha curvatura di segno diverso che sotto i pilastri, ossia la trave di fondazione si deforma ad onde e l'entità dipende dal valore di k_r.

Ugualmente, viene rilevato che, se la rigidità della elevazione è sensibilmente maggiore di quella della fondazione ($I_e/I_f > 10$), l'effetto di maggiore irrigidimento del piano di fondazione, dovuto alla rigidità della elevazione, è ancora risentito in maniera diversa in mezzeria delle campate e sotto i pilastri, per qualsiasi valore di k_r.

Ora per il presupposto, per la validità della trave equivalente, è che l'effetto dell'irrigidimento prodotto dalla elevazione sia rinteso parimenti lungo tutta la trave di fondazione, ossia questa non si deformi verso l'alto fra due pilastri. Di conseguenza la rigidità della trave equivalente del sistema costruzione-terreno non può essere usata nei seguenti casi:

a) quando la rigidità del sistema fondazione-terreno è inferiore a k'_r. Il fattore limite k'_r cresce con il grado d'incastro dei pilastri e con la stessa rigidità dei pilastri. Se i pilastri di collegamento delle strutture di fondazione a quelle di elevazione sono privi di rigidità (cerniere) risulta $k'_r = 0{,}002$, se rigidi, ossia collegamento continuo, $k_r' = 0{,}004$;

b) quando $J_e > 10 > J_f$;

Se l'elevazione è collegata alla fondazione attraverso pilastri cernierati la rigidità è somma delle due ($\Theta = 0$) (Kramovic 1955).

Se il collegamento con i pilastri è continuo il sistema può essere considerato come trave reticolare con la formula (13.60) dove Θ è crescente con il

numero di appoggi e con la loro rigidità come pure con il rapporto fra la rigidità della elevazione e della fondazione.

Quando le due travi abbiano rigidità paragonabile, e complessivamente non eccessiva, la costruzione, nel suo complesso, segue i cedimenti del terreno opponendo scarsa resistenza. Al cap. 10 si è visto che per tale situazione che corrisponde a $k_r < 0{,}5$ la ridistribuzione delle pressioni è piccola.

La differenza fra il diagramma delle pressioni di contatto per rigidità infinita e quello per rigidità nulla produce allora uno stato di sollecitazione (flessione e taglio) che viene ripartito fra trave equivalente di fondazione e trave equivalente in elevazione, in rapporto alle loro rigidità.

Un calcolo di seconda approssimazione può essere condotto rivedendo i cedimenti a seguito della ridistribuzione dei carichi fra i pilastri.

13.5 Intervento del tempo nella interazione.

Fin qui si è considerata una situazione stazionaria, indipendente dal tempo, ossia come se il terreno reagisse immediatamente e totalmente, mano a mano che progrediscono i lavori di costruzione.

Ciò è ben diverso, nella realtà, con terreni che subiscono un processo di consolidazione in condizioni drenate, terreni che sono poi quelli maggiormente cedevoli (fig. 13.60).

Nella valutazione del fenomeno di interazione va allora considerato che questo è funzione del tempo tanto che terreni fortemente cedevoli manifestano il loro assestamento sotto i carichi della costruzione in un tempo notevolmente lungo, a volte per tutta la vita dell'opera. I materiali a loro volta subiscono delle deformazioni viscose lente che, per alcuni (ad esempio il fluage per il conglomerato) sono notevoli, più che doppie di quelle elastiche.

Ove si consideri che il cedimento su terreni molto cedevoli è dovuto in parte a fenomeni di rifluimento ed in parte a fenomeni di consolidazione, può accadere che in un primo tempo predomini il rifluimento ed in un secondo la consolidazione, come si è visto al cap. 10. I due fenomeni possono addirittura far mutare nel tempo il segno della curvatura della fondazione (fig. 13.60 *b* e *d*).

Pertanto la ridistribuzione delle azioni dei pilastri, legata a quella delle pressioni di contatto, varia nel tempo con continuità, perchè varia la congruenza, e resta vincolata costantemente nella sua totalità alle sole leggi dell'equilibrio.

Questa evoluzione continua dello stato di sollecitazione è quindi legata al decorso dei cedimenti nel tempo il quale può essere calcolato, come visto al n. 8.3.2, con riferimento al coefficiente di consolidazione C_v. Questi però è conosciuto solo da schematizzazioni di libro, che inevitabilmente si discostano dalla realtà per molteplici ragioni, di cui la più influente è la ipotizzazione di una stratificazione di potenza costante, drenata in modo chiaro e di note caratteristiche geotecniche; al cap. 10 sono riportati i risultati di misure.

Occorre poi la conoscenza del coefficiente di fluage del materiale di cui è

fatta la struttura, che dipende da tanti fattori aleatori: per il conglomerato dalla sua età al momento in cui viene sollecitato, dall'umidità dell'ambiente, dalle caratteristiche dell'impasto, dati questi che possono trarsi in parte dalle raccomandazioni del CEB/F.I.P.

Questo metodo di calcolo, che può essere impostato in termini precisi ma il cui risultato è incerto ed aleatorio in dipendenza della scelta iniziale dei coefficienti, è stato affrontato da alcuni Autori (1) senonchè riteniamo che possa essere semplificato accettando dei compromessi che, peraltro, non implicano incertezze di grado inferiori a quelle della scelta dei parametri geotecnici.

Ad avvalorare l'attendibilità del procedimento approssimato, che viene qui suggerito, sta anche il fatto che l'effettiva influenza delle deformazioni impresse (stati di coazione) sullo stato di sollecitazione di una struttura non si mantiene nel tempo bensì si attenua per effetto delle deformazioni viscose (2) dei materiali.

Per rendersi conto del fenomeno si consideri, ad esemplificazione, l'orizzontamento continuo su 4 appoggi della fig. 13.68 prelevato da un solaio di un'ossatura di un edificio.

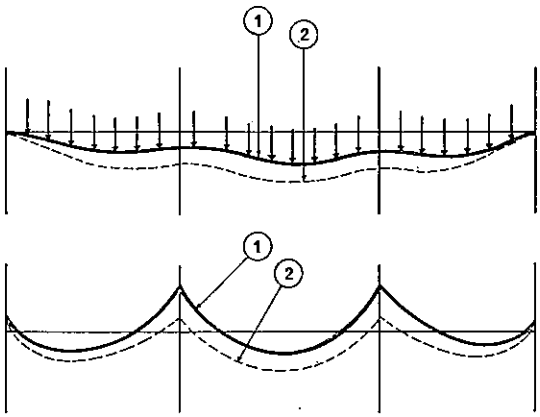


Fig. 13.68 – Evoluzione delle sollecitazioni flessionali in una trave di un solaio per fluage del conglomerato della struttura.

I carichi applicati producono il diagramma dei momenti contrassegnato (1) in figura 13.68. Ove si verifichi un abbassamento dei due pilastri intermedi, rispetto ai laterali, il che corrisponde ad un avvallamento delle fondazioni, il diagramma dei momenti trasla portandosi nella posizione (2) e, di conseguenza,

(1) Si veda ad esempio: CHAMECKI, « *Structural rigidity in calculating settlements* », Proceedings of the American Society of Civil Engineering 1956.

(2) CESTELLI GUIDI C., « Effetto della viscosità su una struttura a vincoli variati » in *Il cemento armato*, maggio 1959.

si ha una trasmigrazione delle forze dai pilastri centrali verso quelli laterali, per taglio corrispondente alla variazione dei momenti flettenti.

Senonchè, a causa della viscosità del materiale, gli effetti di questa deformazione impressa si attenuano nel tempo, come se si producesse lentamente una distorsione di segno opposto a quella iniziale.

Ne consegue che ove il cedimento differenziale si sia stabilizzato il diagramma (2) tende nel tempo verso il diagramma (1) con riduzione dei momenti prodotti dalla distorsione, ossia lo stato di sollecitazione tende a ritornare a quello originario. Di conseguenza il fenomeno interativo della ridistribuzione delle sollecitazioni andrebbe espresso da una equazione differenziale nel tempo poichè ad ogni istante il terreno, consolidandosi, provoca un incremento dello stato di sollecitazione nella struttura, con ridistribuzione dei carichi, cui segue una attenuazione del fenomeno a causa della viscosità del materiale delle strutture. L'intervento di deformazioni plastiche ove le sollecitazioni superino certi limiti collaborano alla attenuazione del fenomeno cosicchè può pensarsi come ad una gara di velocità fra deformazioni e fluage che può anche rendere trascurabili gli effetti delle prime.

Il fenomeno è più complesso di quanto non sembri a prima vista poichè al fluage del conglomerato corrispondono deformazioni che comportano variazioni della distribuzione delle pressioni di contatto.

Dovrebbe quindi ricercarsi una risoluzione step-by-step senonchè la difficoltà di far intervenire questi vari fenomeni, che si sovrappongono, con una scelta attendibile dei coefficienti, ed il fatto che si trascurano importanti fattori quali ad es. che una costruzione non viene posta sul terreno dopo ultimata, bensì costruita in tempi più o meno lunghi, induce a semplificare il problema. Ci si può affidare a procedimenti di larga approssimazione, nella convinzione che la ricerca di una maggiore esattezza sia illusoria e sia più facile ottenere l'ordine di grandezza del fenomeno da un procedimento basato su una interpretazione degli avvenimenti con sensibilità ingegneristica che non da calcoli laboriosi attraverso i cui meandri si perde l'orizzontamento del reale comportamento della struttura. Comunque sarà l'esame di casi estremi ad assicurare che la realtà sia compresa da essi.

Può tenersi conto della adattabilità del materiale, a seguito delle deformazioni viscose, adottando un valore del modulo.

$$E_{eq} = \frac{E \text{ elastico}}{1 + \psi_{max}} \tag{13.62}$$

ove

$$\psi_{max} = \frac{E \text{ finale}}{E \text{ elastico}} \tag{13.63}$$

Va però considerato che le strutture cementizie, di cui sono frequentemente costituite le fondazioni, hanno deformazioni viscose che vanno attenuandosi con l'invecchiamento del materiale.

Considerato che i forti cedimenti difficilmente si verificano integralmente durante la vita dell'opera si propone di assumere:

$$\psi = \frac{1}{2}\,\psi_{max} \tag{13.64}$$

nel valutare la riduzione del modulo del materiale per sollecitazione permanente.

BIBLIOGRAFIA

Oltre alla bibliografia già citata per il cap. 10:

TERZAGHI K. e R. PECK, « *Soil Mechanics in Engineering Practice* », Wiley 1967.

LEONARDS G. A., « *Les Fondations* », Dunod, Parigi 1968.

BOWELS, « *Foundation analysis and design* » McGraw-Hill 1968.

PECK R. B., HANSEN W. F. e T. H. THORNBURN, « *Foundation Engineering* », Wiley 1973.

TOMLINSON M. J., « *Foundation design and construction* », Pitman 1975.

ZEEVAERT L., « *Foundation Engineering for difficult subsoil conditions* », Reinhold 1973.

BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY, « *Settlement of structures* », Cosos-Pentech Cambridge 1974.

WINTERKORN H. F. ed HSAI-YANG FANG, « *Foundation Engineering Handbook* » Reinhold 1975.

SHERIF G. e G. KÖNING, « *Rafts and beams on compressible subsoil* », Springer Verlag, Berlin 1975.

Si citano le istruzioni: tedesche DIN Gruppo 417 DK 6241 « *Erdbau, Grundbau, Tunnellbau* »; francesi DTU 13-1 « *Fondations superficielles* »; inglesi CP 2004 « *Code of practice for foundation* ».

Si richiama in particolare la Conferenza speciale « *Design of Foundation to reduce settlements* » Evanston-ASCE 1964.

CAPITOLO 14

FONDAZIONI PROFONDE

PALI - SETTI DI PARATIA

14.1 Definizione di fondazione profonda.

La fondazione profonda, come è evidente dalla definizione, consegna il carico della sovrastruttura al terreno in una zona più profonda di quanto non operi una fondazione superficiale.

I sistemi di fondazione profonda sono molteplici: fondazione per sottomurazione; a cassoni autoaffondanti o ad aria compressa; a pozzi; a pali; a paratia; a masso di terreno consolidato per iniezioni.

Il sistema e la profondità da raggiungere sono intimamente correlati fra loro; sulle scelte influisce la presenza o meno dell'acqua e, come sempre in ogni problema di ingegneria, vi influisce il fattore economico.

Una suddivisione tipologica concettuale delle fondazioni profonde può basarsi sulle modalità di trasferimento delle forze da esse al terreno e quindi possono distinguersi quelle a cassoni, per le quali essendo piccolo il rapporto fra fra altezze-dimensione della base è predominante la resistenza di base, da quelle su pali o paratie per cui nella maggioranza dei casi, essendo il detto rapporto elevato, è predominante la connesione laterale con il terreno.

Le fondazioni su pozzi possono avere comportamento più vicino all'uno o all'altro tipo a seconda del rapporto altezza-diametro della base.

È evidente, poi, che decisivo per il funzionamento statico, e quindi anche per la scelta del sistema, è la natura del sottosuolo: ad esempio il raggiungimento del bedrock pone sempre in primo piano la portanza di base.

In questo capitolo si tratterà, in particolare, delle fondazioni su pali e su setti di paratia, nel cap. 20 si farà cenno al consolidamento per iniezioni mentre per i cassoni si rinvia alla letteratura specializzata sulle opere idrauliche e marittime. Le fondazioni a pozzi, usate frequentemente in presenza di forte spinte, solo con un ufficio di sbarramento di moti del terreno in zona di frana, quali i cosiddetti pozzi « spina », ovvero anche come portanti, quali fondazioni di pile di viadotti, possono essere incluse fra i pali di grande sezione, conside-

rato che oggi vi sono attrezzature per eseguire pali di diametro fino a 3 m, comunque dei pozzi si dirà al cap. 17, parlando dei blocchi di ancoraggio.

Si tratterà della tecnologia esecutiva dei pali esclusivamente negli aspetti strettamente collegati alla progettazione e quindi alla scelta e dimensionamento del tipo poichè, se una trattazione sarebbe stata facile un tempo, quando esisteva un solo tipo di attrezzatura per tutti i terreni, sarebbe troppo impegnativo per un volume generico sulla Tecnica delle Fondazioni, oggi che si ha un procedimento esecutivo per ogni tipo di terreno (v. 14.2).

Infine è d'uopo ripetere, anche parlando delle palificate, quanto è stato già rilevato al cap. 13 a proposito delle fondazioni superficiali e cioè che, troppo spesso, viene invocato l'impiego della fondazione profonda, ed in particolare dei pali, sulla base di fantomatiche indagini od esibizione di certificati di laboratorio a titolo burocratico, senza eseguire una attenta analisi, con mentalità geotecnica, della interazione della fondazione con il corpo di terreno da essa investito.

14.2 Tipologia dei pali.

14.2.1 Classificazione.

I tipi di pali possono sostanzialmnte essere classificati in due categorie principali, che si distinguono per l'aspetto esecutivo e per la diversa connessione con il terreno.

La prima comprende i pali posti in opera senza asportazione del terreno per far posto al palo.

Tale categoria, a sua volta, comprende i pali costruiti secondo due tecnologie diverse: quelli prefabbricati ed infissi e quelli gettati in palo-forma metallico tubolare, a puntazza apribile, infissi nel terreno ed estratti, mano a mano, che si esegue il getto del conglomerato. Questi due sistemi differiscono fra loro agli effetti statici per il fatto che la superficie di contatto con il terreno dei primi è liscia e dei secondi è scabra.

La seconda categoria di pali, comunemente detti « trivellati » o « preforati » vengono, nel sistema originario, ancora gettati in un foro ottenuto dalla infissione di un tubo metallico (virola) ma senza puntazza cosicchè, a differenza dei pali della prima categoria, questi vengono eseguiti asportando il terreno alla base del tubo, mano a mano che esso affonda.

Il progettista sceglie fra questi tipi in relazione alla natura del terreno attraversato, di quello alla base ed anche della estensione e delle caratteristiche della palificata (ad es. densità dei pali), e ciò non solo in vista della portanza ma anche della convenienza esecutiva ed economica.

14.2.2 I pali infissi.

14.2.2.1 *Pali in legno.* — Le antiche palificate in terreni paludosi venivano realizzate con pali di legno, ricavati dagli stessi fusti degli alberi. Sulle

palafitte, in tempi preistorici, si viveva e su palificate in legno sono state edificate, in tempi meno remoti, delle città. Questi pali, che presentano buona resistenza all'affondamento, anche per la loro forma leggermente conica, si conservano quando sono completamente immersi in acqua dolce ed anzi, con il trascorrere del tempo, il legno subisce un processo di pietrificazione.

Sono sconsigliabili in acqua salata poichè vengono attaccati da organismi marini (benchè si siano avute molte applicazioni anche in mare).

Per garantirsi dal pericolo del bagnasciuga vanno esaminate le possibili variazioni della falda, prodotte da circostanze naturali, ma anche per lavori nelle vicinanze, come drenaggi, fognature ecc.

Va poi posta attenzione al deterioramento dei pali in legno durante l'infissione, ed a volte senza che l'operatore se ne avveda, principalmente quando la punta perviene a strati resistenti. Infatti, in questi casi si produce la rottura del palo con noto effetto, così detto, di telescopio e i conseguenti cedimenti della testa del palo, sotto i colpi della mazza, vengono, erroneamente, interpretati per affondamento della sua punta nel terreno.

I pali in legno hanno lunghezza limitata: da 3 a 10 m ed al massimo 15 m, e quindi non servono quando si debbano raggiungere sensibili profondità.

L'uso del legno « lamellato » e le moderne tecniche d'impregnazione del legname ripropongono nuovi impieghi ai pali in legno.

14.2.2.2 *Pali prefabbricati in conglomerato.* — I pali in conglomerato prefabbricati ed infissi, vengono costruiti con sezioni di forma diversa (quadrata, cava centrifugata ecc.).

Essi possono riportare parte del carico alla punta su uno strato resistente ma maggiormente lo diffondono nel terreno circostante per connessione laterale ed allora sono idonei i pali a profilo conico. Pali infissi trovano largo impiego con i terreni incoerenti sciolti e la loro infissione può essere facilitata iniettando a pressione lungo il fusto, dal basso verso l'alto, acqua. Tale processo può peraltro menomare la portanza del palo.

Quando il palo porta prevalentemente per aderenza laterale, se è del tipo prefabbricato ed infisso, subisce un assestamento iniziale alla applicazione del carico, minore di quello che avrebbe un palo di tipo preforato. Il palo infisso è inadatto quando il terreno possiede una struttura scarsamente permeabile come avviene con l'argilla perchè il destarsi delle sovrapressioni interstiziali distrugge ogni effetto di compattazione, quanto meno a breve termine.

I pali infissi presentano il vantaggio del controllo continuo della resistenza, in base alla misura del rifiuto, ma la loro lunghezza, una volta iniziata l'infissione, specie se in c.a., non può essere variata altro che con onerosi provvedimenti, inoltre i pali infissi attraversano con difficoltà strati resistenti, anche di piccola potenza.

Le modalità di infissione del palo hanno grande importanza agli effetti sia del rendimento della infissione, sia della resistenza ai colpi del palo stesso. Battendo col maglio sulla testa del palo l'onda di compressione si propaga

verso il basso ed è riflessa, in senso inverso, sotto forma di compressione, se il terreno alla punta è resistente, e di trazione in caso diverso.

Quindi lo sforzo in una generica sezione del palo, sottoposto a battitura ad elevata frequenza, è dovuto alla sovrapposizione delle onde discendenti ed ascendenti. Se il suolo, alla punta, è particolarmente resistente, lo sforzo dinamico di compressione è elevato.

Le armature longitudinali hanno grande importanza sia per le sollecitazioni che si verificano durante il trasporto del palo dallo stabilimento di fabbricazione al cantiere di infissione, sia per resistere all'azione dinamica dell'infissione ed a quella statica, in opera, sotto carico. La staffatura cerchiante deve essere particolarmente ravvicinata in prossimità della testa e della punta che sono i tratti più sollecitati dalla infissione.

I pali fatti fuori opera debbono essere verificati alla instabilità trasversale sotto i colpi del maglio, durante l'operazione di infissione. Le migliori condizioni di infissione si hanno con magli pesanti e piccola altezza di caduta, i sistemi automatici a rapida frequenza sono sconsigliabili.

Alcuni autori consigliano il rapporto 10 fra peso del maglio e peso a metro lineare di palo, per lunghezze normali. Sembra più logico però stabilire il rapporto minimo, fra il peso del maglio e quello totale del palo nel valore 2 per pali di legno ed 1 per quelli in cemento; comunque il peso del maglio non dovrà scendere al disotto della metà del peso del palo.

L'infissione in sabbia densa è difficile e non si riesce a superare i 5-6 m poichè le resistenze aumentano rapidamente con la profondità, a meno di ricorrere a moderni vibratori. Se invece la sabbia è sciolta, l'aumento di resistenza con l'approfondimento è molto scarso.

Le vibrazioni della infissione producono una compattazione di sabbie sciolte, principalmente se immerse in acqua, difficilmente invece si riesce a produrre una riduzione di volume di una argilla satura, a causa dell'insorgere di notevoli pressioni interstiziali che, in casi speciali, si cerca di ridurre facendo precedere l'infissione dalla esecuzione di dreni in sabbia o dotando gli stessi pali prefabbricati di elementi drenanti. L'infissione peraltro, anzichè per battitura o vibratura, può essere fatta a pressione (ad es. pali-tronconi per sottofondazioni: (v. fig. 20.15).

La resistenza incontrata nell'infissione non è sempre correlabile a quella che offrirà il palo in opera sotto il carico statico. In argille molli limose, prossime al limite di liquidità, l'infissione produce la liquefazione del terreno, cosicchè la resistenza all'affondamento è minima mentre poi la resistenza laterale riprende nel tempo poichè il terreno riacquista resistenza al taglio per fenomeno di tixotropia. Con limi argillosi sovraconsolidati la resistenza, invece, decresce nel tempo.

Quando si abbiano difficoltà d'infissione del palo, per raggiungere una determinata quota, si può usare il sistema misto di forare con sonda il terreno per un primo tratto e poi battere entro il foro il palo prefabbricato. Tale sistema, che potrebbe definirsi « misto », è stato adottato, con successo, in sabbia fine in acqua (specie in condizioni artesiane) rifluente entro le tubazioni di pali

preforati, così da ostacolarne fortemente l'esecuzione. Il collegamento fra il troncone infisso ed il tratto superiore gettato in opera, deve essere attentamente curato.

Possono infine includersi fra i pali infissi quelli realizzati in terreni molli facendo uso delle moderne tecniche della vibrointrusione di ghiaie. Si ottengono vere « colonne di ghiaia » aventi funzione statica ma soprattutto drenante nei riguardi dei fenomeni di consolidazione. Si ritorna così a vecchi sistemi (Compressol) avvalendosi di nuove tecnologie.

14.2.2.3 *Pali in acciaio.* — L'uso dei pali in acciaio in Italia è sostanzialmente limitato alle opere marittime « off shore « (pontili, piattaforme, briccole...).

Qualora la penetrazione nel terreno lo consenta, i tubi di acciaio sono muniti di puntazza, altrimenti sono aperti, o parzialmente chiusi, da setti piani a croce, in modo da dar luogo alla formazione alla base di un « tappo » di terreno.

L'infissione può essere preceduta od accompagnata dalla trivellazione per consentire o facilitare l'attraversamento di strati duri.

Importante è la protezione dalla corrosione nel tratto di bagnasciuga con appositi rivestimenti; in casi particolari può anche ricorrersi alla protezione catodica.

Vi sono dei tipi di palo in acciaio che hanno un'elica in prossimità della punta che serve per « avvitarli » nel terreno e per aumentare la superficie di base.

14.2.2.4 *Pali infissi gettati in opera.* — Il secondo tipo della prima categoria dei pali infissi può essere considerato come sistema intermedio fra l'infisso ed il preforato.

A seconda del brevetto la puntazza del tubo infisso è costituita da un tappo di conglomerato, collegato per incastro al tubo che, terminata l'infissione, si stacca dal tubo, sotto la pressione del conglomerato, e resta incluso nel bulbo di base, ovvero la puntazza è di lamiera e si apre quando viene iniziato lo sfilaggio della tubazione consentendo così il getto per la formazione del palo.

Il conglomerato viene vibrato o pestonato, mano a mano che si sfila il tubo cosicchè, in definitiva, viene prodotta una maggiore compattazione del terreno che non con i pali prefabbricati ed infissi. Essi costipando energicamente il terreno laterale formano delle protuberanze, in relazione alla resistenza offerta dagli strati attraversati, cosicchè sono adatti per diffondere il carico lungo il fusto, principalmente nelle sabbie e ghiaie poco dense, nelle quali l'aderenza fra palo e terreno sarebbe altrimenti non sfruttata in pieno.

I pali di questo tipo presentano il pericolo di danneggiarsi vicendevolmente, come mostrato in fig. 14.1, a causa degli spostamenti orizzontali del terreno prodotti dalla infissione, principalmente se il terreno è scarsamente compressibile e l'esecuzione di pali vicini si succede con rapidità, poichè i calcestruzzi non hanno avuto il tempo di far presa.

In un sistema costruttivo americano il tubo conico è costituito da una lamiera corrugata sottile collegata alla estremità inferiore ad un mandrino su

cui fa battuta il maglio. Ultimata l'infissione si estrae il mandrino e si procede al getto lasciando il tubo in opera.

Questo sistema d'infissione, con battitura alla base, consente l'uso di un tubo in lamiera sottile che viene utilizzato come armatura del palo unitamente ad alcuni ferri d'attesa in testa. Il getto avviene nelle migliori condizioni, all'asciutto, ed il risultato non è diverso da quello dei pali prefabbricati.

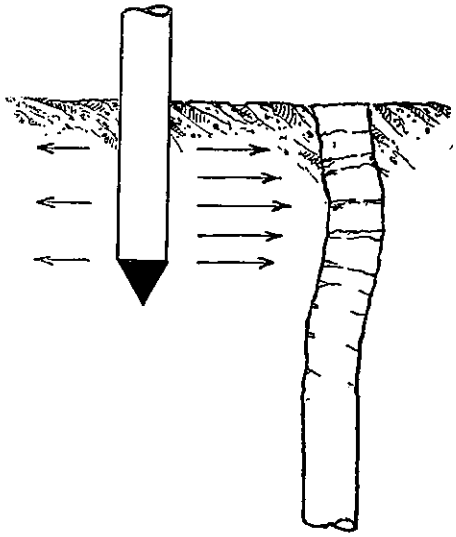


Fig. 14.1 – Effetto dell'infissione del palo-tubo su palo gettato di recente in un terreno coerente (condizioni non drenate).

14.2.3 I pali preforati.

14.2.3.1 *Pali gettati in tubo forma.* — I pali della seconda categoria, ottenuti previa perforazione del terreno, sono adatti principalmente per l'attraversamento di stratificazioni che hanno una propria struttura resistente quali le argille SC, le sabbie e le ghiaie molto addensate in quanto non ne producono un sensibile disturbo.

I pali preforati risultano anche idonei quando si debbano attraversare strati inconsistenti per raggiungere una base solida, ed in tal caso essi vengono provvisti di armatura per tutta la loro lunghezza, svolgendo essi la funzione di veri pilastri in cemento armato; così pure essi vengono impiegati tutte le volte che nelle vicinanze si hanno opere che non possono sopportare, senza danno, le sollecitazioni dinamiche prodotte dalla infissione di pali o di tubi forma. Comunque essi vengono frequentemente scelti per la facilità di esecuzione.

I pali preforati non forniscono alcun dato di resistenza durante la loro esecuzione ma, per l'estrazione del terreno durante la formazione del foro,

consentono l'esame continuo del sottosuolo ed inoltre la loro lunghezza può essere decisa all'atto esecutivo, palo per palo.

I pali preforati sono oggi i più diffusi in Italia e vengono eseguiti da qualsiasi Ditta che possieda le attrezzature ma purtroppo, a volte, priva di maestranze specializzate mentre invece una accurata esecuzione è essenziale per il buon comportamento di questi pali. Non è raro il caso che gli effetti di una scadente esecuzione (fig. 1.53) venga interpretata come inefficiente connessione palo-terreno, anche se oggi si hanno moderne attrezzature di controllo della esecuzione.

Il metodo più antico di esecuzione dei pali preforati è quello « pensilvano » derivato circa 60 anni fa dalle tecniche petrolifere. L'attrezzatura è costituita da argano, capra, curetta (sonda con valvola a ciabatta) e scalpello a percussione, in tubazione di rivestimento, come utensili di scavo e come utensile di getto del conglomerato benna a punta conica.

L'operazione più difficile nei terreni incoerenti è dosare l'avanzamento della sonda, rispetto alla tubazione, in modo da evitare asportazioni eccessive di terreno che danneggerebbero gli stessi pali adiacenti gettati di recente ed anche le costruzioni vicine.

Durante il getto e l'estrazione del tubo in « contromazza » occorre evitare le strizioni per rifluimento di terreno o soluzioni di continuità per strappo, che si producono facilmente quando il conglomerato forma tappo alla estremità del tubo.

I fori debbono essere intubati per tutta la loro lunghezza, a meno che attraversino terreni coerenti, ed il conglomerato deve essere mantenuto sempre al di sopra della base della tubazione, durante l'estrazione, ad evitare che si possano produrre inclusioni di terreno, con soluzioni di continuità del palo.

Con le predette attrezzature è, in generale, richiesto il getto all'asciutto ma ciò è alcune volte pericoloso; così, se la tubazione va ad incassarsi nella argilla, essa può essere vuotata facilmente con una pompa ma quando poi si esegue il getto del conglomerato e si sfila il tubo, se si incontrano strati di terreno sciolto con falda in pressione, può verificarsi un sifonamento con grave interruzione del getto del conglomerato ovvero strizione della sezione.

Innanzi ad un tale pericolo conviene allora gettare tutta la colonna di conglomerato prima di iniziare lo sfilamento del tubo ovvero se la resistenza allo sfilamento della tubazione diviene troppo forte, rinunziare a prosciugare. In questo ultimo caso il conglomerato deve essere ad elevato tenore in cemento e va posato sul fondo con una benna o più praticamente utilizzando un tubo convogliatore (v. 14.2.3.2). L'arricchimento con opportuni additivi può essere utile.

Quando i pali preforati attraversano strati molto permeabili, con falda di acqua, occorre controllare che questa non sia in forte movimento, altrimenti si corre il rischio di avere il dilavamento del conglomerato, ancora fresco, dopo l'estrazione del tubo; l'acqua asporta il cemento e resta il solo inerte. Il fenomeno è particolarmente pericoloso con le correnti subalvee dei fiumi ed in questi casi, ad evitare il dilavamento, il getto nell'attraversamento di zone di

falda viene inserito in tubi in lamierino persi, messi a protezione del conglomerato fresco.

Circa le modalità di costipamento del conglomerato dei pali preforati sussistono diversi punti di vista, a volte fra loro contrastanti. Esso può essere vibrato, od anche battuto, mediante piccole volate di un pestello.

Con terreni coerenti, molto deformabili al costipamento dinamico è da preferirsi il costipamento statico e la soluzione migliore è quella, detta sopra, di riempire il tubo di conglomerato, prima di iniziare l'estrazione, in modo da creare pressione nel conglomerato ed evitare le strizioni.

Alcune volte i pali preforati debbono essere armati per tutta lunghezza; ad esempio quando trovano la resistenza alla punta, dopo aver attraversato stratificazioni molli, ovvero nel caso di pali tesi o di pali-paratia. Se la gabbia della armatura è molto lunga occorre rinunciare a battere il conglomerato, onde non correre il rischio che il pestello, urtando, deformi la gabbia stessa.

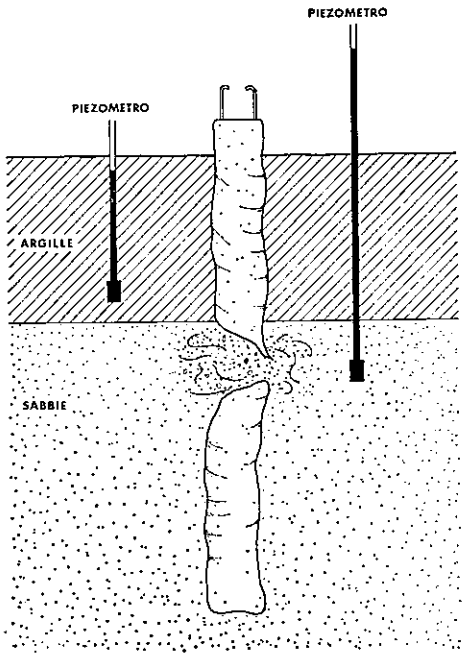


Fig. 14.2 – Soluzione di continuità di un palo trivellato in una stratificazione incoerente, sede di una falda artesiana.

Se l'armatura è limitata ad un breve tratto superiore, in modo da servire unicamente per il collegamento alla fondazione, conviene non uncinare le estremità inferiori dei ferri ad evitare separazioni e vuoti nel conglomerato.

È importante controllare la lavorabilità del conglomerato eseguendo lo slump test; la prova si svolge con il noto cono di Abrams che viene riempito di calcestruzzo e sformato.

La differenza fra l'altezza del solido di calcestruzzo sformato e l'altezza del cono (30 cm) deve essere contenuta, all'incirca fra 10 e 14 cm (slumps della consistenza fluida lavorabile).

La primitiva tecnica esecutiva dei pali di « modesto » diametro ($\varnothing$ 400 ÷ 600 mm) ha subito più una degenerazione che un perfezionamento nel corso degli anni, mano a mano che con la loro diffusione si è acquistata familiarità di esecuzione. È frequente infatti l'omissione del tubo di rivestimento, con notevoli rischi (v. figg. 1.13 ed 1.54) qualora siano presenti strati di terreno incoerente ovvero si eseguano operazioni, miranti a recuperare la colonna di rivestimento, con manovre di effetto pericoloso.

Solo in presenza di argille e limi o di masse compatte o leggermente cementate e non in falda idrica, estese per tutta la lunghezza del palo, è consentito, ed

anzi preferibile, non rivestire il foro trivellando a secco con auger (peraltro con tali terreni potrebbero essere inutili i pali) ed eseguire il getto sempre col tubo convogliatore.

Quando il palo, dopo aver attraversato una stratificazione incoerente ne trova una compatta, può arrestarsi il tubaggio. Nelle situazioni stratigrafiche inverse può invece convenire di forare direttamente lo strato coerente e poi intubare. Tale situazione stratigrafica può essere sede di falda artesiana per cui i pali sono passibili di sifonamento con i risultati mostrati in fig. 14.2.

È allora generalmente sconsigliabile eseguire pali preforati, quantomeno sospinti nello strato sede di falda artesiana.

14.2.3.2 *Pali di grande diametro gettati in tubo forma.* — Passando al campo dei pali di grande diametro, molto diffusi per la crescente richiesta di elevata capacità portante, si trovano oggi attrezzature moderne che superano agevolmente le difficoltà esecutive a cui si è fatto cenno.

Così il tubo forma viene manovrato tramite una morsa oscillante, o con i vibroinfissori nel caso specifico di terreni incoerenti in falda, e lo scavo è fatto con benne automatiche (utilizzate più per i setti) o meglio, con eliche (auger) o con « secchione » (bucket) rotante, eliminando così i pericoli della percussione.

Peraltro le attrezzature rotanti tipo « bucket », lavorando in acqua, allorchè incontrano livelli incoerenti possono destare in essi sifonamenti, per effetto pistone, durante le manovre di risalita dell'utensile. È opportuno allora adottare degli alesatori laterali e bucket di diametro inferiore a quello del foro da eseguire. Per le tecniche di betonaggio in acqua v. 14.2.3.1.

I giunti, poi, delle colonne di rivestimento non devono creare ostacoli alla risalita del conglomerato (assenza di filetti triangolari: colonna a doppia parete) e devono essere rapidamente smontabili al fine di evitare che il conglomerato faccia presa con il rischio di « tagliare » il getto alla ripresa dei lavori.

Con i pali di grande diametro che raggiungano il bedrock, per i quali la resistenza di base è quindi preponderante, è molto importante la pulizia del fondo foro, per non lasciare « cuscinetti » di materiale, possibilmente eseguita con appositi aspiratori.

Nella fig. 14.3 è indicata una delle prime applicazioni dei pali di grande diametro: la fondazione di uno dei piloni del fabbricato Le Courbusier in Marsiglia; il carico di 2000 t è distribuito su 3 pali di 1,50 m di diametro poggianti su un banco di marna. La base del palo è stata allargata a tronco di cono, tramite una opportuna attrezzatura a lame a ventola; peraltro con un maggiore approfondimento dei pali si può consentire un effetto migliore e forse di minore costo.

La fig. 14.4 mostra un tipo particolare di palo di grosso diametro studiato e realizzato per la costruzione del molo VII del porto di Trieste. A causa del notevole fondale marino occorreva prefabbricare il palo e collegarlo alla roccia di base che si rinviene sotto uno strato di limi argillosi NC. È stata scelta una sezione del palo circolare cava che si presta alla centrifugazione, ha elevato

momento d'inerzia rispetto al peso e si lascia trasportare per galleggiamento. La figura mostra l'armatura ed il getto di collegamento della base alla roccia lapidea, preventivamente perforata in modo da creare la sede del getto di collegamento.

Il controllo dell'esecuzione dei pali di grande diametro oltre che con il carotaggio diretto dei pali, in cui però difficilmente si riesce ad avere il 100% di recupero, può essere eseguito con prove non distruttive quali i controlli con gli ultrasuoni.

Si introducono nel foro, prima del getto del conglomerato, due tubi di plastica così da permettere l'inserimento in uno di essi di un sondino emittente e nell'altro ricevente.

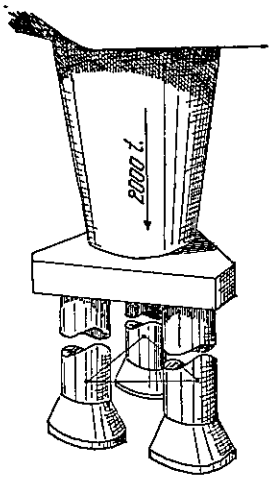


Fig. 14.3 – Fondazione con pali Benoto di un pilastro del fabbricato di Le Corbusier a Marsiglia.

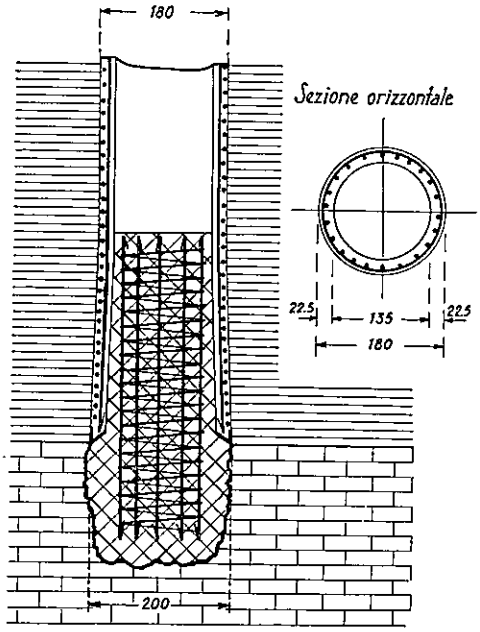


Fig. 14.4 – Palo in c.a. prefabbricato a sezione cava centrifuga e preforato alla base, ideato per la fondazione del molo VII a Trieste (Cestelli Guidi-Guiducci).

Si ottiene dai due strumenti, fatti scorrere nei tubi, una vera e propria radiografia di controllo della continuità del palo. Con altro procedimento analogo si esegue una perforazione a fianco del palo da controllare e si introduce un apparecchio emittente e ricevente di onde che misurano la consistenza del conglomerato del palo attraverso la risposta.

Tali sistemi possono essere sostitutivi, per i pali di grande diametro, delle prove di collaudo le quali, non potendo essere spinte fino ad accertare la por-

tanza del terreno (almeno 1,5 volte il carico di esercizio), hanno il solo scopo di controllare la qualità dei getti (v. 4.2.7.3.2).

14.2.3.3 *Pali gettati in circolazione di fanghi.* — La tecnologia di sostenere il preforo con miscele colloidali di acqua e bentonite è nata, per caso, nel Benton (da cui il nome delle argille) in U.S.A. verso la fine dell'800 per la perforazione di pozzi petroliferi.

La stabilità del foro è assicurata da una parete gelatinosa (cake) di sospensione di argille (gel), aventi marcate proprietà tixotropiche, che si forma per filtrazione della miscela nel terreno circostante al foro.

Tale parete è impermeabile e nel foro si instaura un regime idrostatico. Se però il terreno è molto permeabile il fango si disperde cosicchè la parete di rivestimento non si forma ed il terreno frana nel foro, favorito dall'effetto lubrificante del fango stesso.

Il sistema non è quindi efficace nei terreni ghiaiosi. Nei terreni sabbiosi lo è solo se il livello del fango (z_f) raggiunge il piano campagna e se la quota piezometrica (z_w) si trova ad una profondità tale che:

$$\sigma_{vf} > \sigma_{v0}\,; \quad \gamma_f\, z_f > \gamma_w\, z_w + K_{ac}\, \gamma\, (z_f - z_w) + \gamma'\, z_w \tag{14.1}$$

essendo γ_f il peso specifico del fango e K_{ac} il coefficiente di spinta su superficie cilindrica (v. fig. 17.1).

Il valore di γ_f è prossimo all'unità (dosaggio di bentonite fra 6÷12%) e poichè K_{ac} è maggiore nel tratto iniziale del foro, l'operatore deve controllare che sia $z_f - z_w > 0$: quindi non vi può essere stabilità se la falda è artesiana ($z_w > z_f$). La stabilità è inficiata anche se l'acqua è salmastra o, comunque, contenga elementi che inneschino la flocculazione della bentonite.

Contrariamente a quanto, alcune volte, si sente dire, non sussiste un effetto lubrificante della miscela fra palo e terreno, anzi, se si esamina l'equilibrio delle tensioni radiali efficaci (v. fig. 6.62) calcestruzzo-terreno, si vede che i fanghi facilitano la mobilitazione dell'attrito laterale del terreno sui pali.

Se però vengono immessi nel foro, separatamente, acqua e bentonite in polvere e mescolati con la stessa trivella che esegue la perforazione, anzichè una miscela preventivamente confezionata, si formano grumi di bentonite che pregiudicano la resistenza laterale del palo.

Pertanto la preparazione (miscelatori a iniettori e simili) e la messa in opera dei fanghi (vasca di dissabbiaggio e simili) sia in circolazione « diretta » che « inversa », nonchè le tecniche di scavo (uso del solo buckt con alesatori antipistonaggio; uso all'« air lifting » dette in gergo marittimo « sorbona » per la pulizia della base) devono essere eseguite a regola d'arte.

Mentre per la descrizione della specifica tecnologia si rinvia alla letteratura specializzata, si sottolinea qui l'importanza del controllo della viscosità dei fanghi, misurando il tempo di deflusso di 1 litro di fango attraverso un imbuto standard (March da 1,5 litri) e confrontandolo con quello dell'acqua.

Va pure controllato il tenore in sabbia dei fanghi con il « sabbiometro », costituito da una piccola provetta di vetro conica graduata in cui viene immesso

il fango ed alla cui punta è applicato il filtro che trattiene la sabbia del campione. Solo se il contenuto in sabbia è inferiore al 5÷6 % si ottiene una miscela idonea, altrimenti si deve procedere al dissabbiaggio (pompa sommersa, cicloncino).

Le tecniche del betonaggio con il sistema « contractor », con tubo getto richiedono una cura particolare nell'avvio del getto (rapporto acqua-cemento 0,45÷0,52 da controllare con lo slump) introducendo in fondo al tubo una palla ad es. di polistirolo per separare il primo conglomerato dai fanghi, rimanendo tale conglomerato sul fondo del palo.

Il conglomerato deve essere gettato con continuità (15÷20 m³/ora) e con la tubazione del getto opportunamente affondata nel getto stesso, per evitare il formarsi di « tasche » di fango, specie alla base del palo.

Naturalmente con le stesse modalità possono eseguirsi le paratie.

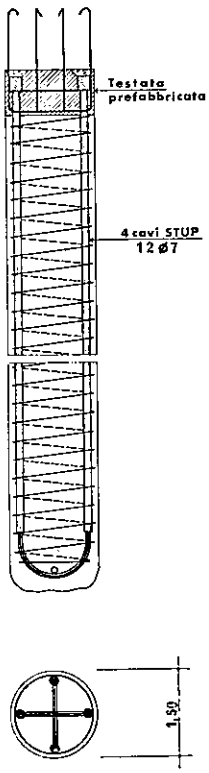


Fig. 14.5 – Palo precompresso con quattro (2 + 2) cavi in guaine.

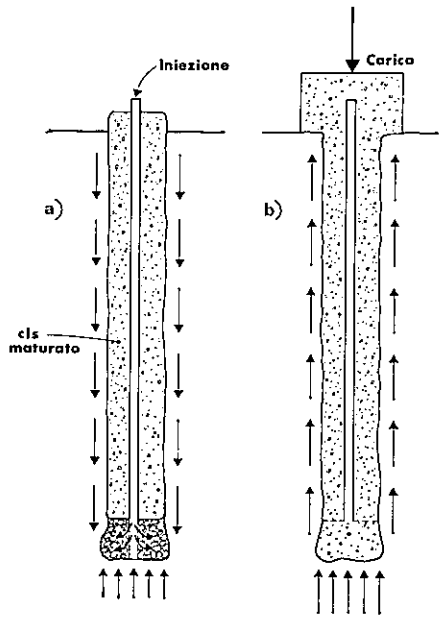


Fig. 14.6 – Palo presollecitato tramite iniezioni: *a*, reazione del terreno alla iniezione effettuata alla base; *b*, reazione del terreno dopo l'applicazione del carico.

14.2.3.4 *Pali preforati precompressi o precaricati.* — Quando il palo od il setto siano soggetti a notevoli azioni flessionali (v. fig. 14.49) o addirittura a tenso-flessione (v. fig. 17.24) può convenire di precomprimerli.

La fig. 14.5 mostra una possibile disposizione dei cavi di precompressione inseriti in apposite guaine.

Il sistema di pretendere l'armatura del palo è particolarmente idoneo anche quando il palo, pur essendo soggetto a forza assiale debba, per particolari situazioni, ancorare la struttura di base dell'opera come ad es. avviene in presenza di sottopressione idrauliche (v. fig. 17.25) Esso allora può assumere l'ulteriore funzione di tirante ancorato alla base nel terreno, quando interviene la sottospinta.

Un diverso sistema di precompressione del fusto del palo, non più interna con cavi, bensì esterna, è illustrato nella fig. 14.6 ed è diverso pure l'effetto che si vuole conseguire; si impegna infatti, fin dall'inizio, la resistenza di base del palo, in modo da ridurre il cedimento sia iniziale che nel tempo.

Il procedimento, che viene espressivamente detto di «precarica», consiste nel disporre un cestello pieno di ghiaia (tipo prepakt) alla base del preforo che, dopo il getto, resta collegato idraulicamente alla testa del palo attraverso due o più tubicini predisposti nel palo stesso. Opportuni accorgimenti evitano la penetrazione della malta cementizia nel cestello (v. fig. 14.7 *a*).

A presa avvenuta si esegue, attraverso i tubi, una iniezione di malta a forte pressione nel cestello di ghiaia, anche sino a che la testa del palo si solleva di alcune frazioni di millimetro.

Tale precompressione, che pone in equilibrio la pressione alla base con il peso del palo e una resistenza laterale negativa, fa entrare in carico il palo scontandone, in anticipo, i forti assestamenti della base, prima del collegamento alle strutture il cui carico riporta l'aderenza laterale ai valori positivi.

Quando la punta del palo cade in terreno permeabile, quale ghiaia o sabbia, per poter eseguire il precarico occorre contenere la ghiaia del cestello in un involucro, ad es. di gomma, per poter esercitare la pressione, ovvero accontentarsi di cementare in più riprese il terreno nell'intorno della base del palo impegnando così maggiormente la resistenza alla punta che, altrimenti, richiede nei terreni incorenti allentati dalla trivellazione, sempre forti cedimenti prima di essere valida.

Il precarico riduce sensibilmente i cedimenti in esercizio del palo poichè, come si vedrà in seguito, all'inizio della applicazione del carico l'impegno della portanza alla base è piccolo rispetto a quello della connessione laterale. Di conseguenza nel tempo parte del carico si trasferisce alla base con lenti cedimenti, a volte dannosi per le costruzioni. Per raggiungere ad es. il carico ultimo, la base richiede assestamenti anche superiori ad 1/10 del diametro del palo.

Prove di carico su pali prototipo precaricati, mostrano che essi in particolari situazioni stratigrafiche, presentano, a parità di cedimento, capacità portanti anche doppie di quelle di pali analoghi non precaricati. Va anche detto che nel comportamento d'insieme di una palificata, l'effetto della precarica sui singoli pali si perde quanto più il terreno di base ha una forte componente viscosa, quali le argille leggermente consolidate.

Un criterio simile a quello descritto è stato seguito ad es. da una Ditta svizzera per le fondazioni del ponte sul lago Maracaibo in cui, per la presenza del battente dell'acqua, i pali sono stati prefabbricati ed infilati in fori trivellati e quindi solidarizzati al terreno tramite iniezioni.

La fig. 14.7 *b*) mostra un altro procedimento di precarica alla base del palo, realizzato tramite un blocco prefabbricato contenente martinetti piatti (tipo Freyssinet) che viene disposto sul fondo del preforo spianato. Dopo eseguito il palo si agisce sui martinetti nella misura voluta.

Il sistema viene utilizzato anche per misurare il contrasto dell'attrito laterale (negativo) lungo il palo.

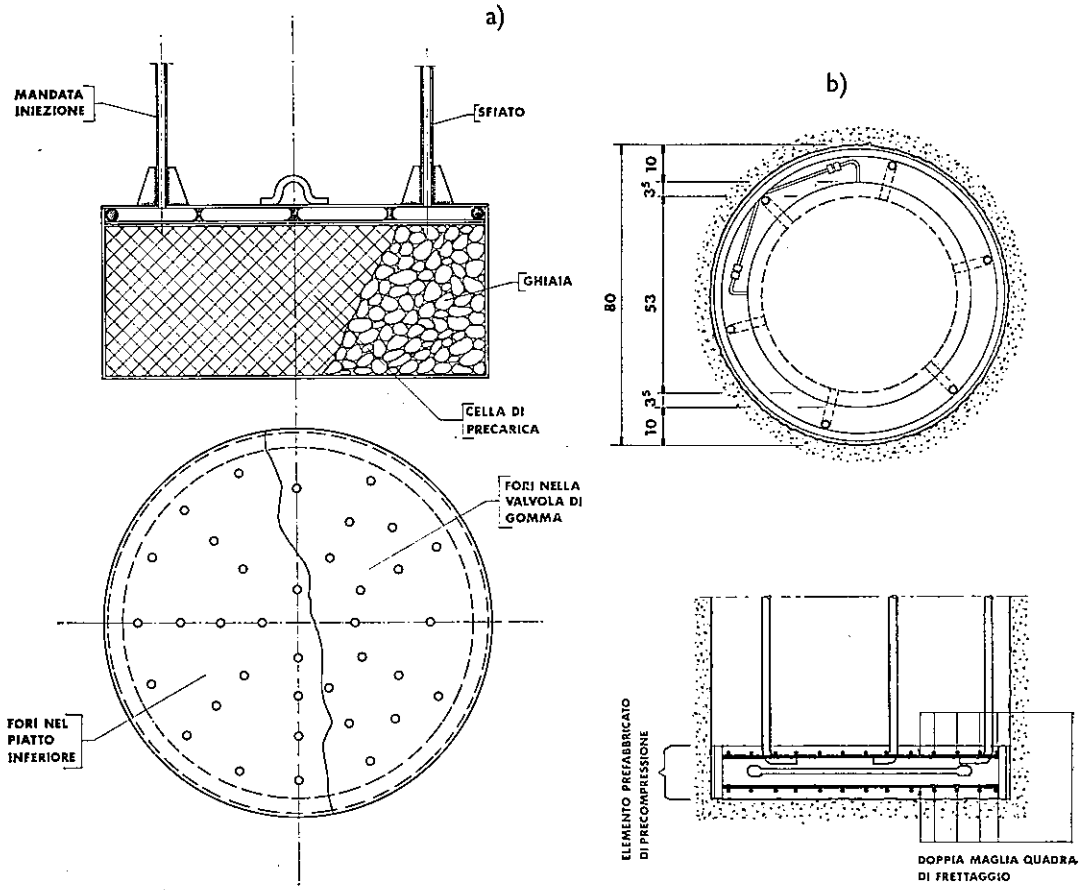


Fig. 14.7 – *a*, cella di precarico in materiale plastico; *b*, martinetto piatto per prove di resistenza alla base (Ventura).

14.2.3.5 *Micropali.* — Le moderne tecniche dell'esecuzione delle iniezioni (cap. 20), unite a quelle più avanzate dei pali preforati, hanno portato alla concezione dei « micropali » caratterizzati dall'avere piccola sezione (diametro 120÷300 mm). Con i micropali si possono realizzare dei reticoli nel terreno formando una sorta di « terreno armato » data l'esiguità della sezione trasversale del micropalo. Anche se l'incidenza del numero delle perforazioni cresce

sensibilmente, rispetto ai pali tradizionali, il disturbo d'insieme della struttura resistente del terreno è limitato.

Il sistema costruttivo è molto flessibile per cui si presta per consolidamento e restauro di edifici o di opere di sostegno o, addirittura, di frane (fig. 15.55), come verrà illustrato nel cap. 20. Inoltre non creando, sempre in virtù del piccolo diametro e del procedimento esecutivo, allentamenti del terreno, possono essere realizzati graticci di micropali, anche in fregio ad edifici, senza praticamente produrre interferenze e perturbazioni della superficie piezometrica.

Nel tipo originario la perforazione viene effettuata tramite un tubo dotato di corona, i detriti vengono asportati in circolazione diretta, l'armatura ed il betonaggio (microconglomerato con 600 kg/m³ di cemento ed additivo antidilavamento) sono i tradizionali, lo sfilaggio del tubo di rivestimento è prodotto dalla pressione dell'aria sulla testa che viene chiusa. Il microconglomerato è così contemporaneamente messo in pressofiltrazione e quindi il micropalo presenta sezione maggiore negli strati più compressibili, come una radice.

In una altro sistema costruttivo l'armatura del paletto è costituito da un tubo di acciaio, forato e valvolato alla base, in cui si inietta a pressione, in modo da realizzare un effetto di compressione del terreno analogamente a quanto mostrato in fig. 14.6. La perforazione in questo caso è fatta in maniera tradizionale e così pure l'inserimento del tubo: l'iniezione che ha inizio dal fondo riempie lo spazio fra terreno e tubo, e prosegue in modo da realizzare una precarica del tubo ed il relativo bulbo alla base.

La pressione d'iniezione, in ogni caso, deve essere regolata in relazione alla capacità d'iniettabilità del terreno per evitare il « claquage ».

14.2.4 Criteri di scelta del tipo di palo.

Il palo è un elemento idoneo a resistere, quasi esclusivamente, a forze assiali: se in cemento armato, dalla sua testa deve sporgere una congrua armatura per il collegamento alla struttura, armatura che viene estesa a tutta la lunghezza del palo o parzialmente ovvero anche limitatamente ad un tratto superiore.

La scelta del tipo di palo ed il suo dimensionamento derivano dalla attenta analisi della sua funzione nella massa del terreno, avvalorata da calcoli della stabilità del singolo palo e di insieme della palificata. Possibilmente la scelta deve essere confortata da prove di carico su prototipi, prima e dopo collaudo.

Lo sforzo unitario nella sezione di testa di un palo deve raggiungere, per una sua buona utilizzazione la tensione di esercizio del materiale di cui è costituito: in altre parole verrebbe dimensionato come pilastro. Ciò vuol dire, in definitiva, rapportare la lunghezza del palo alla sezione trasversale, in modo da ottenere l'optimum economico, a parte l'incidenza che possono avere altri fattori di costo per cui il criterio detto possa non essere valido.

L'armatura, a volte, assume una funzione primaria e deve essere dimensionata con appositi calcoli quando il palo non sia sottoposto a solo sforzo assiale. In particolare quando il palo sia soggetto in testa ad un momento, ovvero

ad una forza trasversale applicata dalla struttura portata, o lungo il fusto dal terreno, che tenda a spostarsi rispetto al palo, deve ricercarsi la combinazione più sfavorevole delle azioni (dominio: sforzo normale-flessione) per il dimensionamento della armatura e la verifica del conglomerato.

Va anche detto che il progettista non deve limitare la sua attenzione al calcolo e trascurare le prescrizioni esecutive e di controllo in opera, elementi questi altrettanto importanti e forse ancor più, del calcolo, per una buona riuscita del lavoro.

Le modalità esecutive intrinseche e quelle collaterali (accesso macchine, allacciamenti, condotte interrate, vibrazioni ed interferenze, discarica del terreno asportato, rifiuto benna) debbono essere attentamente esaminate in sede di progetto.

La tab. 14.1 contiene un quadro dei principali tipi di pali impiegati in Italia ed evidenzia, in particolare, le condizioni geotecniche favorevoli per ognuno di essi.

Se si vuole disturbare il terreno il meno possibile, rispondono bene i pali preforati per i quali, in terreni sciolti ed in acqua, si può far ricorso ai fanghi bentonitici.

Poichè i capitolati non stabiliscono il costo in funzione del tipo di terreno, si cade alcune volte nell'ambiguità di spacciare i vantaggi della preforazione senza rivestimento anche per i terreni incoerenti per cui, invece, occorrono sistemi esecutivi più cautelativi; solo una accurata indagine con carotaggio continuo del sondaggio ed il rilievo piezometrico permette di stabilire le possibilità di adottare l'economica perforazione senza rivestimento.

Il sistema esecutivo gioca poi un ruolo importante nella ripartizione fra portanza laterale ed alla base (v. 14.3.1): così favoriscono la prima i pali infissi conici o quelli preforati in fango, mentre favoriscono la seconda i pali infissi con bulbo (Franki) o quelli preforati con scampanatura o precarico alla base.

Si noti però che gli effetti sulla portanza del procedimento esecutivo perdono generalmente d'importanza nell'ambito del comportamento di una palificata densa e della sua evoluzione nel tempo, a meno che non vi siano gravi difetti esecutivi quali il ritardo nel getto o errate manovre nell'usare il tubo forma.

Il sistema esecutivo, oltre ad influenzare lo stato tensionale del terreno nell'ambiente, può provocare nei terreni coesivi il disturbo della microstruttura e in quelli compatti la variazione del contenuto in acqua naturale. L'acqua di perforazione, e secondariamente quella del conglomerato, accrescono poi il contenuto d'acqua naturale del terreno nell'intorno del palo, specie se in argilla sovraconsolidata, per cui la portanza laterale si riduce, rispetto a quella valutata sulla base di misure di resistenza su campioni indisturbati.

TABELLA 14.1 – **Tipi di pali e terreni favorevoli all'esecuzione** (Mascardi).

Tipo di palo			Portate max (t)	Lunghezze		Condizioni geotecniche			Principali inconvenienti esecutivi	Campi di impiego preferenziali
				max	ottimali	favorevoli	sfavorevoli	contrarie		
« Infissi »	Prefabbricati	in c.a.	100	35 (1)	6 ÷ 18	sabbie sciolte, argille non sature	argille compatte	— ciottoli	— rottura per rifiuto su trovanti; — deviazione eccessiva dalla verticale	Edilizia residenziale.
		in acciaio	3000	150 (1)	—	strati portanti molto profondi	rocce « tenere » (ad es. rocce calcareniti)	— trovanti; — strati duri di forte spessore	— idem c.a.; — danneggiamento dell'armatura; — taglio del cls	Opere marittime su alti fondali
	Gettati in sito	Franki	120	35 (1)	10 ÷ 20	strato portante sotto terreno scadente	argille compatte	— strati profondi coesivi teneri; — falde artesiane;	— idem prefabbricati	Edilizia industriale media e residenziale
		Raymond	120	45 (1)	20 ÷ 30	sabbie sciolte	argille compatte	— trovanti	— idem prefabbricati	
« Preforati »		con tubo provvisorio	1500	45	20 ÷ 30	terreni eterogenei coesivi	sabbie sotto falda (2)	— strati alterni argillosi e sabbiosi sotto falda; — falde artesiane	— taglio del cls; — decompressione lungo il fusto; — scarsa pulizia alla base	Grandi manufatti stradali e ferroviari. Edilizia industriale pesante
		a fango	2000	75	25 ÷ 40	terreni sciolti medio fini	ghiaie poco sabbiose e prive di « fino »	— falde artesiane	— idem; — cattivo cake (effetti ionici, posiz. falda); — inquinamento cls sino alla formazione di sacche o sedimentaz. sul fondo	idem
		micropali	100	75	20 ÷ 30		falde artesiane	— nessuna	— idem; — cattivo recupero detriti; — taglio della malta; — claquage; — corrosione	Sottofondazioni siti poco accessibili o ristretti.

(1) Congiungendo in opera più elementi.
(2) Tranne che per tubi vibroinfissi.

14.3 Progetto geotecnico dei pali singoli caricati assialmente.

14.3.1 La portanza laterale e di base.

Nella progettazione delle palificate occorre distinguere le due funzioni portanti del palo: quella alla base e quella laterale nel dedurre la portanza di esercizio. Va detto fin d'ora che se la palificata è densa ed estesa, la portanza del palo singolo va correlata a quella della palificata (14.5) essendo, nel suo complesso, paragonabile ad una fondazione diretta approfondita.

Poichè la scelta di una soluzione fondale non può derivare dal semplice uso di formule, appare opportuno, fin nel corso di questa premessa, e prima di addentrarsi nella esposizione delle teorie del calcolo del palo, di ritornare sulla interpretazione del comportamento del palo singolo caricato assialmente in testa.

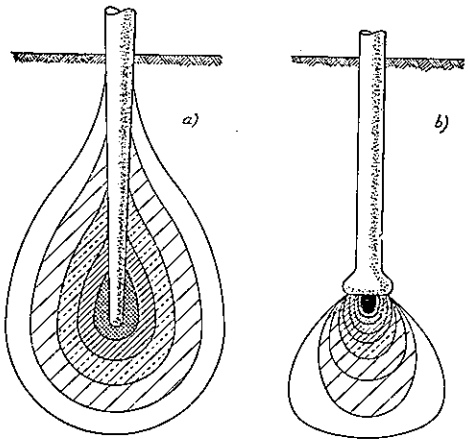


Fig. 14.8 – Diffusione del carico dal palo al terreno: *a*, per sola resistenza laterale; *b*, per sola resistenza alla punta.

Questa indagine, che vuol solo favorire l'intuizione del progettista, prescinde, inizialmente, dalla natura del terreno che però si suppone omogeneo mentre per il palo verrà fatto riferimento al tipo preforato che è il più comune.

L'interazione fra palo e terreno si esplica nella ripartizione del carico, applicato in testa, fra resistenza mobilitata lungo il fusto del palo e resistenza impegnata alla sua base e la fig. 14.8 ne descrive, grossolanamente, ed indipendentemente l'una dall'altra, le due funzioni.

Il palo, all'applicazione del carico, affonda nel terreno richiamando subito l'aderenza laterale e scarsamente la resistenza alla base. All'incrementarsi del carico la resistenza laterale, raggiunto un massimo, resta stazionaria anzi, in generale, si riduce un poco poichè si passa dalla resistenza tangenziale di picco a quella residua. Aumentando oltre il carico, l'incremento viene assunto dalla base cosicchè si vedono diagrammi che presentano un flesso e stentano ad

andare sull'asintoto verticale, ossia segnano continui leggeri incrementi di portata, mentre si producono sensibili cedimenti per assestamento e rifluimento del terreno alla base.

Appare quindi, dall'analisi del processo, che non può giudicarsi della preponderanza dell'una o dell'altra resistenza senza riferirsi al valore del cedimento del palo, ed in particolare a quello ammissibile dell'opera. Naturalmente ciò è teorico perchè difficilmente il terreno è uniforme (la stessa variazione della pressione geostatica ne fa variare in profondità le caratteristiche) e quindi vi entra anche la stratigrafia del terreno, ad esempio ben diverso è il rapporto delle due resistenze se alla base si trova un terreno compatto ovvero sciolto. Di conseguenza diverso deve anche essere il cedimento massimo di collaudo imposto in sede contrattuale.

Può anche darsi che sia completamente assente la resistenza alla punta, ovvero ne resti esclusa quella laterale; i diagrammi di prova assumono allora l'aspetto indicato in fig. 14.9.

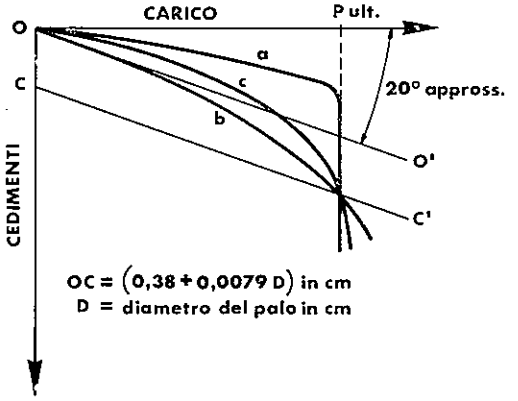


Fig. 14.9 – Risultati tipici di prove di carico su pali: *a*, resistenti prevalentemente per connessione laterale; *b*, resistenti principalmente alla base; *c*, resistenti per ambedue le cause (Davisson).

In figura è segnata anche la retta OO' dell'accorciamento elastico del palo, come se fosse isolato dal terreno laterale (è opportuno aggiustare la scala grafica in modo che tale retta sia inclinata di circa 20° sull'ascissa; è più chiara così la determinazione di P_{ult}).

Se la componente viscosa (creep) del terreno è trascurabile il carico ultimo può essere, in prima larga approssimazione, ottenuto dall'intersezione della curva carico-cedimento con la retta CC', traslata rispetto ad OO' del valore ottenuto dalla formula sperimentale:

$$OC \approx 0{,}35 + 0{,}008\, D \ \text{(cm)}$$

In linea sempre orientativa, per le rocce sciolte, statisticamente si è evi-

denziato che la resistenza laterale ultima viene sensibilmente mobilitata per un cedimento della testa del palo singolo dell'ordine:

$$w_{\text{testa}} = 0{,}5 \div 1{,}5 \text{ (cm)} \tag{14.2}$$

che è all'incirca il cedimento d'esercizio.

La resistenza ultima alla base viene invece mobilitata per un cedimento della testa del palo singolo di diametro D, dell'ordine:

$$w_{\text{base}} = (0{,}05 \div 0{,}15)\, D \tag{14.3}$$

e quindi, in generale, molto superiore al precedente, semprechè il palo non raggiunga un bedrock.

Lo scarto fra i cedimenti richiesti dai due fattori di resistenza conferma, come già detto, che, in terreni omogenei non viscosi, ove non si adottino particolari accorgimenti, la portanza laterale dei pali prevale su quella alla base.

Alla luce di ciò alcuni Autori consigliano di applicare coefficienti di sicurezza (v. 14.3.5), rispetto ai valori ultimi, più elevati per la portanza alla base che non per la portanza laterale. Potrebbe peraltro conseguirsi lo stesso intento determinando la portanza di base con il valore critico (v. 14.3.2.1.2) che è ben minore di quello ultimo ed adottando un unico coefficiente di sicurezza.

La fig. 14.10 mostra un esempio tipico di due pali ⌀ 600 preforati strumentati, di diversa lunghezza (pali A e B), eseguiti con bentonite in sabbie. Si vede che sotto il carico d'esercizio la quota parte del carico che raggiunge la base del palo A, benchè corto, è trascurabile (fig. 14.10 *c*; in quello B, più lungo, non si ha un notevole impegno della resistenza alla punta, che cresce in un secondo ciclo di carico (fig. 14.10 *e*) confermando così le (14.2) e (14.3).

La ripartizione fra resistenza laterale ed alla base è inoltre influenzata dalle modalità esecutive del palo (v. paragrafo precedente) e dalla geometria del palo. In terreno omogeneo la resistenza alla base è molto più sentita nei pali infissi che non nei preforati.

Inoltre in terreno omogeneo al diminuire del rapporto fra la lunghezza ed il diametro del palo (l/D) (v. in seguito fig. 14.16) la resistenza di base aumenta, come è tipico per le fondazioni a pozzo (cap. 17).

La portanza di base prevale ancora se si passa dal palo singolo al gruppo di pali e tanto più la palificata è « sospesa » nel terreno tanto più il contributo della resistenza alla base prende corpo con il trascorrere del tempo. Più che la ripartizione fra la portanza laterale e di base interessa quindi l'analisi dell'interazione terreno-palificata che è sensibilmente differente da quella dell'interazione terreno-palo singolo, prima descritta, e va effettuata sulla base dei cedimenti d'insieme (cap. 8) della palificata secondo quanto verrà detto in seguito (14.5).

Peraltro la grande diffusione dell'impiego del monopalo sotto ogni pilastro, facilitata dall'uso di pali di grande diametro, rende sempre più raro il gruppo di pali.

Il carico complessivo limite ultimo, più che teoricamente può essere rica-

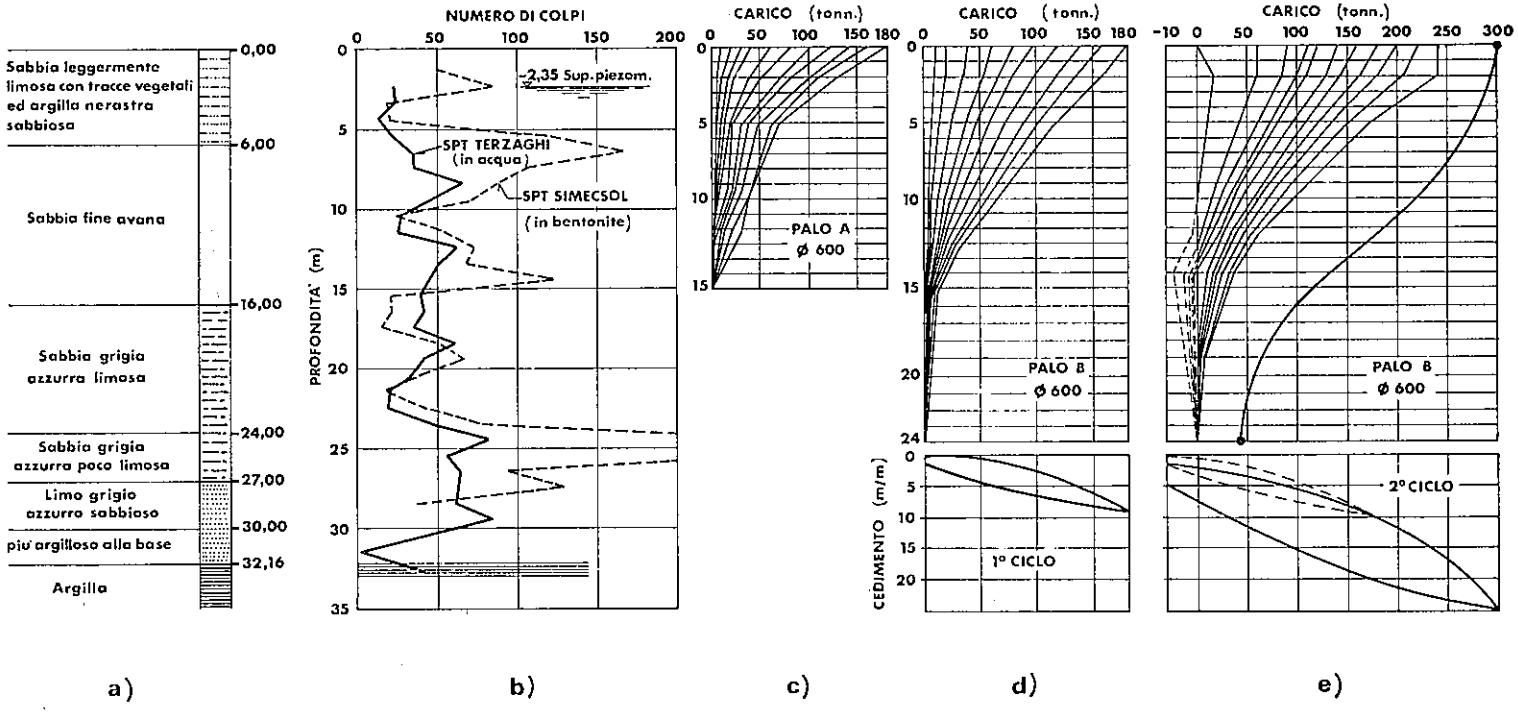


Fig. 14.10 – Prova di carico su due pali ⌀ 600 trivellati e strumentati: *a*, stratigrafia; *b*, confronto fra la prova penetrometrica dinamica S.P.T. eseguita senza ed in circolazione di fango; *c*, distribuzione del carico nel palo *A* corto (15 m); *d*, idem al 1° ciclo nel palo *B* lungo (24 m), e relativa curva-cedimento; *e*, idem al 2° ciclo nel palo *B* (Cambefort).

vato dalle prove di carico, come evidenziato in fig. 14.11, e fig. 14.12, in particolare sulla base dell'entità dei cedimenti residui permanenti allo scarico.

La fig. 14.11 mostra una tipica sequenza ciclica di carico che permette di separare i cedimenti « elastici » da quelli permanenti o « plastici ». La curva cedimenti permanenti-carico presenta un « ginocchio » evidenziante il carico limite di riferimento per la determinazione del carico d'esercizio. In particolare

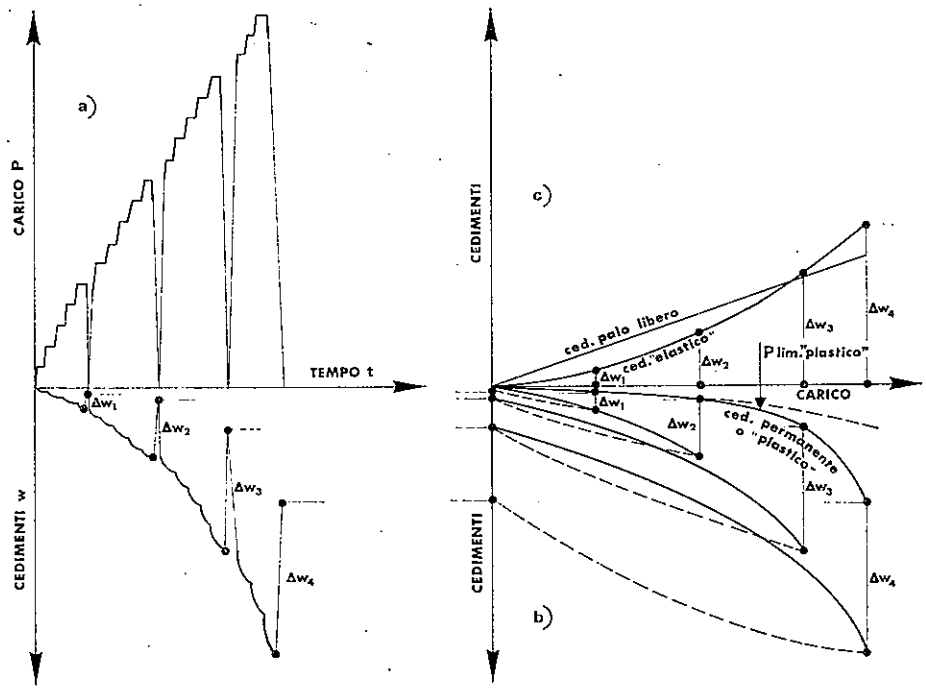


Fig. 14.11 – *a*, curva carico-tempo e cedimento-tempo in una prova su un palo in terreno a componente viscosa trascurabile: *b*, curva carico-cedimento totale e curva carico-cedimento permanente evidenziante il carico limite ultimo; *c*, confronto fra gli accorciamenti elastici del palo libero lateralmente dal terreno e quelli elastici, ricavati come differenza fra cedimenti misurati e cedimenti permanenti (Leonard).

il confronto fra la curva dei cedimenti « elastici » e quella dell'accorciamento del palo libero (14.11 *c*) aiuta ad evidenziare il superamento della portanza laterale ultima.

Sempre per il palo singolo, la determinazione del carico d'esercizio, in terreni a marcata componente viscosa, non è deducibile direttamente dal carico ultimo bensì va riferito al carico limite « viscoso », messo in evidenza dalla prova con sequenza di carico non ciclica, come riportato in fig. 14.12 *a*) (v. anche fig. 4.51).

La deformazione del terreno viscoso è proporzionale, secondo l'analisi

reologica a log $(1 + \mu \sqrt{t})$, essendo μ il fattore di viscosità per cui, usando la rappresentazione di fig. 14.12 *b*), le curve cedimento-tempo, sotto ogni gradino di carico, diventano delle rette.

La curva carico-pendenza delle dette rette evidenzia, con il « ginocchio » (v. fig. 14.12 *c*) il detto carico limite « viscoso » di riferimento per il carico d'esercizio.

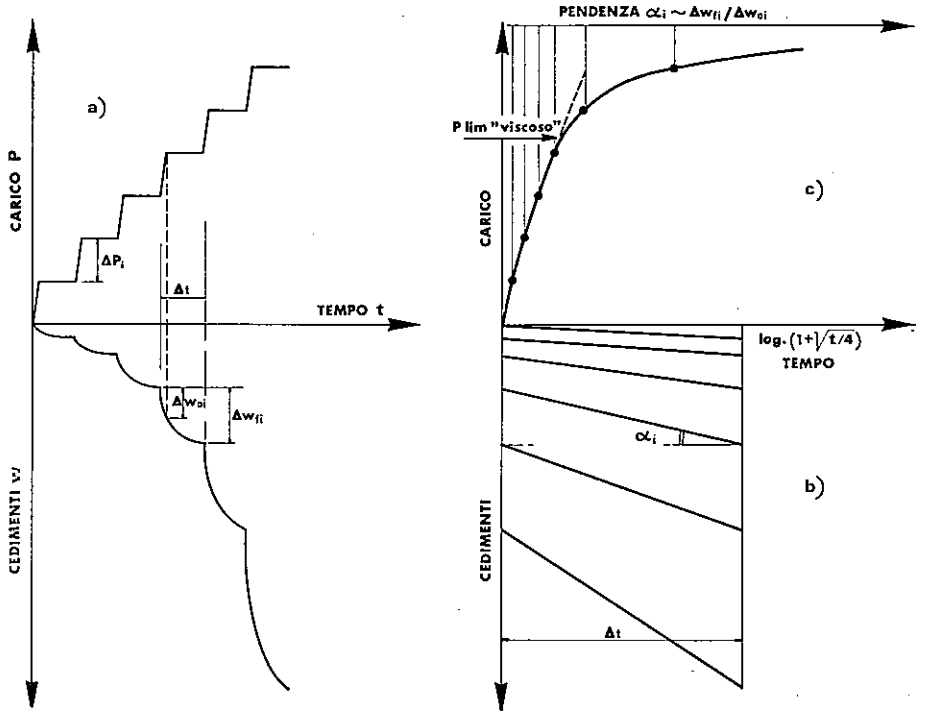


Fig. 14.12 – *a*, curve carico-tempo e cedimento-tempo in una prova di carico su un palo in terreno di marcata componente viscosa; *b*, rappresentazione delle varie curve cedimento-tempo nella scala reologica viscosa; *c*, diagramma carico pendenza delle rette di fig. *b* evidenziante il carico critico per il superamento della soglia viscosa (Cambefort).

14.3.2 La portanza dei pali preforati.

14.3.2.1 *Terreni incoerenti.*

14.3.2.1.1 Criteri di valutazione della portanza. — La valutazione della portanza, intesa come carico di esercizio, del palo singolo, viene usualmente valutata con ricorso a teorie che si basano sulle proprietà dei terreni, conosciute da prove di laboratorio, e che sono tarate sulle esperienze di prove di carico su pali strumentati in terreni tipo. Poichè i terreni incoerenti non sono

praticamente campionabili il calcolo deve utilizzare principalmente i risultati di prove in sito e principalmente delle prove penetrometriche, preferibilmente statiche.

14.3.2.1.2 Carico limite ultimo e critico di base. — Il penetrometro, sia statico che dinamico, serve per valutare la densità relativa (v. 2.2.6) e quindi lo stato di addensamento del terreno (v. 4.2.2.4.3).

Per valutare la portanza dei pali, tipo preforato, i risultati delle misure penetrometriche non vengono però trasferiti direttamente ai pali, come invece può farsi per i pali infissi.

Le numerose teorie di portanza, illustrate nel cap. 9 per le fondazioni superficiali, sono state riprese, con le stesse ipotesi, ed estese alla base dei pali da numerosi autori quali: Caquot, Terzaghi, Bishop, Mill e Mott, Meyerhof, Vèsic, Berezantezev.

L'espressione generale della resistenza di base (v. eq. 9.91), nel caso di palo singolo in terreno « omogeneo » (v. 14.3.2.2) può scriversi nella forma:

$$P_{b\,\mathrm{lim}} = \frac{\pi D^2}{4}\, p_{b\,\mathrm{lim}} = \frac{\pi D^2}{4}\,[\gamma\,(L - L_w) + \gamma'\,L_w]\,N_q \qquad (14.4)$$

essendo $p_{b\,\mathrm{lim}}$ la pressione limite alla base, D il diametro del palo, L ed L_w la sua lunghezza rispettivamente totale e del tratto in acqua, γ e γ' il peso volume del terreno fuori ed in falda, da valutare con l'eq. 13.3 ed N_q il fattore di portanza che, in generale, è quello limite ultimo, o meglio quello limite critico a seconda dello stato limite tensione deformazione di riferimento; naturalmente diversi saranno i coefficienti di sicurezza per i due stati limite.

Infatti, come detto nel precedente paragrafo, la resistenza limite ultima alla base (v. fig. 14.9) di un palo singolo è impegnata solo per cedimenti inammissibili per qualsiasi opera. È opportuno quindi fare riferimento allo stato limite « critico » inteso, più che nel senso reologico classico, come pressione alla base cui corrisponde, all'incirca, un cedimento del palo necessario a mobilitare la resistenza laterale di prima plasticizzazione del terreno.

Nella fig. 14.13 sono riportati i valori del fattore $N_{q\,\mathrm{crit}}$ della teoria di Berezantezev, che tratta il problema nel rispetto della simmetria assiale. Egli assume che le tensioni verticali, sul piano orizzontale passante per la base del palo, non siano quelle litostatiche γL bensì quelle critiche dipendenti, in specie, dall'intervento delle azioni laterali fra superficie cilindrica esterna del palo e terreno. Il fattore $N_{q\,\mathrm{crit}}$ è quindi funzione anche del rapporto L/D.

Secondo le indicazioni di Peck, lo stato di addensamento ed il relativo angolo d'attrito per la sabbia, viene desunto dal numero di colpi N dello S.P.T., come in fig. 14.13.

Per i terreni limosi, ovvero ghiaiosi, le delimitazioni in ascissa di fig. 14.13 si spostano di poco rispettivamente verso destra o sinistra (v. figg. 3.78 e 3.79; v. tabb. 3.5, 3.12 e 14.1). Come indicazione dello stato d'addensamento del terreno sabbioso, nel margine in alto della figura sono riportate le curve pressione di contatto-cedimento della prova con piastra standard.

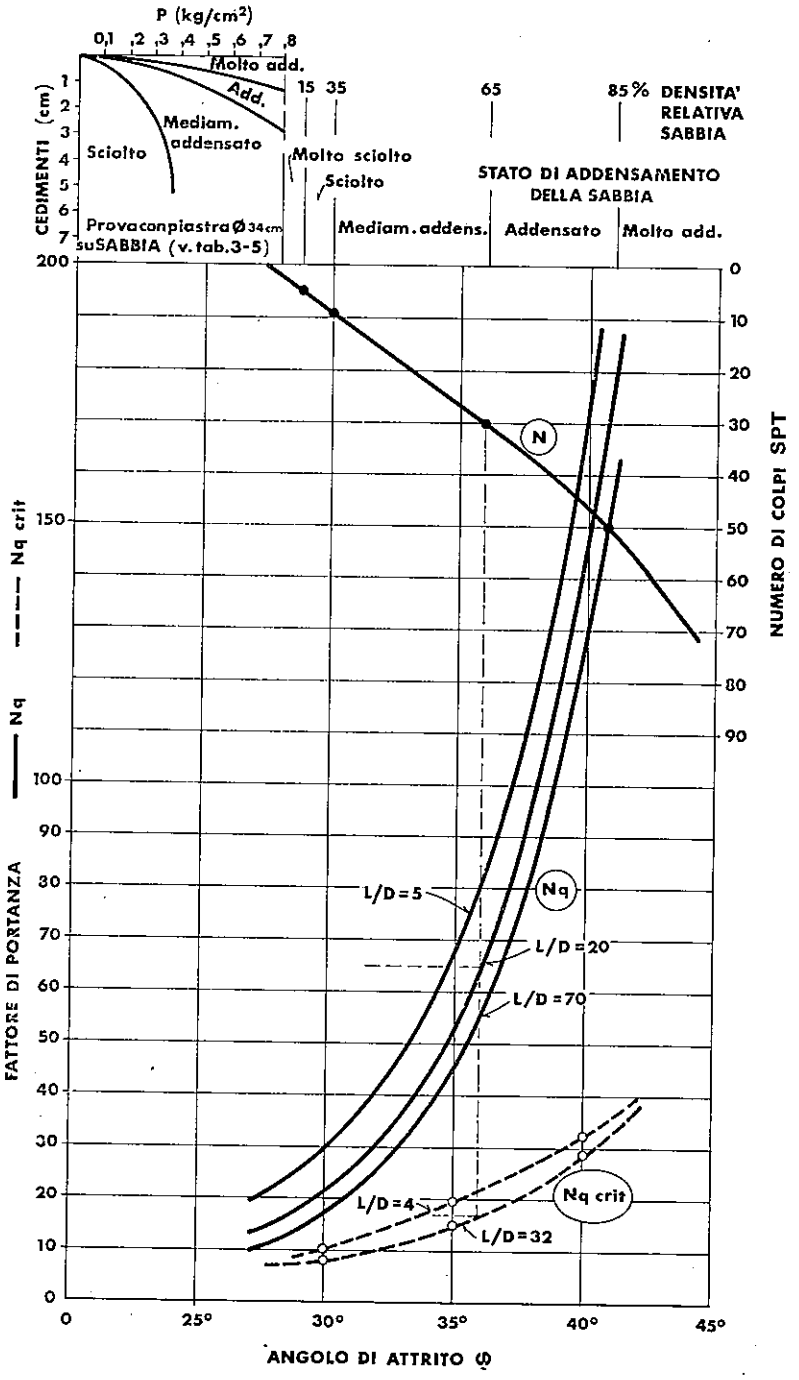


Fig. 14.13 – Fattore di portanza di base sia ultima (N_q) che critica ($N_{q\,crit}$) per un palo singolo in terreno incoerente di diverso stato di addensamento determinato con il penetrometro dinamico standard (N). Il valore N va corretto con il fattore C_N di fig. 13.5 e soprattutto va valutato statisticamente (v. fig. 13.A.1) peraltro per profondità non superiore a 20 m (modificata da Berezantezev).

Va osservato che le prove penetrometriche S.P.T., vengono eseguite in Italia secondo lo standard A.S.T.M.; esse risentono molto della presenza di acqua e se l'acqua è miscelata a fango (v. fig. 14.10 *a*). Specialmente in ghiaie, ove l'S.P.T. non avanza, viene poi usata la prova S.P.T.C. munendo il penetrometro S.P.T. di una puntazza conica.

I risultati delle misure effettuate con l'S.P.T.C. possono essere usati solo se tarati su ampia casistica di prove di carico su pali.

Nella tab. 14.2 sono riportate le correlazioni sperimentali fra il numero di colpi $N_{S.P.T.}$ e la resistenza penetrometrica statica R_p.

TABELLA 14.2 – **Relazioni approssimate fra prove penetrometriche statiche olandesi e dinamiche S.P.T.** (Peck ed altri).

Tipo di suolo (Classifica AGI)	R_p bar/$N_{S.T.P.}$	φ	
		sciolte	addensate
Limo, limo sabbioso, limo e sabbie debolmente argillose	2	27÷30°	30÷35°
Sabbia da fine a media da debolmente limosa a pulita	3÷ 4	27÷33°	30÷34°
Sabbia da grossa a ghiaietto	5÷ 6	27° (1) 33° (2)	34° (1) 45° (2)
Sabbia ghiaiosa fino a ghiaia	8÷10	35°	50°

(1) Uniforme ed a grani arrotondati.
(2) Ben graduata ed a spigoli vivi.

L'uso del penetrometro statico, specie in sabbie fini, è più idoneo dell'uso del penetrometro dinamico. Le misure del penetrometro statico possono essere utilizzate anche direttamente per progettare i pali (v. fig. 14.18), senza risalire dalla prova penetrometrica al parametro di resistenza φ. L'analogia, che è però abbastanza valida per i pali battuti, se riferita allo S.P.T. (v. eq. 14.18) lo è meno per i pali preforati.

L'uso poi del pressiometro tipo Menard (v. 4.2.6.2), o meglio del moderno pressiometro autoperforante, anche se non largamente sperimentato, si delinea un valido sistema per ricostruire il profilo del sottosuolo (v. 5.5) e fornire le caratteristiche necessarie per il calcolo del palo. Soprattutto nei terreni incoerenti le prove in sito forniscono elementi discretamente probanti, se interpretati a ragione, mentre le prove di carico non sono strettamente necessarie, a meno che non si confrontino diversi tipi di pali. In tal senso è molto più importante, come più volte detto, eseguire sondaggi spinti oltre la prevista profondità dei pali, per accertare la compressibilità degli strati profondi.

Peraltro nella fig. 14.13 si vede che i fattori di portanza ultimi N_q, variano notevolmente con φ, per cui è evidente l'errore che può farsi per una inesatta interpretazione delle prove penetrometriche, mentre il fattore di portanza critico ($N_{q\,crit}$) è meno sensibile.

Va anche detto, che i pali preforati producono un allentamento della consistenza del terreno, anche nell'intorno della base del palo, per cui l'addensamento, e quindi le resistenze reali d'attrito, non sono quelle originarie del terreno in sito.

14.3.2.1.3 Carico limite ultimo laterale. — La resistenza laterale limite ultima di un palo singolo è:

$$P_{l\,ult} = p^* \int_0^L s\,(z)\,d\,z \tag{14.5}$$

essendo s la resistenza ultima, mobilitata lungo il fusto, che dipende anche dalla stratigrafia, p^* ed L rispettivamente perimetro e lunghezza del palo.

Nel caso di palo circolare di diametro D, in terreno omogeneo, con pressione orizzontale proporzionale alla litostatica, secondo il coefficiente K, che mobiliti una resistenza tangenziale espressa da un coefficiente f, risulta la formula convenzionale:

$$P_{l\,ult} = \pi\,D\,\frac{1}{2}\,\gamma\,L^2\,K\,f \tag{14.5'}$$

Dove il coefficiente γ assume il valore γ' se il terreno è immerso in acqua.

La tensione trasferita $s\,(z)$ al terreno e mobilitata lungo il fusto, misurata in numerose esperienze su pali strumentati (v. fig. 14.9), ha invece distribuzione all'incirca parabolica, come in fig. 14.14 *a*, ove è indicato come ricavare $s\,(z)$ dalla distribuzione in profondità del carico $P\,(z)$ (v. fig. 14 *a'*).

Dalla detta distribuzione risulta che il valore ultimo della resistenza è raggiunto solo nel tratto centrale del fusto cosicchè inserendo nella formula un valore medio:

$$s_{med\,ult} = \gamma\,\frac{L}{2}\,K\,f \tag{14.6}$$

si giunge alla espressione semplice di rapido impiego:

$$P_{l\,ult} = \pi\,D\,L\,s_{med\,ult} \tag{14.5'}$$

Il valore di s, secondo il modello di trasferimento laterale palo-terreno, dipende dal cedimento del palo e, per una sabbia mediamente addensata, si trovano valori teorici del tipo riportato in fig. 14.14 *b* e sperimentali di fig. 14.14 *b'*.

I valori teorici di $K\,f$ ultimi, cioè indipendenti oltre un certo limite dai cedimenti (linea a tratto di figg. 14.14 *a'*, *b'*), sono stati valutati da molti Autori fra i quali Krey, Mayer, Kezdi, Brinch Hansen.

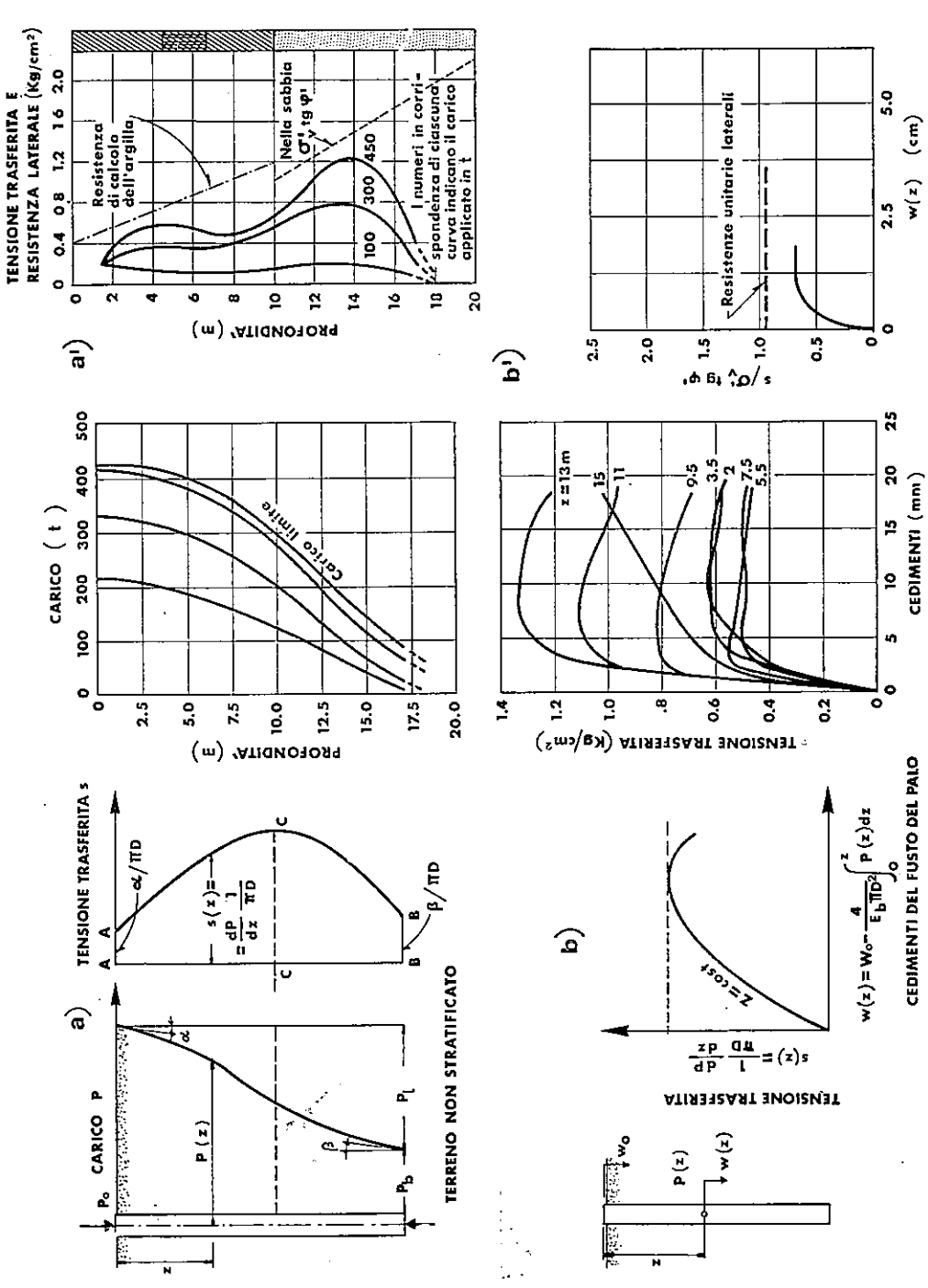


Fig. 14.14 – *a*, valutazione teorica della distribuzione del carico P nel terreno e della tensione laterale s; *a'*, idem sperimentale lungo il fusto di un palo ($D = 12$ cm ed $L = 18$ m) strumentato con celle tensiometriche. Il palo è stato eseguito a rotazione con circolazione di bentonite in sabbie mediamente addensate ($N_{S.P.T.} = 30$ in media); *b*, curve teoriche s-w del trasferimento laterale del carico al terreno ad una determinata profondità z; *b'*, idem sperimentale nel palo predetto per diverse profondità e confronto con la resistenza laterale ultima (Reese et alii).

Quest'ultimo Autore valuta le tensioni radiali in funzione della tensione geostatica (v. 6.2.2) e, per l'aderenza mobilitata lungo la parete di calcestruzzo del palo $\delta = 0{,}8\ \varphi$, perviene alla formula:

$$K f = \frac{1}{7} \cdot \frac{K_p}{1 - \operatorname{tg}\delta K_0} \cdot \operatorname{tg}\delta = 0{,}16 \div 0{,}71 \qquad (14.7)$$

per $\varphi = 25 \div 45°$; con

$$K_p = \frac{(1 + \sin\varphi)}{(1 - \sin\varphi)} \text{ (v. 9.2.2.2.)} \quad \text{e} \quad K_0 = 1 - \sin\varphi \text{ (v. 6.2.2)}$$

Sul valore di $K f$ influisce decisamente l'allentamento del terreno per formazione del foro e quindi vi influisce la tecnologia esecutiva e, principalmente, se il getto è eseguito all'asciutto ovvero in acqua intubando il foro, od utilizzando la bentonite (v. 14.2.3.3). Esso può variare in un ampio campo ed i valori dell'eq. 14.7 dipendono, quindi, dallo stato di addensamento in sito e dalle modalità esecutive.

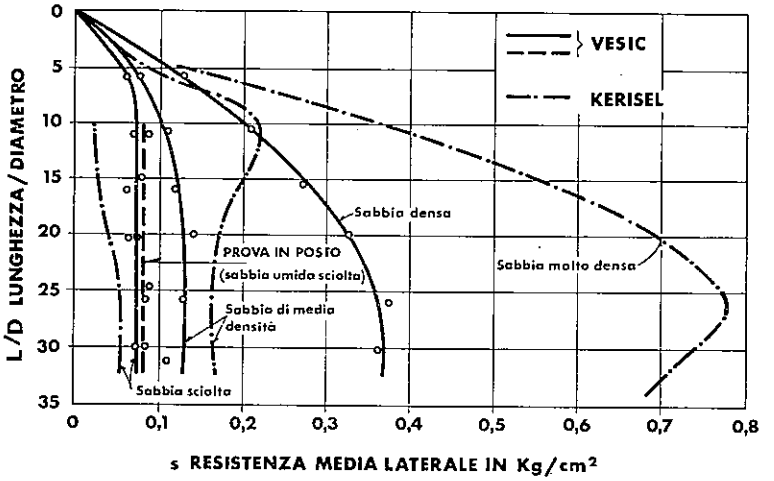


Fig. 14.15 – Variazione della resistenza media lungo il fusto di un palo in funzione della lunghezza e del diametro, in base a prove su modello (Kerisel-Vèsic).

La fig. 14.15 è la sintesi di una vasta serie di prove condotte separatamente da Kerisel e da Vèsic su pali modello di piccolo diametro in sabbia debolmente ghiaiosa contenuta in grandi vasche.

I risultati sperimentali della fig. 14.15 mostrano che la proprozionalità fra s e la profondità z (eq. 14.5') è valida solo per limitate profondità ($L/D < 15$).

Mayer, per pali costruiti con conglomerato fluido ($K_{cls} = 1$), gettato in opera rapidamente, valuta s dalla pressione della colonna di conglomerato.

Per un tratto superiore dell'ordine massimo di $z = \dfrac{L}{15 \div 20}$ risulta allora:

$$s_{\text{med ult}} = \gamma'_c \, f \, z_{\text{med}} \tag{14.6'}$$

essendo $\gamma_c' \leq 1{,}2$ t/m³ il peso sommerso del conglomerato, se questo cade sotto falda idrica, altrimenti $\gamma_c = 2{,}2$ t/m³.

14.3.2.1.4 Il carico d'esercizio riferito alla resistenza totale. — Il carico d'esercizio od ammissibile, per un singolo palo, viene in generale espresso da una formula che accumula le due resistenze calcolate:

$$P_{\text{amm}} = \frac{P_{\text{ult}}}{\eta} = \frac{P_{b\,\text{net}} + P_{l\,\text{net}}}{\eta} \tag{14.8}$$

essendo η il coefficiente di sicurezza. Per i terreni incoerenti, da un vasto numero di pali sperimentati ($D = 600$ mm) è risultato $\eta = 2 \div 2{,}5$, per cedimenti

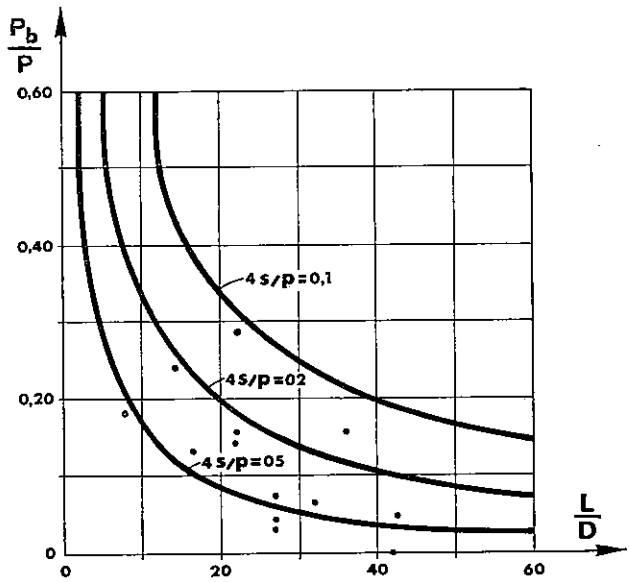


Fig. 14.16 – Evoluzione del rapporto fra la portanza alla base P_b di un palo ed il carico P applicato in testa in funzione del rapporto lunghezza/diametro del palo e per diversi valori del rapporto $4\,s/p$ fra la resistenza unitaria laterale e di base (circa 0,1 per terreni incoerenti e $0{,}2 \div 0{,}5$ per terreni coerenti) (Cassan).

massimi della testa del palo singolo dell'ordine di 15 mm cosicchè il coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}5$ sembra idoneo.

Ove la resistenza alla punta venga dedotta da $N_{q\,\text{crit}}$ anzichè N_q volendo ancora adottare un unico coefficiente di sicurezza sia per P_b che per P_l si può anche scendere ad $\eta \simeq 1{,}50$ delineando la scelta secondo i criteri esposti al cap. 12 e meglio separando e penalizzando diversamente le due resistenze.

La portanza va naturalmente correlata anche alla resistenza del conglomerato del palo che va considerata con maggiore prudenza che non per il getto delle strutture in elevazione. Nell'ipotesi di pressione centrata potranno adottarsi, a seconda della fiducia in una curata esecuzione, tassi d'esercizio medi:

$$\sigma_{b\ \text{amm (medio)}} = 25 \div 55 \text{ bar} \tag{14.9}$$

ritenendo accettabili i maggiori valori solo per non frequenti condizioni di massimo e comunque quando siano sicuramente escluse azioni flessionali. Ne consegue che con i migliori terreni, secondo i criteri di ottimizzazione cui si è fatto cenno, sono appunto le caratteristiche meccaniche del conglomerato, in relazione ai carichi, a dimensionare la sezione trasversale del palo, mentre la lunghezza viene calcolata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno. La lunghezza di calcolo può anche non essere la totale bensì il solo tratto di infissione nel bed-rock, se si attraversa uno strato inconsistente.

In un terreno omogeneo il rapporto fra la portanza di base e quella totale ultime, con riferimento all'eq. 14.4. e 14.5′, risulta:

$$\frac{P_b}{P} = \frac{1}{1 + P_l/P_b} = \frac{1}{\left(1 + 4\,\frac{s_{med}}{p_b}\,\frac{L}{D}\right)} \tag{14.10}$$

essendo, per terreni incoerenti omogenei, in media:

$$4\,s_{med}/p = Kf/N_{q\ crit} = 0{,}1 \div 0{,}2$$

come mostrato dalla fig. 14.16 che evidenzia l'influenza del rapporto L/D sulla ripartizione fra P_b e P_l e che P_b è piccolo per $L/D > 20$.

La fig. 14.17 evidenzia inoltre che, a parità di stato di addensamento del terreno, passando da un palo di diametro medio (40 cm) ad uno di grande diametro (150 cm) il contributo della base (curva a tratto e punto) alla totale resistenza ultima (curva continua) va assumendo sempre maggiore rilievo, rispetto alla resistenza laterale (curva a tratto).

Se però si fa riferimento ai cedimenti d'esercizio (nell'esempio $w_{med} = 4$ mm) la fig. 14.17 avverte che in ambedue i pali risulta impegnata praticamente la sola resistenza laterale e con valori prossimi a quello ultimo (v. eq. 14.2). La resistenza alla base è invece scarsamente presente (v. eq. 14.3) il che comporta uno scarso sfruttamento della portanza di base per i pali di grande diametro. La situazione s'invertirebbe se i pali raggiungessero una formazione lapidea, od almeno molto resistente rispetto a quelle attraversate, ed infatti è tale situazione stratigrafica che, soprattutto, consiglia l'adozione di pali di grande diametro.

Nella fig. 14.17 *c*, Withaker mostra efficacemente, con un grafico idealizzato, il graduale intervento delle due resistenze R_l ed R_b al crescere del cedimento, per un palo preforato nella argilla sovraconsolidata di Londra.

Da quanto detto consegue che sarebbe più logico considerare due coefficienti di sicurezza in luogo di uno solo, penalizzando in modo diverso le due

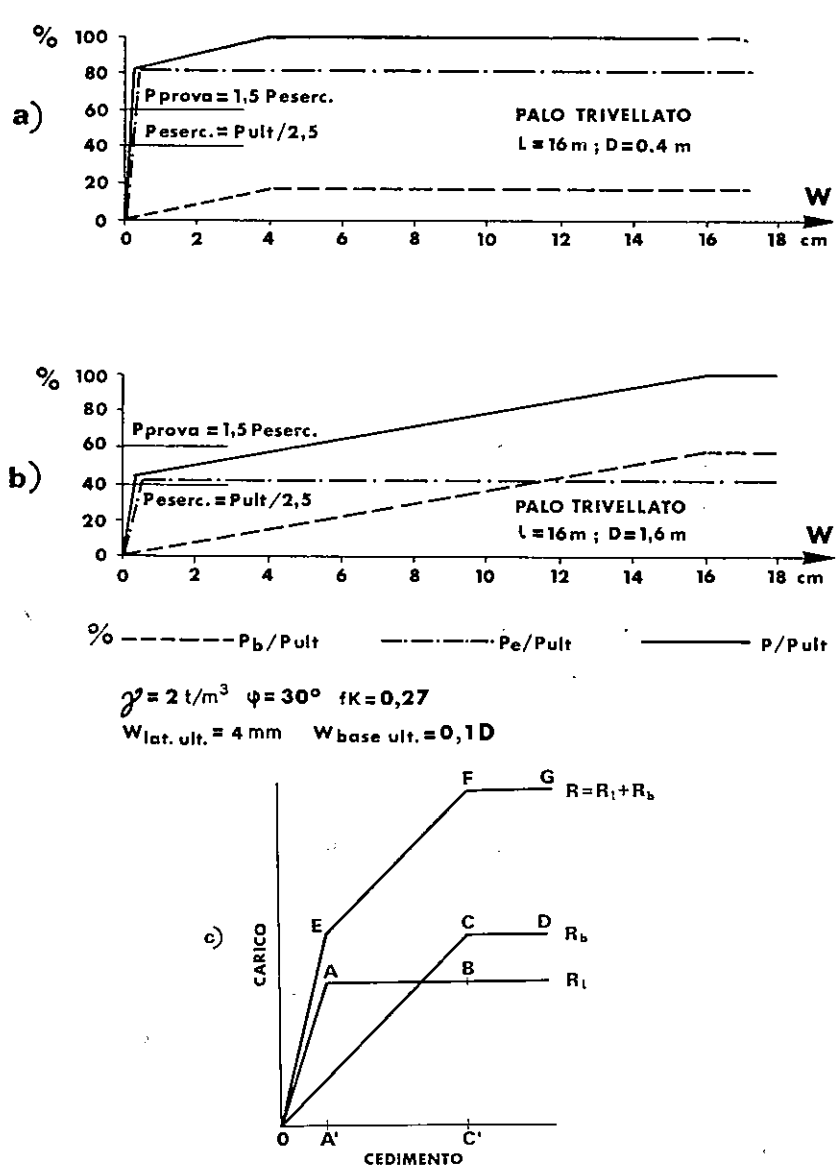


Fig. 14.17 – Ripartizione teorica della resistenza laterale ed alla base rispettivamente: *a*, in un palo di piccolo diametro; *b*, in uno di grande diametro (Viggiani); *c*, diagramma idealizzato dei due fattori di resistenza ($R = P$) (Whitaker).

resistenze: nella generalità dei casi più gravemente la portanza alla base che la portanza laterale.

Per operare tale scissione, con terreni incoerenti, mancano però dati tarati da lunga esperienza, anche perchè le divergenze fra portanze calcolate e misu-

rate sono anche del 40÷50% per cui è difficile fornire dati come quelli che verranno in seguito indicati per i terreni coerenti i quali invece presentano divergenze massime dell'ordine del 20%. Si può quindi seguire ancora il criterio dell'unico coefficiente di sicurezza, ove si valuti la portanza di base con la pressione critica (eq. 14.4) anzichè la pressione ultima, come prima detto.

Inoltre la fig. 14.18, che descrive esperienze condotte con modelli di palo di diverso diametro in vasche di sabbia, mostra quanto vari la resistenza ultima di base al variare dello stato di addensamento del terreno e quindi il maggior interesse ad adottare il fattore critico, anzichè ultimo, nella valutazione della portanza dei pali.

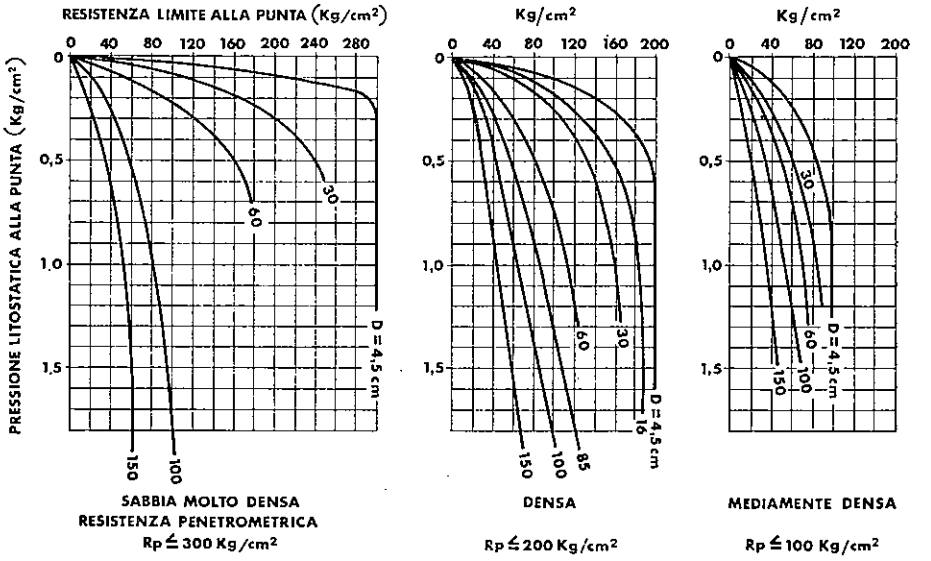


Fig. 14.18 – Resistenza alla base $P_{b\,ult}$ di pali di diverso diametro al variare della lunghezza e del diametro del palo e dello stato d'addensamento della sabbia definita dalla resistenza penetrometrica statica (Kerisel).

14.3.2.2 *Influenza della stratificazione.*

14.3.2.2.1 Stratificazione incoerente su stratificazione coerente. — Nel caso frequente di sottosuolo stratificato, il meccanismo di ripartizione del carico, fra base e fusto, è ancor più incerta che per i terreni omogenei.

La fig. 14.19 mostra le prove di carico su tre pali del diametro $D = 82$ cm, di diversa lunghezza, che attraversano stratificazioni diverse.

In particolare, nella prova del palo corto la resistenza alla base non è stata impegnata, evidenziando il contributo della portanza laterale del primo strato ghiaioso.

Si è riscontrato che per cedimenti di 5 mm (v. eq. 14.1) la resistenza laterale ultima risulta rispettivamente 50 t per il palo lungo 70 m ($s \simeq 2{,}5$ t/m²),

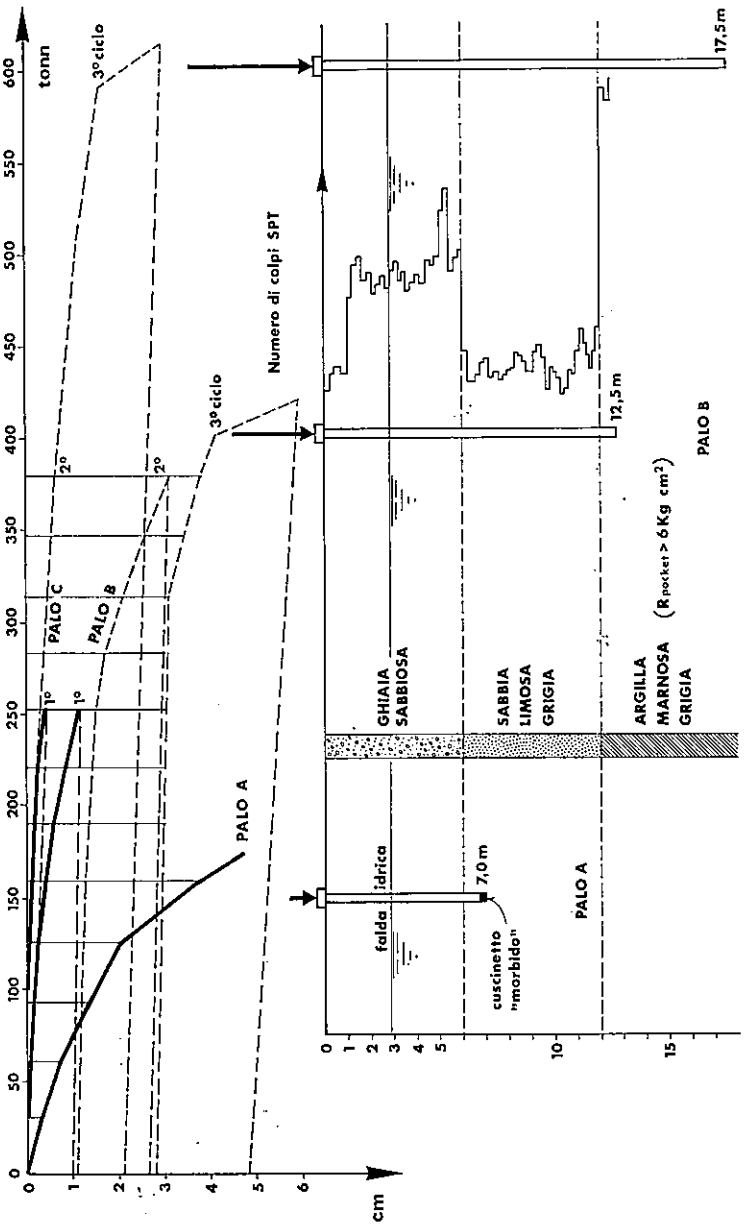


Fig. 14.19 – Prove di carico su tre pali trivellati del diametro $D = 820$ mm di diversa lunghezza; il palo lungo 7,0 m è stato costruito con un « cuscinetto » alla base per misurare la resistenza laterale complessiva delle ghiaie sabbiose ($N_{med} = 30$ colpi/30 cm) in falda idrica (Ventura).

150 t per il palo lungo 12,5 m e 250 t per il palo lungo 17,5 m. In terreni stratificati le prove di carico su pali prototipo di diversa lunghezza sono dunque determinanti per chiarire la ripartizione fra P_b e P_l e per individuare il carico d'esercizio (v. fig. 14.11).

14.3.2.2.2 Stratificazione coerente su strato incoerente di base. — Per un palo che raggiunga uno strato incoerente, dopo averne attraversato uno coerente poco consistente, si verifica nel tempo una variazione del rapporto delle portanze alla base e laterale.

Avviene infatti che all'inizio il carico applicato impegna la resistenza laterale lungo il fusto del palo, in condizioni non drenate (v. 14.3.2.3.1), mentre poi, con l'evoluzione del drenaggio, il palo cede e parte del carico, diffuso lateralmente, si trasferisce alla base.

Se il fenomeno è rilevante, ad evitare il cedimento di assestamento, se questo non è tollerato, si potrebbe addirittura eliminare l'aderenza laterale con uno dei sistemi proposti per escludere l'aderenza negativa, ovvero operare una precarica alla base (v. fig. 14.6 e 14.7), impegnando fin dall'inizio la portanza di base.

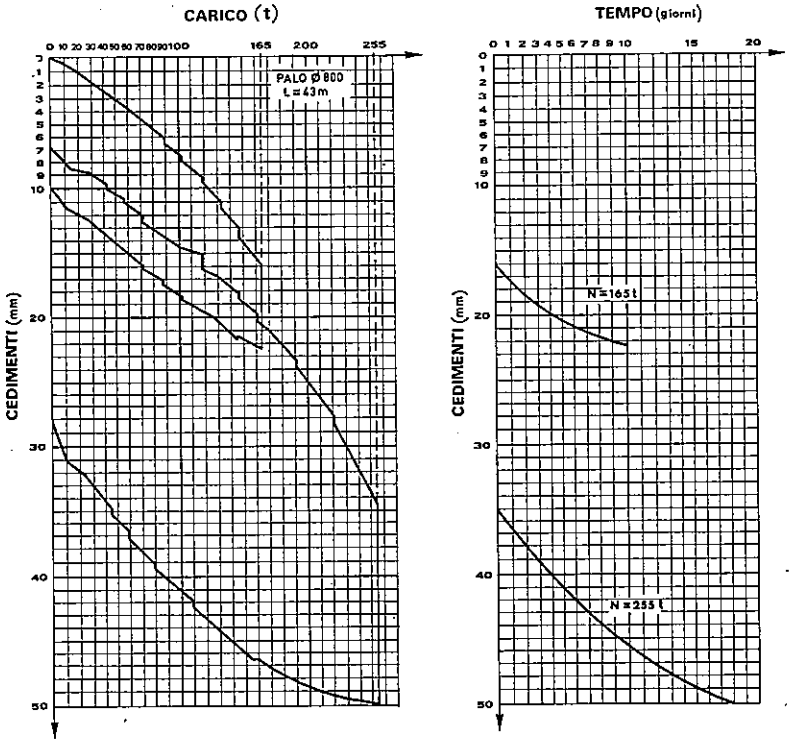


Fig. 14.20 – Prova di carico su un palo ⌀ 800 preforato attraversante terreni alluvionali del Tevere poco consistenti per raggiungere le ghiaie di base: effetto delle soste di carico sull'evoluzione dei cedimenti viscosi in condizioni non drenate.

Una prova di carico di un palo ⌀ 800 sito in un terreno della stratigrafia sopra descritta, è stata proseguita per alcuni giorni, con i risultati della figura 14.20. Si evidenzia che la ripartizione fra P_l e P_b si evolve nel tempo (v. fig. 14.12), anche in condizioni non drenate, e sarà ancora più divergente in condizioni drenate, come si verifica nel periodo di tempo d'esercizio, ben più lungo di quello di una prova.

Se la prova di carico viene, quindi, svolta in poche ore, i cedimenti misurati non sono affatto probanti ed ancora una volta (v. prove di collaudo in 4.2.7.3.2) la prova viene svuotata di contenuto.

I pali di grande diametro, in assenza di falda d'acqua e comunque quando il foro sia rivestito e possa essere svuotato, hanno il pregio di consentire di entrare nel foro per eseguire prove di carico dirette o penetrometriche sul fondo (v. fig. 14.7 e 14.24) ovvero indagini in profondità con sondaggi e, anche, più semplicemente, l'esame visivo del fondo.

Quando i pali raggiungono uno strato incoerente in falda, dopo aver attraversato strati coerenti, se la falda è artesiana, non solo lo svuotamento del foro non è realizzabile bensì si incontrano serie difficoltà per la esecuzione di pali preforati cosicchè può essere necessario volgersi verso altro tipo di palo od esaminare la convenienza di altro sistema di fondazione.

14.3.2.3 *Terreni prevalentemente coerenti.*

14.3.2.3.1 Terreni coerenti non passibili di «attrito negativo». — Qualora la resistenza di un terreno coerente saturo, sollecitato a lungo termine, sia maggiore di quella a breve termine, può dirsi che esso è «normalmente» sollecitato cioè, nel tempo, il complesso palo-terreno non perde portanza per rilassamento della resistenza laterale nè tanto meno per sviluppo del fenomeno, cosiddetto, di «attrito negativo» (v. paragrafo successivo).

In tale situazione la verifica della portanza del palo va effettuata per le condizioni iniziali, non drenate, cioè per modello di terreno incompressibile, con parametri di resistenza $\varphi_u = 0$; $c_u \neq 0$ (v. 3.6.5) essendo, appunto, questa una condizione più sfavorevole della drenata.

L'espressione generale (v. eq. 9.71) della portanza ultima alla base è allora:

$$p_{b\,ult} = c_{ub}\, N_c + \gamma\, L \qquad (14.11)$$

essendo c_{ub} la coesione non drenata alla profondità della base del palo ed N_c il fattore di portanza, i cui valori sono riportati in fig. 14.21, in funzione del rapporto L/D e della forma del palo, ovvero del setto di paratia.

Il termine $\gamma\, L$ viene spesso trascurato a compenso del peso del palo per cui $p_{b\,ult}$ diventa un valore netto (v. 13.2.4).

Quando il palo sia approfondito di almeno 5 volte il diametro entro lo strato di base, si assume il valore $N_c = 9$ indipendentemente dalla lunghezza del palo. La semplificazione è lecita considerato che il contributo della base alla portanza è ancor più esiguo nei terreni coerenti che in quelli incoerenti.

Una variazione di c_u in terreni coerenti, quindi, incide molto di meno che una variazione di φ in terreni incoerenti.

Va poi ricordato che in presenza di terreni sovraconsolidati fessurati, le misure di laboratorio (provini piccoli non rappresentativi dello stato fessurativo) forniscono valori in eccesso rispetto a quelli in sito (che interessano maggiori fessure) per cui sperimentalmente c_{ub} (sito) = (0,6÷1,0) c_{ub} (lab), passando da argille molto fessurate ad argille intatte.

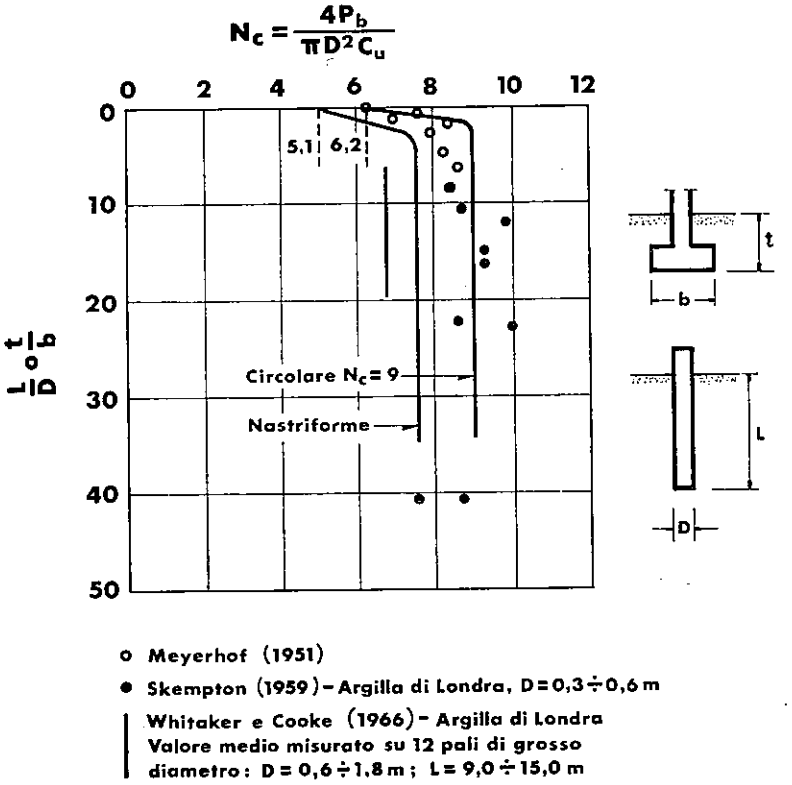


Fig. 14.21 – Fattore di portanza di base N_c di un palo singolo, o di un setto di paratia, in terreni coerenti; esso è assunto indipendente dalla coesione non drenata c_u, come si riscontra sperimentalmente (Whitaker e Cooke).

Una corretta misura di c_u, con la profondità, è determinante, comunque, per la valutazione della portanza laterale, il cui valore unitario può esprimersi

$$s\,(z) = \alpha\, c_u\,(z) \qquad (14.12)$$

essendo α un fattore di riduzione della coesione non drenata, che tiene conto dei disturbi dell'esecuzione del foro (tanto maggiore quanto più il terreno è sensitivo) e degli effetti di rigonfiamento immediato e lento (v. figg. 15.5 e 15.6) in specie per pali di grande diametro in terreni molto sovraconsolidati, fessurati.

Particolarmente significative, nell'impiego delle equazioni (14.11) e (14.12), sono le misure di c_u (v. 4.2) effettuate con il vane test (per $c_u < 1$ bar) o con il penetrometro statico, per cui $c_u = \frac{R_p}{(15 \div 30)}$ interpolando fra 15 e 30 al crescere del grado di sovraconsolidazione.

Nel campo d'uso del vane test, per terreni marcatamente argillosi, la misura di c_u può essere effettuata anche con la prova di compressione ad espansione laterale libera (ELL v. 3.6.5). Peraltro con terreni limosi, ed ancor più limo-sabbiosi, i valori di c_u, dedotti dalle prove ELL, sono ben inferiori a quelli in sito per cui è opportuno fare ricorso anche alle prove triassiali UU.

In linea generale la coesione c_u può essere conosciuta in base alla prova ELL solo se l'indice di plasticità è $I_p > (20 \div 30)$ (v. fig. 3.91) e sempre che il terreno non sia fortemente organico, il che può essere accertato bruciandone un campione e ottenendo per differenza il peso di materia organica (MO).

La tabella 14.3 fornisce una graduazione in % del tenore organico (MO).

TABELLA 14.3 – **Tenore organico delle torbe.**

% MO < 2	terreno inorganico
$2 <$ % MO < 10	» debolmente organico
$10 <$ % MO < 30	» mediamente organico
% MO > 30	» organico (torba)

Altra errata interpretazione del valore di c_u si verifica per i terreni marnosi, così frequenti in Italia, che presentano una coesione per cementazione diversa dai terreni prettamente argillosi, come risulta dai limiti di consistenza.

Per essi è allora utile una misura calcimetrica (tenore di $CaCO_3$) così da potersi avvalere della classifica convenzionale della tabella 14.4.

TABELLA 14.4 – **Calcimetria delle marne.**

$CaCO_3$	0÷ 10%	Argilla o limo
»	10÷ 30%	Argilla marnosa o limo marnoso
»	30÷ 70%	Marna
»	70÷ 90%	Calcare marnoso
»	90÷100%	Calcare

La fig. 14.22 fornisce, sia pure in base a scarsa sperimentazione, il fattore di riduzione α della eq. (14.12).

Skempton, per le argille sovraconsolidate fessurate di Londra, indica $\alpha = 0{,}45$ (per $c_u > 2$ bar) e comunque assume, come valore massimo d'ade-

sione $s = 1$ bar, qualora si assuma come coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}5$, ciò sia per pali eseguiti a secco che con fango. Per argille molli ($c_u < 0{,}3$ bar) indica il valore $\alpha = 0{,}9 \div 1{,}0$ se le argille non sono sensitive (v. 3.6.5); se lo sono risentono molto del disturbo per esecuzione dei pali ed il fattore di riduzione può raggiungere il valore $\alpha = 1/S_t = c_{u\ rim}/c_{u\ ind}$ come per i pali battuti.

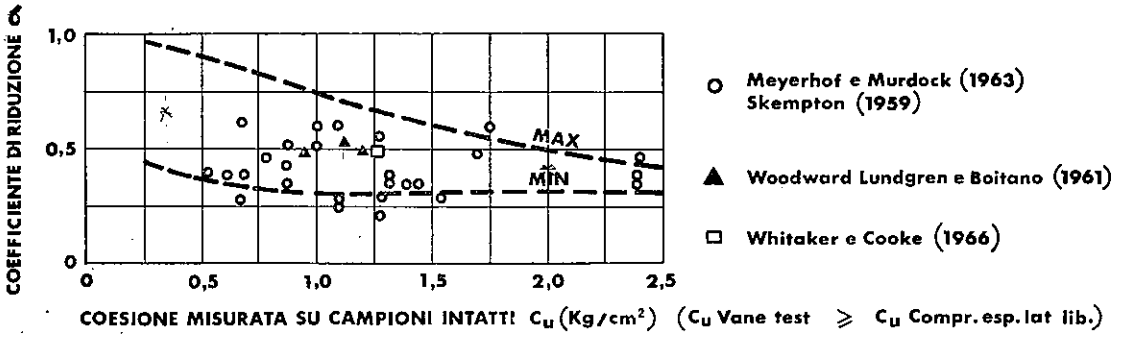


Fig. 14.22 – Valori sperimentali del coefficiente α riduttivo della coesione non drenata c_u per effetto del disturbo del terreno nella esecuzione di pali preforati (c_u è misurata con la prova di compressione a espansione laterale libera), (Kerisel).

Più frequentemente delle argille sensitive, in Italia, si rinvengono, specie in falda idrica, strati di argilla fittamente intercalati da livelli sabbiosi: il disturbo (rilascio) della esecuzione è allora notevole, specialmente se i getti non sono tempestivi, ed allora in una valutazione di insieme $\alpha \geq 0{,}5$.

Peraltro, come già accennato, intervengono successivi fenomeni di consolidazione del terreno, intorno al palo, che ne ricostituiscono la resistenza per cui α aumenta nel tempo.

In ogni caso, al fine di misurare la resistenza laterale non drenata dei pali trivellati in terreni coerenti, le prove di carico su pali strumentati, come visto per i terreni incoerenti nella fig. 14.14, sono sempre le più indicative.

La fig. 14.23 descrive una serie di esperienze svolte da O'Neil e Reese su pali di diametro $D = 750$ mm, di diverse lunghezze fino a 15 m, in argille non drenate.

La fig. 14.23 *a*, mostra la ripartizione fra portanza laterale ed alla base al crescere del carico applicato, nonchè del cedimento, sino ai valori ultimi; la fig. 14.23 *b*, i diagrammi di distribuzione della resistenza laterale s (z) su un palo corto.

Si vede che, pur sotto carichi elevati, non viene impegnata ovunque la resistenza laterale massima: in particolare, in prossimità della base, la s (z) è la minima, specie al crescere dei cedimenti medi del palo (fig. 14.23 *c*).

La fig. 14.23 *d*, contiene i diagrammi di trasferimento laterale del carico lungo il fusto, da misure effettuate in 4 punti di alcune sezioni del palo; si vede ancora che risulta onvunque $s < c_u$. Ciò significa che l'effetto dello scavo e del-

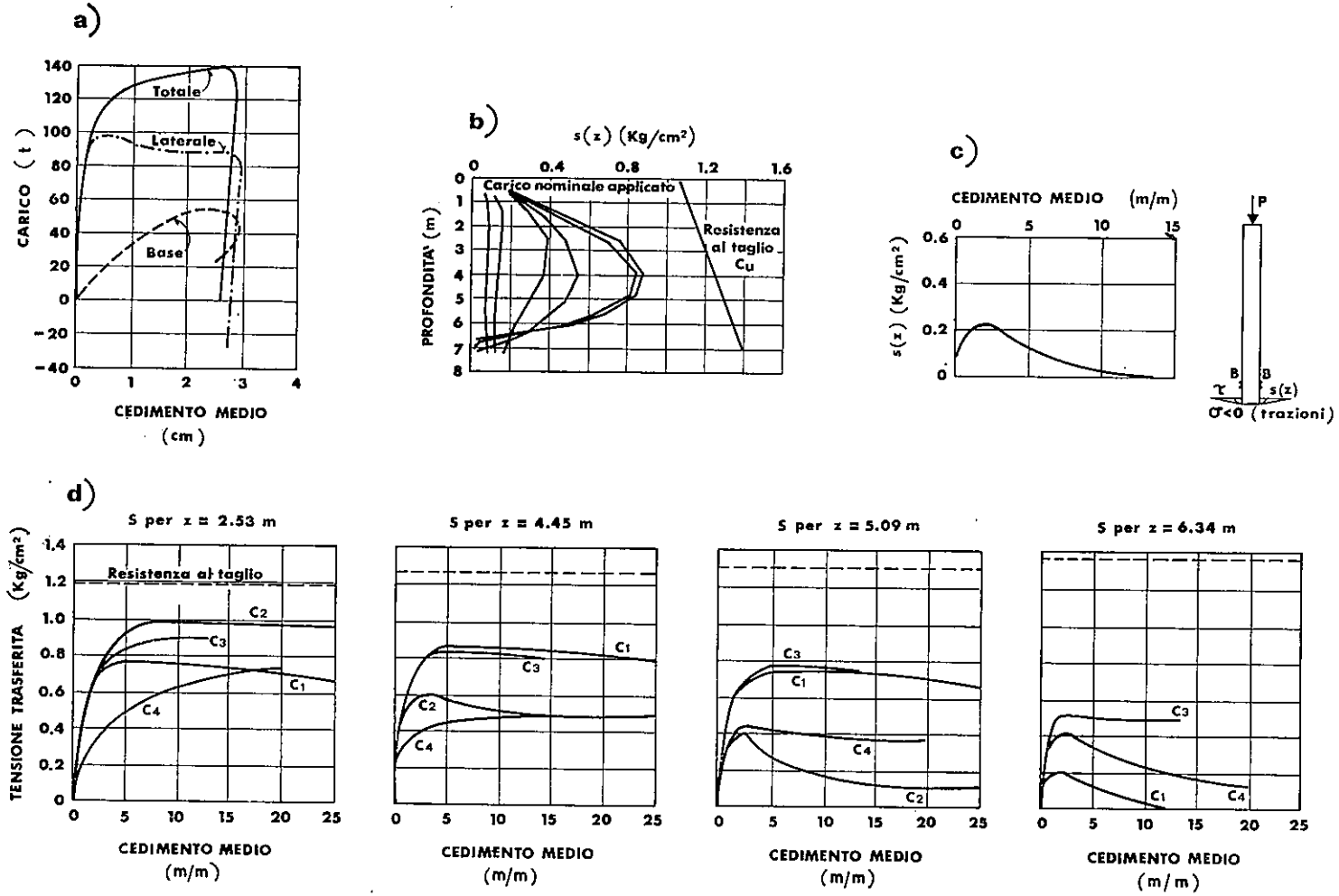


Fig. 14.23 – *a*, analisi della ripartizione della resistenza laterale ed alla base in un palo di diametro $D = 750$ mm e di lunghezza $L = 7$ m trivellato in terreni coerenti leggermente sovraconsolidati (O'Neil e Reese); *b*, distribuzione della tensione s trasferita lateralmente al terreno; *c*, curve $s = \overline{w}$ (v. fig. 14.14) alla base del palo (essendo $\overline{w}$ la media fra il cedimento in testa ed alla base, quasi uguali nel presente caso; *d*, idem in diverse sezioni strumentate ognuna con 4 celle deformometriche.

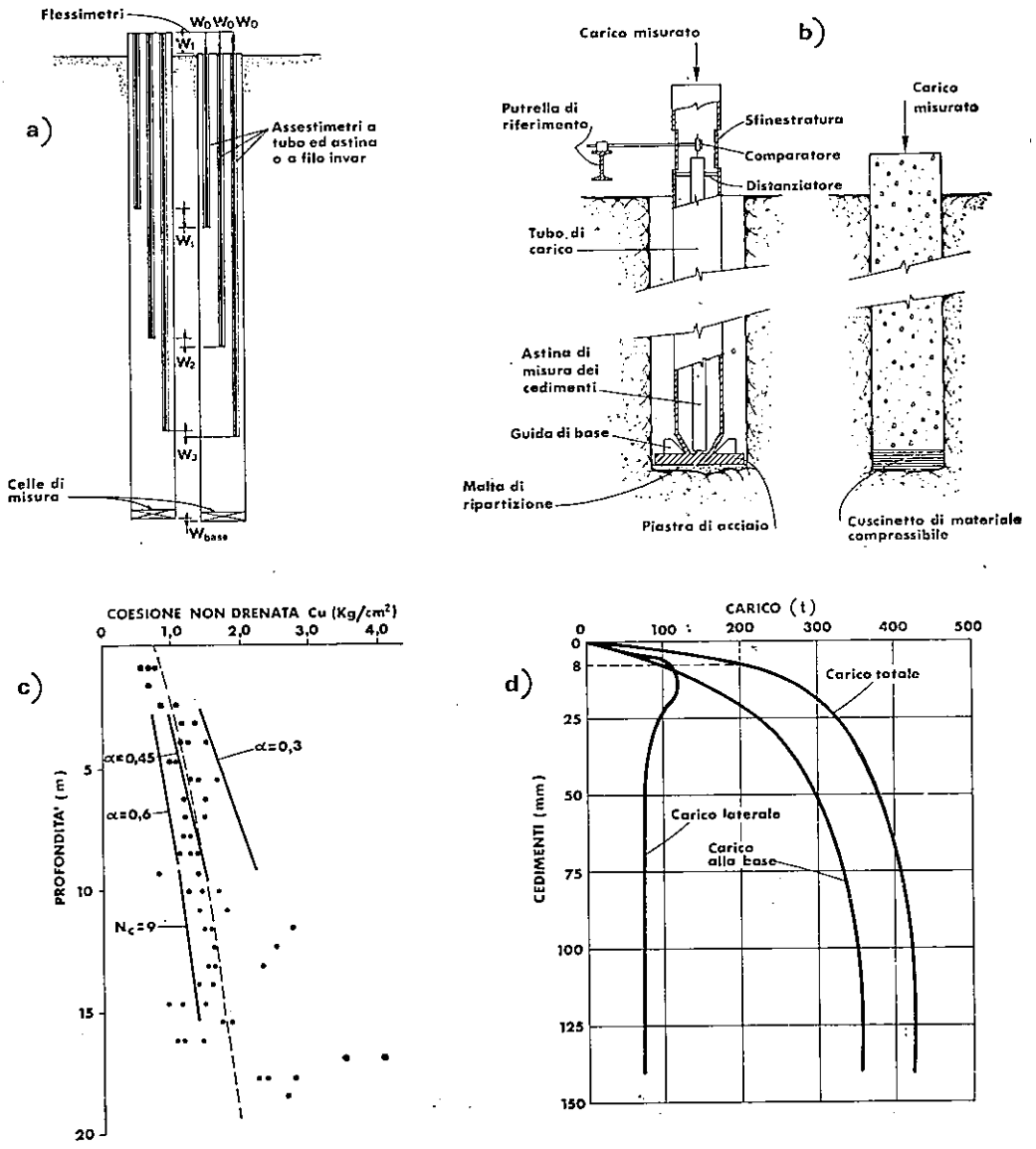


Fig. 14.24 – *a*, schema per misurare contemporaneamente il carico trasferito lateralmente e quello alla base tramite cella di base e la misura dei cedimenti w (z) in sezioni di un palo a diverse profondità (Ventura); *b*, sistema per misurare rispettivamente la sola resistenza alla base e la sola resistenza laterale in un palo; *c*, analisi della ripartizione della resistenza laterale ed alla base di pali di diametro nominale D = 619, 760 e 915 di lunghezza da 10 a 15 m trivellati in terreni coerenti di Londra sensibilmente sovraconsolidati; *d*, ripartizione delle resistenze laterali ed alla base in una dei detti pali (v. anche fig. 14.17 *b*) (Whitaker e Cooke).

l'asportazione di terreno provoca il rilascio dell'argilla, fenomeno già valutato con l'introduzione del fattore di riduzione α. Nel caso di fig. 14.23, in cui l'argilla presenta una coesione c_u, circa costante con la profondità, il coefficiente α cresce con la profondità così come cresce il rilassamento delle pareti del foro (v. fig. 6.62).

La fig. 14.24 descrive i risultati di una serie di prove di carico in sito, promosse da Whitaker e Cooke nelle argille sovraconsolidate di Londra, aventi una coesione non drenata variabile lineamente con la profondità z secondo la legge: $c_u = 1{,}0 + 0{,}05\ z$ (bar). I fori vennero ottenuti per trivellazione con elica a « secco », senza rivestimento, con diametri: 610; 762 e 915 mm e con lunghezza da 10 a 15 m.

In fig. 14.24 *c*, vengono confrontati i valori di c_u, ricavati in sito con la prova di carico per dati α ed N_c, con quelli ottenuti dalla prova triassale UU (v. 3.6.5) ripetuta su una vasta serie di provini. In particolare la coesione c_u delle prove in sito è risultata minore di quella di laboratorio per effetto della fessurazione, come già detto a proposito di c_{ub} (eq. 14.11).

Nelle figg. 14.24 *a* e *b*, si vedono i procedimenti idonei per rilevare la ripartizione del carico fra fusto e base per i cedimenti immediati (v. 8.1). In fig. 14.24 *a* le misure sono effettuate simultaneamente su un palo, mediante misura con una cella di base ed astine deformometriche. In fig. 14.24 *b* le misure sono invece, effettuate separatamente, una volta con prova su piastra posizionata sul fondo del foro (caricata come in una prova tradizionale su pali) ed una seconda con prova di carico sul palo eseguita successivamente ed alla cui base sia stato inserito un « cuscinetto » morbido che eviti il contatto, e quindi ogni trasmissione di sforzo al terreno.

La fig. 14.24 *d*, illustra, infine, la ripartizione tipica riscontrata nelle esperienze: appare chiaramente che, sotto il carico d'esercizio (200 t), la resistenza alla base è poco impegnata. Alcuni autori suggeriscono di conseguenza, per i pali in argilla molto sovraconsolidata (SC), anzichè di applicare un unico coefficiente (v. eq. 14.8) di sicurezza $\eta = 2{,}5$ alla resistenza totale ultima $P_{b\,ult} + P_{l\,ult}$, scinderlo in due $\eta = 2$ per $P_{l\,ult}$ ed $\eta = 3$ per $P_{b\,ult}$.

Il valore poi del termine $4\ s_{med}/p_b = 4\ \alpha/N_c \simeq 0{,}2 \div 0{,}5$ dell'eq. 14.10 per terreni omogenei, indica che la ripartizione fra P_b e P_l oscilla in un campo più ampio che non per i terreni incoerenti (v. fig. 14.16) ma per $L/D > 20$ l'influenza di P_b su P totale è già piccola.

Il coefficiente $\alpha = s/c_u$ andrebbe sempre ricavato sperimentalmente da prove su pali prototipo; se, invece, viene scelto per similitudine con altri casi, occorre molta cautela nel fissarne il valore valutando l'effetto della componente viscosa del terreno, sia pure in condizioni non drenate (v. figura 3.70).

La preoccupazione dei fenomeni viscosi che sorge con i terreni NC, ed in generale l'incertezza sulla previsione dei cedimenti dei pali, specie se di grande diametro, inducono ad una scelta prudente del coefficiente di sicurezza che porterebbe a suggerire criteri inversi a quelli indicati per i terreni SC e cioè penalizzare più la portanza laterale P_l che quella di base P_b.

14.3.2.3.2 Terreni coerenti passibili di « attrito negativo ». — Per attrito negativo si intende una azione diretta verso il basso, trasmessa dal terreno su una parte del fusto del palo.

Le cause che possono provocare questa azione di trascinamento sono diverse ma il fenomeno si verifica sempre in presenza di terreni fortemente cedevoli poichè il moto di assestamento del tratto ove si genera l'attrito negativo deve prevalere sul cedimento del palo. La causa può essere un assestamento naturale di una stratificazione di argilla, in fase di consolidazione, o, più frequentemente, un assestamento di uno strato cedevole prodotto da sovraccarichi posti in superficie, in prossimità dei pali, quale un rilevato stradale, ovvero la pavimentazione di un deposito di materiale pesante (ad esempio cumuli di sale).

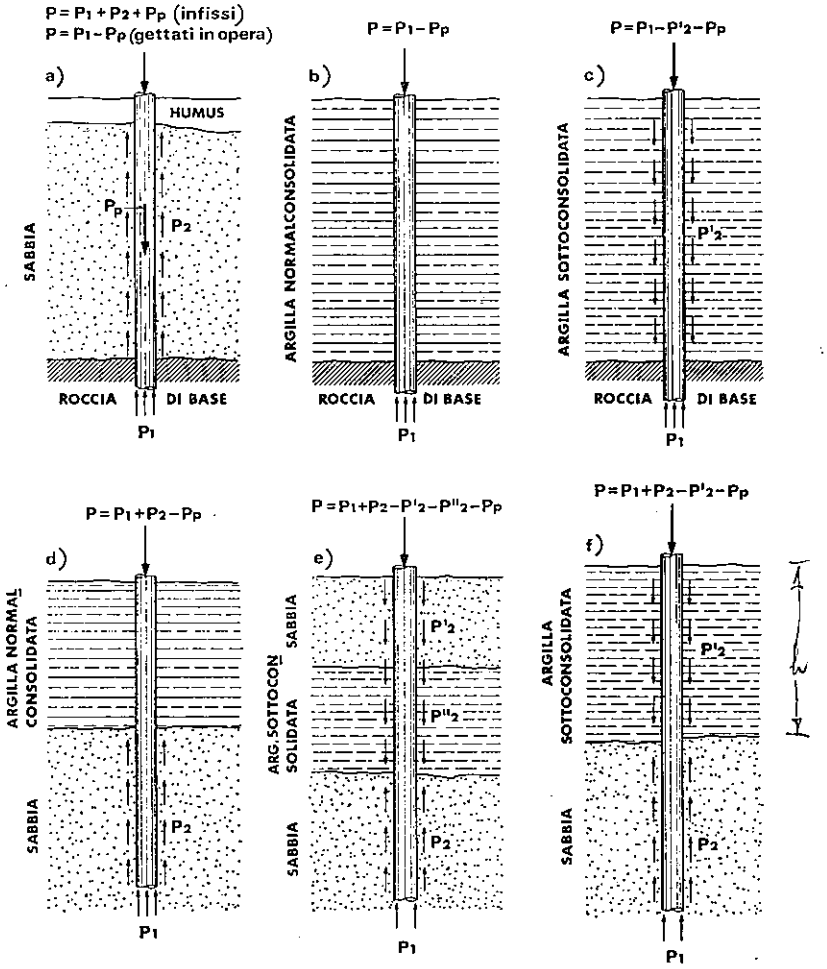


Fig. 14.25 – Schematizzazione della funzione resistente di pali in terreni di diversa stratigrafia.

Altre cause, sia pure generalmente meno incisive, possono essere l'abbattimento della falda idrica, specie se permanente, od il forte disturbo provocato dall'infissione di pali battuti in terreni molli

La fig. 14.25 mostra l'influenza della stratigrafia sul comportamento di un palo sollecitato assialmente.

La fig. 14.25 *a*, è il caso corrente, in cui non ha luogo l'attrito negativo, le *b* e *d*, di cedimenti piccoli, per cui si trascura il contributo della portanza laterale (P_i) nello strato molle, le *c*, *e* ed *f* rappresentano casi di cedimenti sensibili per cui si desta l'attrito negativo negli strati molli ed anche in quelli soprastanti (*e*).

Il fenomeno assume importanza diversa a seconda che i pali raggiungano o meno alla base un terreno solido. L'attrito negativo è sempre una azione tangenziale sul palo, azione che raggiunge il valore massimo pari a quello dell'eq. 14.12, ma di segno negativo, per azione del terreno lungo il palo. Da qui la dizione di attrito per quanto, essendo spesso la stessa argilla ad agire direttamente sul palo, sarebbe preferibile parlare di adesione.

Quando il palo poggia alla base, come in fig. 14.25 *a*, su uno strato resistente ed attraversa un terreno omogeneo cedevole, ed è il caso più frequente che il palo vada a cercare un terreno capace di assumersi il carico, il cedimento assoluto, ed anche relativo del terreno rispetto al palo, è massimo in testa e circa nullo alla base. Quindi anche l'attrito negativo è massimo in sommità.

Per forti carichi applicati direttamente sul suolo, vicino al palo, la risultante dell'attrito negativo può essere così elevata da produrre lo sprofondamento del palo, per rottura del terreno sotto la sua base, e addirittura la rottura dello stesso palo, se il terreno di base è una roccia lapidea ed il palo è già fortemente caricato in testa.

La fig. 14.26 *a* mostra la distribuzione dei carichi assiali, rilevata sperimentalmente due anni dopo l'applicazione del carico, lungo pali infissi, con e senza puntazza, attraverso terreni sottoconsolidati, fino a raggiungere uno strato di « base ». Questi risultati, ottenuti per pali infissi, possono essere estesi a pali preforati.

A chiarimento del fenomeno nella fig. 14.26 *b* è rappresentato il caso di un palo « sospeso », tutto in terreno argilloso poco consistente, sollecitato in superficie dalla pressione p, prodotta da un carico applicato in vicinanze al palo. Si vede come l'evoluzione della resistenza laterale nel tempo sia molto spiccata.

Nella fig. 14.26 è segnato per un tempo t, a partire dal caricamento del palo, il cedimento del terreno alle varie quote (fig. sinistra linea a tratto continuo) riferito a quello del palo supposto indeformabile fatto coincidere con la linea d'asse del palo (linea a tratto e punto).

La ascissa del cedimento del terreno, riferita alla retta del cedimento del palo, rappresenta, quindi, ad ogni altezza, lo scorrimento relativo. Poichè i cedimenti del terreno sono maggiori nel tratto alto ed inferiori in quello basso, l'aderenza laterale del terreno sul palo ha nei due tratti segno opposto, ossia è diretta verso il basso nella parte superiore, cosicchè si somma al carico applicato in testa, e verso l'alto nella parte inferiore. Ove il cedimento del ter-

reno superi quello del palo si impegna la resistenza residua del terreno anzichè quella di picco.

Resta quindi individuato un punto, di cedimento relativo nullo, e quindi di aderenza laterale pure nulla, detto da Terzaghi punto neutro (linea a tratto).

Va rilevato che gli strati inferiori, prossimi alla base, cedono anch'essi, non solo per la compressibilità propria, ma anche per quella degli strati sottostanti.

L'assetto statico rappresentato dalla fig. 14.26 non è stazionario, bensì

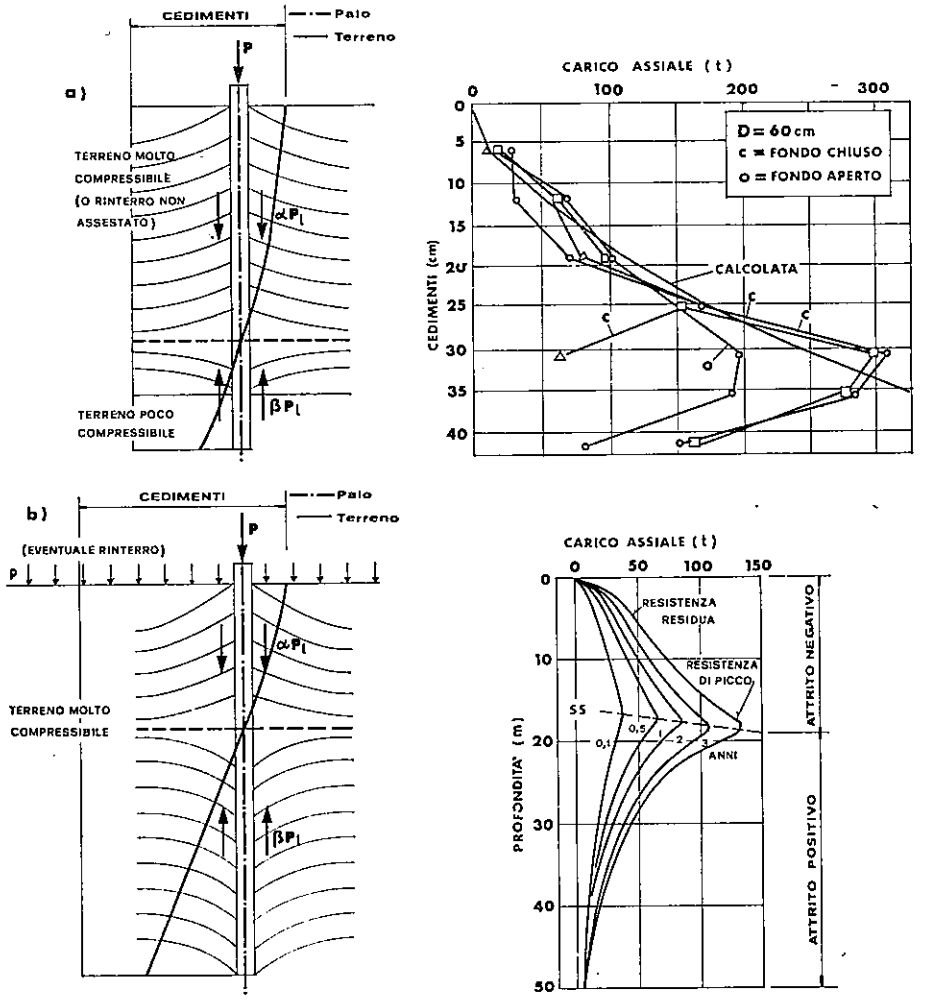


Fig. 14.26 – Curve di distribuzione lungo il fusto del palo del carico assiale per effetto dell'« attrito negativo » su pali tubolari in acciaio strumenti ed infissi in terreni coerenti molli: *a*, distribuzione dopo due anni per più pali « portanti alla base » (Endo e altri); *b*, evoluzione nel tempo della distribuzione per un palo « sospeso » (Bozozuk).

variabile nel tempo (fig. *b*) nel senso che si modifica continuamente con lo spostamento del punto neutro, sia a seguito del lento assestamento dell'argilla, sia del cedimento del palo, fino a raggiungere una situazione finale di equilibrio statico.

Tenuto conto che la resistenza laterale del terreno aumenta con la profondità, indicando con $\alpha\ P_l$ l'azione di aderenza negativa e $\beta\ P_l$ quella positiva, essendo P_l la resistenza laterale di tutto il palo, se si suppone che il palo sia rigido e non trovi resistenza alla punta, per equilibrio, si avrebbe

$$P_{l\,ult} = P_l\ (\beta - \alpha) \tag{14.13}$$

e la somma dei due coefficienti $\alpha + \beta$ è lievemente inferiore ad 1.

Se invece il palo porta prevalentemente alla base, ossia con punta praticamente ferma in uno strato duro, il punto neutro si abbassa gradualmente nel tempo, fino a sistemarsi in prossimità della punta del palo e l'attrito laterale diviene totalmente negativo ($\beta \simeq 0$), tanto più rapidamente se trattasi di pali preforati, meno con pali infissi.

Se si conoscesse il punto neutro si conoscerebbero α e β ma la sua determinazione implica il calcolo dei cedimenti del terreno e del palo. D'altra parte ciò che interessa per lo studio della fondazione è la situazione non drenata, che è la più sfavorevole.

Vari autori (Zeevaert, De Beer, Wallays) hanno tentato di trattare teoricamente in condizioni drenate il fenomeno nel lodevole sforzo di fornire un buon procedimento di calcolo ma le ipotesi e le schematizzazioni sono discutibili poichè i fattori che intervengono sono molteplici e difficilmente separabili.

La trattazione analitica del problema si complica ancora quando i sovraccarichi sul terreno sono applicati disordinatamente, quale una nuova costruzione vicina come indicato in fig. 1.32, ovvero un rilevato parzialmente perimetrale all'edificio (fig. 1.38).

La eterogeneità dei terreni è poi un fattore che può infirmare qualsiasi previsione.

Dinanzi ad un fenomeno così imponderabile l'ingegnere deve accontentarsi di prevedere un carico supplementare, trasmesso al palo dall'attrito negativo, di formula identica (per terreno non stratificato) alla (14.5′) ma cambiata di segno:

$$-P_l = \pi\ D\ \xi\ L\ K\ \operatorname{tg}\delta\ \gamma\ \frac{L}{2} \tag{14.14}$$

Il coefficiente $\xi < 1$ definisce la frazione di superficie laterale da considerarsi come negativa, da valutarsi come indicato nella tab. 14.5 in funzione dei prevedibili cedimenti del terreno.

Può ritenersi, tuttavia, che nelle condizioni più gravose, ossia quando il palo attraversa un terreno scarsamente consolidato per raggiungere alla punta un terreno consistente, ovvero quando l'intensità e l'estensione del carico applicato alla superficie del suolo sono forti e la lunghezza del palo piccola, possa al massimo raggiungersi il valore $\xi = 0{,}8$.

È comunque evidente che l'azione trasmessa al palo per attrito negativo non può superare il peso applicato sulla zona di suolo che compete al palo stesso oltre a quello del terreno fra i pali.

TABELLA 14.5 – **Azione indotta dall'attrito negativo.**

Cedimento dello strato di terreno	Spessore dello strato attivo		
	5 m	10 m	20 m e più
1÷2 cm	Si esclude dal calcolo della portanza lo strato passibile d'attrito negativo: $\xi L = 0$		
2÷10 cm	$\xi L = 3$ m di palo	5 m di palo	10 m di palo
oltre 10 cm	$\xi L = 5$ m di palo	7 m di palo	14 m di palo

Quando poi la stratificazione mostri chiaramente gli strati che produrranno attrito negativo, come nel caso della fig. 14.25 *c*, dove lo strato superiore di terreno incoerente, abbassandosi per l'assestamento dello strato cedevole sottostante, caricherà totalmente il palo, allora è chiaro che l'attrito negativo dello strato va considerato quasi integralmente, senza far ricorso alla tab. 14.5.

Se esso è h, la risultante attiva è (v. fig. 14.25 *f*)

$$P'_2 = \pi D s \xi 4$$

che non può superare

$$P'_2 = i^2 \xi 4 \gamma \tag{14.15}$$

essendo i l'interasse dei pali.

Per una palificata può considerarsi l'attrito negativo agente sulla superficie S perimetrale al gruppo di pali.

Quindi il maggior carico per ognuno degli n pali è:

$$P'_2 = \xi \frac{S s}{n} \tag{14.16}$$

Ciò se la fondazione è rigida, poichè viene ripartito equamente nel gruppo di pali l'attrito negativo che agisce sui pali perimetrali; altrimenti si produrrebbero cedimenti differenziali fra pali perimetrali ed interni, come pure cedimenti differenziali possono essere provocati da sovraccarichi diversi applicati in superficie quali ad es. rilevati di altezza variabile lungo la palificata.

Quando nel calcolo dei pali si tiene conto dell'attrito negativo si fa un'ipotesi pessimista e quindi può ridursi il coefficiente di sicurezza secondo i criteri del cap. 12 (ad esempio $\eta = 1{,}5$) ma si ponga attenzione che la risultante del-

l'attrito negativo venga detratta non dal carico di rottura, bensì da quello di esercizio così che il carico ammissibile (v. fig. 14.25 *f*) risulta:

$$P_{amm} = \frac{P_1 + P_2}{\eta} - P'_2 \qquad (14.17)$$

avendo trascurato il peso proprio del palo.

Peraltro, anche per questo problema, può farsi ricorso all'esperienza in sito. Sono significative le esperienze eseguite in fase progettuale di un fabbricato a Rotterdam, fondato su terreno in via di consolidazione, nell'intento di valutare l'attrito negativo su pali di tipo diverso. Il sottosuolo era costituito da uno strato di torba e sottostante soffice strato di argilla che, non avendo raggiunto la sua consolidazione definitiva, avrebbe subito importanti assestamenti dopo la costruzione dell'opera e ciò indipendentemente dallo stesso carico applicato. Così stando le cose, non solo non si poteva fare assegnamento sulla resistenza laterale dei pali, ma anzi l'attrito avrebbe gravato i pali del peso del terreno circostante.

Essendo pertanto della massima importanza conoscere anzitutto la resistenza per attrito laterale fra palo e terreno, i pali vennero sottoposti ad un ciclo di esperienze, come indicato nella fig. 14-27. La fig. 14.27 *a*, mostra la reazione del terreno alla base di un palo, infisso con l'ausilio di acqua a pressione, in modo da eliminare ogni resistenza d'attrito laterale. Nella fig. 14.27 *b* si vede la deformazione del terreno durante la prova di carico del palo, intervenendo la resistenza alla punta e quella per attrito laterale, ossia il carico totale P_{ult}; nella fig. 14.27 *c* è la prova di trazione nella quale,

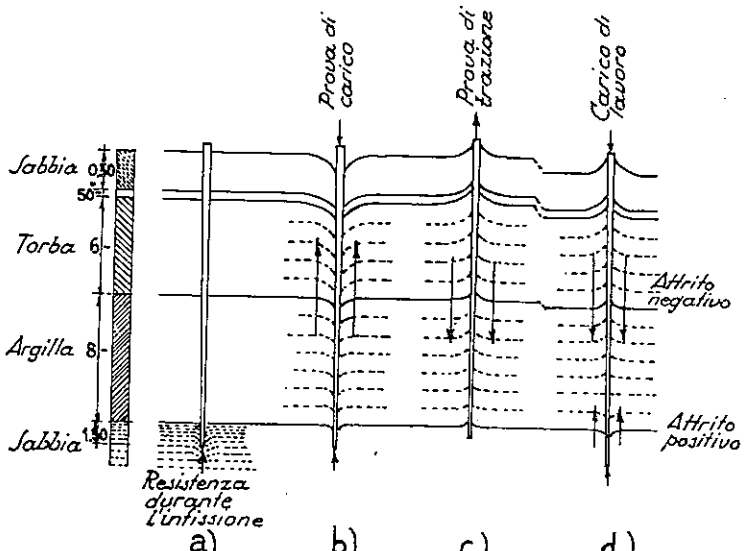
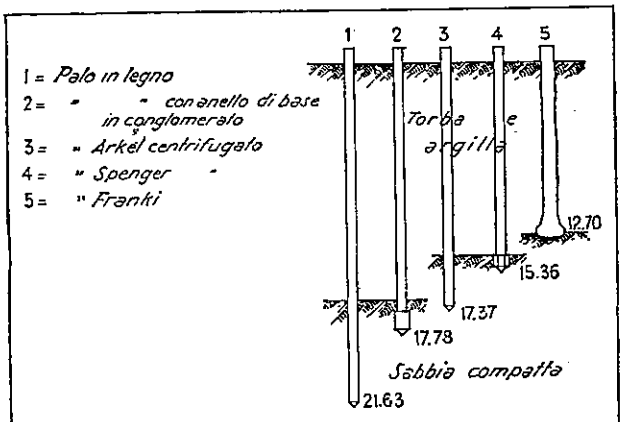


Fig. 14.27 – Esperienze su un palo in terreno non consolidato: *a*, resistenza alla punta durante l'infissione con jetting; *b*, resistenza di attrito laterale e deformazione del terreno nella prova di carico; *c*, lo stesso nella prova di trazione; *d*, andamento dell'attrito laterale sul palo a seguito dell'assestamento del terreno.

essendo l'attrito l'unica resistenza, si determina $P_{traz} = \sim P_{l\ ult}$ Nella fig. 14.27 *d* è in fine schematizzata la deformazione prevedibile del terreno prodotta sul palo caricato.

Vennero sperimentati diversi tipi di pali: in legno, con collare in conglomerato alla base per aumentare la resistenza alla punta, infissi conici e gettati in opera in tubazioni infisse.

I risultati sono riassunti nella fig. 14.28. Il primo palo in legno, che venne infisso per 5,50 m nella sabbia, nella prova di carico dette una resistenza $P_{ult} = 52{,}5$ t e poichè nella prova a trazione si ebbe $P_{trazione} = 27{,}5$ t risultò per differenza il carico alla punta $P_b = 25$ t.



Affondamento del palo nella sabbia		5 53	1.68	2.47	0.66	0.20	m
Massima portata	P_{max}	52 5	42	105	150	260	tonn
" resistenza per attrito	P_2	27 5	19	30			"
" " alla punta	P_1	25	133	75	150	260	"
Attrito negativo	αP_2	16 5	18	26 6	27	50	"
" positivo	βP_2	5.5	3	3 6	-	-	"
Portata dopo l'assestamento del suolo	P_u	14	18	52	123	210	"
Carico ammissibile	P_a	9.3	12	34	82	140	
Cedimento massimo		44	55	30	19	15	m m
" permanente		26	38	18	3	2.6	m m

Fig. 14.28 – Quadro riassuntivo dei risultati delle esperienze indicate nella figura precedente eseguite su tipi di palo diversi.

In base all'entità dei movimenti previsti per il terreno, si determinò il tratto di palo sul quale l'attrito sarebbe stato negativo e quello con attrito positivo, cosicchè dalla conoscenza della resistenza unitaria si dedussero le totali resistenze d'attrito: negativa $P_{l\ ult} = 16{,}5$ t e positiva $P_{l\ ult} = 5{,}5$ t. Si era così in grado di prevedere per i pali in opera, dopo avvenuto l'assestamento del terrapieno, una resistenza utile $P_{ult} = 25 - 16{,}5 + 5{,}5 = 14$ t. Richiedendosi un coefficiente di sicurezza 1,5 si poteva contare su un carico ammissibile $P_{amm} = 9{,}3$ t. Nella tabella sono riportati di seguito i risultati ottenuti con analoghe esperienze sugli altri tipi di pali, dai quali risulta, come era prevedibile, che il miglior comportamento si ottiene con i pali a base larga, anche se con minore profondità d'infissione.

14.3.3 La portanza dei pali infissi.

14.3.3.1 *Criteri di valutazione della portanza.* — Il dimensionamento dei pali infissi si basa, validamente, sulle prove penetrometriche che, in definitiva, ne riproducono le modalità esecutive salienti ma che non sempre sono consentite dalla struttura del sottosuolo.

Tradizionalmente da tempo, la portanza dei pali, viene fatta dipendere dai dati di infissione, tramite le « formule dinamiche », le quali, però, sono valide solo come controllo dell'efficacia dell'infissione e per segnalare le divergenze nell'ambito di una stessa palificata. Fra l'altro, in molte situazioni, durante l'infissione, si destano pressioni interstiziali nel terreno che inducono stati tensionali locali, ben diversi da quelli a lungo termine.

Un confronto statistico (Gates 1957) fra i risultati delle formule dinamiche e quelli di prove di carico, effettuate alcun tempo dopo la infissione, mostra che le formule tradizionali valutano la portanza con errore dell'ordine fino al 40%.

Le formule statiche possono essere utilizzate con opportuna scelta dei valori dei parametri, riscontrandosi con terreni incoerenti, errori dello stesso ordine di grandezza di quelli dalle formule dinamiche e con terreni coerenti errori che in generale non superano il 20%.

Anche per i pali infissi, e forse ancor più che per i preforati, permangono le divergenze fra comportamento del palo singolo e del gruppo di pali (v. 14.5), divergenze che rendono probanti i risultati delle prove di carico, semprechè i cedimenti della palificata tendano rapidamente ad annullarsi nel tempo.

14.3.3.2 *Terreni incoerenti.*

14.3.3.2.1 Valutazione del carico limite ultimo per analogia con il penetrometro.

Carico limite ultimo alla base. La valutazione della capacità portante dei pali, in base ai risultati delle indagini penetrometriche, deve basarsi su un congruo numero di prove. Vèsic ha dedotto, da ricerche sperimentali, che può assumersi per la tensione di base ultima:

$$p_{b\,ult} = p \simeq \bar{R}_p \tag{14.18}$$

riferendosi a valori medi $\bar{R}_p$ misurati nelle diverse verticali di prova, come mostrato in fig. 14.29.

La fig. 14.30 contiene un confronto sperimentale compiuto dai giapponesi fra la portanza alla base ultima p (eq. 14.4) di pali strumentati di 20 cm di diametro e la resistenza penetrometrica R_p.

Si rileva che per $R_p = 50$ bar le resistenze coincidono: $p \simeq R_p$ mentre, al crescere di R_p, la resistenza del palo cresce meno che proporzionalmente, fino al valore $p = R_p/2$ in corrispondenza di $R_p = 130$ bar, oltre il quale il rapporto rimane costante.

Un analogo studio statistico è stato compiuto da Menzenbach su 88 pali battuti ed i risultati risportati in fig. 14.31 evidenziano ancora che, per pali

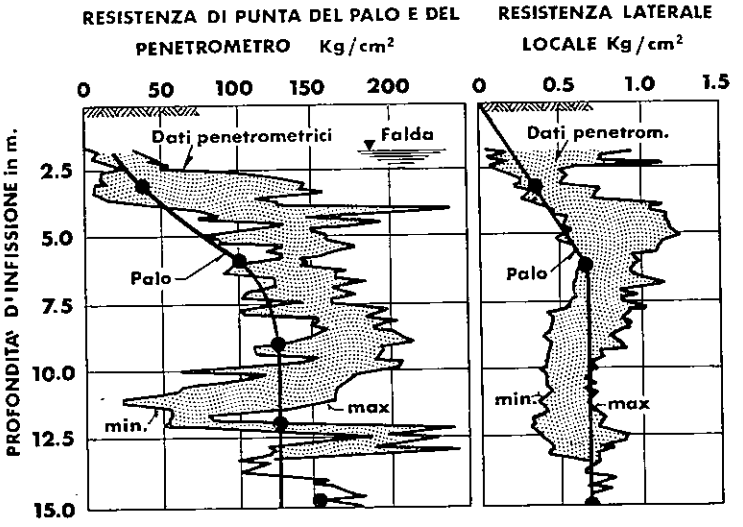


Fig. 14.29 – Portanza di base e laterale ultime di pali infissi in sabbia confrontate con i risultati penetrometrici statici rispettivamente di punta e del friction jacket (Vèsic).

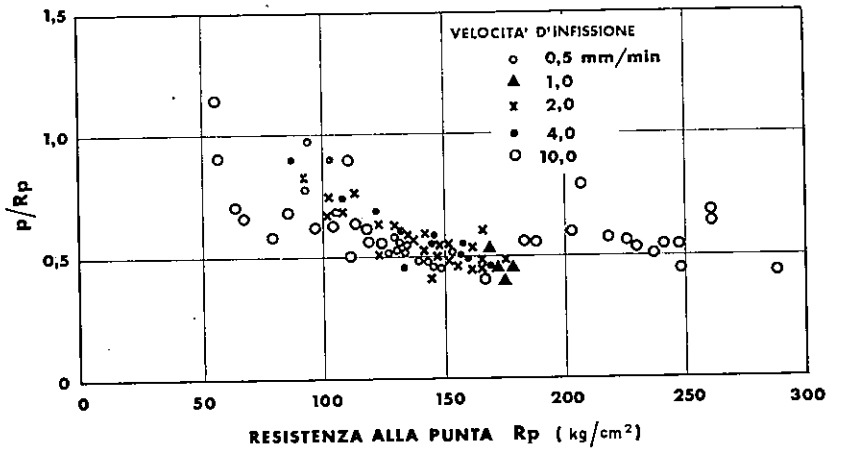


Fig. 14.30 – Rapporto fra la resistenza alla punta ($p = p_{b\,ult}$) di pali infissi ($D = 20$ cm) e la resistenza alla punta penetrometrica (R_p) (Comitato BCP giapponese).

di medio diametro e stati di addensamento non elevati ($R_p < 50$ bar), si può assumere $p \simeq R_p$. Le lunghezze sono tali che la rottura del terreno è localizzata intorno alla base e non si risente in superficie.

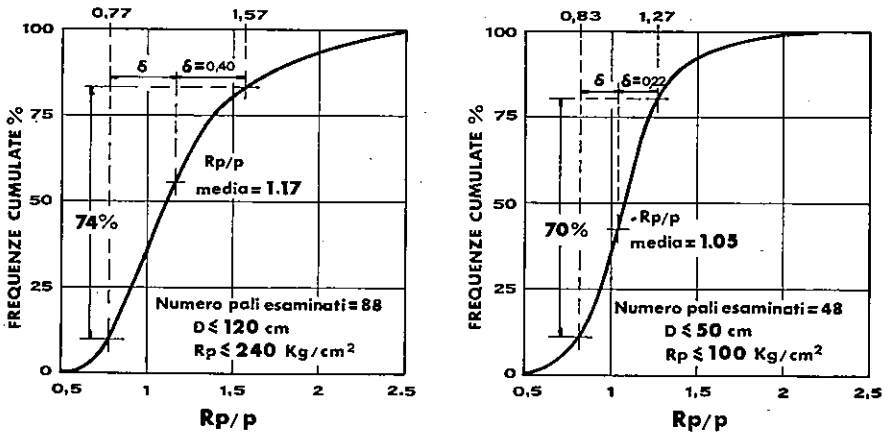


Fig. 14.31 – Divergenza statistica fra la resistenza alla punta del penetrometro statico (R_p) e la resistenza alla base ($p = p_{b\,ult}$) di pali infissi di varie dimensioni sottoposti a prove di carico (Menzenbach).

La fig. 14.32 mostra l'analogia (v. fig. 4.24 e 4.25) fra i valori ottenuti dal penetrometro statico olandese (v. 4.2.2) e quelli da prove su pali infissi

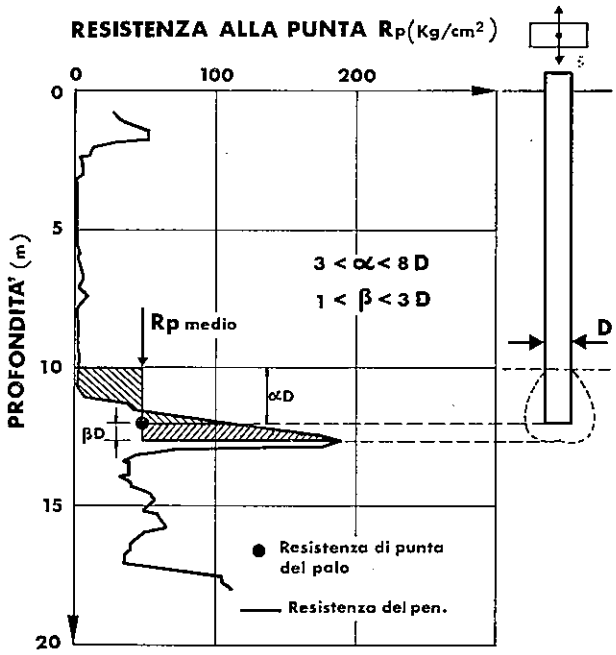


Fig. 14.32 – Schema per la determinazione, in base alla prova penetrometrica statica olandese della resistenza alla base di un palo infisso in terreni incoerenti (Van der Veen).

nei terreni incoerenti compatti dei Paesi Bassi. La figura viene fornita dall'Autore come procedimento per stabilire la lunghezza d'infissione dei pali per ottenere

una determinata portata alla base ma non sembra offra sufficienti garanzie, riguardo al comportamento del terreno al di sotto della base del palo.

Da esperienze su pali infissi del diametro $d = 60$ mm si è visto che, adottando la lunghezza dedotta dalla prova penetrometrica con i detti criteri comparativi, e con un coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}5$, per il carico di esercizio, i pali subiscono piccoli cedimenti: non più di 15 mm.

Si nota poi che i coefficienti geometrici α e β, indicati in fig. 14.32, si riducono al crescere dell'addensamento dei terreni ad es. $(\alpha + \beta)\ D = 2 \div 4$ m per $R_p > 150$ bar.

Resistenza laterale. La resistenza laterale unitaria s (eq. 14.6) lungo il fusto del palo, almeno per i pali infissi di piccolo diametro, può essere ricavata direttamente dalle misure con il « friction jacket » di Begemann (v. fig. 4.20), pur se il meccanismo di deformazione del terreno intorno al palo è diverso da quello del penetrometro. Passando dai pali prefabbricati in ferro a quelli infissi gettati in opera, detta R_l la misura con il friction jacket risulta:

$$s = \left(\frac{1}{3} \div 1\right) R_l \tag{14.19}$$

Peraltro la distribuzione di s lungo il fusto del palo è tutt'altro che uniforme, come già rilevato per i pali preforati, e soprattutto varia nel tempo, per cui l'equazione sperimentale (14.19) va considerata solo come orientativa.

A questo proposito si rileva anche che l'uso del penetrometro dinamico a punta conica comporta tutte le incertezze, già dette per la valutazione della portanza dei pali trivellati, cosicchè non si riportano le relazioni sperimentali che appaiono di dubbia validità.

Nelle figg. 14.15 e 14.18, sono già stati illustrati i dati penetrometrici e quelli di pali infissi in vasche modello rilevando che, oltre alla profondità d'infissione per la quale il « bulbo » di rottura non interferisce con la superficie, la resistenza ultima di base p resta pressocchè costante.

14.3.3.2.2 Uso delle formule statiche. — Il confronto statistico fra le prove di carico di progetto, eseguite su pali infissi e su pali preforati prototipo, ha evidenziato come la portanza limite ultima, specialmente nei terreni incoerenti, venga raggiunta per abbassamento della testa del palo molto minore per il palo infisso che non per quello preforato il che è dovuto principalmente al maggiore impegno iniziale della resistenza alla base dei primi.

Per valutare la portanza alla punta p di pali infissi (eq. 14.4) sono allora più validi i fattori N_q di Berezantezev, riportati in fig. 14.13, anzichè i fattori $N_{q\,\mathrm{crit}}$, suggeriti per i pali preforati.

Molto maggiore indeterminazione implica il calcolo della resistenza laterale s. La fig. 14.33 *a*, indica l'influenza sullo stato di addensamento del volume unitario di terreno spostato da pali di diverso tipo, espresso in termini di δ/φ essendo δ l'angolo di attrito palo-terreno e φ quello d'attrito interno.

Le figg. 14.33 *b* e *c*, descrivono i valori sperimentali della resistenza laterale unitaria normalizzata s/σ'_{vo} per pali cilindrici, rispettivamente in c.a. e metallici.

Nella tabella 14.6 Tomlinson riporta i valori di $p = p_{ult}$ ed s di terreni incoerenti, in funzione del loro stato di addensamento (R_p).

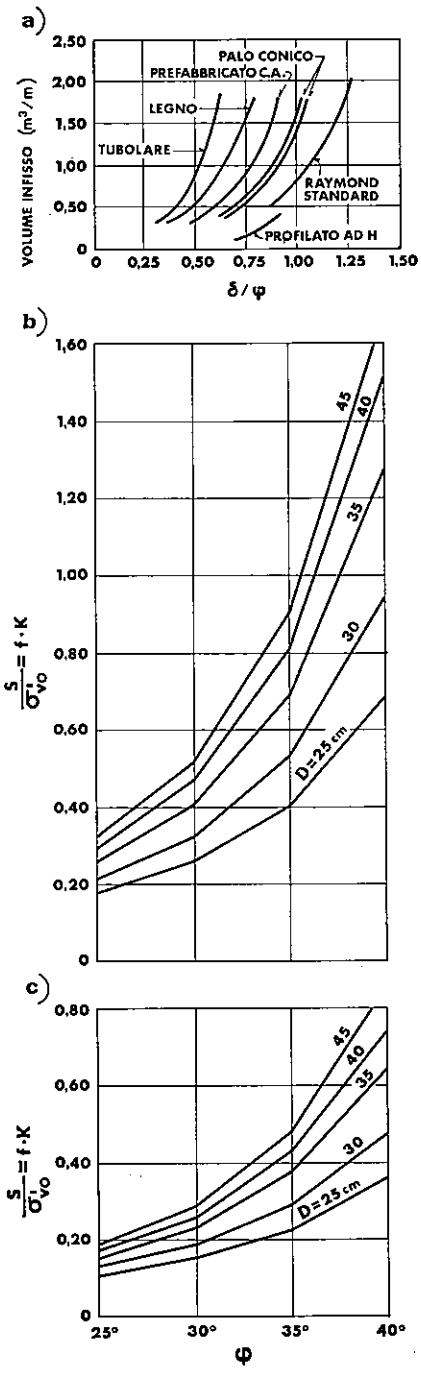


Fig. 14.33 – Coefficiente di resistenza laterale unitario $f\,K$ per vari tipi di pali infissi: *a*, influenza sullo stato d'addensamento del volume di terreno spostato dal palo; *b*, pali cilindrici in c.a.; *c*, pali tubolari metallici chiusi alla base (Nordlund).

TABELLA 14.6 – **Valori sperimentali dei coefficienti delle resistenze unitarie di base e laterali dei pali.**

R_p (bar)	p (bar)	s medio (bar)
< 50	R_p	$0{,}1 \div 0{,}25$
$50 \div 100$	$(0{,}5 \div 1)\ R_p$	$0{,}25 \div 0{,}75$
> 100	$\leq 0{,}5\ R_p$	$0{,}75 \div 1{,}00$

Anche in questo caso i valori indicati sono del tutto orientativi e la tabella va tarata in base all'esperienza locale.

In ogni caso, specie per $R_p > 100$ bar è la resistenza del materiale del palo che risulta limitativa, in particolare a trazione durante la battitura.

Uno studio è stato compiuto, sempre da Nordlund, per valutare gli effetti della conicità dei pali sulla resistenza laterale. La conicità, oltre a favorire l'avanzamento nell'infissione, mobilita maggiormente la

resistenza unitaria $s/\sigma'_{v0} = f\,K$ (v. eq. 14.6) (teoricamente, se ω è la conicità, la maggiorazione è

$$\frac{\operatorname{sen}(\omega + \delta)}{\cos \omega}$$

rispetto a sen δ dei pali cilindrici).

Infatti per pali prefabbricati in c.a., con conicità 1,5% e diametro di 20÷25 cm Nordlund indica, per $\delta = \varphi$ valori di $K\,f = 1{,}8$; 4,0; 8,0, rispettivamente per $\varphi = 25°$, 30°, 35° mentre per $\delta/\varphi = 0{,}5$ i valori di $K\,f$ scendono a 1,5; 3,0; 5,5.

14.3.3.2.3 Formule dinamiche. — Possono ottenersi risultati abbastanza attendibili della portanza dei pali dai dati di infissione solo facendo ricorso all'equazione dell'onda d'urto del complesso maglia-palo terreno, previa misura, in opera, dell'accelerazione e degli spostamenti della testa del palo.

Il procedimento è molto laborioso e per la sua applicazione si rinvia alla letteratura specializzata, mentre qui, a titolo informativo, viene ricordata l'origine delle formule dinamiche e riportate le più note, avvertendo che esse riscuotono scarso credito, come strumento progettuale, tanto che nella normativa tedesca (DIN 1054) ne è sconsigliato l'uso.

Le formule dinamiche trovano origine in una elementare trattazione di uguaglianza del lavoro motore $Q \cdot h$ (essendo Q il peso del maglio ed h l'altezza di caduta) al lavoro della resistenza di penetrazione R, supposta costante durante l'affondamento del palo, ed alla perdita totale di energia L_p, ossia:

$$Q\,h = R\,e + L_p \tag{14.20}$$

includendo in L_p il lavoro perduto per urto (secondo termine eq. 14.21) e per deformazione elastica (terzo termine) supposto che tutta la resistenza sia offerta dalla punta (Weisbach). Tenuto conto anche del peso del palo e della cuffia, la (14.20) si esprime nella formula generale dalla quale si deducono tutte le altre:

$$Qh = (R + G + Q)\,e + QGh\,\frac{1 - \rho^2}{Q + G} + \frac{1}{2}\,\frac{R^2\,l}{A\,E} \tag{14.21}$$

dove:

Q = peso del maglio;

G = peso del palo e della cuffia;

h = altezza di caduta del maglio;

l = lunghezza del palo;

A = area della sezione del palo;

E = modulo di elasticità del materiale del palo;

R = resistenza dinamica all'affondamento;

e = affondamento medio per un colpo del maglio (rifiuto);

ρ = coefficiente di restituzione di Newton compreso fra 0,25 (pali legno) e 0,5 (pali in conglomerato).

Trascurando G e Q rispetto ad R nel secondo membro, si perviene alla formula:

$$R = \frac{A\,E}{l}\left(-e + \sqrt{e^2 + \frac{2\,l\,Q\,(Q + \rho^2\,G)\,h}{A\,E\,(Q+G)}}\right) \tag{14.22}$$

che coincide con la vecchia formula di Redtenbacher (1859), quando si ponga $\rho = 0$ (corpi anelastici). Per essa viene consigliato un coefficiente di sicurezza di 3.

Le altre formule sono state dedotte dalla (14.21) trascurando alcuni fattori, nel desiderio di semplificarne l'applicazione. Così trascurando l'elasticità del palo, si perviene alla formula olandese dell'urto anelastico:

$$R = \frac{1}{e}\,\frac{Q^2\,h}{Q+G} \tag{14.23}$$

per la quale viene dato un coefficiente di sicurezza 6.

Considerando la forza viva del palo e del maglio dopo l'urto, ammesso quest'ultimo perfettamente elastico, si ha la formula di Brix:

$$R = \frac{1}{e}\,\frac{4\,G\,Q^2\,h}{(Q+G)^2} \tag{14.24}$$

che è impiegata con un coefficiente di sicurezza $8 \div 12$.

Ancora dalla (14.21), per $\rho = 0$, posto:

$$h_0 = \frac{1}{2}\,\frac{Q+G}{Q^2}\,\frac{R^2\,e}{A\,E} \tag{14.25}$$

si ottiene la formula di Hiley, che considera l'urto imperfettamente elastico:

$$R = \frac{Q^2}{Q+G}\left(\frac{h-h_0}{e}\right) \tag{14.26}$$

dove h_0 rappresenta l'altezza perduta nell'urto, ossia l'altezza di caduta del maglio corrispondente ad un affondamento nullo. Per calcolare h_0 occorre misurare due valori: e_1 ed e_2, per due altezze di caduta diverse ed allora, scrivendo due volte la (14.26) ottiene:

$$h_0 = \frac{h_1\,e_2 - h_2\,e_1}{e_2 - e_1}$$

La formula di Hiley richiede un coefficiente di sicurezza da 3 a 4. Se si pone nella (14.23):

$$e\,\frac{G}{Q} = e_p$$

risulta:

$$R = \frac{Q\,h}{e + c_p} \tag{14.27}$$

da cui la formula dell'Engineering News proposta da Wellington (1888), che fornisce il carico ammissibile applicando alla (14.27) un coefficiente di sicurezza di 6.

In essa $c_p = 2{,}5$ per battipalo con caduta libera e $c_p = 0{,}25$ per battipalo a vapore a doppio effetto con almeno un colpo a secondo, quando si esprimono h ed e in cm.

Detta formula venne originariamente data per pali in legno ma molti Autori ne ammettono l'estensione ai pali in cemento armato, purchè corti e leggeri. Con pali lunghi e pesanti, debbono assegnarsi a c_p valori inferiori a 2,5, anche se trattasi di pali infissi con battipalo a caduta libera.

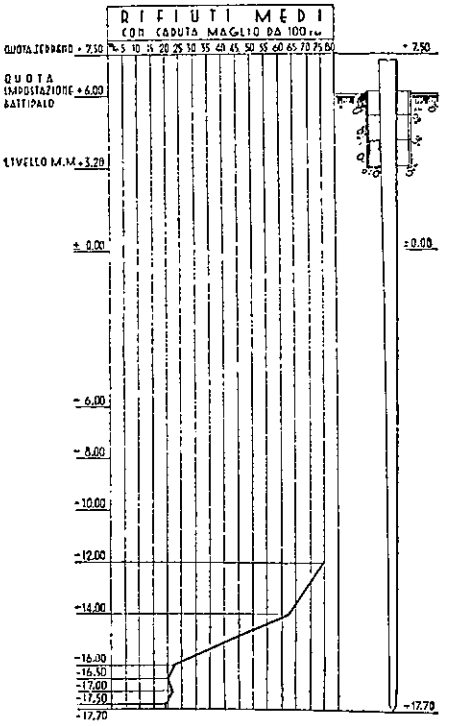


Fig. 14.34 – Rifiuti medi ottenuti nell'infissione di un palo in un terreno alluvionale di argille molli sovrastanti ad uno strato sabbioso.

Si è detto delle incertezze delle formule dinamiche; in particolare non sono applicabili quando la punta del palo va ad appoggiarsi su roccia lapidea, o comunque di elevata resistenza alla penetrazione, in quanto si troverebbero resistenze diverse, a seconda dell'altezza di caduta del maglio, come pure le formule sono poco attendibili con i terreni incoerenti di bassa densità.

Con le argille sature l'azione rapida del carico infirma la validità delle formule a causa delle momentanee sovrappressioni interstiziali, che producono una vera lubrificazione delle pareti del palo, mentre alla punta esse danno luogo ad una resistenza superiore a quella finale nel tempo. Conviene in questi casi sospendere l'infissione e riprenderla dopo qualche tempo (1 o 2 giorni) per misurare il rifiuto.

Va poi rilevato che le formule sono applicabili solo quando la velocità di percussione del maglio è piccola, altrimenti il suolo entra in vibrazione e la resistenza dinamica all'infissione diminuisce. Non sono adatte quindi con battipali a motore e fra tutti la migliore, in tal caso, è la formula di Hiley. Inoltre è essenziale che il peso del maglio non sia inferiore al peso del palo.

La misura del rifiuto va considerata, come detto, principalmente come mezzo per controllare l'uniformità del sottosuolo e della portanza dei pali.

I coefficienti di sicurezza precedentemente indicati per le varie formule

sono puramente indicativi ed ha poca importanza adottare l'una o l'altra formula purchè, fatta l'esperienza su una formula, si usino sempre magli dello stesso peso ed uguali altezze di caduta.

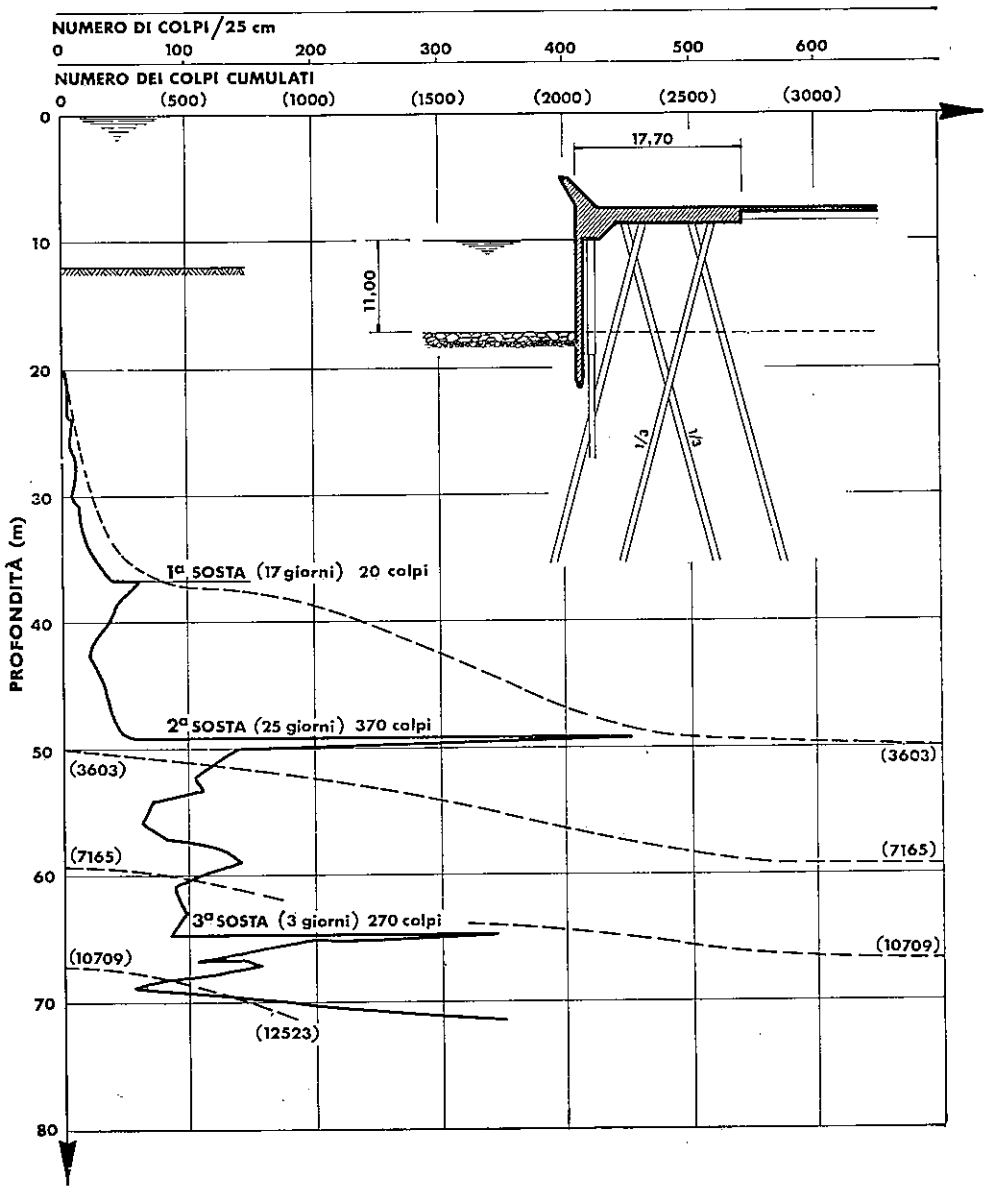


Fig. 14.35 – Diagramma di battitura relativa (linea continua) e cumulata (linea a tratto) di un palo in acciaio $D = 122$ cm della lunghezza di 70 m infisso in fondale marino (v. fig. 14.46) con soste e riprese di infissione.

Verdeyen riporta in fig. 14.34 l'esempio di un palo di 40×40 cm lungo 12 m battuto da un maglio di 4,5 t con una cuffia di 1 t e 70 cm di volata. Con un rifiuto di 3 mm applicando le precedenti formule risulta:

a) formula generale (14.22)	$R = 241$ t	
b) formula di Redtenbacher	$R = 203$ t	$P_{amm} = 203/3 = 68$ t
c) formula olandese (14.23)	$R = 460$ t	$P_{amm} = 460/6 = 77$ t
d) formula di Brix (14.24)	$R = 980$ t	$P_{amm} = 980/10 = 98$ t
e) formula Eng. New ($c_p = 0{,}25$)	$R = 575$ t	$P_{amm} = 575/6 = 96$ t

In fig. 14.35 è riportato, il diagramma di battitura di un palo tubolare d'acciaio strumentato, eseguito per il porto off shore di Manfredonia.

La figura evidenzia come sia marcato l'effetto del freezing durante le varie soste effettuate per saldare i diversi monconi di pali.

14.3.3.3 *Terreni coerenti.*

14.3.3.3.1 Uso delle formule statiche. — Le «formule statiche», già indicate per i pali preforati, ossia per i pali eseguiti con asportazione di terreno sono valide anche per la valutazione della portanza dei pali infissi.

Se però il terreno coerente è saturo, tanto più se sensitivo normalconsolidato, si verifica per l'infissione un abbassamento della coesione, più sentito che con i pali preforati, ed è richiesto un tempo maggiore affinchè la coesione riprenda il valore originario in sito.

Nell'intorno del palo si forma, infatti, una corona di terreno fortemente disturbato, dello spessore circa del diametro del palo, sede di forti pressioni interstiziali che, lentamente, si dissipano restituendo la coesione al terreno, e quindi la sua aderenza al palo solo alcun tempo dopo. La rilevanza del fenomeno si riduce al crescere del grado di sovraconsolidazione del terreno.

Per evidenti ragioni prudenziali, nel calcolo della portanza di un palo, che debba entrare in esercizio subito dopo la sua infissione, va fatto assegnamento solo sulla resistenza residua (v. 3.6.5 strain softening) potendosi però, eventualmente, ridurne il coefficiente di sicurezza trattandosi di condizioni temporanee.

La fig. 14.36 fornisce i valori del fattore di riduzione, per effetto dell'infissione, dell'adesione palo-terreno $\alpha = s/c_u$ per diversi tipi di stratigrafie di terreno, diverse consistenze e diverse penetrazioni L/D del palo nel terreno. Si nota la secondaria influenza sul fattore α del tipo di materiale del palo (acciaio, legno, conglomerato).

Si rileva che la coesione mobilitata sullo strato coerente consistente è maggiore nel caso 1°, per la presenza di uno strato incoerente superficiale, che non nel caso 3° che ne è privo.

Al crescere del rapporto L/D del palo nel caso 1°, con strato superficiale incoerente poco addensato, il fattore di adesione α nel sottostante strato coe-

rente consistente di base si riduce; mentre nel caso 2°, con presenza di uno strato superficiale di argilla normalconsolidata, il fattore α nel sottostante strato di base consistente aumenta.

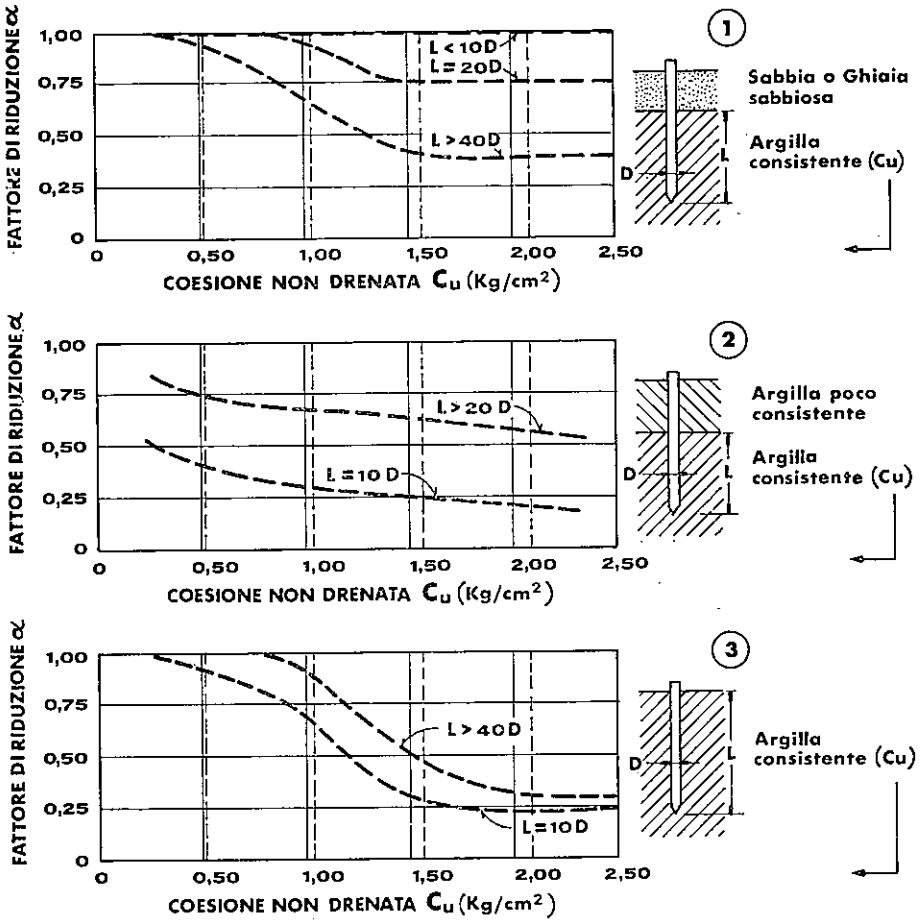


Fig. 14.36 – Fattore α di riduzione dell'adesione $s = \alpha\, c_u$ per pali infissi in terreni coerenti in funzione della geometria del palo (L/D) e del tipo di stratigrafia (Tomlinson).

Inoltre il fattore di adesione è maggiore sempre, sia per una maggiore infissione, sia per un minore grado di sovraconsolidazione del terreno di base.

Si deve, in fine, avvertire che l'apparizione delle pressioni interstiziali alla infissione e la loro evoluzione nel tempo, i rigonfiamenti e riconsolidamenti del terreno, gli effetti « smear » (v. fig. 7.33) o disturbo del terreno e quelli di « strain softening », o di resistenza residua (v. fig. 5.4. *b*), rendono complessa la valutazione della resistenza s per cui i valori di fig. 14.36 sono solo indicativi e vanno « tarati », in sito, di volta in volta.

La resistenza unitaria ultima alla base p_{ult} si valuta con l'eq. (14.11) come per i pali preforati ($N_c \simeq 9$).

Il coefficiente di sicurezza sulla portanza totale, salvo una più attenta valutazione secondo le indicazioni del cap. 12, può essere dell'ordine $\eta = 2{,}5$.

14.3.3.4 *Evoluzione nel tempo della portanza dei pali infissi.* — La portanza dei pali infissi in terreni incoerenti, ad es. in sabbie fini o limose sotto falda idrica, varia sensibilmente entro i primi $2 \div 3$ giorni dalla infissione cosicchè, dopo solo $4 \div 7$ giorni, possono eseguirsi le prove di carico.

Peraltro l'infissione di pali ravvicinati può dar luogo a fenomeni di sovrappressioni interstiziali, per effetto del crescente stato d'addensamento, analogamente a quanto avviene per i terreni coerenti, e quindi portare ad una riduzione e susseguente evoluzione nel tempo della adesione.

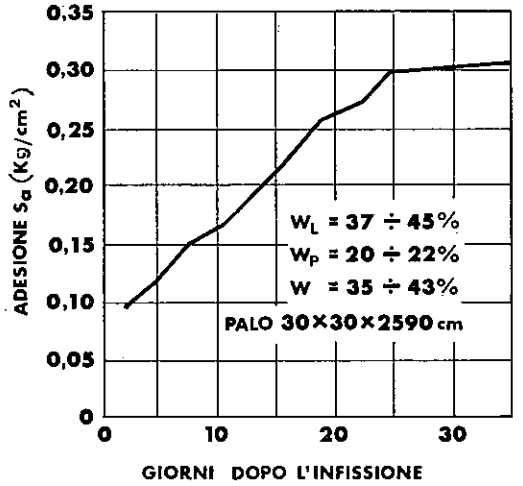


Fig. 14.37 – Aumento dell'adesione laterale s_a palo argilla nel tempo a partire dall'infissione del palo (Peck, Hanson e Thorburn).

La fig. 14.37 mostra il risultato di una ricerca su un palo di diametro $D = 30$ cm, lungo circa 26 m, infisso in argilla di bassa plasticità, in cui il valore dell'adesione, all'inizio, è depresso, rispetto a quello misurato in laboratorio, e si ripristina circa ad 1 mese dall'infissione.

Le prove di carico, su pali infissi in argilla sensitiva, debbono essere condotte secondo le modalità di fig. 14.12 dopo non meno di un mese dall'infissione, altrimenti si misurerebbe una portanza ridotta.

L'evoluzione dei cedimenti viscosi dei pali infissi in condizioni non drenate è, di solito, più marcata di quella dei pali preforati (figg. 14.20 e 4.51).

14.3.4 Svergolamento dei pali snelli.

Il rischio di svergolamento, per i pali di fondazione, è inconsueto. Esso sussiste infatti solo per pali molto snelli, quali i pali in acciaio od i micropali,

quando trasferiscano prevalentemente il carico alla loro base, raggiungendo un bedrock, ed attraversino stratificazioni molli, quasi liquide, e quindi prive di resistenza.

Lo svergolamento viene raggiunto attraverso un'inflessione laterale, con deformazione ad onde, come indicato nella fig. 14.38.

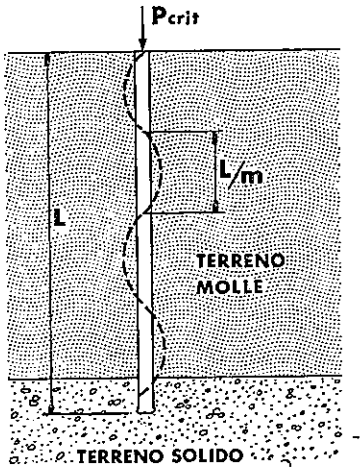


Fig. 14.38 – Svergolamento del palo in terreni molli.

La classica formula di Timoshenko del carico critico, per pilastro elastico in mezzo elastico, è:

$$P_{crit} = P_E \left(m^2 + \frac{B}{m^2} \right) \tag{14.28}$$

dove

P_E = carico euleriano per palo lateralmente libero: $P_E = \dfrac{\pi^2 E I}{L^2}$;

m = numero di mezze onde che si formano in fase di svergolamento;

$B = \dfrac{k_{hE} L^4}{\pi^4 E I}$ essendo $k_{hE} \left(\dfrac{f}{l^2} \right)$ il coefficiente di reazione orizzontale del mezzo, esteso a tutta la larghezza del palo, ossia $K_{hE} = K_h D$ avendo k_h dimensioni $\left(\dfrac{f}{l^3} \right)$ (v. 14.35).

Il carico critico raggiunge il valore minimo per un numero di onde $m = \sqrt[4]{B}$ e quindi si esprime:

$$P_{crit\ min} = 2 P_E \sqrt[2]{B} = 2 \sqrt[2]{k_h E I} \tag{14.29}$$

In base ai risultati di esperienze su prototipi e su modelli attraversanti argille molli, e poggianti su base solida, Bergleft (1957) suggerisce la formula:

$$P_{crit} = (8 \div 10) \sqrt[3]{s\,E\,I} \tag{14.30}$$

essendo s la resistenza tangenziale.

Le due formule forniscono risultati in buon accordo e da esse si vede che il carico critico è indipendente dalla lunghezza del palo.

14.3.5 Il carico di esercizio dei pali: coefficienti di sicurezza.

Nei precedenti paragrafi si è già fatto cenno per alcune situazioni all'ordine di grandezza dei coefficienti di sicurezza, globali o parziali, da applicare ai valori limiti ultimi, per ricavarne il carico limite di esercizio.

Va però riconosciuto che, da quanto è stato detto in precedenza, ne viene più un disorientamento che non una indicazione per la scelta dei coefficienti di sicurezza, disorientamento che è dovuto al fatto di voler precisare con dei numeri un dato che non è precisabile in via assoluta e la cui scelta va ragionata di volta in volta.

In sostanza è una scelta che va fatta sapendo che il coefficiente di sicurezza da applicare al palo, come a qualsiasi altra struttura, deve coprire il rischio, che proviene da un insieme di cause aleatorie, che si pervenga al collasso od anche alla inagibilità. Vi intervengono le probabilità di inesatta valutazione delle caratteristiche del terreno, difettosa esecuzione, e le stesse incertezze dei calcoli. Nè va dimenticato che il coefficiente di sicurezza unico deve anche coprire l'alea di inesatta valutazione delle azioni.

Si è visto al cap. 12 come di tutto ciò possa tenersi conto scindendo il coefficiente di sicurezza in più parti, da valutarsi con criteri probabilistici, e questa senz'altro è la via migliore che diverrà di corrente uso in un futuro prossimo, quando le teorie saranno trasformate in pratiche regole. Si è visto pure il criterio indicato da Whitaker e Cooke per la scelta del coefficiente di sicurezza.

Allo stato attuale della geotecnica è ancora consuetudine l'uso del coefficiente globale unico, ma anche per chi voglia restare in questa tradizione, possono fornirsi dei criteri di scelta dell'unico coefficiente basati su un'analisi probabilistica del rischio, anche se solo qualitativa, che gli consenta di interpolare ragionatamente fra valori estremi del coefficiente di sicurezza, nella valutazione del singolo caso.

Nella scelta deve tenersi conto, in particolare, della più o meno attendibilità dei valori delle proprietà del terreno, introdotti nelle formule; ad es. ben diversa è la fiducia che offrono quelli ottenuti da misure in sito da quelli di laboratorio ed ancor più da valori forniti dai manuali in base solo a definizioni del tipo di terreno, come spesso avviene palesamente od occultamente.

Sono influenti anche il tipo di carico portato ed anzitutto il carattere del sovraccarico (frequenza).

Chiaramente è ben diverso l'effetto sulle fondazioni del sovraccarico di un magazzino, che può sussistere per lungo tempo, e quello di un ponte stradale,

ove il massimo sovraccarico è presente solo durante le prove di collaudo, e comunque per breve tempo. E ciò è importante anche agli effetti dei cedimenti, in misura diversa se il terreno è ad assestamento rapido o lento. In una attenta analisi dovrebbero eseguirsi ambedue le verifiche: per il solo carico permanente e per il totale, evidentemente ammettendo una penalizzazione diversa.

Numerosi altri fattori possono essere enumerati, ognuno dei quali incide su una fetta del fattore di sicurezza.

In una scelta condotta in questo spirito, può dirsi che il coefficiente di sicurezza globale, in base al quale può essere penalizzata la resistenza ultima teorica P_{ult}, ossia offerta dalle formule « statiche » dei pali, per dedurre quella di esercizio, possa variare fra 2 e 4 ossia

$$P_{eser} = \frac{P_{ult}}{2 \div 4} \tag{14.31}$$

Il denominatore tenderà verso i valori più bassi quando:

a) saranno accettabili i maggiori cedimenti in esercizio;

b) il sovraccarico mobile, e tanto più quello di breve durata, costituirà una elevata percentuale del totale;

c) le calcolazioni saranno state eseguite in base a caratteristiche del terreno misurate in sito;

d) la resistenza laterale sarà predominante;

e) i pali saranno isolati o raggruppati in piccolo numero (2÷4 pali);

f) i pali non saranno sottoposti a vibrazioni (fondazioni di macchine; in prossimità di linee ferroviarie; in zone sismiche).

Come detto, i coefficienti di sicurezza rispetto al carico critico sono minori.

Richiedono poi i maggiori valori i pali sottoposti a sforzo di trazione, perchè non hanno riserve una volta iniziato lo scorrimento. Comunque i pali tesi sono da escludersi in presenza di vibrazioni.

Come si è visto, il carico limite ultimo P_{ult} può essere determinato:

a) teoricamente dalle formule statiche o dinamiche;

b) semisperimentalmente da dati penetrometrici;

c) dalle prove di carico in sito su pali prototipo, possibilmente strumentati;

d) statisticamente dalla conoscenza di situazioni analoghe.

Il calcolo del palo non esclude la prova di carico ed anzi la prova di carico è una necessaria integrazione del calcolo, a meno che vi sia già una esperienza locale. Come visto nel capitolo 4 il carico di esercizio si ottiene dal carico di prova ancora mediante un coefficiente di sicurezza η_p:

$$P_{es} = \frac{1}{\eta_p} P_{prova} \tag{14.32}$$

dove P_{prova} indica il carico applicato sul palo, per cui si conseguono i forti

cedimenti (oltre il ginocchio della curva e non il carico limite di proporzionalità), ovvero il carico massimo raggiunto nella prova, tenendo conto di quanto detto all'inizio del capitolo. Possono assumersi i seguenti valori:

$\eta_p = 2$ per terreni incoerenti addensati;
» $= 2{,}5 \div 3$ per terreni incoerenti non addensati, coerenti normalconsolidati;
» $= 2 \div 2{,}5$ per terreni coerenti sovraconsolidati;
» $= 3 \div 4$ per fondazioni sottoposte a vibrazioni;
» $= 3 \div 4$ per pali tesi.

D'altra parte va anche detto che il buon risultato della prova di carico non è da solo sufficiente a garantire il buon comportamento della palificata ed occorre sempre controllare con il calcolo il comportamento della palificata nel suo insieme principalmente agli effetti dei cedimenti (v. 14.4).

Quando si ripeta una prova di carico su un palo, a causa di un risultato insoddisfacente, e nella seconda si ottenga un risultato migliore, può assumersi come valido quest'ultimo ma solo agli effetti della resistenza e non dei cedimenti.

In fine va ricordato quanto detto al cap. 4 circa le modalità di prova e soprattutto sulla durata della prova. Prove di collaudo possono eseguirsi anche per una minore maggiorazione del carico di esercizio dell'ordine $\eta_p = 1{,}5$, interpretandone però a dovere i risultati.

APPLICAZIONI

14.A.1 Dimensionamento di un palo preforato in terreno incoerente.

Il palo è sottoposto al carico permanente di 100 t ed al carico accidentale di 80 t. Esso attraversa una stratificazione di limi sabbiosi da poco a mediamente addensati ($N = 15$ colpi/30 cm), totalmente sotto falda idrica e dello spessore medio di 12 m; al disotto si rinviene un banco di sabbia e ghiaie addensate ($N_{\text{medio}} = 40$ colpi /30 cm), di forte potenza (v. in seguito fig. 14.A.1).

In base al grafico della fig. 14.13 (v. anche fig. 4.27) ed alla tabella 14.2, che correla N alla resistenza R_p del penetrometro statico, viene:

$$N_1 = 15 \ (R_p \simeq 50 \text{ bar}): \ \varphi_1 = 31°$$
$$N_2 = 40 \ (R_p \simeq 250 \text{ bar}): \ \varphi_2 = 38°$$

Prevedendo una compressione media ammissibile nel calcestruzzo dei pali di $\sigma_b = 35$ bar risulta l'area della sezione retta

$$\frac{180}{350} = 0{,}51 \text{ m}^2 \text{ da cui } D = 80 \text{ cm}$$

La resistenza laterale unitaria ultima delle sabbie poco addensate, per $\gamma_1 = 1{,}8$ t/m³, in base all'eq. (14.7) viene:

$$s_{1\text{med}} = 0{,}8 \cdot \frac{16}{2} \cdot \frac{1}{7} \cdot \frac{3{,}1}{1 - 0{,}46 \times 0{,}48} \cdot 0{,}46 \simeq 1{,}7 \text{ t/m}^2$$

$\gamma' \frac{L}{2}$ $\qquad$ K_f

Poichè il grafico sperimentale di fig. 14.15 indica valori di $s_{med}=1$ t/m² si assume per il dimensionamento un valore medio fra i due precedenti e pari a $s_{med} = 1{,}5$ t/m², cosicchè la resistenza laterale ultima nell'attraversamento dello strato è:

$$P_{l1\,ult} = 3{,}14 \times 0{,}8 \times 12{,}0 \times 1{,}5 = 45 \text{ t}$$

peraltro trascurabile specie in presenza di rinterri sul piano campagna.

La resistenza di base unitaria rispettivamente critica ed ultima per $\gamma_2 = 2{,}0$ t/m³ e per $L = 17$ m di tentativo, risultano:

$$p_{b\,crit} = (0{,}8 \times 12{,}0 + 1{,}0 \times 5{,}0) \times 25 \times 10^{-1} = 37 \text{ bar}$$
$$p_{b\,ult} = 14{,}6 \times 110 \times 10^{-1} = 160 \text{ bar}$$

essendo $N_{q\,crit} = 25$ ed $N_q = 110$ (per $p_{b\,ult}$ v. anche fig. 14.18 con $R_p \simeq 250$ kg/cm² e $\sigma'_{vo} \simeq 2$ bar).

La resistenza di base netta critica viene allora:

$$P_{b\,crit} = 0{,}50 \times 370 = 185 \text{ t}$$

Se si adotta un coefficiente di sicurezza, rispetto allo stato limite critico, $\eta_{crit} = 1{,}5$ senza considerare separatamente gli effetti dei carichi permanenti dagli accidentali, in quanto i terreni incoerenti sono passibili di cedimenti «immediati» (v. 13.A.3.2) risulta la quota di portanza:

$$\frac{P_{l1} + P_b}{\eta_{crit}} = \frac{45 + 185}{1{,}5} \simeq 150 \text{ t}$$

È necessario quindi assorbire per attrito laterale ultimo delle sabbie addensate, il carico di $(180 - 150)\,2 = 60$ t avendo adottato $\eta = 2$ rispetto alla resistenza laterale ultima.

Se si assume come in fig. 14.15: $s_{med\,2} \simeq 5$ t/m², risulta la lunghezza del palo

$$L = 12{,}0 + \frac{60}{3{,}14 \cdot 0{,}8 \cdot 5} = 12{,}0 + 5{,}0 = 17 \text{ m}$$

come presupposto.

È evidente quanto sia determinante sul calcolo la precisione della misura $N_{SPT} = 40$ colpi/30 cm, il rilievo della posizione della falda idrica, nel presente caso coincidente col piano campagna e soprattutto la tecnologia esecutiva (v. 14.2.3.3 asportazione del materiale in fanghi in condizioni idrostatiche).

Se si dimensiona il palo rispetto alla resistenza ultima, come è consuetudine, risulta:

$$P_{tot} = 45 + 60 + 0{,}50 \cdot 1600 \simeq 900 \text{ t}$$

Il coefficiente di sicurezza a rottura è allora:

$$\eta = \frac{900}{180} = 5$$

largamente ammissibile.

Come si vedrà nell'applicazione (14.A.7) la lunghezza dei pali è in ogni caso determinata dal calcolo dei cedimenti.

In particolare se si adotta la precarica di base (v. fig. 14.7) i pali «attivati» reagiscono in uguale misura e non risentono dell'allentamento alla base prodotto dalla esecuzione.

Inoltre la precarica costituisce un collaudo sistematico in opera, per cui si possono adottare lunghezze dei pali minori che in assenza di precarica, ovvero, ciò che è equivalente, le portanze risultano maggiori di quelle valutate nell'applicazione (14.A.3) per i pali infissi.

14.A.2 Dimensionamento di un palo preforato in un terreno coerente.

14.A.2.1 *Assenza di « attrito negativo »*. — Sempre, per i carichi dell'applicazione precedente ossia $P_{\text{permanente}} = 100$ t e $P_{\text{accidentale}} = 80$ t e per $D = 80$ cm si suppone che il palo attraversi uno strato di argilla limosa normalconsolidata ($c_u = 0{,}3\ z$ t/m² essendo z la profondità in metri ed $N \equiv 5$ colpi/30 cm) dello spessore di 12 m, completamente sotto falda idrica, per raggiungere al di sotto un'argilla sovraconsolidata (c_u medio = = 2,0 bar ed $N = 40$ colpi/30 m).

La resistenza laterale ultima delle argille NC, per l'eq. (14.12) e per $\alpha_1 = 0{,}8$ (fig. 14.22), risulta:

$$P_{l1\,\text{ult}} = (3{,}14 \times 0{,}8 \times 12{,}0)\ 0{,}8 \left(\frac{1}{2} \times 0{,}3 \times 12{,}0 \right) = 43 \text{ t}$$

La resistenza alla base ultima netta delle argille SC per l'eq. (14.11) e la fig. 14.21, viene:

$$p_{b\,\text{ult}} = 20 \times 9 = 180 \text{ t}$$

Si adotta un coefficiente di sicurezza a rottura $\eta = 2{,}5$ per i carichi permanenti + 50% degli accidentali (v. 13.A.3), considerando peraltro che c_u è stato misurato su campioni indisturbati con la prova di compressione ad espansione laterale libera, anzichè con la prova triassiale UU o con il vane test in sito i quali fornirebbero valori di c_u maggiori.

Il carico ultimo da assorbire per adesione laterale delle argille SC risulta allora:

$$P_{l2\,\text{ult}} = \left(100 + 0{,}5 \times 80 - \frac{43 + 180}{2{,}5} \right) 2{,}5 = 127 \text{ t}$$

avendo adottato anche rispetto alla resistenza laterale ultima $\eta = 2{,}5$.

La lunghezza del palo, essendo (fig. 14.22) $\alpha_2 = 0{,}4$, risulta quindi:

$$L = 12{,}0 + \frac{127}{3{,}14 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}4 \cdot 20} = 12{,}0 + 6{,}0 = 18 \text{ m}$$

14.A.2.2 *Presenza di « attrito negativo »*. — Qualora intorno al palo dell'esempio precedente si erigesse un rilevato (v. applicazioni 8.9.2) questo provocherebbe un abbassamento del terreno, ad es., dell'ordine di 10 cm.

Il carico d'esercizio risulterebbe incrementato (v. tab. 14.5) allora al massimo di

$$P_{l1\,\text{ult}} = \frac{7}{12}\ 43 = 25 \text{ t}$$ sempre in condizioni non drenate.

Ne conseguirebbe una lunghezza del palo maggiore dell'ordine di

$$L = 18{,}0 + \frac{25 \cdot 2{,}5}{3{,}14 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}4 \cdot 20} = 18{,}0 + 3{,}0 = 21{,}0 \text{ m}$$

avendo mantenuto il coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}5$.

Va poi considerato che l'interazione con il rilevato, a meno che questi non sia simmetrico rispetto all'asse del palo, può produrre deformazione e quindi flessione del palo (v. figg. 14.40 e 16.47).

14.A.3 Dimensionamento di un palo infisso in terreno incoerente.

Si adottano gli stessi dati dell'applicazione (14.A.1) utilizzando però pali tubolari (D_a = 80 cm) in acciaio con crociera alla base.

La stratigrafia è quella di fig. 14.A.1 (v. 14.A.7) di un fondale marino, non erodibile, che presenta la resistenza caratteristica N del terreno alle varie profondità. Avvalendosi di correlazioni sperimentali (v. fig. 4.23), evidentemente meglio riscontrabili con prove penetrometriche statiche dirette, mediamente si ha:

$$\overline{R}_{p1} = 3 \cdot 15 \simeq 45 \text{ bar}$$
$$\overline{R}_{p2} = 4 \cdot 40 \simeq 160 \text{ bar}$$

impegnata mediamente per un incastro della punta penetrometrica pari a $6\,D$ penetr. $= 6 \cdot 3{,}6 \simeq 20$ cm (v. fig. 4.24).

In base alla costruzione grafica di De Beer (v. fig. 4.25) la profondità d'incastro nelle sabbie di base risulta:

$$\frac{0{,}8}{0{,}036} \cdot 0{,}2 \simeq 4{,}5 \text{ m}$$

per cui $L = 12{,}0 + 4{,}5 \simeq 17{,}0$ m, come trovato con le formule statiche in (14.A.1) ma con portanza ben maggiore per effetto del costipamento alla base, ed essendo il materiale dei pali infissi più resistente di quelli preforati.

Se si adotta infatti come resistenza di base (eq. 14.18)

$$p_{\text{ult}} = R_{p2} = 160 \text{ bar}$$

trascurando il contributo della resistenza laterale (v. fig. 14.33) per un coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}5$ il carico d'esercizio risulta:

$$P = \frac{0{,}50 \cdot 1600}{2{,}5} = 320 \text{ t}$$

Se si adotta un acciaio con $\sigma_a = 2200$ bar è necessario uno spessore pari a:

$$s = 10\, P/\sigma_a \cdot 2\, r = 6 \text{ mm}$$

salvo eventuali maggiorazioni per evitare « accartocciamenti » durante la battitura e soprattutto ridurre gli effetti della corrosione.

Se peraltro lo strato di base di sabbia molto addensata non può essere considerato come bedrock, la portanza prima valutata deve ridursi sino a valori simili a quelli che si ottengono con le formule statiche.

La resistenza ultima alla base viene (fig. 14.20)

$$p_{b\,\text{ult}} = 0{,}5\, \overline{R}_{p2} = 80 \text{ bar}$$

per cui la palificata risulta più estesa ed il carico d'esercizio è circa:

$$P = 160 \text{ t}$$

Se i pali sono isolati e quindi interessano poco gli strati profondi (come ad esempio nei pontili a mare) si possono adottare i carichi d'esercizio più elevati come valutati in precedenza.

14.A.4 Dimensionamento di un palo infisso in un terreno coerente.

Si adottano gli stessi dati dell'applicazione (14.A.2) e (14.A.3).

Il dimensionamento è uguale a quello dell'applicazione (14.A.2) se si adotta $\eta = 2{,}5$, essendo, in base alla fig. 14.36 *b* (per $c_{u\,\mathrm{lat}} = 0{,}3 \cdot 6 \simeq 0{,}2$ bar ed $L \simeq 20\,D$) il fattore d'adesione $\alpha = 0{,}8$ uguale a quello del palo preforato.

Le applicazioni mostrano che in terreni incoerenti le portanze del palo singolo sono sensibilmente maggiori per il palo infisso rispetto a quello preforato, mentre con i terreni coerenti le portanze sono praticamente uguali.

Se però si esamina il problema nel suo insieme (v. 14.A.7), cioè alla luce dell'analisi dei cedimenti della palificata e dell'interazione terreno-struttura, le predette differenze si smorzano. Si può dire anzi che la portanza d'insieme dei pali infissi in terreni coerenti può essere minore di quelli preforati inducendosi forti sovrappressioni interstiziali e quindi cedimenti in tutto il terreno interessato dalla palificata.

14.4 Progetto geotecnico e strutturale di pali e setti singoli sottoposti ad azioni trasversali.

14.4.1 Generalità.

Frequentemente le forze agenti sulla testa di un palo non hanno risultante coassiale al palo, per la presenza di azioni trasversali al suo asse, od anche semplicemente per eccentricità pur essendo risultante ed asse paralleli.

Il palo è allora sottoposto a sollecitazione composta di flessione e pressione, ed anche taglio se vi sono componenti trasversali.

L'azione trasversale può essere una forza applicata in testa al palo (ad esempio per collegamento a cerniera con la struttura), ovvero composta con un momento, se a distanza. La fig. 14.39 mostra l'influenza dei vincoli sulle reazioni.

Ove sussista una correlazione sforzi-spostamenti, lo spostamento orizzontale della testa del palo influisce evidentemente sullo stato di sollecitazione.

Il palo può essere sollecitato in testa, come visto, ed allora viene contenuto trasversalmente lungo il fusto dalle reazioni passive del terreno laterale ma può anche essere lo stesso terreno laterale a sollecitarlo lungo il fusto: ad esempio quando il palo attraversa stratificazioni molto compressibili, le quali siano caricate in superficie dissimetricamente rispetto all'asse del palo(v. fig. 14.40 *b*), ovvero terreni in deformazione per effetto di scavi laterali (fig. 14.40 *a*).

Sono soggetti ad ambedue i tipi di sollecitazione i pali sottoposti al sisma poichè sollecitati sia in testa dalla risposta della struttura portata, sia lungo il fusto dal terreno laterale (cap. 19).

Quando le azioni trasversali sono preponderanti, rispetto alle assiali, conviene impiegare setti di sezione rettangolare (disposti nelle direzione di spinta) che hanno un rapporto: momento d'inerzia/area maggiore di quello dei pali a sezione circolare, ovvero passare a strutture massive, tipo pozzi o cassoni nei quali interviene decisamente il peso come forza stabilizzante a contrastare le componenti orizzontali (cap. 17).

La fig. 14.41 evidenzia la ripartizione delle azioni verticali ed orizzontali sui diversi tipi di fondazione, che cambiano proprio di tipologia al crescere delle forze orizzontali.

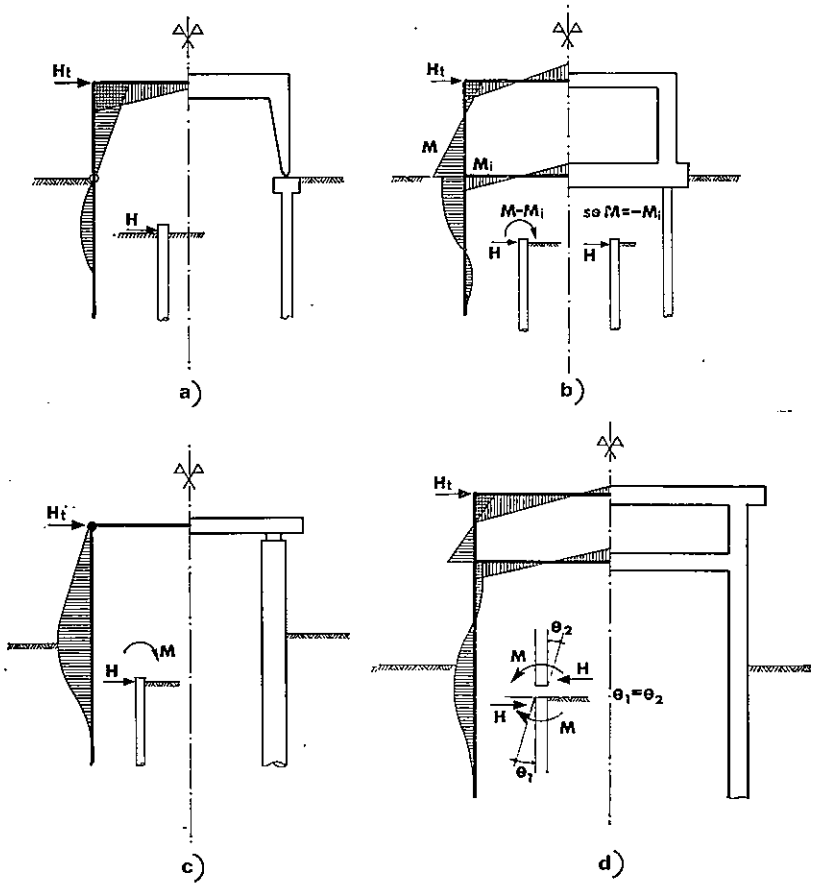


Fig. 14.39 – Analisi dell'effetto dei vincoli sui pali soggetti ad azioni trasversali: *a*, palo incernierato in testa; *b*, palo incastrato in testa: il momento nel palo è la somma algebrica dei momenti nelle aste concorrenti al nodo; *c*, palo solidale a pilastro cernierato in sommità; *d*, idem incastrato elasticamente in sommità.

Qualora le azioni trasversali siano affidabili a dei pali, sul loro stato di sollecitazione influisce la lunghezza L del palo stesso o meglio, come sarà chiarito in seguito, il rapporto fra L e la lunghezza caratteristica λ o rigidezza relativa.

Come indicato in fig. 14.42 *a*, se i pali sono molto flessibili, ossia lunghi rispetto al diametro, cioè (v. eq. 14.50) $L/\lambda \geq 4$, al crescere delle azioni oriz-

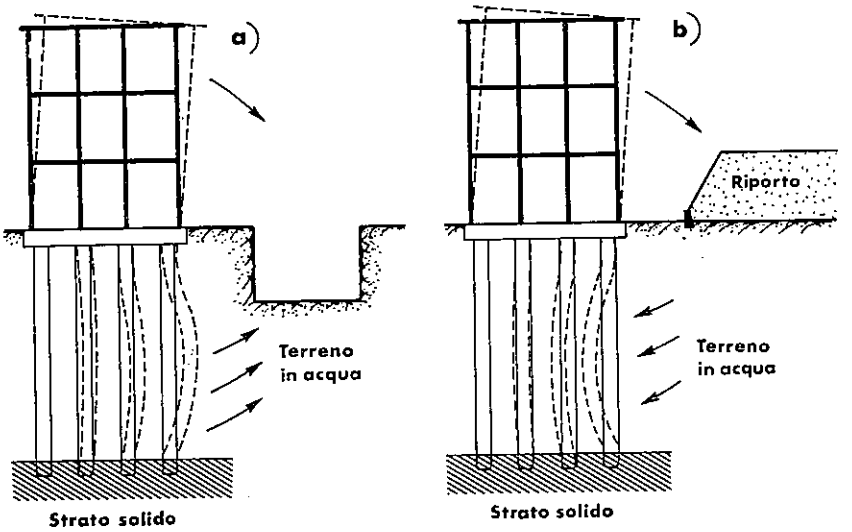


Fig. 14.40 – Deformazione dei pali per cause esterne: *a*, effetto di uno scavo; *b*, effetto di un rilevato recente.

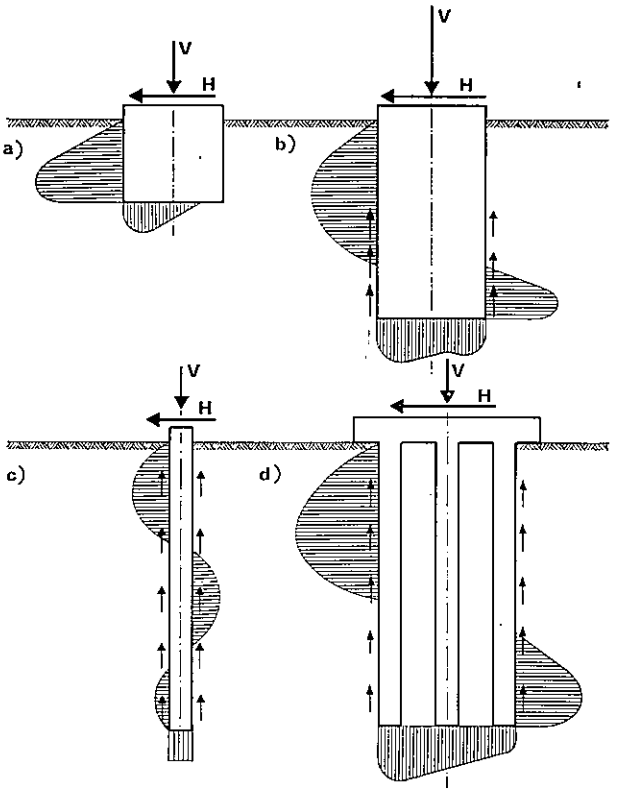


Fig. 14.41 – Schemi della distribuzione delle pressioni del terreno su elementi fondali sottoposti ad azioni verticali ed orizzontali: *a*, pozzo corto; *b*, pozzo lungo; *c*, paratia; *d*, gruppo di pali.

zontali lo stato limite ultimo si raggiunge per collasso del palo. Nella sezione che cede si forma una cerniera plastica e, di qui, l'importanza dell'armatura ad evitare la rottura con distacco: se invece i pali sono rigidi, ossia corti rispetto al diametro, cioè $L/\lambda \leqq 2 \simeq 3\,\pi/4$ lunghezze per la quale gli spostamenti y sono trascurabili si consegue lo stato limite ultimo per plasticizzazione del terreno, come in fig. 14.42 *c*, senza rottura del palo sempre purchè convenientemente armato.

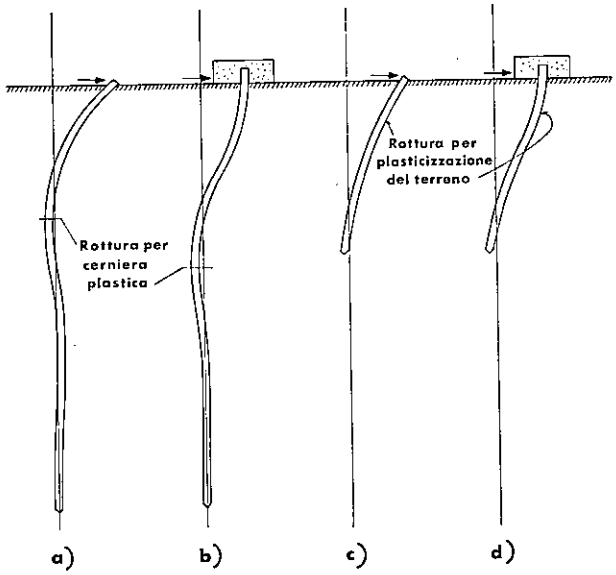


Fig. 14.42 – Influenza della lunghezza del palo sul tipo di collasso del complesso palo-terreno: *a*, *b*, pali lunghi; *c*, *d*, pali corti.

Nei casi intermedi il collasso può anche verificarsi contemporaneamente in ambedue i modi.

I valori limiti indicati di L/λ si riducono al crescere del grado di incastro della testa del palo nella struttura portata (figg. 14.42 *b* e *d*), ed al crescere della consistenza del terreno con la profondità (terreni stratificati).

Pali corti sono praticamente i pozzi per il cui calcolo, in presenza di azioni trasversali, si rinvia al cap. 17 (ricerca della profondità del centro di rotazione e della rotazione rigida stessa, tramite le equazioni dell'equilibrio).

14.4.2 Le ipotesi di calcolo e le misure dei parametri geotecnici.

14.4.2.1 *Definizione del coefficiente di reazione laterale.* — Il calcolo della stabilità del palo alle azioni trasversali, applicate in testa, è un problema a cui si sono dedicati molti studiosi, senza peraltro giungere alla formulazione di teorie che rispecchino la reale interazione palo-terreno.

Infatti, per quanto venga affrontato lo stato di deformazione tridimensionale del terreno di contorno, l'approccio teorico in regime elastico è invali-

dato dal fatto che il terreno è sempre sede di deformazioni plastico-viscose locali, che intervengono più o meno pesantemente a seconda della durata di applicazione del carico e della sua ripetibilità.

Solo particolari ricerche sperimentali possono fornire elementi per affrontare, sia pure empiricamente, il problema, benchè gli sperimentatori trovino forti dispersioni dei risultati della prova stessa (Tassios 1972) specie per le azioni dinamiche (cap. 19).

Peraltro i procedimenti di seguito indicati vanno applicati con cautela vagliando di volta in volta la validità delle ipotesi di calcolo.

Lo stato di sollecitazione del palo è prodoto dalle azioni applicate in testa, supposte note, e dalle incognite reazioni del terreno lungo il fusto, per il che può farsi ricorso alla classica teoria dello Zimmerman, della trave su suolo ideale elastico (n. 10.2.3), con alcune posizioni che rendano significativo il modello di Winkler per il caso particolare del palo.

Seguendo tale via il palo viene schematizzato in una trave, di larghezza pari al suo diametro D (supposto costante), sollecitata da forze ad una estremità e dalla reazione del terreno lungo di esso, proporzionali agli spostamenti del palo.

Il problema è pertanto risolto, con riguardo all'equilibrio ed alla congruenza, nel rispetto della (10.1):

$$p = k_h\, y \tag{14.33}$$

L'ipotesi di terreno alla Winkler, essendo il palo un elemento essenzialmente monodimensionale, è attendibile, come risulta dal confronto con le soluzioni di palo immerso in un semispazio elastico (modello di Boussinesq).

La divergenza, infatti, fra il modello di Winkler e quello di Boussinesq si attenua se l'elemento strutturale è « lungo » ($L/\lambda > 5$) e stretto ($D << b$), ed è soggetto a carichi concentrati (fig. 10.12), anzichè ripartiti (H anzichè p), proprio come nel caso del palo singolo soggetto ad azioni trasversali in testa.

Dal punto di vista teorico, per riportarsi al comportamento elastico, è sufficiente scegliere il coefficiente di reazione laterale k_h [1], di Winkler, in analogia a quanto indicato per l'eq. (10.5), in funzione del modulo del terreno. Ad es. da un'analisi di Chiarugi e Maia, per i pali lunghi ($L/\lambda > 5$), con la sommità impedita di ruotare, e soggetta ad azioni orizzontali, risulta:

$$k_h \simeq \frac{E}{D\,(1 - \nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E D^4}{E_b\, J_b}} \tag{14.34}$$

essendo E e ν i parametri del terreno, supposto elastico ed omogeneo.

La teoria di Winkler consente di tener conto della variabilità del modulo con la profondità, il che è particolarmente importante in terreni stratificati.

---

[1] Per semplicità si indicherà in seguito k il coefficiente k_h. Si è conservata poi la simbologia tradizionale; più rigorosamente nel I volume si è adottato per le componenti dello spostamento la simbologia della Meccanica: u, v, w, simbologia per altro poco adatta alla geotecnica (u pressione interstiziale).

Per contro, essa diviene carente se si esamina il comportamento a pozzo di un gruppo di pali (v. 14.5.2) sottoposti ad azioni orizzontali: in tal caso l'ipotesi di terreno alla Boussinesq è più attendibile, essendo il problema bi-tridimensionale.

Può dirsi che, in prima approssimazione, un palo può essere trattato come singolo, pur appartenendo ad un gruppo, se l'interasse in direzione della componente orizzontale è almeno pari a $(6 \div 8)\ D$ ed in direzione ortogonale ad essa è maggiore di $3\ D$.

Per quanto l'eq. 14.33 sia meno idonea per i pali in gruppo che per il palo isolato, essa verrà tuttavia estesa al gruppo di pali in quanto è una trattazione classica del problema, tradizionalmente impiegata.

Matlock e Reese, nello svolgere tale trattazione, osservano che il coefficiente k, mentre in prossimità degli spostamenti limiti ultimi (v. 14.4.3) dipende dal diametro D del palo, nel campo degli spostamenti di esercizio ne è indipendente.

Gli Autori introducono allora il parametro $k_E = k \cdot D$ che, in analogia a quanto osservato per l'eq. (14.34), ha le stesse dimensioni del modulo E del terreno.

La reazione lineare, del terreno sul palo singolo (eq. 14.33) diviene allora:

$$\bar{p} = k\ D\ y = k_E\ y \tag{14.35}$$

Il coefficiente k_E può essere dedotto o dal modulo, valutato in laboratorio, e quindi dalla eq. (14.34), se non si verificano plasticizzazioni del terreno, ovvero direttamente, per via sperimentale, da misure pressiometriche o ricorrendo a prove in sito, sollecitando con forze orizzontali pali strumentati. Come per la valutazione dei parametri che intervengono nel calcolo della portanza dei carichi verticali, anche per la determinazione del valore di k_E hanno notevole influenza le modalità esecutive del palo sperimentato, ad es. in terreni incoerenti sciolti si ottiene un valore di k_E maggiore con pali infissi che con pali preforati.

Molti Autori esplicitano il valore di k_E in funzione della profondità mediante la relazione:

$$k_E = k_{E0} + \Delta k_E \cdot z \tag{14.36}$$

con criterio analogo a quello indicato per il modulo di compressibilità E, in funzione della profondità. Tale relazione risponde meglio quando il palo, anzichè partire dal piano di campagna, viene eseguito dal fondo di uno scavo profondo, oppure in presenza di un primo strato più consistente.

Per terreni incoerenti poco addensati e per quelli coerenti normalconsolidati (purchè lo strato superficiale non sia sovraconsolidato per essiccamento) il coefficiente k_E in superficie ha un valore minimo tanto da potersi assumere:

$$k_{E0} = 0 \tag{14.37}$$

Si tratta quindi di valutare il gradiente Δk_E che ha le stesse dimensioni (f/l^3) del coefficiente k.

Conviene assumere allora la (14.36) per terreno normalconsolidato ovvero di una certa consistenza, ma in cui l'esecuzione abbia prodotto un sensibile disturbo nell'intorno del palo.

Nei terreni coerenti sovraconsolidati non fessurati, o in terreni cementati, si può poi assumere invece, lungo tutto il palo, un valore costante del modulo e cioè:

$$k_E = k_{E0} = \text{cost} \tag{14.38}$$

In seguito verranno riportate le correlazioni tra k_E e le caratteristiche meccaniche dei terreni sulla base principalmente delle prove in sito. La fig. 14.43 mostra il dispositivo tipico di prova trasversale, ponendo a contrasto due pali.

Dalla misura dello sforzo, dello spostamento e delle rotazioni si può, in prima approssimazione risalire a Δk_E, utilizzando i diagrammi riportati in seguito.

Per le esperienze di pali prototipo, sollecitati trasversalmente al loro asse, è preferibile una strumentazione più completa di quella di fig. 14.43 che consente di ricavare Δk_E in funzione di z.

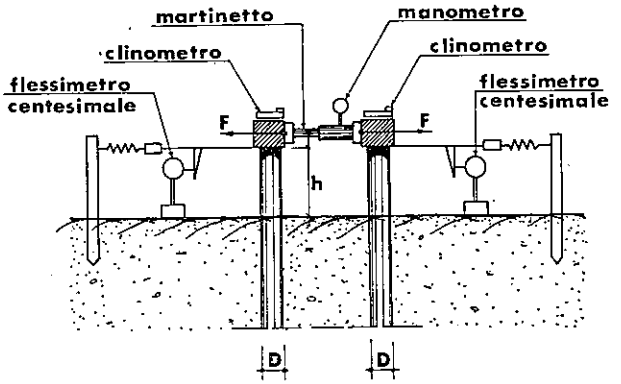


Fig. 14.43 – Dispositivo per una prova di carico trasversale su un palo strumentato (De Marco).

Possono così inserirsi nel palo tubi clinometrici per misurare le rotazioni alle varie profondità, e quindi ricavare gli spostamenti per integrazione, estensimetri nel conglomerato per leggere le deformazioni e da esse risalire ai momenti flettenti e correlarli a quelli ottenuti dalle curvature dedotte dalle rotazioni. Infine misure dirette delle pressioni lungo il fusto possono effettuarsi con celle pressiometriche.

14.4.2.2 *Reazioni trasversali limite d'esercizio.*

14.4.2.2.1 Valori sperimentali del coefficiente di reazione k_E per terreni incoerenti. — La fig. 14.44 riassume i risultati di una prova di azione trasversale statica (fig. *b*) su un palo del diametro $D = 46$ cm tubolare, chiuso alla base ed infisso in sabbie, a granulometria media, poco addensate (fig. 14.44 *a*).

Il palo è stato strumentato con tubo clinometrico nel quale sono state effettuate misure delle rotazioni (fig. 14.44 *e*).

Da tali misure si è risalito alle curve forza-spostamento orizzontale p-y (fig. 14.44 *c*) alle diverse profondità (fig. 14.44 *d*) e si sono ricavate le sollecitazioni flessionali (fig. 14.44 *f*) secondo le relazioni della linea elastica della trave (v. fig. 14.56).

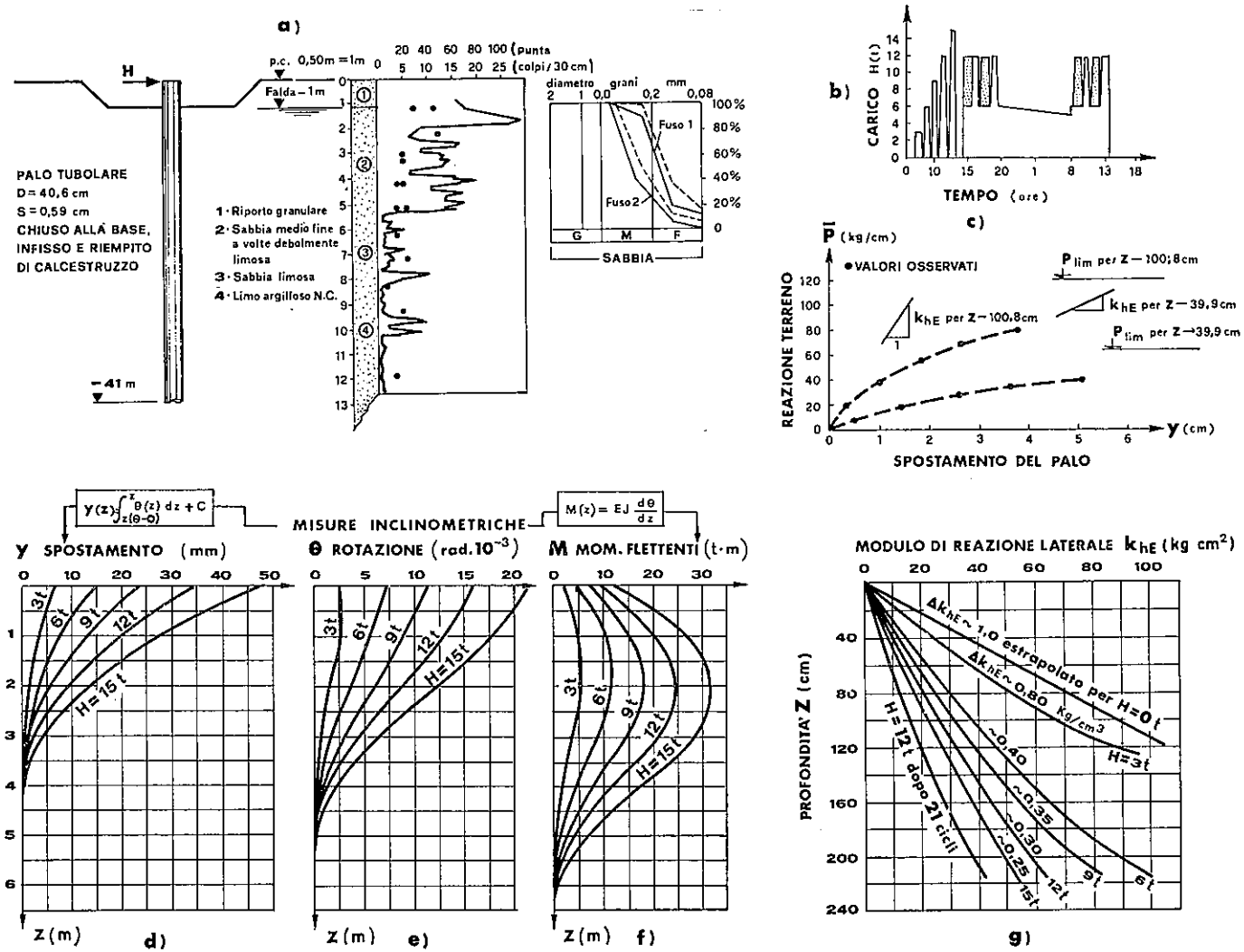


Fig. 14.44.

Risultati di una prova di carico trasversale su un palo tubolare (D = = 460 mm), riempito di calcestruzzo, infisso in sabbie poco addensate sotto falda idrica: *a*, stratigrafia, risultati penetrometrici, analisi granulometriche; *b*, grandezza e sequenza dei carichi; *c*, curve tipo misurate: pressione spostamento orizzontale; *d*, *e*, *f*, ricostruzione, dalle misure inclinometriche, degli spostamenti e delle sollecitazioni flettenti; confronto con i risultati teorici di figura 14.56; *g*, valori misurati del gradiente di reazione laterale Δk_{hE} (Garassino, Jamiolkowski, Pasqualini).

Si è potuto quindi misurare il rapporto $k_E = \bar{p}/y$, come riportato in fig. 14.44 *c*), che evidenzia, per il caso esaminato, la scarsa variazione di k_E con la profondità.

La variazione di k_E è invece sensibile al tempo (t) ed alla variazione del livello di sollecitazione (in particolare se trattasi di sollecitazione ciclica) ovvero dello spostamento y, cosicchè può scriversi simbolicamente

$$k_E = f\,(t, y, z) \tag{14.39}$$

ed in particolare

$$k_E = f\,(y) \tag{14.40}$$

Per i terreni incoerenti appaiono valide l'eq. (14.36) e (14.37).

TABELLA 14.7 – **Correlazione sperimentale per terreni incoerenti fra il gradiente del modulo di reazione Δk_{hE} e la densità relativa D_r.**

Fig. 14.45	Riferimento	Tipo di terreno
1	Terzaghi (1955)	incoerente sommerso
2	Terzaghi (1955)	incoerente asciutto
3	Reese et al. (1974)	sabbia sommersa
4	Singh et al. (1971)	sabbia sommersa
5	Garassino et al. (1975-76)	sabbia limosa sommersa
6	Gill (1964)	sabbia sommersa
7	Garassino et al. (1975)	sabbia sommersa
8	Alizdeh e Davisson (1970)	sabbia sommersa
9	Lubking e Leeuv (1974)	sabbia sommersa
10	Awoshika (1971) e Parker e Reese (1970) (modello)	sabbia sommersa
11	Mori (1964)	—
12	Singh e Verna (1973)	—
13	Adam e Radnakrishna (1973)	sabbia limosa sommersa (pali trivellati)

La fig. 14.45 contiene un quadro dei valori del gradiente Δk_E in funzione della densità relativa D_r, compilato sulla base delle misure sperimentali riportate in tab. 14.7, valori che sono ben più elevati di quelli più conservativi forniti dalla letteratura meno recente (eq. 14.38′).

Dalla fig. 14.45 *g* si vede che Δk_E si riduce sensibilmente al crescere della azione H, a causa della plasticizzazione del terreno (v. 14.4.2.3), e quindi i valori

di k_E indicati debbono considerarsi validi solo per le condizioni d'esercizio e non per quelle ultime. Inoltre, come è intuitivo, essi aumentano passando dai pali alle paratie.

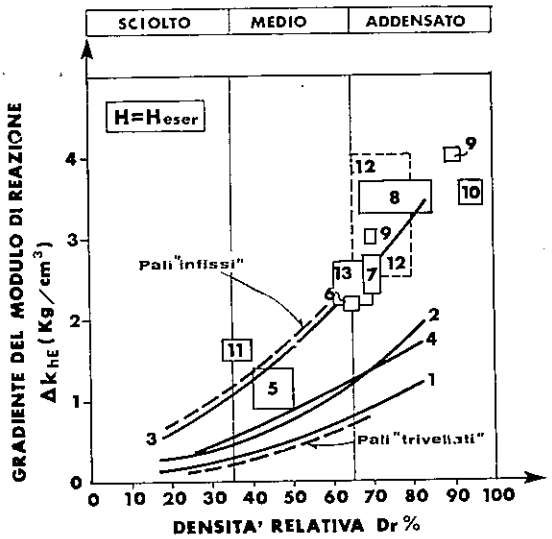


Fig. 14.45 – Campo di variazione del gradiente di reazione laterale $\Delta k_{hE} = k_{hE}/z$ per pali tubolari infissi, sia a fondo chiuso che aperto, in sabbie medie e fini di diverso stato di addensamento e sotto falda idrica (per i numeri del grafico v. tab. 14.7) (Reese et al.).

14.4.2.2.2 Valori sperimentali del coefficiente di reazione k_E per terreni coerenti. — L'influenza delle modalità esecutive della prova sul valore del coefficiente k_E è più sentita che per i terreni incoerenti e quindi è richiesta una maggiore gamma di misure.

La fig. 14.46, analoga alla fig. 14.44, mostra i risultati ottenuti in una prova statica di azione trasversale su un palo tubolare del diametro $D = 122$ cm chiuso alla base. Il palo era infisso in argille limose normalconsolidate le cui caratteristiche geotecniche sono indicate in fig. 14.46 *a*.

La figura descrive le misure, effettuate con un clinometro di precisione, delle rotazioni θ del palo, prodotte alle varie profondità, dalla applicazione in testa di una forza variabile che raggiunge il valore $H = 20$ t.

Nella fig. 14.46 *a*, *c*, *d*, *e* sono indicati, rispettivamente, gli spostamenti y, le reazioni p, nonchè le sollecitazioni flettenti e di taglio, ricavate dalla misura di θ, attraverso le relazioni in (14.4.4).

Infine la fig. 14.46 *f* contiene i valori di k_E e dei gradienti Δk_E per i diversi valori della forza ed alle varie profondità. La prova evidenzia che l'andamento della reazione dei terreni normalconsolidati ($c' = 0$) è quantizzabile con l'eq. (14.36) e (14.37) come per i terreni incoerenti, e con l'eq. (14.38) per terreni ad elevato grado di consolidazione.

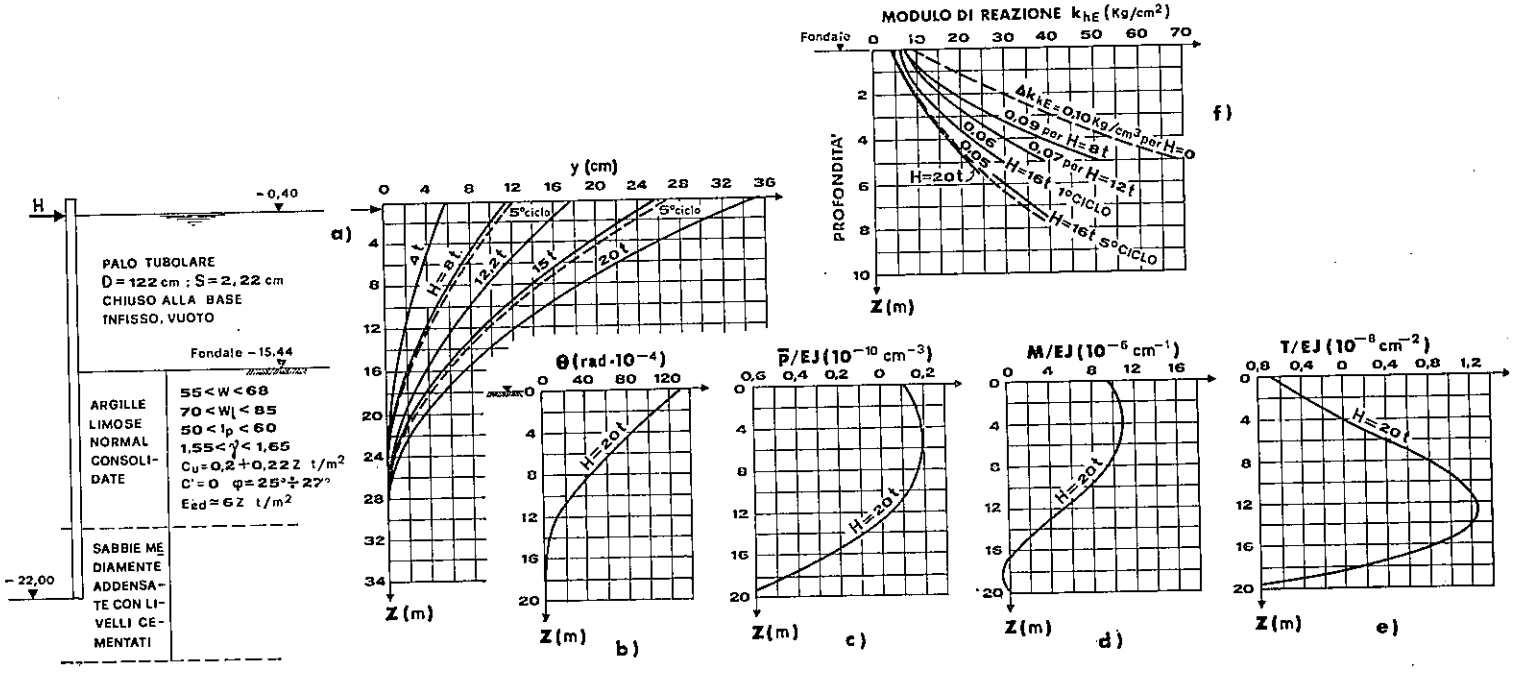


Fig. 14.46 – Risultati di una prova di carico trasversale statica su un palo tubolare ($D = 122$ cm) infisso in terreni normal-consolidati: *a*, stratigrafie e dati geotecnici di laboratorio; *b*, deformate y del palo in corrispondenza dei vari livelli di carico; *c*, misure inclinometriche delle rotazioni θ; *d*, reazione $\bar{p}$ del palo; *e*, sollecitazioni M flettenti; *d*, tagli T; *e*, modulo di reazione k_{hE} del terreno (Jamiolkowski, Marchetti).

I valori di k_E, sempre sulla base di esperienze su pali strumentati, sono illustrati in fig. 14.47, in funzione della coesione non drenata c_u, ed in tab. 14.8; per essi valgono osservazioni identiche a quelle fatte per i terreni incoerenti.

Per le *paratie* o per *i setti* il coefficiente k_E può essere assunto maggiore che per il palo singolo, essendo generalmente maggiore la reazione offerta dal terreno.

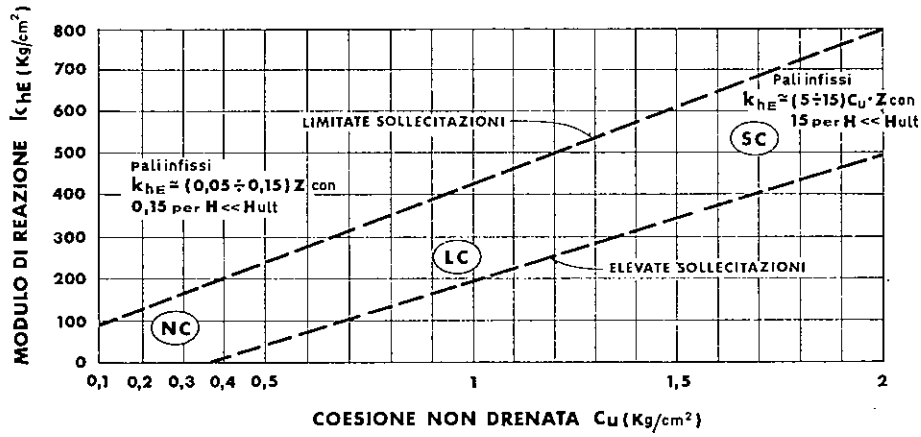


Fig. 14.47 – Campo di variazione del modulo di reazione laterale $k_{hE} = k_{hE0}$ (kg/cm²) costante con z, in funzione della coesione non drenata c_u per terreni coerenti da normalconsolidati e sovraconsolidati. In figura sono riportati anche i valori orientativi di $k_{hE} = \Delta k_{hE} \cdot z$ con Δk_{hE} (kg/cm³) dipendente da c_u.

14.4.2.3 *Reazioni trasversali limite ultime.*

14.4.2.3.1 Il meccanismo di collasso palo terreno. — Affinchè sia valida l'applicazione al palo della eq. (14.35), ossia tutto il tratto di palo infisso possa considerarsi come trave su suolo elastico, occorre che gli spostamenti laterali y del palo, sotto le forze trasversali sollecitanti, siano ovunque tali da conservare la validità della (14.35), ossia in nessun punto del terreno che circonda il palo deve essere avvicinata la deformazione corrispondente allo spostamento limite ultimo passivo ed anzi il terreno dovrebbe essere ancora nel campo lineare. Se ciò non avviene in una zona la pressione p non cresce più con lo spostamento y e, teoricamente, dovrebbe restare bloccato al valore della resistenza passiva.

Peraltro si deve presumere che il limite ultimo sia raggiunto nella parte alta, prossima alla superficie del suolo, ove la struttura del terreno risulta distrutta per lo stesso rifluimento. Il meccanismo di collasso del complesso palo-terreno, che dipende dalla lunghezza del palo, è illustrato in fig. 14.48.

Il terreno nella parte alta cede per azione passiva tridimensionale ed al disotto cede per flusso plastico trasversale secondo « piani » orizzontali.

TABELLA 14.8 – **Correlazione sperimentale, per terreni coerenti, fra il modulo di reazione trasversale limite di esercizio k_E e la coesione non drenata c_u.**

Grado di consolidazione v. fig. 14.42	Riferimenti	Tipo di terreno	k_E/c_u
	Terzaghi (1955)	Per pali infissi:	70
LC	Gill (1968)	Argilla di S. Francisco leggermente sovraconsolidata $I_p = 30\%$; c_u: vane test	120
LC	Gill e Demars (1970)	Argilla limosa di El Centro leggermente sovraconsolidata senza « crosta » d'essiccamento $I_p = 17\%$; c_u vane test	200
OC	Gill e Demars (1970)	Idem con « crosta » d'essiccamento	400
NC	Jamiolkowski e Marchetti (1970)	Argilla limosa di Manfredonia normalconsolidata $I_p = 55\%$; c_u: vane test e pressiometro autoperforante e da misure di laboratorio ($c_u = 0{,}18\ \sigma'_{v0}$)	450÷560
OC	Alpan (1974)	Argilla d'alta plasticità sovraconsolidata; c_u: pressiometro	130
NC	Singh et al. (1971)	Argilla normalconsolidata	350÷450
LC	Baguelin e Jezequel (1972)	Argilla limosa leggermente sovraconsolidata c_u misurato in laboratorio	400÷600
NC	Jamiolkowski e Lancellotta (1977)	Argilla normalconsolidata di Porto Tolle; $I_p = 30\%$; c_u: vane test e pressiometro perforante	500÷720
NC	Matlock (1970)	Argilla normalconsolidata	360÷720

È da ritenere inoltre che quando il palo venga deformato da azioni orizzontali di breve durata (vento...), il terreno a monte non lo segua, destandosi dietro al palo un effetto arco, per cui non si ha pressione attiva; a valle il terreno deformato permanentemente può staccarsi dal palo che invece restituisce deformazione. Questi effetti sono peraltro trascurabili per i gruppi di pali e per le paratie.

Tali ipotesi, in definitiva semplificative ma anche cautelative, portano a considerare una pressione nulla sul palo fino a dove la pressione reattiva del terreno a valle raggiunge il valore limite passivo. Ciò equivale a considerare

nei calcoli che l'immersione del palo nel terreno abbia luogo non alla superficie del suolo bensì ad una profondità z^*_{crit}, come indicato in fig. 14.48.

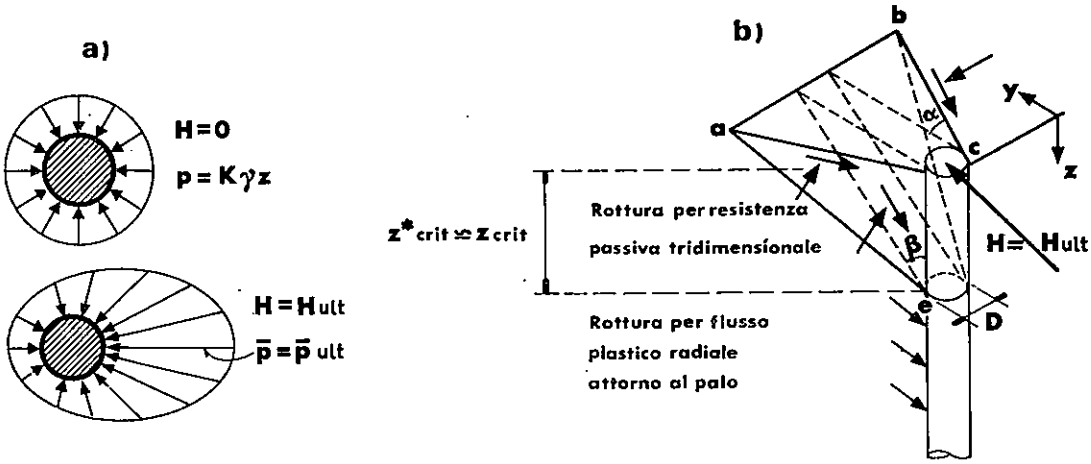


Fig. 14.48 – Meccanismo di rottura di un terreno incoerente intorno ad un palo: tratto superiore ($z < z_{crit}$) a rottura tridimensionale e tratto profondo ($z > z_{crit}$) a rottura piana (Reese).

In prima larga approssimazione, la profondità critica z_{crit} che separa idealmente il terreno plasticizzato da quello a comportamento elastico coincide con quella non reagente z^*_{crit} sopra definita. La profondità critica può essere individuata imponendo che la reazione del palo raggiunga l'intensità della resistenza passiva alla quota z_{crit}; $p_{z\,crit} = k\, y_{z\,crit}$ dove p_{crit} ed y_{crit} si corrispondono alla quota z_{crit}. Se si ipotizza allora la indipendenza di k dalla profondità e nel rispetto della teoria di Rankine, per la (9.13), in condizioni drenate, o (9.15), in condizioni non drenate, la profondità risulta rispettivamente dalle equazioni (per $y_{z\,crit}$, v. eq. 14.97):

a) in condizioni drenate

$$k\, y_{z\,crit} = K_p\, \gamma\, z_{crit} + 2\, c\, \sqrt{K_p} \tag{14.41}$$

da cui:

$$z_{crit} = \frac{k\, y_{z\,crit} - 2\, c\, \sqrt{K_p}}{\gamma\, K_p} \tag{14.42}$$

b) in condizioni non drenate:

$$k\, y_{z\,crit} = \gamma\, z_{crit} + 2\, c_u$$

da cui:

$$z_{crit} = \frac{k\, y_{z\,crit} - 2\, c_u}{\gamma} \tag{14.43}$$

Il meccanismo di rottura risente moltissimo delle modalità esecutive del palo: tanto più esse sono scadenti ed il terreno superficiale ha caratteristiche meccaniche scadenti, tanto più z_{crit} è grande.

Come ordine di grandezza può considerarsi nel campo dei piccoli spostamenti y:

$$z_{crit} = (1{,}5 \div 3{,}0)\ D \tag{14.44}$$

Con valore tanto maggiore quanto minore è l'addensamento del terreno.

14.4.2.3.2 Le reazioni per terreni coerenti ed incoerenti. — Il meccanismo di rottura illustrato in fig. 14.48 avverte che la reazione laterale passiva non è valutabile, per il palo, con la semplice teoria di Rankine, essendo il problema tridimensionale. Su tale argomento si ritornerà al cap. 17 parlando dei massi d'ancoraggio.

Nel caso dei terreni incoerenti gli autori Brinch Hansen, partendo dal meccanismo di rottura del tipo descritto, pervengono ai coefficienti di reazione laterale per elementi a sezione rettangolare di dimensione b trasversale alla forza.

Essi per terreno di caratteristiche c, φ forniscono l'espressione della reazione passiva:

$$\bar{p}_{h\,ult} = (\gamma\, z + q)\left[K_{pq}\,\frac{z}{b} + K_{pq\,(z=0)}\right] + c\,K_{pc} \tag{14.45}$$

essendo q l'eventuale sovraccarico sul piano campagna.

La fig. 14.49 contiene i valori di K_{pq} e K_{pc} dell'eq. (14.45).

In realtà la reazione $\bar{p}_h$, per $z > z_{crit}$, è diversa che per $z < z_{crit}$ a causa dell'effetto tridimensionale di fig. 14.48. Tuttavia, in prima approssimazione, si può utilizzare la (14.45), alla luce dell'eq. (14.44) e considerare la reazione del terreno assente per $z < z_{rit}$.

In presenza poi di terreni coerenti saturi, non molto sovraconsolidati, in condizioni non drenate, la (14.45) secondo esperienze di Matlock viene:

$$\bar{p}_{h\,ult} = N_{pc}\,c_u\,D = \bar{p}_{us} + \beta\,c_u\,z \tag{14.46}$$

essendo il fattore N_{pc} [1]:

$$\text{per } z > z_{crit} \ : N_{pc} = 3 + \frac{\sigma'_{v0}}{c_u} + \beta\,\frac{z}{D}$$

$$\text{per } z < z_{crit} \ : N_{pc} = 9 \div 10$$

essendo β un fattore adimensionale, funzione del gradiente delle rette di figura 14.50 (v. eq. 14.46).

---

[1] Viene usato il simbolo N in luogo di k per analogia con la simbologia classica dei fattori di resistenza alle azioni verticali.

Il valore di z_{crit} allora per $c_u = \text{cost}$ con z (terreno SC saturo) risulta:

$$z_{crit} = \frac{D}{\beta}\left(6 - \frac{\sigma'_{v0}}{c_u}\right)\frac{6}{\frac{\gamma'}{c_u} + \frac{\beta}{D}} \tag{14.47}$$

e per $c_u = \alpha\,\sigma'_{v0}$ (terreno NC saturo):

$$z_{crit} = \frac{D}{\beta}\left(6 - \frac{1}{\beta}\right) \tag{14.48}$$

per cui z_{crit}, crescerebbe con c_u, se non aumentasse parallelamente anche β.

Si ricorda che $\alpha = 0{,}11 + 0{,}0037\ I_p$ (eq. 3.167): equazione utile se non si eseguono misure dirette di c_u ma si conosce l'indice di plasticità I_p del terreno.

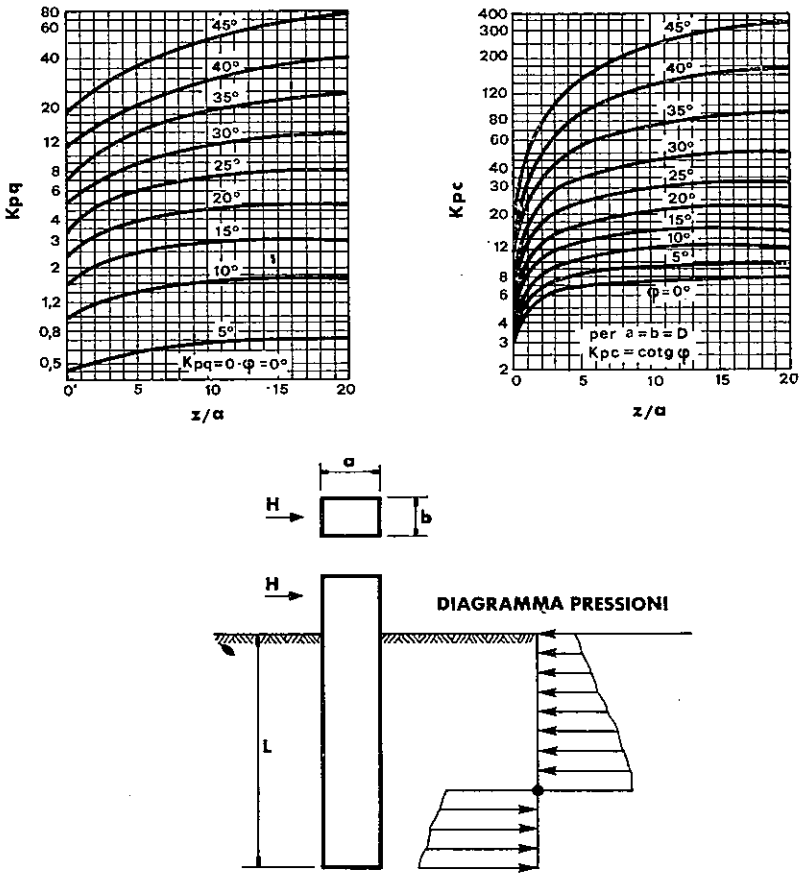


Fig. 14.49 – Coefficienti di reazione laterale ultimi per terreno con parametri di resistenza drenati c', φ'agenti su elemento strutturale a sezione rettangolare (Brinch-Hansen).

La fig. 14.50 illustra i valori misurati (linea continua) della reazione $\bar{p}_{h\,ult}$ di pali strumentali in argille con valori diversi della coesione non drenata c_u.

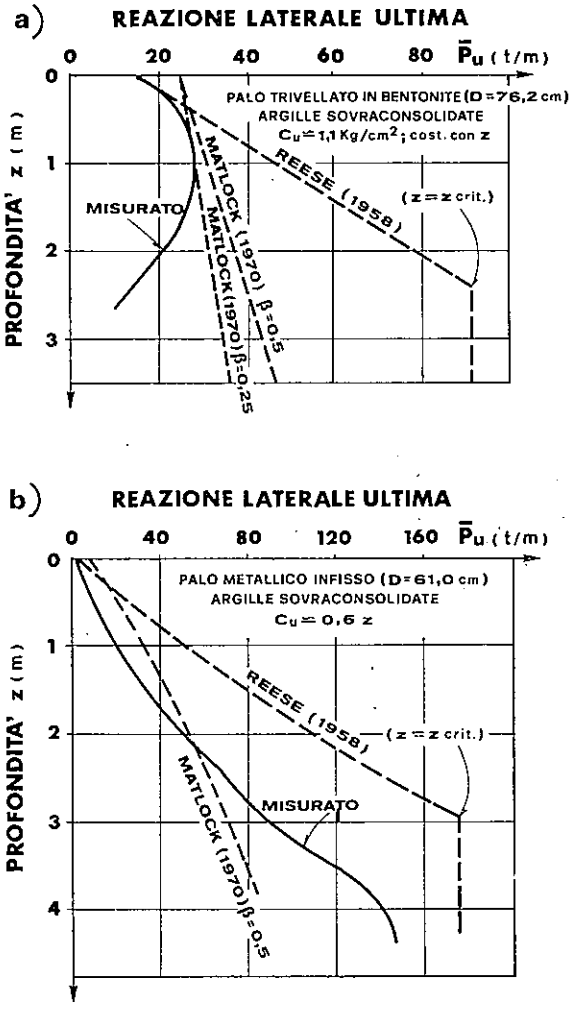


Fig. 14.50 – Confronto fra la reazione trasversale ultima misurata su pali strumentati in argille sovraconsolidate e quella fornita dalle teorie di vari autori: *a*, palo trivellato: c_u cost con z; *b*, palo infisso: c_u variabile linearmente con la profondità (espresso in bar per z in m) (Reese).

In figura sono riportati anche, a tratto, i valori teorici di $p_{h\,ult}$ sia di Matlock (eq. 14.48) sia di Reese (eq. simile alla 14.45) ma differenziati per $z \lesssim z_{crit}$). Le divergenze messe in evidenza fra teoria ed esperienza si riducono per le paratie essendo il reale meccanismo di rottura più vicino al teorico.

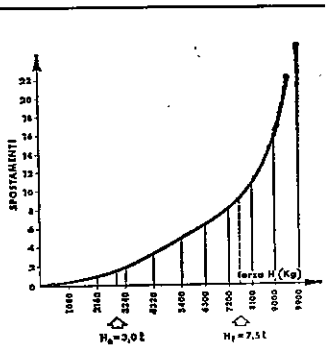
14.4.2.4 *Reazioni trasversali per carichi ciclici.* — Una interessante interpretazione di prove statiche di pali sottoposti in testa a forza orizzontale che valutino l'influenza della velocità di applicazione della forza e del tempo di permanenza viene fornita da Tassios (1). Egli definisce una forza convenzionale « di fluage » H_f individuata come valore corrispondente al massimo di curvatura del diagramma forza-spostamento della testa del palo.

Sul valore di H_f influisce grandemente la velocità di applicazione della forza e chiama « convenzionale H_{fc} » quella applicata con la velocità di 5 t/h.

Con la condizione che alla forza H_f corrisponda una brusca discontinuità del diagramma spostamento-tempo e che per essa il cedimento residuo sia inferiore al 50 % del massimo raggiunto, indica nella tab. 14.9 i coefficienti di sicurezza adottando i quali sarebbe esclusa la plasticizzazione del terreno e gli spostamenti della testa del palo sarebbero dell'ordine da 2 a 4 mm.

TABELLA 14.9 – **Coefficienti di sicurezza per pali sottoposti a forze orizzontali** (Tassios).

Modalità di caricamento orizzontale		$\eta = \frac{H_{amm}}{H_{fc}}$	Ulteriore condizione
Carichi molto rari applicati rapidamente		1,0	$H_{amm} = H_{f\ rapido}/1,5$
Carichi rari una volta applicati	Rapidi	1,5	Coefficiente abituale
	Lenti	3,0	$H_{amm} \simeq H_{f\ lento}/1,5$
Carichi permanenti o ripetitivi		4,0	$H_{amm} \simeq H_{f\ elastico}$



Le figg. 14.44 *g* e 14.46 *f* mostrano gli stessi concetti della tab. 14.9, in termini di k_{hE}; l'ipotesi di k_h = cost con z è peraltro ammissibile per l'aleatorietà dei predetti coefficienti di sicurezza.

14.4.3 Metodi di calcolo allo stato limite d'esercizio di pali e setti singoli sottoposti ad azioni trasversali.

14.4.3.1 *La linea elastica del palo.* — Per la (14.32) l'eq. della linea elastica del palo si scrive:

$$E\,J\,\frac{d^4\,y}{d\,z^4} = \bar{p}\,(z) = -\,k\,D\,y = k_E\,y \qquad (14.49)$$

La relazione è solubile direttamente, se si ipotizza la costanza del coefficiente k_E con la profondità.

---

(1) TASSIOS, *Laterally loaded piles*, 5th Europ Conf. of Soil Mec. Disc. pag. 279.

Ciò viene fatto ricorrendo al metodo delle differenze finite, analogamente a quanto indicato al n. (10.3.2.2) per le travi di fondazione. In considerazione della aleatorietà dei problemi di geotecnica, e di questo in particolare, si ritiene valida, in ogni caso, la soluzione con $K_{hE} = \text{cost}$ [1] che senz'altro fornisce l'ordine di grandezza del fenomeno.

Solo il ricorso alla indagine sperimentale porta a reali migliori approssimazioni misurando, con pali prototipi, il valore di Δk_E, dopo di che può essere giustificato il ricorso a teorie più rigorose.

14.4.3.2 *Le soluzioni alla Winkler per pali «lunghi» sollecitati trasversalmente.*

14.4.3.2.1 Per poter risolvere la (14.49) serve la lunghezza caratteristica λ che, nell'ipotesi di $k = \text{cost}$ con la profondità z, viene:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4\,E\,J}{k_h\,D}} \tag{14.50}$$

e, alcune volte, per comodità di scrittura delle formule, si usa l'inverso:

$$r = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{k\,D}{4\,E\,J}} \tag{14.51}$$

La fig. 14.51 mostra il campo usuale di λ in funzione di k e del diametro D del palo.

La rigidezza della sezione circolare del palo è:

$$E\,J = E\,\pi\,D^4/64 \tag{14.52}$$

La soluzione dell'eq. (14.49) è più semplice se il palo può essere considerato lungo ($L/\lambda > 5$). Ciò vuol dire, fisicamente, che la deformazione del palo si smorza prima di giungere alla punta, altrimenti, come prima detto, i pali vanno considerati «corti» e la (14.49) andrebbe applicata ad un tratto finito di trave elastica con calcolo più complesso (in pratica sono fondazioni a pozzo, v. cap. 17). In particolare, in presenza di terreni superficiali di scadenti caratteristiche meccaniche, trascurando il tratto superiore di profondità z_{crit} (v. 14.4.2.3), resta la lunghezza del tratto utile del palo ($L - z_{crit}$) ed è questa che va confrontata con la lunghezza elastica λ per vedere se il palo può essere considerato lungo.

Assunto l'origine degli assi in corrispondenza della testa del palo, la y decresce al crescere di z (salvo eccezioni) ed allora la soluzione della (14.49),

---

[1] La trattazione originale di Grandholm, Krall e successivamente Hetènyi è stata ripresa da De Marco: «Il calcolo dei pali di fondazione sottoposti a carichi eccentrici ed a forze normali all'asse» in *Ingegneria ferroviaria*, aprile 1969.

trascurando gli effetti dei carichi verticali N (1), e mutilata dei termini crescenti, si presenta nella forma (2):

$$y\,(z) = e^{-r\,z}\,(c_3\,\sin r\,z + c_4\cos r\,z) \tag{14.53}$$

Le altre caratteristiche di sollecitazione, operando le successive derivazioni, sono:

$$\theta\,(z) = y' = r\,e^{-r\,z}\,[-\,(c_3 + c_4)\,\sin r\,z - (c_3 - c_4)\cos r\,z] \tag{14.54}$$

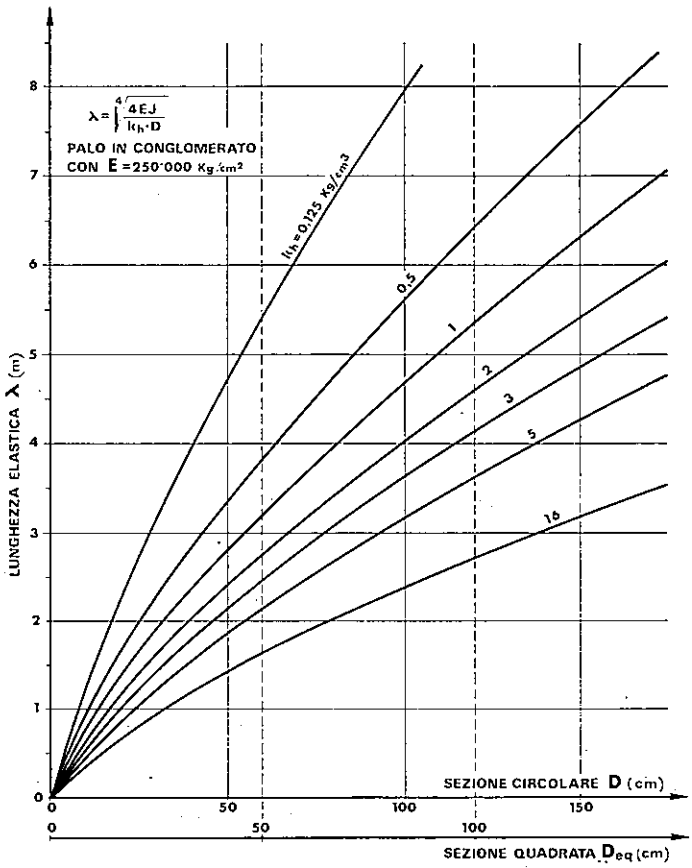


Fig. 14.51 – Campo della lunghezza elastica di un palo soggetto ad azione trasversale nell'ipotesi classica di Winkler.

(1) Per pali molto sporgenti dal suolo, l'effetto secondario ($N\,y''$ nella 14.43) è trascurabile solo se $N_z < 0{,}15\,N_{crit}$ euleriano.

(2) Nel caso dei pali «corti» tale «mutilazione» (in cui compaiono le costanti c_1 e c_2 non avviene per cui la trattazione teorica è più complessa e si dovrebbe far ricorso alle funzioni iperboliche, con procedimento poco aderente alla realtà.

$$\frac{M\ (z)}{E\ J} = y'' = 2\ r^3\ e^{-r\,z}\ [c_3 \sin r\ z - c_4 \cos r\ z] \tag{14.55}$$

$$\frac{T\ (z)}{E\ J} = y''' = 2\ r^3\ e^{-r\,z}\ [(c_4 - c_3) \sin r\ z + (c_3 + c_4) \cos r\ z] \tag{14.56}$$

$$\frac{\bar{p}\ (z)}{E\ J} = y^{IV} = \theta''' = M'' \tag{14.57}$$

Su due delle quali si opera per individuare le due costanti c_3 e c_4, in base a condizioni di sollecitazione e spostamenti della testa del palo.

14.4.3.2.2 Caso generale di palo libero di spostarsi e di ruotare soggetto ad una forza H e ad una coppia M.

Dalle due condizioni

$$y'' = -\frac{M}{E\ J}\ ; \qquad y''' = \frac{H - r\ M}{2\ r^3\ E\ J} \tag{14.58}$$

risultano le due costanti

$$c_3 = \frac{M}{2\ r^2\ E\ J}\ ; \qquad c_4 = \frac{H - r\ M}{2\ r^3\ E\ J} \tag{14.59}$$

Dalle equazioni precedenti, note le dette costanti si possono ricavare tutte le caratteristiche della linea elastica del palo.

La deformata del palo è una sinusoide di lunghezza d'onda flessionale $2\ \pi\ \lambda$ per una esponenziale di smorzamento analogo a quello dell'equazione dell'effetto bordo dei tubi sollecitati ad una estremità, come rappresenta analiticamente l'eq. (14.53). Qui di seguito si riportano le formule delle sollecitazioni e spostamenti per alcuni casi tipici di vincolo e di sollecitazione, tenendo presente che è sempre valida la sovrapposizione degli effetti, essendo il suolo reagente bilateralmente, a differenza di quanto avviene per la trave poggiante sul suolo ove è assente, in un verso, la resistenza del terreno (assenza di trazione).

A semplificare l'eq. (14.53) e seguenti si adottano le funzioni ausiliari I indicate e sviluppate in fig. 14.52 *a*, ovvero quelle dell'eq. (14.57) e seguenti contenute nelle figg. 14.52 *b* e *c*.

Le caratteristiche di sollecitazione, assumendo M positivo se in senso orario ed H con il verso di fig. 14.53, risultano pertanto:

$$y\ (x) = \frac{2\ H}{k\ D\ \lambda}\ I_1 - \frac{2\ M}{k\ D\ \lambda^2}\ I_4$$

$$\bar{p}\ (x) = \frac{2\ H}{\lambda}\ I_1 - \frac{2\ M}{\lambda^2}\ I_4$$

$$\Theta\ (x) = -\frac{2\ H}{k\ D\ \lambda^2}\ I_2 + \frac{4\ M}{k\ D\ \lambda^3}\ I_1 \tag{14.60}$$

$$M\ (x) = -\ H\ \lambda\ I_3 + M\ I_2$$

$$T\ (x) = -\ H\ I_4 - \frac{2\ M}{\lambda}\ I_3$$

I valori dei coefficienti (v. eq. 14.51) sono diagrammati nella fig. 14.52 (1).

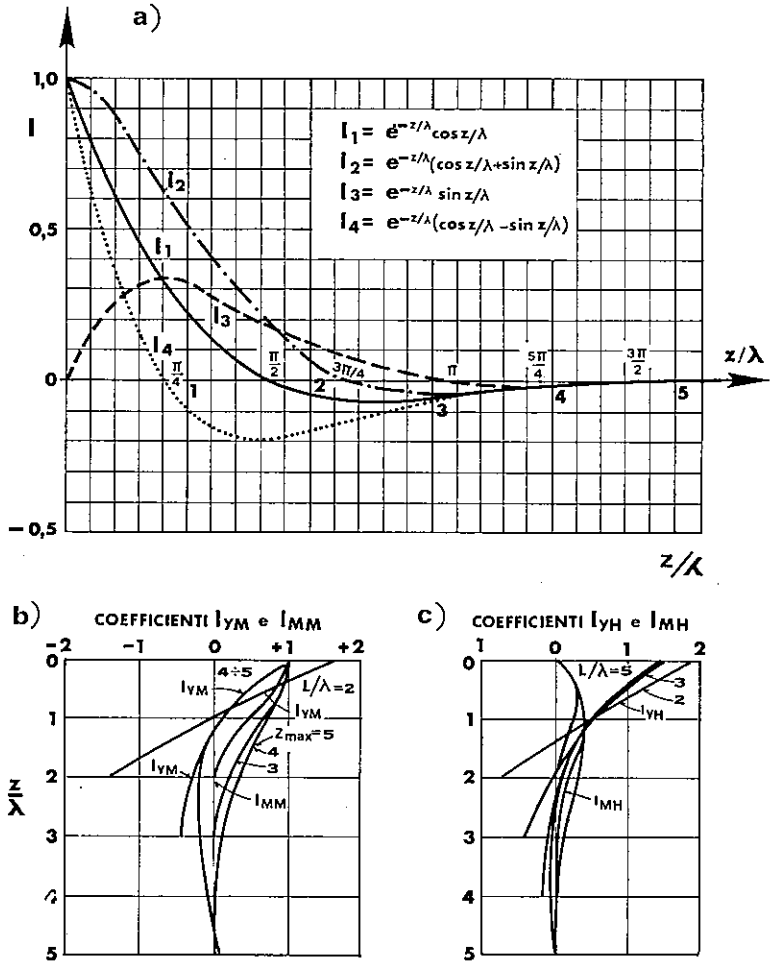


Fig. 14.52 – Valori delle funzioni: *a*) I_1, I_2, I_3, ed I_4 di Winkler ($k_h\ D = \text{cost}$; $\lambda = \sqrt[4]{\ldots}$); *b*), *c*) I_{yH}, I_{yM}, I_{MH}, I_{MM}, per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione dei pali lunghi soggetti ad azioni trasversali (Matlock e Reese).

(1) Più estesa tabellazione si trova nell'opera in bibliografia di Hetènyi.

14.4.3.2.3 Palo con testa impedita di ruotare, ma libera di spostarsi, e sottoposta alla forza H. — Se si considera valida la (14.33) fin dalla superficie del terreno lo spostamento della testa del palo (vincolato come in fig. 14.39 *b*, o fig. 14.53 *a*) risulta:

$$y\,(z) = y\,(z=0)\,I_3 = \frac{H}{k\,D\,\lambda}\,I_3 \tag{14.61}$$

e la rotazione

$$\Theta\,(z) = \Theta\,(z=0)\,I_3 = \frac{2\,H}{k\,D\,\lambda^2}\,I_3 \tag{14.62}$$

Il momento in testa vale:

$$M\,(z) = M\,(z=0)\,I_4 = H\,\frac{\lambda}{2}\,I_4 \tag{14.63}$$

con valore massimo negativo:

$$M_{max} = -\,0{,}208\,M\,(z=0) \tag{14.64}$$

alla profondità $z = 1{,}6\,\lambda$.

Il taglio è:

$$T\,(z) = -\,H\,I_1 \tag{14.65}$$

14.4.3.2.4 Palo con testa impedita di ruotare, sporgente dal terreno per un tratto di lunghezza h (ovvero libero per la lunghezza $h = z_{crit}$) sollecitato in testa dalla forza H. — La sezione profonda z è sollecitata, oltre che dalla forza H, dalla reazione del terreno per un tratto $z_1 = z - h$ fig. 14.53 *b*. Lo spostamento orizzontale della testa del palo è:

$$y\,(z=h) = H\,\frac{1+r\,h}{k\,D}\,r \tag{14.66}$$

il momento nella sezione di incastro alla struttura, posto $\Theta_1 = \Theta_2$ (v. fig. 14.39 *d*) vale:

$$M\,(z=0) = H\,\frac{1+r\,h}{2\,r} = H\,\frac{h+\lambda}{2} \tag{14.67}$$

ed alla superficie del terreno:

$$M\,(z=h) = H\,\frac{h\,r-1}{2\,r} = H\,\frac{h-\lambda}{2} \tag{14.68}$$

Alla profondità z_1 a partire dalla superficie del terreno risulta:

$$M\,(z=z_1) = \frac{H}{r}\left[I_{3\,(z_1)} + \frac{h\,r-1}{2}\,I_{2\,(z_1)}\right] \tag{14.69}$$

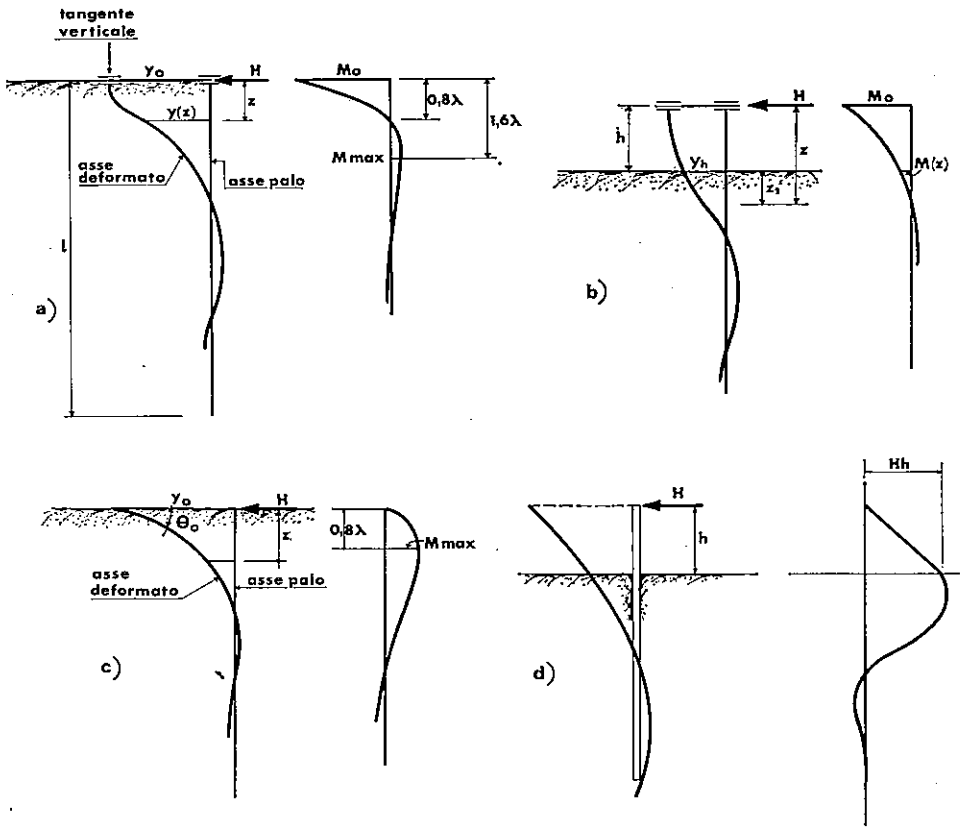


Fig. 14.53 – Diagrammi degli spostamenti $y\ (z)$ e delle sollecitazioni flettenti $M\ (z)$ per il palo sollecitato in testa da una forza orizzontale H: *a*, testa impedita di ruotare ma non di traslare; *b*, idem con tratto di palo fuori terreno; *c*, testa libera di ruotare e di traslare; *d*, idem con tratto libero fuori terra (De Marco).

14.4.3.2.5 Palo con testa libera di spostarsi e ruotare sollecitata dalla forza H. – Spostamento e rotazione della testa (fig. 14.53 *c*) sono:

$$y\ (z) = H\ \frac{2\ r}{k\ D}\ I_1; \quad \Theta\ (z) = -\ H\ \frac{2\ r^2}{k\ D}\ I_2 \tag{14.70}$$

e, alla profondità z, la forza di taglio:

$$T\ (z) = -\ H\ I_4 \tag{14.71}$$

ed il momento:

$$M\ (z) = -\ H\ \lambda\ I_3 \tag{14.72}$$

con valore massimo alla profondità 0,8 λ pari a:

$$M_{max} = 0{,}322\ \lambda\ H \tag{14.73}$$

14.4.3.2.6 Palo con testa libera, sollecitata da un momento $M\ (z = 0) \equiv M_0$. — Lo spostamento della testa è (fig. 14.54):

$$y\ (z = 0) = -\ M_0\ \frac{2\ r^2}{k\ D} \tag{14.74}$$

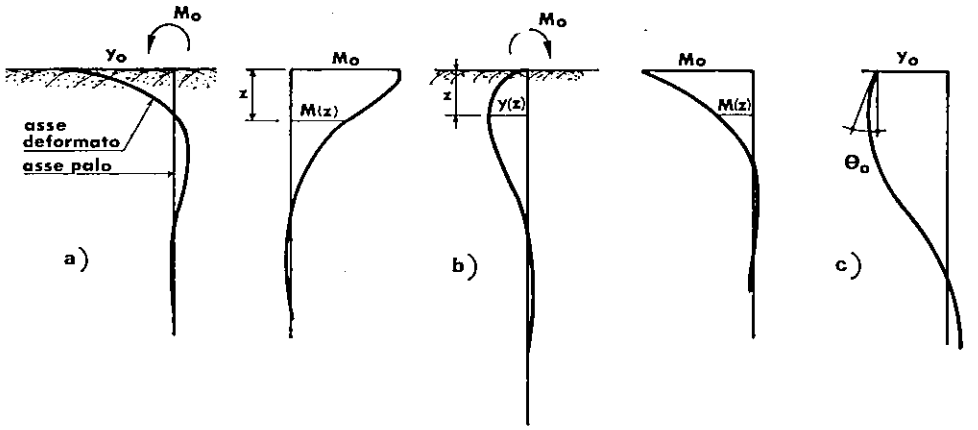


Fig. 14.54 – Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni flettenti $M\ (z)$ per palo sollecitato da un momento flettente M: *a*, testa libera di ruotare e di traslare; *b*, testa libera solo di ruotare; *c*, caso delle deformazioni impresse (De Marco)

ed alla profondità z:

$$y\ (z) = -\ y\ (z = 0)\ I_4 \tag{14.75}$$

La rotazione è:

$$\Theta\ (z) = \Theta\ (z = 0)\ I_1 = M_0\ \frac{4\ r^3}{k\ D}\ I_1 \tag{14.76}$$

Alla profondità z il momento è:

$$M\ (z) = M_0\ I_2 \tag{14.77}$$

e la forza di taglio:

$$T\ (z) = -\ M_0\ 2\ r\ I_3 \tag{14.78}$$

14.4.3.2.7 Palo con testa libera sporgente dal terreno e sollecitata da una forza H. — Questo caso, mostrato in fig. 14.53 *d*, risulta dalla sovrapposizione del caso del n. 14.4.3.2.5 per la forza H e del n. 14.4.3.2.6

per il momento: $M_0 = H \cdot h$

14.4.3.2.8 Palo con testa impedita di spostarsi, sollecitata da un momento M_0. — La rotazione della sezione in testa fig. 14.54 *b* è:

$$\Theta\ (z = 0) = M_0 \frac{2\ r^3}{k\ D} \tag{14.79}$$

e lo spostamento alla profondità z:

$$y\ (z) = M_0 \frac{2\ r^2}{k\ D} I_3 \tag{14.80}$$

La forza di taglio in testa è:

$$T\ (z = 0) = -\ M_0\ r \tag{14.81}$$

ed il momento alla profondità z:

$$M\ (z) = M_0\ I_4 \tag{14.82}$$

14.4.3.2.9 Sollecitazioni corrispondenti ad un dato spostamento e rotazione della testa del palo. — La forza trasversale $H\ (z = 0)$ ed il momento $M\ (z = 0)$, applicati alla testa del palo, che inducono lo spostamento normale all'asse $y\ (z = 0) \equiv y_0$ e la rotazione della testa Θ_0 (fig. 14.54 *c*) sono:

$$H\ (z) = \frac{1}{2} E\ J\ r^2\ (2\ r\ y_0 + \Theta_0\ I_1) \tag{14.83}$$

$$M\ (z) = \frac{1}{2} E\ J\ r\ (r\ y_0 + \Theta_0\ I_4)$$

14.4.3.3 *Soluzione alla Winkler escludendo il «tratto plastico».*

14.4.3.3.1 Lo schema di palo equivalente. — Al paragrafo 14.4.2.3 si è detto della opportunità di non considerare la resistenza del terreno sul tratto superiore del palo ove lo spostamento è tale da produrre la rottura del terreno per raggiungimento dello stato limite passivo e rifluimento alla superficie.

Ciò equivale, in definitiva, a considerare anzichè la reale superficie del terreno, una superficie fittizia efficiente, abbassata rispetto a quella reale di z_{crit}, il cui valore è ottenuto per tentativi, in prima approssimazione, con l'eq. (14.42) o, meglio, tramite l'andamento di $\bar{p}_{ult}$ (fig. 14.50), valutato come in 14.4.2.3.

Va rilevato che i valori di $y_{z\,crit}$ (in generale prima indicati con y_0) da introdurre nell'eq. (14.42) sono quelli della sezione del palo posta alla profondità z_{crit} e valutabile, sempre in prima approssimazione, tramite l'eq. (14.53) ed analoghe.

È evidente che, essendo la superficie fittizia abbassata, rispetto a quella reale, il palo sarà ivi sollecitato dalle forze applicate in testa ed inoltre da un momento di trasporto che in generale ha il valore $H\ z_{crit}$.

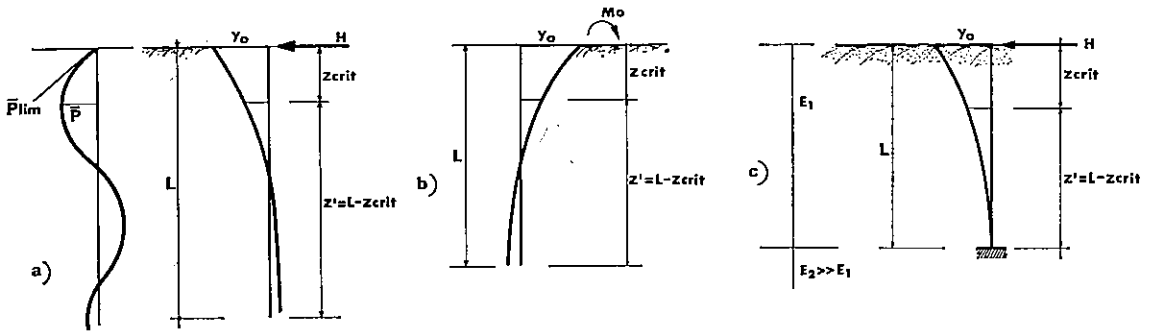


Fig. 14.55 – Diagrammi degli spostamenti e delle sollecitazioni escludendo il tratto z_{crit} di terreno plasticizzato: *a*, per azione orizzontale; *b*, per azione flettente; *c*, per azione orizzontale, con base incastrata.

14.4.3.3.2 Caso 14.4.3.2.3. — È sufficiente uguagliare la pressione della eq. 14.66 con quella ultima di Rankine ponendo $h = z_{crit}$ e quindi:

$$H \frac{r + r^2 z_{crit}}{D} = \gamma z_{crit} K_p$$

da cui:

$$z_{crit} = \frac{H r}{\gamma D K_p - H r^2} \tag{14.84}$$

dopo di che si applicano le formule del n. 14.4.3.2.4. per $h = z_{crit}$.

14.4.3.3.3 Caso 14.4.3.2.4.

$$z_{crit} = H \frac{r + h r^2}{\gamma K_p D - H r^2} \tag{14.85}$$

dopo di che si applicano le formule del n. 14.4.3.2.4 scritte per $h' = h + z_c$.

14.4.3.3.4 Caso 14.4.3.2.5.

$$H \frac{2 r}{D} - H z_{crit} \frac{2 r^2}{D} = \gamma z_{crit} K_p \tag{14.86}$$

da cui:

$$z_{crit} = H \frac{2 r}{\gamma K_p D + 2 H r^2} \tag{14.87}$$

dopo di che si applicano le formule dei nn. 14.4.4.2.4 e 14.4.3.2.5 per H e $M = H z_{crit}$.

14.4.3.3.5 Caso 14.4.3.2.6:

$$z_{crit} = M_0 \frac{2\,\gamma^2}{D\,\gamma\,K_p} \tag{14.88}$$

Qualora z_{crit} non venga assunto come tratto libero equivalente, ma sia reagente plasticamente, i coefficienti I entrano nelle formule precedenti e vanno calcolati per la profondità $z = z_{crit}$.

14.4.4 Metodi di calcolo allo stato limite di esercizio per pali e setti singoli sottoposti ad azione trasversale: soluzione alle differenze finite.

Ove si voglia tener conto della variazione delle caratteristiche del terreno con la profondità, non considerata dal metodo di Winkler, la trattazione precedentemente svolta può essere affidata al metodo delle differenze finite.

Nell'ipotesi più generale di palo di rigidità variabile: $E_i J_i$ con la profondità z l'eq. (14.49), applicata al concio iesimo del palo, assume la forma:

$$\bar{p}\ (z)_i = E_i J_i\ (y_{i-2} - 4\ y_{i-1} + 6\ y_i - 4\ y_{i+1} + y_{i+2}) = -\ k_E\ (z)\ y\ (z) \tag{14.89}$$

essendo $n = L/\Delta z$ il numero di conci fittizi.

La risoluzione del sistema di queste $(n + 1)$ equazioni, correlate alle condizioni al contorno (sollecitazioni all'estremità del palo), permettono di risolvere il problema.

Analogamente le altre caratteristiche risultano:

$$\Theta\ (z)_i = \frac{1}{\Delta\ z_i}\ \frac{(y_{i+1} - y_{i-1})}{2} \tag{14.90}$$

$$M\ (z)_i = E\,J\ (y_{i-1} - 2\ y_i + y_{i+1}) \tag{14.91}$$

$$T\ (z)_i = E\,J\ \frac{(y_{i+2} - 2\ y_{i+1} + 2 y_{i-1} - y_{i-2})}{2} \tag{14.92}$$

Matlok, Reese hanno risolto il problema attraverso l'impiego di parametri adimensionali.

Per poter effettuare lo sviluppo analitico della (14.49) la lunghezza caratteristica, prima definita, cambia con la legge $k_E\ (z)$ e precisamente:

$$\lambda = \sqrt[4+n]{\frac{E\,J}{\Delta\ k_E}} \quad \text{per} \quad k_E = \Delta\ k_E\ z^n \tag{14.93}$$

ed in particolare, per una legge $k_E\ (z)$ lineare, risulta:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E\,J}{k_E}} \quad \text{per} \quad k_E = k_{E0} + \Delta\ h_E\ z \tag{14.94}$$

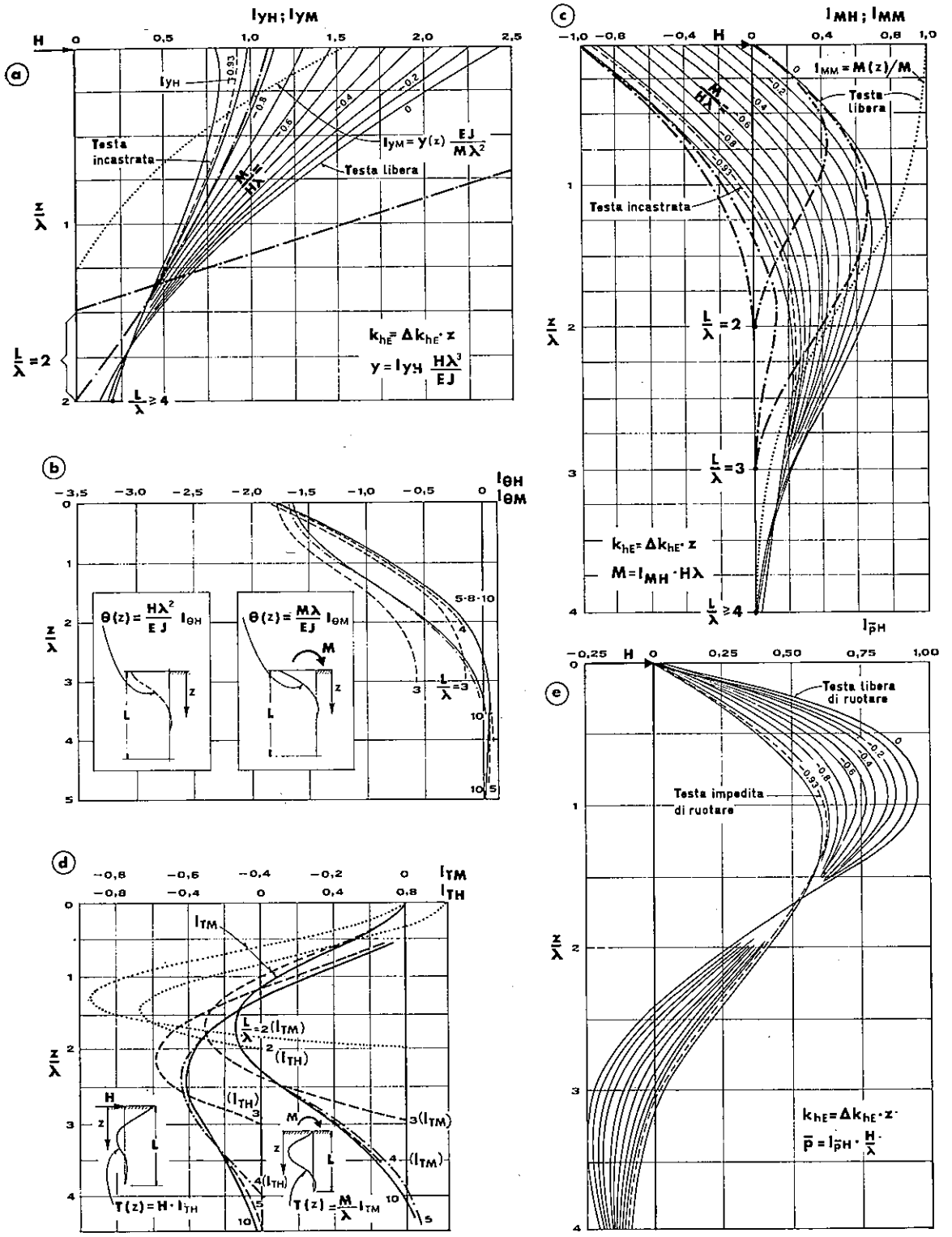


Fig. 14.56 – Coefficienti d'influenza: *a*, dello spostamento: I_{yH}, I_{yM}; *b*, della rotazione: $I_{\Theta H}$, $I_{\Theta M}$; *c*, del momento flettente: I_{MH}, I_{MM}; *d*, del taglio: I_{TH}, I_{TM}; *e*, della reazione laterale: $I_{\bar{p}H}$, $I_{\bar{p}M}$ per un palo singolo sollecitato in testa rispettivamente da una forza H e da un momento M per diversi vincoli allo spiccato e per modulo di reazione del terreno: $k_{hE} = \Delta k_{hE} \cdot z$ (Matlock e Reese).

Inoltre è necessario introdurre il parametro adimensionale $Z = L/\lambda$ e, nel caso dell'eq. (14.94), anche il parametro $k_{E0}/\Delta k_E \cdot \lambda$ [1].

L'eq. (14.49), nell'ipotesi semplificativa di $k_E = \Delta k_E \cdot z$ [2], per il caso di sola azione trasversale H applicata alla testa del palo, assume allora per λ definito dall'eq. (14.94) la forma adimensionale:

$$\frac{d^4 I_{yH}}{d Z^4} + \frac{k_E \lambda^4}{E J} I_{yH} = 0 \tag{14.95}$$

Per il caso invece di solo momento M applicato alla testa del palo:

$$\frac{d^4 I_{yM}}{d Z^4} + \frac{k_E \lambda^4}{E J} I_{yM} = 0 \tag{14.96}$$

Le varie caratteristiche I in anologia all'eq. (14.58) e seguenti, con i segni di fig. 14.56 risultano quindi sovrapponendo gli effetti di H e di M:

$$y(z) = \frac{H \lambda^3}{E J} I_{yH} + \frac{M \lambda^2}{E J} I_{yM} \tag{14.97}$$

$$\Theta(z) = \frac{H \lambda^2}{E J} I_{\Theta H} + \frac{M \lambda}{E \cdot J} I_{\Theta M} \tag{14.98}$$

$$M(z) = H \lambda I_{MH} + M I_{MM} \tag{14.99}$$

$$T(z) = H I_{TH} + \frac{M}{\lambda} I_{TM} \tag{14.100}$$

$$\bar{p}(z) = \frac{H}{\lambda} I_{\bar{p}H} + \frac{M}{\lambda^2} I_{\bar{p}M} \tag{14.101}$$

I fattori adimensionali I sono riportati in fig. 14.56 sia per testa del palo libera di spostarsi e di ruotare, sia per testa incastrata. Il grado d'incastro imperfetto è espresso in funzione del parametro $M/H\,\lambda$, essendo M ed H le azioni in testa.

In ordine di derivazione la fig. 14.56 *a* fornisce i coefficienti I_y, la figura 14.56 *b* fornisce I_Θ, la fig. 14.56 *c*, I_M, la fig. 14.56 *d*, I_T ed infine I_P la fig. 14.56 *e* tutti sia per effetto di H che di M.

La fig. 14.56 evidenzia anche come mutino i coefficienti I nel caso di pali corti ($L/\lambda < 4$).

In particolare la fig. 14.56 *b* mostra i fattori di rotazione della testa del palo vincolato come in fig. 14.39 *d*, sempre per effetto delle sollecitazioni H ed M; il diagramma serve per imporre la congruenza fra lo spiccato di fondazione ed elevazione.

---

[1] Davisson e Gill (1963) forniscono peraltro la soluzione per k_E costante in due strati di terreno.

[2] Nel caso del palo singolo gli effetti dell'esecuzione tendono a portare $k_{E0} = 0$.

Nel caso di trasverso rigido, e quindi di spostamento orizzontale per effetto della forza H, e di ripartizione H/n uniforme fra i pali, essendo n il numero dei pali, la citata congruenza (v. eq. 14.67), fornisce l'equazione:

$$\frac{1}{2} H h^2 - M h = I_{\Theta H} (z = 0) H \lambda^2 + I_{\Theta M} (z = 0) M \lambda \quad (13.102)$$

essendo h il tratto fuori terreno, e da essa il momento sulla testa del palo:

$$M = \frac{h^2 / 2 - I_{\Theta M} \lambda^2}{I_{\Theta M} \lambda + h} H \quad (14.103)$$

14.4.5 Metodi di calcolo allo stato limite ultimo di pali e setti singoli soggetti ad azioni trasversali.

14.4.5.1 *Considerazioni generali.* — Un diverso criterio di calcolare li palo, sollecitato trasversalmente, è di riferirsi al suo stato limite ultimo con un calcolo a rottura, come già visto per le travi di fondazione in (13.3.2.2), criterio questo estensibile alle paratie (v. 16.68).

Broms fornisce una serie di grafici per facilitare la soluzione di questo problema dividendo la precedente trattazione a seconda che la rottura avenga nel palo (pali lunghi o flessibili) o nel terreno (pali corti o rigidi): in condizioni drenate per i terreni incoerenti ed in condizioni non drenate per quelli coerenti.

14.4.5.2 *Reazioni ultime per terreno incoerente.* — La fig. 14.57 *a* tratta il caso di palo rigido in terreno incoerente, per cui la rottura si verifica per plasticizzazione del terreno, mentre la fig. 14.57 *b* il caso di palo flessibile, per cui la rottura si verifica per formazione della cerniera plastica in una sua sezione.

Per palo rigido, con testa libera di ruotare, l'equilibrio, in condizione ultima, dei momenti, rispetto al piede del palo, dà l'espressione:

$$H_{ult} = \frac{\gamma D L^3 K_{p\delta}}{2 (h + L)} \quad (14.104)$$

Se la testa del palo è impedita di ruotare ($h = 0$):

$$H_{ult} = \frac{1}{2} \gamma L^2 D K_{p\delta} \quad (14.105)$$

Il coefficiente $K_{p\delta}$ dovrebbe essere valutato come in fig. 14.49 (vedi anche fig. 16.10), Broms peraltro, in prima approssimazione, propone nei diagrammi della figura $K_{p\delta} = 3 K_p$ (Rankine).

La fig. 14.57 *a* diagramma le precedenti relazioni adimensionalmente, in funzione dell'altezza fuori terra (h/L): e della lunghezza del palo: (L/D).

Nel caso invece di palo flessibile, libero in sommità, il detto equilibrio (v. calcolo delle paratie) fornisce:

$$H_{ult} \left(h + \sqrt{\frac{2 H_{ult}}{3 \gamma D K_{p\delta}}} \right) - \frac{1}{3} H_{ult} \sqrt{\frac{2 H_{ult}}{3 \gamma D K_{p\delta}}} = M_{ult} \quad (14.106)$$

Essendo $M_{ult} = M_p$ il momento plastico od ultimo (v. fig. 14.60) del palo.

Se il palo è incastrato in sommità, il carico orizzontale ultimo risulta ancora dall'eq. (14.106) ponendo al secondo membro 2 M_{ult} (eq. 14-106') in luogo di M_{ult}, poichè, allora, il raggiungimento dello schema labile richiede la formazione di due cerniere plastiche. I valori di H_{ult} sono diagrammati adimensionalmente in fig. 14.57 *b*.

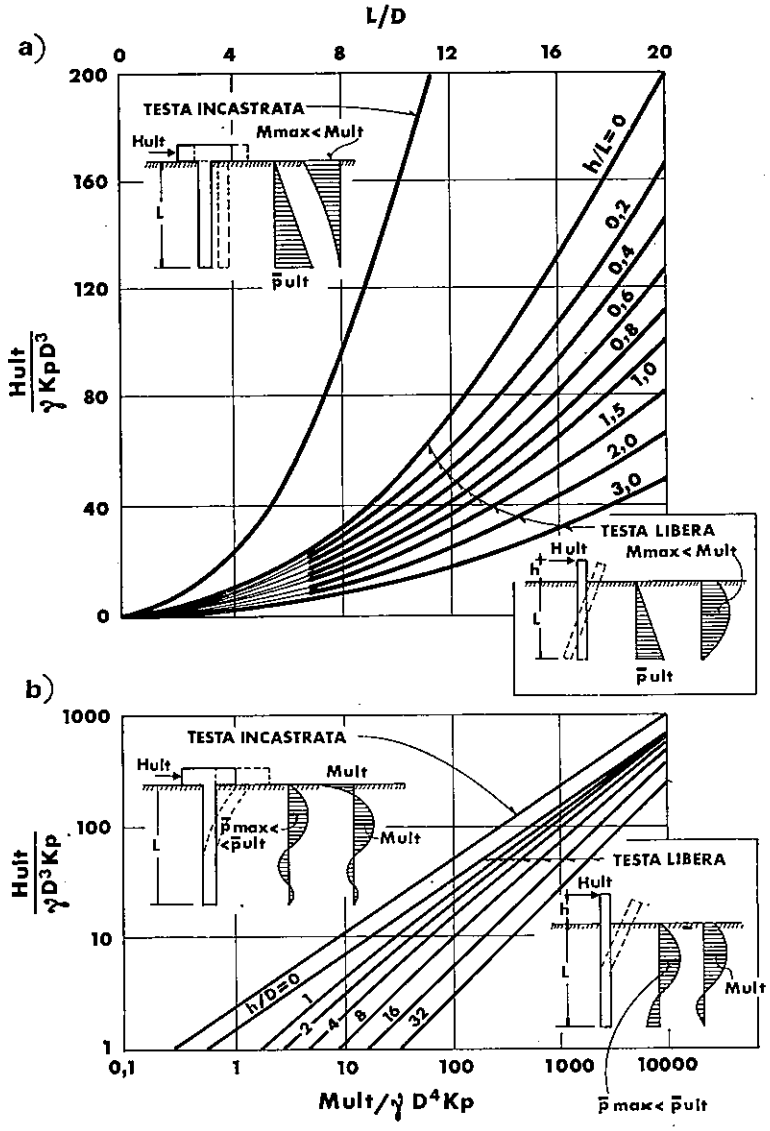


Fig. 14.57 – Carico limite ultimo H_{ult} in terreni incoerenti: *a*, per pali rigidi; *b*, per pali flessibili (Broms).

14.4.5.3 *Reazioni ultime per terreno coerente.* — Per i terreni coerenti, Broms ripete le precedenti analisi, computando però le reazioni del terreno in condizioni non drenate. Nella fig. 14.58 *a* ha diagrammato i valori di H_{ult} per pali rigidi ed in fig. 14.58 *b* per pali flessibili.

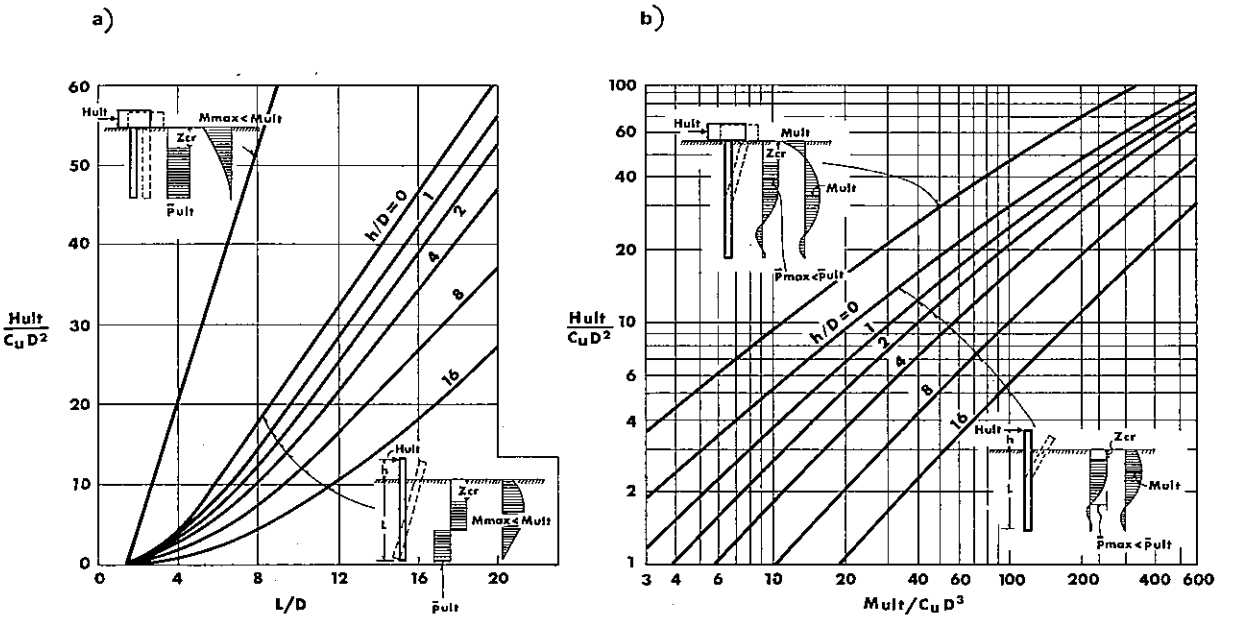


Fig. 14.58 – Carico limite ultimo laterale H_{ult} in terreni coerenti: *a*, per pali rigidi; *b*, per pali flessibili (Broms).

Risulta allora per palo rigido libero in sommità:

$$H_{ult} = \frac{N_{pc}\, c_u\, D\, (L - z_T - z_{crit})^2 / 4}{h + z_{crit} + z_T / 2} \tag{14.107}$$

essendo $z_T = H_{ult}/N_{pc}\, c_u\, D$ la profondità della sezione di taglio nullo.

Per palo rigido, incastro in sommità, si ha:

$$H_{ult} = 2\, M_{ult}/(L + z_{crit}) \tag{14.108}$$

e invece per palo flessibile, libero in sommità:

$$H_{ult} = M_{ult}/(z_{crit} + z_T/2) \tag{14.109}$$

che si raddoppia se il palo è incastrato in sommità.

In particolare nella fig. 14.58 l'Autore assume $z_{crit} = 1{,}5\ D$ e $\bar{p}_{h\ ult} = N_{pc}\, c_u\, D = 9\, c_u\, D$, secondo l'eq. (14.46).

Questo approccio di calcolo a rottura, insieme al precedente calcolo elastico od elastico, con tratto plastico z_{crit} non reagente, permette di « stringere », fra due metodi il dimensionamento dei pali; così al paragrafo 14.4.2.2 in cui si

valuta k_E, corrispondono i calcoli di (14.4.3 e 14.4.4) ed al paragrafo 14.4.2.3, in cui si valuta $\bar{p}_{ult}$, corrispondono i calcoli di (14.5). I due metodi possono integrarsi, specie per affinare i valori di k_E o $\bar{p}_{ult}$ da introdurre nei calcoli, per dato terreno reagente trasversalmente.

14.4.6 Dimensionamento delle sezioni dei pali in c.a. sollecitati a pressoflessione.

14.4.6.1 *Calcolo con il metodo delle tensioni ammissibili.* — Si richiama il calcolo a pressoflessione delle sezioni circolari in cemento armato, assumendo una armatura uniformemente distribuita lungo una circonferenza di raggio 0,45 D (1).

Nel caso generale di eccentricità fuori del nocciolo, le tensioni massime e minime nel conglomerato e nell'acciaio valgono:

$$\sigma_b = \frac{N}{S_x}\, y_x = \frac{M}{e}\,\frac{y_x}{S_x} = \frac{M}{D^3}\,\frac{100}{k_m}$$

$$\sigma_a = n\,\frac{N}{S_x}\,(D - y_x) = \frac{0{,}95\,D - y_x\, n\,\sigma_b}{y_x} \qquad (14.110)$$

essendo (fig. 14.59) e l'eccentricità di N, y_x la distanza dell'asse neutro $x - x$ dal lembo compresso ed S_x il momento statico dell'area compressa, rispetto all'asse neutro.

La variazione del coefficiente del momento statico k_m, in funzione di D/e, è fornita dalla fig. 14.59 in funzione, anche, della percentuale d'armatura di area A, pari a:

$$\mu = 100\,\frac{4\,A}{D^2} \qquad (14.111)$$

e del rapporto delle tensioni d'esercizio:

$$\rho = \frac{10}{n}\,\frac{\sigma_a}{\sigma_b} \qquad (14.112)$$

la posizione dell'asse neutro risulta:

$$y_x = \frac{n \cdot 0{,}95 \cdot D}{n + \sigma_a/\sigma_b} \qquad (14.113)$$

Dati quindi M ed N si può entrare nel diagramma di fig. 14.59 tramite i termini: k_m (eq. 14.110), $D/e = ND/M$ e ρ, ovvero per un fissato σ_b d'esercizio. Si ricava così la percentuale d'armatura μ e, quindi, l'armatura A.

Il diagramma può essere usato anche come verifica, per data armatura, ricavando σ_b e σ_a.

---

(1) Tale *ipotesi* presuppone i ferri equidistanti lungo il perimetro ($J_a = A\ 0{,}45\ D^2/2$).

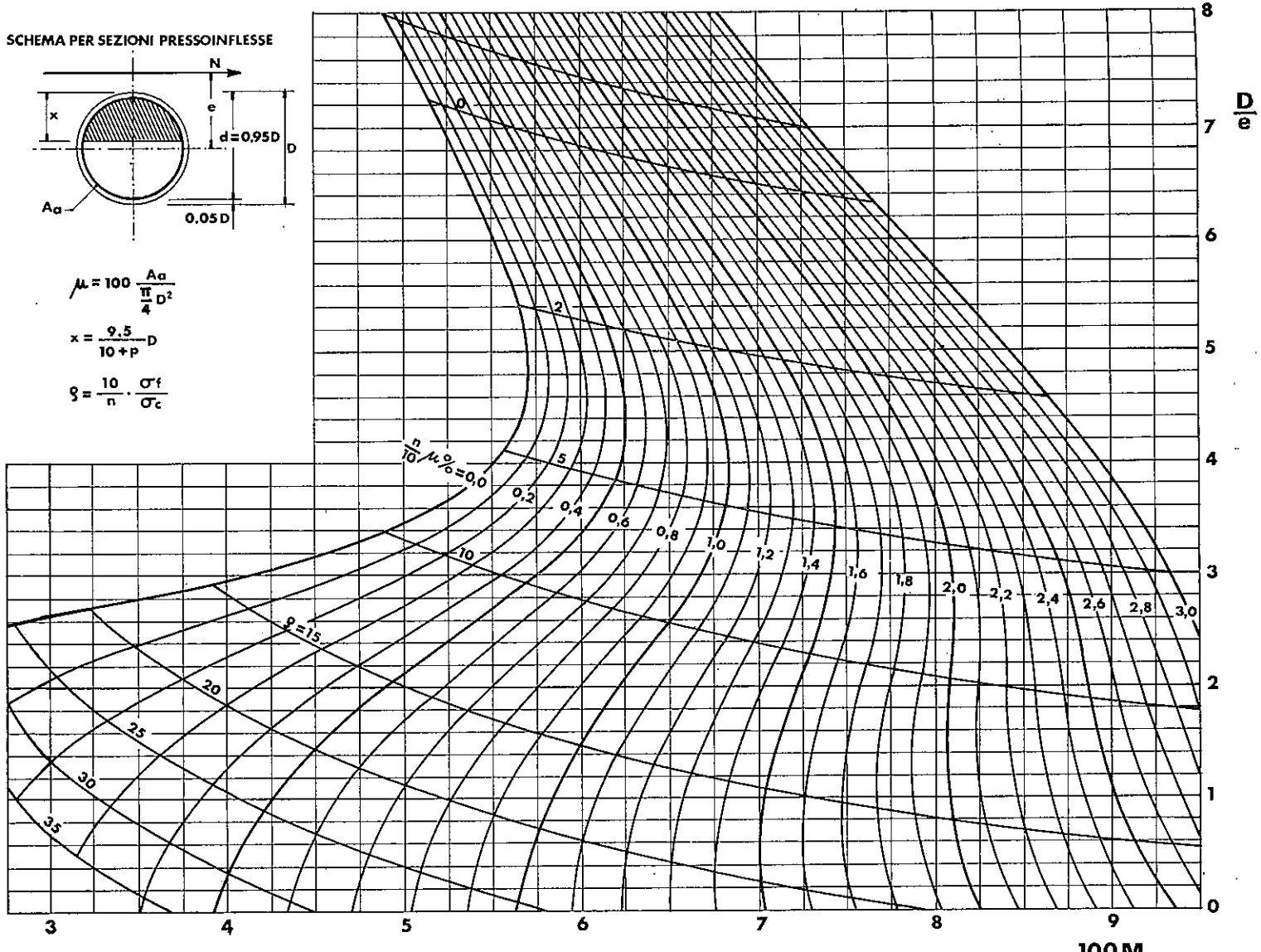


Fig. 14.59 – Diagramma per il dimensionamento a pressoflessione, con il metodo delle tensioni ammissibili, di una sezione circolare in c.a. (Pascal).

14.4.6.2 *Calcolo allo stato limite ultimo.* — La ricerca del momento di rottura ultimo M_{ult} della sezione circolare in c.a. è particolarmente utile nell'approccio di dimensionamento svolto in 14.4.5, basato sulla formazione delle cerniere plastiche nel palo.

In base al regolamento italiano (1977), si assume come tensione di calcolo a rottura dell'acciaio quella caratteristica di snervamento, penalizzata dal termine $\eta_m = 1{,}15$, ovvero $\eta_m = 1$, a seconda che l'acciaio non sia o sia controllato in stabilimento:

$$R^*_a = \frac{R_{ak}}{(1 \div 1{,}15)} \tag{14.114}$$

La tensione di calcolo, a rottura, del calcestruzzo è poi:

$$R^*_b = 0{,}55\ R'_{bk} \tag{14.115}$$

essendo R'_{bk} la tensione caratteristica di rottura.

Il coefficiente di sicurezza è assunto uguale, sia rispetto ad N che ad M, cioè:

$$\eta_s = \frac{N_{ult}}{N} = \frac{M_{ult}}{M} = 1{,}75 \tag{14.116}$$

I coefficienti adimensionali, per valutare lo sforzo normale ed il momento ultimo, sono:

$$k_N = \frac{N_{ult}}{R^*_b\ D^2}\ ;\ k_M = \frac{e}{D}\,k_N = \frac{M_{ult}}{R^*_b\ D^3} \tag{14.117}$$

La fig. 14.60 mostra i domini di rottura per $R_{ak} = 3200$-4400 bar e per due classi di calcestruzzo $(R'_{bk}) = 200$ bar in fig. 14.60 *a* e $R_{bk} = 250$ bar in fig. 14.60 *b*, ambedue per un copriferro pari a 0,1 D. Con tali diagrammi si ricava, in base alle (14.117), la percentuale di armatura μ %, definita dalla relazione (14.111).

I diagrammi della fig. 14.60, come quelli della fig. 14.59, possono essere usati, sia per il progetto che per la verifica delle sezioni, si ricavano allora, per data armatura e tassi di rottura, le sollecitazioni ultime M_u ed N_u e quindi per $\eta_s = 1{,}75$ le sollecitazioni d'esercizio M e N.

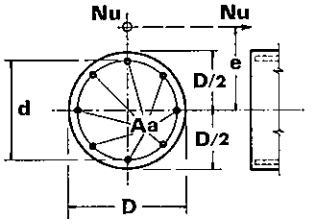
APPLICAZIONI

14.A.5 Dimensionamento di un palo $D = 80$ cm alle azioni orizzontali in terreni incoerenti.

14.A.5.1 *Calcolo in fase di esercizio.* — Il palo attraversa sabbie mediamente addensate ($N = 15$ colpi/30 cm) descritte nella fig. 14.A.1.

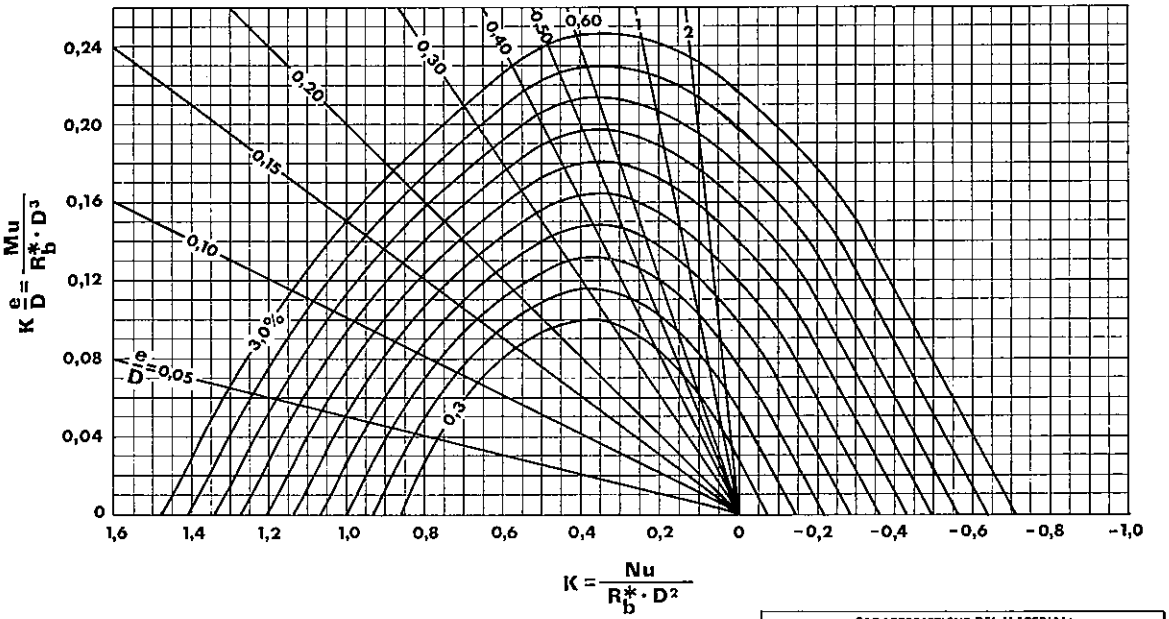
Si assume per esse un modulo di compressibilità $E = 12\ N \simeq 200$ bar, in prima

a)



$$p\% = \frac{Aa}{\pi D^2/4}\,100 \qquad d = 0{,}8\,D$$

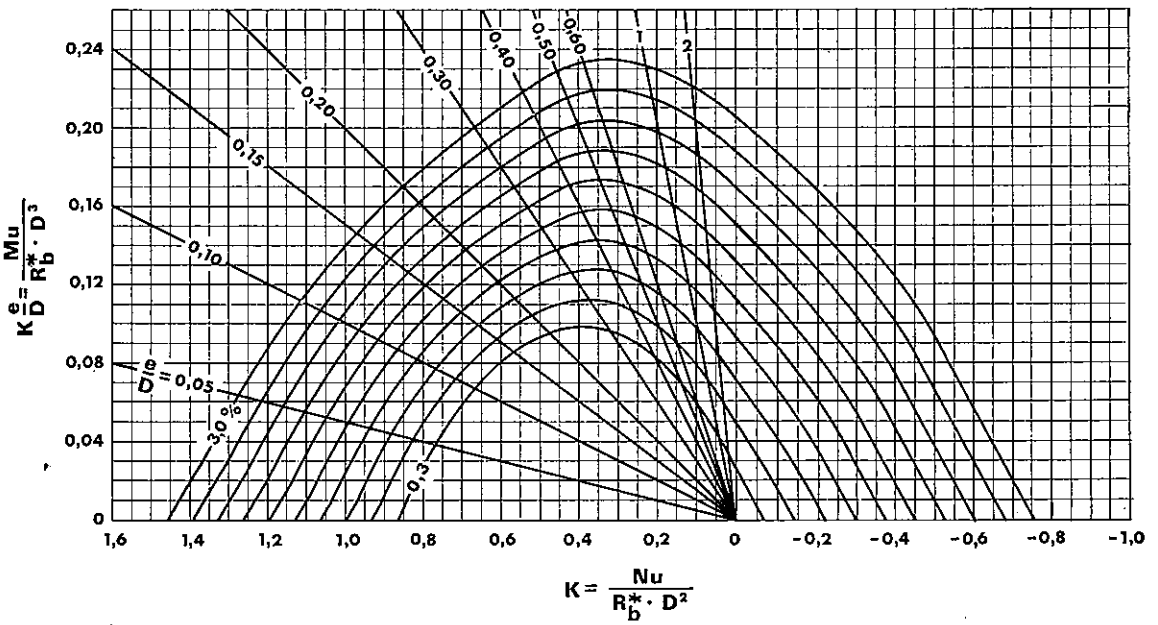
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	
$R'_{bk} = 200$ kg/cm²	$R_{ak}^{(s)} = 3200$ kg/cm²
VALORI DI CALCOLO	
$R_b^* = 110$ kg/cm²	$R_a^* = 3200$ kg/cm²



$$K\frac{e}{D} = \frac{Mu}{R_b^* \cdot D^3} \qquad K = \frac{Nu}{R_b^* \cdot D^2}$$

b)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	
$R'_{bk} = 250$ kg/cm²	$R_{ak}^{(s)} = 4400$ kg/cm²
VALORI DI CALCOLO	
$R_b^* = 137.5$ kg/cm²	$R_a^* = 3826$ kg/cm²



$$K\frac{e}{D} = \frac{Mu}{R_b^* \cdot D^3} \qquad K = \frac{Nu}{R_b^* \cdot D^2}$$

Fig. 14.60 – Domini di rottura per il dimensionamento a pressoflessione con il metodo dello stato limite ultimo, di una sezione circolare in c.a. (Di Chiara, Tremi-Proietti, Zanetti).

approssimazione. Per l'eq. (14.34) il coefficiente di reazione laterale, ipotizzato costante con la profondità, viene:

$$k_h = \frac{200}{80} \sqrt[12]{\frac{200 \times \overline{80^4} \times 64}{2 \times 10^5 \times 3{,}14 \times 80^4}} \simeq 2 \text{ kg/cm}^3$$

La lunghezza caratteristica, secondo la teoria di Winkler (eq. 14.50), viene:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 3{,}14 \times \overline{80^4}}{2 \times 80 \times 64}} \times 10^{-2} = 3{,}2 \text{ m}$$

(v. anche fig. 14.51).

La sollecitazione flettente massima, per palo con testa impedita di ruotare ma libera di traslare (eq. 14.63), viene:

$$M = \frac{\lambda}{2} H = 1{,}6\, H$$

essendo H l'azione orizzontale d'esercizio.

Per la teoria di Matlock e Reese si ha invece:

$$k_E = \Delta\, k_E \cdot z = 1{,}0\, z \text{ bar}$$

avendo assunto, in base alla fig. 14.45, $k_E = 1{,}0$ kg/cm^3, considerando i pali trivellati completamente sommersi e per $D_r = 60\%$.

La lunghezza caratteristica, in base alla (14.93), viene:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{200\,000 \times 3{,}14 \times \overline{80^4}}{1{,}0 \times 64}} \times 10^{-2} = 2{,}1 \text{ m}$$

La sollecitazione flettente massima per palo «lungo» incastrato in testa, secondo la fig. 14.56 *c*, viene:

$$M = H\, \lambda\, I_{MH} = 2{,}1\, H$$

In compromesso fra i due metodi di calcolo, basati su scelte dei parametri geotecnici diversi, si può adottare $M = 2\, H$.

Il dimensionamento del palo, ipotizzando ad es.

$$N = 175 \text{ t, ed } H = 9 \text{ t}$$

risulta in base alla fig. 14.59:

$$M = 2 \times 9 = 18 \text{ tm}$$

$$\frac{D}{e} = \frac{0{,}8}{18/175} = 7{,}8; \text{ per } \sigma_c = 65 \text{ bar}$$

$$k_m = \frac{100 \times 18\,000}{65 \times 80^3} = 5{,}4 \text{ e dalla fig. 14.59 } \mu = 0{,}9\%$$

$$A = \frac{0{,}9}{100} \times 5000 = 45 \text{ cm}^2 = 12\ \varnothing\ 22$$

14.A.5.2 *Calcolo in fase di rottura.* — Il coefficiente flessionale ultimo di un palo $D = 80$ cm, sempre per $N = 175$ t, risulta, secondo il regolamento italiano del c.a. (1977)

$$k_N = \frac{N_{ult}}{D^2 \cdot R'_{bk}\, 0{,}55} = \frac{1{,}75 \times 175\,000}{80^2 \times 250 \times 0{,}55} = 0{,}35$$

avendo assunto $R'_{bk} = 250$ bar ed $R_{ak} = 4400$ bar ed imponendo il coefficiente di sicurezza minimo $\eta = 1{,}75$.

In base ai domini di rottura di fig. 14.60 per tale valore di k_N e per $\mu = 0{,}9\%$ (v. 14.A.5.1) risulta $k_N\, e/D = 0{,}13$ per cui il momento flettente ultimo (eq. 14.117) viene:

$$M_{ult} = 0{,}13 \times 2500 \times 0{,}55 \times \overline{0{,}8^3} = 91{,}5 \text{ tm}$$

L'azione orizzontale massima, in base al grafico di fig. 14.57 *b* per palo «lungo» incastrato in sommità (v. anche eq. (14.106') con $h = 0$) è:

$$H_{ult} \simeq 10 \times 1{,}9 \times \overrightarrow{0{,}8^3} \times 9 \simeq 87 \text{ t}$$

essendo $M_{ult}/\gamma\, D^4\, K_{p\delta} = 13$; $\gamma = 1{,}9$ t/m^3; $K_{p\delta} = 3 \times K_p = 9$ ($\varphi = 30°$).

Per cui sempre per $\eta = 1{,}75$, ed un ulteriore coefficiente di sicurezza su $K_{p\delta}$ pari, ad es., a 4 (v. pag. 202) si ha:

$$H = \frac{87}{4 \times 1{,}75} \simeq 12 \text{ t}$$

Come si vede, la scelta di k_h con la teoria di Winkler, o di $\Delta\, k_E$ con quella di Matlock e Reese, o di $K_{p\delta}$ con il calcolo a rottura del terreno, è determinante nel dimensionamento del palo.

Se il calcolo viene basato su parametri geotecnici di deformabilità (E) o di resistenza (φ) «congruenti» i risultati sono simili. In 14.A.5.1, si dovrebbero adottare valori di k_h o di $\Delta\, k_E$ maggiori per rispettare la predetta «congruenza» con il calcolo a rottura.

14.A.6 Dimensionamento di un palo $D = 80$ cm alle azioni orizzontali in terreni coerenti.

14.A.6.1 *Calcolo in fase d'esercizio.* — Il palo è interessato da un terreno coerente normalconsolidato avente un modulo di compressibilità $E = 30$ bar ed una coesione non drenata $c_u = 0{,}3$ zt/m^2, come descritto nell'applicazione (14.A.2).

Il coefficiente di reazione laterale, ipotizzato costante con la profondità, in base all'eq. (14.34) viene:

$$k_h = \frac{30}{80} \sqrt[12]{\frac{30 \times \overline{80^4} \times 64}{2 \times 10^5 \times 3{,}14 \times \overline{80^4}}} = 0{,}2 \text{ kg/cm}^3$$

In base alla fig. 14.47 risulta anche per c_u piccolo $k_E << 100$ per cui $k_h = k_E/D = 20/80 \simeq 0{,}2$ bar.

La lunghezza caratteristica, secondo la teoria di Winkler, viene:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 3{,}14 \times \overline{80^4}}{0{,}2 \times 80 \times 64}} \times 10^{-2} = 5{,}6 \text{ m}$$

(v. anche fig. 14.51).

La sollecitazione flettente massima, se si considera la testa impedita di ruotare ma libera di traslare, in base all'eq. (14.63) viene:

$$M = \frac{5,6}{2} H = 2,8\, H$$

Se si esclude invece il tratto plastico per la (14.48) con $\beta = 1$ si ha:

$$z_{crit} \simeq \frac{0,8}{1,0}\left(6 - \frac{1}{1,0}\right) = 4$$

e dall'eq. (14.67) si ha:

$$M = \frac{4,0 + 56}{2} H = 4,8\, H$$

Se si adotta la teoria di Matlock e Reese, dalla fig. 14.47 si ha $\Delta k_E = 0,05$ kg/cm³ e la lunghezza caratteristica viene:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{200\,000 \times 3,14 \times \overline{80^4}}{0,05 \times 64}}\, 10^{-2} = 3,8 \text{ m}$$

La sollecitazione flettente massima (v. eq. 14.59) è allora:

$$M = 3,8\, H$$

Se si adotta un valore di z_{crit} minore di quello di cui sopra, ovvero un coefficiente $\Delta k_E < 0,05$ kg/cm³ i due metodi conducono allo stesso risultato.

14.A.6.2 *Calcolo in fase di rottura.* — Dal grafico di fig. 14.58 *b* si ottiene:

$$H_{ult} = 30 \times 1,5 \times \overline{0,8^2} = 29 \text{ t}$$

per $M_{ult} = 91,5$ t m (v. 14.A.5.2) e per $c_u = 0,3 \times 5,0 = 1,5$ t/m² per cui $M_{ult}/c_u\, D^3 = 119$.

L'azione orizzontale ammissibile è allora:

$$H = \frac{29}{3 \times 1,75} \simeq 5 \text{ t}$$

con le stesse considerazioni svolte in (14.A.5.2).

14.5 Criteri di progettazione geotecnica delle palificate.

14.5.1 Comportamento di pali in gruppo sottoposti ad azioni verticali.

14.5.1.1 *Pali poggianti e pali sospesi.* — Nei precedenti paragrafi si è considerato il palo come elemento singolo di trasmissione di un carico concentrato al terreno, ma esso può essere chiamato a svolgere la funzione portante in gruppo, quando fa parte di una palificata.

Il comportamento del palo in gruppo può essere più o meno diverso da quello del palo isolato, a seconda della natura del terreno e del tipo di palo.

Con i pali poggianti, ossia che trasmettono il quasi totale carico alla base (fig. 14.61 *a*), il comportamento di un gruppo di pali è simile a quello di una fondazione continua profonda. Al piano di base si hanno tanti carichi concentrati che si diffondono nel terreno cosicchè, poco al disotto del piano delle punte, la pressione è praticamente quella di una fondazione continua.

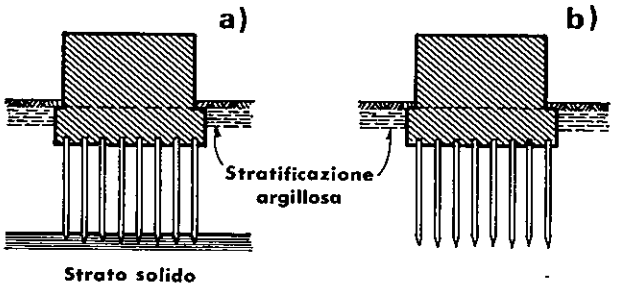


Fig. 14.61 – Fondazione su pali: *a*, pali di punta appoggiati su roccia; *b*, pali sospesi.

Quindi, a tutti gli effetti, la palificata può essere pensata come una fondazione continua, spinta fino al piano della punta dei pali, con le riserve e gli accorgimenti che verranno esposti, ma si può dire che la portata del palo in gruppo resta all'incirca quella del palo isolato.

La dimensione *b* della fondazione continua equivalente si ottiene, immediatamente, come si vede in fig. 14.62.

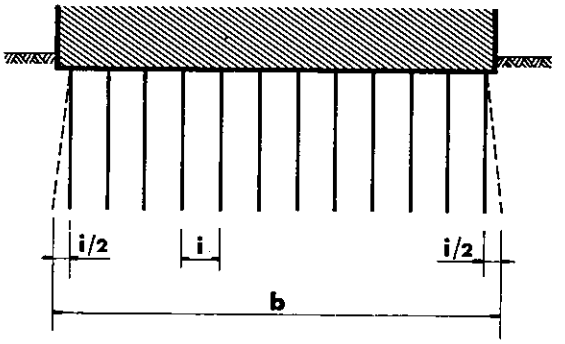


Fig. 14.62 – Valutazione del piano di posa di una palificata, equivalente a quello di una fondazione continua spinta alla stessa profondità.

Con pali sospesi, che trasmettono il carico al terreno prevalentemente per attrito laterale (fig. 14.61 *b*), si verifica una sovrapposizione dei bulbi delle pressioni, diffuse per connessione laterale, come si vede in fig. 14.63.

Si può allora considerare una diffusione laterale del carico alla periferia della palificata, adottando l'angolo β di diffusione. Il carico totale si distribuisce al piano delle punte dei pali su un rettangolo di base di area:

$$A = \left(b + 2\,L\,\sqrt{\operatorname{tg}\delta\,\frac{D}{L}}\right)\cdot\left(a + 2\,L\,\sqrt{\operatorname{tg}\delta\,\frac{D}{L}}\right) \qquad (14.118)$$

essendo $\operatorname{tg}\beta = \sqrt{D\,\operatorname{tg}\delta/2\,L}$ l'angolo di diffusione ed a e b sono i lati della fondazione e L la lunghezza del palo. Il diagramma di pressione è indicato nella fig. 14.64 nell'ipotesi che il dado di fondazione sia rigido.

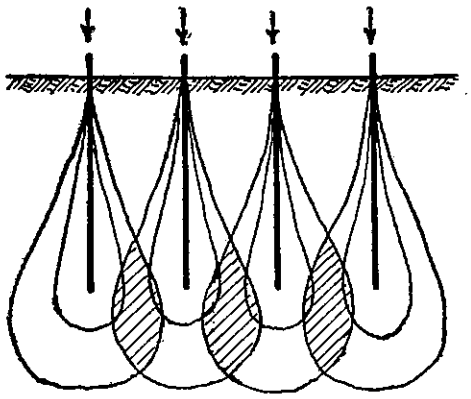


Fig. 14.63 – Sovrapposizione delle zone di influenza dei pali di una fondazione.

Il confronto con l'analogo diagramma di un palo isolato evidenzia che, a parità di carico unitario, la pressione massima trasmessa al terreno sottostante cresce, con l'aumentare del numero di pali, confermando la constatazione sperimentale che il cedimento di una palificata è maggiore di quello del palo singolo.

Peraltro un aumento della pressione massima si ha anche, a parità di numero di pali e di carico unitario diminuendo il loro interasse.

La presenza dell'aderenza fra palo e terreno ha quindi unicamente l'effetto di rendere solidali i pali al terreno circostante cosicchè, anche in questo caso, la palificata si comporta come fondazione profonda, costituita da pali e terreno, resistente alla base e per attrito alla periferia.

Risulta, da quanto sopra, che un gruppo di pali, siano essi poggianti alla base o sospesi, può essere considerato come una fondazione diretta continua profonda, pur essendo lievemente diversi, nei due casi, i diagrammi di pressione trasmessi alla base.

14.5.1.2 *Carico limite di esercizio di una palificata.* — La valutazione della portanza di un gruppo di pali, sia pure limitato, ma specialmente di una palificata molto estesa, differisce sensibilmente da quella di un palo singolo, come visto precedentemente, in funzione del tipo di terreno e delle modalità costruttive.

Il carico limite $P_{g\,ult}$ di una palificata può esprimersi allora con una formula del tipo:

$$P_{g\,ult} = \varepsilon\, n\, P_{ult} \tag{14.119}$$

essendo ε il « coefficiente d'efficienza » della palificata costituita da n pali aventi ognuno isolatamente portanza limite P_{ult}.

In generale con i terreni incoerenti $\varepsilon > 1$ mentre con i terreni coerenti, specie di bassa consistenza $\varepsilon < 1$.

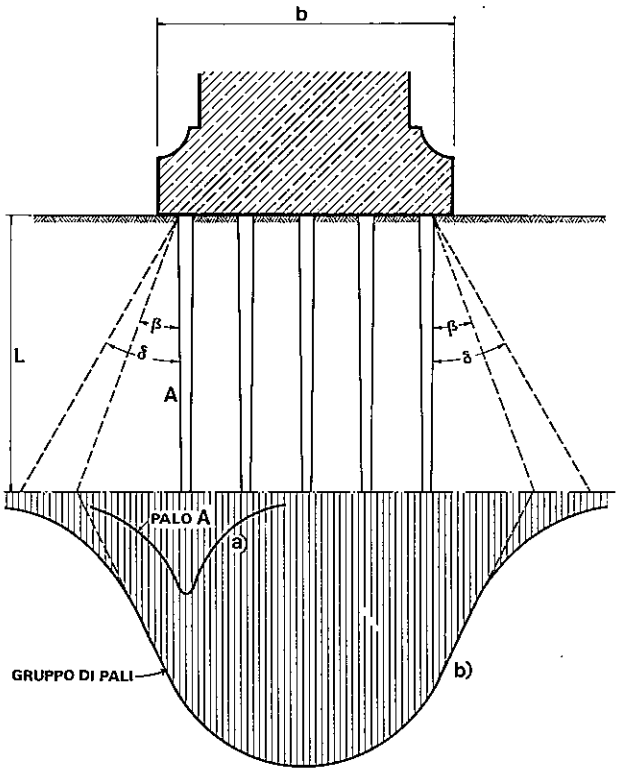


Fig. 14.64 – Confronto dei diagrammi di pressione prodotti nel terreno al piano passante per la punta dei pali: *a*, per un palo isolato; *b*, per un gruppo di pali.

Converse e Labarre sono stati fra i primi a valutare sperimentalmente questo coefficiente d'efficienza per i terreni coerenti, suggerendo la formula largamente cautelativa:

$$\varepsilon = 1 - \text{arctg}\ \frac{D}{i}\left[\frac{(n-1)\,m + (m-1)\,n}{90\,m \cdot n}\right] \tag{14.120}$$

essendo D ed i il diametro e l'interasse dei pali ed m e n, rispettivamente, il numero di pali di una fila ed il numero di file.

Ad es. per un gruppo di pali $m \times n = 10 \times 10$ con interasse $i = 3\ D$ risulterebbe una riduzione della portanza:

$$\varepsilon = 1 - \text{arctg } 0{,}3\ \frac{90 + 90}{90 \cdot 100} = 0{,}65$$

essendo arctg D/i espresso in gradi.

Il criterio di Converse Labarre è più attendibile, peraltro, per valori elevati d'interasse dei pali ($i > 3\ D$) mentre per interasse minore, e specialmente se il numero dei pali è elevato, lo è più il criterio di Terzaghi e Peck.

Questi ultimi Autori considerano il gruppo di pali, ed il terreno fra essi compreso, come un blocco di fondazione monolitico cosicchè il carico limite ultimo, per analogia con i procedimenti visti per le fondazioni dirette (v. fig. 14.73), viene:

$$P_{g\,\text{ult}} = p\ a\ b + L\ (2\ a + 2\ b)\ s \tag{14.121}$$

essendo a, b, L, le dimensioni del blocco e p ed s, rispettivamente, la pressione e l'adesione ultime, valutate come per i pali singoli.

Il carico d'esercizio va assunto, secondo Terzaghi e Peck:

$$P_{g\,es} = \frac{P_{g\,\text{ult}}}{3} \tag{14.122}$$

ossia viene applicato un coefficiente di sicurezza $\eta = 3$, consigliato anche per pali singoli « sospesi » in terreno coerente poco consistente.

La fig. 14.65 illustra i risultati di alcune prove su gruppi di pali modello, sia su sabbie mediamente addensate (fig. 14.65 *a*), che in argille rimaneggiate (fig. 14.65 *b*). Le prime esperienze su gruppi di pali in sabbie sono dovute a Kezdy (1957) e sono state riprese da Vèsic che però, a differenza di Kezdy ha collegato la testa dei pali con una piastra rigida poggiante direttamente sul terreno (fig. 14.65).

Vèsic ha trovato una resistenza alla punta praticamente indipendente dal valore dell'interasse dei pali ed un fattore ε crescente fortemente all'aumentare dell'interasse per effetto della resistenza laterale; inoltre un contributo sensibile alla portanza sarebbe dato dal solettone.

In generale per i terreni incoerenti risulta sempre $\varepsilon > 1$.

Le prime esperienze su modelli di gruppi di pali in argille si devono invece a Whitaker (1957); i risultati sono riportati in fig. 14.65 *b*.

Per piccoli interassi ($i/D < 2$) il collasso, in condizioni non drenata, avviene per l'intero blocco di pali, come ipotizzato da Terzaghi e Peck, e la presenza di un solettone rigido in testa ai pali, poggiante sul terreno, non ha alcuna influenza sulla portanza complessiva.

Per interassi $i/D > 3$ il collasso di pali in argilla molle e liberi in testa si verifica, invece, per penetrazione dei singoli pali nel terreno e l'efficienza unitaria si riduce sensibilmente, come evidenzia il brusco cambiamento di pendenza delle curve di fig. 14.65 *b*.

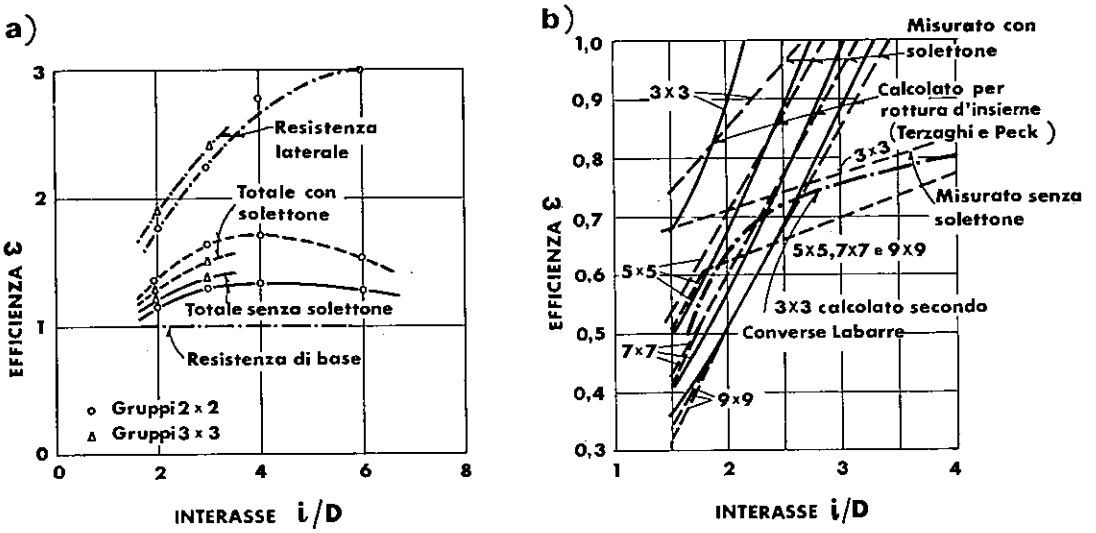


Fig. 14.65 – Efficienza di modelli di gruppi di pali: *a*, 2×2 e 3×3 di alluminio di diametro $D = 10$ cm e lunghezza $l = 150$ cm infissi in sabbie mediamente addensate (Vèsic 1968); *b*, 3×3 e 5×5 di pali modello in ottone di diametro $D = 3{,}2$ cm e lunghezza $l = 480$ cm, infissi in argilla rimaneggiata di Londra molto cedevole (Whitaker 1957); confronto con i risultati teorici di Terzaghi e Peck e di Converse Labarre.

Se i pali in terreno molle sono invece solidarizzati da un solettone rigido, il collasso si verifica in blocco per rifluimento del terreno intorno al gruppo, e non al singolo palo, anche per $i > 3\ D$.

Esperienze condotte da Soffery e Tate (1961) su gruppi di pali in acciaio

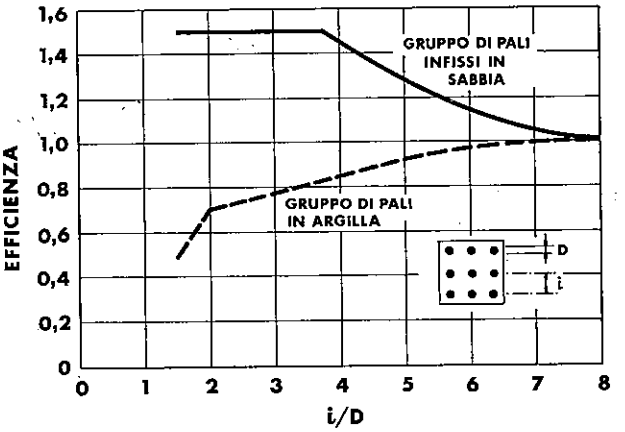


Fig. 14.66 – Confronto fra l'efficienza di un gruppo di pali in terreni coerenti ed uno in terreni incoerenti (Schültze).

di diametro 63 cm e lunghezza 12 D e 30 D, sempre nelle argille rimaneggiate di Londra, hanno riconfermato i risultati di Whitaker con efficienze dell'ordine $\varepsilon = 0{,}8$ per $i = 3\ D$.

In fig. 14.66 Schültze confronta i risultati di due prove su modello in sabbia ed in argilla ed evidenzia che per interasse superiore ad 8 D il palo in gruppo si comporta come se fosse isolato.

14.5.1.3 *Cedimenti di una palificata; influenza della estensione e dell'interasse dei pali.* — In fig. 14.64 si è visto che i diagramma di pressione al piano passante per la base dei pali, sono ben diversi per una palificata o per un palo isolato, ottenendosi pressioni massime molto maggiori con la palificata, a parità di carichi unitari, e quindi maggiori cedimenti. Il cedimento di una fondazione su pali sospesi, sarà quindi, in accordo a quanto detto precedentemente per la portanza, ossia maggiore di quello rilevato in una prova di carico su un palo singolo. La fig. 14.67 mostra i cedimenti misurati in una prova e quelli della fondazione su palificata del tipo sospeso.

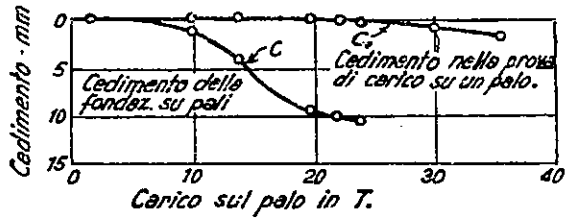


Fig. 14.67 – Comportamento diverso del palo di prova e di una palificata con pali del tipo sospeso (Terzaghi-Peck).

La differenza fra i cedimenti di un palo e quelli di un gruppo di pali assume, poi, proporzioni considerevoli quando sotto il piano delle punte dei pali si trovino strati di terreno cedevole (argille molli, torbe, ecc.). A parità di carico unitario medio, gli strati di terreno cedevole possono quindi non essere sensibilmente interessati dalla pressione trasmessa dal palo isolato ed essere viceversa fortemente compressi dal gruppo di pali (fig. 1.28).

Si hanno numerosi esempi di costruzioni fondate su pali in terreno cedevole che hanno avuto cedimenti di molti centimetri, mentre le prove sui pali avevano dato cedimenti dell'ordine di alcuni millimetri impegnandosi le condizioni non drenate.

Per i cedimenti, ancor più che per la portanza, la distanza fra i pali assume un importante ruolo. La fig. 14.68 mostra i risultati ottenuti da Press, con modelli in scala ridotta, di pali del tipo preforato in terreni sabbiosi. Si vede come, diminuendo l'interasse dei pali, i cedimenti, a parità di carico unitario, aumentano. Pali poco caricati non si influenzano più sensibilmente fra loro per distanze superiori a 8 volte il loro diametro, ma, per 3 volte il diametro; tale influenza è già sensibilmente ridotta e la norma comunemente seguita è appunto quella di adottare interasse $i = 3\ D$.

Il contrario può avvenire per pali infissi e quindi costipanti. In seguito al costipamento di un terreno incoerente poco addensati, su sottostanti buone

stratificazioni, i pali in gruppo hanno cedimenti minori. La fig. 14.69 ottenuta, sempre sperimentalmente da Press, mostra la variazione dei cedimenti, a parità di carico per palo, con il variare del loro numero. I pali erano infissi ad interasse di 3,3 diametri interamente in sabbie.

In ogni caso per una palificata difficilmente si adottano interassi molto grandi, anche per non avere elevate sollecitazioni nelle strutture di collegamento dei pali (v. 14.6.8).

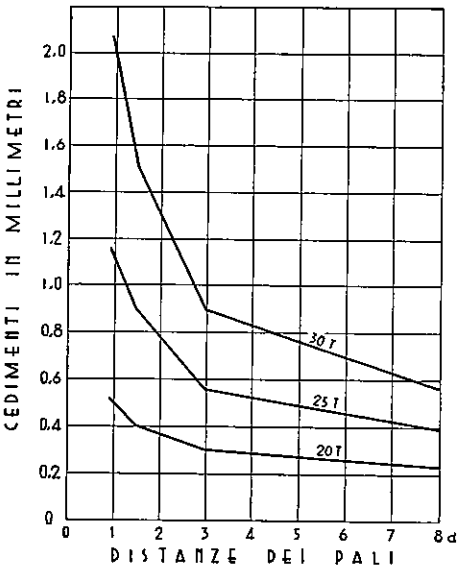


Fig. 14.68 – Cedimenti di pali gettati in opera in funzione del loro interasse, rilevati dal Press con modelli in scala ridotta in terreno sabbioso.

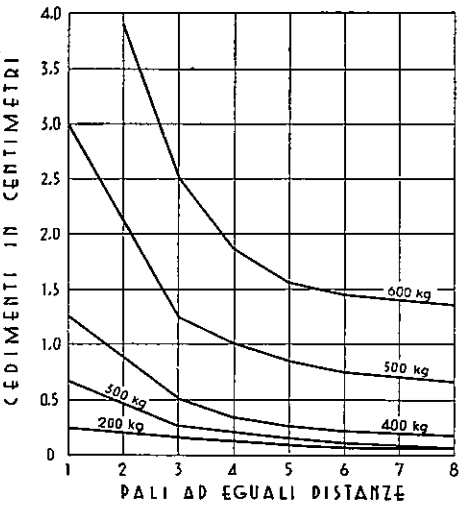


Fig. 14.69 – Cedimenti di pali infissi, a parità di interasse, in funzione del loro numero, rilevati dal Press con modelli in scala ridotta, in terreno sabbioso.

Quando invece si hanno stratificazioni cedevoli sotta la palificata, l'interasse dei pali ha scarsa influenza sul comportamento generale, a parità di superficie totale della palificata, poichè la palificata va sempre considerata anche come fondazione profonda continua e quindi ciò che conta è il carico medio al piano di base, il quale non varia.

L'analisi dei cedimenti, come prima detto, va svolto come per le fondazioni superficiali (v. cap. 8) facendo riferimento ad un piano di posa equivalente, oscillante fra 2 $L/3$ e L, rispettivamente per palificate sospese e per palificate portanti di punta (v. figg. 14.61 *a* e *b*).

Nel caso, al contrario, di una esigua densità di pali, l'analisi dei cedimenti della palificata, come avviene per la portanza, può essere estrapolata dalla analisi del cedimento del palo singolo.

L'una o l'altra analisi sarà quindi più attendibile quanto meno, o più divergenti, saranno le tensioni indotte dal palo singolo nel terreno, rispetto a quelle della palificata (v. fig. 14.64).

Il secondo approccio d'analisi dei cedimenti comporta la conoscenza del cedimento w_1 del palo singolo, che dovrebbe aversi da prove di carico.

La valutazione teorica di w_1, in base al modello di terreno omogeneo elastico (v. cap. 8), è sintetizzata in fig. 14.70, ove si legge il coefficiente d'influenza I della relazione:

$$w_1 = \frac{P_{1\,es}}{E_t \cdot L} I \tag{14.123}$$

essendo $P_{1\,es}$ il carico d'esercizio sul singolo palo, L la sua lunghezza ed E_t il modulo di compressibilità del terreno.

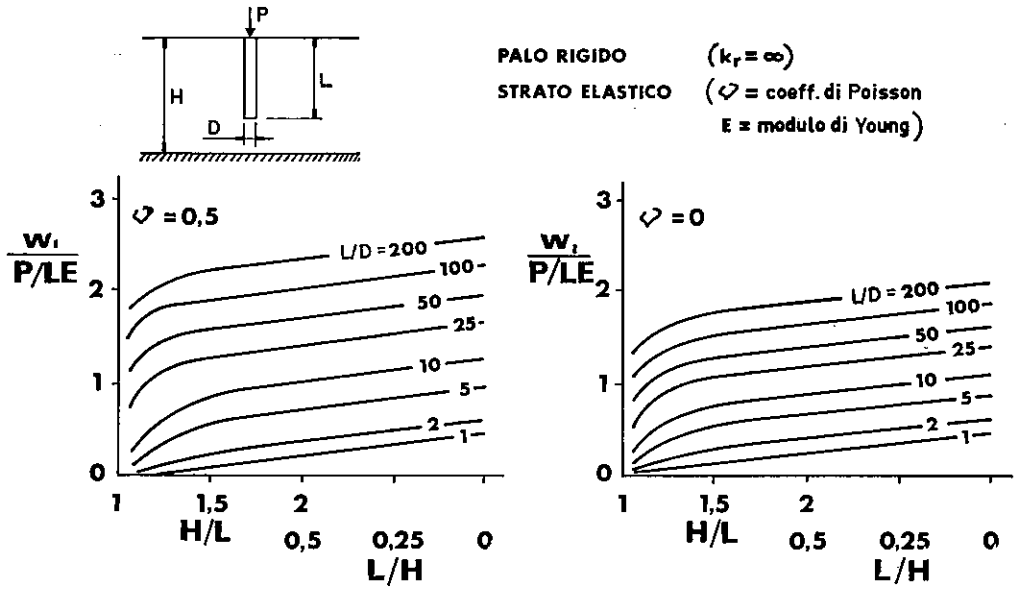


Fig. 14.70 – Coefficienti di influenza $I = \dfrac{w_1}{P/LE}$ per il calcolo dei cedimenti della testa di un palo singolo (w_1) secondo la teoria dell'elasticità (Poulos).

Meyerhof avendo riscontrato esigue divergenze nelle curve carico-cedimenti, se messe nella forma adimensionale $w_1/D - P_{1\,es}/P_{1\,ult}$, indica la relazione:

$$\frac{w_1}{D} = \frac{1}{30} \frac{P_{1\,es}}{P_{1\,ult}} \tag{14.124}$$

per $P_{1\,es} \leq P_{1\,ult}/(2{,}5 \div 3{,}0)$ e per palificate con pianta rettangolare con $b < 20$ m.

Skempton Iassin e Gibson (1953) forniscono le formule semiempiriche per valutare il cedimento medio w della palificata per pali battuti:

$$\frac{w}{w_1} \equiv \left(\frac{4\,b+9}{b+12}\right)^2 \tag{14.125}$$

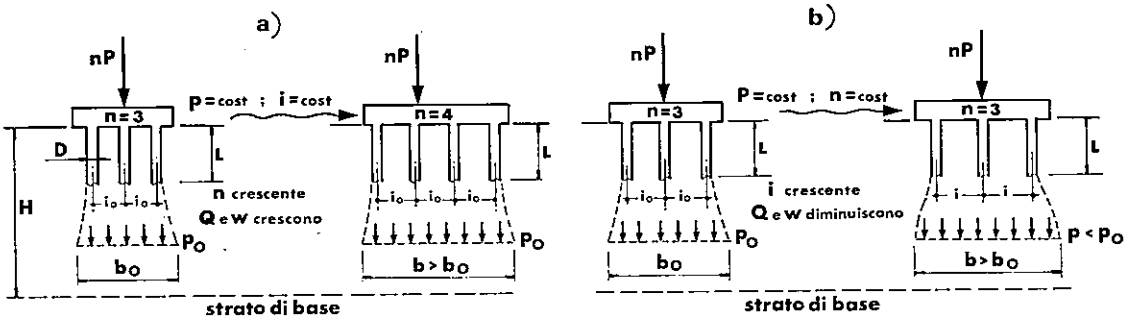
e per pali preforati:

$$\frac{w}{w_1} = \frac{4\,b^2}{(b+1)^2} \tag{14.126}$$

dove b è espresso in metri.

Vèsic suggerisce invece la relazione:

$$\frac{w}{w_1} = \sqrt{\frac{b}{D}} \tag{14.127}$$



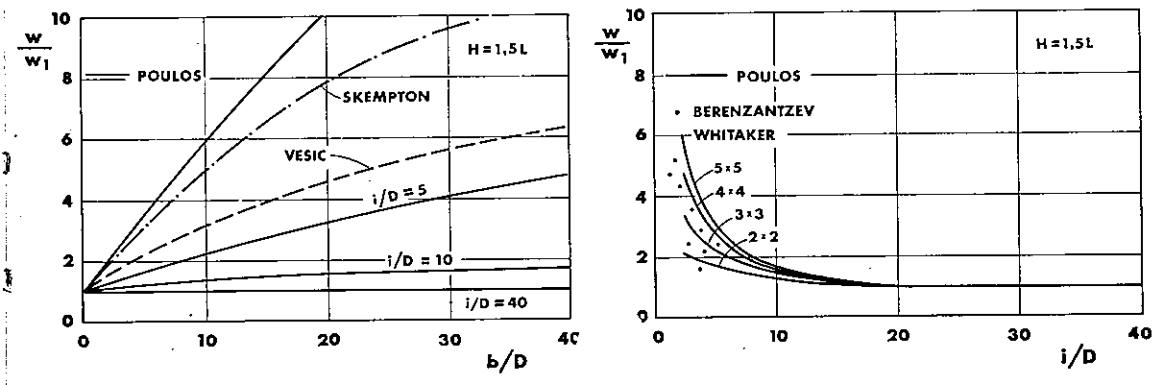


Fig. 14.71 – Cedimenti di una palificata al variare delle sue dimensioni in pianta: in regime elastico e secondo alcune formule sperimentali: *a*, aumento della estensione della palificata ad interasse costante; *b*, idem per interasse crescente.

Il cedimento della palificata è quindi sempre maggiore di quello del palo singolo.

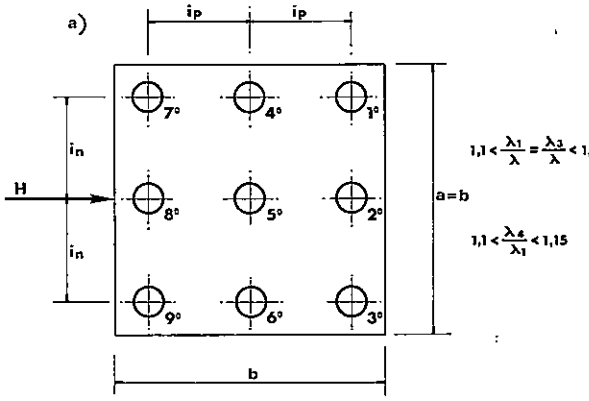
Nella fig. 14.71 viene esaminata la validità delle formule empiriche, confrontandole con quelle della teoria dell'elasticità, applicata da Poulos alle palificate.

Va precisato che l'aumento della dimensione b può essere richiesta per aumento o del numero dei pali (fig. 14.71 *a*) ed allora w/w_1 cresce con n, o del loro interasse, ed allora (fig. 14.70 *b*) w/w_1 diminuisce al crescere di i, in accordo con la teoria di Boussinesq.

14.5.2 Comportamento di pali in gruppo soggetti ad azioni orizzontali.

L'interazione terreno-gruppo di pali, sottoposti all'azione orizzontale (sisma, spinta del vento o dell'acqua ecc.) non è più affrontabile con il modello alla Winkler, come per il palo isolato. Per conoscere la ripartizione degli sforzi fra i pali, si deve far ricorso alla teoria della elasticità, pur se scarsamente valida o, meglio, alle prove su modelli.

Lo spostamento dell'insieme del gruppo di pali è sempre superiore a quello del palo singolo, a parità della forza orizzontale unitaria applicata.



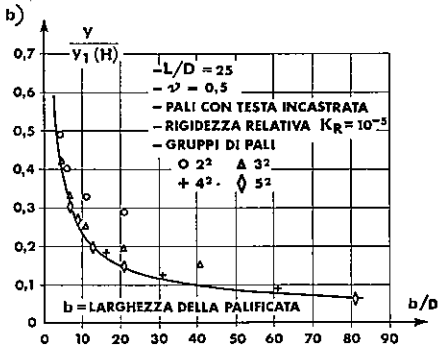


Fig. 14.72 – *a*, lunghezze caratteristiche λ_1 dei diversi pali di un gruppo 3×3; *b*, spostamento orizzontale sotto l'azione orizzontale al variare delle dimensioni in pianta della palificata, secondo la teoria dell'elasticità (Prakash).

Esperienze condotte da Prakash su modelli di 9 pali hanno mostrato infatti che per pali incastrati l'aliquota di carico H_i assorbita da ciascun palo è inversamente proporzionale λ^4_i, mentre per i pali liberi lo spostamento y_{0i} è proporzionale a λ^3_i, essendo la lunghezza elastica equivalente di un generico palo $\lambda_i > \lambda$ con i valori di λ_i di fig. 14.72 *a*.

In particolare i pali 1° e 3° della fig. 14.72 *a* sono risultati più rigidi, e quindi più sollecitati ed il 5° è il meno sollecitato.

La fig. 14.72 *b*, nel rispetto della teoria dell'elasticità, analogamente all'eq. (14.125), indica il valore di ripartizione $y/y_{1(H)}$ in funzione della dimensione della palificata b/D essendo $y_1\,(H)$ lo spostamento di un palo singolo sotto l'azione H/n, essendo n il numero dei pali. In prima larga approssimazione y/y_1 varia da 2 a 5 passando dai terreni addensati a quelli poco addensati.

L'effetto di gruppo influenza invece poco la distribuzione dei momenti lungo i pali: si verifica solo un approfondimento della sezione di momento massimo.

L'interasse i fra i pali non influenza poi sensibilmente la ripartizione fra essi della forza, mentre la ripartizione risente molto delle variazioni di dimensioni $b \times a$ in pianta del gruppo di pali. Ne consegue che, ove si vogliano limitare le deformazioni, può essere preferibile ricorrere a pochi pali di grosso diametro, posti ad interasse relativamente elevati, anzichè ad un gran numero di pali ravvicinati di piccolo diametro.

Sempre le esperienze su modelli mostrano che gli interassi, oltre i quali i pali si comportano come singoli, sono:

$$i_n \geq 4\,D;\; i_p \geq (8 \div 12)\,D \qquad (14.128)$$

essendo i_n ed i_p gli interassi indicati in fig. 14.72 *a*, rispettivamente in direzione normale e parallela alla direzione dell'azione H; le distanze maggiori riguardano i terreni incoerenti addensati.

14.6 Criteri di progettazione strutturale di una palificata.

14.6.1 Palificata con pali verticali.

14.6.1.1 *Generalità.* — La fondazione su pali è una fondazione profonda e quindi, sotto molti aspetti, analoga ad una fondazione continua profonda; si può anzi dire che con una estesa palificata di pali ravvicinati, portanti alla base, non sussiste alcuna differenza (fig. 14.61). Se poi trattasi di pali sospesi, la diffusione per attrito laterale può essere in parte diversa.

Pali molto lunghi, come si richiedono alcune volte per raggiungere il bedrock, sono di difficile esecuzione e costosi, anche perchè di forte diametro ma il maggior costo è largamente compensato dall'elevato carico che può affidarsi ad ogni palo e dalla tranquillità sulla stabilità dell'opera. I pali di grosso diametro sono particolarmente adatti a tale funzione di predominante portanza alla punta ma le grandi lunghezze per raggiungere il bedrock (addirittura verso i 100 m) non sono logiche.

Il criterio seguito correntemente nella progettazione di una palificata è di dividere il carico totale della costruzione (compreso quello delle strutture di base ed il peso del terreno eventualmente sovrastante ad esse) per la portata unitaria del palo, dedotta da formule e dai risultati di prove di carico.

Fissato quindi l'interasse, si ricava immediatamente l'area necessaria della struttura di trasmissione dei carichi. In generale si usano plinti se la loro area è inferiore a 1/3 della superficie totale, cordoli se inferiore ai 2/3, la platea se superiore.

Nel primo caso si hanno piccoli gruppi di pali, ed eventualmente il monopalo, ma, progettato il palo, lo studio della fondazione non è esaurito. Occorre esaminare la fondazione nel suo complesso (Cap. 10), come detto ai precedenti paragrafi, e ciò tanto più se vi sono stratificazioni cedevoli profonde, non trascurando la valutazione di eventuali fenomeni di attrito negativo. Per la scelta del tipo di palo si rimanda alla tab. 14.1.

14.6.1.2 *L'interazione palificata terreno nei riflessi del progetto.* — La diffusione del carico per resistenza laterale, ha importanza diversa, a seconda della natura del terreno e del tipo di palo.

Il ragionamento che si sente fare alcune volte, che pali resistenti per attrito laterale in un terreno buono, sono portati integralmente da esso, trascura, come già rilevato, che il carico applicato ai pali viene sempre trasmesso al terreno sottostante, anche se diffuso su una zona più estesa.

Purtroppo tale concetto porta ad errate interpretazioni della prova di carico su pali isolati, le quali possono dare risultati, non verificati poi per la palificata.

La fig. 14.73, ove sono segnalate le superficie di rifluimento del terreno sotto una palificata, mostra l'effetto comunque benefico dell'approfondimento sulla stabilità dell'insieme.

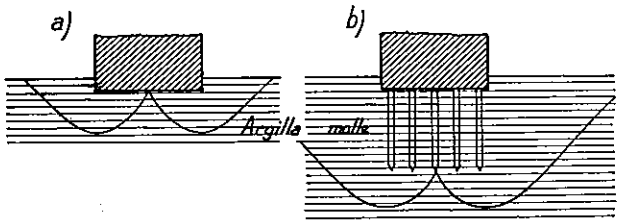


Fig. 14.73 – Maggiore sicurezza di una fondazione per approfondimento della distribuzione del carico mediante una palificata sospesa.

Alcune volte, quando i pali sono sospesi, non raggiungendosi terreno solido, si suole parlare di fondazioni miste, intendendo opere poggianti in parte sui pali ed in parte direttamente sul terreno tramite la piastra di raccordo delle tese dei pali. Avviene allora che all'inizio il carico è trasmesso quasi totalmente ai pali, quindi essi gradualmente si affondano nel terreno e, mano a mano, interviene la pressione di contatto, fino a che si raggiunge una situazione di equilibrio nella distribuzione del carico. È un connubio che in pratica funziona e non basta la difficoltà a rappresentarlo con un modello di calcolo per escluderlo. Il palo va considerato allora come una cucitura degli strati attraversati. Tale modello statico non sarebbe valido, ovviamente, per pali portanti alla base.

In ogni caso i concetti dell'interazione: sovrastruttura-piastra di raccordo dei pali-palificata-terreno sono identici a quelli svolti in (13.6) per le fondazioni superficiali.

14.6.1.3 *Interasse dei pali.* — Mentre sarebbe preferibile distanziare notevolmente i pali, a meno che si tratti di pali di costipamento, ragioni economiche portano a ridurre le dimensioni delle strutture di appoggio sulle loro teste e quindi gli interassi.

Le esigenze al riguardo sono diverse, a seconda del modo come i pali trasmettono il carico al terreno: se il carico è trasmesso integralmente alla base, la pressione media prodotta dalla palificata sul piano passante per le punte dei pali deve essere compatibile con la resistenza del terreno di base e con i cedimenti ammissibili, e quindi va verificata come prima descritto.

Con questi tipi di pali l'interasse, stabilito il carico per ogni palo, viene determinato dalla condizione sopra detta, e quindi non può parlarsi di interasse minimo senza riferirsi al caso specifico.

Con le palificate sospese, ovvero con quelle a comportamento misto, la questione va esaminata sotto diverso aspetto, poichè le pressioni indotte nel terreno, che si trova fra i pali, vengono a sovrapporsi. Ed allora dalla meditazione di quanto detto al (n. 14.3.1) sulla diffusione laterale del carico, appare evidente come i pali più lunghi richiedano maggiori interassi e così pure come l'interasse debba crescere con l'entità del carico affidato a ciascun palo. E poichè l'entità del carico affidato al palo, e quindi l'estensione del bulbo di pressione, dipende dal diametro dello stesso palo, si può enunciare la regola, del tutto empirica, di adottare, come interasse minimo tre volte il diametro dei pali, aumentabile a quattro o cinque diametri, e comunque non meno del 10% della lunghezza, quando la palificata è del tipo sospeso. Nei testi americani per pali infissi si trova la formula propria dei pali infissi indipendente dal diametro:

$$i = 2{,}5\,\frac{P}{100} \tag{14.129}$$

con i in m e P in t.

14.6.1.4 *Lunghezza dei pali.* — La lunghezza dei pali resistenti alla base è evidentemente determinata dal reperimento del bedrock e la portanza di esercizio è quella che può offrire questo e lo stesso materiale del palo. Un palo ben progettato verrà infisso nello strato di base tanto da poter sfruttare al massimo il materiale del palo, ossia raggiungere il suo carico di sicurezza (v. 14.3.5).

La verifica dell'insieme della palificata è in tal caso superflua, a meno che lo strato resistente abbia piccola potenza, e sotto di esso vi siano stratificazioni cedevoli.

Occorre accertarsi che i pali raggiungano effettivamente tutti lo strato resistente, ad evitare l'errore della fig. 14.74 dovuto a insufficiente esplorazione del sottosuolo (1 solo sondaggio).

I pali di dimensioni correnti debbono essere approfonditi nello strato resistente quanto necessario per raggiungere la portanza voluta e, comunque, non meno di 2÷3 m se trattasi di terreni incoerenti (sabbia e ghiaia) e 1,5÷2 m con terreno coerente sovraconsolidato e comunque non meno di 3 volte il diametro del palo. Con pali di grosso diametro che vanno considerati più come pozzi che pali, non possono enunciarsi regole per i minimi di approfondimento ma è possibile valutare meglio con il calcolo la specifica esigenza.

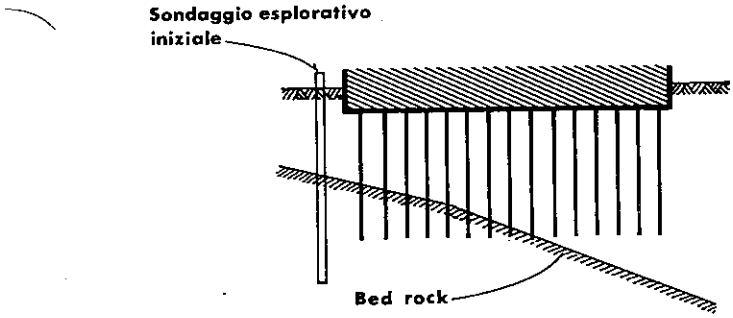


Fig. 14.74 – Errata valutazione preventiva della lunghezza dei pali dovuta a scarsa conoscenza del sottosuolo.

Con le palificate sospese: lunghezza dei pali, numero dei pali e tipo di palo sono tre variabili da correlare fra loro in seguito allo studio della palificata nel suo complesso come fondazione profonda.

14.6.1.5 *Armatura dei pali.* — Pali sospesi corti si impiegano prevalentemente nell'intento di produrre una bonifica del terreno superficiale mediante costipamento.

I pali in conglomerato fatti fuori opera ed infissi debbono avere una armatura sufficiente per poter resistere alle sollecitazioni indotte dal loro trasporto e dalla infissione. Per il cimento della infissione è particolarmente importante la cerchiatura di testa ed alla base.

Con i pali gettati in opera, occorre sempre una gabbia di collegamento del palo al plinto, lunga 3÷5 m, in modo che il palo possa resistere anche a lievi momenti di collegamento.

Quando si debbono attraversare strati di terreno inconsistenti, quali riporti o argille molli per raggiungere il bedrock conviene armare il palo per tutto l'attraversamento, e così pure quando il palo incontri delle caverne, per quanto si preferisca allora intubarlo in lamierino.

Quando il terreno laterale abbia tendenza a spostarsi per cause esterne, particolarmenti in zona sismica, il palo va fortemente armato.

14.6.1.6 *Valutazione della distribuzione del carico fra i pali.* — Il carico viene trasmesso ai pali dalle strutture in elevazione attraverso plinti, cordoli

ed anche platee, posizionate in modo che la risultante dei carichi passi per il baricentro dei pali.

Questa condizione non può essere sempre verificata, principalmente per il sovraccarico mobile, e quindi si cercherà sempre di centrare il carico permanente, per evitare rotazioni degli elementi di fondazione, mentre si dovranno verificare le condizioni di eccentricità per sovraccarico.

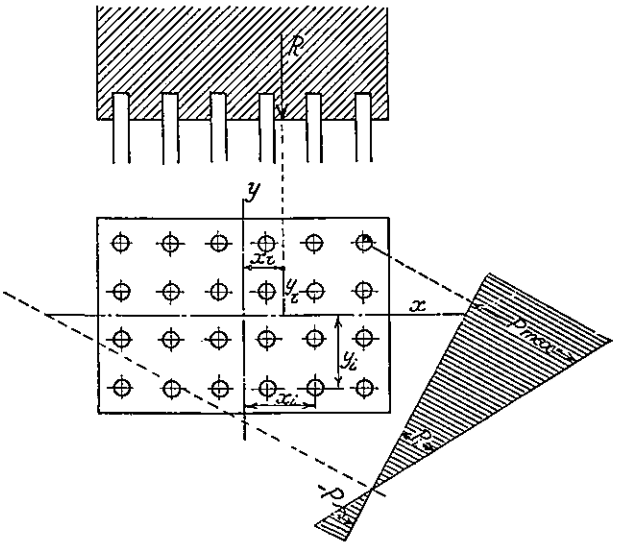


Fig. 14.75 – Distribuzione teorica dei carichi in una palificata soggetta ad una risultante dei carichi eccentrica.

Ma la soluzione di centramento del carico permanente non è sempre la migliore essendo talvolta opportuno, nel caso di particolari forme planimetriche della fondazione, come visto al n. (13.2.6) assegnare una determinata eccentricità, anche rispetto alla risultante del carico permanente.

Nell'ipotesi di piastra di fondazione rigida (v. trave equivalente in 13.4.3) ossia di conservazione delle sezioni piane, la distribuzione del carico fra i pali, può essere determinata tramite i momenti di inerzia della palificata, rispetto agli assi principali, che con riferimento ai simboli della fig. 14.73 risultano:

$$J_x = \sum_i^n x_i^2 \, k_{pi} \; ; \; J_x = \sum_i^n y_i^2 \, k_{pi} \qquad (14.130)$$

dove k_{pi} è la resistenza specifica alla Winkler (v. 10.2) del palo i, ossia il carico che provoca un cedimento unitario della sua testa ed x_i, y_i le coordinate del palo rispetto al sistema di assi principali, passanti per il centro della palificata, individuato come baricentro dei pali, affetti dai rispettivi coefficienti k_{pi}.

Il coefficiente k_{pi} va determinato sperimentalmente, ovvero può anche essere calcolato, con ipotesi semplificate rispetto all'eq. (14.123), esprimendo il cedimento elastico per un carico assiale P nella forma:

$$w_i = \frac{P_i \, L^*}{E_b \, A_i} \tag{14.131}$$

dove E_b è il modulo di elasticità del materiale del palo, A_i l'area della sezione trasversale ed L^* una lunghezza fittizia equivalente alla altezza di una colonna supposta appoggiata alla base su suolo indeformabile.

Risulta quindi:

$$k_{pi} = \frac{P_i}{w_i} = \frac{A_i \, E_b}{L^*} \tag{14.132}$$

La lunghezza fittizia L^* può scriversi nella forma:

$$L^* = \xi \, L_i + \frac{E_b \, A_i}{P_i} \, w_{i\,\text{base}} \tag{14.133}$$

dove L_i è la lunghezza effettiva del palo, e ξ un coefficiente di riduzione dovuto al fatto che parte del carico, diffondendosi per attrito laterale, non deforma tutto il palo. Si può assumere approssimativamente $\xi = 0{,}4$ per palo sospeso ed $\xi = 0{,}9$ per palo portante alla base, interpolando per comportamento intermedio. L'affondamento $w_{i\,\text{base}}$ della base del palo, per il carico assiale P_i, in difetto di risultati sperimentali (v. eq. 14.123), può essere calcolato, ove si conoscano le caratteristiche del terreno sotto la base del palo e la frazione di carico trasmessa alla base stessa.

Se si indica allora con x_r e y_r le coordinate del punto di applicazione della risultante R, il carico su un palo è:

$$P_i = k_{pi} \left(\frac{R}{\sum_i^n k_{pi}} + \frac{R \cdot x_r}{J_x} \, x_i + \frac{R \cdot y_r}{J_y} \, y_i \right) \tag{14.134}$$

e, nel caso che i pali abbiano tutti la medesima resistenza specifica k_{pi}:

$$P_i = \frac{R}{n} + \frac{R \cdot x_r}{\sum_i^n x_i^2} \, x_i + \frac{R \cdot y_r}{\sum_i^n y_i^2} \, y_i \tag{14.135}$$

Il dado di fondazione, sempre nell'ipotesi di forte rigidità, ruota, allora, intorno ad un asse (asse neutro) che si ricava uguagliando a zero la (14.135) e i diagrammi di pressione nel sottosuolo non risultano più simmetrici.

La (14.135), quando il centro di pressione cade su un asse di simmetria, si semplifica nell'espressione binomia:

$$P_i = \frac{R}{n} + \frac{R \, x_r}{\sum_i^n x_i^2} \, x_i \tag{14.136}$$

Nel caso che la palificata abbia, in pianta, una forma qualsiasi non regolare, occorre trovare gli assi principali di inerzia con i noti metodi della statica grafica (v. anche fig. 13.A.3), analogamente a quanto si fa per le superficie continue sottoposte a flessione deviata, e quindi introdurre nella (14.135) i momenti di inerzia e le distanze rispetto ai detti assi.

14.6.1.7 *Disposizione dei pali.* — I plinti di collegamento delle teste dei pali sono in generale in c.a. Nella fig. 14.76 sono indicate le forme più frequenti.

Per i plinti con più di 3 pali si presentano diverse disposizioni: ad es., per 4 pali quella della fig. 14.76 *c* ha il vantaggio di avere un palo al centro,

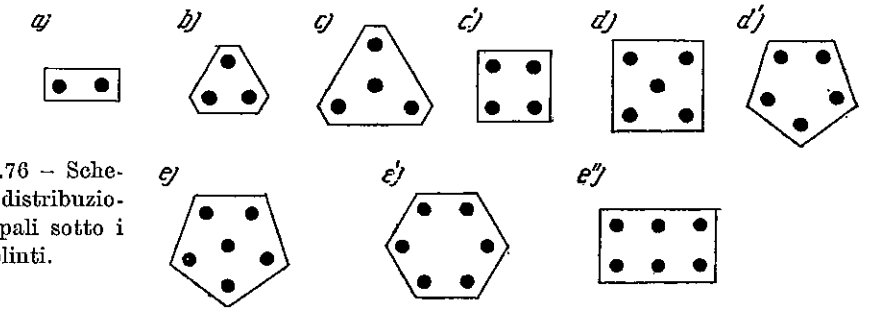


Fig. 14.76 – Schemi di distribuzione dei pali sotto i plinti.

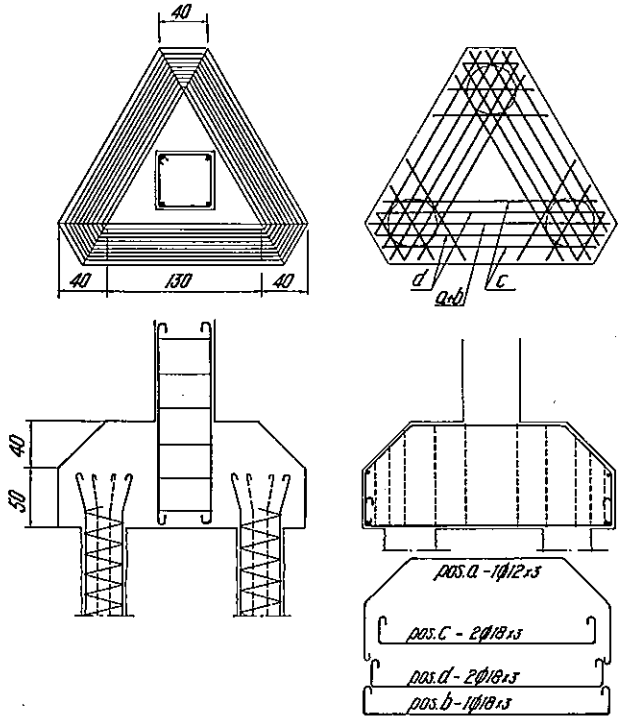


Fig. 14.77 – Plinto in c. a. su tre pali.

che quindi non produce sollecitazioni nel plinto (se il plinto sorregge un pilastro al centro), ma se i pali resistono principalmente per attrito laterale, è più razionale la disposizione della fig. 14.76 *c'*, con la quale i pali diffondono meglio il carico nel terreno circostante; altrettanto dicasi per le soluzioni *d* e *d'* dei plinti a 5 pali, ecc.

L'osservazione, che si sente fare spesso, che non conviene disporre un palo al centro, poichè verrebbe sovraccaricato, rispetto agli altri, deve considerarsi fondata solo nel caso, infrequente, che i pali poggino alla punta su terreni molto resistenti, ed il plinto sia molto flessibile. Si può anzi dire che, in generale, essendo i plinti notevolmente rigidi, la disposizione dei pali non influisce sulla ripartizione del carico fra essi poichè la deformazione del plinto è sempre piccola, rispetto ai cedimenti iniziali di assestamento dei pali.

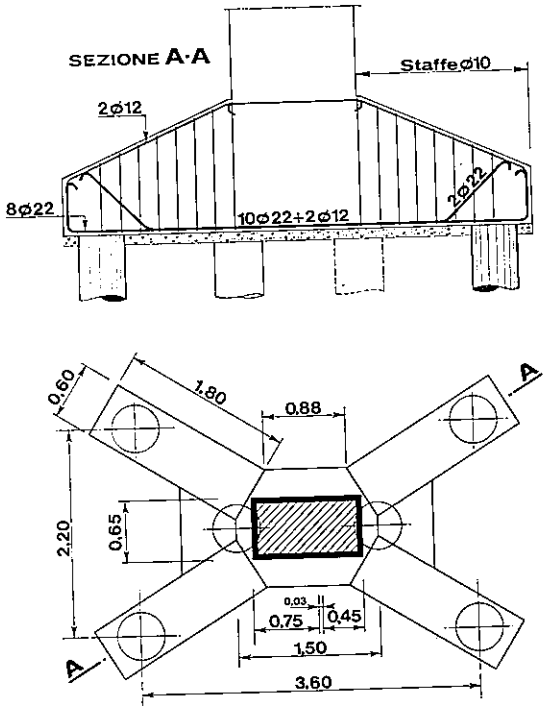


Fig. 14.78 – Plinto a nervature su sei pali.

La fig. 14.77 mostra un tipico plinto su tre pali.

Per esigenze economiche i plinti sono pieni ed alti, secondo gli schemi del cap. 13, per avere la minore armatura; quando sono bassi occorrono anche ferri piegati e staffe, come detto per i plinti diretti.

Quando i pali debbono essere disposti a forte interasse, o quando si vuole aumentare il momento stabilizzante della fondazione o, in altri casi particolari, possono convenire plinti nervati, come quello della fig. 14.78.

14.6.1.8 *Dimensionamento dei plinti su pali.*

14.6.1.8.1 Plinti di altezza normale. — I plinti su pali differiscono da quelli poggianti direttamente sul terreno per il fatto che la reazione al carico del pilastro è puntiforme anzichè ripartita.

L'armatura può essere localizzata in bande tese fra le teste dei pali, secondo gli schemi della fig. 14.79, ma va fatta attenzione a disporre sempre anche una armatura tridimensionale in quanto la diffusione dei carichi concentrati dalle teste dei pali nella massa del conglomerato desta sforzi di trazione che, sovrapposti a quelli del ritiro, possono provocare fessurazioni. La percentuale

di armatura, opportunamente diffusa sulla traccia delle isostatiche di trazione, non deve essere inferiore a 20 kg/m³.

Dalla fig. 14.79 si vede come possano intervenire più bande di armatura, diversamente orientate, a fornire lo sforzo resistente complessivo. Il calcolo dei

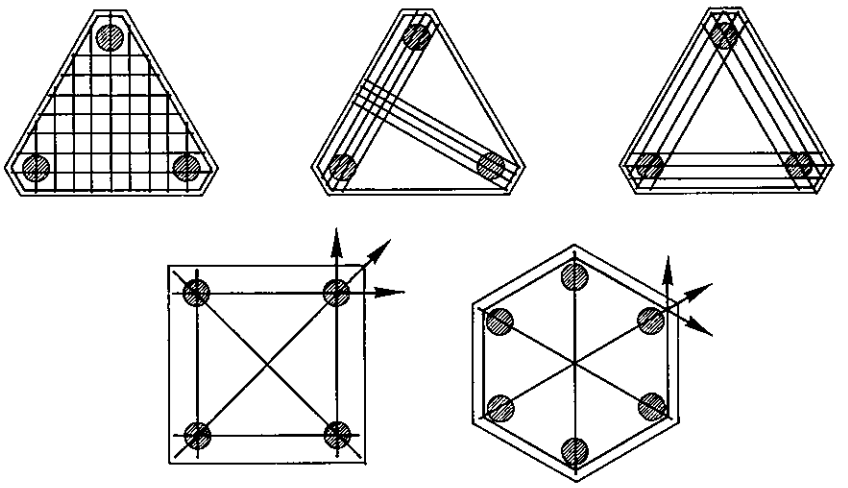


Fig. 14.79 – Disposizione dei fasci di armatura nei plinti su pali.

momenti non presenta differenze dal caso dei plinti poggianti direttamente sul terreno. Per il taglio la sezione di riferimento è ancora alla distanza $h/2$ dal filo del pilastro, come mostra la fig. 14.80; nel caso però che i pali siano

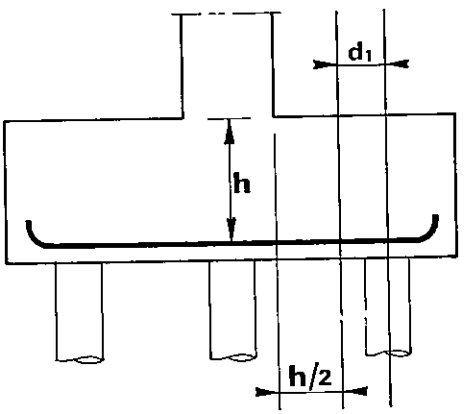


Fig. 14.80 – Plinto su pali: individuazione della sezione nella quale viene verificato il taglio.

vicini al pilastro, come nella fig. 14.81, allora la sezione di calcolo S_2 è al filo del pilastro e la larghezza è sempre $b_2 = b' + h$.

Non è richiesto il calcolo delle armature di taglio al disotto di (CEB):

$$\frac{T}{b_2\, h} = 11{,}5\left(1 - \frac{l_1}{5\, h}\right)\sqrt{R'_{bk}} \qquad (14.137)$$

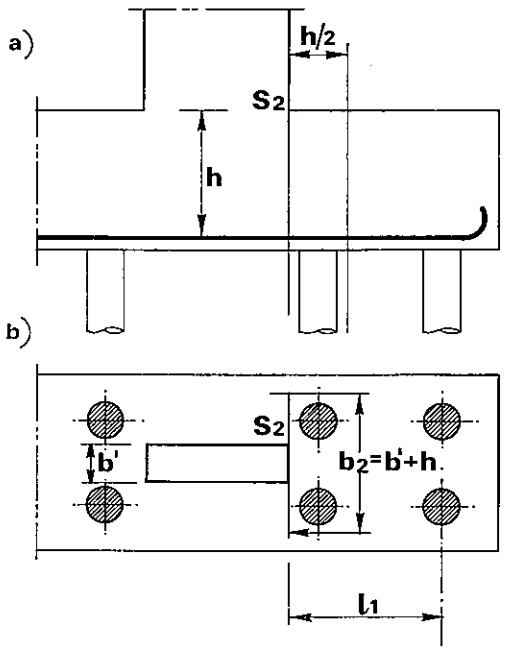


Fig. 14.81 – Plinto con pali a distanza dal filo dal pilastro inferiore alla metà della altezza del plinto. La sezione di calcolo è a filo del pilastro.

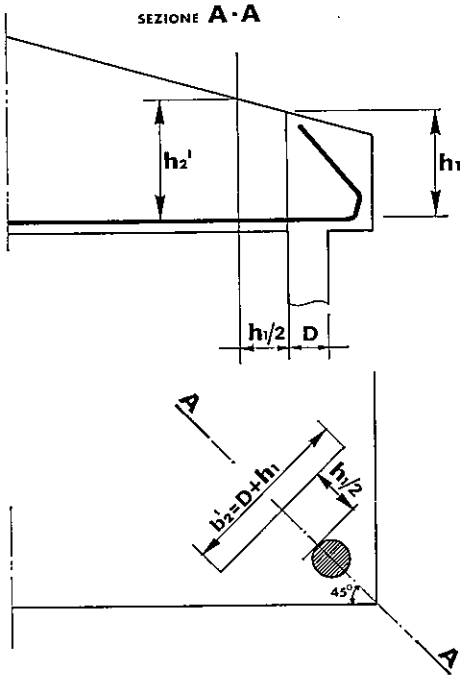


Fig. 14.82 – Verifica locale del taglio prodotto da un palo.

essendo l_1 la distanza del palo più lontano dal filo del pilastro ed R'_{bk} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato.

Peraltro va anche verificata in zone particolari, la resistenza locale allo sforzo di taglio, e fra queste gli angoli del plinto, come in fig. 14.82 nel quale caso la forza di taglio è la reazione del palo.

Si verifica allora la sezione alla distanza $h_1/2$ dal palo, essendo h_1 l'altezza del plinto in corrispondenza del palo e la larghezza b'_2 il diametro del palo aumentato di h_1.

Non è richiesto il calcolo dell'armatura se la reazione del palo non supera il valore:

$$P_{max} = 5{,}6\; b_2'\; h_2'\; \sqrt{R'_{bk}} \qquad (14.138)$$

Particolarmente importante è l'ancoraggio terminale delle armature. Tanto più nei plinti su pali la maggior parte delle barre va proseguito fino all'estradosso del plinto e rivoltato in modo da costituire un sicuro ancoraggio.

14.6.1.8.2 Plinti alti su pali. — I plinti su pali sono sempre notevolmente alti, rispetto alla base, al fine di distribuire il carico del pilastro equamente fra i vari pali, senza forti deformazioni, ed allora risponde bene alla interazione il modello composto da bielle compresse inclinate e tiranti di base orizzontali, che schematizza la rete delle isostatiche di fig. 14.83 *a*, *b* e *c*.

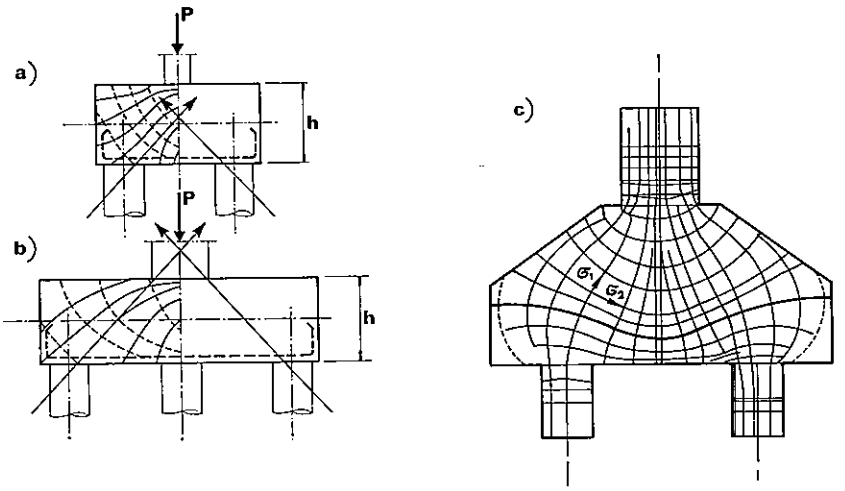


Fig. 14.83 – Isostatiche in plinti su pali.

Sostanzialmente è uno schema reticolare più consono ad una situazione di rottura che ad una di esercizio poichè considera elementi piani, indipendenti l'uno dall'altro, come se si fosse verificata la fessurazione del conglomerato.

I risultati che si ottengono dal calcolo su tale modello reticolare per il plinto a 2 pali sono poco diversi da quelli di un calcolo a flessione e possono anche coincidere (per una particolare inclinazione delle bielle).

Con il calcolo a flessione (semprechè sia $h < i/2$), con i simboli della figura 14.84, viene:

$$M = \frac{P\ (i - a')}{2} \tag{14.139}$$

essendo P la reazione di un palo: quindi lo sforzo totale da far assorbire all'armatura, indicando con h la sua distanza dal lembo compresso, è:

$$T = \frac{P}{2}\ \frac{i - a'}{0{,}9\ h} \tag{14.140}$$

Considerando per plinto alto lo schema reticolare, indicato in fig. 14.84, di bielle e tiranti, con interasse i dei pali, si ottiene lo sforzo nell'armatura:

$$T = P \operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{2} \frac{i - a'/2}{h} \tag{14.141}$$

È evidente che tale schema di bielle e tiranti differisce da quello dei plinti bassi principalmente per il fatto che non richiederebbe armature di taglio ma, come detto, sono sempre opportune gabbie tridimensionali.

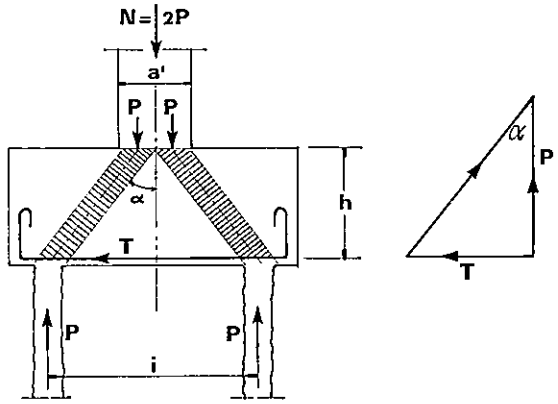


Fig. 14.84 – Schema statico di un plinto alto su due pali.

Il calcolo dei plinti a più di 2 pali diviene ancora più incerto e conviene ipotizzare una struttura reticolare spaziale tronco piramidale, con i vertici di base sugli assi dei pali. Pur accettando il detto modello di calcolo, la cui attendibilità è pur sempre discutibile, è comunque necessario approfondire meglio l'interpretazione del comportamento statico del plinto, per quanto riguarda la disposizione dell'armatura.

Va infatti considerato che, se è plausibile che in un avvicinamento alla rottura si formi la raggiera di bielle che dal pilastro raggiunge i pali, è anche vero che il plinto è in esercizio una struttura che non può dimenticarsi del suo funzionamento a piastra non sapendo che il progettista la tratta, nel calcolo, come tante strutture piane su diversi piani verticali.

Ne deriva che il plinto, con una armatura disposta unicamente su una maglia corrispondente alle bielle, ossia a raggiera, risulterebbe privo di armature nelle zone tese lungo i lati, proprio per funzionamento simile a quello di piastra. Quindi si verificherebbero facilmente sensibili lesioni indesiderabili anche se lo schema a bielle le prevede in prossimità della rottura (v. fig. 20.25).

Va quindi posta attenzione che vi sia sempre una armatura poligonale cerchiante perimetrale e che ad essa si affidi la maggior parte dello sforzo.

Per il plinto a 3 pali la risultante di trazione R, nella direzione delle mediane, è:

$$R = P \operatorname{tg} \alpha = P \frac{\frac{i}{\sqrt{3}} - \beta a'}{h} \tag{14.142}$$

essendo $\beta a'$ una distanza da valutarsi come in fig. 14.85, a seconda dell'orientamento del pilastro, rispetto al plinto, e P la reazione di un palo.

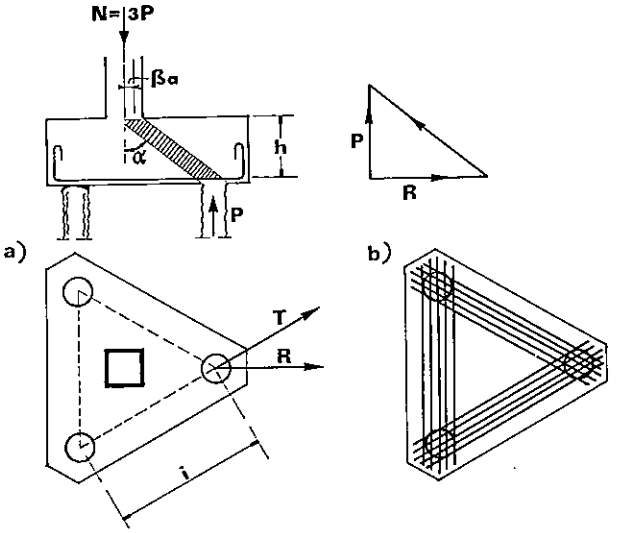


Fig. 14.85 – Plinto alto su tre pali.

Ove l'armatura venga disposta lungo i lati del triangolo di base, come in fig. 14.85 *b* e fig. 14.77, lo sforzo è:

$$T = \frac{R}{\sqrt{3}} = P \frac{\frac{i}{3} - \frac{\beta a'}{\sqrt{3}}}{h} \tag{14.143}$$

e potendosi trascurare $\frac{\beta a'}{\sqrt{3}}$:

$$T = \frac{P}{3} \frac{i}{h} \tag{14.144}$$

Altre disposizioni di armatura (ad esempio a stampella) sono sconsigliabili. Per il plinto, sempre triangolare a 4 pali della fig. 14.76 *c*, resta la (14.144)

assumendo per i l'interasse dei pali esterni del triangolo. Per il plinto a 4 pali, a base quadrata, della fig. 14.86; la risultante dello sforzo sulla diagonale è:

$$R = P \frac{i\sqrt{2} - a' \frac{\sqrt{2}}{2}}{2h} \tag{14.145}$$

ed, ove si affidi tutto lo sforzo alla armatura perimetrale, disposta lungo i lati del quadrato della pianta dei pali, viene:

$$T = \frac{R}{\sqrt{2}} = P \frac{i - \frac{a'}{2}}{2h} \tag{14.146}$$

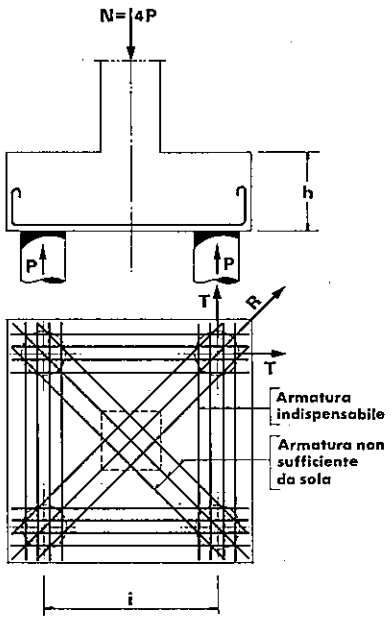


Fig. 14.86 – Plinto alto su quattro pali.

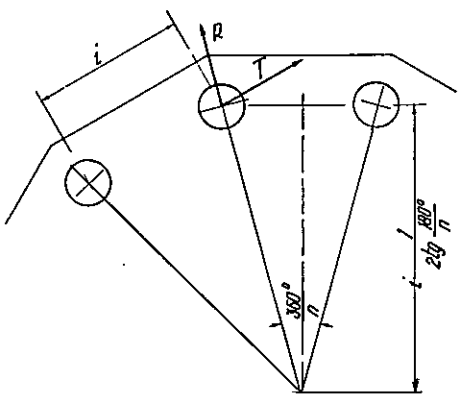


Fig. 14.87 – Valutazione degli sforzi nell'armatura di un plinto su pali disposti ai vertici di un poligono regolare.

ed approssimativamente:

$$T = P \frac{i}{2h} \tag{14.147}$$

Il calcolo a rottura (metodo delle linee di rottura) fornirebbe momenti, parálleli ai lati:

$$M_{ult} = \frac{P_{ult}\, i}{4}$$

Potrebbe anche pensarsi di affidare, più economicamente, tutto lo sforzo a due fasci di armatura a croce, congiungente i pali per diagonale (rispettando così lo schema biella-tirante) ma questa soluzione, per le ragioni dette non eviterebbe la fessurazione in esercizio. Occorre quindi che almeno metà dello sforzo ossia $1/2\ R$ venga affidato alla armatura perimetrale.

Più in generale: per un plinto con un qualsiasi numero n di pali disposti nei vertici di un poligono regolare (fig. 14.87), considerando il pilastro puntiforme, si ottiene lo sforzo radiale:

$$R = P \frac{i}{2\ h \sin \dfrac{180^\circ}{n}} \qquad (14.148)$$

e lo sforzo lungo i lati:

$$T = P \frac{i}{h \left(2 \sin \dfrac{180^\circ}{n}\right)^2} \qquad (14.149)$$

Quando i pali debbano essere notevolmente distanziati, per fornire coppie reagenti a forti momenti trasmessi dal pilastro, i plinti pieni non sono economici ed allora può ricorrersi a soluzioni di plinti nervati, come quello della fig. 14.78, adottato per una pensilina di notevole aggetto.

14.A.7 **Dimensionamento della palificata di un edificio alto.**

In fig. 14.A.2 è indicato un edificio alto 115 m a pianta circolare di 36 m di diametro con pressione media alla base dell'edificio:

$$q = 4{,}8 \text{ bar}$$

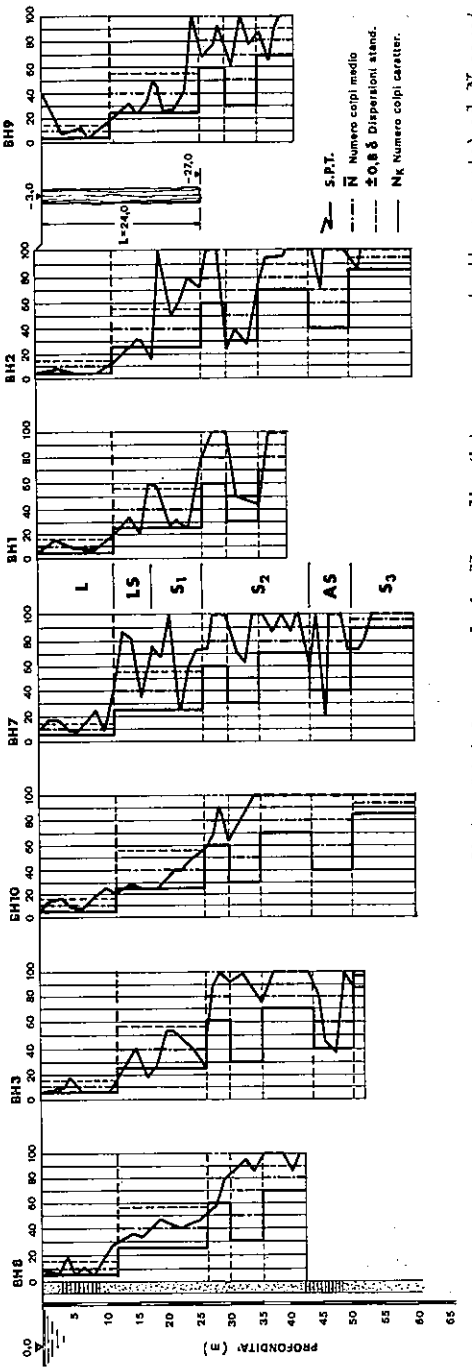


Fig. 14.A.1 – Diagrammi S.P.T. del terreno di fig. 14.A.2 con valori: N medio (istogramma a tratto e punto) ed N caratteristico (istogramma a linea continua) secondo la teoria di Gauss.

Si considera tale pressione trasferita integralmente alla base dei pali considerando, prudenzialmente che la resistenza laterale sia impegnata per assorbire gli effetti del vento o sismici.

La stratigrafia tipo è riportata in fig. 14.A.1 ed è stata ricavata da una serie di sondaggi. Sono state eseguite anche prove penetrometriche dinamiche SPT circa ogni 1,5 m spinte peraltro a profondità superiori a quelle significative per la prova dato comunque l'elevato valore di N.

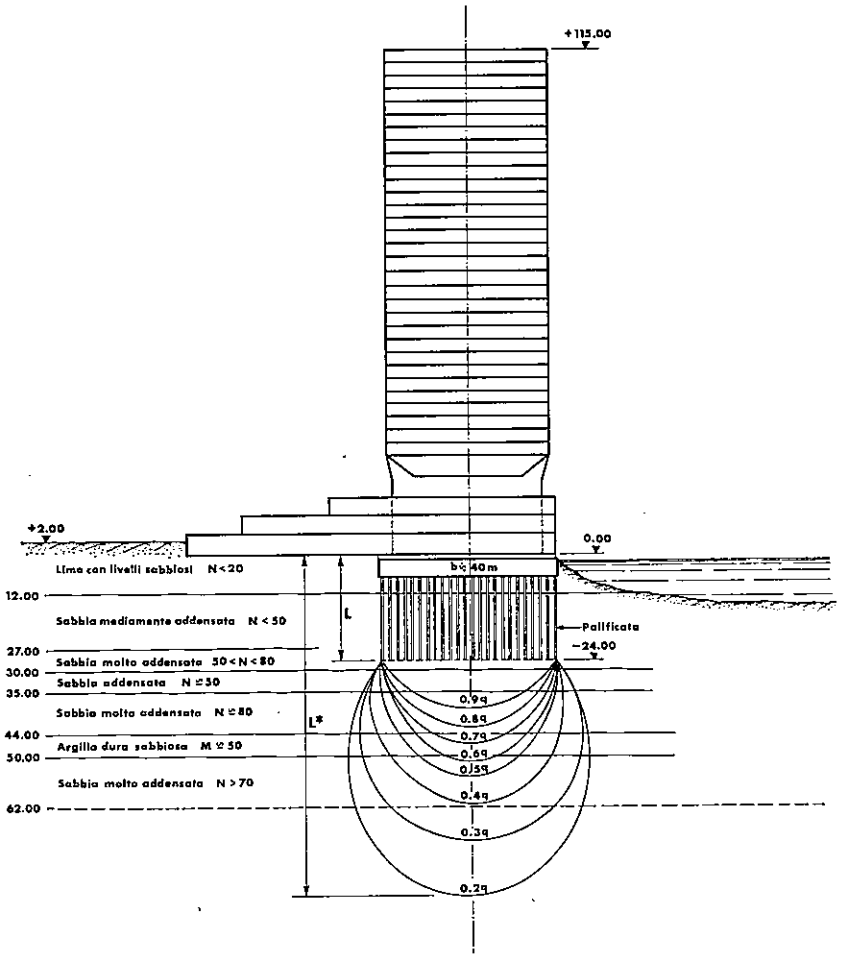


Fig. 14.A.2 – Sezione stratigrafica tipo del sottosuolo.

La sezione tipo dell'edificio è riportata in fig. 14.A.2 insieme al bulbo delle pressioni sotto il piano orizzontale della base della palificata.

Per ricostruire la stratigrafia si è ipotizzato che gli $N_{S.P.T.}$ misurati ad ugual profondità nei vari sondaggi, abbiano una distribuzione del tipo gaussiano, trattandosi di sedimi depositati in ambienti « uniforme », in ogni strato.

Per ogni orizzonte di misura si è potuto allora ricavare il valore N_k caratteristico definito da:

$$N_k = \bar{N} - \chi_p \, \delta$$

essendo:

$$\bar{N} = \frac{\Sigma_i^n \; N_i}{n} \quad \text{il valore medio dei colpi } N_i$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\Sigma_i^n \; (N_i - \bar{N})^2}{n - 1}} \quad \text{lo scarto quadratico medio}$$

$\chi_p = 0{,}84 \simeq 0{,}8$ il fattore funzione del frattile di ordine $p = 20\%$ (ammettendo uno scarto quadratico medio ad esempio doppio di quello che si assume per i materiali da costruzione: $\chi_{5\%} = 1{,}64$).

I valori di N, δ ed N_k sono riportati, anzichè tabulati, direttamente in fig. 14.A.1). Da essi possono distinguersi i diversi strati (istogramma continuo) in maniera statistica anzichè « visiva », come nelle classiche stratigrafie.

Se allora si adotta la legge sperimentale « limite inferiore » di Schultze (eq. 4.13), il modulo di compressibilità risulta:

$$E \equiv 12 \, N_k$$

Le tensioni indotte si risentono sino alla profondità $L \simeq 47$ m e sono distribuite come in fig. 14.A.2.

Le tensioni indotte nei vari strati (v. fig. 14.A.1) al disotto della base della palificata risultano dalla seguente tabella (in bar) dove r è il raggio della fondazione:

Strato	Spessore H	$(z - L)$	$(z - L)/r$	$\Delta\sigma_v$	σ'_{v0}	E'
S_2	7,0	3,5	0,2	4,7	2,7	400
S'_2	9,0	11,5	0,6	4,1	3,5	700
AS	6,0	19,0	1,0	3,1	4,3	500
S_3	12,0	25,0	1,3	2,4	4,9	2000
S'_3	13,0	31,5	1,7	1,8	5,6	4000

I cedimenti a lungo termine vengono allora per $L = 24$ m ed in base al contributo dei vari strati:

$$w = I_{w\,rig} \cdot I_{wL} \, (w_{S2} + w_{S'2} + \beta \, w_{AS} + w_{S3} + w'_{S3}) =$$
$$= 0{,}8 - 0{,}7 \, (8{,}2 + 5{,}3 + 0{,}5 \times 3{,}7 + 1{,}4 + 0{,}6) \simeq 10 \text{ cm}$$

essendo:

$I_{w\,rig} = 0{,}8$ il fattore d'influenza di rigidezza (v. fig. 8.2.2.1)

$I_{wL} = 0{,}7$ il fattore d'influenza di profondità (v. fig. 8.15)

$w_i = H/E$ cedimento dello strato -iesimo (v. fig. 14.A.1)

$\beta = 0{,}5$ coefficiente di Skempton e Bjerrum (v. fig. 8.23)

per $L = 30$ m analogamente risulta:

$$w = 0{,}8 \times 0{,}65\ (1{,}5 + 6{,}0 + 0{,}5 \times 3{,}7 + 1{,}4 + 0{,}6) \simeq 5 \text{ cm}.$$

Se si valutano allora i cedimenti per altre profondità si può ricostruire il diagramma di fig. 14.A.3 da cui emerge la lunghezza delle palificate di progetto $L = 24$ m.

I cedimenti differenziali teorici massimi sono infatti $\Delta w \simeq w/2 = 5$ cm ammissibile per un solettone di 2,0 m di spessore su pali ⌀ 1800.

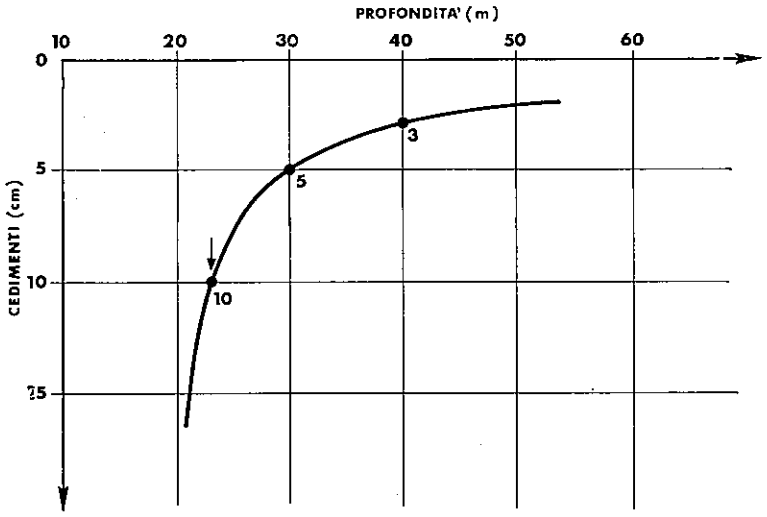


Fig. 14.A.3 – Andamento del cedimento medio in funzione della lunghezza della palificata.

Peraltro dall'analisi dell'interazione terreno-struttura della piastra su pali, risulta $\Delta w_{amm} \simeq 1$ cm; valore che si realizza se si tiene conto delle rigidezze della palificata nel suo insieme (v. trave equivalente in 13.4.3). Se si esegue la precarica alla base dei pali come in fig. 13.7 si riducono inoltre, in tutta la palificata, i cedimenti prodotti dall'allentamento delle sabbie durante l'esecuzione dei pali.

14.6.2 Palificate con pali inclinati.

14.6.2.1 *Convenienza dell'inclinazione dei pali.* — I pali sono idonei a resistere a sforzi assiali, meno ad azioni flessionali, e, anche se resistenti, si deformano fortemente sotto le forze trasversali (v. 14.4.3). Gli spostamenti orizzontali sono dannosi per alcuni tipi di costruzioni.

Pertanto per le fondazioni soggette a spinte, come ad esempio le spalle dei ponti ad arco, le banchine, importanti muri di sostegno ecc. si ricorre, ove possibile, ai pali inclinati (v. fig. 14.88). Il criterio di disporre pali inclinati non è peraltro nuovo e se ne trova una acuta giustificazione tecnica già nel « De Bello Gallico » ove Giulio Cesare parla della costruzione delle pile del ponte sul Reno, fondate, appunto, su pali in legno inclinati in modo da resistere, si legge, alla spinta dell'acqua.

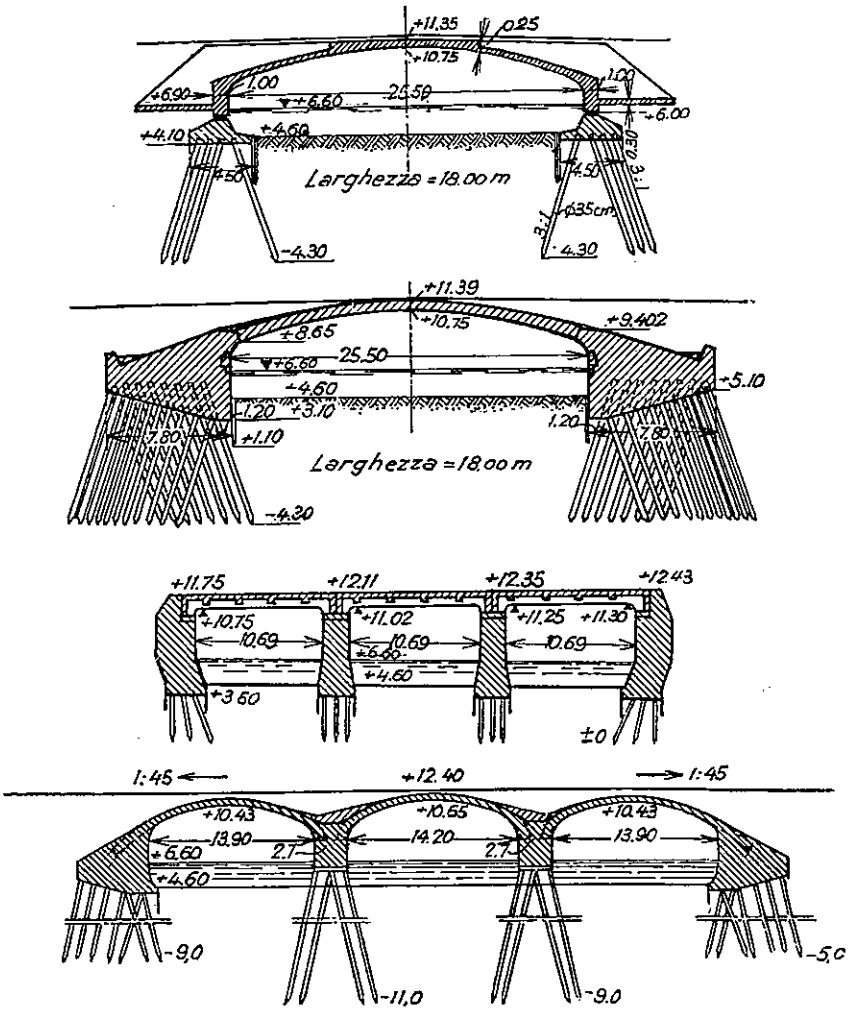


Fig. 14.88 – Ponti con fondazioni su pali inclinati (Leo).

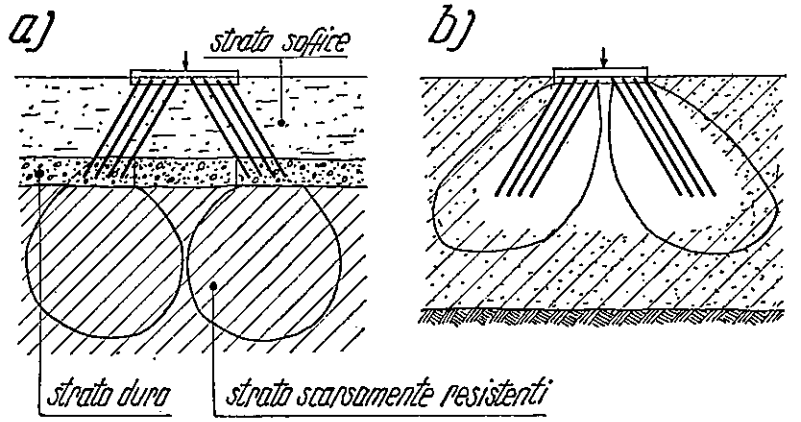


Fig. 14.89 – Ampliamento delle zone di distribuzione del carico mediante inclinazione dei pali (Chellis).

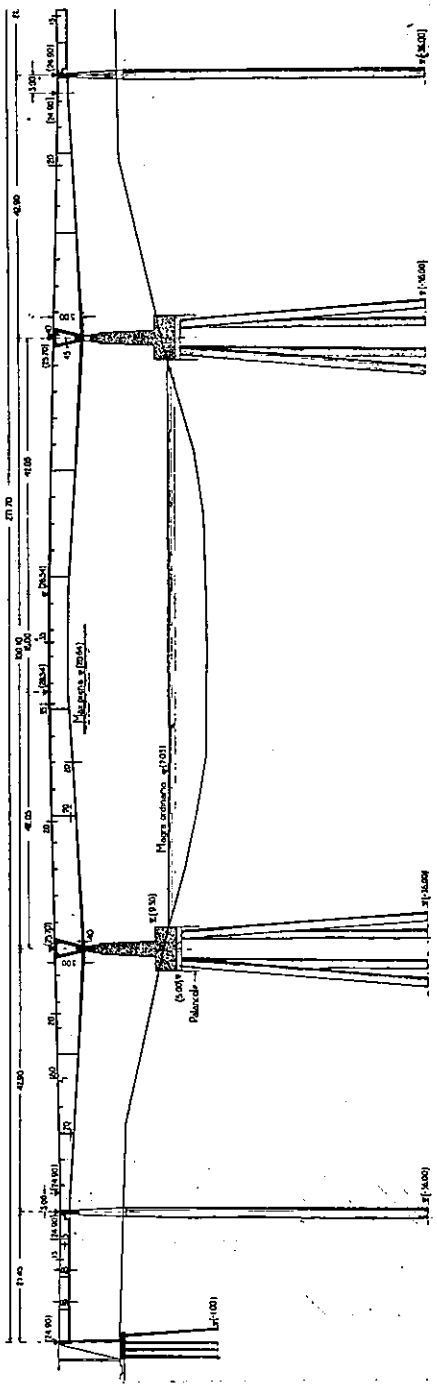


Fig. 14.90 – Fondazioni con pali preforati di diametro 1,50 m, e lunghi 40 m, del ponte sul Tevere della Via Olimpica.
(C. Cestelli Guidi, *Cemento armato precompresso*, Hoepli).

Quando vi siano stratificazioni cedevoli, che richiedano una estesa diffusione del carico, conviene inclinare i pali, anche in assenza di forze orizzontali, poichè se ne aumenta la stabilità trasversale e si amplia la zona di ripartizione per l'effetto evidenziato dalla fig. 14.89.

La figura illustra due casi particolari: *a*) di pali resistenti alla punta e *b*) per attrito laterale dai quali si vede che inclinando i pali verso l'esterno, il carico viene ripartito in una zona ben più estesa di quella che si sarebbe ot, tenuta ponendo dei pali verticali, a parità di dimensioni del blocco di fondazione. La fig. 14.90 mostra la soluzione adottata per le pile di un ponte sul Tevere di inclinare parte dei pali preforati per ripartire meglio il carico alla base su uno strato ghiaioso e la fig. 14.91 di inclinare i pali infissi delle due file perimetrali per meglio diffondere il carico in depositi alluvionali di sabbie limose attraversate.

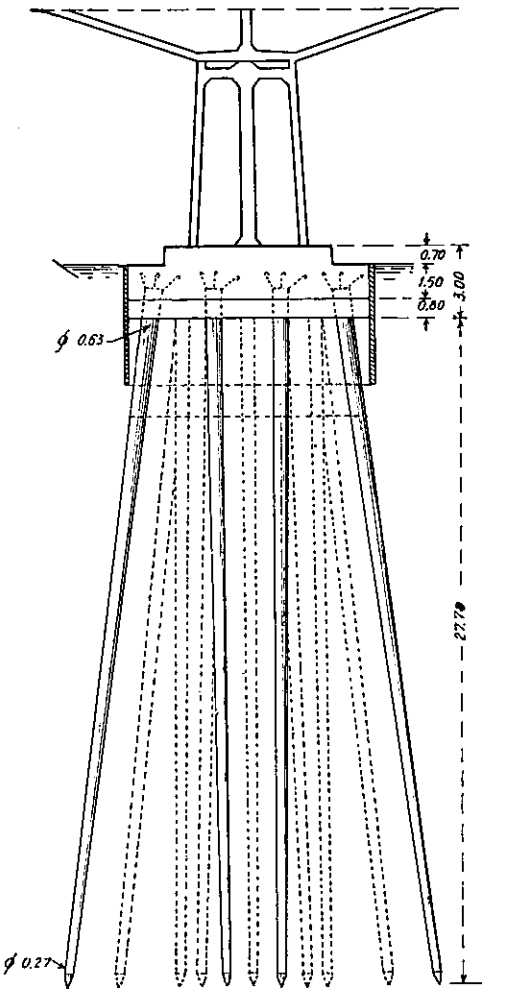


Fig. 14.91 – Fondazione su pali infissi per il ponte sul Tevere alla Magliana (Cestelli Guidi).

La necessità di inclinare i pali, in presenza di spinte, è dimostrata da numerosi esempi di dissesti di fondazioni su pali verticali. Ricorderemo il caso di un altro ponte ad arco sensibilmente ribassato, con spalle fondate su pali verticali, che per gli spostamenti orizzontali di questi, sotto l'azione della spinta, ha avuto cedimenti della chiave di decine di centimetri.

Maggiore è l'inclinazione dei pali, migliore ne è la utilizzazione ma il valore massimo è limitato dalle difficoltà esecutive. Con alcuni sistemi si raggiungono i 30° di inclinazione ma normalmente non si possono superare i 15÷18°.

Va tenuto presente che nei pali inclinati si producono, a seguito degli assestamenti, anche le sollecitazioni di flessione, a cui si è fatto cenno, e pertanto debbono avere una conveniente armatura, almeno nel tratto superiore.

Nella fig. 14.92 si vede la fondazione di una copertura ad arco di 50 m di

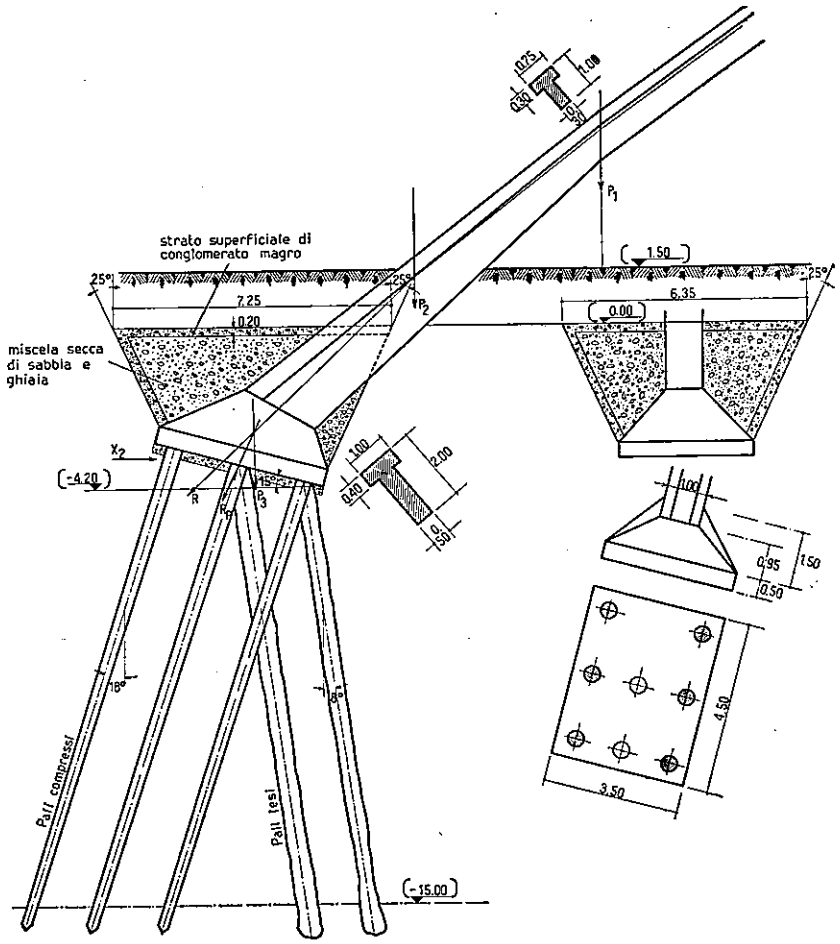


Fig. 14.92 – Fondazione dell'arcata di copertura di uno stabilimento con plinto di cemento armato su pali inclinati (Cestelli Guidi).

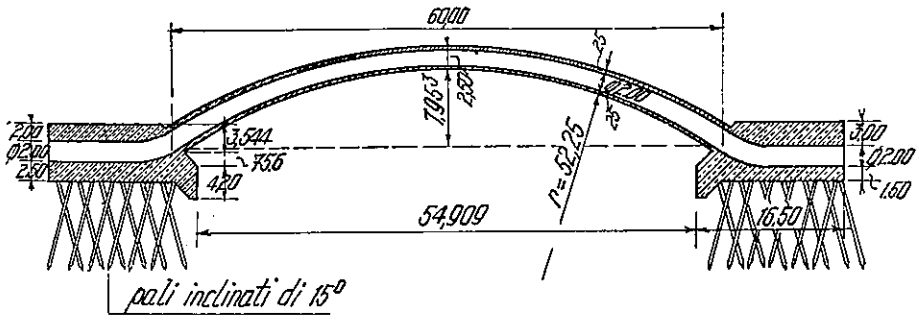


Fig. 14.93 – Ponte tubo fondato su pali inclinati (Turazza).

luce, costituita da 6 pali compressi a 58 t e 2 tesi a 11 t. Per ridurre la inclinazione della risultante delle forze applicate sui pali di fondazione è stato applicato il peso di muratura a secco posta entro un cassone in c.a., costruito sopra il plinto.

Caratteristica è pure la fondazione, con pali disposti a graticcio, del ponte tubo delle fig. 14.93.

14.6.2.2 *Schemi di palificate.* — Una volta scelta la soluzione di inclinare i pali, per meglio opporsi ad una risultante delle forze sensibilmente inclinata, occorre stabilirne il numero e l'inclinazione. In generale conviene agire per tentativi, su inclinazioni diverse e, per ognuna di esse, ricavare numero e caratteristiche dei pali. La stessa palificata può contenere gruppi ad inclinazione diversa.

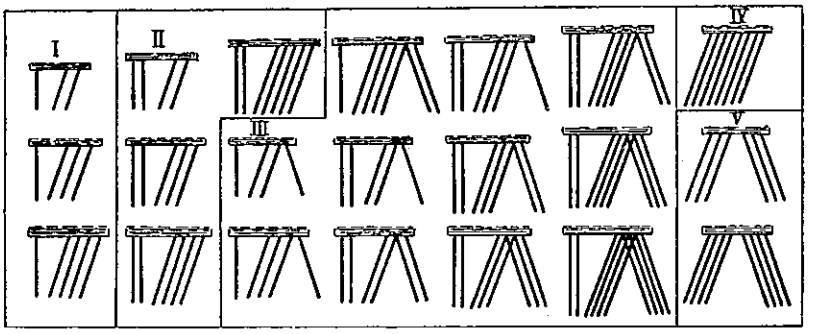


Fig. 14.94 – Schemi di disposizione dei pali in presenza di spinte (Agatz).

Nella fig. 15.94 sono indicati vari schemi di palificate per una due o tre inclinazioni di pali. Il I ed il II raggruppamento comprendono palificate con due inclinazioni di cui una verticale e l'altra inclinata: questa disposizione viene adottata principalmente nelle opere sottoposte alla spinta del terreno e quindi con risultante poco variabile col sovraccarico, a differenza di quanto si verifica, ad esempio, per le banchine. Tutti i pali, in generale, sono compressi e si consegue il migliore risultato se la risultante passa per il punto d'incontro degli assi dei due gruppi, definito come *centro della palificata* (v. fig. 14.95), che non è da confondersi col centro di rotazione, il quale è il centro relativo alla retta della risultante (v. fig. 14.75). In tal caso i pali di ogni gruppo vengono ugualmente sollecitati mentre, ove la risultante se ne discosti, ne deriva un momento che è equilibrato da una disuniforme sollecitazione dei pali di ciascun gruppo. Tale eccentricità non deve comunque essere considerevole, per evitare forti rotazioni della fondazione e flessioni nei pali, specialmente per il I gruppo.

Il III raggruppamento ha tre inclinazioni di pali, di cui una verticale e le altre due inclinate in senso opposto. Questo schema conviene quando si abbiano spostamenti della risultante delle forze per effetto del sovraccarico o di altre cause, in quanto è sempre possibile equilibrare la risultante scomponendola in tre direzioni, purchè naturalmente gli assi dei tre gruppi non si incontrino in un medesimo punto e per esso passi la risultante dei carichi.

Comunque, la migliore disposizione si ha sempre quando la risultante delle forze applicate passa per il centro della palificata, da determinarsi come verrà detto in seguito. Se la componente orizzontale delle forze applicate agisce da destra a sinistra (in fig. 14.94 III) i pali del gruppo verticale e quelli inclinati (in figura a sinistra) sono compressi, mentre quelli dell'altro gruppo sono tesi. Questo schema di palificata è adatto per le fondazioni dei ponti spingenti.

Il IV tipo, con unica inclinazione, può adottarsi quando la risultante si mantenga sempre sull'asse baricentrico dei pali, o se ne discosti di poco. Esso fornisce la migliore utilizzazione dei pali, che sono tutti compressi.

Il V tipo, costituito da due gruppi di pali inclinati in senso opposto, viene adottato ancora, come il raggruppamento II, quando la risultante non subisce spostamenti rilevanti ed ha inclinazione maggiore. Con più stilate per ogni gruppo, specialmente se la fondazione è estesa, possono però consentirsi anche discreta eccentricità della risultante, essendone i momenti equilibrati da una disuniforme sollecitazione dei pali di ogni gruppo.

Nei metodi di calcolo che seguono i pali vengono sempre considerati come vincolati a cerniera alle loro estremità, e quindi sollecitati solo assialmente poichè, anche se si verificasse un incastro, o della testa nei blocchi di fondazione o della base nel terreno, ciò non influenzerebbe sensibilmente il valore del carico assiale.

14.6.2.3 *Graticci portanti blocchi rigidi.*

14.6.2.3.1 Palificate con due gruppi di pali diversamente inclinati. — Le palificate con due gruppi di pali diversamente inclinati sono le più frequenti. La migliore situazione di equilibrio si consegue quando la disposizione dei pali è tale che la risultante delle forze applicate passa per il punto di incontro degli assi dei due gruppi o molto vicino ad esso, il che però non può essere ottenuto per condizioni diverse di sovraccarico.

Lo sforzo nei singoli pali, quando è verificata la condizione di appartenenza del centro della palificata alla risultante delle forze applicate, si trova scomponendo questa nelle direzioni dei due gruppi di pali e dividendo ogni componente per il numero dei pali del corrispondente gruppo. Con lo schema I della fig. 14.94, in generale, si cerca che l'inclinazione dei pali del gruppo inclinato sia poco diversa da quella della risultante e quindi lo sforzo nei pali verticali è minimo. Lo schema V consente invece maggiori inclinazioni della risultante.

Se la risultante non passa per il centro della palificata, si può valutare l'effetto del momento come indicato nella fig. 14.95, per una fondazione con doppia inclinazione dei pali, sollecitata da una risultante R di componenti X ed Y che, per una particolare condizione di carico, non passa per il centro C.

Si scompone la R nelle due direzioni dei gruppi di pali, come indicato nella figura, ottenendo le componenti R_c nei pali compressi e R_t in quelli tesi. Risulta allora per i singoli pali, se quelli di uno stesso gruppo hanno uguale resistenza specifica, il carico:

$$P_c' = \frac{R_c}{n_c} \; ; \quad P_t' = \frac{R_t}{n_t} \tag{14.150}$$

dove n_c ed n_t sono i numeri dei pali compressi e di quelli tesi.

Si calcola quindi il momento $M = R\,r = X\,y - Y\,x$, rispetto al centro della palificata, ed indicando con x_i le distanze dei pali da questo punto, risulta il momento di inerzia:

$$J = \sum_{1}^{n_c} x^2_i\, k_{pc} + \sum_{1}^{n_t} x^2_i\, k_{pt}, \tag{14.151}$$

dove le resistenze specifiche k_p sono date dalla (14.132).

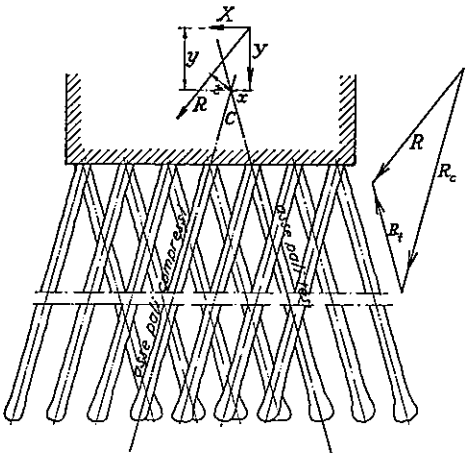


Fig. 14.95 – Fondazione con due gruppi di pali diversamente inclinati e risultante delle forze esterne R inclinata ed eccentrica rispetto al centro della palificata. (Il numero dei pali tesi è diverso per le varie file e quindi il loro asse non coincide con quello di figura).

L'incremento di sforzo nei pali, prodotto dal momento, risulta allora dalle espressioni:

$$P_{ci}'' = \frac{M}{I}\, x_i\, k_{pc}\ ; \quad P_{ti}'' = \frac{M}{I}\, x_i\, k_{pt} \tag{14.152}$$

Nel caso che la resistenza specifica k_p sia diversa per i pali di uno stesso gruppo, l'asse del gruppo non è più quello geometrico e va determinato con la condizione che esso sia baricentrico dei pali affetti dalla propria resistenza specifica e di conseguenza si modificano le (14.152).

Qualora tutti i pali, sia tesi che compressi, abbiano uguale resistenza specifica, i coefficienti k_p nella (14.152) si elidono.

Il carico totale nei pali per le (14.150) e (14.152) è:

$$\begin{aligned} P_c &= P_c' + P_c'' \\ P_t &= P_t' + P_t'' \end{aligned} \tag{14.153}$$

ed è evidente che i pali più e meno sollecitati sono quelli delle stilate esterne.

Il procedimento indicato presuppone la perfetta rigidità del blocco di fondazione e trascura la inflessione dei pali.

APPLICAZIONE

14.A.8 Dimensionamento di una fondazione di un ponte su pali inclinati.

La fig. 14.A.4 rappresenta la spalla di un ponte. R_p, R_a', R_a'' sono le risultanti dei carichi e delle spinte rispettivamente per la sola azione permanente ed unitamente alle due condizioni estreme di sovraccarico. I pali, ammessa una inclinazione di 16°, sono stati distribuiti in modo da far cadere il loro centro C sulla risultante del carico permanente R_p.

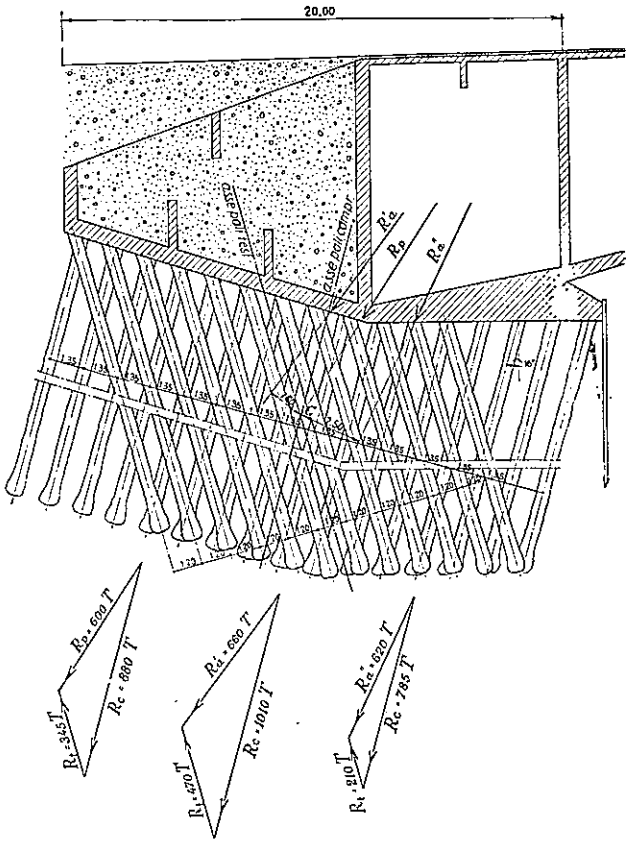


Fig. 14.A.4.

Esempio di una fondazione con due gruppi di pali diversamente inclinato e sottoposto a tre diverse condizioni di carico.

Considerato che i pali tesi risultano più cedevoli di quelli compressi, sia per la mancanza di resistenza alla punta, sia per il minore modulo di elasticità, posta la resistenza specifica $k_{pc} = 1$, si è assunto $k_{pt} = 0{,}6$. I pali di ogni fila compressa sono in numero di 16, quelli di ogni fil attesa in numero di 12 e i carichi segnati nel disegno si riferiscono ad una striscia di ponte corrispondente ad una fila di pali tesi e ad una di pali compressi.

a) *Carico permanente.* — Scomposta, nella fig. 14.A.4, la $R_p = 600$ t nelle componenti $R_c = 880$ t ed $R_t = -345$ t, si ha per le (14.150):

$$P_c = P_c' = \frac{880}{16} = 55 \text{ t} \; ; \qquad P_t = P_t' = -\frac{345}{12} = -29 \text{ t}$$

b) *Prima condizione di sovraccarico.* — Riportata la R_a' a passare per il centro della fondazione risulta con la scomposizione della fig. 14.A.4, il carico per ogni palo:

$$P_c' = \frac{1010}{16} = 63 \text{ t} \; ; \qquad P_t' = -\frac{470}{12} = -39 \text{ t}$$

ed un momento $M = -660 \times 1{,}50 = -990$ tm.

Il momento di inerzia della palificata per la 14.130 si ottiene dalla relazione:

$$\frac{J_c}{A_p} = 2 \times 1{,}35^2 \, (0{,}5^2 + 1{,}5^2 + 2{,}5^2 + 3{,}5^2 + 4{,}5^2 + 5{,}5^2 + 6{,}5^2 + 7{,}5^2) +$$
$$+ 2 \times 1{,}20^2 \times 0{,}6 \, (0{,}5^2 + 1{,}5^2 + 3{,}5^2 + 2{,}5^2 + 4{,}5^2 + 5{,}5^2) = 744 \text{ m}^2$$

e quindi gli incrementi di carico nei pali più lontani sono per le (14.152):

$$P_{c\,\max}'' = \frac{990}{744} \times 10{,}10 = 13{,}5 \text{ t}$$

$$P_{t\,\max}'' = -\frac{990}{744} \, 0{,}6 \times 6{,}6 = -5{,}3 \text{ t}$$

In totale risulta quindi:

$$P_{c\,\max} = 63 + 13{,}5 = 79{,}5 \text{ t}$$
$$P_{t\,\max} = -39 - 5{,}3 = -44{,}3 \text{ t}$$

c) *Seconda condizione di sovraccarico.* — Trasportata la R_a'' a passare per il centro della fondazione e scomposta, come indicato nella fig. 14.A.4, nelle due direzioni dei pali, si ottiene il carico per palo:

$$P_c' = \frac{785}{16} = 49 \text{ t} \; ; \qquad P_t' = -\frac{210}{12} = -17{,}5 \text{ t}$$

ed un momento:

$$M = 620 \times 2{,}5 = 1550 \text{ tm},$$

che dà luogo nei pali più lontani agli incrementi di carico:

$$P_c''_{\max} = \frac{1550}{744} \times 10{,}10 = 21 \text{ t}$$

e quindi è in totale:

$$P_{c\,\max} = 49 + 21 = 70 \text{ t}$$
$$P_{t\,\max} = -17{,}5 + (-8{,}3) = -25{,}8 \text{ t}$$

Resta pertanto da verificare la portanza dei pali con l'avvertenza che mentre per i pali compresi sarà sufficiente provvederli di armatura normale, quelli tesi vanno

armati per tutta la lunghezza sia pure con percentuale di armatura decrescente dalla testa alla punta.

14.6.2.4 *Metodo di Culmann per palificate con tre gruppi di pali inclinati.* — Il metodo di Culmann, applicabile a palificate con non più di tre gruppi di pali, collegati da un blocco rigido, consiste nello scomporre la risultante delle forze nelle direzioni dei gruppi, secondo i noti metodi della statica, come indicato nella fig. 14.96.

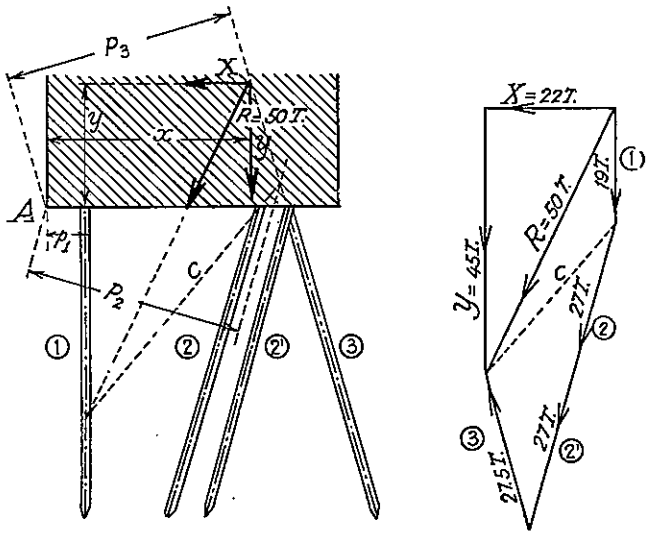


Fig. 14.96 – Metodo grafico di Culmann per la distribuzione della risultante dei carichi fra i pali inclinati in tre direzioni.

Si traccia dapprima la retta c passante per il punto di incontro della risultante R delle forze esterne con l'asse di un gruppo di pali (in figura il primo gruppo) e per il punto di intersezione degli assi baricentrici degli altri due gruppi di pali. Dal poligono delle forze, indicato in figura, restano individuati gli sforzi totali nei gruppi di pali e da questi si risale a quelli nei singoli pali.

Il procedimento indicato serve per verificare la stabilità di una palificata. Volendo procedere ad un calcolo diretto, il problema non è determinato, altro che fissando a priori le direzioni dei gruppi di pali e posizione e numero dei pali di un gruppo. Ciò fatto si scompone la risultante R nelle tre direzioni scelte e si stabilisce il numero di pali di ogni gruppo affidando a quelli compressi circa il 90% della loro portata ed a quelli tesi il 75%. Ove si debbano contemplare più condizioni di carico, come avviene ad esempio per i ponti ad arco, le cui spinte sulle spalle possono essere diverse, a seconda della posizione del sovraccarico, si ripete la costruzione e quindi, per ogni gruppo, si adotta il massimo valore ottenuto.

Fissata la posizione e il numero di un gruppo di pali, ad esempio quello anteriore verticale, si traccia, per il punto di intersezione della risultante R dei carichi con il suo asse, la retta parallela alla c del poligono delle forze il quale è conosciuto in base alla portanza del gruppo 1°; resta allora libera la posizione degli altri gruppi di pali, con la sola condizione che i loro assi si incontrino in un punto di detta retta; quindi potranno essere disposti secondo le esigenze costruttive.

Se invece debbono considerarsi due condizioni di carico, e quindi due diverse risultanti R, si hanno due rette c ed allora la posizione dei due gruppi di pali è già determinata, dovendo il punto di intersezione dei loro assi coincidere con quello delle due rette. In questo caso, se il risultato non è soddisfacente si può ripetere il procedimento scegliendo altre rette c.

Il calcolo analitico riesce più spedito scrivendo l'equazione di equilibrio dei momenti, ad esempio rispetto allo spigolo A del dado di fondazione. Risulta allora con i simboli indicati in figura:

$$Y\,x - X\,y - \Sigma\,P_1\,p_1 - \Sigma\,P_2\,p_2 + \Sigma\,P_3\,p_3 = 0 \qquad (14.154)$$

Conviene ricavare la distanza p_2 del gruppo di pali tesi, dopo aver fissato tutti gli altri elementi, e giungere per successive approssimazioni alla soluzione soddisfacente.

Al paragrafo 14.6.2.6 verrà detto con quale criterio vadano disposti i pali, rispetto alla linea di azione della risultante R delle forze esterne.

Il metodo di Culmann è adatto quando ogni gruppo è formato da poche stilate e quando la spinta orizzontale è preponderante rispetto a quella verticale. Esso può essere applicato anche a palificate con pali disposti in più di tre direzioni, raggruppando i pali in tre gruppi, per ognuno dei quali si considera, agli effetti del calcolo, l'inclinazione media.

14.6.2.5 *Graticci collegati a fondazioni deformabili.*

14.6.2.5.1 Palificate estese. Graticci con blocco deformabile e pali assialmente rigidi: metodo del diagramma di carico. — Si considera un blocco di fondazione privo di rigidità caricato da un diagramma di pressione, in generale trapezio, rappresentativo della componente verticale della risultante dei carichi R. Ad ogni palo viene affidata la parte di diagramma direttamente sovrastante, mentre la componente orizzontale viene distribuita esclusivamente fra i pali inclinati, in proporzione del carico verticale affidato ad ognuno di essi.

Nella fig. 14.97 è rappresentata una estesa fondazione, sottoposta alla spinta X, al carico Y ed al momento M. Composte queste forze nella loro risultante R, questa incontra la base del blocco con eccentricità e, rispetto al centro della fondazione. I valori di estremità del diagramma di pressione $a\ b\ c\ d$ sono:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{max}\\ \sigma_{min}\end{matrix}\right\} = \frac{Y}{a\,b}\left(1 \pm \frac{6\,e}{b}\right), \qquad (14.155)$$

dove a e b sono le dimensioni in pianta della fondazione. Se sono già fissate le posizioni dei pali, si divide il diagramma di carico in tratti, con separazione a metà distanza fra le file dei pali. Nel caso particolare si avranno 11 strisce, ognuna delle quali rappresenta un carico:

$$P_i = \Delta b_i \, a \, \sigma_i \tag{14.156}$$

dove Δb_i è la larghezza della striscia e σ_i la pressione media in essa.

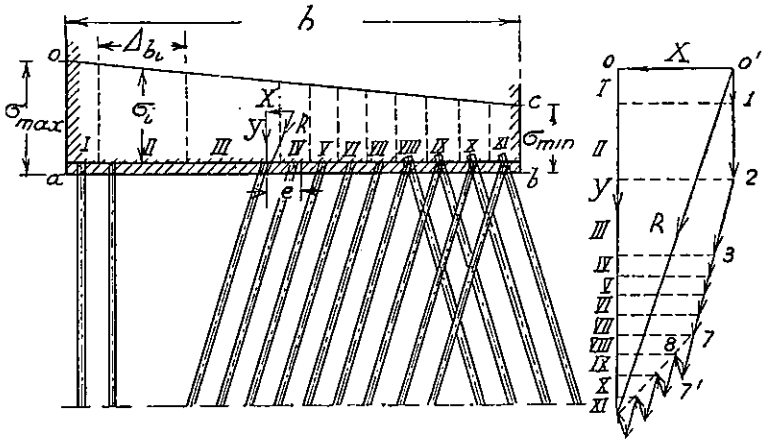


Fig. 14.97 – Metodo del diagramma di carico per la ripartizione della risultante dei carichi fra i pali diversamente inclinati di una fondazione.

Si riportano quindi in O-XI i pesi P_i e in O'-O la spinta X e si procede alla distribuzione della spinta nel seguente modo. Per le prime stilate I e II, che sono verticali, si hanno le forze O'-1 e 1-2. Per ottenere quelle delle stilate da III a VII, si conduce dal punto 2 la parallela all'asse di dette stilate ed allora nei segmenti 2-3 ecc. si hanno le risultanti che, come si vede, assorbono una parte della spinta X. Infine per le stilate da VIII a XI, che sono costituite da cavalletti, si traccia la retta fra il punto 7 ed il punto XI e le singole forze 7-8 ecc. rappresentano le risultanti applicate ad ogni cavalletto, che, scomposte nelle due direzioni dei pali, dànno in 7-7′ lo sforzo complessivo nella stilata compressa ed in 7′-8 quello nella stilata tesa.

Il carico su ogni palo si ottiene, poi, dividendo il totale sulla stilata per il numero dei pali.

Per il calcolo diretto, disegnate le Y ed X si può studiare graficamente, per semplici tentativi, una distribuzione di pali tale da ottenere una loro uniforme utilizzazione.

Se le file non contengono tutte lo stesso numero di pali, le aree vanno prese in proporzione al numero dei pali di ogni fila.

Il metodo del diagramma di carico è accettabile quando le forze orizzontali sono piccole ($Y > 3\ X$ e, ancor meglio, se $Y > 5\ X$) nel qual caso ha poca

influenza sull'esattezza del calcolo il ripartire la componente orizzontale unicamente sui pali inclinati. Questo metodo ha il vantaggio di poter essere applicato allo studio di palificate con più di tre inclinazioni, sia pure in prima approssimazione.

14.6.2.5.2 Graticci di pali deformabili assialmente.

14.6.2.5.2.1 Schematizzazione del graticcio con blocco rigido. — Quando la componente orizzontale della risultante, applicata ad una fondazione, è preponderante rispetto a quella verticale, e la fondazione è sensibilmente estesa, sulla ripartizione delle forze fra i singoli pali, influisce sensibilmente la loro cedibilità. Il problema si affronta considerando il gruppo di pali come un sistema elastico, con i noti metodi della S.d.C.

Ammessa la perfetta rigidità del blocco di fondazione, il suo spostamento sotto una forza esterna, per la cedevolezza dei pali, può identificarsi in una traslazione ed in una rotazione intorno al centro elastico della palificata, ossia in una rotazione rigida intorno al centro relativo della forza.

Il procedimento di Culmann si può applicare al sistema palificata costituita da singoli elementi deformabili (pali) collegati in parallelo dal blocco di fondazione, nell'ipotesi che la penetrazione dei pali nel terreno sia elastica e che gli stessi pali si comportino elasticamente, ossia nel presupposto necessario, che vi sia proporzionalità fra forza e cedimento della loro testa.

Come già visto al n. 14.6.1.6 si può tenere conto dell'influenza della diffusione del carico per attrito laterale e di quello trasmesso alla punta adottando una lunghezza fittizia espressa dalla formula (14.133) ossia:

$$L^* = \xi L + \frac{E_b A}{P} W_b \qquad (14.157)$$

dove ξ varia da 0,8 a 0,4 a seconda della percentuale di carico diffusa lateralmente, L E, A, rappresentano rispettivamente la lunghezza effettiva del palo il modulo di elasticità longitudinale del suo materiale e l'area della sezione trasversale, mentre w_{base} è l'affondamento nel terreno della punta del palo, da valutare come prima descritto (14.5.1.3), ovvero in base alla conoscenza delle caratteristiche di compressibilità del terreno. Il graticcio dei pali viene allora ridotto ad un sistema di tante aste di lunghezza L^*, quanti sono i pali, a comportamento elastico, semplificando il problema con l'ipotesi di collegamenti a cerniera della estremità superiore al dado di fondazione e di quella inferiore al terreno.

14.6.2.5.2.2 Metodo dell'ellisse di elasticità. — Con il metodo della ellisse di elasticità dovuta ad Ostenfeld-Nokkentved si determina anzitutto il centro elastico della fondazione. Esso è, per note proprietà, il luogo di intersezione delle forze che producono solo traslazione del dado di fondazione. Basta quindi individuare le linee di azione di due forze: quelle che producono traslazione verticale ed orizzontale; ognuna di queste è la risultante degli sforzi relativi dei pali.

Qualsiasi forza passante per il centro elastico provoca una semplice tra-

slazione del dado di fondazione, mentre un momento una semplice rotazione intorno al centro stesso. Ne risulta che il centro elastico è centro di rotazione quando la fondazione è soggetta solo ad una coppia.

È evidente che la posizione di questo centro elastico dipende, oltrechè dalle caratteristiche dei pali, anche dalla loro distribuzione. Con due soli gruppi, diversamente inclinati, si è già visto che il centro elastico coincide con il punto di intersezione degli assi dei due gruppi; se i gruppi di pali sono tre, la posizione del centro elastico dipende dalla posizione dei centri elastici dei gruppi, presi a due, e dal numero di pali di cui è composto ogni gruppo.

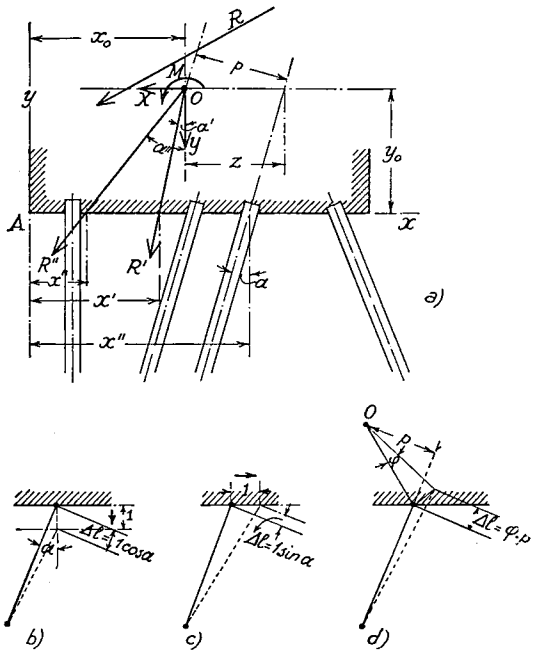


Fig. 14.98 – Determinazione del carico nei pali considerando il loro comportamento elastico (assiale).

Trasferendo la risultante dei carichi applicati R al centro elastico O (mediante un momento M), e quindi scomponendola nelle sue componenti orizzontale e verticale X ed Y (fig. 14.98), la forza P in un palo inclinato dell'angolo α rispetto alla verticale può porsi nella forma:

$$P = \frac{1}{\cos\alpha}\,(X\,v_x + Y\,v_y + M\,v_m) \qquad (14.158)$$

dove v_x, v_y v_m rappresentano le componenti assiali dello sforzo nel palo dovute, rispettivamente, ad una forza orizzontale e ad una verticale unitarie, applicate al centro elastico, e ad un momento pure di grandezza unitaria. Si conviene di assumere α positivo quando il palo è inclinato, con punta spostata verso sinistra fig. 14.98 *b*, *c* e *d*).

Il problema della determinazione dello sforzo assiale nel palo consiste pertanto nella valutazione dei tre coefficienti che compaiono nella (14.159).

Per far ciò si inseriscono le caratteristiche elastiche del palo, mediante la relazione fra carico P e deformazione y.

$$P = \frac{A\,E}{L^*}\,y\,, \tag{14.159}$$

dove A, L, E sono l'area, la lunghezza fittizia del palo e il modulo di elasticità del materiale, mentre y è la deformazione assiale che, per uno spostamento verticale unitario del dado di fondazione, vale:

$$y = 1 \cos \alpha \qquad a)$$

per uno spostamento unitario orizzontale:

$$y = 1 \operatorname{sen} \alpha \qquad b)$$

e per una rotazione unitaria:

$$y = p \qquad c)$$

dove p è la distanza del palo dal centro elastico.

Introducendo la resistenza specifica (14.132):

$$k_p = \frac{A\,E}{L^*}$$

gli sforzi assiali nei tre casi si ottengono sostituendo le $a)$ $b)$ $c)$ nella (14.158):

$$P_y = k_p \cos \alpha \;;\quad P_x = k_p \operatorname{sen} \alpha \;;\qquad P_m = k_p\, p \qquad d)$$

Le componenti verticali dei detti sforzi sono rispettivamente:

$$\begin{aligned} P_{vy} &= P_y \cos \alpha = k_p \cos^2 \alpha \\ P_{vx} &= P_x \cos \alpha = P_{vy} \operatorname{tg} \alpha \\ P_{vm} &= P_m \cos \alpha = P_{vy} \frac{p}{\cos \alpha} = P_{vy}\, z \end{aligned} \qquad e)$$

Essendosi indicata con R' la risultante degli sforzi nei pali prodotti da una semplice traslazione della fondazione in direzione verticale, dovrà aversi, proiettando le forze sulla verticale:

$$\Sigma\, P_y \cos \alpha = \Sigma\, P_{vy} = R' \cos \alpha' \qquad f)$$

dove α' è l'angolo fra la risultante R' e la verticale.

Per un solo palo potrà scriversi:

$$P_y \cos \alpha = R' \cos \alpha' \frac{P_{vy}}{\Sigma\, P_{vy}} \qquad g'')$$

Analogamente, per una traslazione orizzontale unitaria:

$$P_x \cos \alpha = R'' \cos \alpha'' \frac{P_{vy} \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma\, P_{vy} \operatorname{tg} \alpha} \qquad g^o)$$

e per una rotazione di angolo $\varphi = M/J$, dove $J = \Sigma\, P\, v_y\, z^2$:

$$P_m \cos\alpha = P_{vy} \frac{M}{J} z \qquad g''')$$

essendo:

$$z = x - x_0 + y_0 \operatorname{tg}\alpha$$

Sommando le g), ed esprimendo R' e R'' in funzione delle componenti della forza esterna X e Y, si perviene in definitiva alla formula:

$$P\cos\alpha = P_{vy}\left(Y \frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\Sigma\, P_{vy}\,(\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha')} + \right.$$

$$\left. + X \frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'}{\Sigma\, P_{vy}\,(\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha')\operatorname{tg}\alpha} + \frac{M}{J} z \right) \qquad (14.160)$$

la quale contiene, in forma calcolabile, i coefficienti v_x, v_y e v_m della (14.158).

In essa i coefficienti di direzione della R sono:

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{\Sigma\, P_{vy} \operatorname{tg}\alpha}{\Sigma\, P_{vy}} \; ; \quad \operatorname{tg}\alpha'' = \frac{\Sigma\, P_{vy} \operatorname{tg}^2\alpha}{\Sigma\, P_{vy} \operatorname{tg}\alpha} \qquad (14.161)$$

Le coordinate del centro elastico, riferite ad assi x ed y coincidenti, come indicato in figura, con gli spigoli della fondazione, sono:

$$y_0 = \frac{x' - x''}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} \; ; \quad x_0 = x'' = y_0 \operatorname{tg}\alpha'' \qquad (14.162)$$

dove:

$$x' = \frac{\Sigma\, P_{vx}}{\Sigma\, P_v} \; ; \quad x'' = \frac{\Sigma\, P_{vx} \operatorname{tg}\alpha'}{\Sigma\, P_v \operatorname{tg}\alpha''} \qquad (14.163)$$

Nel caso frequente che si abbiano due soli gruppi di pali, uno di n_v pali verticali e l'altro n_i pali, ugualmente inclinati dell'angolo α, viene, supposto k_p costante:

$$x_0 = \frac{\Sigma\, x_v}{n_c} \; ; \qquad y_0 = \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}\left(\frac{\Sigma\, x_v}{n_v} - \frac{\Sigma\, x_i}{n_i} \right) \qquad (14.164)$$

$$I = \Sigma\, z^2 - \cos^2\alpha\, \Sigma\, z_i^2$$

$$P_v = \frac{Y}{n_v} - \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} \frac{X}{n_v} + \frac{M\, z_v}{J} \qquad (14.165)$$

$$P_i = \frac{1}{\operatorname{sen}\alpha} \frac{X}{n_i} + \frac{M\, z_i}{J} \cos\alpha$$

Si sono considerati pali cernierati alle estremità. Nel caso che essi siano incastrati alla punta o in sommità, ovvero ad ambedue gli estremi, gli incastri hanno l'effetto

di vincolare maggiormente il palo, il quale pertanto offre una maggiore resistenza agli spostamenti del dado di fondazione.

Così, se ambedue gli estremi sono incastrati, allora, per effetto degli spostamenti, si desta alla testa del palo una forza orizzontale ed un momento addizionale, ossia una forza normale al palo, applicata a metà della sua lunghezza (prescindendo dalla pressione laterale della terra-punto di flesso nella deformazione).

Analogamente, nel caso di incastro ad un solo estremo, si perviene ad una forza orizzontale applicata nella cerniera normalmente al palo.

Si può allora conservare il procedimento sopra indicato per i pali cernierati alle estremità, usando l'artificio di considerare, per ogni palo, un ulteriore palo fittizio, normale ad esso, applicato a metà altezza, nel caso di incastro ad ambedue gli estremi, ed alla testa, nel caso di incastro al piede e cerniera in sommità. Le caratteristiche elastiche di questi pali fittizi si ottengono dalle frecce dei pali, considerati come travi inflesse.

Comunque per le applicazioni è in generale sufficiente seguire il procedimento indicato per i pali cernierati alle estremità, anche quando tale condizione non è verificata, in quanto le deformazioni per flessione e sforzo tagliante nei pali non influenzano apprezzabilmente i risultati.

14.A.9 Dimensionamento della palificata della spalla di un ponte.

Come applicazione del procedimento di calcolo indicato per le palificate con pali inclinati, si consideri la fondazione di una spalla di un ponte la cui sezione longitudinale è segnata in fig. 14.A.5.

Essa è costituita da un blocco in conglomerato al quale l'arco trasmette, in una determinata condizione di sovraccarico, una spinta S che, composta con il peso proprio del blocco P, dà luogo, per una profondità della spalla di 1,50 m, pari all'interasse dei pali in tale direzione, ad una risultante R la quale ha le componenti verticale ed orizzontale:

$$Y = 440 \text{ t} \; ; \qquad X = 556 \text{ t}$$

La palificata è costituita da tre gruppi diversamente inclinati. Il gruppo A ha 10 file di pali, inclinati sulla verticale di 30°, il gruppo B, 2 file di pali verticali e il gruppo C: 5 file di pali inclinati di $-30°$. Il numero dei pali, in prima approssimazione, è stato determinato con il procedimento di Culmann, indicato al n. 14.6.2.3.2, assumendo per i pali del gruppo A, che risultano compressi, un carico $0{,}90 \times 90 = \sim 80$ t e per quelli tesi, del gruppo C, una trazione di $0{,}75 \times 55 = \sim 40$ t, essendovi previsti i valori massimi ammissibili rispettivamente 90 e 55 t.

Per il calcolo i pali vengono supposti cernierati alle estremità; tutti i pali hanno lunghezza uguale e si trascura la penetrazione alla punta.

I pali sono cilindrici con diametro medio di 40 cm. Quelli compressi, posto $E_c = 200\,000$ kg/cm² (e quindi $n = 10$) tenuto conto dell'armatura, hanno una area omogeneizzata $A_i = 1356$ cm² e quelli tesi, posto $E_c = 40\,000$ kg/cm² (e quindi $n = 50$), hanno un'area omogeneizzata $A_i = 3756$ cm².

Il calcolo della effettiva sollecitazione in ogni palo, mediante la (14.160), è riportato nella tabella 14 A.

Nella e), scritta nella forma:

$$P_{vy} = \frac{A\,E}{L^*} \cos^3 \alpha,$$

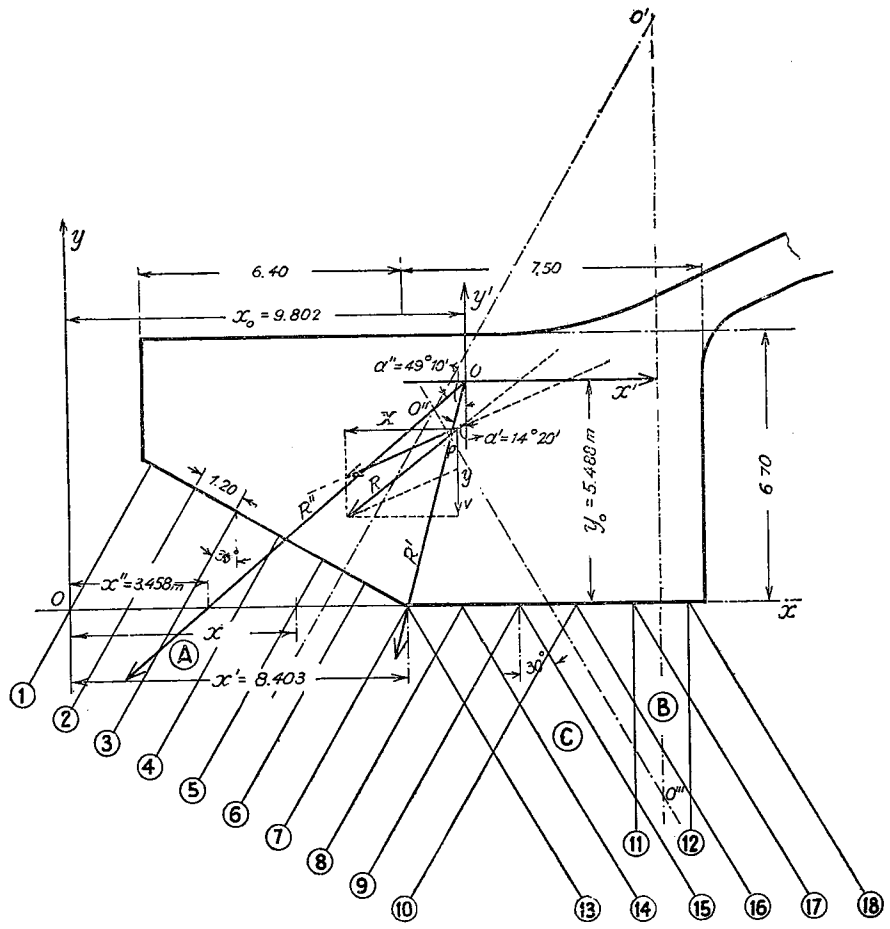


Fig. 14.A.5 – Esempio di calcolo di una palificata con tre gruppi di pali diversamente inclinati.

possiamo porre per i pali del gruppo (A): $\dfrac{A\,E}{L^*}$ = costante = 1 e quindi:

$$P_{vy} = 0{,}649$$

e per quelli tesi, che hanno sezione A e modulo E diverso, dovrà porsi:

$$P_{vy} = \frac{40\,000 \times 3756}{200\,000 \times 1356} \cos^3 \alpha = 0{,}554 \cos^3 \alpha = 0{,}360$$

mentre per quelli dal gruppo B, supposti anche essi tesi:

$$P_{vy} = 0{,}544 \times 1 = 0{,}554$$

TABELLA 14 A. (Filippi)

Pali	α	P_{vy}	P_{vy} tg α	P_{vy} tg^2 α	x	$x\,P_{vy}$ tg α	$P_{vy}\,x$	z	z^2	$P_{vy}\,z^2$	P (tot.)
1	30°	0,649	0,374	0,216	0,000			−6,635	44,023		64,88
2	»	»	»	»	1,385			−5,250	27,563		68,40
3	»	»	»	»	2,770			−3,865	14,938		71,92
4	»	»	»	»	4,155			−2,480	6,150		75,45
5	»	»	»	»	5,540			−1,095	1,199		78,97
6	»	»	»	»	6,925			0,290	0,084		82,49
7	»	»	»	»	8,310			1,675	2,806		86,01
8	»	»	»	»	9,695			3,060	9,364		89,53
9	»	»	»	»	11,080			4.445	19,758		93,06
10	»	»	»	»	12,465			5,830	33,989		96,58
11	0°	0,554	—	—	13,850			4,048	16,386		3,98
12	»	»	—	—	15,235			5,433	29,517		6,57
13	−30°	0,360	−0,208	0,120	8,310			−4,659	21,706		−57,37
14	»	»	»	»	9,695			−3,274	10,719		−55,42
15	»	»	»	»	11,080			−1,889	3,568		−53,46
16	»	»	»	»	12,465			−0,004	0,204		−51,51
17	»	»	»	»	13,850			0,881	0,776		−49,56
18	»	»	»	»	15,235			2,266	5,135		−47,61
		9,758	2,492	2,880		8,618	81,991			144,365	

$\Sigma\,P_{vy}\,x\,\text{tg}\,\alpha = P_{vy}\,\text{tg}\,\alpha\,\Sigma\,x$ = 23,310 + 0,00 − 14,692

$\Sigma\,P_{vy}\,x = P_{vy}\,\Sigma\,x$ = 40,499 − 16,113 = 25,429

$\Sigma\,P_{vy}\,z^2 = P_{vy}\,\Sigma\,z^2$ = 103,758 − 2,430 = 15,177

I valori di P_{vy} sono riportati nella prima colonna; nella seconda e nella terza sono riportati i valori P_{vy} tg α e P_{vy} tg^2 α, nella quarta le distanze orizzontali x dei pali dall'origine O delle coordinate e, nelle successive, i valori $x\,P_{vy}$ tg α e $x\,P_{vy}$.

Dalla somma per colonne si ottengono i valori che introdotti nella (14.161) dànno:

$$\text{tg}\,\alpha' = \frac{2{,}492}{9{,}758} = 0{,}255\ ; \qquad \text{tg}\,\alpha'' = \frac{2{,}880}{2{,}492} = 1{,}156\ ,$$

per cui essendo per la (14.163):

$$x' = \frac{81{,}991}{9{,}758} = 8{,}403\ \text{m}\ ; \qquad x'' = \frac{8{,}618}{2{,}492} = 3{,}458\ \text{m}\ ,$$

si ottengono, per le (14.162) le coordinate del centro elastico:

$$y_0 = \frac{8{,}403 - 3{,}458}{1{,}156 - 0{,}255} = 5{,}488\ \text{m}$$

$$x_0 = 3{,}458 + 5{,}488 \times 1{,}156 = 9{,}802\ \text{m}$$

Determinate le precedenti caratteristiche, risulta nella colonna 7 di tabella 14.A:

$$z = x - 9{,}802 + 5{,}488\ \text{tg}\,\alpha$$

e nelle successive z^2 e $P_{vy}\,z^2$, dopo di che si hanno tutti gli elementi per applicare la (14.160):

$$P\cos\alpha = P_{vy}\left[440\,\frac{1{,}156 - \text{tg}\,\alpha}{9{,}758\,(1{,}156 - 0{,}255)} + 556\,\frac{\text{tg}\,\alpha - 0{,}255}{2{,}492\,(1{,}156 - 0{,}255)} - \frac{490}{144{,}365}\,z\right] =$$

$$= P_{vy}\,[49{,}440\,(1{,}156 - \text{tg}\,\alpha) + 249{,}856\,(\text{tg}\,\alpha - 0{,}255) - 3{,}394\,z]$$

e quindi per i pali del gruppo A:

$$P = (81{,}7 - 2{,}54\,z)\ \text{t}$$

per quelli del gruppo B:

$$P = (-3{,}633 - 1{,}880\,z)\ \text{t}$$

e per quelli del gruppo C:

$$P = (-50{,}7 - 1{,}41\,z)\ \text{t}$$

Osservando l'ultima colonna della tabella nella quale sono riportati i carichi assiali nei pali, si nota che i pali del gruppo A sono tutti compressi ed il massimo valore della compressione è di 96,58 t per il palo 10 (valore questo leggermente superiore di quello ammissibile assunto in 90 t); quelli del gruppo B sono compressi, contrariamente all'ipotesi di partenza, e quelli del gruppo C sono tesi, con valore massimo di 57,37 t per il palo 13, anzichè di 55 t come previsto.

14.6.2.6 *Considerazioni sulla posizione del centro elastico della palificata.* — Le considerazioni svolte ai precedenti paragrafi mostrano la convenienza di disporre i pali in modo che il centro venga a cadere il più possibile vicino

alla risultante dei carichi applicati e, nel caso che debbano prevedersi delle variazioni della direzione e della grandezza della risultante delle forze esterne, che questa condizione sia verificata per la posizione media del carico o per il carico permanente, che è determinante per l'assestamento delle fondazioni. In tal modo si evitano rotazioni permanenti della fondazione per i carichi della sovrastruttura.

Quando si abbiano due soli gruppi di pali diversamente inclinati, il centro è determinato immediatamente dalla intersezione dei loro assi, se si suppongono i pali tutti ugualmente resistenti, come può ammettersi la maggior parte delle volte. In caso contrario dovrà tenersi conto della resistenza specifica k_p di ogni palo, nella determinazione degli assi di ogni gruppo. Con più di due gruppi la posizione del centro andrebbe determinata col procedimento al quale si è fatto cenno, ma poichè molte volte, per la pratica, è sufficiente fare in modo che il momento della risultante dei carichi applicati sia piccolo, si può determinare, con lecita approssimazione, la posizione del centro come indicato qui di seguito.

Se i gruppi sono tre, e questo è il caso più frequente, ed essi hanno tutti lo stesso numero di pali, il centro coincide col baricentro del triangolo individuato dai tre centri, relativi ai gruppi dei pali, considerati a due a due.

Qualora invece il numero dei pali sia diverso da gruppo a gruppo, come indicato nella fig. 14.99, il centro O cade ancora dentro il triangolo O', O'', O''', pur scostandosi dal baricentro. La sua posizione può determinarsi, approssimativamente, tenendo presente che esso si allontana dai gruppi di pali di minor resistenza (perchè più cedevoli). Così, ad esempio, nella figura, se il gruppo I (verticale) è più debole degli altri, il centro si allontana da esso, e pertanto la sua proiezione sulla diagonale, che taglia il gruppo I, cade a destra del baricentro. Analogamente si può operare sulle altre diagonali, spostando il centro nel senso indicato dalle frecce, se il gruppo è più debole, e in senso contrario, se è più forte. Il peso dei vertici è dato dal numero dei pali che concorrono in esso.

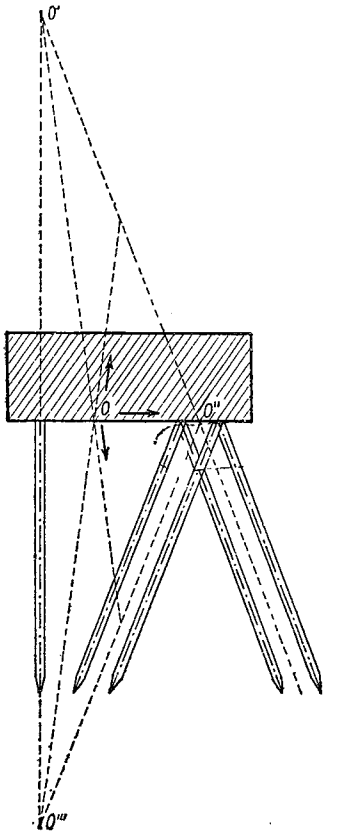


Fig. 14.99 – Determinazione approssimata del centro di una palificata con tre gruppi di pali diversamente inclinati.

Il criterio esposto può essere accettato nella maggioranza dei casi; qualora però si desideri una più esatta conoscenza della posizione del centro della palificata, questo può essere individuato, come detto al n. 14.6.2.4. Un proce-

dimento grafico semplifica la ricerca. Se α_i è l'inclinazione alla verticale di un palo generico, basta costruire i due poligoni funicolari di vettori paralleli ai pali, proporzionali rispettivamente a cos α_i (sforzi per spostamento unitario verticale) e sen α_i (sforzi per spostamento unitario orizzontale). Si ottengono così gli allineamenti delle due risultanti di questi vettori, che si incontrano nel centro della palificata. Per i pali verticali mancano naturalmente i vettori sin α_i. Una applicazione è indicata nella fig. 14.100.

14.6.2.7 *Ricerca diretta della distribuzione dei pali.* — Questo procedimento, indicato da Verdeyen, consiste nel ricercare una disposizione dei pali tale che la risultante delle forze esterne passi per il centro elastico della fondazione, cosicchè non si verificano rotazioni della fondazione all'applicazione delle forze e, quindi, tutti i pali ugualmente inclinati portano lo stesso carico. Quando si abbiano più condizioni di sovraccarico si cercherà che il centro sia prossimo ai punti di incontro delle relative risultanti, ovvero che la condizione sia unificata per il carico permanente.

Si opera con il seguente ordine:

a) Si sceglie a intuito uno schema di distribuzione dei pali avente tre inclinazioni diverse, che soddisfi la condizione media di carico.

b) Si determina graficamente (fig. 14.100) la posizione del centro del sistema dei pali (punto *O*) per lo schema scelto, costruendo i due poligoni funicolari di vettori paralleli ai pali e proporzionali rispettivamente a cos α_i e sen α_i, come detto al paragrafo 14.6.2.5.

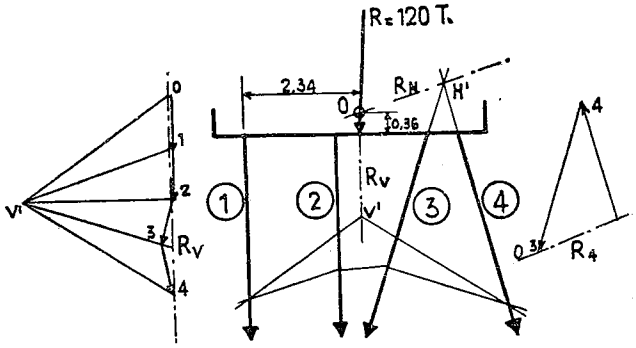


Fig. 14.100 – Ricerca grafica della posizione ottima dei pali con il metodo Verdeyen.

c) Si sposta, nel disegno, orizzontalmente la fondazione, rispetto alla risultante R e quindi rispetto alla struttura, tenuta fissa, in modo che il centro O vada a cadere sulla linea di azione della risultante R, come indicato in figura. Se non si può ottenere questa condizione, con uno spostamento possibile della fondazione, ciò vuol dire che lo schema di pali assunto non è idoneo al caso specifico ed occorre ripetere l'operazione, per tentativi, con nuove disposizioni dei pali, opportunamente modificate, fino ad ottenere il risultato voluto.

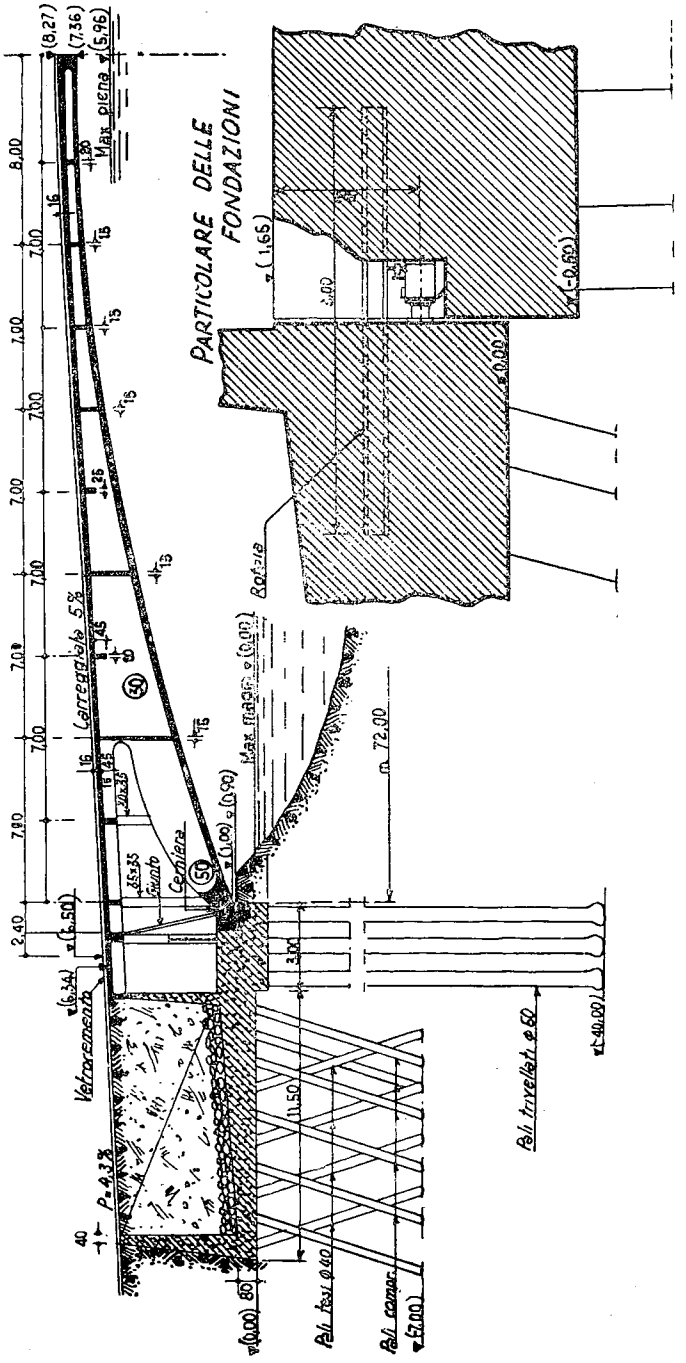


Fig. 14.101 – Fondazione della spalla di un ponte ad arco. Il carico è affidato a pali verticali profondi e la spinta ad un masso ancorato a pali inclinati superficiali previo forzamento mediante martinetto, come indicato nel particolare a destra della figura (Cestelli Guidi).

Ciò fatto si trovano le tensioni nei pali col metodo di Culmann. Per rendersi conto del vantaggio di avere il centro elastico della palificata sulla risultante dei carichi, basta osservare i risultati che si ottengono nell'esempio della figura con fondazione spostata fino a far passare la R per O. Le forze assiali nei pali sono: $P_1 = 30$ t; $P_2 = 30$ t; $P_3 = 48{,}4$ t; $P_4 = 13{,}6$ t.

14.7 Sistemi particolari di fondazioni profonde con presollecitazione della fondazione.

Con fondazioni che debbono accogliere forti spinte, affidate in parte alla resistenza passiva del terreno, conviene adottare particolari accorgimenti in modo da scontare gli assestamenti iniziali, sempre notevoli.

La fig. 14.101 mostra il progetto di un ponte molto ribassato. Poichè il sottosuolo è costituito da uno strato superficiale sabbioso compatto sotto il quale si rinviene un potente banco di argilla plastica, si studiò un particolare sistema di fondazione su pali basato sul criterio di riportare i carichi a 40 metri di profondità su un banco di sabbia silicea e di affidare la spinta allo strato superficiale.

Ritenendosi che pali spinti a 40 metri di profondità non possano essere altro che verticali, e quindi atti a sopportare solo forze verticali, ogni spalla è stata scissa in due parti: una anteriore, direttamente sottostante alle imposte dell'arco, consistente in un dado di conglomerato appoggiato sui pali verticali ed una retrostante, alla quale era affidata la spinta, fondata su un graticcio di pali inclinati corti.

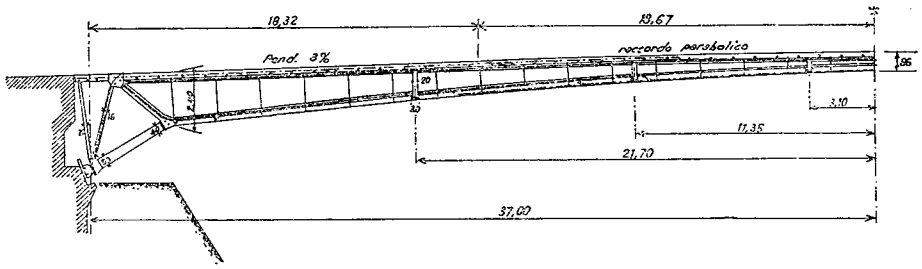


Fig. 14.102 – Ponte di Esbly in conglomerato precompresso con forzamento iniziale della spalla contro il terreno (Freyssinet).

La parte retrostante della spalla restava sottoposta oltrechè alla spinta, al suo peso proprio che, a meno di piccole differenze, per la diversità di peso specifico del conglomerato e del terreno, aveva lo stesso valore del peso del preesistente terrapieno che giungeva fino al piano stradale. Pertanto questa spalla non doveva produrre in definitiva alcun incremento di carico sui sottostanti strati cedevoli, intervenendo, come fatto nuovo, solo una spinta, che era affidata al graticcio di pali.

Si era previsto di lasciare, in fase esecutiva, un giunto tra le due parti di fondazione, rispettivamente su pali verticali e su pali inclinati, e di disporre in esso dei martinetti, ad asse orizzontale e al disotto del piano delle cerniere dell'arco, in modo da produrre un momento che trasferisse la reazione verticale del ponte al centro della palificata di pali lunghi.

Mettendo in pressione i martinetti delle due spalle, all'atto del disarmo dell'arcata, si ponevano in tensione le spalle senza che l'arco risentisse dei movimenti di assestamento di queste. Ciò fatto i giunti venivano saldati annegandovi degli spezzoni di rotaie.

Questo criterio di scindere la struttura portante in una resistente ai carichi verticali ed in altra resistente alle spinte orizzontali, è stato seguito nel ponte di Esbly (fig. 14.102), costruito in conglomerato precompresso con spalle fortemente spingenti. In questo caso, come si vede nella fig. 14.103, i pali resistenti

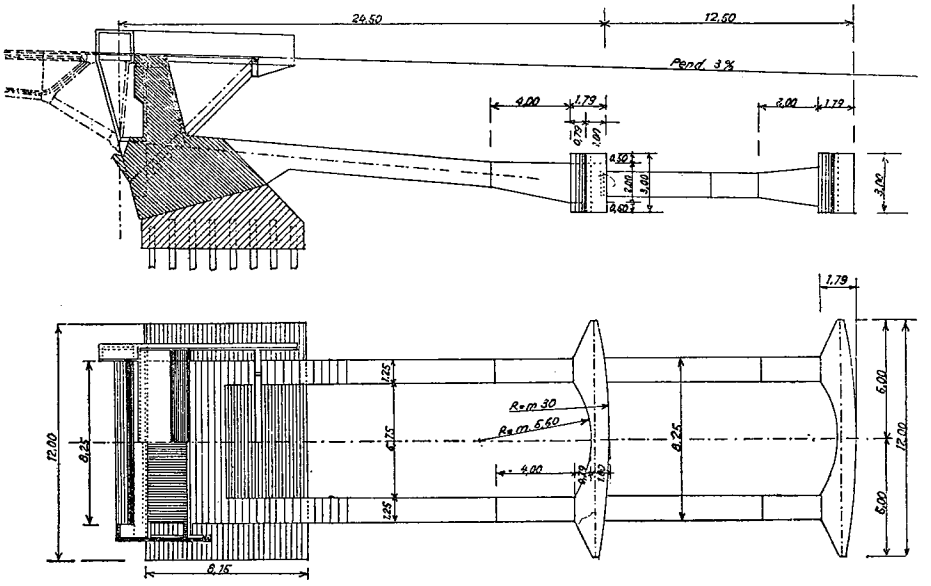


Fig. 14.103 – Particolare della spalla del ponte della figura precedente con piastre di scarico della spinta sul terreno.

ai carichi vennero disposti ancora verticali e la spinta venne affidata a due piastre poste a conveniente distanza dalle spalle. Anche qui mediante martinetti, vennero messe in tensione le piastre, prima del disarmo del ponte, in modo da annullare gli effetti dei cedimenti del terreno.

BIBLIOGRAFIA

Oltre alla bibliografia già citata per il Cap. 13:

CHELLIS R. D., « *Pile foundations* », McGraw-Hill, 1961.

BUREAU OF RECLAMATION, « *Earth Manual* » The Bureau, Denver 1963.

CAMBEFORT P. H., « *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux* », Eyrolles 1965.

WHITAKER T., « *The design of piled foundations* », Pergamon 1970.

SANSONI R., « *Pali e fondazioni su pali* », Hoepli.

State of theory « *Design on installation of pile foundation and cellular structures* », Lehigh University Betlehem, Penn., 1970.

VIGGIANI C., « *Significato e limiti per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione* » 1° e 6° ciclo di conferenze presso il Politecnico di Torino, 1975.

Si richiamano in particolare gli studi sperimentali di VÈSIC, WHITAKER, REESE e le istruzioni francesi DTU 13-2.

CAPITOLO 15

SCAVI - PENDII ARTIFICIALI E NATURALI

15.1 Stabilità degli scavi.

15.1.1 Aspetti naturali.

La negligenza « tipica », che di solito compromette la stabilità degli scavi, specialmente di quelli poco profondi (3÷4 m), è l'assoluta mancanza di una preventiva indagine geotecnica. Troppo spesso si affronta il terreno con moderne tecniche di scavo, che operano sbancamenti di migliaia di metri cubi in breve tempo, con grande fiducia nei mezzi ma senza riflettere che, proprio la velocità della esecuzione, può influire sul collasso delle masse incise.

Frequentemente poi ci si preoccupa dell'acqua solo quando questa sia visibile nello scavo, dimenticando che non è la portata dell'acqua filtrante che compromette la stabilità del terreno, bensì la distribuzione delle pressioni interstiziali causate, in particolare, dalla filtrazione. In terreni coerenti, infatti, non si riscontrano venute d'acqua ma le pressioni interstiziali generano forti deformazioni nell'intorno dello scavo (v. 15.1.3), a volte premonitrici del collasso.

Ne consegue che lo studio delle condizioni idrogeologiche (artesianità, circolazioni preferenziali, moti naturali della falda idrica...) tramite sondaggi, prove di pompaggio in sito (v. 4.2.8) e soprattutto misure piezometriche (v. 4.3.4), è di fondamentale importanza per definire le modalità di scavo, con attenzione alla situazione specifica.

La fig. 15.1 mostra uno scavo, in una tipica conformazione idrogeologica, con abbattimento della falda idrica eseguita con criteri diversi.

Sondaggi limitati alla zona sovrastante uno strato argilloso, per rilevare solo la falda freatica, facendo assegnamento sull'impermeabilizzazione dell'argilla, non sono sufficienti. In realtà l'esiguità dello spessore dello strato impermeabile, in presenza di una sottostante falda artesiana (posizione 1 di fig. 15.1 *a*, specialmente se risaliente sopra il piano campagna (posizione 2 di fig. 15.1 *a*), può determinare l'instabilità dello scavo (v. 15.1.2). Il rilevamento del piezometro 1 è insufficiente e solo il piezometro 2 può fornire le notizie necessarie alla verifica di stabilità. Di conseguenza l'emungimento nello strato superiore

(fig. 15.1 *b*), sarebbe inefficiente, nel caso di falda artesiana, ed è necessario ricorrere ad emungimento al disotto dello strato di argilla.

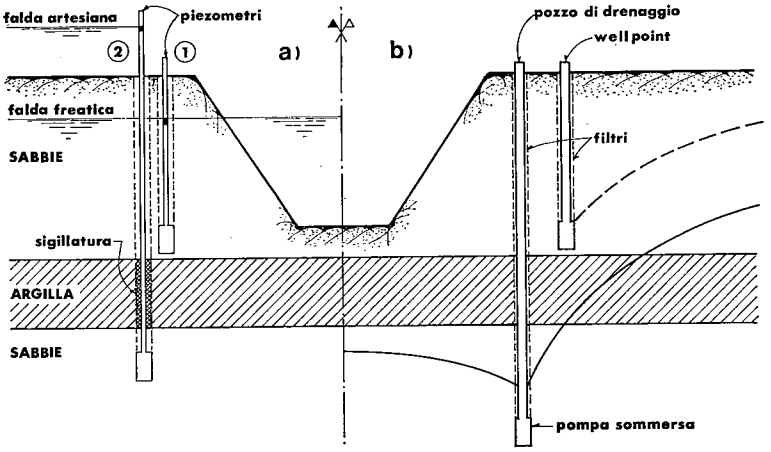


Fig. 15.1 – Scavo in sabbie, passibile di collasso per sifonamento: *a*, disposizione dei piezometri per il rilevamento della falda; *b*, abbattimento della falda tramite pozzi al disotto delle argille anzichè well point al disopra.

La fig. 15.2 *a* mostra lo scavo in una stratigrafia, che potrebbe dirsi complementare della precedente, per la quale i pericoli di collasso per effetto dei moti di filtrazione, sono simili a quelli della fig. 15.1. In ogni caso, se il terreno non è stratificato (fig. 15.2 *b*), la distribuzione delle pressioni interstiziali non dipende dalla permeabilità degli strati. Per forti gradienti, in terreno tutto coerente, i fenomeni di collasso sono solo differiti nel tempo, rispetto al caso di terreno tutto incoerente.

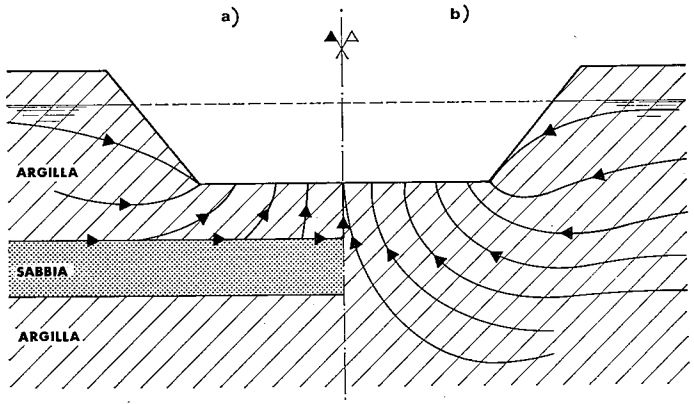


Fig. 15.2 – Scavo in argille, passibile di collasso per sifonamento: *a*, accentuazione del flusso verso il fondo per la presenza dello strato di sabbia; *b*, flusso in assenza dello strato di sabbia.

In generale, oltre una certa profondità, le pressioni interstiziali non risentono dei moti di filtrazione causati dallo scavo: per tali ragioni gli scavi, in terreni coerenti, sono considerati meno delicati di quelli in terreni incoerenti in acqua, il che è vero se le opere di scavo e di sostegno vengono effettuate rapidamente ed, in specie, se il terreno è interessato da frange capillari, anzichè dalla falda idrica.

Comunque è evidente la necessità di indagini per qualsiasi scavo e tanto più per quelli profondi (fondazioni sotto piani interrati, gallerie, in particolare se eseguite a cielo aperto, bacini portuali, imposte di dighe ecc.).

Solo indagini preventive, approfondite almeno di 1,5÷2,5 volte quella dello scavo, ed un attento studio geotecnico, possono evitare onerosi danni ed anche infortuni durante i lavori.

Le indagini debbono comprendere l'esame della stabilità d'insieme, in particolare del fondo scavo e della parete per la progettazione delle opere provvisionali, sia di drenaggio che di sostegno, e fornire le prescrizioni sulle modalità ed i tempi di costruzione.

Infine lo studio dell'interferenza con eventuali opere vicine completa l'indagine necessaria ad assicurare il buon esito di uno scavo.

Una coscienziosa ricerca della sicurezza è però sempre ardua e delicata in quanto dominata da esigenze di economia. Si pensi ad es. a lunghi tracciati di scavo per acquedotti o fognature in zone urbane, per i quali le opere provvisionali possono essere più costose dei manufatti.

D'altra parte vi sono situazioni stratigrafiche che presentano notevoli differenze sia di costo di esecuzione che di sicurezza fra una soluzione e l'altra, come ad es. in presenza di pendii con strati di argilla a « franappoggio », particolarmente favorevoli a movimenti franosi.

Va detto, infine, che spesso ci si trova dinanzi a difficili problemi di scavo a causa di mancanza di pianificazione urbanistica dal punto di vista geotecnico.

15.1.2 Stabilità delle pareti e del fondo degli scavi.

15.1.2.1 *Le tensioni efficaci indotte.* — Nello studio degli scavi occorre valutare tutti i fattori che ne influenzano il loro esito, secondo lo schema seguito nel I volume e qui richiamato.

L'analisi delle tensioni totali e delle pressioni interstiziali indotte, che provocano la deformazione delle pareti e del fondo dello scavo va affrontata unitariamente, in un esame della stabilità, in funzione del ruolo delle pressioni interstiziali. Di conseguenza non va trascurato l'esame delle decompressioni dello stato tensionale totale (v. 6.4) e soprattutto delle deformazioni, come sarà precisato nel paragrafo successivo.

Ad esempio, l'effetto della riduzione delle tensioni locali per l'asportazione di terreno è un aspetto caratteristico delle scarpate artificiali, aspetto che invece, è assente nei pendii naturali in frane (v. 15.3) in cui tale asportazione manca o avviene in tempi geologici.

Per le verifiche di stabilità delle scarpate si rinvia al n. 15.2 soffermandoci qui solo sulla verifica di quelle verticali.

15.1.2.2 *Scavi in condizioni non drenate.* — Le verifiche di stabilità in condizioni non drenate, prescindendo dal tempo, e quindi dal lento fenomeno di rigonfiamento, come già accennato, inducono a giudicare differentemente le scarpate verticali in terreni coerenti da quelle in terreni incoerenti, per la maggior fiducia che riscuote l'argilla.

È vero, come indicato in (9.2.3.3), che possono aversi scarpate verticali « provvisorie » per la presenza della coesione ma solo di altezza inferiore al valore critico:

$$h_{crit} = \frac{2\ c_u}{\gamma} \tag{15.1}$$

che viene, appunto, dalla condizione di equilibrio $\sigma_{ha} = \gamma\ h_{crit} - 2\ c_u = 0$.

L'altezza critica si raddoppia se lo scavo è armato, come risulta dalla teoria di Rankine (v. eq. 9.37), ossia:

$$\overline{h}_{crit} = \frac{4\ c_u}{\gamma} \tag{15.2}$$

poichè essendo nulla l'area del diagramma di spinta, è anche nulla la risultante delle pressioni.

Teorie che considerano superfici di scorrimento curve (ad es. Fellenius) conducono a valori di $\overline{h}_{crit}$ leggermente inferiori.

Se poi si tiene conto della fessurazione (v. eq. 9.37) e della possibilità che le fessure si riempiano d'acqua, la (15.2) si dimezza, ossia riprende il valore per scavi non armati (15.1) cosicchè alcuni autori definiscono la (15.1) altezza critica ridotta di scavi armati.

L'altezza critica dipende, quindi, dalla coesione non drenata c_u, parametro che risulta molto influenzato da varie grandezze (v. 3.6.5: disturbo, fessurazione ecc.).

La scelta del coefficiente di sicurezza η, per ricavare il valore dell'altezza ammissibile della fronte di scavo:

$$h_{amm} = \frac{h_{crit}}{\eta} \tag{15.3}$$

va fatta di volta in volta, tenendo conto anche della durata dei lavori di scavo. Tanto maggiore è il tempo in cui resta aperto lo scavo, tanto minore è la fiducia nella conservazione di c_u. Anche in questo caso, quindi, la scelta del valore di η va effettuato con i criteri esposti al cap. 12.

La tabella 15.1 riporta alcuni valori, dedotti dall'esperienza, orientativi dell'altezza critica, in funzione del grado di consistenza, valori generalmente inferiori a quelli ricavabili dalla (15.1).

TABELLA 15.1 – **Altezze critiche di fronti di scavo non armato in terreni coerenti.**

Consistenza	Molto soffice	Soffice	Media	Elevata
c_u (t/m²)	2	2÷4	4÷8	> 10
h_{crit} (m)	1,5	1,5÷5	3÷5	~ 8 scende anche a 3 in presenza di fessure.

La apparizione della fessurazione, che può riscontrarsi qualche ora, od anche qualche giorno dopo eseguito lo scavo riduce notevolmente i valori indicati.

La tab. 15.2 contiene una casistica di scavi eseguiti nelle argille di Londra, per la maggior parte sovraconsolidate fessurate, che può essere indicativa per la valutazione di h_{amm}. La degradazione della stabilità nel tempo è sempre constatata.

Similmente alle argille si comportano i terreni cementati, con valori di h_{crit} anche oltre i 5 m, per i più elevati gradi di cementazione (stiff boulder clay).

Dal rapporto della altezza di scavo, rispetto al valore h_{crit}, dipende la necessità o meno di sorreggere le sue pareti e la attenta scelta del coefficiente di sicurezza dirà se il puntellamento può essere omesso. Naturalmente la sistemazione a scarpa consente di aumentare la profondità di scavo in relazione alla pendenza adottata (v. 15.2).

Per quanto ovvio, va segnalato che se il terreno scavato viene depositato in prossimità del ciglio dello scavo l'altezza critica utile ne è ridotta cosicchè, se non si vuole subire tale menomazione, la discarica deve essere convenientemente allontanata.

Analogo effetto sull'altezza critica di un fronte di scavo ha un piano di campagna in pendio poichè il maggior peso di terreno a monte, rispetto a quello di uno scavo con piano campagna orizzontale, ne riduce il valore.

Le moderne tecniche esecutive hanno il pregio di ridurre i tempi di scavo, e quindi di « conservare » l'effetto reagente della coesione non drenata, ma causano per contro deformazioni della sagoma dello scavo maggiori di quelle che si produrrebbero se lo scavo fosse eseguito per gradi. In definitiva, quindi, si ha lo svantaggio di vedere ridotte le altezze critiche e quindi consentite minori altezze libere di parete. La consuetudine quindi di far procedere lo scavo per campioni gradua l'intervento, così da evitare o ridurre le armature.

L'altezza ammissibile in scarpata libera in terreni coerenti, oltre a dipendere dalle modalità di scavo, dipende anche dall'intercettazione o meno della falda idrica.

Oltre alla verifica delle pareti dello scavo è necessario controllare, tanto più se in condizioni non drenate, anche la stabilità del fondo scavo ma se la

TABELLA 15.2 – **Stabilità di scavi nelle argille di Londra.**

Altezza totale (m	Pendenze vert./orizz.	Condizioni di stabilità dello scavo
$\sim 2{,}5$	1 : 1	In argille marroni: instabile
$\sim 4{,}0$	1 : 1/2	In argille blu sovraconsolidate: stabile, eccettuati piccoli distacchi 5 mesi dopo lo scavo
6,0	verticale	In argille marroni: completamente instabile 6 settimane dopo lo scavo (Tomilson)
6,0	1 : 1/2	In argille blu sovraconsolidate: l'instabilità manifestatasi è stata arrestata ricoprendo per qualche metro la superficie a monte della fronte di scavo con tela catramata (Serota)
$\sim 7{,}0$	1 : 1/2	In argille marroni: stabile per 4 mesi dopo lo scavo (Meigh)
7,5	verticale	In argille blu sovraconsolidate: stabile (Skempton)
$7{,}5 \div 9{,}0$	1 : 1 1/2	~ 5 m di ghiaie sovrapposte ad argilla blu sovraconsolidate. Estesi scorrimenti 6 settimane dopo lo scavo (Tomilson).

parete è verticale e non sostenuta, è sufficiente controllare solo la stabilità della parete poichè se ne verificherebbe per prima il collasso.

Per effettuare poi la verifica di uno scavo armato si considera la superficie di scorrimento più approfondita o d'insieme (base failure) (v. 15.2) anzichè quella delimitante il prisma attivo (slope failure).

Terzaghi ha trattato il problema della stabilità del terreno di fondo di uno scavo nastriforme assimilandolo a quello della portanza di una trave di fondazione.

Così per una superficie di scorrimento circolare, tipica nelle argille in condizioni non drenate, considerando il peso complessivo sulla superficie $a\,b$ ovvero $c\,d$ della fig. 15.3 *a* risulta la condizione:

$$\gamma\, h\, \sqrt{2}\, b - c_u\, h \leq c_u\, N_c\, \sqrt{2}\, b \tag{15.4}$$

da cui l'altezza limite di rottura, nel caso dell'uguaglianza:

$$h_{ult} = \frac{c_u\, N_c}{\gamma - \dfrac{c_u}{\sqrt{2}\, b}} = \begin{cases} \simeq 3\, h_{crit} \text{ per } b = \infty \\ \infty \text{ per } b = \dfrac{h_{crit}}{2\sqrt{2}} \end{cases} \tag{15.5}$$

e per una altezza h il coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{h_{ult}}{h} = \frac{c_u\, N_c}{\gamma h - c_u\, h/\sqrt{2}\, b} \tag{15.6}$$

Per $b = \infty$, cioè nel caso di una sola fronte di scavo:

$$\eta = \frac{N_s\, c_u}{\gamma\, h}, \text{ ovvero } h_{ult} = \frac{N_s\, c_u}{\gamma}, \text{ ovvero } \frac{1}{N_s} = \frac{c_u}{\gamma\, h_{ult}} \qquad (15.7)$$

essendo $1/N_s$ il numero di stabilità dei pendii, di cui si tratterà in seguito.

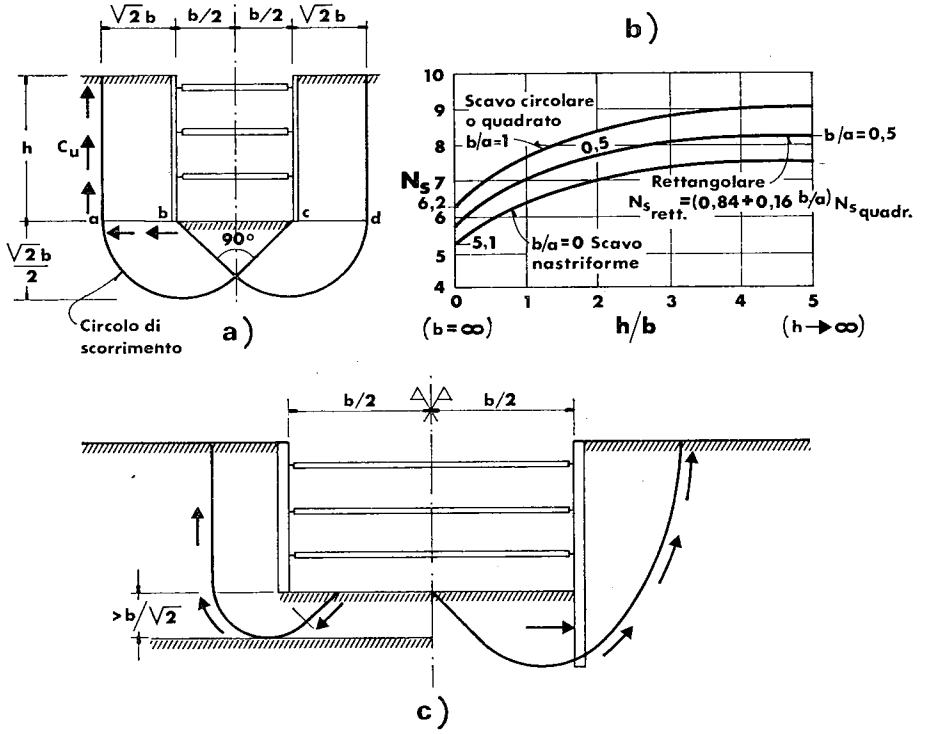


Fig. 15.3 – Stabilità di scavi sbadacciati: *a*, schema di collasso di uno scavo sbadacciato (Terzaghi); *b*, valori del fattore di stabilità N_s nei riguardi del rifluimento del fondo dello scavo (Bjerrum ed Eide); *c*, schema di rottura per scavo con fondo prossimo ad uno strato di base rigido o fra paratie approfondite.

Qualora in prossimità del fondo di uno scavo puntellato si rinvenga uno strato di base, ovvero la parete puntellata sia approfondita nel terreno (v. fig. 15.3 *c*), la stabilità migliora in modo analogo a quanto spiegato in (15.2.2) o (16.5).

La fig. 15.3 *b* fornisce i valori del fattore di stabilità N_s, ricavati da Bjerrum ed Eide, per scavi di dimensione qualsiasi, moltiplicando il fattore N_s ($b = \infty$) per scavi nastriformi per un coefficiente di forma (v. tav. 9.4). Il coefficiente di sicurezza più in generale viene:

$$\eta = \frac{N_s\, c_u}{\gamma\, h + q} \qquad (15.8)$$

che differisce dalla precedente per l'effetto di un eventuale sovraccarico q sul ciglio dello scavo.

Il grafico della fig. 15.3 *b* mostra l'aumento di stabilità al ridursi del rapporto delle dimensioni in pianta $b \times a$ dello scavo, a parità di h, da cui la convenienza di eseguire gli scavi per campioni.

In fig. 15.3 *b* è riportato anche il valore del fattore di forma di N_s, nel passaggio da pianta quadrata a pianta rettangolare od al limite nastriforme (trincee).

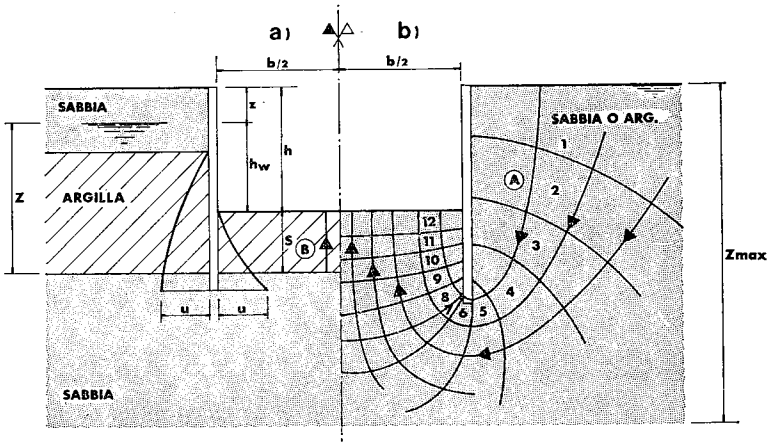


Fig. 15.4 – Verifiche in condizioni drenate della stabilità di uno scavo: *a*, verifica al galleggiamento del tampone impermeabile; *b*, verifica al sifonamento tramite il gradiente d'uscita (Cedergren).

Un tipico procedimento, adottato per ampi scavi in argilla, consiste nell'eseguire una trincea armata perimetrale alla zona da scavare in cui si costruisce la parete di sostegno perimetrale definitiva. Si eseguono poi, nel blocco interno di terreno rimasto, degli scavi trasversali a tratti, sul cui fondo si gettano strisce di platea, le quali funzionano sia come puntone alla base delle pareti, sia da zavorra sul fondo scavo. La parete perimetrale può essere costituita da una paratia, eseguita direttamente nel terreno, senza trincea e quindi necessità di opere di sostegno.

15.1.2.3 *Scavi in condizioni drenate.* — Le equazioni (15.1) e (15.7) prescindono dalle diverse situazioni idrauliche ma queste influiscono soprattutto sull'altezza critica di scavo più che su quella ultima. Come si vedrà in seguito (fig. 15.5) l'andamento delle spinte e delle deformazioni, in condizioni non drenate, mutano sensibilmente passando dal terreno asciutto a quello immerso in falda. Nella realtà, peraltro, il caso di scarpata in terreno asciutto non interessa, essendo sempre presente, almeno, l'acqua piovana.

È quindi necessario valutare gli effetti dell'acqua estendendo le verifiche, in condizioni non drenate a quelle in condizioni drenate, risultando queste

sempre le più svantaggiose per la riduzione della tensione efficace nel tempo (v. in seguito fig. 15.22).

La fig. 15.4 descrive due tipiche verifiche in condizioni drenate: la fig. 15.4 *a* mostra uno scavo con fondo spinto ad uno strato di argilla e pareti laterali in terreno stratificato in falda idrica; la fig. 15.4 *b* lo scavo in terreno tutto omogeneo. Nella fig. 15.4 *a* è segnata la sola linea B, centrale della rete di flusso, mentre nella fig. 15.4 *b* la rete di flusso è riportata per intero.

La distribuzione delle pressioni dell'acqua sulla paratia non è la stessa nei due casi (v. fig. 16.52 e 16.55) peraltro la rete idrodinamica ricavabile dalla stratigrafia non è sempre nota e la valutazione può portare solo ai gradienti medi di filtrazione.

L'argilla di fig. 15.4 *a*, a causa della rapidità della operazione di scavo, in rapporto alla velocità di flusso dell'acqua, si comporta praticamente in condizioni non drenate così da funzionare, a breve termine sul fondo dello scavo, come una membrana impermeabile.

È allora necessario verificare la stabilità di tale membrana al « galleggiamento » con la formula:

$$s\,\gamma = (Z - h_w)\,\gamma > Z\,\gamma_w \tag{15.9}$$

essendo s lo spessore della membrana, Z la quota piezometrica e $Z\,\gamma_w$ la sottopressione.

In termini di tensioni efficaci risulta, analogamente, che la tensione efficace, al centro del letto di argilla, deve essere (v. eq. 3.44):

$$\sigma'_v = s\,(\gamma - \gamma_w) - i\,\gamma_w\,s = (Z - h_w)\,(\gamma - \gamma_w) - \gamma_w\,h_w > 0 \tag{15.10}$$

essendo $i = h_w/s$ il gradiente idraulico.

Tale relazione è uguale alla precedente ed introducendo un coefficiente di sicurezza $\eta = s/s_{rott}$ al galleggiamento, si ricava lo spessore s necessario del « tampone » d'argilla:

$$s = \eta\,Z\,\frac{\gamma_w}{\gamma} \tag{15.11}$$

Di conseguenza si determina la profondità $h = Z + z - s$ (v. fig. 15.4 *a*) di scavo.

La scelta del coefficiente di sicurezza va fatta considerando la reale impermeabilità dello strato d'argilla (v. fig. 15.6) e secondo i criteri del cap. 12, il coefficiente η deve essere scelto anche in relazione alle probabilità di variazioni di h_w, sia a causa della oscillazione della falda freatica, sia perchè potrebbe esservi un carico artesiano al disopra del piano di campagna.

Nella fig. 15.4 *b* lo strato « tampone » è assente, ovvero $Z = Z_{max}$ per cui s è massimo e, più precisamente, deve effettuarsi la verifica, più che al galleggiamento, rispetto al gradiente critico (v. 7.2.7.1), semprechè non s'inneschi il moto turbolento, che fa cadere le ipotesi di Darcy.

Tale verifica al sifonamento, se le perdite di carico non sono concentrate

in uno strato meno permeabile, si conduce valutando il gradiente all'uscita della linea di flusso A di fig. 15.4 *b*). La rete idrodinamica (v. eq. 3.68) caratterizzata dai fattori di forma n_c ed n_f, rispettivamente di carico e di flusso, consente di ricavare il gradiente:

$$i = \frac{h_w}{n_c\, b/n_f} < i_{\text{crit}} \simeq 1 \tag{15.12}$$

Nella fig. 15.5 è $n_c = 12$ ed $n_f = 12$ per cui $i = h_w/b$.

Qualora la verifica non soddisfi, è necessario approfondire la paratia (figura 16.53, e 16.54) o ricorrere a sistemi di abbattimento della falda negli strati permeabili, come verrà descritto in seguito.

Specie in presenza di sabbie fini in acqua va considerato che le palancole sono praticamente inutili ai fini della impermeabilizzazione ed allora (v. fig. 15.11) è necessario far ricorso alle iniezioni ovvero eseguire getti di conglomerato in acqua.

Ugualmente dicasi per il fondo dello scavo, qualora si instaurino moti di filtrazione sensibili o turbolenti (piping), specialmente in presenza di falda artesiana.

15.1.3 Deformazione delle pareti e del fondo degli scavi.

15.1.3.1 *Deformazioni in condizioni drenate e non drenate.* — La previsione della deformazione delle pareti degli scavi è problema complesso, in quanto gli spostamenti dipendono ovviamente anche dal tipo di terreno, dalla posizione della falda idrica, dalla rigidezza dell'opera di sostegno ed anche dai sovraccarichi insistenti sul ciglio.

Se poi gli scavi interferiscono con altre opere limitrofe, al progettista interessa conoscere la correlazione delle deformazioni delle pareti di sostegno dello scavo con quelli di tali opere.

Peraltro, va detto che la previsione delle deformazioni, più che dai calcoli, trae notizie dalla conoscenza di misure dirette in opera, in situazioni analoghe, tramite assestimetri disposti sul fondo dello scavo ed inclinometri sulle pareti. Meglio se si possono controllare le deformazioni nei primi scavi campione, così da avere la possibilità di rivedere il dimensionamento previsto, se i risultati non sono soddisfacenti.

Nell'analisi delle deformazioni si debbono distinguere quelle immediate « non drenate », di tipo elastico, e localmente anche plastico, in particolare vicino agli angoli dello scavo, da quelle « drenate » nel tempo di rigonfiamento.

La fig. 15.5 illustra quattro scavi in argilla, in diverse condizioni idrauliche, individuate dalla posizione della superficie piezometrica e di quella di saturazione.

Vengono analizzate le variazioni dello stato tensionale efficace in due elementini A e B posti, rispettivamente, a metà altezza parete ed al centro del fondo scavo (i simboli σ_0 indicano i valori delle tensioni prima dello scavo e quelli σ_f dopo lungo tempo trascorso dallo scavo).

Gli incrementi $\Delta\sigma'_v$ e $\Delta\sigma'_h$, in ciascuno dei due elementini, producono gli spostamenti orizzontali e verticali rispettivamente, sia immediati (u_0, w_0) che finali ($u_0 + u_c$, $w_0 + w_c$). Si passa così dalle limitate deformazioni, per scavo in terreno asciutto (fig. 15.5 *a*) a quelle maggiori in terreno interessato da frange capillari (v. fig. 15.5 *b*) a causa della ridistribuzione delle pressioni capillari negative e conseguente rigonfiamento. Tale fenomeno è tanto più marcato quanto più il terreno coerente è consolidato, essendo più elevate le pressioni interstiziali negative (minori dell'atmosferica) e, come si è avuto occasione di far cenno per altre situazioni analoghe, bastano esigue variazioni di flusso per generare queste forze interne.

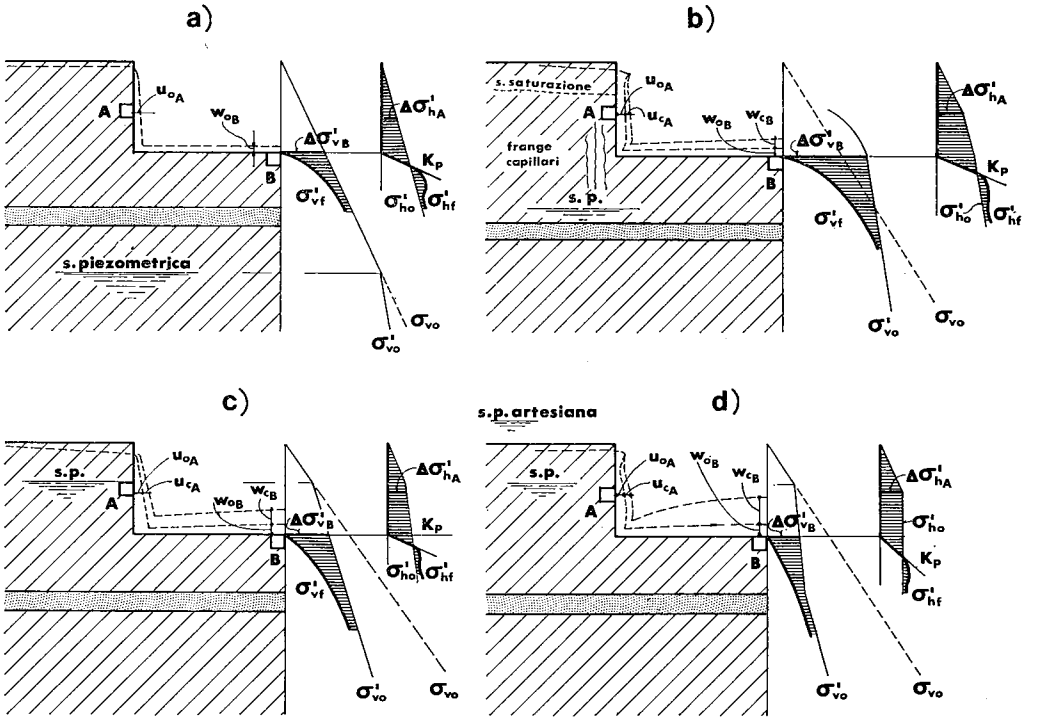


Fig. 15.5 – Variazione dello stato tensionale efficace nell'interno di uno scavo non armato: *a*, asciutto; *b*, in frangia capillare; *c*, in falda freatica; *d*, in falda artesiana.

In presenza poi di falda freatica (fig. 15.5 *c*) od artesiana (fig. 15.5 *d*) (v. anche fig. 7.18), si sviluppa, nel tempo, il vero e proprio rigonfiamento, cioè il fenomeno inverso a quello di consolidazione (v. fig. 8.17); tali deformazioni (u_c, w_c) si aggiungono dunque a quelle immediate (v. eq. 8.3), (u_0, w_0). Mediante l'uso del coefficiente di rigonfiamento C_r (v. eq. 3.135) si può avere un'idea del sollevamento complessivo dello scavo.

Per i terreni coerenti le analisi delle deformazioni immediate, o « non dre-

nate », e di quelle lente, o « drenate », in relazione alle varie componenti reologiche del terreno (v. 5.3), andrebbero sempre eseguite nel rispetto dei canoni classici della geotecnica; mentre in terreni incoerenti praticamente $u_c = w_c \simeq 0$.

Il grafico della fig. 15.6 *a*) indica il sollevamento del fondo dello scavo al variare della sua profondità, misurato e previsto (calcoli agli elementi finiti) per le condizioni non drenate e drenate per falda idrica artesiana e pareti a scarpa (v. analogia con fig. 8.2).

La fig. 15.6 *b* mostra uno schema dei decorsi delle tensioni in condizioni non drenate e drenate rispettivamente degli elementi A, sito sulla parete e i B sul fondo scavo, già descritti in fig. 15.5.

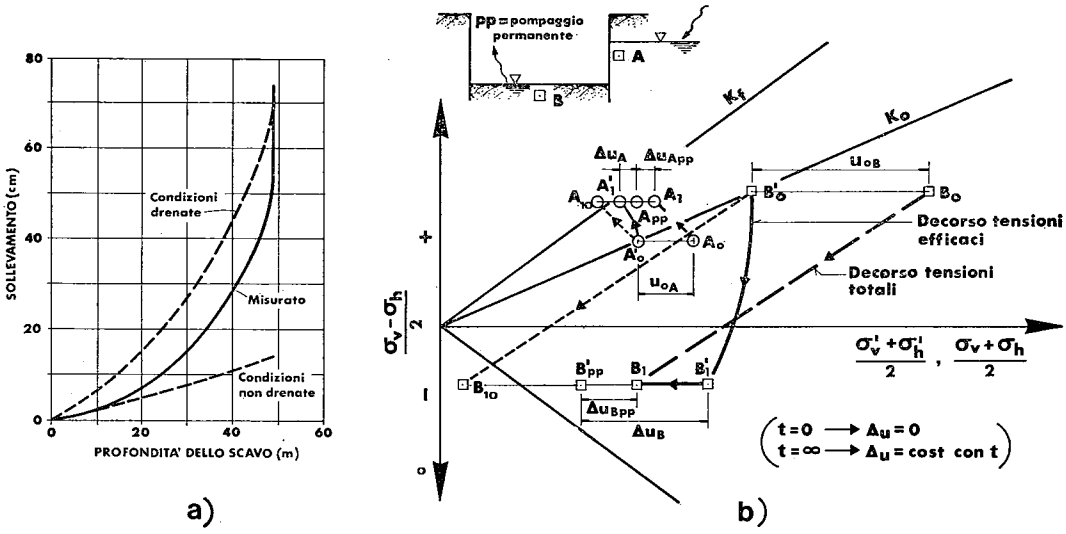


Fig. 15.6 – Deformazioni in condizioni non drenate e drenate *a*, sollevamento del fondo di uno scavo non armato calcolato (linee a tratto) e misurato (linea continua) (Cambefort); *b*, schema del decorso delle tensioni per due elementini di uno scavo non armato (Lambe).

Alla curva B'_0-B'_1 di fig. 15.6 *b* corrisponde la curva non drenata di figura 15.6 *a* istaurantesi all'atto dell'asportazione del terreno. Successivamente si passa alle condizioni drenate del terreno nell'intorno dello scavo, rappresentate dal decorso della tensione B_0-B_1 di fig. 15.6 *b*, cui corrisponde la curva drenata di fig. 15.6 *a*; considerazioni identiche valgono per i decorsi dell'elementino A.

Lo studio del decorso delle tensioni e delle deformazioni diventa più complesso se si inserisce un'opera di sostegno, pur permanendo gli aspetti significativi delle condizioni di drenaggio di cui si è parlato.

Altra causa d'incremento delle deformazioni sono gli abbassamenti della falda provocata temporaneamente per consentire l'esecuzione degli scavi (v. 15.1.3).

Avviene che l'emungimento annulla, al di sopra del conoide (v. 7.2) di abbattimento piezometrico, la spinta idraulica per cui le tensioni efficaci s'incrementano ($\gamma' \rightarrow \gamma$) e provocano cedimenti in relazione alla compressibilità del terreno (v. 8.9.2.4), in prima approssimazione proporzionali alla depressione $\Delta u = \gamma_w \Delta h_p$.

La filtrazione, solo qualora inneschi il sifonamento, è fonte di cedimenti, sino a produrre il collasso per perdita di terreno; questo è il caso delle paratie « sfinestrate » (pali non accostati) in terreni permeabili, con aggottamento entro lo scavo.

I cedimenti provocati dall'abbattimento della falda sono sensibili solo se questo influenza strati molto compressibili; peraltro anche le fluttuazioni del conoide di abbattimento incrementano i cedimenti.

L'emungimento in strati permeabili sottostanti ad argille molto compressibili (torbose), in cui si effettua lo scavo, è un tipico caso che dà luogo a forti cedimenti nell'intorno dello scavo, il cui decorso nel tempo si valuta come per le fondazioni (v. eq. 8.28).

Un analogo fenomeno, più macroscopico, è, del resto, quello della sottrazione dal suolo di liquidi, ed in misura minore di gas, che dà luogo a delle vere subsidenze, che possono avere dannose conseguenze per gli edifici raggiunti dall'influenza dell'emungimento (n. 20.2).

15.1.3.2 *Interferenza fra deformazioni degli scavi e fondazioni.* — La precedente analisi delle deformazioni nella zona di scavo è di difficile quantizzazione. L'ordine di grandezza delle deformazioni può però trarsi dai risultati di apposite esperienze. A seguito di controlli sperimentali Peck indica, in via del tutto orientativa, che lo spostamento orizzontale massimo delle pareti di scavi puntellati (v. 16.5), in terreni coerenti, può essere previsto dalla espressione:

$$u_{max} = \frac{h}{200} \tag{15.13}$$

essendo h la profondità di scavo.

La maggior parte dello spostamento avviene rapidamente, all'atto dello scavo, mentre il sollevamento del fondo più lentamente.

L'entità di u_{max} dipende naturalmente dall'ordine con cui vengono posti in opera i puntelli, via via che procede lo scavo. È buona norma disporre il primo puntello prima che si raggiunga la profondità critica h_{crit} (v. eq. 15.2).

Peck utilizza il fattore di stabilità N_s (eq. 15.7) quale indice della deformazione di scavi armati in terreni coerenti: al raggiungimento di $N_s = 4$ verrebbero innescate le prime deformazioni plastiche del terreno; per $N_s = 6$ le deformazioni sarebbero, orientativamente, ancora ammissibili in condizioni d'esercizio; per $N_s \geq 7$ si verificherebbero forti deformazioni e quindi il collasso.

Peck, sempre con riferimento al fattore N_s, indica anche (fig. 8.49) gli abbassamenti verticali w della « cintura » di terreno, perimetrale allo scavo, al variare di c_u, ovvero del grado di sovraconsolidazione del terreno.

La fig. 15.7 mostra che in argille sensitive (fig. 3.23), ove si verifichi il collasso, le pareti di sostegno ruotano nel verso indicato in figura, a differenza di quanto avviene per gli altri tipi di terreno.

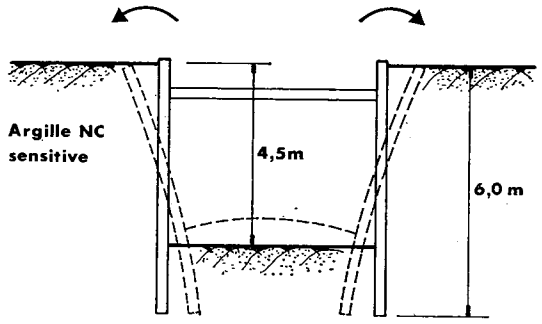


Fig. 15.7 – Collasso delle pareti di sostegno di uno scavo in argille molto compressibili e sensitive sbadacciate in testa (Ward).

Nella fig. 15.8 è indicato, poi, come possa delimitarsi, qualitativamente, l'estensione x della zona influenzata dai lavori di scavi, sia a cielo aperto sia a foro cieco, con piani inclinati.

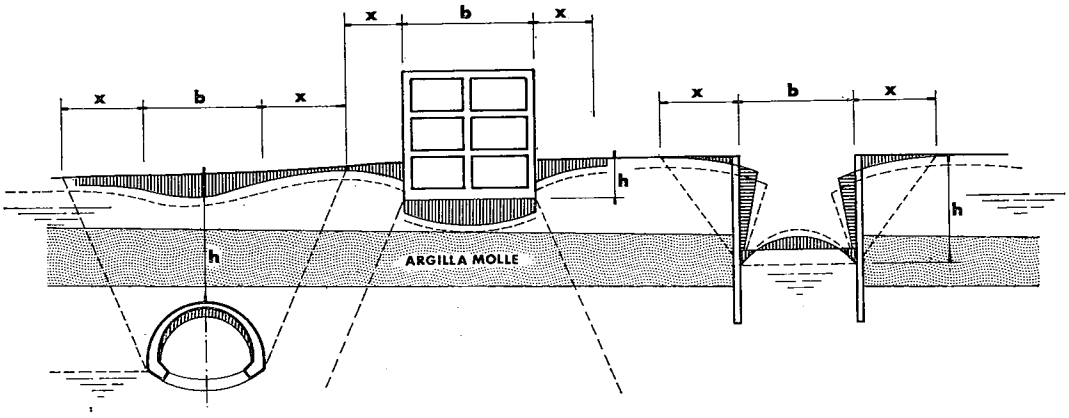


Fig. 15.8 – Schema delle deformazioni del terreno nell'intorno di scavi sia a cielo aperto che chiuso e loro zone d'interferenza con opere limitrofe; la linea a tratto indica l'incremento delle deformazioni provocate dall'abbattimento della falda idrica.

La linea continua indica gli abbassamenti in assenza di abbattimento della falda idrica; quella a tratto gli abbassamenti incrementati per l'abbattimento, secondo quanto descritto in (15.1.3.1).

L'estensione della zona che risente di quest'ultimo effetto è, di massima, omotetica a quella corrispondente ai conoidi di depressione (v. 7.2), propagandosi così a notevole distanza.

L'ampiezza della « cintura » d'interferenza nell'intorno dello scavo, per il solo effetto dell'asportazione del terreno, è notevolmente variabile da caso a caso. In linea del tutto orientativa, sulla base di varie misure in sito, può dirsi che si passa da una fascia di larghezza $x = h/2$, con h misurato come in figura, per terreni sovraconsolidati od addensati, ad $x = 4\,h$ in terreni normalconsolidati. Peraltro, come detto per u_{max}, la sequenza delle fasi costruttive e la cautela con cui si procede influenzano in modo determinante il valore di x.

La presenza di un sovraccarico nelle vicinanze di uno scavo incrementa, poi, sensibilmente le deformazioni del terreno portante; così in terreno incoerente si passa da $x = h/2$ ad $x = h$, rispettivamente in assenza o presenza del sovraccarico.

Se gli scavi non sono molto profondi ($N_s < 4$), o hanno vicino alla base uno strato rigido, si riscontra, di massima, che l'estensione x è dell'ordine di grandezza della profondità di scavo.

I valori di w u ed x sono, evidentemente, maggiori se le pareti dello scavo non sono puntellate.

Va, infine, rilevata l'importanza dell'effetto del rigonfiamento del fondo scavo sull'opera che vi si debba poggiare. Nel caso che l'approfondimento nel terreno sia tale che la fondazione sia sovracompensata ($\gamma\, h \geq q$) (v. 13.2.4), come avviene negli scavi molto profondi, oppure che il terreno di base sia sovraconsolidato (v. prima effetti della capillarità), i fenomeni di rigonfiamento, durante e dopo terminato lo scavo, possono essere sensibili.

I rigonfiamenti possono poi assumere aspetto differenziale in relazione ad eterogeneità del terreno, come nel caso frequente di strati di argilla di potenza variabile. Peraltro il ricarico, prodotto dalle pressioni di contatto dell'opera, trovano le stesse condizioni di deformabilità talchè gli spostamenti differenziali, nell'ipotesi teorica di opera flessibile, all'incirca si compensano, a meno che, naturalmente, lo scavo sia così profondo che la pressione geostatica originaria non fosse superiore a quella di contatto dell'opera.

Infine, si rileva che in particolari condizioni stratigrafiche e di suscettibilità di opere limitrofe allo scavo, sottoposto a pompaggio, possono ridursi le interferenze, cioè contenere gli assestamenti nell'intorno dello scavo stesso. Ciò mediante l'uso di pozzi di ricarico eseguiti all'esterno delle paratie perimetrali allo scavo, ad una distanza tale da mantenere sotto falda, nella zona da salvaguardare, in particolare i livelli molto compressibili. L'acqua viene allora aspirata da pozzi profondi nel fondo dello scavo ed iniettata nei pozzi di ricarico (Zeewart).

15.1.4 **Progetto delle opere provvisionali degli scavi.**

15.1.4.1 *Scavi in assenza di acqua.* — Le opere di sostegno provvisorie degli scavi, poco profondi o superficiali (13.1) sono in legname, benchè ora si adottino frequentemente elementi prefabbricati in c.a. o acciaio.

Le classiche sbadacciature con tavole marciavanti, longheroni e puntelli degli scavi poco profondi, e sopra falda idrica, indipendentemente dal tipo di

terreno, sono state standardizzate, come riportato nei testi classici ed in diversi manuali.

Con scavi molto ampi si ricorre ai puntelli inclinati, come in fig. 15.9, ove il contrasto alla base è preso contro un basamento di calcestruzzo (v. 16.3.3). Qualora il terreno di fondo scavo sia molto resistente, i puntelli, tramite opportune tavole di ripartizione, possono contrastare direttamente contro di esso.

Se si scava poi per campioni, si possono lasciare in luogo dei puntelli, alternativamente delle controberme di terreno.

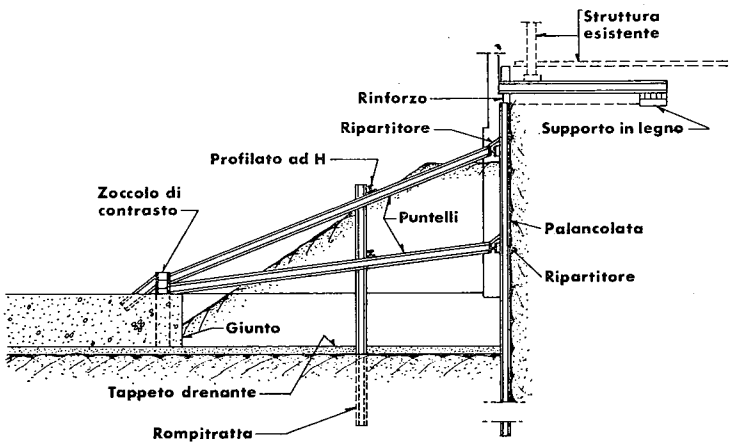


Fig. 15.9 – Opere provvisionali di sostegno (sbadacciature) per scavi poco profondi ed ampi (Leonards).

Infine le stesse tecniche adottate nelle gallerie: spruzzo di malta cementizia contro il terreno (spritz beton), vengono a volte adottate per proteggere, e quindi sostenere provvisoriamente, le fronti di scavo.

15.1.4.2 *Scavi in acqua.* — In presenza d'acqua, al fine di garantire la stabilità d'insieme, e di facilitare le operazioni di scavo, le opere provvisionali sono generalmente realizzate con l'ausilio di drenaggi, qualora la permeabilità del terreno sia tale da consentire l'uso di pompe, o con sistemi di « impermeabilizzazione », se la permeabilità del terreno è così elevata che si debbano contenere gli effetti delle venute d'acqua.

La tabella 15.3 elenca i sistemi di questi due opposti (v. tab. 7.1) metodi di intervento la cui scelta dipende dalle caratteristiche dello « scheletro solido » della roccia sciolta (v. tab. 3.4) da scavare.

Tali sistemi valgono anche per gli scavi in gallerie (v. cap. 18). Si passa così da semplici aggottamenti in scarpate provvisorie a quelle protette con tappeti drenanti per scavi poco profondi, come in fig. 15.10 *a*, fino ad installazioni di reti di pompaggio per scavi profondi, come in fig. 15.10 *b*.

TABELLA 15.3 – **Sistemazione delle fronti di scavo in acqua.**

Drenaggi	Impermeabilizzazioni
Pompe direttamente nello scavo	Getti di conglomerato (spritz beton)
Well point	Iniezione di miscele (cemento, bentonite, bitume)
Pozzi profondi con pompe sommerse	Iniezione chimiche
Fori e cunicoli drenanti-suborizzontali	Congelamento
Essiccamento	Lavorazione in aria compressa
Elettro-osmosi	

A prima vista può sembrare che la sistemazione a scarpata senza opere di sostegno delle sponde dello scavo, sia la più conveniente ma non è sempre così, tanto più in presenza d'acqua. Le scarpate, infatti, occupano molto spazio di cantiere e, in acqua, le loro pendenze stabili risultano circa dimezzate (v. 15.2). Quando poi lo scavo venga eseguito in fregio ad edifici si deve ricorrere a sistemi che presentino minor rischio di produrre danni.

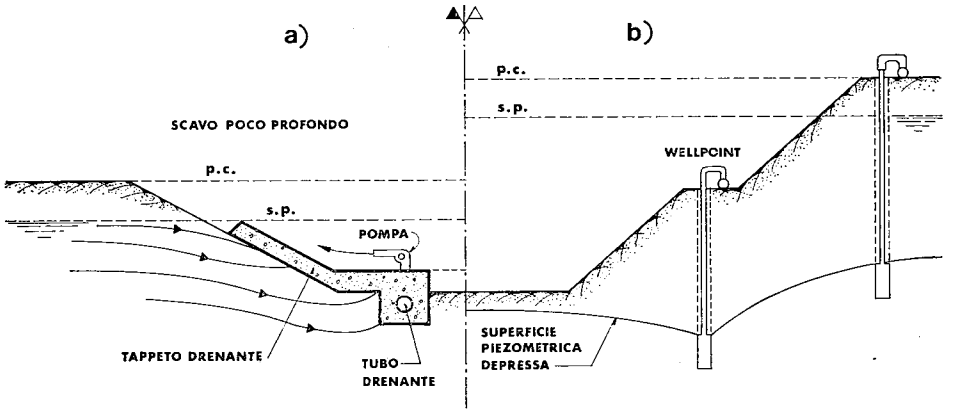


Fig. 15.10 – Opere di controllo dell'acqua in scavi con scarpate provvisorie tramite drenaggi: *a*, uso dei tappeti drenanti di protezione contro il sifonamento nello scavo; *b*, uso dei well points per abbattere la falda idrica.

In presenza di terreno molto permeabile, in cui l'abbattimento della falda sia oneroso od impossibile (v. fig. 7.40), e lo scavo sia poco profondo, si può scavare in acqua con la protezione di una paratia perimetrale e previo getto, sempre in acqua, sul fondo dello scavo, di un tampone di conglomerato (fig. 15.11 *a*) di spessore, e quindi di peso, tale da bilanciare le sottopressioni (v. 15.1.2.3).

Tale sistema presenta il pregio di evitare le interferenze che il pompaggio desterebbe in eventuali opere vicine allo scavo (v. 15.8).

La fig. 15.11 *b* mostra un altro procedimento adottato per scavi più profondi. Viene eseguito, tramite iniezioni, un diaframma plastico perimetrale allo scavo ed un tampone impermeabile di base, pure iniettato, che consente di eseguire lo scavo praticamente all'asciutto. L'iniezione perimetrale può essere anche ripresa ed estesa, al fine di consolidare il terreno sotto gli edifici da «schermare» dalle decompressioni provocate dallo scavo. Se la permeabilità del terreno è bassa è necessario ricorrere ad iniezioni chimiche ed, al limite, al congelamento, ovvero anche alle camere di lavoro ad aria compressa.

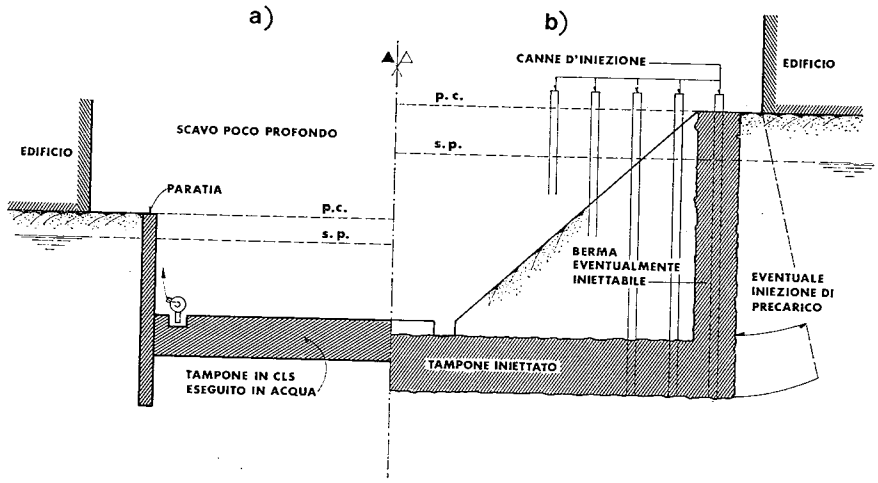


Fig. 15.11 – Opere di controllo dell'acqua in scavi tramite impermeabilizzazione: *a*, esecuzione di una paratia perimetrale prima dell'inizio dello scavo e getto subacqueo del tampone di conglomerato; *b*, esecuzione di un diaframma plastico iniettato perimetrale con banca di sostegno e del tampone iniettato di base prima dell'abbattimento della falda; eventuali iniezioni di consolidamento sotto gli edifici.

Nel presente capitolo si descrivono solo le opere di drenaggio per pompaggio rinviando al cap. 20 per le altre tecniche di miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno, ed al cap. 16 per il dimensionamento delle opere di sostegno provvisionali.

La tecnologia degli ancoraggi illustrata al cap. 17 viene in ausilio frequentemente, anche per assicurare le pareti di sostegno di scavi provvisori.

Il coefficiente di sicurezza di tali opere, come avviene per tutte le opere provvisionali, in base a quanto detto al cap. 12, può essere minore di quello richiesto per le opere di sostegno definitive, naturalmente senza scendere al disotto dei minimi necessari a garantire, sia pure temporaneamente, la sicurezza degli operai e comunque sempre nel rispetto delle norme antinfortunistiche.

15.1.4.3 *Tipologia delle opere di drenaggio*: « *dewatering* ».

15.1.4.3.1 Dreni a gravità e con pompa. — Da tempo si impiegano oltre dreni a gravità (7.4), o sotto precarico (v. 7.3), dreni con pompaggio (v. 7.2) al fine di intensificarne ed accelerarne il funzionamento.

Le modalità esecutive di questi dreni sono strettamente dipendenti dalle condizioni idrogeologiche di impiego e la loro evoluzione, nel tempo, è strettamente legata a quella dei tipi di pompe.

Le prime pompe furono impiegate per l'aggottamento diretto in fossati e pozzetti poco profondi, scavati con scarpate provvisorie libere o puntellate.

Le pompe possono agire in prossimità di scarpate provvisorie solo se il loro terreno è molto addensato e ben assortito o cementato. Peraltro la non uniformità della permeabilità del terreno, e le eventuali vie di circolazione preferenziale possono produrre dilavamenti, sino al sifonamento, giungendo alla filtrazione turbolenta.

Le opere di scavo drenate, o meno, in ogni caso devono essere effettuate lentamente, in modo da permettere il drenaggio, per gravità, sino ai pozzetti di pompaggio, per non compromettere la stabilità delle scarpate. L'uso di scarpate provvisorie per il primo tratto di scavo, con tubi drenanti o canalette lungo il loro piede e pareti armate per la parte più profonda dello scavo, come in fig. 15.12, può essere un pratico sistema di drenaggio, specie se il tratto superiore di terreno è permeabile e resistente.

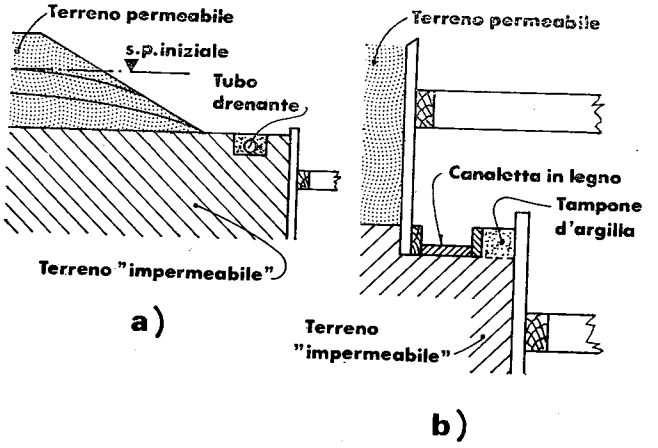


Fig. 15.12 – *a*, schemi di drenaggio lungo le pareti di scavi armati in terreni stratificati (Tomlinson); *b*, disposizione tipo di cunette drenanti in scavi poco profondi (Carson).

L'uso poi di tappeti drenanti posti lungo le scarpate (fig. 15.10 *a*) o sul fondo dello scavo e di eventuali taglioni o palancolate (fig. 16.53) permette di ridurre, sia pure a volte di poco, i pericoli del sifonamento.

15.1.4.3.2 Rete di Well-points. — Molto più efficace è la rete dei *well point* (fig. 15.10 *b*): piccoli pozzi filtranti costituiti da tubi circondati, se necessario, da materiale drenante, muniti all'estremità inferiore di filtri, ad es. in acciaio inossidabile, di 5-8 cm di diametro e lunghi 30÷100 cm.

I tubi filtranti vengono distanziati di 1,0÷1,50 m, a seconda della permeabilità del terreno (v. 15.1.4.4.1), e sono collegati, in testa, ad un collettore (v. fig. 7.21) facente capo al gruppo pompe.

La figura 15.13 illustra un tipico metodo di formazione del foro di un well point, tramite getto d'acqua (*jetting*), con pressione da 4 a 8 atm, a seconda della granulometria del terreno, metodo introdotto in U.S.A. che, non richiedendo il rivestimento del foro, consente pertanto una notevole rapidità d'esecuzione. Una volta ottenuto il foro, si riduce la pressione in modo da avere una velocità del getto che mantenga il foro aperto e se il terreno attraversato non è permeabile si versa materiale filtrante (v. 7.42) tutto intorno al tubo.

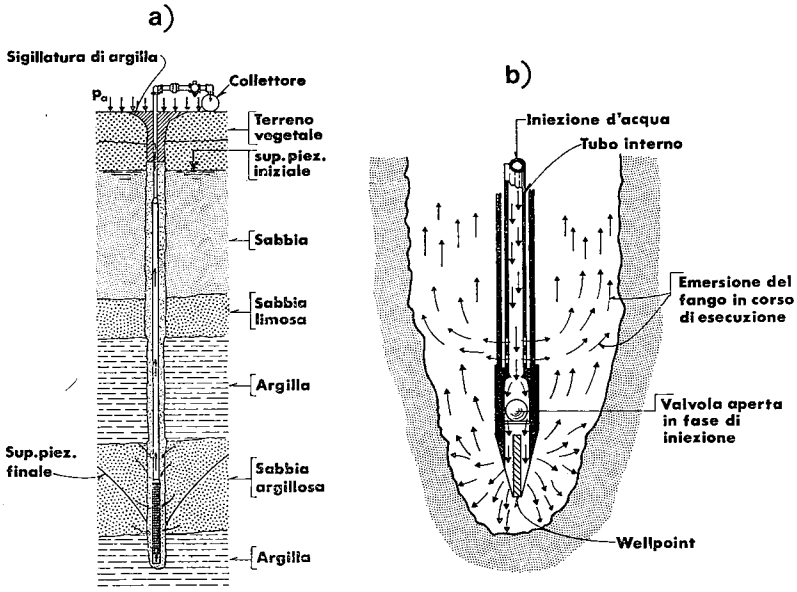


Fig. 15.13 – Installazione di well-point: *a*, sezione verticale di un well point in esercizio; particolare della sigillatura, in specie per il funzionamento a vuoto; *b*, particolare del dispositivo jetting per l'installazione (Maretrench).

L'impiego del jetting è condizionato dal fatto di avere a disposizione in cantiere notevoli quantitativi d'acqua, dell'ordine di 1000 l per punto, inoltre in presenza di livelli di terreno cementati o di ciottoli non è consentito l'avanzamento; mentre in attraversamenti ghiaiosi o con terreni molto erodibili non si riesce a mantenere il foro per la formazione del dreno.

Con il sistema corrente si fa ricorso ai classici sistemi di avanzamento,

disponendo il filtro con le stesse tecniche con cui si installano i piezometri ed i pozzi filtranti (v. in seguito); l'uso dell'elica rotativa (auger), per superare eventuali primi tratti argillosi, può essere conveniente.

Il rendimento della rete drenante dipende poi strettamente dalle perdite di carico localizzate che, a parità di portata, a loro volta dipendono, come è noto, oltre che dalle caratteristiche del tubo (tipo di filtro, lunghezza), molto dalla buona esecuzione del dreno intorno al tubo. La tecnica d'installazione deve quindi essere attentamente studiata in sede di progetto.

Infatti, durante il pompaggio, il dreno deve difendere dall'intasamento il well point, soggetto peraltro nel tempo anche a corrosione ed, in particolare, ad incrostazioni per effetto delle precipitazioni di eventuali carbonati, tutti fattori, questi, che aumentano notevolmente le perdite di carico, sino al disservizio totale.

L'uso sia di adatti assortimenti granulometrici, scelti in funzione del terreno attraversato (v. 7.4.2), sia di tubi inossidabili, sia di velocità di pompaggio ridotte al minimo necessario, e di eventuali operazioni di stasamento, permetono di ridurre le perdite di carico localizzate.

La profondità massima che può venire interessata da una rete di well point dipende dalla natura del terreno da scavare: in sabbie è dell'ordine di 6 m. Nel caso di scavi più profondi si può ricorrere ad una disposizione di well points (v. fig. 15.10 *b*) installati « in cascata », via via che si approfondisce lo scavo. Con pendenze di scarpata dell'ordine $1/2 \div 1/3$ si possono montare anche $3 \div 4$ ordini di well point.

In particolare, nelle condizioni stratigrafiche di fig. 15.1 *b*, se lo scavo non è molto profondo e la falda non è artesiana, la disposizione di un'ordine di well points al piede della scarpata può garantirne la stabilità. Il numero degli ordini di well points, se il terreno lo consente, può essere ridotto eseguendo il tratto inferiore di scavo in acqua con aggottamento diretto.

Altro sistema per ridurre il notevole aumento di scavo, rispetto a quello utile per formare le sedi di più ordini di well points, tanto più se la permeabilità del terreno si riduce con la profondità è quello ad eduzione (ejector o eductor) (che consente di raggiungere profondità di scavo anche di 25 m).

Il sistema sfrutta il principio del tubo di Pivot (fig. 15.14, che produce una depressione proprio in prossimità del punto di captazione. Gli eiettori hanno un basso rendimento dell'ordine del 30% e comportano installazioni di potenze $5 \div 10$ volte quelle richieste dai well points.

La rete di well points può funzionare anche a vuoto se il terreno è poco permeabile ($k = 10^{-3} \div 10^{-5}$ cm/sec), ad es. di tipo limo sabbioso, ed i w.p. non possono essere distanziati oltre 100 cm, pur ottenendo portate emungibili minime ($Q \simeq 0{,}5$ litri/sec).

Il funzionamento a vuoto consente abbattimenti della falda che non superano i 5 m ed è necessario evitare ogni ingresso d'aria nell'impianto (v. figura 15.13 *a*).

Nei limi si devono vincere le forze di capillarità ed il pompaggio a vuoto assoggetta il terreno al precarico della pressione atmosferica p_{atm}.

La resistenza cresce, quindi, di circa p_{atm} tg φ ed il terreno subisce un fenomeno simile a quello dell'essiccamento cosicchè può essere disposto a scarpa di $60 \div 70°$, senza far ricorso ad opere di sostegno (v. in seguito disservizi).

L'effetto di consolidazione di terreni scarsamente permeabili si risente dopo alcune settimane mentre con i terreni permeabili, dopo $2 \div 6$ giorni di pompaggio si può aprire lo scavo. La depressione potrebbe creare nei limi, secondo Peck, dei fenomeni di instabilità, tipo liquefazione, in specie in presenza di azioni dinamiche (battipali).

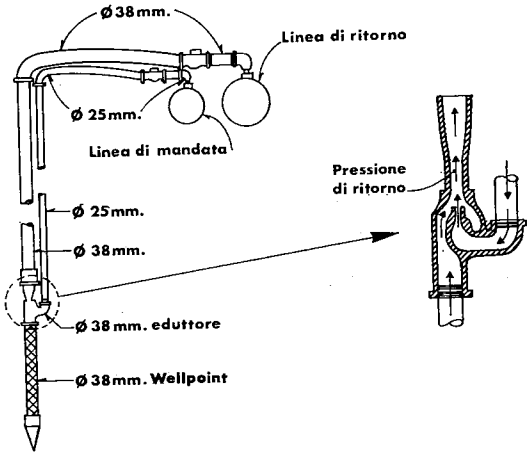


Fig. 15.14 – Sezione verticale di un eduttore: *a*, well point munito del sistema di iniezione; *b*, particolare dell'eiettore (Griffin).

Va considerato il pericolo di fenomeni di instabilità, non appena gli scavi superano la decina di metri di profondità o si rinvengono falde artesiane (v. fig. 15.1 *b*) potendosi, allora, innescare filtrazioni in profondità, anzichè « epidermiche », nell'intorno dello scavo.

15.1.4.3.3 Pozzi filtranti profondi. — Qualora le portate da emungere siano sensibili, ed in modo particolare se la permeabilità è crescente con la profondità, va considerata la convenienza della installazione di pozzi filtranti profondi nei quali le pompe sono sempre sommerse, ad evitare la cavitazione. In tali condizioni idrogeologiche, l'uso dei pozzi, in luogo od unitamente al well points, è conveniente, in specie in presenza di lavori di notevole durata.

L'avvento, quindi, delle pompe sommerse ha permesso di ridurre sensibilmente i pericoli di sifonamento trascurando peraltro, a volte, l'uso degli antichi economici dreni a gravità.

Nel caso poi di falda artesiana (v. 1.2.6.2) i pozzi profondi fanno da « sollievo » riducendo le pressioni ed equilibrando falde idriche sovrapposte; tuttavia tali pozzi non convengono se le pressioni in gioco sono elevate, potendosi innescare il sifonamento per erosione, con grosse vie di circolazione (piping).

Il diametro dei pozzi filtranti oscilla dai 15 ai 50 cm; a seconda delle portate richieste ($Q = 20 \div 200$ l/sec); se si usano pompe sommerse tale diametro è vincolato dalle dimensioni della pompa, con un gioco di almeno 5 cm.

La fig. 15.15 mostra una sezione schematica di un pozzo, la lunghezza del tratto sfinestrato varia notevolmente da 5 a 25 cm, a seconda della potenza dello strato da drenare; di conseguenza la distanza fra i pozzi varia da 5 a 50 m (v. 15.1.5.2).

La fig. 15.15 *a* mostra alcuni particolari costruttivi dei pozzi filtranti: poichè non si può usare la bentonite, nell'eseguire la perforazione, è necessario rivestire il foro.

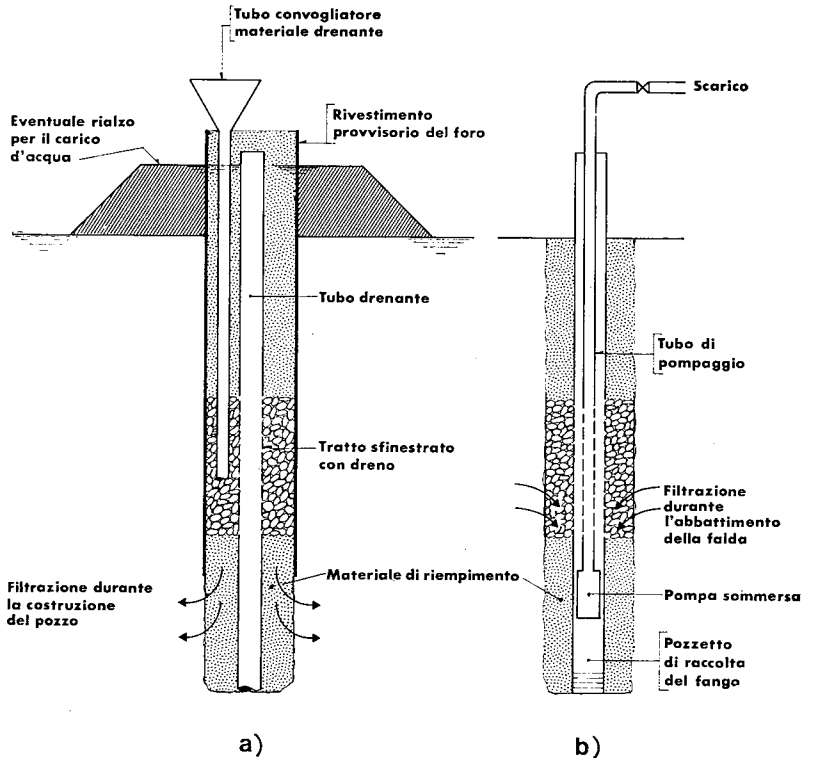


Fig. 15.15 – Sezione dello schema di un pozzo filtrante profondo: *a*, particolari costruttivi; *b*, pozzo in funzione.

Calato il tubo drenante, con sfinestrature di almeno il 10% della superficie laterale, e protetto con rete reps, viene disposto perimetralmente al tubo il materiale drenante, tramite un tubo convogliatore (come per il getto dei pali), mantenendo in esso il livello dell'acqua superiore a quello della falda idrica, in modo che la filtrazione avvenga in verso tale da evitare gli intasamenti.

Qualora la falda sia a piano di campagna, si può costruire una banca di circa 2 m d'altezza per dare il carico all'acqua nel tubo. È opportuno strumentare il pozzo con piezometri per il controllo delle perdite di carico localizzate.

L'uso, infine, di dreni suborizzontali è frequente con morfologia inclinata. Essi sono spesso usati a tergo di paratie, contro fronti di scavo in pendio (v. fig. 15.53) ed ai piedi di scarpate, siano esse artificiali (v. fig. 15.48) che naturali (v. 15.49).

La fig. 15.16 mostra un pozzo verticale, di raccolta dell'acqua di tutto lo scavo, e di sezione tale da permettere l'esecuzione dall'interno di dreni suborizzontali in parete.

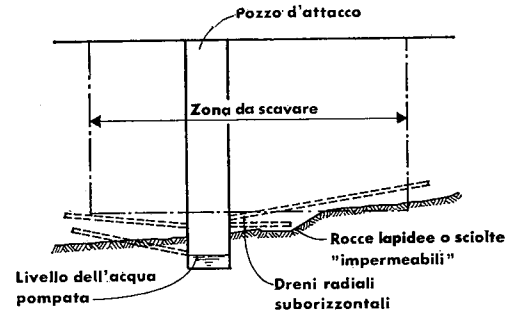


Fig. 15.16 – Disposizione di dreni suborizzontali sul fondo di un pozzo verticale di attacco scavo (Renney).

Si tratta di una situazione particolare in cui il pozzo « d'attacco » raggiunge una formazione rocciosa molto permeabile per fratture ove non si possono nè far penetrare palancole nè usare pozzi drenanti profondi perimetrali. Non è allora possibile regolare l'abbattimento della falda idrica, rispetto al tetto della roccia di base, a causa della circolazione dell'acqua per vie preferenziali attraverso una roccia fratturata. Peraltro qualora il terreno da scavare fosse stratificato, i dreni suborizzontali alla base del pozzo non sarebbero sufficienti.

Molto importante, per tutti gli impianti di drenaggio permanente, a cui è affidata la stabilità delle opere, è la garanzia di continuità di funzionamento nel tempo. È necessario quindi prevedere e prevenire la causa di disservizio (entrare d'aria, intasamento, mancanza di corrente).

Il problema dell'evacuazione rapida dell'acqua è altrettanto importante cosicchè debbono adottarsi collettori e canali disposti secondo una opportuna rete di raccolta superficiale.

Il rilevamento piezometrico periodico, come pure la misura delle portate emunte, sono opportune per controllare la continuità di funzionamento e segnalare, ad es., se sia necessario effettuare la pulizia dei dreni.

15.1.4.4 *Dimensionamento delle opere di drenaggio.*

15.1.4.4.1 Determinazione della permeabilità in sito. — Lo studio degli impianti di drenaggio, per pompaggio, viene generalmente affidato

a Ditte specializzate, tuttavia è oppurtono che il progettista collabori strettamente con l'impiantista, affinchè l'esperienza di quest'ultimo sia ben inserita nel contesto generale dei problemi, quale ad es. quello essenziale dell'interferenza con eventuali opere vicine allo scavo.

Per il dimensionamento dei dreni serve l'equazione del flusso (7.2), governata dalla permeabilità del terreno la cui buona conoscenza è pertanto essenziale.

In prima larga approssimazione la permeabilità può dedursi indirettamente dalle curve granulometriche, ricavate da campioni significativi, prelevati durante i sondaggi. La permeabilità del terreno non è però una grandezza isotropa ed, anzi, è spesso fortemente anisotropa verificandosi, al limite in natura, vie di circolazione preferenziali.

Nelle migliori condizioni, quindi, si può parlare di permeabilità media che, peraltro, difficilmente è elevata ($k_m = 10^{-1}$ cm/sec, v. tab. 3.2) e di permeabilità equivalente (v. 7.2.2), funzione della permeabilità secondo due direzioni principali di flusso.

Per scavi importanti le prove di permeabilità in sito sono dunque determinanti (v. 4.2.8), sia quelle puntuali, ad immissione d'acqua sino a boccaforo con lettura degli abbassamenti del livello, sia a pompaggio con misura delle portate. Le prove possono essere condotte sia durante i sondaggi, sia mediante veri e propri pozzi prototipo (v. figg. 4.55 e 7.4).

La disposizione poi di piezometri serve soprattutto per svelare insidiose condizioni stratigrafiche del tipo di fig. 15.1 e, comunque, per contribuire alla conoscenza della permeabilità e per controllare poi il funzionamento dell'impianto di drenaggio. Per valutare la permeabilità k dalle dette prove la idraulica fornisce delle semplici formule.

Nel caso di prova in pozzetto superficiale, a base quadrata di lato b, qualora il suo fondo disti dal livello di falda di $H > 7$ h, essendo h la profondità dello scavo di prova, ed il terreno saturato risponda al modello di Darcy (piccoli gradienti) (v. 7.2.2) ed abbia $k > 10^{-1}$ cm/sec, cioè sia praticamente privo di fino, risulta a carico costante:

$$k = \frac{Q}{b^2} \quad \frac{1}{27\,\dfrac{h}{b} + 3} \tag{15.14}$$

ed a carico variabile:

$$k = \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \quad \frac{1 + 2\,h_m/b}{27\,\dfrac{h_m}{b} + 3} \tag{15.15}$$

essendo Q la portata assorbita a livello costante, $h_2 - h_1$ la variazione di livello d'acqua nel tempo $t_2 - t_1$ ed $h_m > b/4$ l'altezza dell'acqua nel pozzetto mediata nel tempo $t_2 - t_1$.

Nel caso di prove nel fondo di fori di sondaggio di diametro d, intubati sotto falda idrica (sopra falda la misura è più delicata dovendosi dapprima saturare il terreno) in terreni delle stesse precedenti caratteristiche, è oppor-

tuno svolgere la prova in un controtubo interno a quello al rivestimento. Il tratto l sul fondo, lungo il quale viene eseguita la prova, si riempie con materiale filtrante di granulometria adatta e viene isolato nell'intercapedine in fondo ai due tubi, mediante un tampone anulare. La permeabilità per $l >> d$ risulta a carico costante:

$$k = \frac{Q}{C\,h} = \frac{Q}{l\,h} \tag{15.16}$$

ed a carico variabile:

$$k = \frac{\pi\,d^2/4}{C\,(t_2 - t_1)}\,ln\,\frac{h_1}{h_2} \simeq \frac{d}{16\,t_2 - t_1)}\,\frac{h_1 - h_2}{(h_1 + h_2)/2} \tag{15.17}$$

essendo C il coefficiente di forma della filtrazione dipendente cioè dal diametro d del foro di prova e dalla lunghezza l del tratto filtrante.

Peraltro le espressioni date forniscono la permeabilità di piccoli volumi di terreno: per valutare la permeabilità del terreno interessato da grossi scavi si possono raccogliere, più attendibilmente, le misure di vari pozzi di pompaggio, siti intorno allo scavo, e svolgere l'analisi idraulica indicata in (7.2.4).

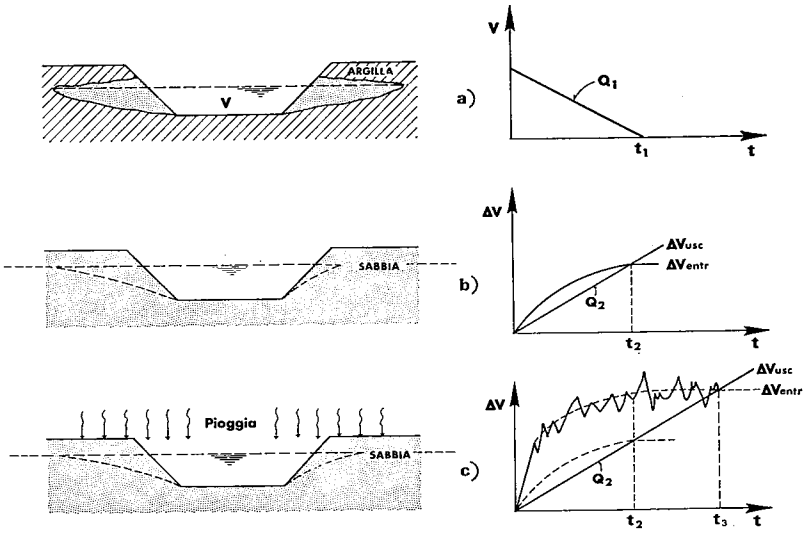


Fig. 15.17 – Diverse condizioni di aggottamento ($\Delta\,V_{usc.}$) di uno scavo: *a*, semplice svuotamento; *b*, con portate « d'ingresso » ($\Delta V_{entr.}$) variabile sino a regime nel tempo; *c*, ulteriore incremento delle portate da aggottare per apporti meteorici.

Nota la permeabilità si valuta la portata « d'ingresso » nello scavo da aggottare durante l'esercizio di pompaggio secondo i diversi criteri delineati in fig. 15.17.

La fig. 15.17 *a* evidenzia la valutazione della portata Q_1 di pompaggio, scelto il tempo pratico t_1 di svuotamento completo. Nella realtà si sovrappone

a tale effetto quello incrementale per apporto ΔV della falda, come in fig. 15.17 *b*, asportabile per dato tempo richiesto t_2 con portata Q_2 di pompaggio. La fig. 15.17 *c* mostra, infine, il caso analogo a quella di fig. 15.17 *b* ma con l'incremento ulteriore dovuto agli eventuali apporti meteorici richiedenti maggiori tempi (t_3) d'emungimento, ovvero maggior portate.

15.1.4.4.2 Rete filtrante. — La scelta delle dimensioni, del tipo e delle distanze fra i pozzi filtranti, come pure del collettore, delle pompe e della rete d'evacuazione, va effettuata sulla base della determinazione sperimentale in sito, della portata necessaria per deprimere la falda o per ridurre la pressione artesiana.

I singoli pozzi filtranti debbono essere dimensionati in modo da ridurre al minimo, da un lato le perdite di carico localizzate, dall'altro gli effetti dell'intasamento (v. regole dei filtri in 7.4.2); in particolare le fessure nel tubo di captazione devono essere minori del D_{60} del dreno.

La scelta della profondità, della lunghezza del tratto sfinestrato, del raggio e dell'interasse dei pozzi, va effettuata inoltre con l'ausilio della rete idrodinamica, tenendo conto della anisotropia del terreno ($k_v \neq k_h$) e delle eventuali stratificazioni ($k_2 \neq k_1$) e ad es. assimilando una fila di well points ad una fessura filtrante (4.7.2.4).

Quanto più un eventuale strato impermeabile di base è vicino alla superficie piezometrica tanto più bisogna ravvicinare i pozzi ed ugualmente quanto più la permeabilità è bassa, essendo i conoidi d'abbattimento della falda poco ribassati (v. ad es. fig. 7.14).

In particolare se la permeabilità in direzione orizzontale è minore di quella in verticale ($k_h < h_v$) l'interasse fra i pozzi deve essere ridotto.

Qualora i pozzi filtranti servano per ridurre le pressioni artesiane, i gradienti di risalita $\Delta h_w/4$ ammissibili, ad evitare l'erosione, sono dell'ordine di 0,5, se lo strato che dà luogo alla artesianità è argilloso. Tale gradiente ammissibile si riduce rapidamente al crescere della permeabilità del detto strato; ad es. uno strato di limo su sabbia è fortemente passibile di erosione al verificarsi della risalita artesiana. In tali casi l'uso dei pozzi di « sollievo » delle pressioni (dreni in sabbia) nello strato poco permeabile, in combinazione con una rete filtrante captante nello strato permeabile sottostante, permette di accrescere il flusso nello strato superiore poco permeabile, favorendo così l'abbattimento e riducendo al minimo i gradienti di risalita. Per contro, in tal modo, si accentuano i cedimenti del piano campagna.

Il dimensionamento, infine, della rete di drenaggio superficiale per il convogliamento delle acque piovane è molto importante, potendo queste creare delle grosse deformazioni dello scavo, soprattutto per cantieri di lunga durata, in zone con forti precipitazioni. La rete va progettata in aggiunta a quella del drenaggio vero e proprio dell'acqua di falda.

I canali di evacuazione, per tali acque, debbono avere opportuni franchi di sicurezza contro la tracimazione e, nei grossi scavi, pozzetti di raccolta per evitare un sovradimensionamento delle pompe (v. fig. 15.17).

La fig. 15.18 illustra il procedimento seguito nella costruzione della galleria di Anversa. Vennero istallati 40 pozzi filtranti a distanze di 7-10 m lungo la cresta della trincea, collegati ad una pompa. Per l'abbassamento ulteriore della falda vennero impiegate pompe immerse.

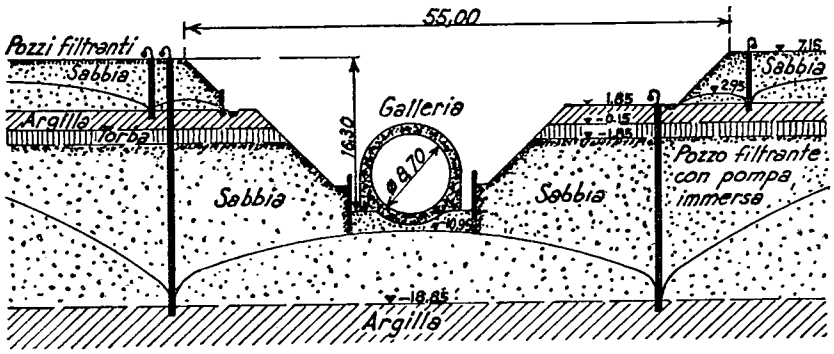


Fig. 15.18 – Disposizione dei pozzi d'abbassamento della falda per la costruzione della galleria di Anversa.

La fig. 15.19 mostra un altro importante abbassamento di falda eseguito per la costruzione di gallerie in Olanda.

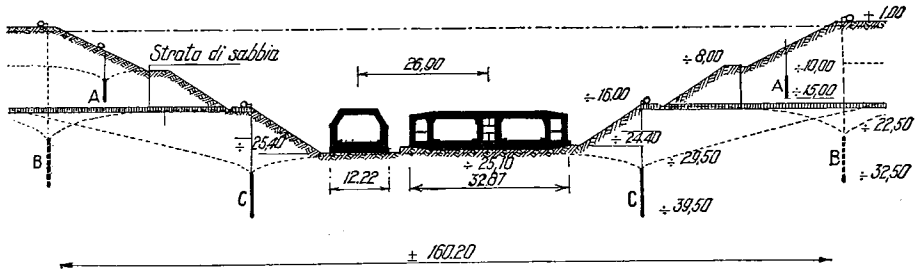


Fig. 15.19 – Sistema di pozzi per l'abbassamento di falda nella costruzione di una galleria.

APPLICAZIONI

15.A.1 Stabilità del fondo di uno scavo in terreno coerente.

Si verificano le condizioni di stabilità dello scavo di fig. 15.A.1 dapprima in condizioni non drenate e poi in quelle, più svantaggiose, drenate.

Le argille hanno i seguenti parametri medi di resistenza:

$$c_u = 0{,}4 \text{ bar}; \qquad \varphi_u = 0$$
$$c' = 0; \qquad \varphi' = 23^\circ$$

il peso di volume è $\gamma = 1{,}8$ t/m³.

La falda idrica è coincidente con il piano campagna.

In base al grafico di fig. 15.3 in condizioni « non drenate » per una trincea di larghezza $b = 10$ m risulta una profondità di scavo limite ultimo pari a (v. eq. 15.5):

$$h_{ult} = \frac{c_u N_c}{\gamma - \dfrac{c_u}{b\sqrt{2}}} = \frac{4 \times 6{,}3}{1{,}8 - \dfrac{4}{1{,}4 \times 10}} \simeq 16{,}6 \text{ m}$$

avendo ignorato la presenza del livelletto sabbioso, perchè non rilevato dalle indagini.

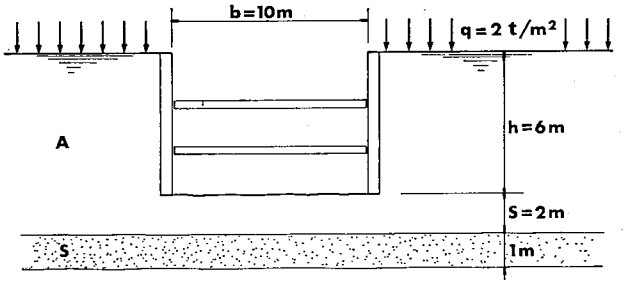


Fig. 15.A.1 – Scavo armato in terreno coerente.

Il coefficiente di sicurezza alla rottura in condizioni non drenate è quindi:

$$\eta = \frac{16{,}6}{6 + 2/1{,}8} = 2{,}3 \text{ (ammissibile)}$$

indipendentemente dalla posizione della falda idrica.

La rapidità dello scavo fa sì che l'argilla del fondo scavo, sempre in condizioni non drenate, si comporti come una membrana impermeabile rispetto al sottostante livelletto di sabbie che, invece, drena rapidamente.

È necessario, perciò, svolgere la verifica in condizioni « drenate » od al galleggiamento del « tampone » di argilla, in base all'eq. (15.11), il coefficiente di sicurezza risulta:

$$\eta = \frac{\gamma_w (h + s)}{\gamma s} = \frac{1{,}0 \times 8{,}0}{1{,}8 \times 2{,}0} \simeq 2$$

ammissibile se la valutazione di s dei sondaggi è esatta.

La presenza del livelletto sabbioso peraltro riduce soltanto il periodo di « validità » delle condizioni non drenate. In ogni caso infatti si instaura la distribuzione della pressioni dovuta alla filtrazione all'interno dello scavo come in fig. 16.52 o 16.55, cui si rinvia anche per il dimensionamento delle opere di sostegno delle pareti dello scavo.

15.2 Stabilità dei pendii « artificiali »: scarpate.

15.2.1 Aspetti naturali.

La stabilità di pendii artificiali, come quelli di rilevati o dighe, per i quali la resistenza del terreno e le condizioni idrauliche vengono stabilite in sede progettuale, può essere verificata, con buona approssimazione, lungo superfici di scorrimento, come in seguito descritto, anche se queste, a volte, si estendono nel terreno naturale.

Per pendii artificiali si intendono anche le scarpate di trincee o di scavi in terreni naturali, per i quali le condizioni idrogeologiche debbono invece essere attentamente individuate, ad evitare che la validità delle verifiche sia compromessa non essendo, di solito, il terreno « progettabile ».

I pendii artificiali si distinguono da quelli naturali per il fatto che essi sono opera dell'uomo, mentre in quelli naturali l'uomo interviene solo quando si debba stabilizzare una situazione di frana. Inoltre, mentre i problemi dei pendii artificiali riguardano zone limitate, quelli dei pendii naturali interessano zone ben più estese, a volte interi versanti (15.3).

Peraltro, sia per i pendii naturali che per quelli artificiali, è la conoscenza delle condizioni ambientali quali distribuzione delle pressioni interstiziali, del regime pluviometrico, dei parametri di resistenza naturali, della velocità di deformazione in sito, che consentono il completo accertamento delle condizioni di stabilità e la scelta degli interventi, in casi di dissesto.

Va subito detto che la tecnica moderna dei veloci mezzi di trasporto delle rocce sciolte è sfavorevole alla stabilità di scavi e rilevati. La roccia sciolta non ha fretta ed è indolente nella risposta cosicchè anche l'esecutore non deve aver fretta. Un rilevato, ad es., eseguito in velocità su un terreno di base molle, se non drenato artificialmente, riserva spiacevoli sorprese.

15.2.2 Stabilità di un pendio indefinito in terreno « omogeneo ».

15.2.2.1 *Pendio indefinito in condizioni drenate.* — Si segue la teoria di Rankine (cap. 9) per l'analisi di stabilità di un'incisione verticale in un pendio indefinito d'inclinazione β, il cui stato tensionale di quiete è stato descritto in (6.2.4).

La fig. 15.20 *b* mostra il pendio in terreno coerente, ove la presenza della coesione consente la « singolare » situazione non ammissibile per terreno incoerente: $\beta > \varphi$. Infatti la retta a tratto, d'inclinazione β, nel piano τ-σ' di fig. 15.20 *a* crescendo di pendenza segnala l'approssimarsi della instabilità del pendio, essendo tale retta il luogo degli stati tensionali di quiete nei piani paralleli al piano campagna.

Per un generico elemento, posto alla profondità $z = h$ dal piano campagna, ipotizzando il mezzo coerente in assenza di falda il coefficiente di sicurezza viene (v. fig. 15.20 *a*) ($\tau_f = \tau_{ult}$):

$$\eta = \frac{\tau_{ult}}{\tau} = \frac{P_0 P_2}{P_0 P'} = \frac{c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'}{\tau} = \frac{c' + \gamma h \cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} \qquad (15\text{-}18)$$

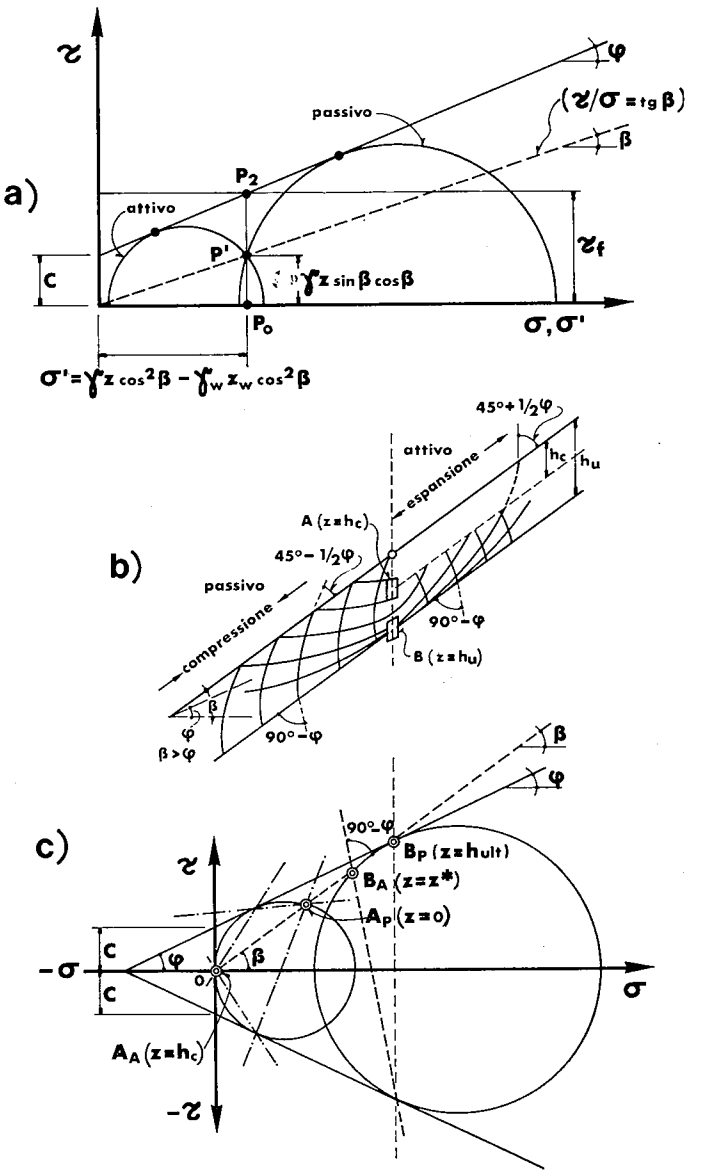


Fig. 15.20 – *a*, stato tensionale efficace di un generico elementino P ($z < h_{ult}$): valutazione del coefficiente di sicurezza (Terzaghi); *b*, pendio ideale in terreno coerente inclinato di un angolo $\beta > \varphi$, famiglia delle linee di scorrimento; *c*, idem: circoli di Mohr delle tensioni totali per due elementini A e B alle profondità, rispettivamente, $z = h_{crit}$ e $z = h_{ult}$.

Nello stato limite ultimo (per $\eta = 1$) risulta la profondità del piano di scorrimento:

$$h_{ult} = \frac{c'}{\gamma} \quad \frac{1}{(\text{tg}\,\beta - \text{tg}\,\varphi')\cos^2\beta} \tag{15.19}$$

Se $c' = 0$, risulta $h_{ult} = 0$, ovvero $\beta = \varphi'$ per $\eta = 1$, essendo:

$$\eta = \frac{\gamma\, h \cos^2\beta\, \text{tg}\,\varphi'}{\gamma\, h \sin\beta \cos\beta} = \frac{\text{tg}\,\varphi'}{\text{tg}\,\beta} \tag{15.20}$$

indipendentemente dalla profondità della superficie di scorrimento.

Viene così la classica definizione per β di *angolo di natural declivio o di riposo* che presuppone un terreno poco addensato, quale un riporto di materiale di scarico ($\varphi' = \varphi'_{cv}$ tab. 3.12). Al crescere dello stato d'addensamento l'angolo φ' tende al valore di picco (φ'_p) e la pendenza naturale della scarpata è maggiore ($\beta > \varphi'_{cv}$) del caso di terreni poco addensati.

La fig. 15.20 *b* mostra, in particolare, i circoli di Mohr e le famiglie delle linee di scorrimento per elementini A, posti alla profondità critica h_{crit} (v. 9.2.3.3.), ed elementi B, sottoposti ad uno stato tensionale ultimo, definito dall'intersezione della retta limite φ' con la retta d'inclinazione β, e posti alla profondità h_{ult}, precedentemente definita.

Influente può essere la presenza dell'acqua. Se il pendio è completamente sommerso in acqua ferma, nell'eq. (15.18) e (15.20) compare il peso volume sommerso γ', anzichè γ, per cui tutto rimane invariato.

Nel caso invece di filtrazione permanente parallela al piano campagna, la tensione efficace, ad una generica profondità h, risulta (v. fig. 6.12 o 15.24):

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma\, h \cos^2\beta - \gamma_w\, h_w \cos^2\beta \tag{15.21}$$

essendo la pressione interstiziale definita dalla rete idrodinamica.

Il coefficiente di sicurezza risulta allora (v. eq. 15.18):

$$\eta = \frac{c' + (\gamma\, h - \gamma_w\, h_w)\cos^2\beta\, \text{tg}\,\varphi'}{\gamma\, h \sin\beta \cos\beta} \tag{15.22}$$

da cui, per $\eta = 1$, ed in particolare per $h_w = h$, risulta:

$$h'_{ult} = \frac{c'}{\gamma} \quad \frac{1}{\left(\text{tg}\,\beta - \dfrac{\gamma'}{\gamma}\,\text{tg}\,\varphi'\right)\cos^2\beta} < h_{ult} \tag{15.23}$$

Nel caso di terreni incoerenti o coerenti normalconsolidati (NC), per i quali $c' = 0$, risulta $h'_{ult} = 0$ e, sempre considerando la superficie piezometrica coincidente con il piano campagna, essendo il coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{\gamma'}{\gamma} \quad \frac{\text{tg}\,\varphi'}{\text{tg}\,\beta} \tag{15.24}$$

si vede che la pendenza ammissibile del pendio, soggetto a filtrazione permanente, è circa la metà di quella (v. eq. 15.20) del terreno asciutto.

Si intuisce, allora, che il metodo più semplice per rendere stabile una pendice, ad es. di argille NC, è di deprimere la superficie piezometrica ($h_w < h$), tramite ad es. dreni a gravità longitudinale (v. 15.4).

Le considerazioni svolte per l'equilibrio puntuale (v. 9.4.2) possono, anche in questo caso essere estese all'equilibrio limite globale (v. 9.4.1).

La fig. 15.21 *a* descrive lo schema di calcolo: la pendenza del pendio è costante e sono parallele le tracce della superficie piezometrica e di scorrimento, a profondità qualsiasi, per cui il problema è staticamente determinato.

L'analisi della stabilità, secondo lo schema di pendio indefinito è, a volte, valida anche per mezzi stratificati, purchè di spessore costante ed esiguo, rispetto all'estensione del pendio, cioè $s << h$, come in fig. 15.21 *b*. La superficie di scorrimento deve trovarsi poi a piccola profondità, e sempre parallela al piano di campagna, come pure deve esserlo la superficie piezometrica, ovvero il pendio deve essere interamente sommerso.

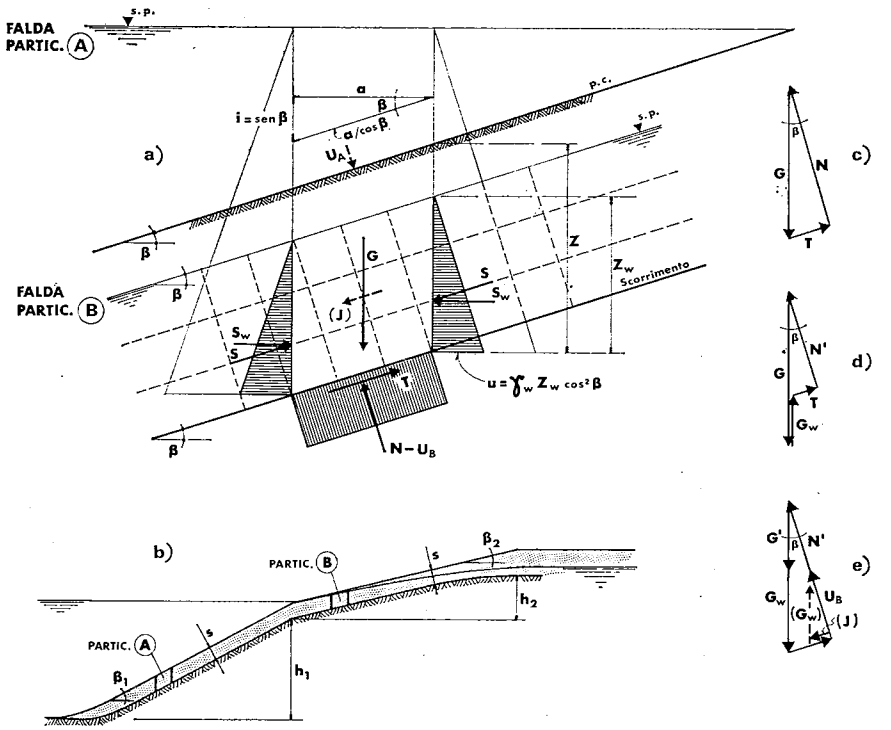


Fig. 15.21 – *a*, particolare delle azioni su una striscia generica nei casi *A* e *B*; *b*, schematizzazione di un pendio incoerente indefinito in situazione di filtrazione (caso *A*) e di sommersione (caso *B*); *c*, poligono delle forze per pendio asciutto; *d*, idem pendio sommerso (caso *A*); *e*, idem in filtrazione (caso *B*).

Nella trattazione dell'equilibrio globale, come si vedrà nel metodo delle strisce per i pendii definiti, e come mostra la fig. 15.21, si ricerca il poligono d'equilibrio delle forze agenti su una striscia generica tipo A o B. Le azioni mutue, agenti sulle facce verticali delle strisce, sono, per simmetria, uguali e parallele al piano campagna, le S_w sono però diverse nel caso di pendio sommerso (concorrono alla sottospinta d'Archimede G_w verticale) mentre sono uguali nel caso di pendio sottoposto a filtrazione permanente.

Il coefficiente di sicurezza è il rapporto fra la risultante della resistenza al taglio disponibile e la risultante del taglio mobilitato cioè:

$$\eta = \frac{T_{ult}}{T} = \frac{C + (N - U) \operatorname{tg} \varphi'}{T} \tag{15.25}$$

che esplicitato, cioè a meno di $a/\cos \beta$, moltiplicatore di ogni termine (ad es. $C = c\, a/\cos \beta$), conferma l'eq. (15.18).

È interessante osservare anche la variazione delle altre forze, e quindi del loro poligono di equilibrio (v. fig. 15.24 *c*, *d*), passando dal caso di terreno incoerente asciutto, ovvero saturo ($G = G_{sat}$) al caso sommerso, naturalmente in assenza di filtrazione. L'azione T si riduce, nel caso sommerso, e parallelamente si riduce anche la resistenza T_{ult} (N diventa $N' = N - U$) per cui la pendenza ammissibile, in particolare massima ($\beta = \varphi$) è la stessa del caso asciutto, come già rilevato in fig. 15.20.

Interessante è pure il confronto fra il caso di terreno incoerente saturo e quello di filtrazione permanente (v. fig. 15.24 *c*, *e*). L'azione che mobilita T è la stessa ma la resistenza T_{ult} per effetto della filtrazione si riduce a circa la metà per cui la pendenza ammissibile si dimezza, come prima visto (v. anche eq. 15.24). Si osservi, in particolare, che se si considera anzichè l'equilibrio al contorno quello sul singolo elementino, compaiono la spinta d'Archimede G_w e la forza di filtrazione J.

15.2.2.2 *Pendio indefinito in condizioni non drenate.* — Nel caso poi di pendio indefinito coerente, in condizioni non drenate, il coefficiente di sicurezza ed il fattore di stabilità risultano:

$$\eta = \frac{c_u}{\gamma\, h \sin \beta \cos \beta}\ ;\ N_s = \frac{\gamma\, h_{ult}}{c_u} = \frac{1}{\sin \beta \cos \beta} \tag{15.26}$$

e nel piano di Mohr, la retta limite, ($\varphi_u = 0$, $c_u = \tau_f$) interseca ancora la retta d'inclinazione β (v. fig. 15.20 *a*).

Emerge quindi l'importanza, per la stabilità dei pendii, della presenza della coesione, sia in condizione drenata che non drenata.

Lo studio in condizione non drenata esamina, ad es., la situazione di uno scavo eseguito rapidamente, o di costruzione di una diga in terra, o l'effetto di un evento sismico; lo studio in condizioni drenate, principalmente, esamina i pendii naturali ed in particolare gli effetti della filtrazione.

La fig. 15.22 illustra gli effetti di uno scavo rapido in argilla sulle pressioni interstiziali u e quindi su quelle efficaci e, di conseguenza, sul coefficiente di sicurezza della stessa operazione di scavo. All'inizio, avendosi condizioni non drenate, si verifica una riduzione, non marcata, delle tensioni efficaci mentre le tensioni efficaci diminuiscono, nel tempo, per cui la sicurezza si riduce e si può anche verificare il collasso delle fronti di scavo.

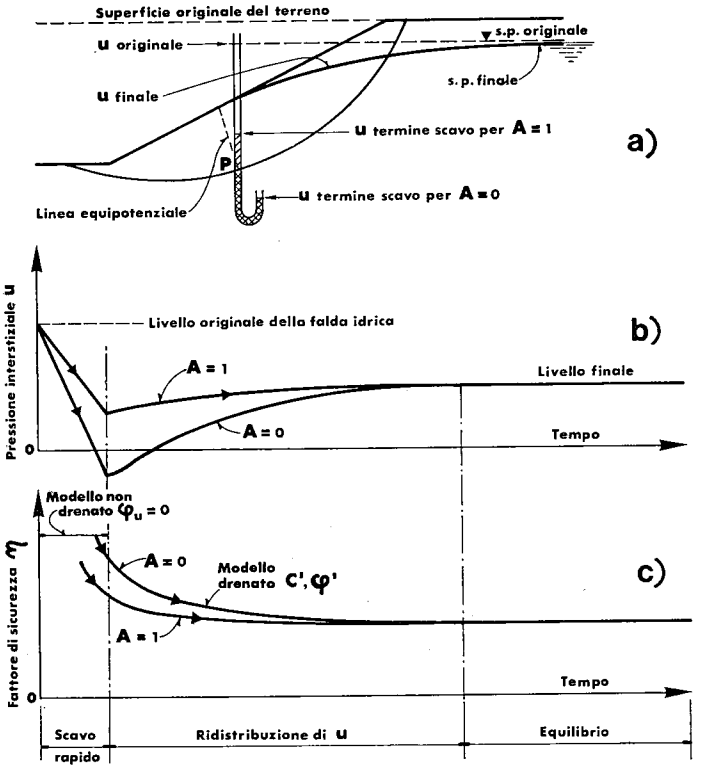


Fig. 15.22 – Rilevamento delle pressioni interstiziali in uno scavo con argilla NC (coefficiente di sovrapressione interstiziale; $A = 1$) e SC ($A = 0$) durante e dopo uno scavo in argille (Bishop e Bjerrum).

Nella fig. 15.22 *b* e *c*, ove sono indicate le variazioni di u e di η per due valori del coefficiente A di Skempton (v. fig. 3.23), si vede che per le argille sovraconsolidate ($A \simeq 0$) la ridistribuzione delle u, nel tempo, è più sentita che per le argille normalconsolidate ($A \simeq 1$).

Si noti poi che l'eq. (15.26) presuppone la coesione c_u costante con z; in realtà, come appare dalla fig. 15.23 *a*, la coesione non drenata, per le argille NC, varia con la profondità per cui si può avere la stabilità anche per $z > h_{ult}$. In fig. 15.23 *a* è riportato anche l'aumento di c_u, a seguito di essiccamento, crea ulteriore resistenza, che peraltro è sempre insicura per effetto delle piogge.

Considerazioni analoghe sono valide per le condizioni drenate, come rappresentato in fig. 15.23 *b* ove le curve $\tau_0 - z$ (v. figg. 6.11 e 6.4) e $\tau_f = \tau_{ult} - z$ sono equivalenti a quelle indicate con β e φ di fig. 15.20 *a*.

L'uso delle eq. (15.18) e (15.26) permette allora di ricavare la profondità h_{ult} dalle caratteristiche di resistenza del terreno rispettivamente in condizioni drenate e non drenate analogamente alla sola eq. (15.7) nel caso di scarpata verticale.

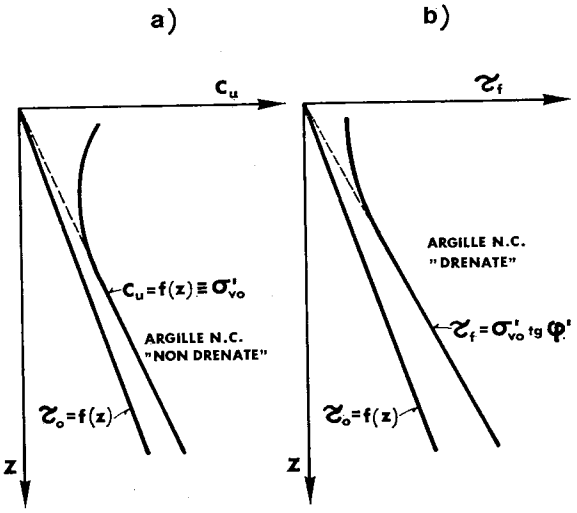


Fig. 15.23 – Confronto alle varie profondità fra la tensione tangenziale di quiete τ_0 e la resistenza di una argilla normalconsolidata essiccata (superficialmente): *a*, in condizioni non drenate c_u; *b*, in condizioni drenate τ_f.

Si evidenziano, così, le zone critiche, nell'intorno di un certo campo di profondità z, in cui le condizioni di stabilità sono vicine a quelle limite ultime e dove i fenomeni di creep sono cospicui.

Oppure, se la zona di scorrimento è individuata, si possono ricavare i parametri di resistenza limite in sito e confrontarli con quelli misurati in laboratorio, a conforto della valutazione della stabilità.

In particolare tornando alle condizioni drenate, se la resistenza del terreno scende ai valori residui (fig. 3.84), si passa, a parità di β, dalla situazione stabile $\varphi > \beta > \varphi_r$ e $c > 0$ (fig. 15.20 *a*) a quella instabile $\varphi_r < \beta$; $c' = 0$ di fig. 15.20 *b*.

Si osservi poi che, se i carichi sul pendio aumentano, si formano nel terreno zone di creep intenso in situazione analoga a quella che si verifica per riduzione della resistenza con avvicinamento al collasso. Tale, ad esempio, è il caso di costruzione di un rilevato su pendio, come in fig. 15.24, che applica sulla superficie del pendio tensioni p_s e τ_s che modificano i circoli di Mohr di $\tau_0 + \Delta\tau$,

con rotazione della direzione della tensione principale e quindi delle linee di scorrimento. I decorsi delle tensioni si avvicinano più rapidamente al collasso (v. anche fig. 6.58).

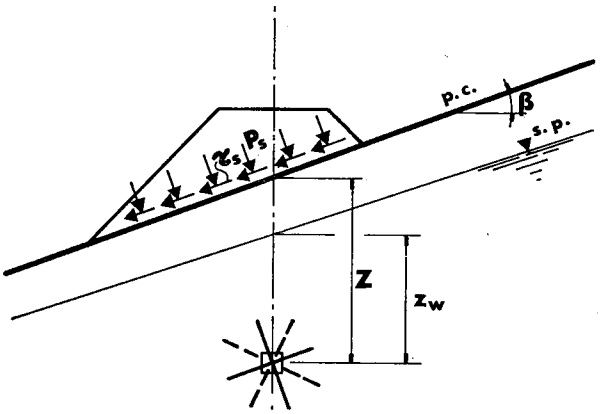


Fig. 15.24 – Effetto del carico di un rilevato sullo stato tensionale di un pendio.

15.2.3 Stabilità di scarpata o pendio definito in terreno « omogeneo ».

15.2.3.1 *Scarpata o pendio definito in condizioni non drenate.* — L'analisi di stabilità di un pendio può essere condotta con il classico procedimento della ricerca della più probabile superficie di scorrimento, secondo gli schemi della fig. 15.25. Tale ricerca è facilitata dal riferimento alla rete delle superfici di scorrimento tracciata nella fig. 15.25 *a*.

La superficie di scorrimento più sfavorevole, ossia con coefficiente di sicurezza minimo, che soddisfi sia il teorema statico che cinematico (v. 9.4.2) nel metodo degli stati limiti ultimi, viene ricercata per tentativi in una verifica globale.

Si deve a Taylor uno dei primi procedimenti per la ricerca del circolo d'attrito, in mezzo omogeneo non fessurato, in condizioni non drenate. Il metodo lascia arbitraria la distribuzione delle pressioni sulla superficie di scorrimento, la cui direttrice viene assunta circolare, come nelle figure 15.25 *b* e *c* (indicate con linea a tratto) ove sono evidenziate le divergenze con le direttrici delle superfici di scorrimento reali (indicate con la linea continua), che non conoscendo le classiche formule matematiche hanno curvatura variabile. E il terreno non conosce cioè l'ipotesi del modello di superficie cilindrica talchè, certamente, la superficie reale se ne discosta a scapito della validità della schematizzazione del problema a piano.

Inoltre la direttrice circolare presuppone che la rottura avvenga simultaneamente lungo tutta la superficie mentre, in realtà (Frontard), essa si estende progressivamente, il che comporta che la direttrice anzichè circolare abbia l'aspetto di una cicloide.

Il collasso di pendio può verificarsi con scorrimento superficiale (slope failure, circolo di raggio r_1 in fig. 15.25 *a*) per elevata inclinazione del pendio; ovvero con scorrimento alla base (base failure, circolo di raggio r_2 in fig. 15.25 *b* e *c*) per pendio scarsamente acclive. Ha influenza poi la eventuale variazione di resistenza del terreno con la profondità: se essa è crescente, la rottura alla base è improbabile (v. fig. 15.23) ed avviene la rottura di pendio mentre invece la rottura di base è facilitata dalla presenza, a breve profondità, di uno strato di minor resistenza.

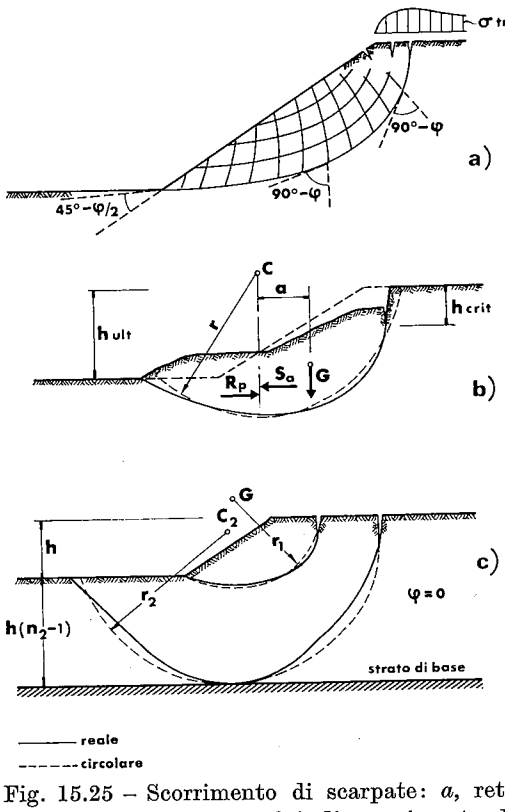


Fig. 15.25 – Scorrimento di scarpate: *a*, rete delle tracce delle superfici di scorrimento di una scarpata; *b*, scorrimento di superficie; *c*, scorrimento di base (Terzaghi).

Con terreno coerente, in condizioni non drenate ($\varphi_u = 0$) (v. figura 15.22), Taylor fornisce dei diagrammi che facilitano l'analisi della stabilità delle scarpate nei due casi di collasso.

La fig. 15.26 *c* contiene un grafico per la ricerca del centro di rotazione C del circolo di rottura, qualora questo sia in prossimità del pendio: in particolare se $\beta = 60°$ ($\alpha = \beta$), il circolo è tangente all'orizzontale passante per il piede della scarpata e se $\beta < 60°$ il circolo si approfondisce secondo il fattore di profondità $n_z = z_{max}/h$, tipico della rottura di base ($n_z > 1$).

In quest'ultimo caso il centro di rotazione C cade di massima sulla verticale passante per la mezzeria della scarpata ed il circolo di rottura, più in generale, è caratterizzato oltre che da n_z anche da $n_x = x/h$, come indicato in fig. 15.26 *a*.

Dall'equilibrio alla rotazione, intorno a C, delle forze resistenti e gravitazionali risulta il coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{c_u\, l\, r}{P\, a} = \frac{c_u}{\gamma\, h}\, N_s \qquad (15.27)$$

essendo l lo sviluppo del circolo, a il braccio della forza peso P ed N_s il fattore di stabilità dipendente, come per l'eq. (15.26), dalla geometria del problema in condizioni limiti ultime. Esso è diagrammato in fig. 15.26 *b* e *d*. Il circolo

più sfavorevole viene ricercato mediante l'eq. (9.25) $\left(\frac{dS}{d\alpha} = 0\right)$, analogamente a quanto fatto per il calcolo della spinta sui muri.

Nota quindi la coesione c_u del terreno e fissato η_H, si può ricercare dal grafico della fig. 15.26 la pendenza β ammissibile per una data h. Inversamente dati h e β si può ricercare c_u medio, poichè c_u varia con la profondità; oppure, infine, dati h, β e c_u si può ricavare il coefficiente di sicurezza η.

Assumendo $\eta = 1$ si possono ricavare i parametri di resistenza naturale (v. eq. 15.27); in altre parole, considerando lo scorrimento del terreno di pendio

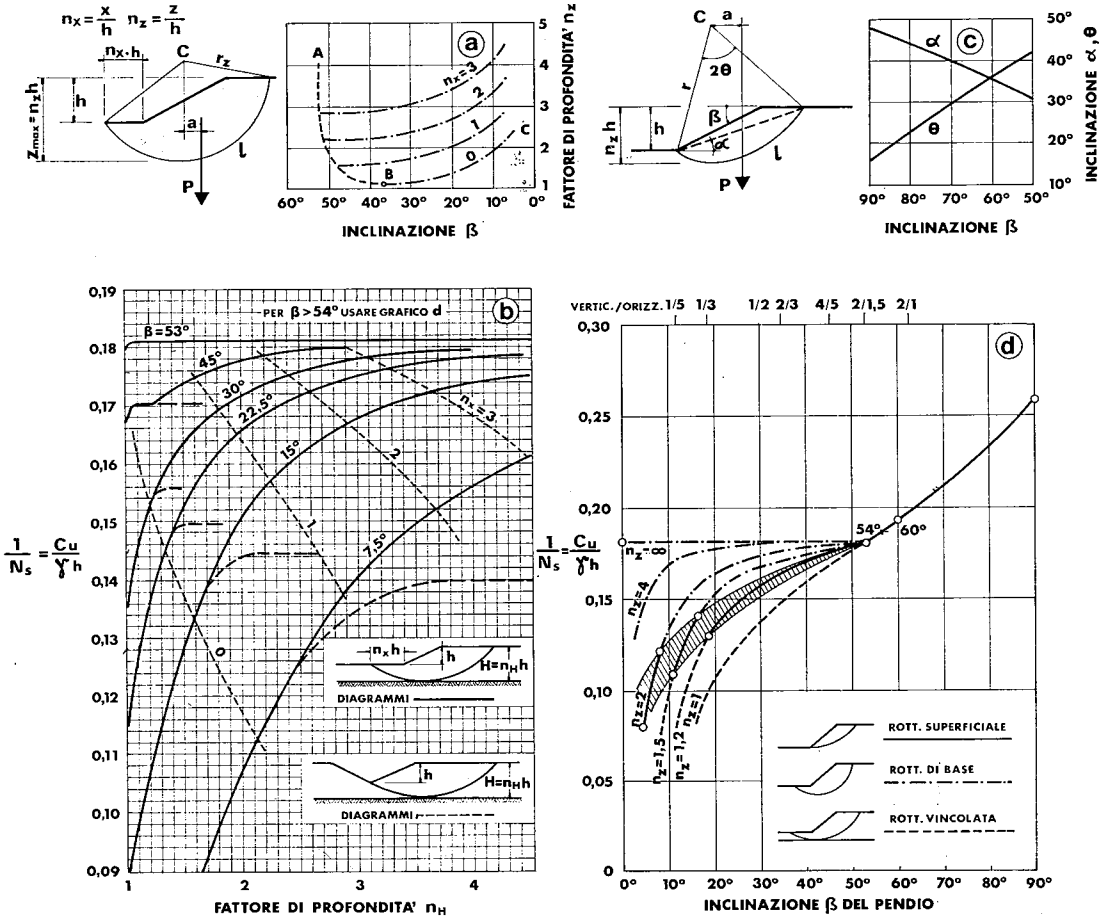


Fig. 15.26 – Carta di stabilità delle scarpate nell'ipotesi $\varphi_u = 0$; *a*, rottura di «pendio» e curve per la ricerca del centro di rotazione (Fellenius); *b*, determinazione dell'angolo di pendio in funzione dell'inverso del numero di stabilità per $\beta < 54°$ (Taylor); *c*, rottura di « base » e curve per la ricerca del centro di rotazione (Fellenius); *d*, idem *b*, per per $\beta > 54$ (Taylor).

come una prova di rottura non drenata, su ampia scala, si può dedurre il valore di c_u medio mentre, in condizioni drenate, non si possono distinguere gli effetti di c' e di φ' con la detta valutazione.

Per $\beta = 90°$ la fig. 15.26 *d* fornisce $N_s = 3{,}85 \sim 4$ per cui l'eq. (15.27), relativa a superficie di scorrimento circolare di « base » per $n_z = 1$, coincide con la (15.2) per scavi a pareti puntellate e superfici di scorrimento piane (Rankine).

Quindi l'altezza, che è di collasso per una fronte di scavo libera, è invece critica, a parità di terreno, per una fronte di scavo verticale puntellata.

Infatti, un pendio privo di opere di sostegno, deve ricercare in se stesso la resistenza, come indicato in fig. 15.25 *b*; il decorso delle tensioni passa dallo stato attivo a monte a quello passivo a valle.

Nel caso poi di rottura per scorrimento alla base con $n_z = \infty$ risulta $N_s = N_c = 5{,}52$, come per il fondo di uno scavo nastriforme (v. eq. 15.7), indipendentemente da β; se dunque la resistenza del terreno in profondità si riduce, tanto da favorire lo scorrimento alla base, come ad es. passando da uno strato consistente ad uno molle, la pendenza della scarpata ha scarsa influenza, pervenendosi, in ogni caso all'instabilità di base.

La fig. 15.26 *d* mostra che per un mezzo omogeneo il passaggio dello stato critico per rottura di base, a quello per rottura superficiale, avviene per una inclinazione della scarpate $\beta = 54°$.

Per $\beta < 54°$ si hanno allora due possibilità di collasso della scarpata: per $n_z > 4$ il collasso avviene per scorrimento di base, mentre per $1{,}2 < n_z < 4$ (zona campita di fig. 15.26 *d*) si verifica per scorrimento superficiale.

Oltre ai due casi descritti di rottura, è singolare quello di presenza di uno strato di base « rigido »: il circolo di scorrimento è allora vincolato dalla tangenza allo strato ed è, in generale, diverso da quello di base, che si avrebbe in in assenza dello strato rigido e di conseguenza diverso è anche il fattore N_s. Caratterizzando questo nuovo circolo « vincolato » con il fattore di profondità $n_z = n_H = H/h$, dove H è la profondità dello strato rigido, dalla fig. 15.26 *b* si ricava il fattore N_s ricercato.

I campi di variazione di N_s sono allora quelli individuati dalla fig. 15.26 *d*, e si vede che la presenza dello strato rigido innalza il fattore di stabilità N_s. In particolare la geometria del circolo di rottura, se $n_z = 1$ cioè $H = h$ ed $n_x = 0$, è individuata dalla curva $A\ B\ C$ della fig. 15.26 *a*.

In fig. 15.26 *b* è considerato poi il caso di scavo a sezione triangolare con rottura alla base (curve a tratto).

Nella fig. 15.27 è diagrammato quanto detto in forma diversa, in modo da fornire per pendenza β della scarpata, e per dato valore misurato di c_u, l'altezza di scarpa critica ridotta h'_{crit}, assunto sperimentalmente da Tschebatorioff pari a 2/3 h_{crit} per effetto della fessurazione (v. 15.1.2.2).

Esperienze condotte in argille molli hanno indotto Frontard ad indicare come altezza limite di scarpata (v. eq. 9.76 e 15.26):

$$h_{ult} = \frac{c_u}{\gamma}\ (2 + \pi - 2\,\beta) = \frac{c_u}{\gamma}\ N_s \qquad (15.28)$$

da cui viene la tabella 15.4.

TABELLA 15.4 – **Altezza limite di scarpate in argille molli.**

tg β	0	1/1	2/3	1/2	1/3	1/5
N_s	2	3,57	3,97	4,21	4,50	4,75
$\frac{\gamma\, h_{ult}}{c_u \operatorname{tg}\beta}$	0	3,57	5,95	8,42	13,50	23,75

I coefficienti di sicurezza per ricavare h_{amm} di progetto sia, rispetto ad h_{crit} che rispetto ad h_{ult}, vanno valutati volta per volta preferibilmente sulla base di scavi prototipi.

Va rilevato che la modellazione più addolcita della scarpata non fa sempre guadagnare molto in stabilità, mentre accresce il volume di scavo.

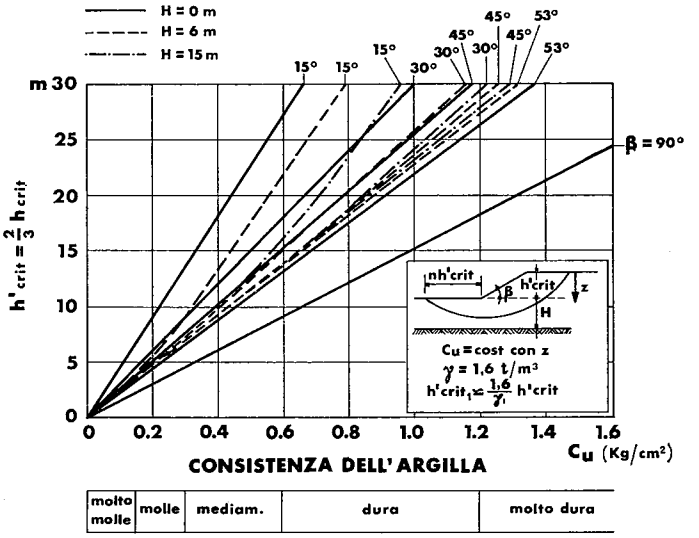


Fig. 15.27 – Grafico per la valutazione dell'altezza critica ridotta (comprensiva dell'effetto della fessurazione) in funzione della pendenza β della scarpata, della profondità H dello strato di base e della coesione non drenata c_u (Tschebotarioff).

Una trattazione analoga alla precedente, ma per il mezzo asciutto omogeneo di caratteristiche c' φ', conduce, infine, a valori del fattore di stabilità N_s elevati, non appena $\varphi' > 10°$. In particolare se $\varphi' = \beta > 10°$ risulta $N_s = \infty$ ed è possibile la rottura « di pendio » e non di « base ».

La ricerca del coefficiente di sicurezza può essere effettuata anche per via grafica, tramite il poligono delle forze (v. in seguito fig. 15.35).

Come mostra chiaramente l'analisi per via grafica il problema è staticamente indeterminato poichè al contorno del pendio indefinito, le forze incognite sono una in più delle 3 concesse dalle equazioni della statica. È necessario perciò una assunzione quale ad es. quella, già citata, della distribuzione delle pressioni normali sulla superficie di scorrimento.

Tale assunzione influisce sul valore del fattore di sicurezza η ma poichè la distribuzione delle pressioni deve rispettare le condizioni limiti di rottura al contorno se ne può fare una valutazione intuitiva per rendere il problema isostatico.

A parità di parametri geotecnici il metodo di Taylor può fornire dati discosti dal vero, in alcuni casi anche del 40% a vantaggio, in ogni caso, della sicurezza, mentre il metodo delle strisce di Bishop, descritto al paragrafo seguente (v. eq. 15.32), ha una approssimazione del $5 \div 10\%$.

Si osservi inoltre che il coefficiente di sicurezza η presuppone la costanza di τ_f (rottura simultanea) lungo tutta la superficie di scorrimento anche se esso, in effetti, ha valore variabile (rottura progressiva).

15.2.3.2 *Scarpata o pendio definito, in presenza di filtrazione o semisommerso: condizioni drenate.*

15.2.3.2.1 Metodo delle strisce di Fellenius. — Nel paragrafo precedente si è analizzata la stabilità globale del pendio, ossia dell'intero corpo delimitato dalla superficie di scorrimento. Nel caso di filtrazione, o di pendio semisommerso il maggior numero dei parametri in gioco non consente più l'analisi globale cosicchè si ricorre al metodo delle strisce o calcolo alle differenze finite.

Questo metodo consente di tener conto della irregolarità del pendio, della presenza di una superficie piezometrica curva, e della non uniformità delle caratteristiche del terreno, la cui conoscenza dei parametri naturali è spesso carente.

Il metodo delle strisce venne proposto da W. Fellenius per la prima volta nel 1936 per il calcolo delle dighe, e battezzato «metodo del circolo svedese».

La fig. 15.28 *a*, *b* mostra la suddivisione in strisce di un pendio interessato a una filtrazione di cui è riportata la rete di flusso.

La fig. 15.28 *c* descrive le forze agenti su una striscia generica fra le quali non compaiono le azioni mutue S sulle superfici laterali delle strisce poichè sono trascurate.

L'assunzione intuitiva, già proposta nel precedente paragrafo, per rendere isostatico il problema dell'equilibrio della striscia, è che la componente della risultante delle forze, in direzione normale alla superficie di scorrimento, sia nulla, ovvero si considera che le azioni mutue (v. fig. 15.31) S_i abbiano risultante parallela alle T_i, per cui l'equazione di equilibrio efficace risulta:

$$N_i' = G_i \cos \Theta_i - U_i \tag{15.29}$$

essendo $U_i = u_i \Delta l_i = \gamma_w h_{pi} \Delta x_i / \cos \Theta_i$, come in fig. 15.28 *c*. Nel termine G_i peso della striscia i-esimo, possono includersi eventuali carichi presenti sul pendio.

L'azione dell'acqua U è valutata, come sempre, dall'altezza di pressione h_p, in base alla rete idrodinamica, individuata con piezometri.

Il coefficiente di sicurezza risulta allora, come nella (15.30), dall'equilibrio dei momenti motori e resistenti, con espressione analoga all'eq. (15.18) del pendio indefinito, per cui:

$$\eta = \frac{r \sum_1^n (c_i' + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi_i') \Delta l_i}{r \Sigma \tau_i \Delta l_i} = \frac{\Sigma_1^n (c_i' \Delta l_i + \operatorname{tg} \varphi_i N_i')}{\Sigma_1^u G_i \sin \Theta_i} \qquad (15.30)$$

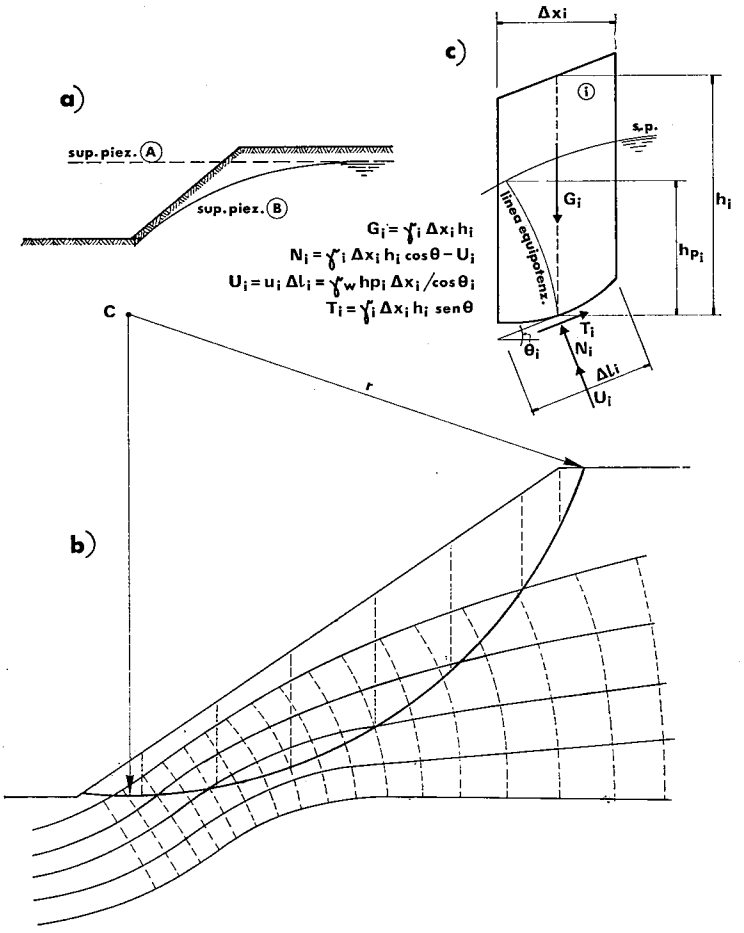


Fig. 15.28 – Analisi di stabilità con il metodo delle strisce: *a*, scarpata interessata da falda idrica depressa; *b*, suddivisione in strisce di una scarpata tenuto conto anche della posizione della superficie piezometrica; *c*, azioni su una singola striscia secondo Fellenius nel caso di filtrazione.

non comparendovi il raggio di curvatura, avendo ipotizzato una superficie di scorrimento circolare.

Qualora i parametri di resistenza siano costanti lungo la superficie di scorrimento, risulta il coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{c' L + \Sigma_1^n (G_i \cos \Theta_i - U_1) \operatorname{tg} \varphi'}{\Sigma_1^n G_i \sin \Theta_i} \tag{15.31}$$

che è approssimata, come detto, sempre in favore della sicurezza ed, in alcuni casi, anche fino al 40%.

In condizioni non drenate la (15.31) diventa:

$$\eta = \frac{\Sigma_1^n c_{ui} \Delta l_i}{\Sigma_1^n G_i \sin \Theta_i} \tag{15.32}$$

che coincide con l'eq. (15.27) se la coesione c_u si mantiene costante in profondità. Le azioni T sono allora indipendenti da N per cui, risultando il problema isostatico, non sono più necessarie le ipotesi precedentemente poste sulle azioni mutue S.

Nel caso poi di $c_u = \alpha \sigma'_{v0}$ (v. eq. 3.166), cioè variabile linearmente con la profondità, come è tipico dell'argilla NC (v. fig. 5.9), per superficie piezometrica coincidente con la topografica risulta:

$$\eta = \sum_1^{i=n} \frac{\xi \gamma' h_i \Delta x_i / \cos \Theta_i}{\gamma h_i \Delta x_i \sin \Theta_i} = \sum_i^n \xi \frac{\gamma'}{\gamma} \frac{1}{\sin \Theta_i \cos \Theta_i} \tag{15.33}$$

avendo esplicitato $G = \gamma h_i \Delta x_i$.

In tal caso η non dipende dalla profondità della superficie di scorrimento, similmente al caso del pendio indefinito Gibson e Morgerstern forniscono una carta per l'eq. (15.33) simile alla eq. (15.26), ma da non confondersi con la presente verifica in condizioni non drenate.

Peraltro non è stata prevista la fessurazione nella parte alta della scarpata. Il metodo delle strisce consente invece di tenerne conto: basta annullare la forza T_{ult} per la striscia più in alto, assunta di altezza h_{crit}.

Tornando alle condizioni drenate nel caso poi di pendio « semisommerso », non sottoposto a filtrazione, come in fig. 15.28 *a* (caso A), l'eq. 15.21 diviene:

$$N_i = (G_i - G_{wi} \cos \Theta = G_i \cos \Theta_i - \gamma_w z_{wi} \Delta x_i \tag{15.34}$$

essendo G_i e G_{wi} rispettivamente il peso volume e la sottospinta idraulica; come risulta dal poligono delle forze di fig. 15.21 *d*.

In presenza poi di falde artesiane la distribuzione delle pressioni interstiziali è più complessa ed il pericolo d'instabilità più sentito, analogamente a quanto visto in (15.1) per gli scavi.

15.2.3.2.2 Metodo delle strisce di Bishop. — Il metodo delle strisce semplificato, proposto da Bishop, assume una distribuzione delle N_i'

che abbia componente della risultante nulla in direzione verticale, ovvero trascura le azioni mutue S_i (v. fig. 15.31) il che è equivalente a considerare che le S_i abbiano risultante orizzontale.

Quindi dall'equilibrio in direzione verticale viene:

$$G_i = (N_i' + U_i) \cos \Theta_i + T_i \operatorname{sen} \Theta_i \tag{15.35}$$

ove

$$N_i' = \frac{G_i - u\,\Delta x_i - c'\,\Delta x_i \operatorname{tg} \Theta_i/\eta}{\cos \Theta\,[1 + (\operatorname{tg} \Theta \cdot \operatorname{tg} \varphi)/\eta]}$$

avendo assunto $T_i = T_{\text{mlt}}/\eta = (c' \dfrac{\Delta x_i}{\cos \Theta} + N_i \operatorname{tg} \varphi)/\eta$, dove η, in prima approssimazione, è valutabile con la (15.31), ovvero può essere imposto per tentativi.

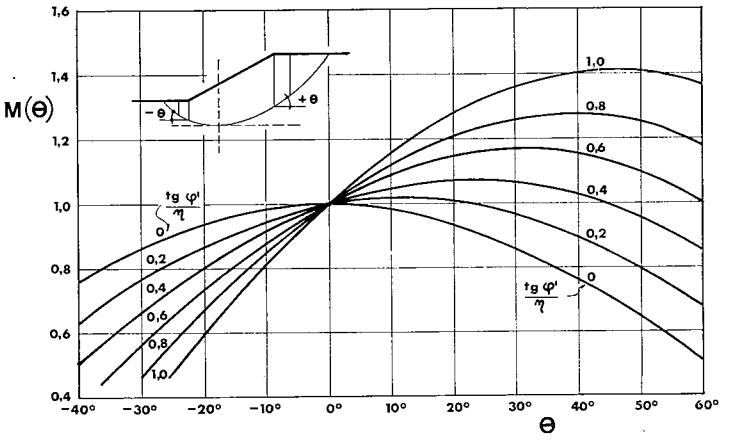


Fig. 15.29 – Grafico per la determinazione della funzione M (Θ) del metodo delle strisce semplificato da Bishop.

Il coefficiente di sicurezza risulta allora:

$$\eta = \frac{\displaystyle\sum_{i=1}^{i=n} \left[c_i' \,\Delta x_i + (G_i - u_i \,\Delta x_i) \operatorname{tg} \varphi\right] \left[1/M(\Theta_i)\right]}{\displaystyle\sum_{i=1}^{i=n} G_i \operatorname{sin} \Theta_i} \tag{15.36}$$

essendo

$$M\,(\Theta_i) = \cos \Theta_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \Theta_i \operatorname{tg} \varphi'}{\eta}\right) \tag{15.37}$$

Poichè il coefficiente di sicurezza η compare sia nella (15.36) che nella (15.37), l'eq. (15.36) deve esser risolta per tentativi; peraltro l'iterazione

converge rapidamente, specie con l'ausilio del diagramma $M(\Theta_i) - \Theta_i$, di fig. 15.29, in funzione di tg φ'.

La trattazione è adattabile al caso di pendio « semisommerso », come per l'eq. (15.34).

15.2.3.2.3 Metodi delle strisce generalizzati. — Bishop e Morgerstern hanno proposto un metodo approssimato, simile a quello di Taylor, ma in termini di tensioni efficaci anzichè totali. Le pressioni interstiziali vengono espresse nella forma:

$$u = r_u \gamma h \tag{15.38}$$

essendo r_u un coefficiente costante lungo tutto il circolo di scorrimento, γ il

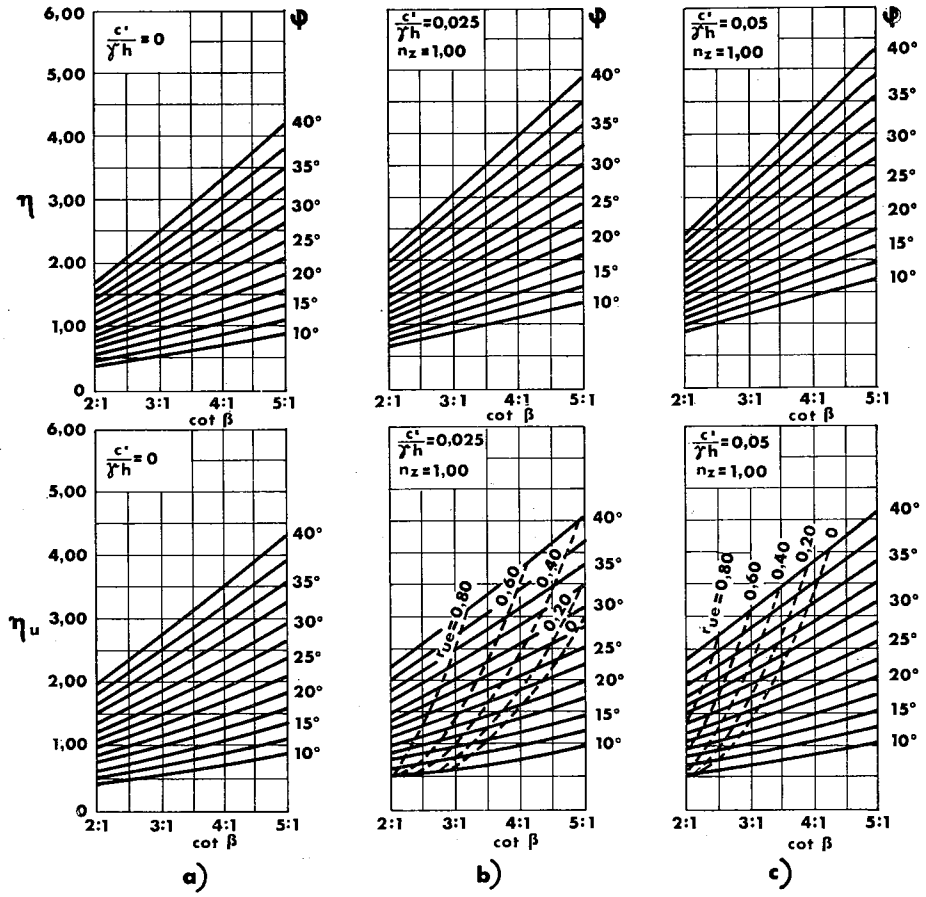


Fig. 15.30 – Grafici per la determinazione del coefficiente di sicurezza in assenza (η) ed in presenza ($\bar{\eta} = \eta - \eta_u r_u$) di falda in scarpate di terreni omogenei in condizioni drenate (Bishop e Morgerstern).

peso volume del terreno saturo ed h l'altezza della striscia in esame. Il coefficiente di sicurezza minimo è definito:

$$\overline{\eta} = \eta - \eta_u r_u \tag{15.39}$$

essendo η ed η_u i coefficienti di sicurezza riportati nei diagrammi di fig. 15.30 in funzione della pendenza β e di φ' per diversi fattori di prodondità n_z e del parametro adimensionale $c'/\gamma h$.

Nei diagrammi di fig. 15.30 sono riportati a tratto anche i coefficienti r_u (v. fig. 15.28 *c*) per la rapida determinazione del circolo critico ed in particolare di n_z (anologamente alle figg. 15.26 *a*, *c*).

Sono stati proposti anche altri metodi delle « strisce » che presuppongono superfici di scorrimento non circolari, fra i quali quello di Jambu con superficie di scorrimento cilindrica a direttrice di forma qualsiasi che considera gli effetti delle mutue azioni S, come indicato in fig. 15.31.

L'ipotesi intuitiva, adottata per rendere il problema isostatico, consiste nell'assumere per il poligono delle forze motrici S_i, fra le varie strisce, l'andamento segnato a tratto e punto in 15.31, essendo:

$$\sum_{i-1}^{i-n} \Delta S_i = S_n - S_0 = S_{hA} - S_{hB} \tag{15.40}$$

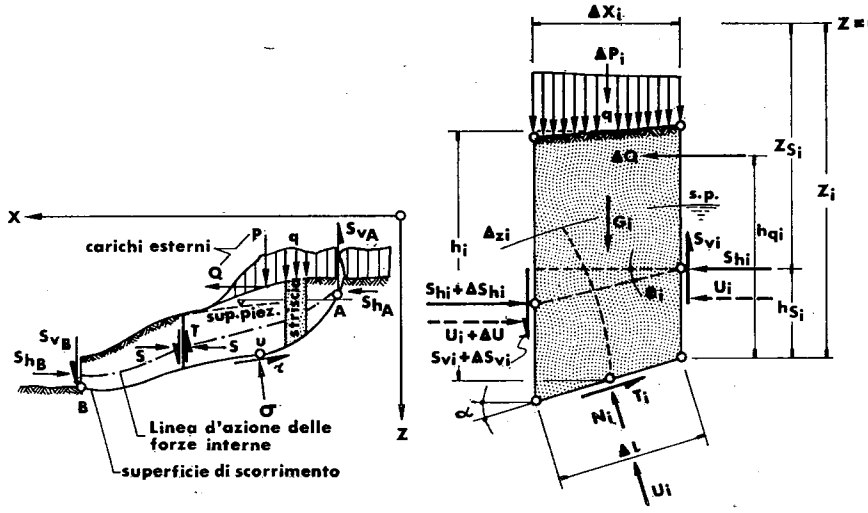


Fig. 15.31 – Azioni applicate ad una striscia appartenente ad una scarpata per superficie di scorrimento qualsiasi (Jambu).

Per trovare il coefficiente di sicurezza η è allora necessario iterare una equazione analoga alla (15.36) oltre che per η anche per ΔS_i.

Peraltro se la superficie di scorrimento non è circolare (v. ad es. la figura 15.31) e si considera in prima approssimazione $\Delta S_i = 0$, la precedente trattazione di Bishop è ripercorribile giungendo ad un'espressione di η simile alla

(15.36) in cui, però, compaiono anche i bracci delle varie forze, a differenza di quanto avviene nell'eq. (15.30), valida per superficie di scorrimento circolare per cui i bracci sono tutti uguali al suo raggio. Il coefficiente di sicurezza è sensibilmente influenzato dallo scostamento dal circolo.

Morgerstern e Price hanno ripreso tale trattazione generale dell'analisi di stabilità per adattarla all'uso del calcolatore.

Il processo di iterazione, sopra citato, va ripetuto per diverse superfici di scorrimento, al fine di individuare la più svantaggiosa, caratterizzata da η minimo, e che non può essere ottenuta con semplice derivazione, come nel metodo di Taylor.

La fig. 15.32 descrive un procedimento grafico per risolvere il metodo di Bishop con ricerca per tentativi del coefficiente di sicurezza minimo. Il baricentro delle aree racchiuse dalle curve (segnate a tratto) luogo dei centri di rotazione dei circoli ad uguale coefficiente di sicurezza η, individua il minimo valore di η.

L'uso quindi dei calcolatori, in particolare con l'ausilio della « penna elettronica » con cui si traccia la superficie di scorrimento di tentativo, specialmente se questa non è circolare, « materializza » le predette ricerche grafiche per ten-

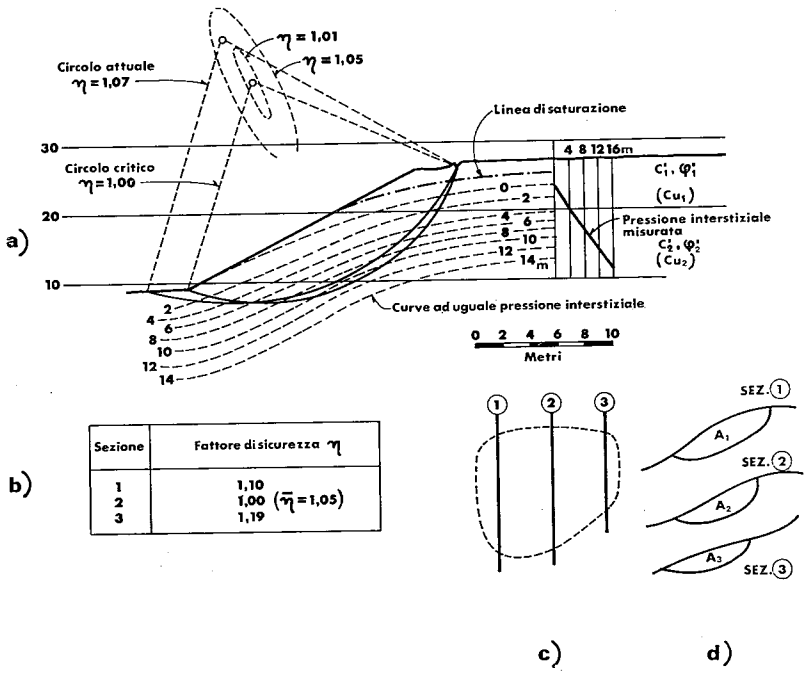


Fig. 15.32 – *a*, ricerca delle linee a coefficiente di sicurezza η costante; *b*, media ponderale del coefficiente di sicurezza di diverse sezioni del pendio per la valutazione del coefficiente di sicurezza su un problema di stabilità tridimensionale; *c*, pianta della scarpata; *d*, in varie sezioni verticali a coefficiente di sicurezza minimo.

tativi. Si constata però che il moltiplicarsi dei tentativi (output) è del tutto ingiustificato, se rapportato alla scarsa conoscenza dei parametri di resistenza e delle pressioni interstiziali (input) per cui tanto vale usare le carte di stabilità di Taylor o di Bishop. Ciò anche perchè i calcoli geotecnici della stabilità dei pendii, dovendo abbracciare una zona ben più ampia di quella richiesta ad es. dallo studio delle fondazioni di un edificio, implicherebbe una estesa serie di misure in sito, che raramente viene eseguita.

Non va poi trascurato, inoltre, che i metodi di cui si è parlato esaminano la situazione d'equilibrio di una sezione del pendio mentre in generale il problema è tridimensionale, come chiarito in fig. 15.32 *c*). È necessario allora, quanto meno, mediare i coefficienti di sicurezza calcolati lungo le varie sezioni (fig. 15.32 *b*), assumendo come peso le aree A_1 A_2 ed A_3 (fig. 15.32 *d*) racchiuse dalle varie superfici di scorrimento, mediante l'espressione:

$$\eta = \frac{\eta_1 A_1 + \eta_2 A_2 + \eta_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \tag{15.41}$$

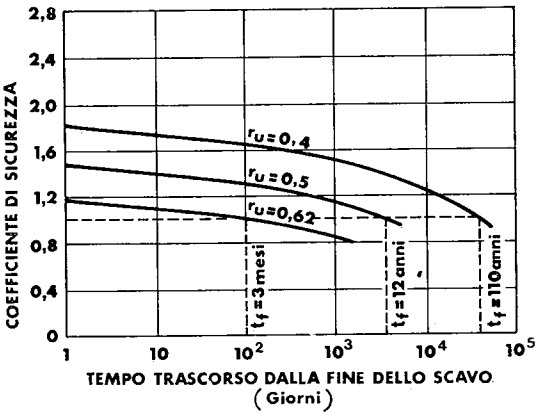


Fig. 15.33 – Riduzione del coefficiente di sicurezza alla stabilità di una scarpata nel tempo e per diverse posizioni della falda idrica ovvero di $r_u = u/\gamma\, h$.

Come più volte detto, in fine, la rottura del pendio non è in generale simultanea, come prima ipotizzato, lungo tutta la superficie di scorrimento ma progressiva e ciò tanto più quanto lo stato tensionale indotto nel terreno sia disuniforme ed il materiale presenta « dilatanza » (v. 3.5.3.2) per cui una buona valutazione di η sarebbe più complessa.

La fig. 15.33 descrive tali effetti della rottura progressiva sul coefficiente di sicurezza: l'impegno della resistenza ultima, lungo tutta la superficie di scorrimento fa differire, nel tempo, il collasso, a parità delle pressioni interstiziali (vedi $r_u = u/\gamma\, h$: eq. 15.38). Al ridursi poi di r_u, ovvero delle pressioni interstiziali per regressione della falda idrica, la rottura ultima subisce ulteriori differimenti.

15.2.4 Stabilità delle scarpate in terreni stratificati e discontinui.

Si è, fin qui, parlato di terreni continui, privi di stratificazioni e di superfici naturali di minor resistenza. In realtà le superfici di separazione degli strati costituiscono, esse stesse, superfici preferenziali di scorrimento, che possono scostarsi da quelle teoriche presupposte dai vari metodi di calcolo e, soprattutto, può modificarsi notevolmente il ruolo delle pressioni interstiziali.

In tali situazioni possono tuttavia usarsi ancora i procedimenti visti per i terreni omogenei ma, se sono individuati i piani di discontinuità, è idoneo il metodo dell'equilibrio dei prismi di terreno (wedge method), del quale si tratterà in seguito.

In particolari condizioni stratigrafiche di strati molto sottili ed estesi, resta poi applicabile il procedimento svolto in (15.2.2.1) per il pendio indefinito.

Una situazione facilmente schematizzabile è quella di fig. 15.34 ove la superficie di scorrimento intercetta uno strato di minore resistenza.

L'analisi di stabilità è immediata ove si consideri una direttrice di scorrimento spezzata: il tratto centrale è sollecitato a monte dalla spinta attiva

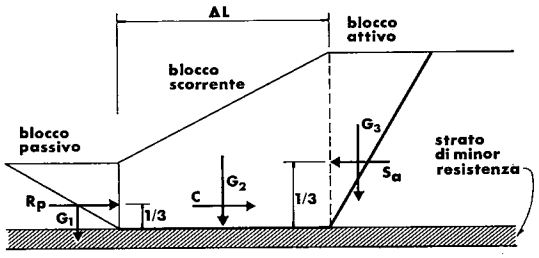


Fig. 15.34 – Linea di scorrimento vincolata dalla presenza di uno strato di argilla molto soffice e schema della rottura in blocchi (Peck).

S_a, a valle alla resistenza passiva R_p ed alla base dalla risultante tangenziale della coesione, cosicchè risulta l'equazione di equilibrio:

$$C = c_u \Delta L = S_a - R_p \tag{15.42}$$

ove ΔL è la lunghezza del tratto centrale simile alla base di un muro (cap. 16).

Considerando allora dimensioni diverse della base ΔL, cioè della resistenza allo scorrimento $T = C$, si ricerca il coefficiente di sicurezza minimo per valori di S_a ed R_p più sfavorevoli, nell'ipotesi che tali azioni abbiano direzione orizzontale, il che peraltro è molto conservativo nei riguardi della sicurezza.

Come già indicato nei riguardi delle fronti di scavo, la precedente ricerca deve essere svolta anche in condizioni drenate.

Con riferimento, ancora, al modello della fig. 15.34 ma con strato di sabbia, in luogo di argilla (v. fig. 15.40 *b*), si può verificare, per la rapida alimentazione esterna, un innalzamento delle pressioni interstiziali tale da controbilanciare, in parte od in tutto, il peso del terreno soprastante per cui la resistenza tangen-

ziale è nulla. Deve porsi allora $T = 0$ e quindi viene $S_a = R_p$ che, espressa in condizioni di rottura non drenata (v. eq. 9.37), riconduce alla nota altezza critica espressa dall'eq. (15.2), valida per scarpata verticale (v. anche fig. 15.26 *b*).

L'alternarsi di strati impermeabili, passibili di entrare in sovrappressione interstiziale, per innalzamento rapido della falda idrica, può rendere bruscamente instabile il pendio. Questa situazione deve quindi essere tenuta presente, analogamente a quella della rottura di fronti di scavo in condizioni non drenate e con resistenza c_u che vada riducendosi in profondità. La riduzione della pendenza di una fronte di scavo, nelle dette condizioni, non incide quindi molto sulla stabilità.

Un altro meccanismo di rottura è quello della fig. 15.35 *a* ove la linea di

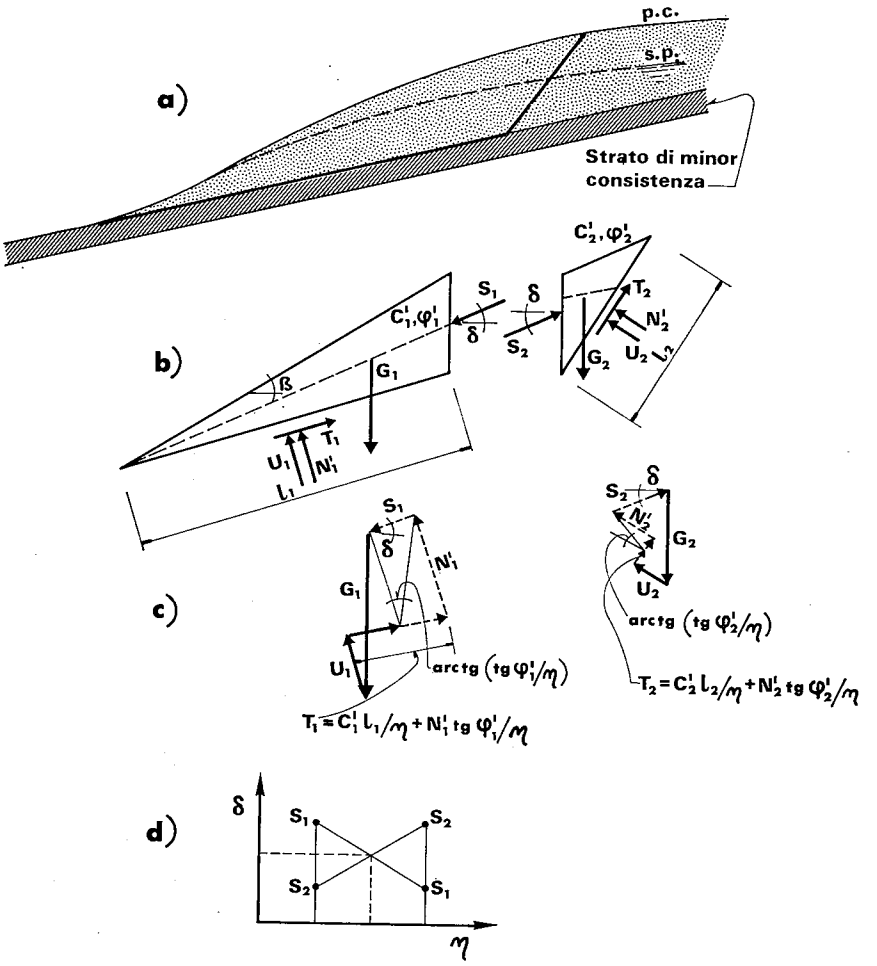


Fig. 15.35 – *a*, scorrimento di un pendio indebolito da uno strato di minore resistenza; *b*, prismi e forze agenti; *c*, poligoni d'equilibrio dei vari prismi; *d*, ricerca del coefficiente di sicurezza comune ai due prismi.

scorrimento è una spezzata di due lati di cui il lato inferiore prosegue fino all'affioramento dello strato molle; in tale situazione è idoneo il metodo dei cunei cui si è fatto cenno.

I cunei sono ritenuti indeformabili (modello rigido-plastico) e nel ricercarne l'equilibrio viene assunto un coefficiente di sicurezza unico per tutti i cunei.

In fig. 15.35 *b*, il volume slittante è scisso in due cunei separati da una superficie verticale. Le incognite, in condizioni drenate, sono le azioni $S = S_1 = S_2$, N_1', N_2', l'angolo di mobilitazione δ fra i cunei ed il coefficiente di sicurezza η. Essendo 4 le equazioni d'equilibrio è necessario fissare, come per il metodo delle strisce, una delle incognite, quale ad es. δ. Si può assumere $\delta = \beta$, se questi non è elevato, oppure $\text{tg}\ \delta = \text{tg}\ \varphi'/\eta$, od anche $\delta = 10° \div 14°$, come consigliato da Morgerstern.

I poligoni delle forze agenti sui due cunei (v. fig. 15.35 *c*), devono, allora, rispettare l'equilibrio (i vettori a tratto sono quelli da individuare) il che richiede $S_1 = S_2$. Al coincidere di queste azioni mutue si ottiene il coefficiente di sicurezza η, operando come indicato in fig. 15.35 *d*, ove si vede che sono sufficienti due tentativi per ricavare $S = S_1 = S_2$ ed il coefficiente η.

Nel caso di condizioni non drenate, il problema si semplifica essendo $T = c_{ui}\, l_i$.

Superfici di minor resistenza possono essere dovute anche alla presenza di fessurazioni, fenomeno tipico negli scavi in argille sovraconsolidate, che si frazionano in blocchi, come illustrato in fig. 15.36 *a*, lungo piani di distacco in cui interviene la pressione dell'acqua.

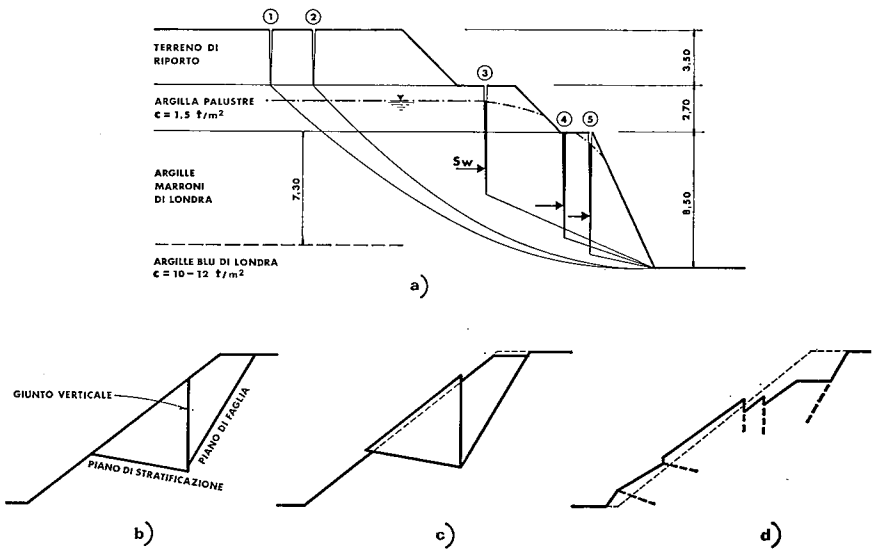


Fig. 15.36 – Rottura in blocchi di una argilla sovraconsolidata fessurata: *a*, spinta dell'acqua in fratture verticali; *b*, prima; *c*, durante; *d*, dopo la rottura (Esu, Calabresi).

Le fig. 15.36 *b*, *c*, *d*, mostrano la cinematica dello scorrimento dei detti blocchi, con meccanismo di rottura ben diverso da quello dei « circoli ».

Anche in tali situazioni serve il metodo dei cunei, previa individuazione dei piani di fessurazione, come pure in presenza di rocce lapidee con discontinuità dovute a faglie, giunti ecc. pervenendo così ad equazioni di tipo analogo a quelle precedentemente viste.

Al crescere della discontinuità, ossia del numero di blocchi, l'analisi del problema è sempre più complessa ma gli elaboratori sono di valido aiuto semprechè vengano usati basandosi su un'approfondita ricerca delle pressioni interstiziali e della resistenza lungo le soluzioni di continuità. Tale ardua via è affrontata con notevoli difficoltà dalla Meccanica delle Rocce.

In ogni caso la possibilità di far variare separatamente i parametri in gioco consente di porre in evidenza la loro influenza sulla stabilità.

APPLICAZIONI

15.A.2 Verifica di stabilità di una scarpata in terreno coerente in condizioni drenate.

Si verifica, in condizioni di rottura (equilibrio limite ultimo), la stabilità di una scarpata, a lungo termine od in condizioni drenate (condizioni più svantaggiose), in una argilla sovraconsolidata non fessurata con sostanze organiche aventi $c' = 1$ bar, $\varphi' = 18°$ e $\gamma = 1{,}7$ t/m³.

Si esegue il calcolo con il metodo di Fellenius, trascurando cioè l'effetto delle azioni mutue S fra i conci (v. fig. 15.A.2).

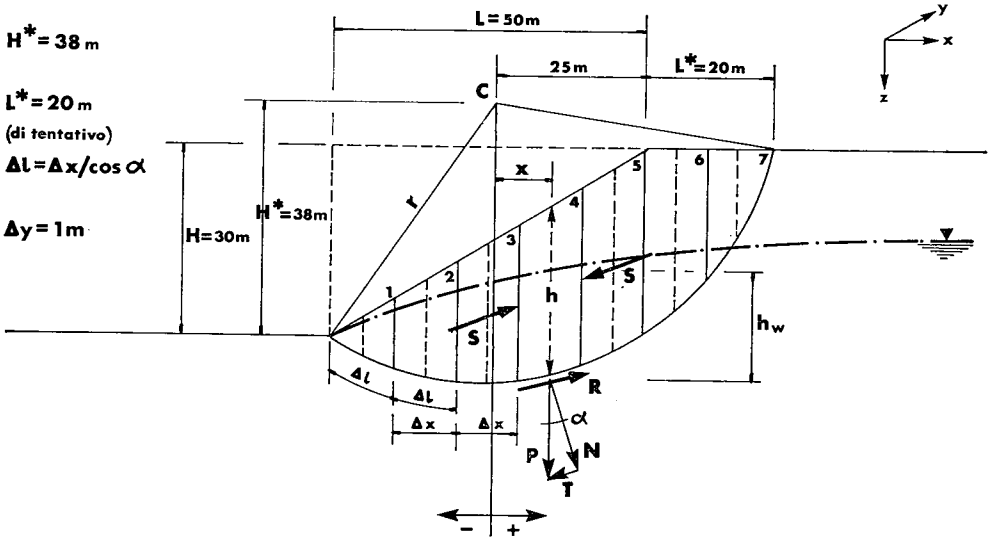


Fig. 15.A.2 – Analisi di stabilità di una scarpata artificiale in argilla sovraconsolidata non fessurata.

TABELLA 15.A.2

Striscia	Δx (m)	h (m)	$\Delta P = \Delta x\,\gamma$ (t/m)	α	sen α	cos α	ΔP sen α (t/m)	$\Delta l = \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$ (m)	ΔP cos α (t/m)	$u = h_w\,\gamma_w$ (t/m²)	$u\,\Delta l$ (t/m)	$\Delta P \cos \alpha + u\,\Delta l$
1	10	6	102	−26°	−0,440	0,800	−45	1,11	92	6	67	25
2	10	15	246	−15°	−0,259	0,967	−64	10,3	238	12	123	115
3	10	22	375	0°	0	1	0	10,0	375	16	160	215
4	10	27	460	12°	0,208	0,980	96	10,2	450	17	174	276
5	10	30	512	27°	0,455	0,885	236	11,3	452	16	180	272
6	10	27	460	40°	0,644	0,769	296	13,0	354	11	113	241
7	10	15	246	65°	0,907	0,423	224	23,6	104	0	0	104
Σ							749	89,5				1448

Detta s la resistenza al taglio, necessaria per l'equilibrio in condizioni limite, adottando il coefficiente di sicurezza η in condizioni di esercizio, si ha:

$$R = \frac{s}{\eta}\,\Delta l = \left[\frac{c'}{\eta} + (\sigma - u)\,\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\eta}\right]\Delta l$$

Per l'equilibrio dei momenti delle forze motrici e di quelle resistenti:

$$\Sigma\, T\, r = \Sigma\, R\, r$$

da cui:

$$\Sigma\, P \sin\alpha = \Sigma\left[\frac{c'}{\eta} + \left(\frac{P\cos\alpha}{\Delta l} - u\right)\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\eta}\right]\Delta l$$

e risolvendo (v. eq. 15.31):

$$\eta = \frac{\Sigma\,[c'\,\Delta l + (P\cos\alpha - u\,\Delta l)\operatorname{tg}\varphi']}{\Sigma\, P\sin\alpha}$$

per $c' = \text{cost}$ e $\varphi' = \text{cost}$:

$$\eta = \frac{c'\,\Sigma\,\Delta l + \operatorname{tg}\varphi'\,\Sigma\,(P\,\text{cost}\,\alpha - u\,\Delta l)}{\Sigma\, P\sin\alpha}$$

essendo:

$u = \gamma_w\, h_w$ con h_w altezza della superficie piezometrica sulla superficie di scorrimento ipotizzata.

Si assume come centro di rotazione C di primo tentativo quello di fig. 15.A.2 in base alle indicazioni di fig. 15.26; si può allora impostare la tabella 15.A in cui compaiono i vari membri della precedente equazione.

Il coefficiente di sicurezza risulta allora:

$$\eta = \frac{10 \times 89{,}5 \times 0{,}325 \times 1448}{749} = \frac{1365}{749} = 1{,}82$$

Ipotizzando per tentativi altre superfici di scorrimento si trova la più sfavorevole cioè quella per cui la η è minore (v. fig. 15.32).

In generale si ritengono accettabili per gli scavi coefficienti di sicurezza:

$$\eta > 1{,}5 \div 1{,}3$$

15.A.3 Verifica di stabilità di uno scarpata in terreno coerente in condizioni non drenate.

Con riferimento all'applicazione 15.A.1, si assume l'assenza di opere provvisionali e la disposizione a scarpata 1|1 delle argille con altezza della fronte di 6 m.

Le argille hanno mediamente, come prima ipotizzato, $c_{u\,\text{med}} = 0{,}4$ bar e $\gamma = 1{,}8$ t/m³.

Il numero di stabilità in base al grafico di fig. 15.26 *b* per $\beta = 45^\circ$ è:

$$\frac{1}{N_s} = \frac{c_u}{1{,}8 \times 6{,}0} = 0{,}181$$

avendo ipotizzato l'assenza del livello sabbioso di fig. 15.A.1, per cui il fattore di profondità n_H è molto elevato.

La coesione non drenata limite ultima è quindi:

$$c_u \simeq 2 \text{ t/m}^2$$

ed il coefficiente di sicurezza alla rottura è:

$$\eta = \frac{4{,}0}{2{,}0} = 2{,}0 \text{ (ammissibile)}$$

15.3 Stabilità dei pendii naturali: frane.

15.3.1 Generalità.

Alla parola « frana » vengono date, nella letteratura, definizioni non sempre concordanti e proposte classifiche con limiti molto vaghi. La interpretazione è anche diversa, a seconda se formulata da ingegneri, che ne vedono essenzialmente l'aspetto meccanico, o da geologi, sensibili al fenomeno principalmente nei riguardi della litologia.

Nel significato più generale per frane si intende il distacco dalla posizione in sito di masse di terreno, alquanto estese, ed il loro discendere, con velocità diversa da caso a caso e variabile nel tempo. Ne consegue, in generale, una naturale attenuazione delle pendenze, con tendenza al livellamento della morfologia, per trasferimento di materiale verso il basso, con eliminazione anche di sporgenze ed avvallamenti.

Frane avvengono in masse sciolte o compatte, incoerenti o coerenti, a seguito di perdita dell'equilibrio statico per caduta delle componenti resistenti ovvero per variazione di quelle motrici (v. fig. 12.6).

Ne deriva una fase di transizione di equilibrio dinamico che può manifestarsi con notevole velocità, in breve periodo di tempo, con immediato ritorno ad un nuovo equilibrio statico, ovvero lentamente.

Nel passaggio dalla fase statica a quella dinamica, la « gravità » è la principale, se non unica, forza motrice e la resistenza del terreno la forza contrastante; è complice quasi sempre l'acqua che aumenta la prima (pesi specifici) e riduce la seconda, per distruzione di coesione, ovvero per riduzione di resistenza a seguito di attenuazione delle tensioni efficaci.

Almagià [1] (1910) definisce, quale causa predisponente alla frana, la condi-

---

[1] ALMAGIÀ, Varie memorie della Soc. Geografica Italiana (1907-1910).

zione geologica e morfologica e, causa provocatrice, principalmente le acque esterne e sotterranee e, secondariamente, particolari interventi, quali i sismi.

Oltre alle frane in stato potenziale od attivo, si dà lo stesso nome a situazioni instabili di posizione, ossia ad ammassi, formatisi in epoche geologiche, costituenti cumuli di assetto in generale precario e sensibilissimo ad ogni alterazione dello stato dei luoghi.

Le frane avvengono, infatti, per fenomeni naturali o per intervento dell'uomo che, troppo frequentemente offende la natura, trascurando il fatto che la roccia sciolta, nel tempo, si stabilizza su una pendenza che è quasi sempre prossima a quella di equilibrio limite. Quindi, se la morfologia naturale viene manomessa, il terreno tende spontaneamente a riconquistare l'equilibrio originario mediante smottamenti o frane. Sotto questo aspetto può dirsi che ogni pendio di roccia sciolta si trova in equilibrio instabile e quindi in stato potenziale di frana.

Ogni frana comporta dislocamenti di componenti sia verticale che orizzontale ma i geologi includono fra le frane anche gli sprofondamenti, di componente quasi esclusivamente verticale, ad esempio per cedimento di grotte, ovvero causati da particolari lavori, quali la costruzione di gallerie, ma queste frane hanno aspetto del tutto particolare.

Quando la frana è superficiale e localizzata, viene anche detta « *scoscendimento* » o, se molto superficiale, « *colata* » ma con tale terminologia più addolcita non si vuol significare frane di minore importanza. Esse sono le più frequenti che il tecnico incontra nella sua attività professionale.

La trattazione teorica della stabilità dei pendii, di cui si è parlato in precedenza, si attanaglia con discreta approssimazione ai pendii artificiali, quali rilevati, dighe in terra ecc., in cui è l'uomo che progetta le caratteristiche meccaniche del terreno, e soprattutto lo rende « omogeneo ».

Per i pendii naturali, invece, tanto più questi sono lontani dall'avere terreni omogenei, tanto più perde significato la schematizzazione attraverso le superfici di slittamento di minor resistenza e la riduzione a fenomeno piano. Si possono soprattutto instaurare nei pendii naturali deformazioni « viscose » (v. fig. 15.46), prima della rottura, ben diverse da quelle dei pendii artificiali i cui decorsi delle deformazioni (v. fig. 15.6) sono generalmente « elastici ».

Le caratteristiche geometriche, idrogeologiche, topografiche, climatologiche, sismiche, sono le protagoniste di un dissesto che non può essere controllato semplicisticamente con la individuazione di una « superficie di scorrimento ».

15.3.2 Denominazione dei movimenti franosi.

La complessità delle cause delineate rende molto vaga una classifica delle frane. Peraltro alcune frane presentano cinematismi tipici che possono dare indicazioni a chi deve provvedere a ripristinare la stabilità del terreno, così da lasciar definire e schematizzare il fenomeno in un modello.

15.3.2.1 *Frane per crolli.* — La fig. 15.37 *a* mostra un tipico caso di frana per crollo di una ripida pendice, costituita da alternanze di stratificazioni lapi-

dee, in particolare a franappoggio, di arenarie e marne o marnoscisti tipici delle zone appenniniche. Il materiale precipita a valle, con accumulo di detriti di falda (talus slopes).

In generale gli accumuli di detriti hanno pendenze stabili dell'ordine di $2/(2{,}5 \div 3{,}5)$, cioè dell'ordine delle pendenze standard (2/3) delle scarpate o delle trincee in terreni stabili.

Il ristagnare di acqua in tali detriti, specie durante lo scioglimento delle nevi e dei ghiacciai, e le forti filtrazioni, rendono il pendio, generalmente, insta-

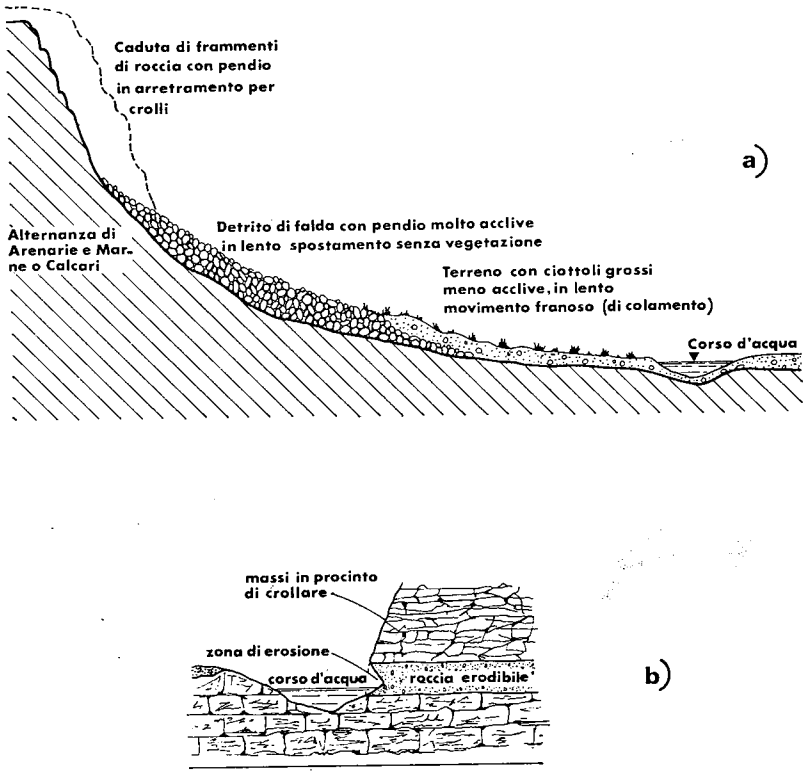


Fig. 15.37 – Frana per crollo di erte pendici: *a*, con successivo deposito di detriti ed asportazione di una colata di materiale a valle; *b*, con erosione idraulica al piede di uno strato di minor resistenza (Penta).

bile con franamento composto (v. in seguito) e formazione di colate di materiale più a valle.

Per frane di crollo si intendono anche fenomeni di piccola entità; tipici sono anche i crolli in fronti di scavo troppo erti in argille sovraconsolidate, con distacco di blocchi lungo piani rilucenti.

La fig. 15.37 *b* mostra un altro tipico caso di crollo per erosione dell'acqua

al piede, in particolare del mare, su uno strato di minor resistenza quale, ad es., un livello di pomice fra pozzolana compatta.

15.3.2.2 *Scoscendimenti rotazionali.* — La fig. 15.38 *a* mostra il cinematismo di una frana per scoscendimento rotazionale, che si sviluppa generalmente nelle argille uniformi, più o meno limo sabbiose, in cui viene a mancare « l'appoggio al piede ».

Si verifica uno spostamento della sommità della frana, di componente prevalente verticale (abbassamento) e la formazione dei caratteristici terraz-

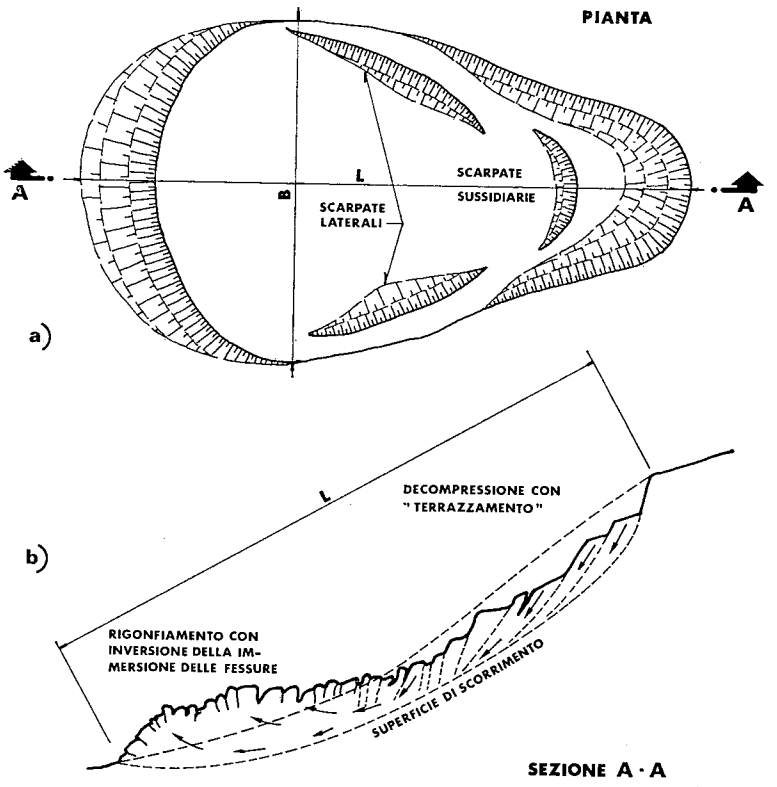


Fig. 15.38 – Frana per scoscendimento rotazionale: *a*, pianta descrivente le zone di distacco a monte e lateralmente e l'accumulo a valle; *b*, sezione con evidenziazione delle diverse componenti del movimento lungo la frana.

zamenti ad anfiteatro, con scarpate sussidiarie e distacchi laterali. Parallelamente si riscontra un sollevamento del « piede » o « lingua » della frana mentre al centro della frana il moto è prevalentemente orizzontale.

Il rapporto fra le dimensioni principali in pianta B/L della frana è general-

mente compreso fra 1/6 ed 1/3, con i valori più elevati corrispondenti di solito ai pendii più ripidi.

L'immersione e la curvatura media della superficie di scorrimento (con tutte le critiche già fatte al modello di scorrimento) si riducono, via via che si passa dalle argille normalconsolidate a quelle sovraconsolidate, semprechè queste non si fessurino notevolmente, per cui il meccanismo della frana muta completamente di aspetto (v. fig. 15.36).

La fig. 15.39 mostra una caratteristica rottura per scoscendimento, interessante un rilevato stradale pur se di modesta altezza; si vede il netto taglio in corrispondenza della superficie di scorrimento.

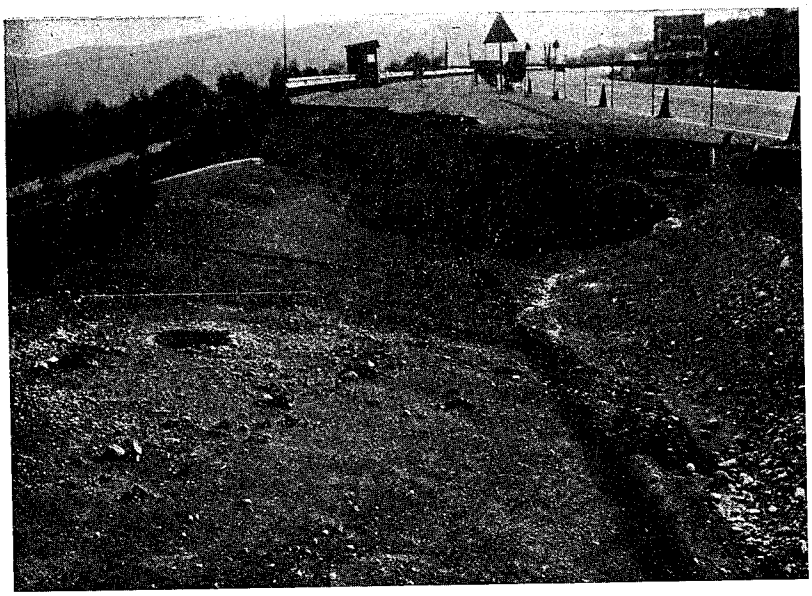


Fig. 15.39 – Frana per scoscendimento interessante un rilevato autostradale di modesta altezza.

15.3.2.3 *Scivolamenti piani.* — La componente principale del movimento franoso può essere di traslazione, pressochè rettilinea, anzichè di rotazione, allorchè lo scorrimento si « localizza » lungo una stratificazione del terreno.

La fig. 15.40 *a* mostra un tipico caso di scivolamento provocato da uno strato di argilla molle a franapoggio, per di più raggiunto da una trincea.

Si noti che, mentre a valle la giacitura a reggipoggio è stabile, non lo è altrettanto a monte. Se però l'inclinazione della scarpa è minore dell'angolo di inclinazione degli strati, l'equilibrio permane anche a monte.

Quello della fig. 15.40 *b* è il caso, già delineato in (15.2.4), in cui lo scivolamento è provocato dalle forti sovrappressioni interstiziali destatesi dall'accumularsi dell'acqua di percolazione in uno strato più permeabile.

In tali condizioni idrogeologiche il fronte che frana può essere anche molto ampio, in relazione all'estensione dello strato permeabile accumulante acqua e protagonista dell'estensione della zona instabile. Tale situazione è più gravosa di quella di uno strato di argilla a franapoggio in quanto le sovrappressioni dell'acqua nella sabbia possono creare il collasso repentino.

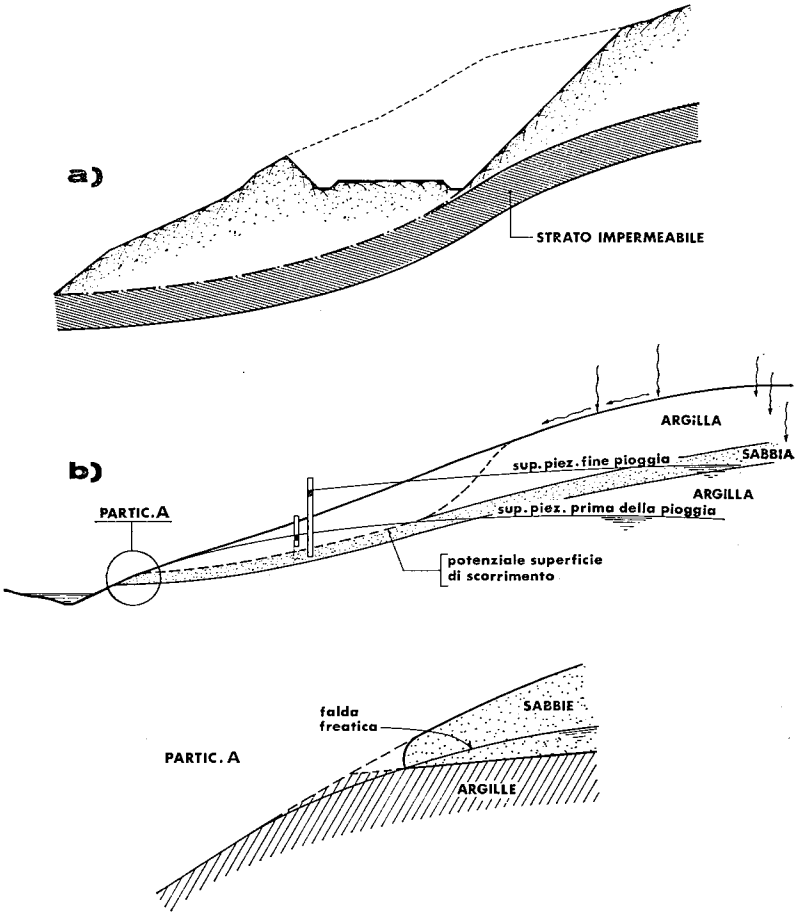


Fig. 15.40 – Frane per scivolamento piano: *a*, per scoscendimento lungo uno strato «impermeabile» di argilla di minor resistenza; *b*, per scorrimento lungo uno strato di sabbie in sovrappressione idraulica.

15.3.2.4 *Colate.* — Per colate si intendono frane di spessore limitato, per le quali la componente del moto è sempre del tipo traslatorio.

Le colate si verificano prevalentemente in argille alterate superficialmente o comunque in accumuli di detriti il cui moto, favorito dall'acqua, procede come nei ghiacciai, tanto da dar luogo a delle vere colate di fango.

Non si rinviene una superficie di scivolamento ben definita ed alla base della frana si ha, frequentemente, l'azione erosiva dell'acqua in movimento sia essa di un corso che dell'onda marina o solo apporti meteorici.

Si riscontra, quasi sempre, concomitanza con i periodi piovosi dell'innesco di moti franosi o di acceleramento di moti già in atto. Le pendenze sono comprese usualmente fra 5° e 15°.

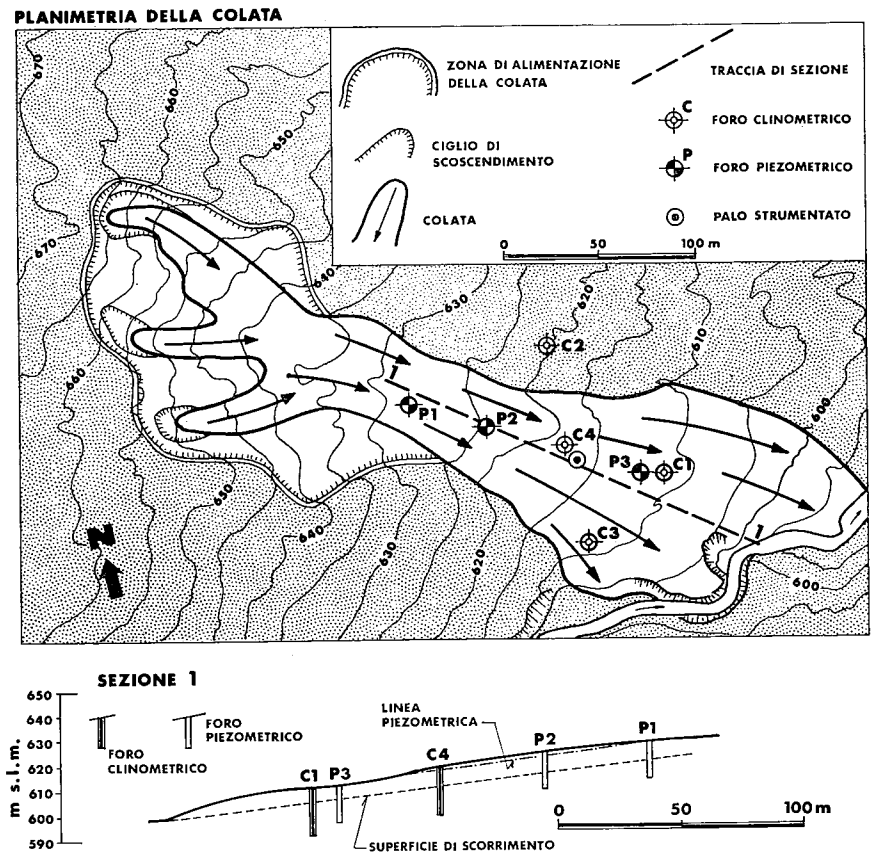


Fig. 15.41 – Morfologia di una frana per colata e disposizione della strumentazione in sito per rilevarne il comportamento (D'Elia).

Penta (v. bibliografia) ricorda che il fenomeno delle colate è caratteristico e frequente nelle zone scisto argillose e nelle fasce detritiche delle Alpi e dell'Appennino.

La fig. 15.41 mostra una frana di colamento, di materiale proveniente da antica frana a monte, costituita da massi lapidei ed argillosi lubrificati dall'acqua di filtrazione.

Le frane per colata più profonde e meno estese, si dicono anche smotta-

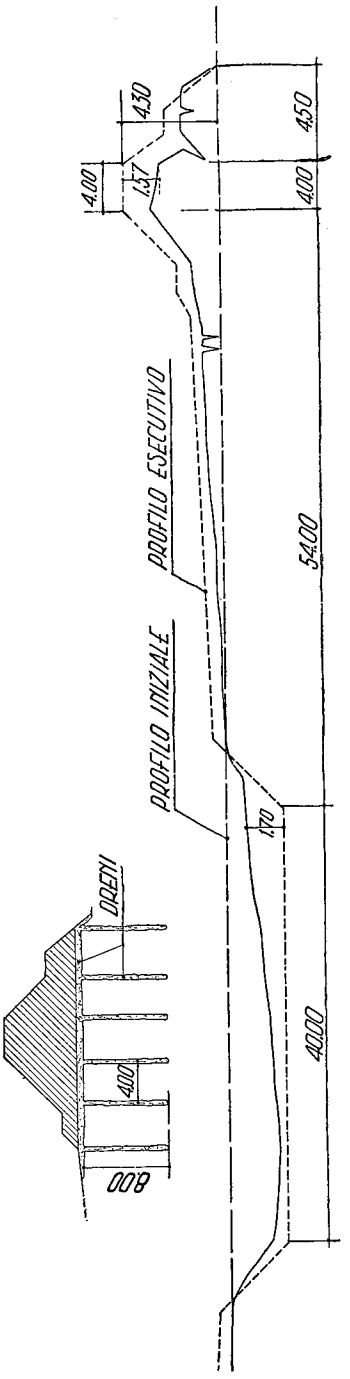


Fig. 15.42 – Caso di fluimento del terreno paludoso prodottosi per la costruzione di un argine. Stabilizzazione mediante dreni verticali.

menti; hanno una superficie di distacco definita ed una chiara zona di accumulo del materiale franato.

Queste frane possono prodursi sia nelle accumulazioni detritiche, sia nelle roccie in sito e sono caratteristiche dei terreni argillosi (argille scagliose) e marno argillosi ma possono prodursi anche in sabbie cementate e alluvioni. Si tratta, in generale, di rocce lapidee scorrenti sopra letto argilloso, ovvero rocce sciolte su rocce lapidee. In quest'ultimo caso la massa sciolta si muove, con velocità variabile nel tempo, alternando anche periodi di stasi.

La fig. 15.42 mostra il caso di scoscendimento di un rilevato, già durante la sua costruzione, per colata di argilla. Si è dimostrato rimedio efficace l'applicazione di dreni in sabbia spinta 8 m nel terreno sottostante, come in figura, per accelerare il processo di consolidazione (v. 7.3).

15.3.2.5 *Franamenti compositi.* — La natura, purtroppo, non è schematizzabile nei semplici moti euleriani, come nella tipologia di cui si è parlato e le frane si manifestano nelle forme più varie e ciò tanto più quanto le stratificazioni guidano la cinematica dello scorrimento. La presenza, ad es., di livelli sabbiosi in un banco di argilla modifica lo scoscendimento da semplicemente rotazionale ad uno composito, specialmente se l'acqua nei livelli sabbiosi va in sovrappressione. Le alternanze, poi, possono essere così fitte, come nelle argille, o varve, da far generare le frane « in sintonia » con le massime precipitazioni.

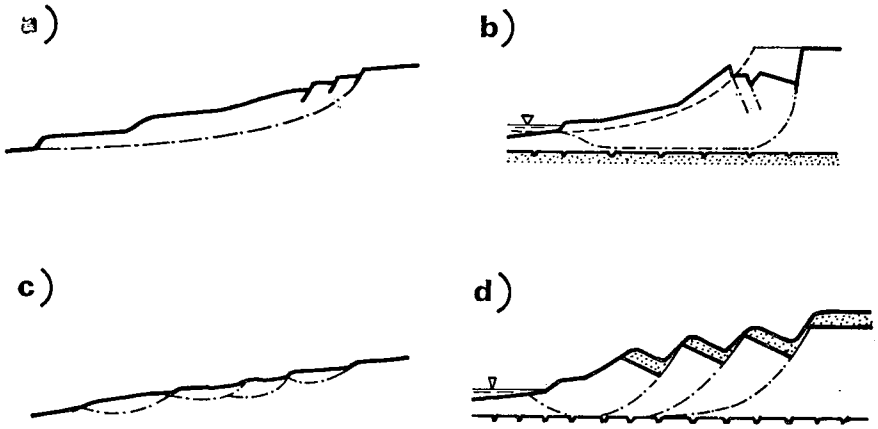


Fig. 15.43 – Esempi di franamenti compositi: *a*, scoscendimento con colata; *b*, scoscendimento con scivolamento; *c*, scoscendimento multiplo superficiale; *d*, successivi scoscendimenti retrogressivi (Colombo).

Si possono così avere movimenti franosi, composizione di quelli semplici prima indicati quali scoscendimenti con colate al piede (fig. 15.43 *a*), scoscendimenti e scivolamenti multipli superficiali (fig. 15.43 *b* e *c*) o successivi in presenza di uno strato rigido superficiale (fig. 15.43 *d*).

La fig. 15.44 mostra una tipica incisione di versanti attaccati dall'acqua che li erode diversamente, a causa della giacitura delle stratigraficazioni, per cui i detriti di falda da un lato (di crollo) hanno pendenza più marcata che dall'altro più acclive (di scivolamento). Ambedue i versanti detritici franano per mancanza di appoggio al piede, lungo la linea d'incisione dell'acqua.

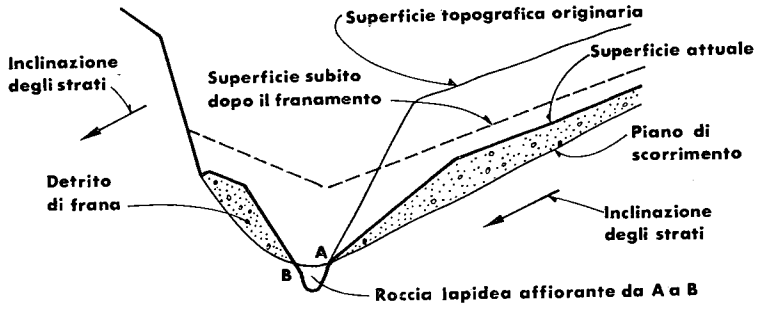


Fig. 15.44 – Attacco differenziato di versanti in terreno stratificato con formazione di diversi tipi di depositi detritici instabili (Penta).

Da quanto esposto appare come sia complesso fornire una sintetica classifica delle frane: tuttavia si trovano nella letteratura specializzata estese classifiche ognuna delle quali viene enunciata in base a criteri prevalentemente soggettivi.

15.3.3 Cenni alla influenza delle caratteristiche del terreno sulla stabilità dei pendii.

Ogni stratificazione di terreno presenta predisposizione alla franabilità, più o meno sentita, strettamente dipendente dalle vicissitudini naturali a cui la stratificazione è stata sottoposta, vicissitudini che ne hanno caratterizzato la resistenza.

I terreni incoerenti in pendio sono, in generale, stabili ma instabili se sciolti (bassa densità relativa) o investiti da forti filtrazioni, specie per rapido cambiamento della quota della falda, ovvero per effetto di azioni sismiche fino al punto da renderli passibili di liquefazione (v. cap. 19).

I terreni coerenti sono più frequentemente instabili, in particolare se incisi da trincee. In terreni normalconsolidati, con la pendenza standard 2/3 di scarpata sono possibili solo scavi di esigua profondità, come già descritto per le scarpate (v. fig. 15.26); peraltro l'instabilità dello scavo si verifica più per innesco della frana, potenzialmente in atto, che per instabilità dello scavo vero e proprio.

In particolare si possono, addirittura, produrre delle colate di fango se le argille sono molto sensitive (quick clay v. 3.6.5).

Anche le argille sovraconsolidate, indebolite da una rete di fessure più o meno capillari, sono passibili d'instabilità, specie se incise al piede, come in

fig. 15.36. La manifestazione di frane, con tali argille, è di solito differita anche di molti anni, dopo lo scavo perturbatore ma generalmente si manifesta in tempo da coinvolgere la vita economica di un'opera.

Se le argille sovraconsolidate vengono scaricate (scavi, erosione) si può, infatti, verificare un processo di degradazione progressiva (softening), specie se le argille sono molto plastiche, con apertura delle fessure e rammollimento delle pareti di queste, sino a impegnare le resistenze residue (v. 3.6.5).

Generalmente, peraltro, la zona interessata da crolli di blocchi di argille sovraconsolidate e scoscendimenti non è molto profonda in quanto la resistenza cresce rapidamente con la profondità.

Se il grado di sovraconsolidazione delle argille è spinto, hanno origine processi di cristallizzazione, generalmente sempre più marcati al crescere della profondità. Se la cristallizzazione non è in atto ma i legami chimici risultano efficienti, si entra nella famiglia delle argille scagliose, frequentemente ricorrenti in Italia. L'efficienza dei legami chimici è tipico anche delle argille marnose.

Per controllare il grado di efficienza dei legami chimici, si misura la *durabilità* del materiale (Leaking test) espressa in termini di perdita in percentuale in peso della roccia dopo una immersione ed agitazione standard.

La rete delle fessurazioni che si manifesta, allorchè le argille scagliose vengono scaricate, è molto più fitta di quella delle argille sovraconsolidate. Lo stato di quiete (K_0) può essere infatti molto prossimo a quello passivo (K_p), specie al piede delle pendici. Si verifica così un processo di alterazione delle caratteristiche meccaniche d'insieme del materiale, da non confondersi, peraltro, con quello di degradazione climatica.

Se la « durabilità » delle argille scagliose è elevata i fenomeni franosi sono simili a quelli che si verificano nelle rocce fratturate. Al ridursi invece della « durabilità » le frane assumono aspetto analogo a quello delle argille sovraconsolidate, sebbene la permeabilità delle argille scagliose sia più bassa ed i processi di softening siano meno marcati. I movimenti franosi sono intermittenti, caratterizzati dal creep e, a volte, da ginocchi di accumulo dei materiali o da resistenze in sito sovente prossime a quelle residue. La conoscenza della litologia e dell'idrogeologia è dunque un elemento essenziale per individuare un modello su cui operare con i metodi della Geologia applicata.

15.3.4 **Causa dei moti franosi e della loro evoluzione.**

Per intervenire sui moti franosi occorre, anzitutto, individuarne le cause e difficilmente sono sufficienti solo ispezioni visive, bensì occorrono anche attente indagini e misure in sito (v. 15.4.1). La miglior cura è eliminare una delle cause e fra queste anzitutto l'acqua.

Si è detto che l'equilibrio statico della roccia sciolta, o lapidea, in sito, lungo un pendio, viene alterato sia a seguito del mutamento naturale delle forze in gioco sia per l'intervento dell'uomo. Tale mutamento è dovuto o ad incremento delle azioni tangenziali prodotte da cause esterne o a riduzione della resistenza tangenziale interna, ovvero ad ambedue le cause.

Le cause principali di incremento delle tensioni tangenziali nel terreno sono:

— scarico del pendio, sia naturale (erosione al piede) che artificiale (scavi, gallerie);

— sovraccarico localizzato sul pendio, sia naturale (accumulo di detriti) che artificiale (rilevati, discariche);

— azioni atmosferiche, in particolare del ghiaccio;

— azioni sismiche.

Le principali cause che menomano la resistenza del terreno sono:

— variazioni della situazione idrogeologica, soprattutto per incremento delle pressioni interstiziali;

— progressiva alterazione della resistenza del terreno quale softening; alterazione della composizione chimico-mineralogica con rigonfiamenti;

— disboscamenti che possono facilitare scoscendimenti superficiali in specie con morfologia non molto acclive; il disboscamento, tuttavia, non ha influenza su frane profonde per le quali, anzi, il bosco, secondo vari autori, può essere dannoso.

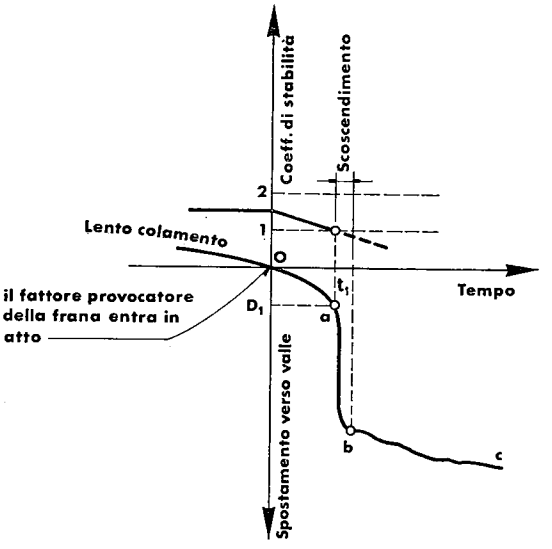


Fig. 15.45 – Passaggio da un lento colamento ad un movimento franoso e corrispondente riduzione del coefficiente di sicurezza (Penta).

Queste cause principali d'instabilità dei pendii danno via libera alle forze gravitazionali, con conseguente evolversi delle deformazioni del terreno, sino al collasso.

Nella tabella 15.5 sono elencati i processi che portano alle frane ed il loro effetto in relazione ai tipi di terreno, secondo la classifica di Terzaghi.

La fig. 15.45 descrive come un lento scoscendimento naturale venga incrementato all'insorgere di una causa motrice e si trasformi in frana.

TABELLA 15.5 – **Processi che portano**

Agente	Evento o processo che induce l'agente all'azione	Tipo dell'agente (azione)
Agente trasportatore	Opere di costruzione o di erosione	1. Aumento di altezza o aumento dell'inclinazione del pendio (o scarpata)
Sforzi tettonici	Movimenti tettonici	2. Deformazioni su larga scala della crosta terrestre
Sforzi tettonici o esplosivi	Terremoti o esplosioni	3. Vibrazioni ad alta frequenza
Peso del materiale formante il pendio	Processo di formazione del pendio	4. *Creep* su pendio
		5. *Creep* in strato sottile sotto il piede del pendio
Acqua	Piogge o neve	6. Dislocamento di aria nei vuoti
		7. Dislocamento di aria in fratture aperte
		8. Riduzione di pressione capillare associata a rigonfiamento
		9. Alterazione chimica
	Gelo	10. Espansione di acqua dovuta a congelamento
		11. Formazione e susseguente scioglimento di strati di ghiaccio
	Siccità	12. Contrazione
	Rapido abbassamento dell'acqua (*draw-down*)	13. Filtrazione verso il piede del pendio
	Rapido cambiamento di altezza del pelo libero dell'acqua	14. Riassestamento dei grani
	Innalzamento del pelo dell'acqua a distanza, filtrazione naturale	15. Innalzamento della superficie piezometrica nel materiale formante il pendio
	Filtrazione di acqua proveniente da un accumulo artificiale (serbatoio o canale)	16. Filtrazione verso il pendio
		17. Dislocazione aria nei vuoti
		18. Rimozione del legante solubile
		19. Erosione di sub-superficie

alle frane (K. Terzaghi, 1950).

Materiali di pendio (o scarpata) più sensibili all'azione	Natura fisica delle azioni significative dell'agente	Effetti sulle condizioni di equilibrio del pendio
Ogni materiale	Cambia lo stato di tensione nel materiale formante il pendio	Aumenta gli sforzi di taglio
Argilla compatta e fessurata argilloscisti	Cambia lo stato di tensione e fa aprire le fratture	Aumenta gli sforzi di taglio ed inizia il processo 8 (softening)
Ogni materiale	Aumenta l'angolo del pendio	Aumenta gli sforzi di taglio
Ogni materiale	Produce variazione transitoria di sforzo	
Loess, sabbia leggermente cementata e ghiaia	Danneggia i legami intergranulari	Diminuzione del grado di cementaz. e aumento di sforzi di taglio
Sabbia sciolta media o fine in stato saturo	Inizia il riassestamento dei grani	Liquefazione spontanea
Argilla compatta e fessurata, argilloscisti, residui di vecchie frane	Apre le fratture chiuse, ne produce di nuove	Riduce la coesione, accelera il processo 8
Materiali *rigidi* poggianti sui materiali plastici		
Sabbia umida	Aumenta la pressione dell'acqua interstiziale	Diminuzione della resistenza
Roccia fratturata e argilloscisti		
Argilla compatta e fessurata e qualche argilloscisto	Cagiona rigonfiamento	Diminuzione di coesione
Roccia di ogni genere	Indebolisce i legami intergranulari (alterazione chimica)	
Roccia fratturata	Allarga le fratture esistenti, ne produce di nuove	
Limo, sabbia limosa	Aumenta il contenuto d'acqua del suolo nello strato ghiacciato di fondo	Diminuzione della resistenza
Argille	Produce crepe di contrazione	Diminuzione di coesione
Sabbia fine, limo precedentemente drenati	Produce eccesso della pressione interstiziale	Diminuzione di resistenza
Sabbia sciolta media o fine allo stato saturo	Aumento spontaneo della pressione interstiziale	Liquefazione spontanea
Strati di limo o sabbia tra o sotto strati di argilla	Aumenta la pressione dell'acqua interstiziale	Diminuzione di resistenza
Limo saturo	Idem	Idem
Sabbia fine non satura	Elimina la tensione superficiale	Perdita di coesione da capillarità
Loess	Distrugge il legame intergranulare	Diminuzione del grado di cementazione
Sabbia fine o limo	Distrugge la scarpata	Aumento dello sforzo di taglio

Si osservi che, in generale, l'equilibrio deve essere vagliato in fase dinamica e non statica poichè interviene la velocità del flusso plastico tanto più quando lungo il pendio sono già innescate sensibili deformazioni in fase non lineare.

La fig. 15.46 pone in relazione il decorso misurato in laboratorio (v. anche fig. 3.69 e 3.70) del flusso visco-plastico di un provino d'argilla, sotto carico costante, col decorso di una frana.

Sembra se ne possa dedurre che, per terreni coerenti di bassa consistenza, il prodotto della velocità di deformazione del campione per la durata della vita della frana, cioè del tempo che impiega il terreno per giungere alla rottura, sia costante, il che permetterebbe di fare delle previsioni sul decorso delle frane.

Si è detto (15.3.1) che una frana in atto può evolversi con velocità variabilissima: forte, a carattere di colata, od impercettibile (pochi centimetri l'anno) con spiccato fenomeno di creep. In quest'ultimo caso l'equilibrio è in situazione limite fra statico e dinamico e può dirsi che nell'equilibrio intervengono solo:

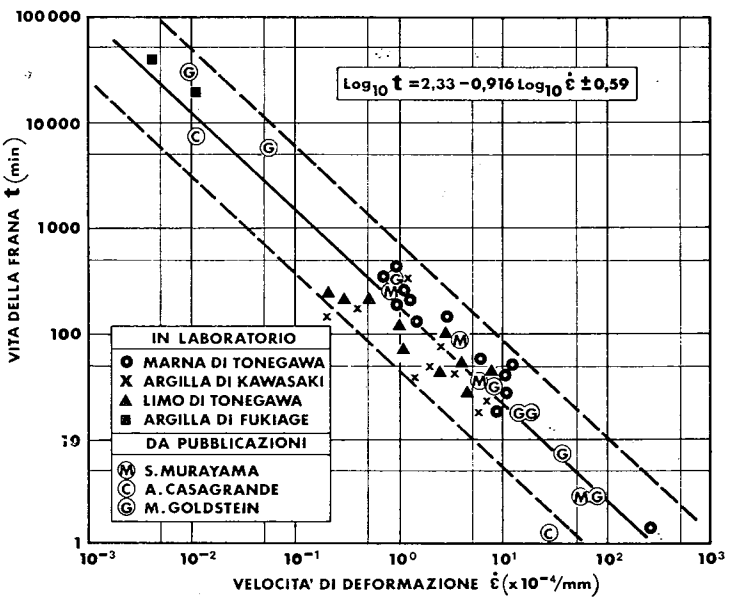


Fig. 15.46 – Relazione fra la vita di una frana in argilla e la velocità di deformazione sotto carico costante di campioni in laboratorio (Saito e Venzana).

azione statica e resistenza tangenziale. Sulla velocità influisce naturalmente la pendenza, oltre che la natura del terreno. Essa può essere anche la minore qualora si siano già avute sensibili deformazioni, per cui risulti impegnata la resistenza tangenziale residua (v. 3.6.5).

Nel movimento franoso intervengono, quindi, fenomeni plastici e viscosi di ardua individuazione in quanto il modello costitutivo del terreno muta nel tempo per le cause dette. Basti accennare alla combinazione dei fenomeni di

rottura progressiva (v. fig. 15.25) di creep e di softening nelle argille sovraconsolidate. Peraltro, confrontando le velocità di spostamento di una frana con l'andamento delle precipitazioni, si riscontrano spesso decorsi omotetici, sino a pervenire a picchi di livello di precipitazione superati i quali, i fenomeni viscosi e plastici provocano la frana.

La diagnosi, le previsioni e la scelta dei provvedimenti da adottare divengono ancora più ardui in presenza di frane potenziali, a volte conseguenti a movimenti preesistenti ed imprevedibilmente instabili al minimo intervento dell'uomo. L'effetto, infine, delle azioni sismiche (v. cap. 19) complica ulteriormente il problema.

In Italia i pendii ricadenti in zone sismiche sono maggiormente interessati dalle frane e le precedenti verifiche, computando anche le forze d'inerzia, indicano, spesso, coefficienti di sicurezza $\eta < 1$. In tal senso si auspica un approfondito studio della utilizzazione del territorio a livello regionale, con chiara esclusione di tali tormentatissime aree.

15.3.5 Indagini per l'accertamento della stabilità dei pendii.

Le cause e le caratteristiche dei movimenti franosi possono venire accertate seriamente solo mediante indagini in sito, che assumono aspetti diversi, a seconda del carattere del fenomeno. Ogni progetto di intervento richiede anzitutto l'individuazione delle cause.

Oltre ai sondaggi, sempre necessari, per l'accertamento stratigrafico e l'inquadramento geologico, è opportuno strumentare i fori di sondaggio.

Anzitutto va disposta una serie di piezometri, in particolare a diverse profondità, a seconda della stratigrafia, sia per il rilevamento della falda idrica che delle sovrappressioni interstiziali.

Per individuare le zone in movimento vanno disposti alcuni tubi inclinometrici orientandone le scanalature secondo le direzioni sospette.

Al fine di individuare le zone di minor resistenza, spesso, sono utili le prove penetrometriche e quelle microgeofisiche, in foro, caratterizzanti i diversi strati.

Infine indicazioni decisive si recepiscono dalla misura degli spostamenti superficiali, di testimoni disposti in superficie, e degli stessi boccaforo dei tubi piezomatrici ed inclinometrici.

È opportuno installare una maglia triangolare di testimoni, in analogia a quanto si effettua nel metodo degli elementi finiti, in modo da seguire, con dettaglio, i movimenti in atto, e poter così tenere la situazione sotto controllo.

Il rilevamento della velocità degli spostamenti è spesso il più prezioso indice per la previsione dell'evoluzione del fenomeno.

La conoscenza dei dati climatici, in particolare pluviometrici, completa il quadro delle notizie utili a giudicare i movimenti in atto.

15.3.6 Consolidamento delle scarpate.

Nello studio di un lento movimento franoso è sempre difficile indicare gli gli interventi per arrestarlo, poichè trattasi di forze immense alla quale, a volte,

non si hanno forze adeguate da contrapporre cosicchè, più che con la forza, occorre dominare la natura con l'astuzia, Bacone rileva che « la natura si vince assecondandola: opponendo alle forze naturali altre forze naturali ».

Dinanzi ad un moto franoso si ha quasi sempre a disposizione una possibilità di intervento sugli elementi naturali che risolve totalmente o parzialmente il problema: eliminare l'acqua. L'intervento per eccellenza è il drenaggio che, di solito, per i moti franosi, si realizza con i dreni a gravità, anzichè per pompaggio, come visto parlando degli scavi (v. 15.1.4).

Per stabilizzare i pendii si eseguono quindi trincee, cunicoli, pozzi, pali e paratie drenanti, dreni suborizzontali e, in casi eccezionali, si fa intervenire l'elettrosmosi. Altrettanto efficace è la guida superficiale dell'acqua, tramite fossi di guardia e smaltitoi, per la sua intercettazione e l'allontanamento.

La lotta contro l'acqua non è però sempre sufficiente a contrastare le cospicue forze in gioco di un moto franoso. Si passa allora a interventi diretti, che possono anche alterare la geometria del pendio, per rimodellamento (figura 14.47 *a*) e per intervento di opere (fig. 14.47 *b*).

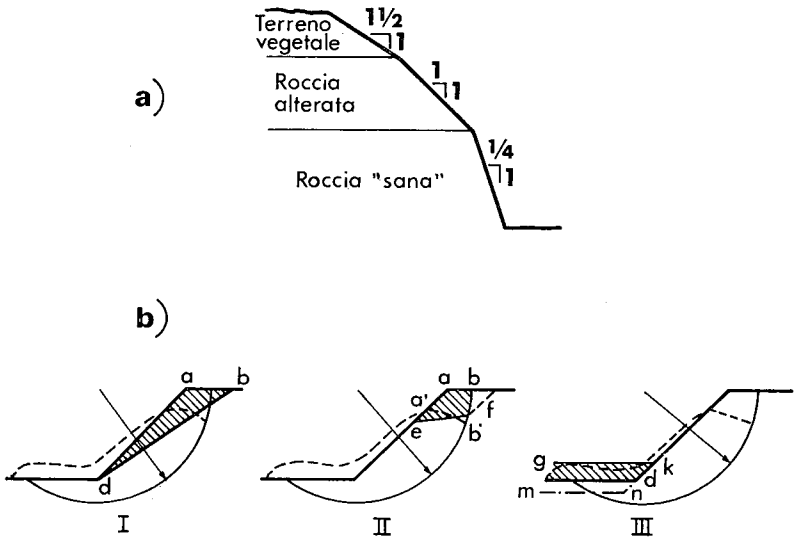


Fig. 15.47 – Stabilizzazione di un pendio tramite: *a*, rimodellamento differenziato della scarpata; *b*, esecuzione di alleggerimenti o di banche di contrappeso (Tschebotarioff).

Conservano la morfologia del pendio rivestimenti superficiali (inerbimenti, reti, graticciate), briglie, piccole trasverse o soglie, difese di sponda (scogliere, gabbionate o pannelli) mentre lo alterano i rilevati o banche di contrappeso.

Conserva pure lo stato dei luoghi l'esecuzione di pozzi « spina » di sbarramento od opere di sostegno, opportunamente ancorate a reticoli di micropali, ovvero a tiranti che vanno a ricercare la fondazione nelle sottostanti stratificazioni stabili (cap. 17).

15.3.7 Consolidamento dei pendii tramite drenaggio delle acque.

15.3.7.1 *Intervento tramite drenaggi.* — Si è visto (v. 15.1.4) che l'acqua sotterranea è causa di sovrappressioni interstiziali negli strati di scorrimento; quella superficiale è causa anche di appesantimento.

15.3.7.1.1 Un tipico caso di necessità del drenaggio è quello di fig. 15.48 raffigurante un rilevato intercettante una linea di confluenza fra pendici. Il rilevato costituisce una vera e propria diga, se non è costruito insieme ad una rete di tombini di scarico.

15.3.7.1.2 La fig. 15.49 è un altro esempio di intercettazione, con un

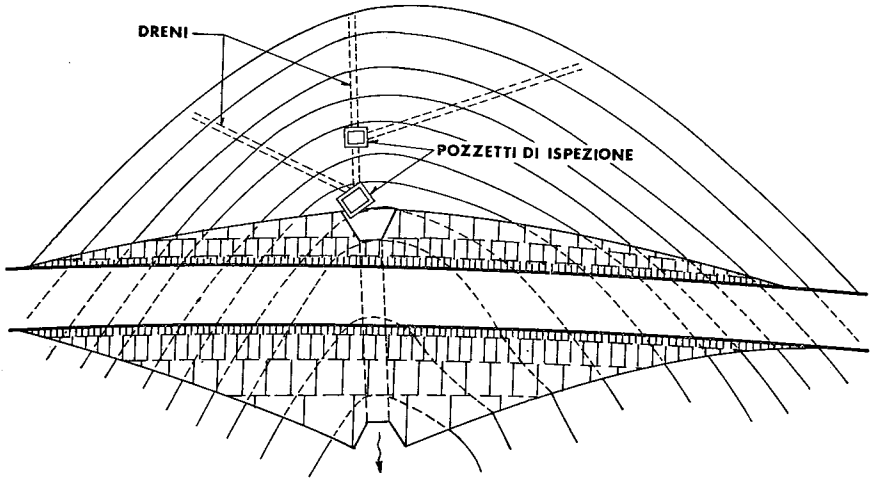


Fig. 15.48 – Stabilizzazione di una pendice sbarrata da un rilevato stradale tramite potenziamento della rete di drenaggio superficiale a ripristino della antica linea di impluvio.

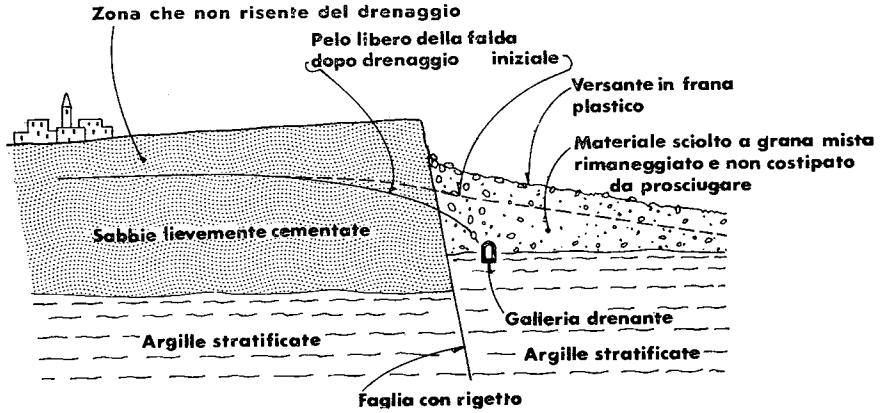


Fig. 15.49 – Stabilizzazione di una frana tramite intercettazione della falda idrica con una galleria drenante (Penta).

cunicolo, di una lama d'acqua motrice di un moto franoso con opera di drenaggio in scala ben maggiore dell'esempio precedente.

15.3.7.1.3 Altro caso significativo, di quanto possa l'acqua in un moto franoso che può sfuggire ad un esame superficiale, è quello di un rilevato stradale di modesta altezza, impostato su una pendice piuttosto adagiata, che era stata ritenuta stabile. A costruzione ultimata venne riscontrato un lento moto orizzontale e verticale di una estesa zona attraversata dal tracciato stradale (v. fig. 15.51).

Dalle indagini geotecniche risultò un sottosuolo costituito da una coltre argillosa scistosa, caotica e fortemente alterata, proveniente dalla degradazione di argille marnose scagliose e calcari marnosi, con scarse tracce d'acqua. Tale massa di rocce sciolte colava in un vallone, inciso nella formazione in sito, con asse parallelo alla massima pendenza e raggiungeva al centro, sotto il rilevato, uno spessore intorno ai 15 m che andava aumentando verso monte.

Da verifiche allo scorrimento, eseguite con la resistenza tangenziale non drenata residua del materiale, risultava un coefficiente di sicurezza prossimo all'unità.

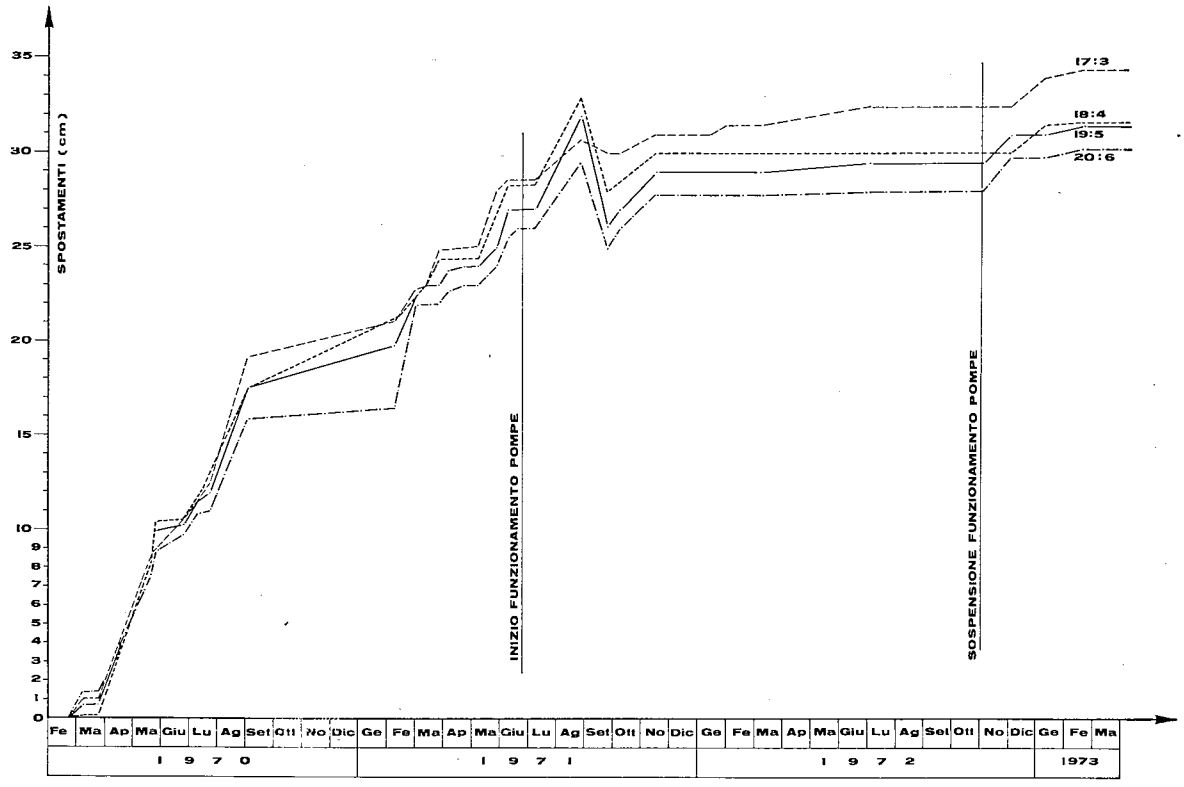


Fig. 15.50 – Stabilizzazione provvisoria preliminare della frana di fig. 15.51 tramite pompaggio: spostamento di alcuni caposaldi significativi.

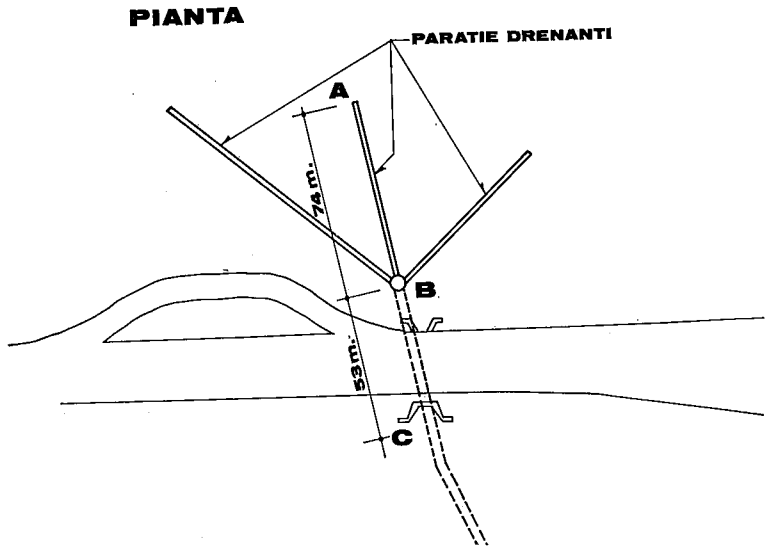
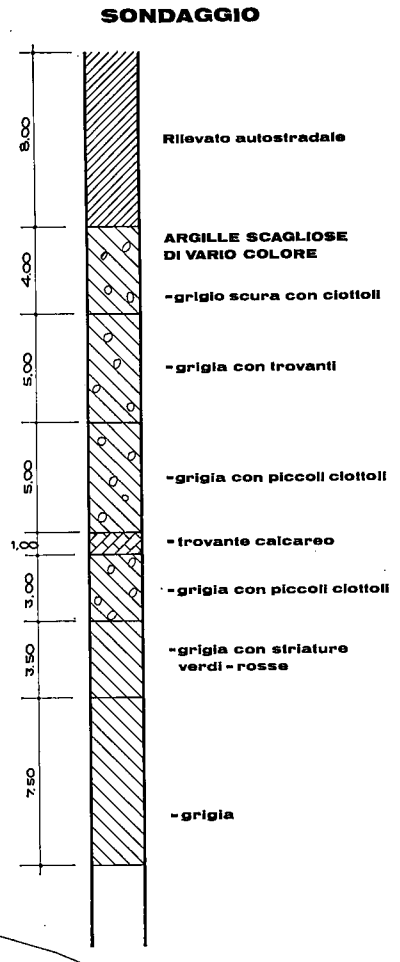
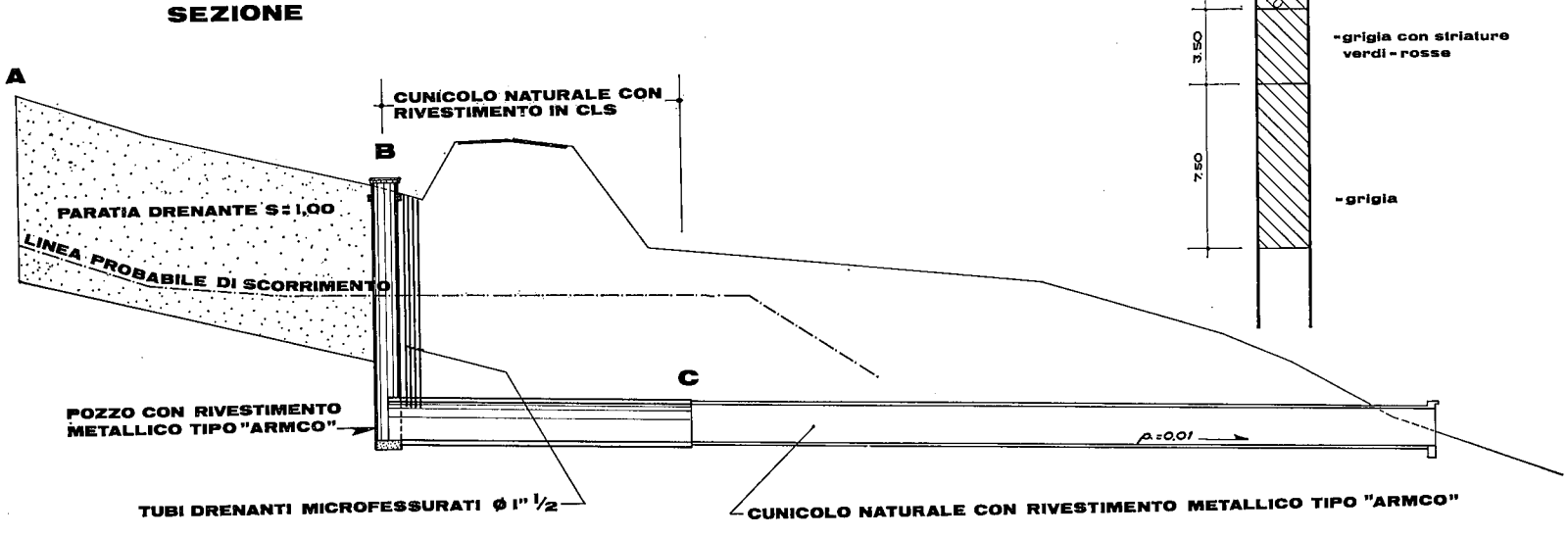


Fig. 15.51.

Stabilizzazione di una frana tramite paratie e cunette drenanti (Cestelli Guidi - Calabresi).





Per quanto l'acqua mobile, ricercata nei sondaggi, apparisse quasi assente, sorgeva il sospetto che essa non fosse estranea al fenomeno. Considerata la notevole spesa delle opere necessarie ad un drenaggio si ritenne prudente saggiare dapprima la risposta in sito del terreno con un intervento provvisorio.

Dopo una attenta campagna di misure anche con piezometri e clinometri, estesa a tutta la superficie della massa in movimento, protratta per congruo tempo, venne predisposto un sistema di pozzi, di circa 20-30 m di profondità, nella parte alta della frana nei quali vennero inserite delle pompe automatiche per emungimento.

Osservando il grafico di fig. 15.50, ove sono riportati gli spostamenti orizzontali di soli quattro punti significativi dei numerosi di misura, si vede che dopo circa tre mesi dall'inizio dell'emungimento il movimento si era fortemente attenuato.

Sospesa dopo circa 15 mesi l'azione delle pompe, si è avuta subito una ripresa del moto.

Va rilevato che i prelievi d'acqua dai pozzi risultavano minimi tanto che la maggiore parte del tempo le pompe restavano ferme.

Accertata così la possibilità di stabilizzare il pendio attraverso un abbassamento delle pressioni interstiziali si è proceduto alla progettazione di un'opera definitiva di drenaggio.

Essa, come indicato nella fig. 15.51, è costituita da un ventaglio di 3 setti contigui, ottenuti con paratie drenanti riempite di misti ghiaio-sabbiosi, collegate ad un pozzo da cui parte una galleria di scarico, a sua volta drenante.

Naturalmente l'opera è completata da una regolarizzazione delle acque superficiali.

15.3.7.1.4 Un intervento che pure merita di essere ricordato è quello di stabilizzazione di un pendio naturale di larga estensione nella zona collinare alla periferia di Ancona.

Il pendio che presenta inclinazione variabile da 11° circa a 14° circa, con avvallamento poco pronunciato, incombe su un complesso di edifici a valle che sono segnati nel lato sinistro della fig. 15.52 e per la cui costruzione venne operato un taglio al piede del pendio di circa 3,50 m di altezza che ha alterato l'equilibrio raggiunto dal pendio stesso. Le spinte esercitate dal moto franoso hanno gravemente dissestato le strutture delle opere a valle producendo spostamenti orizzontali, rotazione e sollevamenti tanto che alcuni edifici, fortemente lesionati, sono stati fatti evacuare.

Il sottosuolo risulta costituito da uno strato colluviale di argilla limosa giallastra, di spessore variabile da 4 m circa a 10 m circa, riposante su un bedrock di argilla azzurra molto compatta.

Venne prescelta la soluzione di drenare la zona con trincee profonde, spinte fino ad incassarsi nell'argilla per circa 20 m, su uno schema a spina di pesce che, in un primo tempo, era stato previsto a pianta regolare con rami ad interasse di circa 8 m ma che, all'atto esecutivo, dovette essere modificato, per ragioni

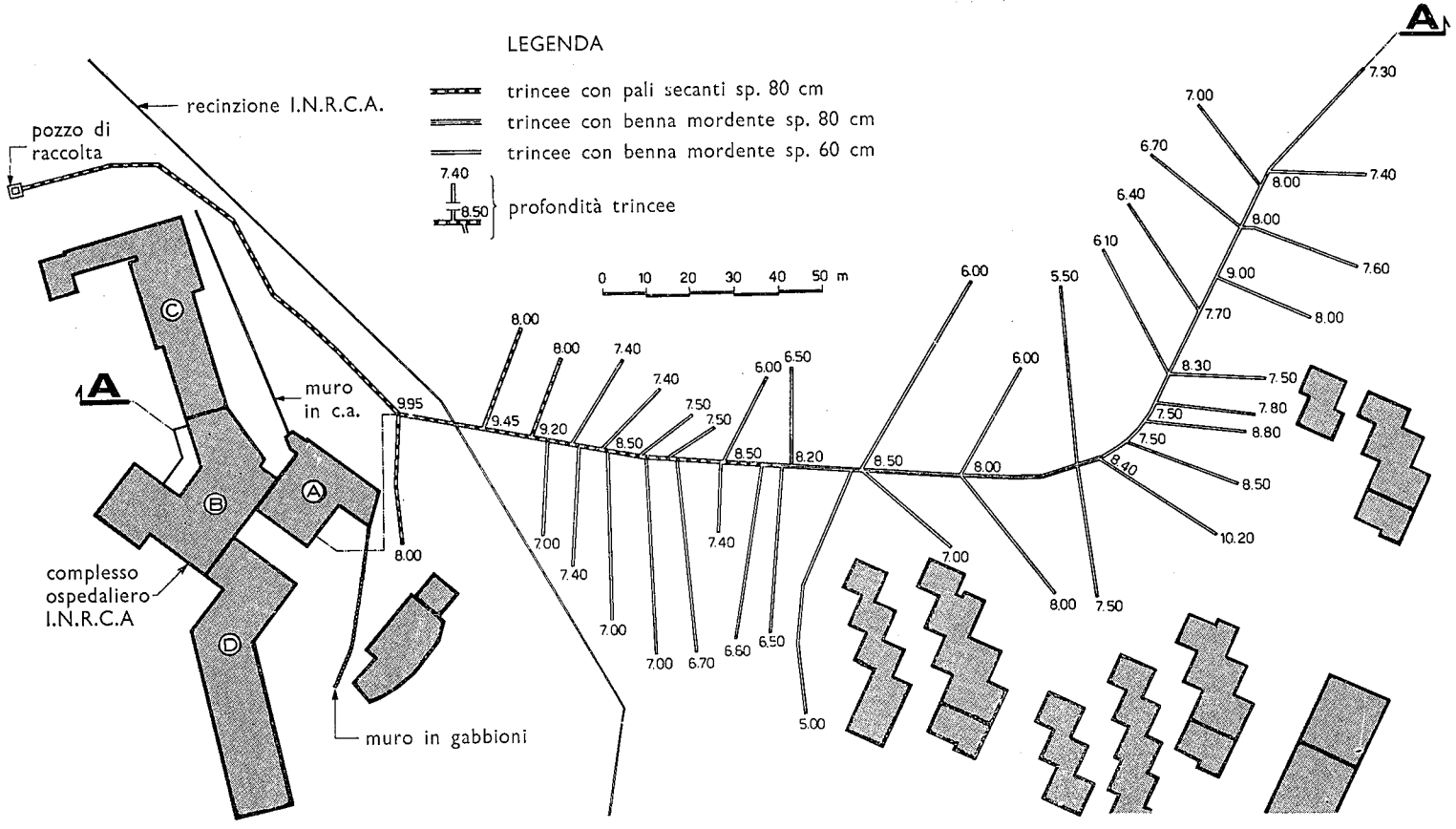


Fig. 15.52 – Schema della rete di trincee drenanti eseguite in un pendio alla periferia di Ancona (esecuzione della ditta Rodio su proposta di C. Cestelli-Guidi).

pratiche, come descritto dalla fig. 15.52, ove sono anche segnate le quote di profondità delle trincee.

La trincea di spina è larga 0,80 m e quella dei rami 0,60 m. Sono state usate due diverse tecniche esecutrici; fino a 7÷8 m di profondità, ove il terreno si presentava migliore, è stato possibile eseguire lo scavo a secco con benna rettangolare, su pannelli di 1,80 m di lunghezza. Nella fig. 15.53 *a* si vedono i pannelli riempiti con materiale drenante e le colonne-giunto poste in opera mano a mano che venivano eseguiti i pannelli.

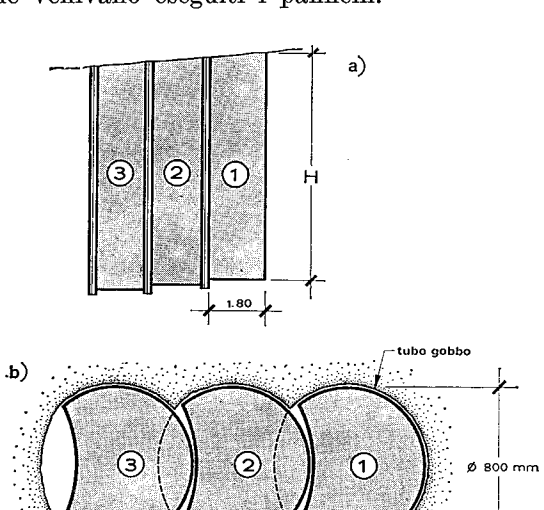


Fig. 15.53 – Tipi di trincee drenanti adottate nell'intervento della figura precedente: *a*, scavo con benna; *b*, scavo a pali secanti.

Ove la compattezza dello strato colluviale non consentiva l'esecuzione di scavo con benna, le trincee sono state eseguite con pali, secondo quanto è chiaramente descritto dalla fig. 15.53 *b* ove si vede il tubo gobbo che è stato impiegato per la costituzione del palo in materiale drenante, tubo poi apportato per realizzare la continuità del dreno.

15.3.7.2 *Interventi con altre tecniche.* — Il sistema di togliere l'acqua ad un terreno in moto franoso, mediante opere di drenaggio, è senz'altro il più logico in quanto si elimina la causa, o una delle cause, ma quando l'acqua non sia determinante, ovvero il drenaggio risulti inattuabile o costoso, può ricorrersi ad interventi meccanici i quali possono anche essere integrativi con drenaggi di minore impegno di un intervento generale.

La tecnologia dei tiranti in roccia (cap. 17) fornisce un mezzo che può essere efficace per intervenire su frane superficiali, consentendo di inserire sul percorso delle frane dei diaframmi di arresto. I tiranti degli ancoraggi vanno

a ricercare, in profondità, la necessaria fondazione a cui affidare le reazioni di forze applicate in superficie per contrastare i moti franosi, conseguendo risultati di cui, certo, non sarebbero capaci normali opere di sostegno che si affidano prevalentemente alle forze stabilizzanti gravitazionali.

È il caso della fig. 15.54 che mostra come sia stato possibile contrastare un movimento franoso del terreno in corrispondenza della spalla del viadotto della fig. 17.37, che si era manifestato all'inizio dei lavori del ponte.

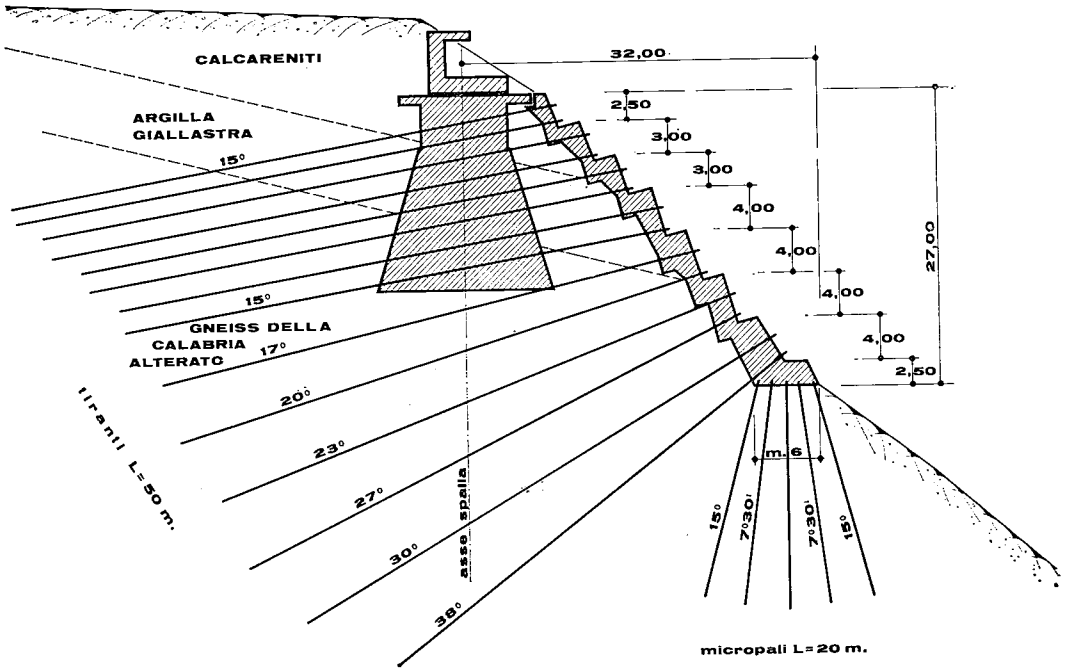


Fig. 15.54 – Stabilizzazione, tramite placcaggio intirantato, di un terreno in frana interessante la spalla su pozzo del viadotto della fig. 19.52 (Cestelli-Guidi).

La fig. 15.55 descrive il muro di sostegno di un complesso argilloso, ancorato in profondità, in cui sono stati inseriti anche tubi drenanti.

La fig. 15.56 mostra il caso analogo al precedente di una frana innescata dallo scavo eseguito per la formazione di un piazzale. Essa è stata arrestata mediante una doppia fila di placche in c.a. ancorate a tiranti della potenza di 130 t ognuno.

Le lastre in c.a. solidarizzate anche a reticoli di micropali come in fig. 15.57 si prestano a sostenere pendici di per sè instabili.

Oltre che con pareti ancorate possono contrastarsi gli scoscendimenti del terreno mediante pozzi di grandi dimensioni che, rispetto alla estensione del fenomeno, possono essere considerati come spine verticali di assetto del moto franoso.

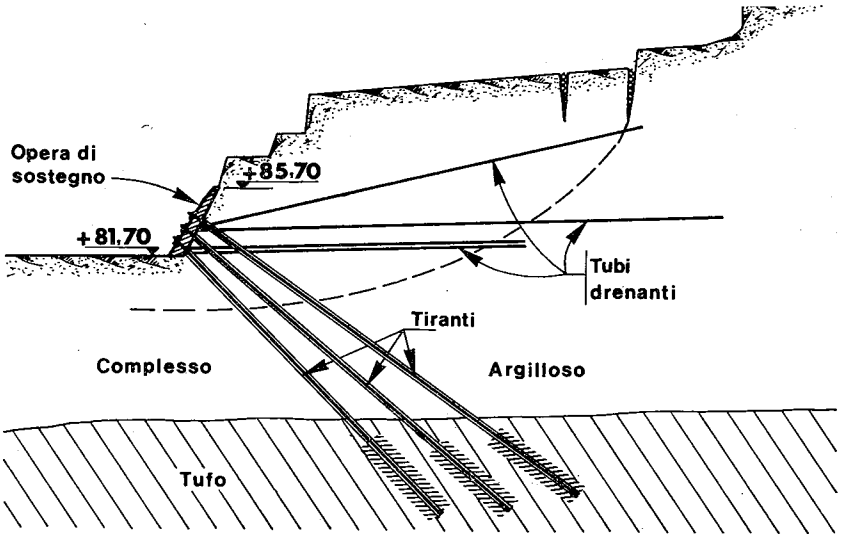


Fig. 15.55 – Stabilizzazione di un pendio tramite ancoraggi profondi e tubi drenanti (Camberfort).

Fig. 15.56 – Sbarramento con piastre ancorate a cavi di un movimento franoso di un pendio.

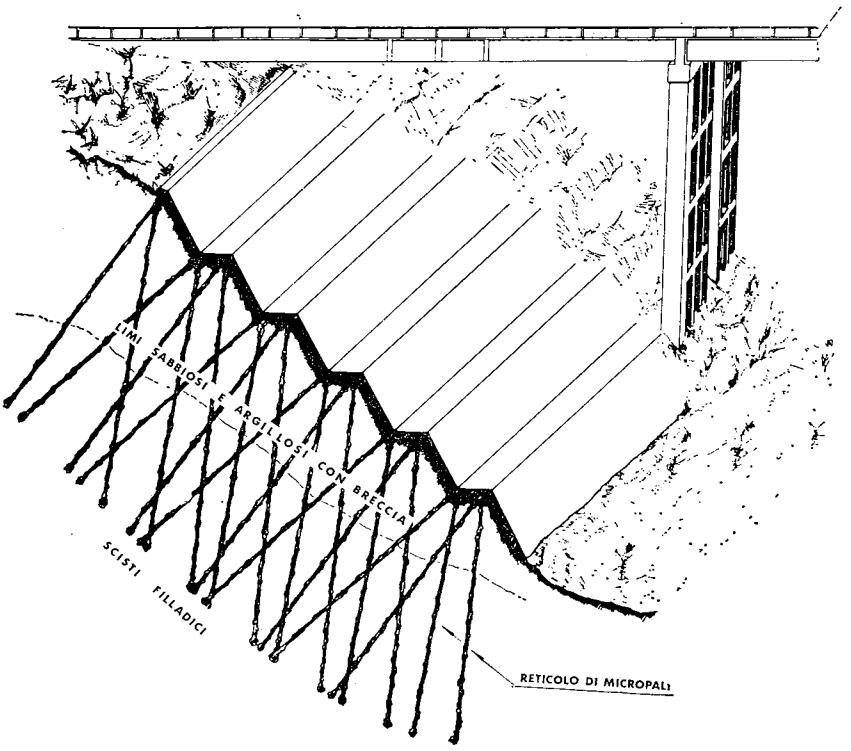


Fig. 15.57 – Stabilizzazione di una pendice in frana tramite lastre in c.a. di rivestimento, ancorate a reticoli di micropali (Fondedile).

Essi possono anche costituire fondazioni di opere (ad esempio delle pile di viadotti ricadenti sulle sponde delle valli attraversate).

In particolare, specie nelle frane di colata, i pozzi possono avere forma ellittica con il diametro maggiore disposto all'incirca nella direzione di « flusso » della frana, in modo da offrire superficie « ridotta » alle spinte ed avere massima resistenza, seguendo un criterio analogo a quello per le fondazioni realizzate negli alvei dei corsi d'acqua.

La efficienza dei pozzi « spina » aumenta fortemente per l'applicazione dei tiranti, come nel caso delle pile del viadotto della fig. 19.52, ottenendo anche soluzioni più economiche e tecnicamente più eleganti.

I pozzi di sbarramento sono soggetti, nel tempo, a spinte che possono raggiungere anche i valori passivi massimi (K_p).

15.3.7.3 *Misurazione di moti franosi.* — La fig. 15.58 mostra l'evoluzione nel tempo delle misure delle pressioni del terreno sulle pareti di un pozzo a pianta ellittica, attraversante una frana di colata, ed incastrato alla base in argille scistose, anche con l'ausilio di iniezioni.

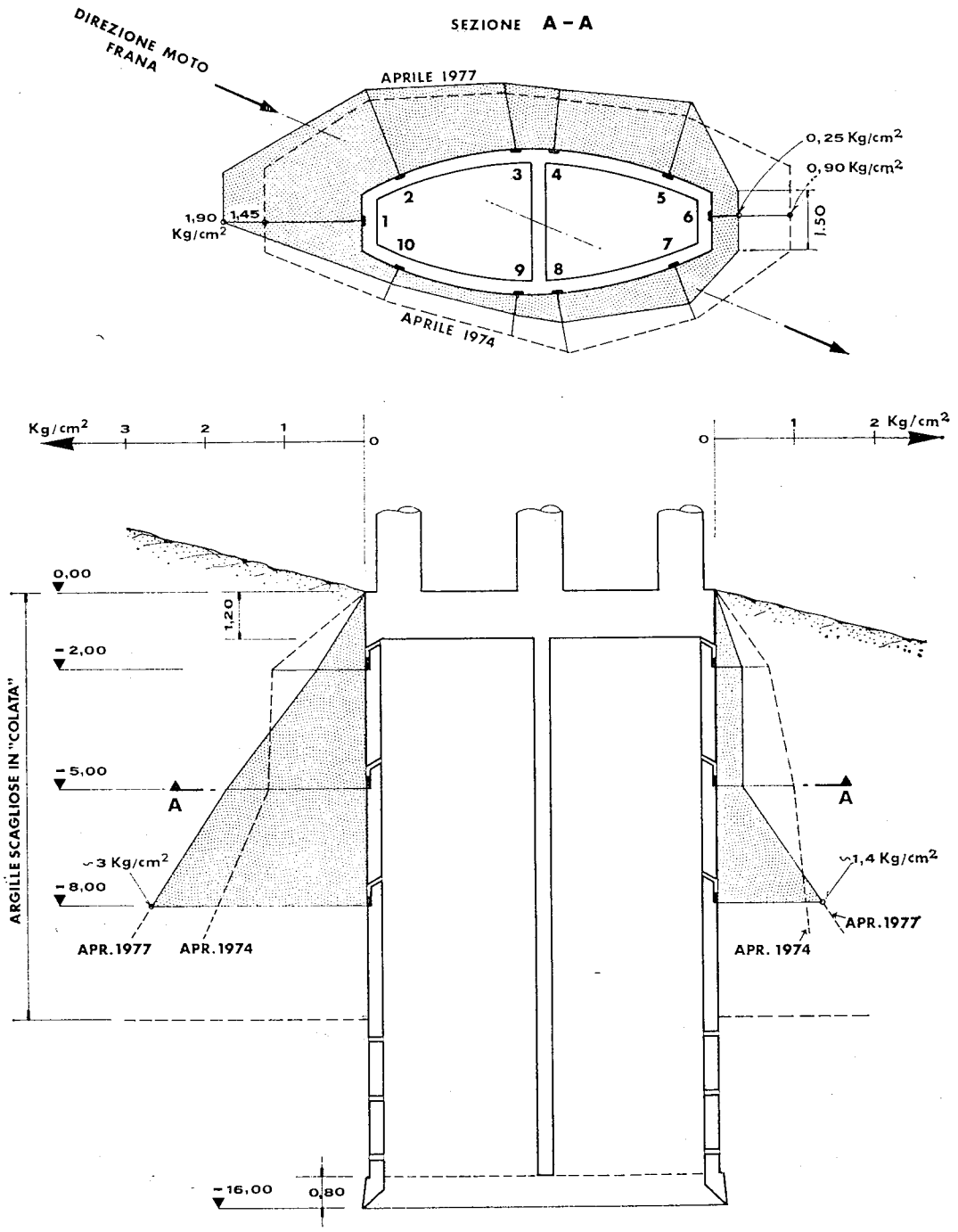


Fig. 15.58 – Misura delle pressioni esercitate da una frana di colata su un pozzo a pianta ellittica strumentato nel « guscio » con celle di pressione totale (Beomonte, Cavallo, Ventura).

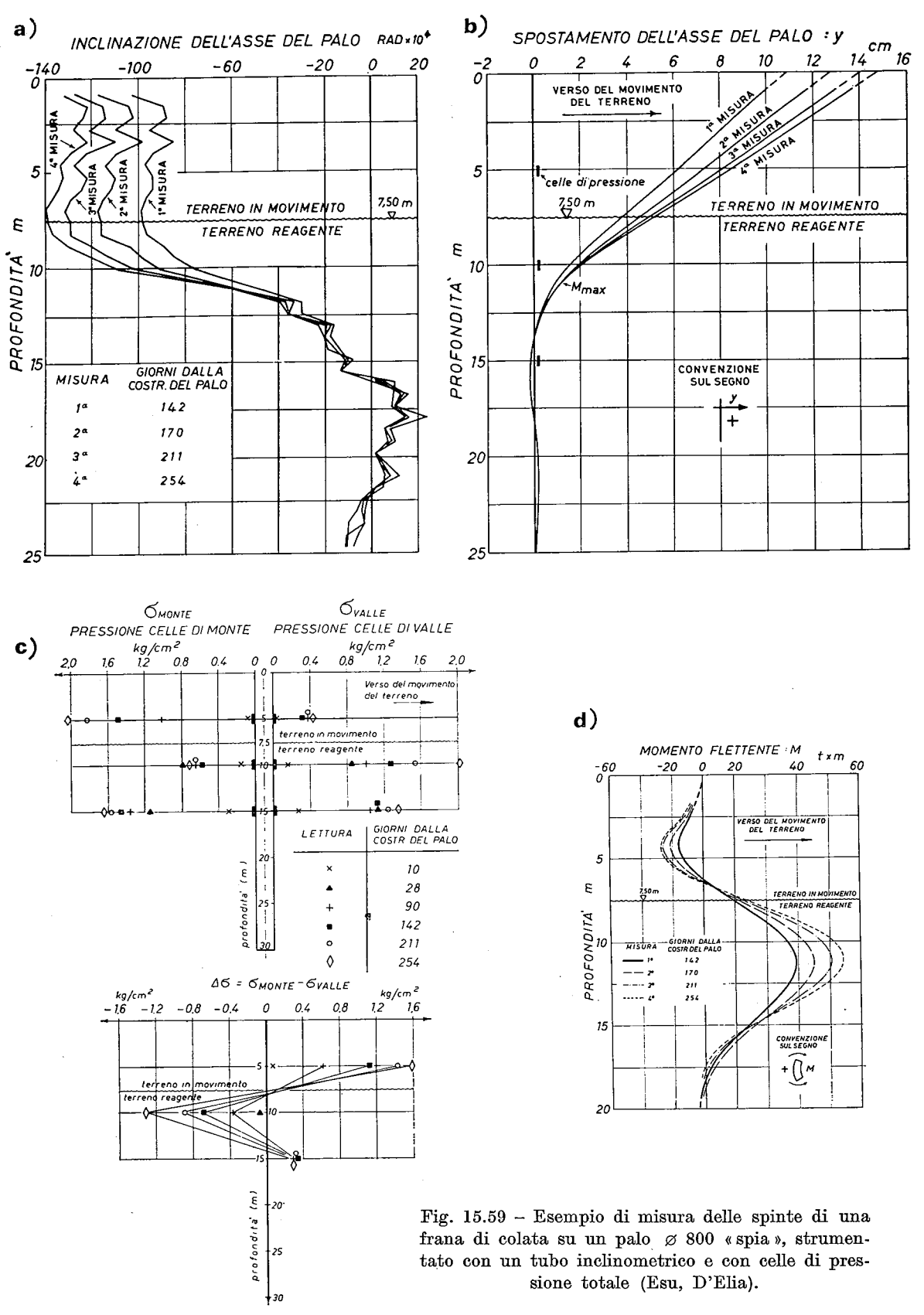


Fig. 15.59 – Esempio di misura delle spinte di una frana di colata su un palo ⌀ 800 « spia », strumentato con un tubo inclinometrico e con celle di pressione totale (Esu, D'Elia).

Le misure sono state effettuate tramite celle di pressione totale. Il pozzo ha subito minime traslazioni e rotazione rigide, resistendo al terreno in movimento con incremento delle pressioni di monte e riduzione a valle come evidenziato in figura.

Ben maggiori sono le spinte e gli spostamenti misurati su un palo strumentato realizzato, a titolo sperimentale, in un'altra frana di colata, i cui risultati sono illustrati nella fig. 15.59.

Le figg. 15.59 *a* e *b* riportano le misure inclinometriche di alta precisione durante l'evoluzione della frana ed i corrispondenti spostamenti, a partire dalla data di costruzione del palo (v. 14.4.2). La fig. 15.59 *c* contiene poi i risultati delle misure con celle delle pressioni totali in tre sezioni del palo, sempre durante l'evolversi della frana. La fig. 15.59 *d* riporta, infine, i risultati della valutazione teorica delle sollecitazioni flettenti del palo, sempre a partire dalle misure clinometriche. È evidente il raggiungimento del momento di plasticizzazione in una sezione del palo (v. fig. 14.58 *b*), sino al suo tranciamento in corrispondenza della zona di scorrimento del terreno.

BIBLIOGRAFIA

TERZAGHI K., « *Mechanism of landslides* », The Geological Society of America, 1950.

PENTA, « *Frane e movimenti franosi* ». Siderea, 1956.

DESIO A., « *Geologia applicata all'Ingegneria* », Hoepli, 1973.

CARSON A. B., « *Generale escalation methods* », McGraw-Hill, 1961.

COMMITEE ON LANDSLIDES INVESTIGATION: « *Landslides and Engineering practice* », Highway Research Board; special report 29 Washington NAS-NRC 544-1958.

Si citono in particolare gli articoli di FELLENIUS, BISHOP, SKEMPTON, MORGERSTERN, ESU e la Conferenza speciale « *Stability of Slopes and Embankements* », Berkley-ASCE 1966.

CAPITOLO 16

OPERE DI SOSTEGNO

MURI - PARATIE

16.1 Generalità.

16.1.1 Definizione, tipologie ed aspetti naturali.

Si definisce opera di sostegno qualsiasi struttura atta a contrastare la spinta del terreno.

La costruzione di un'opera di sostegno comporta, frequentemente, cospicui movimenti di terreno ed il progettista non può disinteressarsi della sistemazione dei fronti di scavo. Di conseguenza va anzitutto posta in evidenza l'importanza di analizzare e prevedere l'intervento, nel corso dei lavori di opere provvisionali senza far prevalere i criteri di economia su quelli di sicurezza.

Il comportamento nel tempo dell'opera di sostegno va anche esso previsto, particolarmente, nel riflesso dei fattori climatici.

La saturazione per acqua piovana, nei terreni a tergo delle opere di sostegno è inevitabile, anche se vengono attuate opere di drenaggio che intercettano percorsi di filtrazione. Nei terreni saturi, al di sopra della falda acquifera, le decompressioni, indotte da scavo, possono poi interferire col fenomeno di traspirazione presente soprattutto nei rinterri. Tale fenomeno, favorendo la perdita di saturazione, provoca l'entrata d'aria nello scheletro solido; il successivo ripristino della saturazione, per imbibimento, è causa di alterazione dell'equilibrio iniziale raggiunto.

L'interferenza fra la decompressione e la traspirazione facilita, spesso, lo sviluppo di vie di circolazione dell'acqua piovana. Fenomeno analogo si verifica con le argille sovraconsolidate fessurate: le fessure, come schematizzato in fig. 16.1, si riempiono d'acqua per cui, prima che si inneschi la filtrazione « in grande » sulle loro pareti si istaura la distribuzione della pressione idrostatica.

Peraltro la traspirazione, prevalente in terreni artificiali, ovvero l'acqua nelle fessure, frequente in terreni naturali, interferiscono anche con l'oscillazione delle frange capillari o, più in generale, con le pressioni interstiziali naturali (v. effetti sulla resistenza tangenziale in 15.1). È in tale contesto che si

fa strada la filtrazione, dovendo superare un « gradiente di spunto » prima che i dreni, ad essa preposti, siano efficienti. Ben diverso è il caso che il fronte di scavo sia in acqua, cosicchè eventuali dreni cadrebbero sotto falda; la stabilità degli scavi deve essere, allora, assicurata da opportuni provvedimenti, quali emungimenti provvisori od impermeabilizzazioni permanenti.

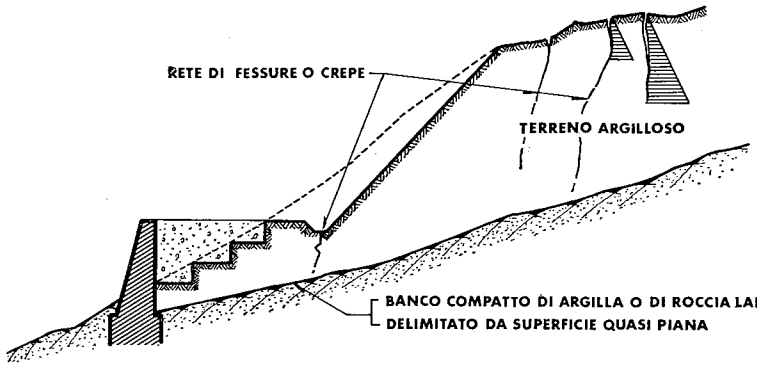


Fig. 16.1 – Distribuzione idrostatica delle pressioni nelle fessure di argille sovraconsolidate, prima che s'instauri la filtrazione.

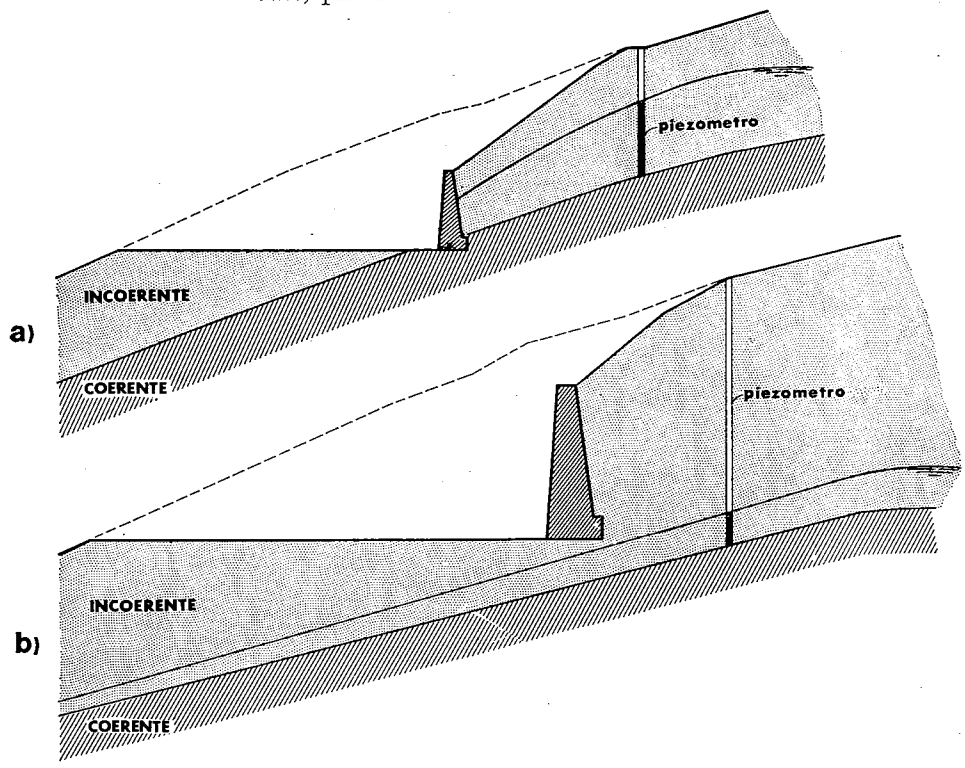


Fig. 16.2 – Diverse sezioni dello stesso muro a gravità: *a*, intercettante la falda idrica; *b*, al di sopra della falda idrica (Calabresi).

Da tutto ciò appare la fondamentale importanza di inquadrare l'opera nella situazione idraulica naturale od idrogeologica, tenuto conto delle alterazioni da essa apportate alle condizioni naturali.

Ad esempio, la fig. 16.2 mostra due sezioni di un muro, a progressive diverse, avvertendo che nel tratto di altezza minore la carenza di drenaggi longitudinali ha provocato dissesti che non si sono avuti in quello di altezza maggiore ma drenato naturalmente.

La ricostruzione stratigrafica estesa a tutta l'opera, ed il rilevamento piezometrico, avrebbero evidenziato la diversa intercettazione della filtrazione naturale, che risultava impedita nei tratti ove l'opera aveva minore altezza.

Il controllo, quindi, della situazione d'imposta delle opere di sostegno è importante anche nei riguardi delle permeabilità, oltre che dei cedimenti.

Altri fattori climatici influenzano la stabilità delle opere di sostegno quali: la neve, per l'effetto di sovraccarico sul rinterro; il gelo, per le sovratensioni nelle fessure del terreno; le variazioni termiche. Con i terreni limosi, gli unici passibili di gelività, è importante accertare se essi siano interessati, o meno, dalla falda idrica. Se lo sono, si verifica una migrazione dell'acqua dal terreno direttamente a tergo dell'opera, in particolare, verso le zone addossate al paramento di monte, che sono quelle congelate.

In tal caso non si verificano sensibili variazioni di volume e conseguenti spinte. Se invece la falda lambisce il paramento di monte, sull'opera agisce la forte pressione di cristallizzazione del ghiaccio.

Il fenomeno gelivo si verifica anche in presenza di dreni, in quanto questi non arrestano le risalite capillari, che saturano il mezzo, come indicato in fig. 16.3 *a*. Per evitare ciò si può proteggere il rinterro dalla falda, come indicato in fig. 16.3 *b*, impermeabilizzandolo in superficie ed al contatto con il terreno in sede.

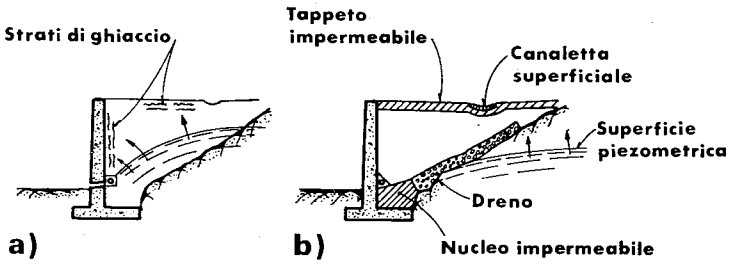


Fig. 16.3 – *a*, formazione di ghiaccio nella risalita di acqua per capillarità, benchè il dreno deprima la falda idrica; *b*, protezione del rinterro per prevenire la formazione di livelli di ghiaccio (Terzaghi e Peck).

In tale contesto è determinante la morfologia e la natura del terreno, che condiziona anche i metodi di scavo per l'esecuzione dell'opera di sostegno.

In terreni in pendio è poi necessaria la conoscenza del grado di stabilità d'insieme del pendio stesso, in quanto progettare l'opera di sostegno solo con

un'analisi locale degli effetti della spinta attiva, sia pure tenendo conto della inclinazione del profilo di monte, presuppone che il pendio sia stabile.

In presenza di movimento franoso (v. 15.3), fra l'altro, la spinta può assumere qualsiasi valore, compreso fra quello attivo e quello passivo, a seconda degli spostamenti relativi del terreno e dell'opera (v. fig. 3.4); al limite, se l'opera è fondata od ancorata così da non subire spostamenti, essa offre al moto franoso la massima resistenza passiva.

Ad es. i pozzi, usati spesso per fondazione delle pile di viadotti ricadenti in zone malsicure, od anche i cosiddetti pozzi spina di protezione di opere da moti franosi, spesso ancorati a tiranti in roccia, sono opere di sbarramento che vanno dimensionate per pressioni prossime alle passive ultime.

Deve poi porsi attenzione alla compressibilità del terreno d'imposta del muro e, particolarmente, se lungo di esso si incontrano terreni diversi che possono produrre reazioni di sottofondo differenziate e, quindi, rotture.

In tal caso i giunti in elevazione del muro debbono essere così frequenti da attrezzarlo come una catena labile, che consenta cedimenti differenziali senza danno.

A seconda della prevalenza dei diversi aspetti della funzione dell'opera di sostegno si ha la tipologia del quadro 16.1.

TABELLA 16.1 – **Tipologia delle opere di sostegno.**

Opere provvisionali « tradizionali »	sbadacciature, in particolare ad elementi prefabbricati.
Palancole	metalliche od in c. a. infisse
Gettate di massi, gabbionate	blocchi monolitici, anche formati da materiale frantumato, raccolto in reti metalliche
Muri	a gravità (muratura di pietrame o c. a.) a sbalzo (c. a.) a catasta
Paratie	pali accostati o pannelli continui, od accostati, od ancorati a tiranti, diaframmi plastici a tergo di scarpate
Pozzi e Cassoni	isolati, multipli a quadrifoglio, cellulari, combinati con controberme a gravità
Terreno armato	roccia sciolta armata con graticcio di micropali
Placcaggio	pareti di protezione eventualmente ancorate a tiranti; reti metalliche e spritz beton.

16.1.2 Richiami sulle azioni sollecitanti le opere di sostegno e sulla sicurezza.

La valutazione dell'intensità delle pressioni esercitate dal terreno sull'opera di sostegno, di cui si è trattato nel cap. 9, dipende, secondo quanto detto al cap. 3, sia dai valori caratteristici adottati per le proprietà fisico-meccaniche del terreno, sia dalle schematizzazioni che portano al modello matematico.

Nella scelta del valore della resistenza è determinante la valutazione dei parametri in termini di tensione totale, od efficace, secondo quanto descritto in (3.4.7), in specie per terreni coerenti in condizioni non drenate.

La fig. 16.4 contiene degli esempi di come si possano ricercare le *condizioni di drenaggio* più gravose per il calcolo delle spinte.

Così dal decorso delle tensioni, spinto fino allo stato limite ultimo, si vede che un generico elementino di argilla NC (fig. 16.4 *a*) in stato di quiete (K_0) passa allo stato limite attivo (K_a) con valore di rottura c_{ua}, in condizioni non drenate, maggiore di quello q_a in condizioni drenate, condizioni queste più sfavorevoli, mentre avviene il contrario se si passa dalla quiete allo stato limite passivo (K_p), cioè sono le condizioni non drenate le più sfavorevoli.

Per i terreni SC il fenomeno è duale di quello dei terreni NC e si complica per la presenza, o meno, della fessurazione in condizioni non drenate (fig. 16.4 *b*).

Nella progettazione va dunque tenuto presente che per i terreni NC ($O_r = 1$) (v. fig. 5.9) risulta, rispettivamente, per la spinta e per la resistenza.

NC

$$S_a = f(c', \varphi') \gtrsim S_a = f(c_u)$$
$$R_p = f(c', \varphi') << R_p = f(c_u)$$

e per i terreni molto sovraconsolidati (v. fig. 5.10) ($O_r > 10$):

SC

$$S_a = f(c', \varphi') >> S_a = (c_u)$$
$$R_p = f(c', \varphi') \lesssim R_p = f(c_u)$$

L'aumento della spinta S_a nel tempo, per l'evoluzione delle condizioni di drenaggio, da non drenate a drenate, è sensibile, specie per i terreni sovraconsolidati non fessurati. In generale però il meccanismo di rottura per tali terreni è caratterizzato dai fenomeni di fessurazione per condizioni non drenate per cui il detto aumento della spinta è meno marcato; il contrario si verifica per la resistenza passiva, che presenta una evoluzione più sentita con i terreni NC.

Nelle verifiche dei muri fondati superficialmente, essendo praticamente inesistente la resistenza R_p a valle, le condizioni più sfavorevoli, con ogni terreno, sono quelle a lungo termine assumendo la spinta S_a il valore finale.

Più complessa è la ricerca della situazione di drenaggio più svantaggiosa per le paratie, variando nel tempo sia S_a che R_p (fig. 16.4). Generalmente per i terreni NC, essendo R_p piccolo, è più svantaggiosa la situazione a breve termine mentre per i terreni SC è quella a lungo termine. Peraltro è prudente eseguire ambedue le verifiche, specie per i terreni leggermente sovraconsolidati.

Le azioni spingenti e resistenti sulle opere di sostegno sono influenzate, dunque, dalla *storia dello stato tensionale efficace* del terreno, sin dal decorso

geologico (strati erosi, fenomeni tettonici ecc.), caratterizzanti, prima dell'intervento dell'uomo, sia la retta K_0 (stato di quiete) di fig. 16.4 che le rette limite (K_a e K_p) con valori di resistenza variabili da quelli di picco fino a quelli residui (v. 3.6).

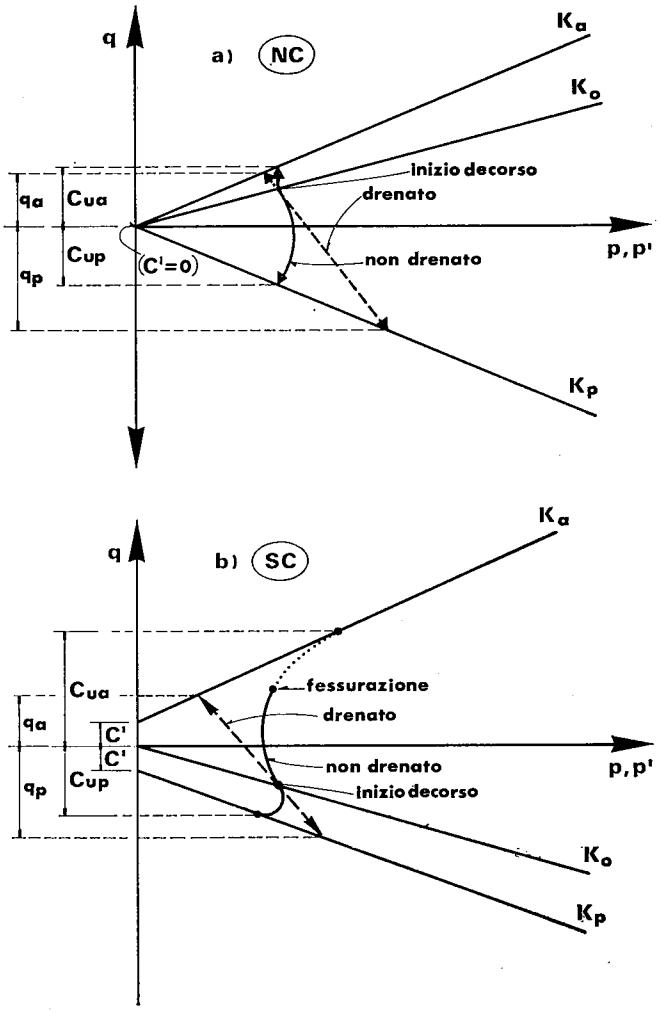


Fig. 16.4 – Decorso tensionale attivo e passivo in condizioni non drenate e drenate, rispettivamente per terreno: *a*, coerente normalconsolidato NC; *b*, coerente sovraconsolidato SC (da vari autori).

Va poi considerato che possono anche essere in atto accumuli di tensione per bradisismi, subsidenze ed altri fenomeni naturali indipendenti da quelli ora considerati, di cui è difficile quantizzare il decorso da K_0 verso la rottura (K_a o K_p), valutazione che deve però rientrare entro i margini di sicurezza (v. eq. 13.1).

La scelta dei parametri di resistenza è poi strettamente legata al decorso delle tensioni efficaci durante e successivo all'esecuzione dell'opera (v. fig. 3.51). Debbono quindi essere segnalate ai laboratori geotecnici, a cui viene affidata l'analisi dei campioni estratti, le situazioni in sito affinchè le condizioni di drenaggio e tensionali, simulate in laboratorio, siano fedeli.

Le fasi delle *modalità esecutive* delle opere di sostegno influenzano sensibilmente, anche esse, l'entità delle spinte. La fig. 16.5 mostra ad es. la ridistribuzione delle pressioni del rinterro a tergo di un muro, per effetto della sua compattazione, prodotta da un rullo statico di 10 t, su un muro che non cedeva sotto le spinte, situazione questa che si verifica, ad esempio, per un rilevato stradale retrostante la spalla di un ponte su pali.

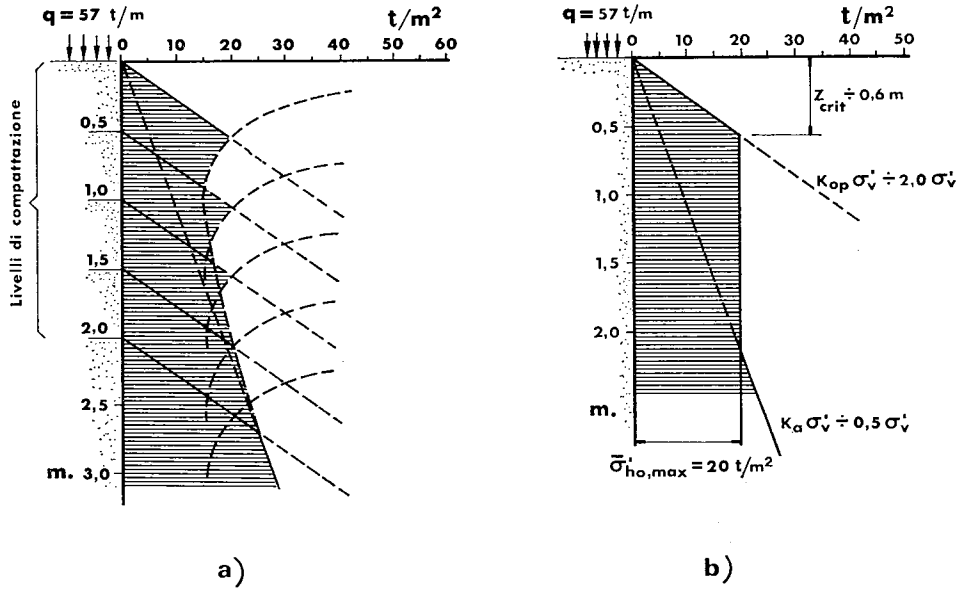


Fig. 16.5 – *a*, ridistribuzione delle pressioni attive a tergo di un'opera rigida, per effetto della compattazione di un rullo statico da 10 t; *b*, schematizzazione pratica del diagramma di spinta (Broms).

Nella fig. 16.5 *a* si vede l'effetto della compattazione, su strati dello spessore di 50 cm; la pressione di spinta, durante il ciclo di carico, varia con la profondità da $K_0 \equiv K_p$ a $K_0 \equiv K_a$, in analogia a quanto rappresentato dalla figura 16.4 per effetti naturali. La fig. 16.5 *b* propone un diagramma semplificato, pratico, in cui z_{crit} è la profondità al disotto della quale non si hanno più variazioni di $\sigma_{h0,\,max}$ all'allontanamento del mezzo di compattazione. I valori di K_a, K_p, z_{crit}, $\sigma_{h0\,max}$ variano in funzione del tipo di macchina, ad es. con rulli vibranti sono state misurate tensioni $\sigma_{h0\,max}$ minori di quelle indotte dal rullo statico.

Appare perciò quanto sia importante prescrivere le modalità di rinterro delle opere di sostegno.

Il rispetto, poi, delle *condizioni tensioni-deformazioni al contorno* (v. fig. 9.23), secondo quanto descritto al cap. 9, è un altro importante fattore che influenza la valutazione delle pressioni sulle opere di sostegno.

La distribuzione delle pressioni di contatto è così governata dalla posizione del centro di rotazione dell'opera, se questa è rigida (ad es. muri a gravità), ed anche dalla sua deformabilità, se non rigida (ad es. curvatura delle palancole).

Nella fig. 9.4 si è già visto l'effetto della entità dello spostamento e, come per i muri vincolati (intercapedini, strutture scatolari ecc.), il coefficiente di spinta sia più vicino a K_0 che a K_a. Se poi il muro è cedevole, ma molto alto, gli spostamenti per pervenire a K_a, specie per i terreni coerenti NC, sono forti.

Lo stato tensionale al contorno è caratterizzato poi dalla mobilitazione dell'attrito e della coesione fra terreno e muro che riduce la spinta ($K_{a\delta} < K_a$) ed aumenta sensibilmente la resistenza ($K_{p\delta} > K_p$), rispetto ai valori classici di Rankine, come dimostrato da misure di pressione sulla parete mobile di vasche riempite di sabbia (fig. 9.2 *d*). Da qui, ad es., l'indicazione di Blum di assumere, nel calcolo delle paratie, in terreni coerenti, un coefficiente di resistenza K_p doppio di quello di Rankine e, di conseguenza, poter accettare le esigue profondità d'incastro indicate da Tschebotarioff (v. 16.3.2.3), per le paratie ancorate, in terreni incoerenti addensati.

Oltre alle tensioni al contorno, come detto, le deformazioni al contorno influenzano sensibilmente la spinta. La fig. 16.6 descrive la distribuzione della pressione, misurata da Ohde su modelli, a seguito, rispettivamente, di rotazione della parete intorno alla base (fig. 16.6 *a*) od alla testa (fig. 16.6 *b*) o di inflessione (fig. 16.6 *c*). Sovrapponendo, in proporzioni diverse, come in figura 16.6 *d* gli spostamenti elementari orizzontali e verticali u e w, in modo da avvicinarsi alle deformate reali, si ricavano, dai dati sperimentali, i diagrammi di spinta (v. fig. 16.6 *d*) pressochè indipendenti dal valore medio dello spostamento.

Quindi la grandezza della risultante di spinta, al variare delle deformazioni e della conseguente mobilitazione dell'attrito, varia poco mentre si sposta sensibilmente il suo punto di applicazione (v. 9.2.2.4).

Se però gli spostamenti orizzontali u sono impediti, l'intensità delle pressioni, come prima detto, è governata dal valore K_0 mentre se il paramento è sospinto verso il terreno, come ad es. avviene per un blocco di ancoraggio o la spalla di un ponte spingente, il coefficiente di pressione può salire verso K_p.

In fine la *eterogeneità* del sottosuolo e le variazioni nel *tempo* delle condizioni idrauliche rendono ancor più complessa ogni valutazione delle reali spinte; ciò specie se il terreno è coerente, ovvero il rinterro è di materiale, reperito in sede, di caratteristiche spesso conosciute con scarsa approssimazione, come pure in presenza di terreni fittamente stratificati.

Un migliore affinamento, di cui si è parlato (v. fig. 16.4) può allora essere completamente inficiato dalla notevole variazione dei parametri di resistenza.

È proprio per la progettazione dei muri che si ricercarono sperimental-

mente tali parametri, valutando però, erroneamente, l'intervento della coesione con un aumento dell'angolo di attrito interno.

Ancora una volta può dirsi che i calcoli basati sulle classiche teorie di Rankine e Coulomb, purchè si usino i valori caratteristici dei parametri di resistenza (v. 3.7) e adattando il modello alla situazione reale, in particolare alla cinematica dell'opera (v. 9.2.4) ed alle condizioni idrauliche, sono calcoli validi e ne è conforto la secolare esperienza.

Può aggiungersi, ancora, che la teoria di Coulomb, facendo intervenire

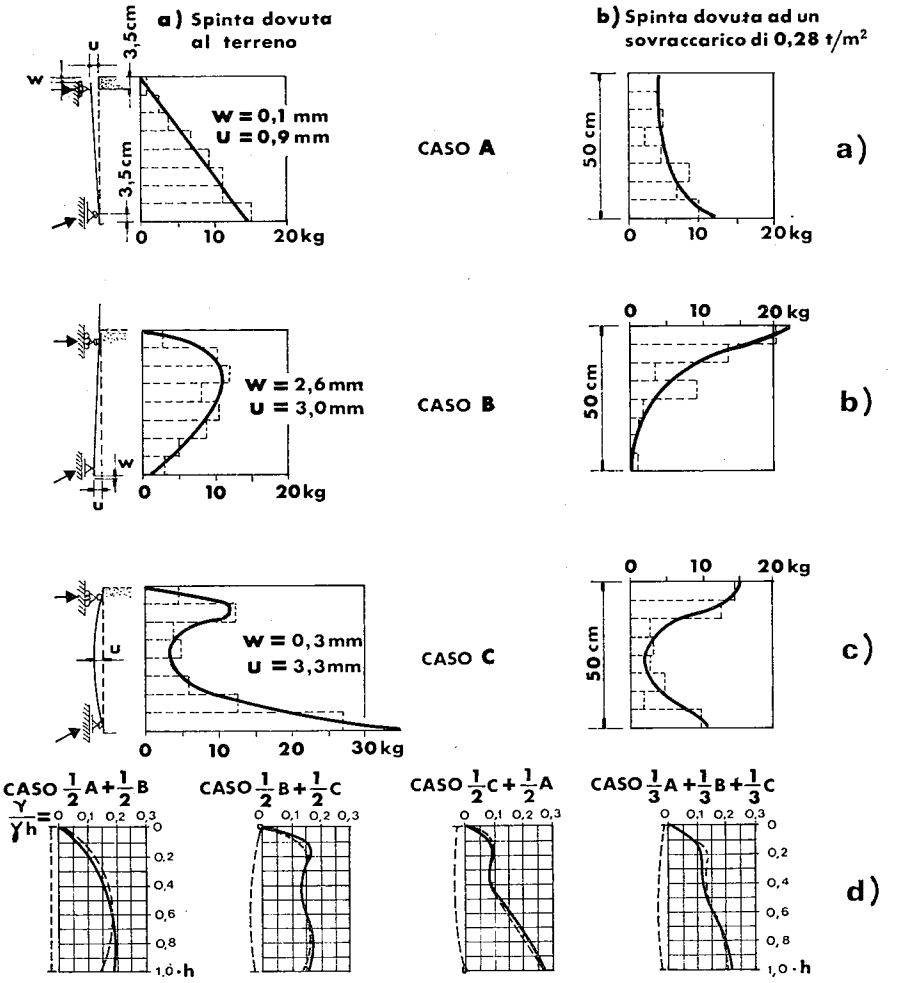


Fig. 16.6 – Ricerca su un modello dell'effetto della deformazione dell'opera di sostegno sulle pressioni rispettivamente dovute al terrapieno ed al sovraccarico; *a*, per rotazione intorno alla base della parete; *b*, per rotazione intorno alla testa; *c*, per depressione al centro; *d*, combinazione dei casi precedenti (Ohde).

l'attrito muro-terreno (v. fig. 9.2), inserisce meglio le condizioni al contorno di quella di Rankine, ove la direzione della spinta è fissata. Dalle posizioni di calcolo di ambedue queste antiche teorie si perviene quindi a procedimenti di valutazione dell'azione del terreno, su opere di sostegno, pratica e di buona approssimazione della realtà.

Da quanto sopra detto, ed in particolare del ruolo del drenaggio nel tempo sulla spinta e sulla resistenza del terreno, interagente con l'opera di sostegno, emerge quanto sia delicato l'equilibrio fra economia e sicurezza nel campo delle opere di sostegno ed in particolare in quelle provvisionali. Solo se l'opera provvisionale e a « breve termine » e sotto il continuo controllo si possono fare delle concessioni all'economia e scapito della sicurezza.

16.2 I muri di sostegno.

16.2.1 Valutazione delle spinte.

16.2.1.1 *Terreni incoerenti.*

16.2.1.1.1 Ipotesi di calcolo. — Al cap. 9, nella trattazione della spinta dei terreni, sono state considerate condizioni al contorno semplici nell'ambito delle deformazioni plastiche, confrontandone anche i risultati con quelli della teoria della elasticità (v. figg. 9.25 e 16.10).

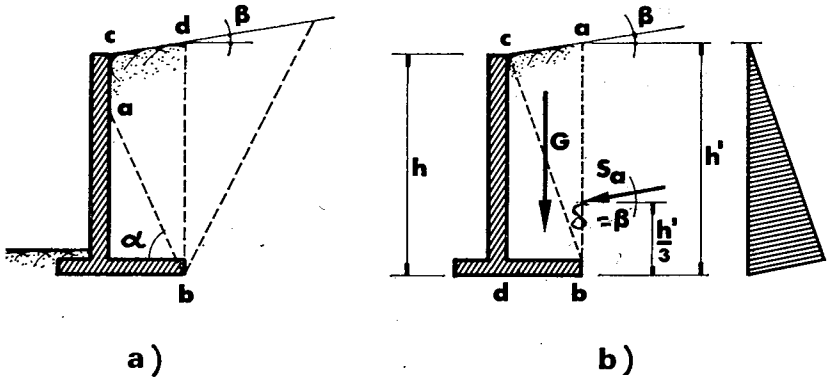


Fig. 16.7 – Piani di scorrimento di Rankine dietro un muro a sbalzo: *a*, con intersezione del paramento; *b*, senza intersezione.

Rimangono da esaminare le altre condizioni al contorno (sovraccarichi, inclinazioni del paramento) con particolare attenzione alla presenza o meno della falda idrica.

La concretizzazione del diaframma di Rankine su un muro di sostegno a gravità, e tanto più se a « sbalzo », comporta alcune considerazioni sulle modalità di applicazione della teoria.

La fig. 16.7 mostra situazioni diverse di intersezione del piano di scorrimento (v. fig. 9.10) con il paramento di un muro a sbalzo.

In fig. 16.7 *a* la superficie di scorrimento, intercettando il paramento del muro, si spezza per cui non può farsi ricorso al metodo di Rankine; la spinta lungo la linea *c-a-b* può essere calcolata con « metodi grafici » (v. fig. 16.18).

Nella situazione invece della fig. 16.7 *b*, più frequente, permangono i presupposti di Rankine, ove si operi sul piano *a-b* della parete equivalente a quella reale *c-d*.

La spinta sul piano verticale *a-b*, secondo Rankine, ha inclinazione parallela ($\delta = \beta$) alla superficie del terreno. Essa si compone con le forze peso del muro e del terreno racchiuso dal prisma a *b c d*.

Peraltro il criterio di valutare la spinta sul piano *a b* con l'inclinazione $\delta = \beta$ può applicarsi, con sufficiente approssimazione, anche al caso della figura 16.7 *a* perchè il tratto *a-c* ha poca influenza sul valore totale della spinta.

A rigore, inoltre, il « cuscinetto » di terreno *a b c d* (fig. 16.7 *a*) fa da ripartitore della spinta smorzandola leggermente, se l'inclinazione β del terrapieno è nulla, od incrementandola leggermente se $\beta = \varphi$ (Esposito).

La fig. 16.8 mostra le analoghe situazioni d'intersezione per i muri a gravità.

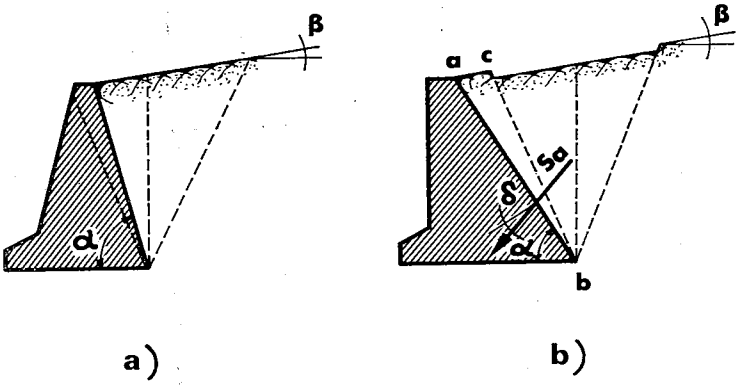


Fig. 16.8 – Piani di scorrimento di Coulomb dietro un muro a gravità: *a*, con intersezione del paramento; *b*, senza intersezione.

Con superfici di scorrimento che si discostano dal modello di Rankine, pur restando piane, come in fig. 16.8 *a*, si può far ricorso alla teoria di Coulomb.

Nel caso invece di fig. 16 8 *b* si potrebbe ancora far uso della teoria di Rankine, supponendo il prisma *a b c* facente parte, solidamente, del muro. Con tale posizione potrebbe, però, risultare un'inclinazione δ della spinta maggiore dell'angolo d'attrito φ del terreno cosicchè, anche in questo caso, è più logico far ricorso alla teoria di Coulomb.

La variazione della forma (α e β) del prisma di scorrimento e dell'inclinazione (δ) della spinta comportano, dunque, una variazione della grandezza della spinta ovvero, in formula, del coefficiente K in funzione di α, β e δ oltre che di φ.

Si osservi, infine, che, se il masso spingente è limitato, o per la presenza di un elemento strutturale ovvero di una ripida scarpata stabile, come in fig. 16.9, il piano di scorrimento è determinato, e quindi lo sono le forze su di esso agenti, cosicchè la spinta viene determinata immediatamente, senza richiedere tentativi, dal poligono d'equilibrio delle forze.

Va anche detto che il piano di scorrimento può non essere determinato dalla fronte della scarpa per cui, specie in presenza di argille sovraconsolidate (v. 16.3.2.3), è consigliabile assumere quella a tratto di fig. 16.9.

Va infine rilevato che l'esiguo volume di un prisma spingente, come segnato in fig. 16.9, non deve far pensare ad una riduzione della spinta, comportandosi il terreno similmente ad un liquido. La spinta sarebbe poi proprio quella di un liquido se una fessura, a tergo del muro, divenisse sede di una lamina d'acqua (fig. 16.1), ($K = 1$).

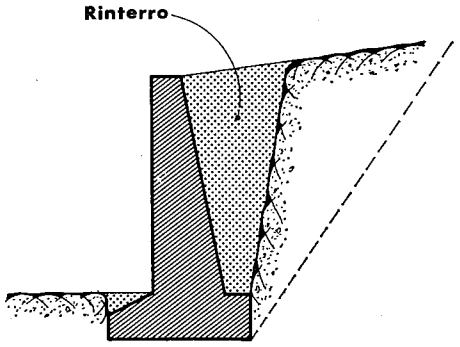


Fig. 16.9 – Prisma di scorrimento limitato da una ripida scarpata stabile.

Ma su tutte le considerazioni svolte circa i fattori che influenzano il valore della spinta prevale sempre la problematica della scelta dei parametri geotecnici, che è complessa per la grande dispersione dei risultati delle prove di laboratorio (cap. 12). Solo l'ausilio di metodi sperimentali e di misure in sito possono avvicinare maggiormente alla realtà. Va anche tenuto presente il metodo cautelativo, indicato da Peck, di avvalersi della conoscenza statistica del comportamento di numerose opere di sostegno, includendovi anche casi di non esauriente funzionamento dei drenaggi (v. figg. 16.22 e 16.23).

16.2.1.1.2 Assenza della falda idrica. — Nella fig. 9.9 del I volume è stato descritto il caso di muro con paramento verticale ($\alpha = 90°$) e piano di campagna orizzontale ($\beta = 0°$) per cui i coefficienti di spinta ultima K_a e di resistenza limite ultima K_p variano con il grado di mobilitazione $m = \text{tg}\,\delta/\text{tg}\,\varphi$, essendo δ l'angolo formato dalla spinta con la normale al muro.

La fig. 16.10 mostra, più dettagliatamente, il campo di variazione di $K_{a\delta}$ e $K_{p\delta}$ al variare dell'angolo δ per $\alpha = 90°$ e $\beta = 0°$.

Si può osservare, al riguardo, che il valore di K_p di Rankine ($\delta = 0$) non corrisponde ad una resistenza « limite ultima » bensì, secondo quanto osservato

da Caquot, ad una « limite elastica » o critica, analogamente a quella di Fröhlich per la portanza delle fondazioni (v. 9.5.2).

Il passaggio da un sistema limite all'altro dà luogo ad una fase di transizione in cui l'angolo δ, fra paramento e terreno, è via via crescente, sino a raggiungere il valore dell'angolo di attrito interno φ.

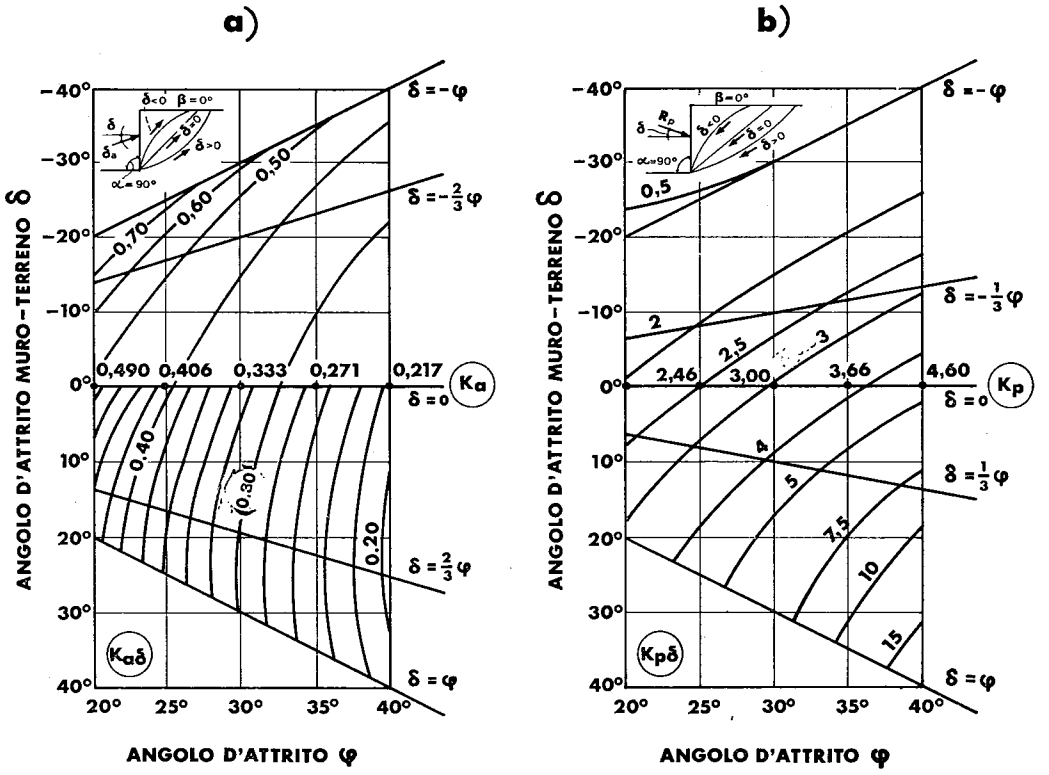


Fig. 16.10 – Coefficienti di tensione laterale attiva $K_{a\delta}$ o passiva $K_{p\delta}$, al variare dell'attrito δ fra terreno e muro, per paramento verticale ($\alpha = 90°$) e piano di campagna orizzontale ($\beta = 0°$) (ricostruito da Lambe).

Nelle figg. 16.11 e 16.12 si leggono gli analoghi coefficienti $K_{a\delta}$ e $K_{p\delta}$, rispettivamente per piano campagna inclinato, cioè $\alpha = 90°$ e $\beta \neq 0°$ e per paramento inclinato, cioè $\alpha \neq 90°$ e $\beta = 0°$.

Le pressioni e le loro risultanti nelle direzioni indicate nelle figg. 16.11 e 16.12 sono espressi dalle formule:

$$\sigma_a = \gamma\, h\, K_{a\delta}\,(\alpha, \beta) \tag{16.1}$$

$$\sigma_p = \gamma\, h\, K_{p\delta}\,(\alpha, \beta) \tag{16.2}$$

Coefficienti di correzione $K_p\delta$ di fig. per diversi valori di δ

φ \ δ/φ	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0
10	0,978	0,962	0,945	0,929	0,912	0,898	0,891	0,856
15	0,961	0,934	0,907	0,831	0,810	0,830	0,803	0,775
20	0,939	0,901	0,852	0,824	0,787	0,792	0,716	0,670
25	0,912	0,880	0,803	0,753	0,711	0,698	0,620	0,574
30	0,878	0,811	0,745	0,686	0,677	0,514	0,520	0,451
35	0,838	0,752	0,674	0,603	0,555	0,475	0,417	0,352
40	0,785	0,652	0,592	0,512	0,433	0,375	0,316	0,208
45	0,710	0,600	0,500	0,414	0,339	0,276	0,221	0,174

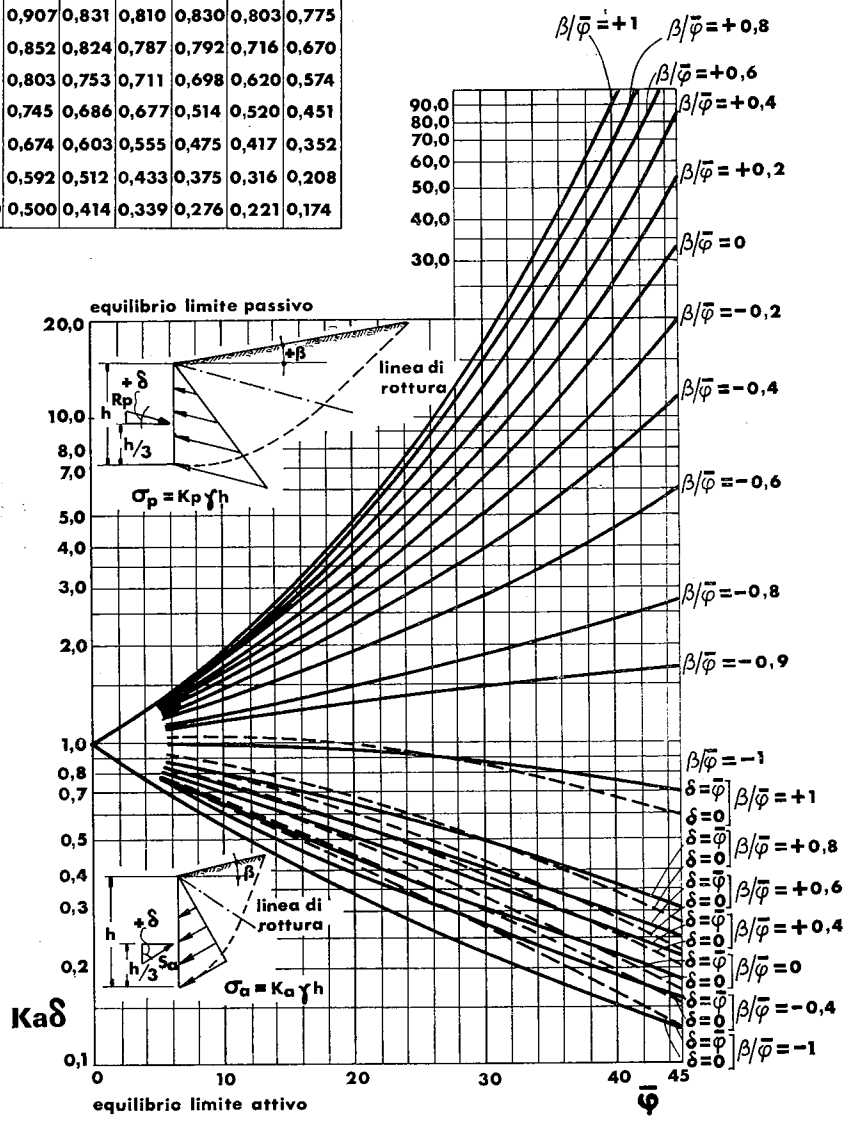


Fig. 16.11 – Coefficienti di pressione laterale attiva $K_{a\delta}$ (β) e passiva $K_{p\delta}$ (β) al variare dell'inclinazione β del piano campagna e dell'angolo δ di inclinazione della spinta; il paramento del muro è assunto verticale ($\alpha = 90°$) (Nav-Docks U. S.).

Coefficienti di correzione $K_{p\delta}$ di fig. per diversi valori di δ

φ \ δ/φ	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0
10	0,973	0,952	0,945	0,920	0,912	0,898	0,891	0,856
15	0,961	0,933	0,907	0,901	0,854	0,830	0,803	0,775
20	0,939	0,901	0,862	0,824	0,787	0,752	0,715	0,670
25	0,917	0,860	0,803	0,759	0,711	0,686	0,620	0,574
30	0,873	0,811	0,755	0,685	0,637	0,574	0,520	0,461
35	0,835	0,752	0,674	0,603	0,555	0,475	0,417	0,362
40	0,783	0,632	0,552	0,512	0,439	0,375	0,315	0,202
45	0,710	0,600	0,510	0,414	0,339	0,276	0,221	0,174

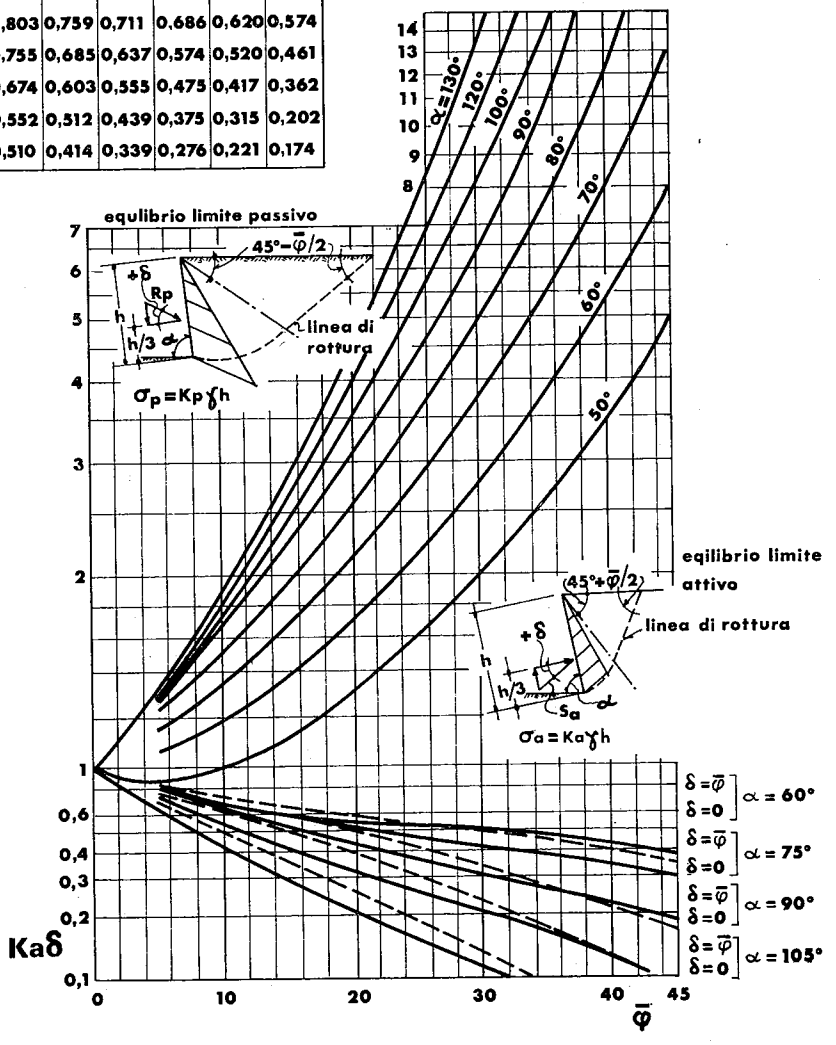


Fig. 16.12 – Coefficienti di pressione laterale attiva $K_{a\delta}$ (α) o passiva $K_{p\delta}$ (α) al variare dell'inclinazione α del paramento del muro e dell'angolo δ di inclinazione della spinta; il piano campagna è assunto orizzontale ($\beta = 0°$) (Nav-Docks U. S.).

$$S_a = \frac{1}{2}\,\gamma\, h^2\, K_{a\delta}\,(\alpha, \beta) \tag{16.3}$$

$$R_p = \frac{1}{2}\,\gamma\, h^2\, K_{p\delta}\,(\alpha, \beta) \tag{16.4}$$

avendo ipotizzato un mezzo omogeneo di peso volume $\gamma = \text{cost}$.

Le condizioni al contorno intervengono nei valori di $K_{a\delta}$ e $K_{p\delta}$ forniti dai grafici delle figg. 16.11 e 16.12, attraverso i coefficienti α, β, φ, δ.

Dai valori riportati nelle tabelline dei grafici, si vede, come già detto, che l'angolo δ influenza poco il coefficiente attivo $K_{a\delta}$ e molto il coefficiente passivo $K_{p\delta}$.

I valori forniti dai grafici vengono dal metodo dell'equilibrio limite globale, che opera su superficie di scorrimento a direttrice composta da un tratto a spirale logaritmica raccordato ad un tratto rettilineo, con soluzioni praticamente coincidenti con quelle di Sokolowski.

Le componenti orizzontale e verticale della tensione e della spinta dell'eq. (16.3) risultano per $\alpha \neq 90^\circ$:

$$\sigma_{ah} = \gamma\, h\, K_{a\delta}\,(\alpha, \beta)\cos\delta/\sin\alpha; \qquad S_{ah} = S_a \cos\,(90^\circ - \alpha + \delta) \tag{16.5}$$

$$\sigma_{av} = \gamma\, h\, K_{a\delta}\,(\alpha, \beta)\sin\delta/\cos\alpha; \qquad S_{av} = S_a \,\text{sen}\,(90^\circ - \alpha + \delta) \tag{16.6}$$

ed analogamente per R_p.

Si noti che, all'aumentare dell'inclinazione α del paramento, la grandezza della spinta ultima diminuisce, come pure diminuisce al ridursi di β (anche passando a valori negativi) ed al crescere di δ; analogamente la resistenza passiva ultima si riduce per le stesse variazioni di α e β, mentre aumenta all'aumentare di δ.

Qualora ambedue gli angoli α e β siano diversi, rispettivamente da 90° e da 0°, se ne può valutare l'influenza mediante le formule di Müller Breslau:

$$K_{a\delta}\,(\alpha, \beta) = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2\alpha \,\sin(\alpha - \delta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{16.7}$$

$$K_{p\delta}\,(\alpha, \beta) = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2\alpha \,\sin(\alpha + \delta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{16.8}$$

Queste formule, però, non soddisfano più per elevati valori di δ poichè considerano una forma della superficie di scorrimento piana che, per tali valori, si discosta troppo dalla realtà.

Allorchè, poi, l'opera di sostegno abbia uno sviluppo longitudinale l dello stesso ordine di grandezza dell'altezza h, cioè praticamente per $l/h < 3$, interviene un'altra condizione al contorno poichè il problema diviene decisamente tridimensionale e quindi non può più essere considerato piano. Analogamente il problema non può essere considerato piano se la pianta del muro è curvilinea.

La fig. 16.13 *a* pone a confronto, per le pressioni attive e le resistenze passive, i valori ottenuti considerando il problema come piano o come tridimensionale e si vede che la differenza aumenta con la profondità relativa z/l, caratterizzante l'aspetto tridimensionale, essendo z la profondità dalla testa del muro. Al crescere della profondità relativa, al limite, le condizioni al contorno possono diventare quelle dei pozzi circolari e dei pali soggetti a forze orizzontali, dei quali si è parlato al cap. 14 e come verrà ripreso nel cap. 17.

Altro esempio di effetto spaziale è quello illustrato in fig. 16.13 *b* che mostra la maggiore pressione σ_h su una paratia costituita da pali accostati. Gli spostamenti orizzontali del terreno sono ostacolati anche negli spazi interpali per effetto arco del terreno.

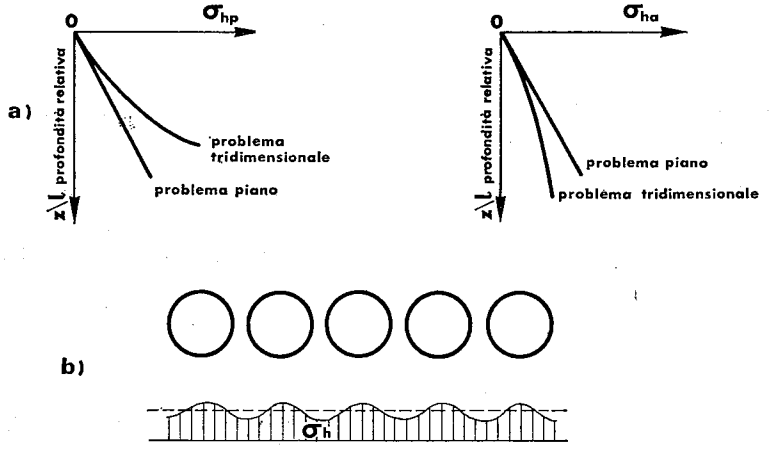


Fig. 16.13 – *a*, confronto fra le pressioni, rispettivamente passive ed attive, ottenute dalla ipotesi di deformazione piana o tridimensionale; *b*, distribuzione della spinta su una cortina di pali, in assenza di spostamenti orizzontali.

La presenza, poi, di sovraccarichi sul terrapieno modifica ulteriormente le condizioni al contorno.

La fig. 16.14 mostra la distribuzione su paramento, che non subisca spostamenti, delle pressioni indotte da un carico lineare $\bar{q}$ (ad es. ferroviario) parallelo alla cresta del muro, ovvero da uno concentrato Q.

In base ad esperienze, su vasta scala, Gerber (1929) e Spangler (1938) forniscono diagrammi adimensionali (fig. 16.14 *b* e *c*) da cui, in funzione della distanza $x = m\,h$ del sovraccarico dal muro, si ricava la pressione σ_{hq} alle varie profondità $z = n\,h$. La posizione della risultante S_{aq} si ottiene, in prima approssimazione (Peck), dalla intersezione con il paramento di una retta inclinata di circa 40°, a partire dall'asse del carico. La distribuzione delle σ_{hq}, in particolare in direzione longitudinale, nel caso di sovraccarico concentrato, si può calcolare con le espressioni riportate nel cap. 6 (carta di Newmark).

L'approccio elastico, però, non si concilia con lo stato plastico, per cui si ottengono valori di σ_{hq} in difetto. Comunque se si effettua una compattazione

del rinterro (v. fig. 16.5), come potrebbe richiedersi per ridurre gli assestamenti, l'effetto del sovraccarico è meno sentito, specie se i carichi applicati sono inferiori a quelli di compattazione (analogia con il carico di preconsolidazione).

Infine la spinta prodotta da un sovraccarico q uniformemente ripartito, nel caso generale di $\alpha \neq 0$ e $\beta \neq 0$, è inclinata rispetto all'orizzontale ed è espressa dalla formula:

$$S_{aq} = h\,\sigma_{aq} \simeq h\,K_{a\delta}\,(\alpha, \beta)\,q\,\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} \tag{16.9}$$

ove $K_{a\delta}\,(\alpha, \beta)$ assume i valori indicati precedentemente.

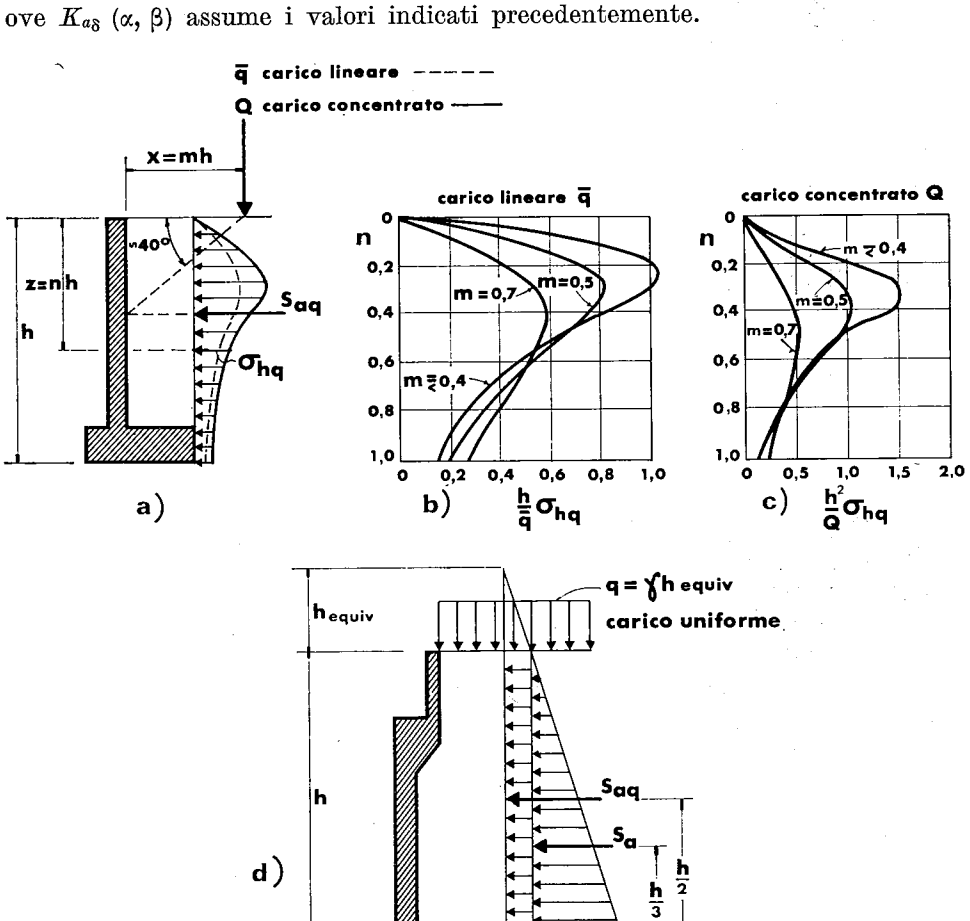


Fig. 16.14 – Spinte orizzontali contro opere di sostegno con paramento verticale dovute a sovraccarichi: *a*, schema della spinta indotta dai sovraccarichi; *b*, diagramma delle σ_{hq} per sovraccarico lineare $\overline{q}$ parallelo alla cresta dell'opera; *c*, idem per sovraccarico concentrato Q; *d*, idem per sovraccarico uniformemente ripartito q (Gerber).

Nel caso, poi, di paramento e terrapieno lievemente inclinati, si possono ancora assumere, in prima approssimazione, i valori di $K_{a\delta}$ e $K_{p\delta}$ della situazione di paramento e terrapieno verticale ed orizzontale.

Qualora paramento e terrapieno, od ambedue, abbiano un profilo poligonale, od il sovraccarico q abbia una distribuzione generica, sono utili le soluzioni grafiche (Culmann) che ricavano la spinta quale risultante del poligono delle forze in gioco (analogamente a fig. 16.18).

Tale metodo è un'estensione dell'antico metodo grafico di Poncelet-Rebhan per le condizioni al contorno: $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$.

16.2.1.1.3 Presenza della falda idrica. — Come visto (fig. 16.1) la presenza dell'acqua, spesso di origine atmosferica, modifica sensibilmente le spinte sulle opere di sostegno per l'intervento di forze di filtrazione (v. 3.4.4.3) od, ancor peggio, idrostatiche.

La fig. 16.15, descrive tali effetti, limitatamente ai terreni incoerenti delimitati alla base, o meno, da uno strato impermeabile, passando dai valori di spinta attiva minima a quella di spinta attiva massima, al mutare delle condizioni al contorno.

Su ciascun prisma di scorrimento coulombiano di fig. 16.15 sono riportate le forze in equilibrio dovute, rispettivamente, alle particelle solide (G, R, S_a) ed all'acqua (S_w, U) e quindi, a lato, il relativo poligono, la cui risultante S_a è anche quella del diagramma di Rankine, modificato dalla mobilitazione dell'attrito δ fra opera e terreno.

Nella fig. 16.15 *b* è segnato il classico poligono delle forze di Coulomb (v. 9.3.2.1) per terreno asciutto (prisma di peso G_{secco}), ovvero saturato da eventuali frange capillari, con prisma (o striscia) di peso G_{sat}.

Se il terreno è sommerso, come nel caso di fig. 16.15 *a*, nel poligono di Coulomb compare il peso del terreno sommerso G', depurato, cioè, della spinta verticale G_w di Archimede (l'acqua entra in carico idrostatico), spinta che, composta con la risultante U delle pressioni dell'acqua sul piano di scorrimento, dà luogo alla spinta orizzontale dell'acqua S_w; si ottiene quindi una spinta S_a minore di quella del caso precedente di terreno asciutto.

Qualora, invece, il terrapieno sia soggetto ad una pioggia, tale da innalzare a tergo del muro il livello della falda sino al piano di campagna, come in figura 16.15 *c*, e se è presente un dreno inclinato, adagiato ad es. sulla scarpata di costruzione, s'instaura un regime di filtrazione verticale. Alle precedenti azioni si viene allora ad aggiungere la risultante J verticale ($U = 0$) delle forze di filtrazione con un incremento della spinta S_a, come in fig. 16.15 *c* dell'ordine del 10 % rispetto alla situazione di spinta della fig. 16.15 *b*, ed a parità di tutte le altre condizioni al contorno (v. in seguito, anche per le altre percentuali riportate, le espressioni di S_a corrispondenti alle diverse condizioni al contorno).

Se poi è presente uno strato « impermeabile » di base, che faccia stagnare l'acqua sino al ciglio del muro, evitando quindi velocità di filtrazione, come in fig. 16.15 *e*, la spinta, a parità di tutte le altre condizioni, si incrementa, rispetto al terreno asciutto di riferimento (fig. 16.15 *b*) dell'ordine di ben il 170 %.

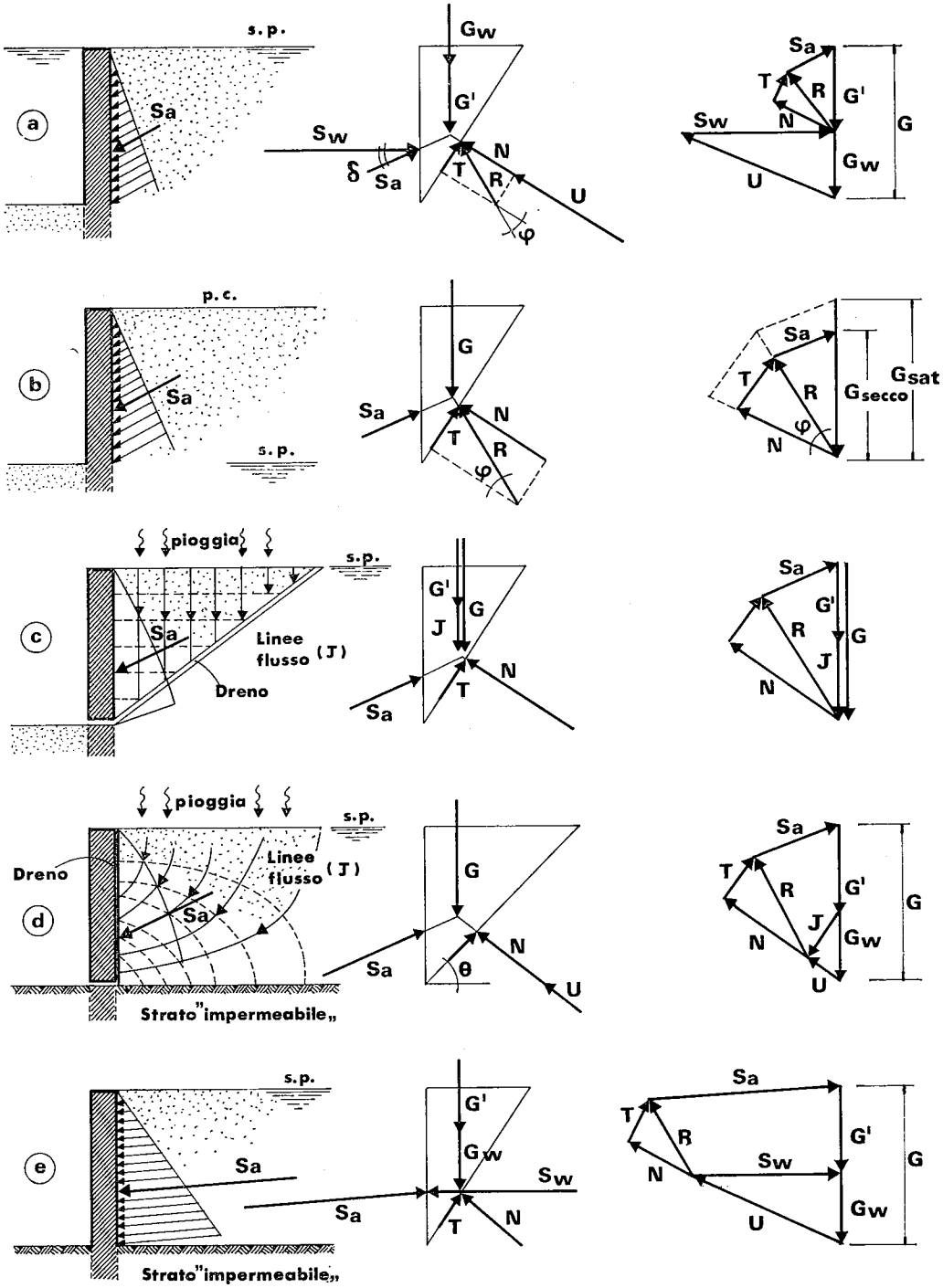


Fig. 16.15 – Diversificazione della spinta attiva su una parete per effetto del ruolo dell'acqua nei terreni incoerenti; *a*, immersione simmetrica da ambo i lati; *b*, terreno asciutto; *c*, filtrazione verticale; *d*, drenaggio verticale in presenza di strato di base « impermeabile »; *e*, immersione asimmetrica in presenza di strato di base «impermeabile».

L'aumento è comunque sensibile (fig. 9.17) anche nel caso in cui la falda non s'innalzi sino al ciglio del muro.

La presenza di un dreno verticale che provochi la filtrazione, come in figura 16.15 *d*, riduce la spinta S_a rispetto al caso precedente, mentre l'incremento è circa il 60%, rispetto al caso di terreno asciutto ed a parità di tutte le altre condizioni al contorno.

Infatti, tracciando la rete di flusso (v. fig. 7.48) si ricava sulla potenziale superficie di scorrimento, per semplicità piana, il diagramma di spinta dell'acqua di risultante U (v. anche 15.2.3.2), con andamento della pressione interstiziale minore dell'idrostatica e valore nullo in corrispondenza dello scarico del dreno.

Una riduzione di spinta, rispetto al caso di fig. 16.15 *e*, avviene anche se il drenaggio è naturale, come in fig. 16.16, in cui lo strato « impermeabile » è più basso del piano di posa del muro. Sempre sulla base della rete idrodinamica (il poligono delle forze è simile a quello di fig. 16.15 *d* l'incremento della spinta, rispetto al caso di assenza d'acqua, è dell'ordine del 120%, qualora la superficie piezometrica raggiunga il piano campagna, il mezzo sia isotropo e lo strato « impermeabile » disti $H = h$ dal piede del muro.

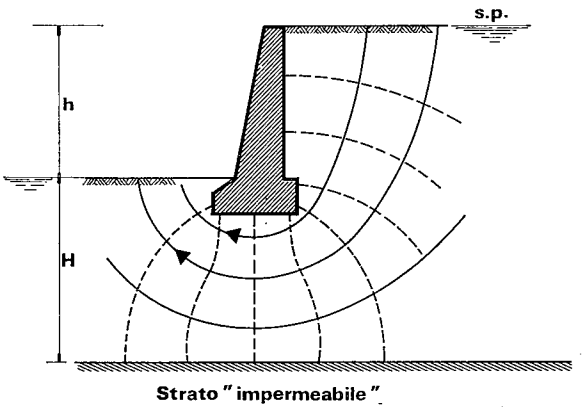


Fig. 16.16 – Rete di filtrazione nell'intorno di un muro di sostegno fondato in terreno permeabile.

Per i vari casi considerati le espressioni analitiche della componente orizzontale della spinta sono:

a) immersione simmetrica totale (fig. 16.15 *a*);

$$S_{ah} = \frac{1}{2} K_{a\delta} \cos \delta \, \gamma' \, h^2 \qquad (16.10)$$

applicata ad $h = h/3$

b) mezzo saturo (fig. 16.15 *b*) a titolo esemplificativo con $h = h_{cap}$ (altezza capillare, v. fig. 6.5) tenuto conto dell'effetto della capillarità, ($\gamma' < \gamma < \gamma_{sat}$):

$$S_{ah} = \frac{1}{2} K_{a\delta} \cos \delta \, \gamma \, h^2 - \frac{1}{2} (1 - K_{a\delta} \cos \delta) \, \gamma_w \, h^2 \qquad (16.11)$$

in pratica, però, il secondo termine viene trascurato non potendosi fare affidamento sulla riduzione di spinta per effetto della capillarità, che può cessare per entrata dell'acqua in carico idrostatico o, viceversa, per essiccamento totale del terrapieno;

c) filtrazione verticale (fig. 16.15 *c*), essendo $\gamma = \gamma_{sat}$:

$$S_{ah} = \frac{1}{2} K_{a\delta} \cos \delta \, \gamma_{sat} \, h^2 \qquad (16.12)$$

applicata ad:

$$\bar{h} = \frac{h}{3}$$

d) drenaggio verticale con presenza di uno strato impermeabile alla base del muro (fig. 16.15 *d*):

$$S_{ah} = \frac{\left(\frac{1}{2} \gamma \, h^2 - U \cos \Theta\right) \operatorname{tg} (\Theta - \varphi) + U \operatorname{sen} \Theta}{\operatorname{sen} \delta \operatorname{tg} (\Theta - \varphi) + \cos \delta} \cos \delta \qquad (16.13)$$

con:

$$U \simeq \sum \frac{\Delta \, h \, h_p \, \gamma_w}{\cos \Theta}$$

essendo U (h_p) la funzione dell'altezza di pressione h_p, ricavata dalla rete idrodinamica, come mostrato in fig. 7.43, e Θ l'inclinazione della potenziale superficie di scorrimento, ricavabile uguagliando a zero la derivata dell'espressione (16.13);

e) immersione parziale ($h_w < h$) del solo terrapieno, in presenza di uno strato impermeabile alla base del muro (fig. 9.17, eq. 9.33) [1]:

$$S_{ah} = \frac{1}{2} \gamma_1 (h - h_w)^2 K_{a\delta} \cos \delta + \gamma_1 (h - h_w) \, h_w \, K_{a\delta} \cos \delta +$$

$$+ \frac{1}{2} \gamma' \, h^2_w \, K_{a\delta} \cos \delta + \frac{1}{2} \gamma_w \, h^2_w = \qquad (16.14)$$

$$= \frac{1}{2} [\gamma_1 (h^2 - h^2_w) + \gamma' \, h^2_w] \, K_{a\delta} \cos \delta + \frac{1}{2} \gamma_w \, h^2_w$$

---

[2] L'eq. 16.14 riproduce, in forma corretta, la (9.33) (VI ed. del 1° volume) affetta da errori di stampa.

La precedente equazione per $\gamma_1 = \gamma$, cioè per saturazione completa, nel tratto $h - h_w$ avente peso di volume γ_1, diviene:

$$S_{ah} = \frac{1}{2} K_{a\delta} \cos \delta \, \gamma \, h^2 + \frac{1}{2} (1 - K_{a\delta} \cos \delta) \, \gamma_w \, h^2_w \qquad (16.14')$$

applicata ad:

$$\bar{h} = \frac{1}{6 \, S_{ah}} [\gamma \, K_a{}^{\delta} \cos \delta \, h^3 + \gamma_w \, (1 - K_{a\delta} \cos \delta) \, h^3_w]$$

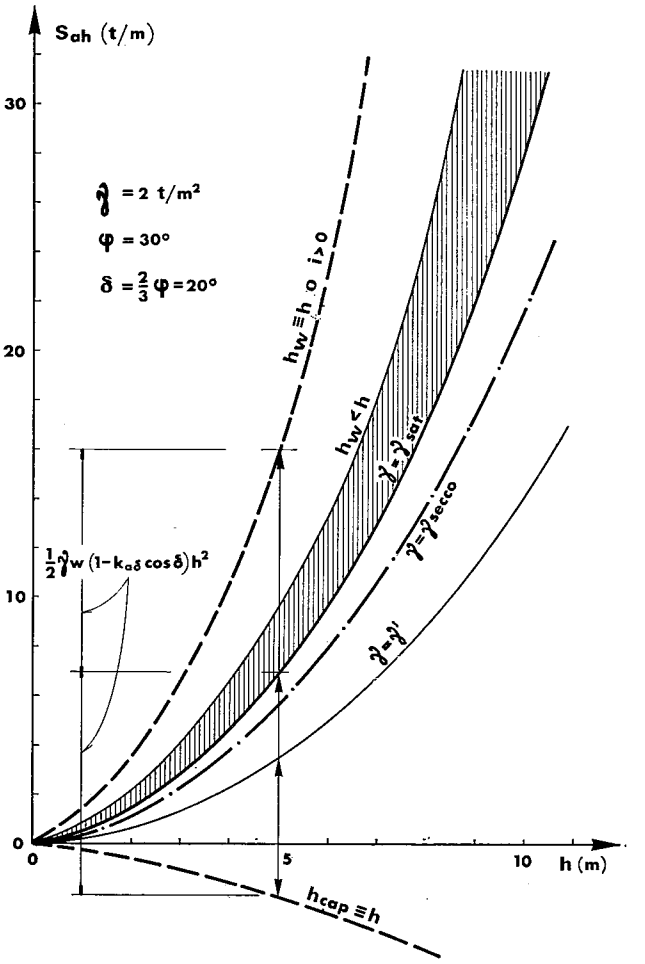


Fig. 16.17 – Componente orizzontale della spinta S_{ah}, in funzione dell'altezza h del muro di sostegno, per le diverse posizioni della superficie piezometrica indicate in fig. 16.15.

f) immersione totale del solo terrapieno con presenza di uno strato impermeabile alla base del muro (fig. 16.15 *e*) ($h_w = h$):

$$S_{ah} = \frac{1}{2} K_{a\delta} \, \gamma' \cos \delta \, h^2 + \frac{1}{2} \gamma_w \, h^2 \qquad (16.15)$$

pari anche all'eq. (16-14') con $h = h_w$, per cui $\bar{h} = h/3$.

Peraltro la spinta si riduce se la posizione dello strato impermeabile è tale da consentire il drenaggio al di sotto del muro (v. fig. 16.16).

La fig. 16.17 evidenzia la notevole influenza sul valore della spinta delle varie condizioni idrauliche considerate. Si passa dalla configurazione di depressione capillare massima ($h_{cap} \leq h$) alle condizioni di incremento idrostatico delle pressioni ($h = h_w$). Si vede che, a parità di altezza h del muro, di caratteristiche meccaniche del terreno, e d'impegno dell'attrito terreno-muro, la spinta varia in maniera marcatissima in funzione del ruolo delle pressioni interstiziali.

In particolare si vede come una violenta pioggia sul rinterro, a tergo di un muro, anche se questo sia munito di drenaggio verticale, può provocare, a causa dei forti gradienti di filtrazione, aumenti della spinta del $30 \div 40\,\%$ (area campita di fig. 16.17).

Per la valutazione della resistenza passiva, in presenza dell'acqua, il problema è perfettamente analogo e verrà ripreso a proposito delle paratie.

16.2.1.2 *Terreni coerenti.*

16.2.1.2.1 Ipotesi di calcolo. — L'ipotesi di mezzo poroso saturo rigido-plastico perfetto ed isotropo omogeneo, cioè privo di fessurazione, con ridotte deformazioni prima della rottura, è accolta nelle teorie che trattano le spinte dei terreni coerenti, anche se essa è ancor meno plausibile che per i terreni incoerenti.

Il fattore tempo, poi, assume un ruolo determinate passandosi dalla condizione drenata a quella non drenata attraverso la consolidazione, sia primaria che secondaria (creep). Per tale ragione il modello va considerato sia in condizioni non drenate che drenate, secondo la problematica ripetutamente richiamata (fig. 16.4).

La valutazione degli effetti della coesione su S_a ed R_p interessano di più per il calcolo delle paratie che per quello dei muri in cui i terrapieni si eseguono generalmente con terreni incoerenti e per i quali, comunque, si assume prudentemente $c' = 0$.

16.2.1.2.2 Terreni coerenti «non fessurati» in condizioni drenate. — Il mezzo coerente viene dapprima assimilato ad uno incoerente equivalente (Resal), così da poter estendere ad esso le teorie classiche.

Analogamente alla fig. 9.15, la fig. 16.18 descrive il calcolo grafico della spinta attiva che mantiene in equilibrio il prisma di Coulomb. Come per i terreni incoerenti si debbono comporre i diversi vettori già esaminati in fig. 16.15, con quelli c e c_m (fig. 16.18 *b*) rispettivamente dovuti alla coesione $c = c'$ ed alla adesione fra paramento e terreno $c_m = c_m'$.

La ricerca della spinta S_a va fatta per tentativi sui poligoni di equilibrio della fig. 16.18 *b* e *c*, analogamente a quanto descritto in (9.3.3). Questo procedimento grafico può essere preferibile a quello analitico (eq. 9.25).

Peraltro, a ulteriore semplificazione, sono stati proposti vari metodi equivalenti riconducenti il calcolo a quello classico di Rankine.

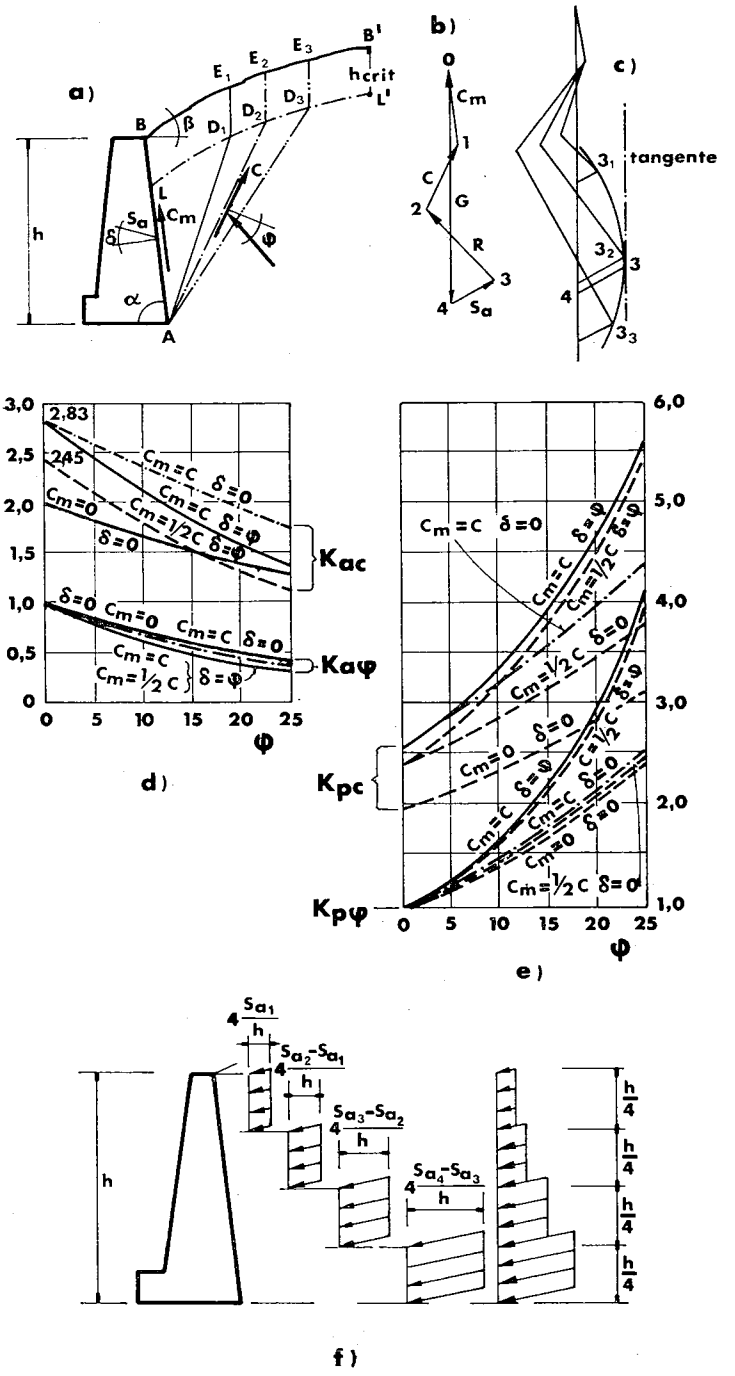


Fig. 16.18 – Determinazione della spinta attiva e resistenza passiva su opere in terreni coerenti con la teoria di Coulomb: *a*, piano di scorrimento di tentativo; *b*, poligono delle forze; *c*, ricerca della spinta massima; *d*, diagramma per la determinazione dei coefficienti K_{ac} e $K_{a\varphi}$; *e*, diagramma per la determinazione dei coefficienti K_{pc} e $K_{p\varphi}$; *f*, procedimento approssimato per dedurre la distribuzione delle pressioni.

Le figg. 16.18 *d*, *e*, forniscono, per paramento verticale e terrapieno orizzontale, i coefficienti $K_{a\varphi}$, K_{ac} dell'ipotesi di Rankine: di superfici di scorrimento piane e K_{pc}, $K_{p\varphi}$ nella ipotesi di superficie di scorrimento a direttrice per un tratto curva e per un tratto retta (fig. 9.16). Tali coefficienti, che vanno introdotti nell'equazione (16.16 e 16.17), sono dati in funzione della coesione c_m mobilitata sul paramento e di quella $c = c' = \text{cost}$ esplicantesi lungo la superficie di scorrimento.

Spinta e resistenza vengono fornite da Packshaw (1946), in analogia alla teoria di Rankine ($c_m = 0$, $\delta = 0$, curve a tratto in fig. 16.18) nella forma:

$$S_a = \frac{1}{\cos\delta}\left[\frac{1}{2}\gamma\,(h^2 - h^2_{crit})\,K_a - 2\,c\,(h - h_{crit})\sqrt{\left(1 - \frac{c_m}{c}\right)K_a}\right] = \qquad (16.16)$$

$$= \frac{1}{\cos\delta}\left[\frac{1}{2}\gamma\,(h^2 - h^2_{crit})\,K_{a\varphi} - c\,(h - h_{crit})\,K_{ac}\right]$$

$$R_p = \frac{1}{\cos\delta}\left[\frac{1}{2}K_p\gamma h^2 + 2\,c\,h\sqrt{\left(1 - \frac{c_m}{c}\right)K_p}\right] = \frac{1}{\cos\delta}\left[\frac{1}{2}\gamma h^2 K_{p\varphi} + c\,h\,K_{pc}\right] \qquad (16.17)$$

Tali espressioni sono ottenute dall'equilibrio globale, anzichè puntuale, come il procedimento di Rankine e, nel caso passivo, per superficie di scorrimento non piana.

Diagrammi analoghi a quelli di fig. 16.18 *d*, *e* per $K_{a\varphi}$ e K_{ac}, sono forniti da Jambu nell'ipotesi, più verosimile, di superficie di scorrimento a spirale logaritmica, come quella della fig. 9.18.

I metodi grafici consentono di valutare casi più complessi, in particolare per effetto di c, c_m, δ, però non forniscono la distribuzione delle pressioni sul paramento. La fig. 16.18 *f* mostra il diagramma approssimato che può ottenersi ripetendo separatamente la costruzione grafica di fig. 16.18 *b* sui tratti pari ad $h/4$, $h/2$, $3\,h/4$, che portano alle spinte S_{a1}, S_{a2} ecc. e quindi alla ricercata distribuzione approssimata delle pressioni.

Si noti che nell'eq. (16.16) compare il termine h_{crit} (eq. 9.12) che considera anche la presenza di eventuale fessurazione al di sopra dell'altezza critica. Tale fessurazione, per ipotesi, non è presente, nel mezzo, in condizioni di quiete ma appare all'atto della decompressione provocata dallo scavo.

Fin qui si è studiato il mezzo in assenza della falda idrica, mentre ben più delicato è il caso di presenza dell'acqua caratterizzante le tipiche condizioni drenate, od in termini di tensioni efficaci, condizioni queste più gravose per la stabilità dei muri.

La fig. 16.19 mostra gli effetti dell'acqua sulla spinta, oltre quelli già illustrati in fig. 16.15, per la filtrazione in terreni incoerenti.

Con i terreni coerenti, che presentano estese frange capillari, la superficie di saturazione si allontana sensibilmente da quella piezometrica cosicchè le pressioni interstiziali incrementano, nel tratto h_{cap}, la coesione vera di una frazione apparente (v. 3.3.2), come descritto dalle figg. 16.19 *a* e *b*.

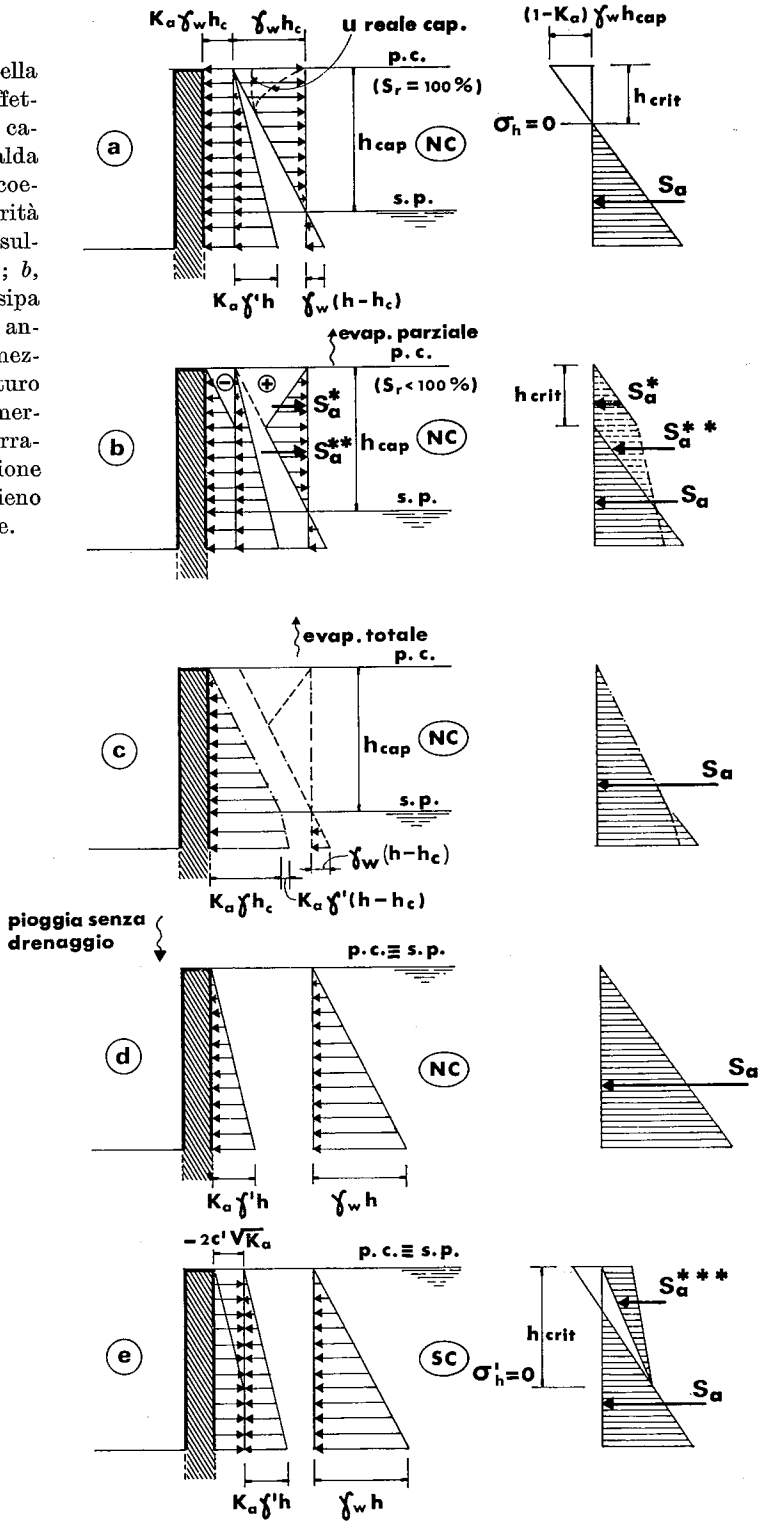


Fig. 16.19.

Diversificazione della spinta attiva per effetto del ruolo della capillarità e della falda idrica nei terreni coerenti: *a*, la capillarità agisce interamente sullo scheletro solido; *b*, la capillarità si dissipa sopra h_{crit} ed agisce anche sul muro; *c*, mezzo incoerente saturo equivalente; *d*, immersione totale del terrapieno; *e*, immersione totale del terrapieno con fessurazione.

In un terreno NC ideale, come si vede in fig. 16.19 *a*, non vi è spinta al disopra della quota ove si annullano le tensioni orizzontali, indotte dalle forze di capillarità, o coesione apparente, cioè nel tratto di altezza critica apparente.

Peraltro, per effetto dell'evaporazione o di imbibizione la capillarità regredisce ed allora la spinta S_a (fig. 16.19 *b*) s'incrementa di S^*_a, se la coesione apparente si annulla fino ad h_{crit} e di S^*_a e S^{**}_a se si annulla per l'intera altezza h_{cap}, essendo S^*_a ed $\delta_a{}^{**}$ le risultanti dei diagrammi di depressione interstiziale indotta dalla capillarità.

Tali fenomeni risentono delle diverse vicissitudini climatiche. Così l'evaporazione in clima secco, con regressione delle frange capillari e perdita di saturazione, sino anche a provocare fessurazioni, si alterna alla imbibizione per acque piovane. Di conseguenza variano le caratteristiche meccaniche del terreno (sovraconsolidazione del terreno) e quindi variano le spinte (v. fig. 16.19 *a*).

Per la pratica, la valutazione classica della spinta in termini di tensione totale, come schematizzato in fig. 16.15 *c*, che considera nei riguardi delle pressioni interstiziali, il mezzo coerente equivalente ad uno incoerente, è ammissibile, anche se la similitudine è solo formale. La distribuzione delle pressioni interstiziali è infatti ben diversa nei due casi di terreni incoerenti e terreni coerenti NC pur essendo $c' = 0$. Peraltro (v. 15.1.1) nei terreni coerenti, al persistere della pioggia, dopo la distruzione completa della capillarità ed il conseguente fenomeno di rigonfiamento, si verifica la filtrazione, come nei terreni incoerenti (v. fig. 16.15); questi fenomeni, in ogni caso, interferiscono fra loro (v. 7.4.4).

Qualora, infine, il terreno coerente sia, da un lato, completamente sommerso la spinta aumenta, come in fig. 16.19 *d* se il terreno è NC e come in fig. 16.19 *e*, se è SC. In quest'ultimo caso la spinta può aumentare di S^{***}_a per il formarsi di fessure, con perdita lungo di esse della coesione c', come indicato anche dall'eq. (16.16).

Peraltro la posizione della superficie piezometrica nei terreni coerenti,

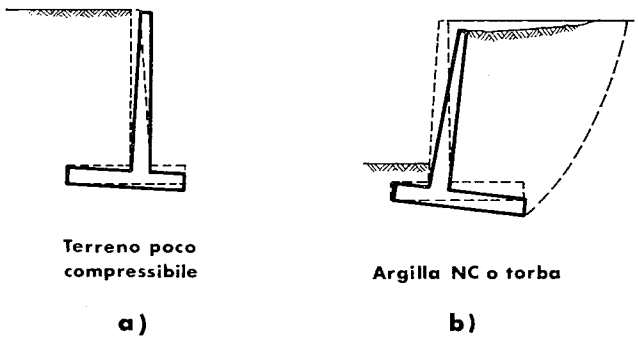


Fig. 16.20 – Assestamento del muro: *a*, rotazione di un muro poggiante su terreno poco compressibile (verso valle); *b*, rotazione di un muro poggiante su terreno molto compressibile (verso monte).

è spesso ignorata, essendo oltretutto difficile la misurazione con gli usuali piezometri sfinestrati (v. fig. 4.67) e del resto gli effetti stagionali ne mutano la posizione.

Si vede quindi quanto sia complesso valutare la spinta di terreni coerenti, e anche per tale ragione si deve evitare il contatto, perlomeno diretto, muro-terreno coerente, prescrivendo rinterri incoerenti.

Con i terreni di base molto compressibili, inoltre, si hanno forti cedimenti della fondazione del muro che possono provocare rotazioni nel verso indicato in fig. 16.20 *b* anzichè in quello usuale di fig. 16.20 *a*. Può allora convenire di alleggerire i rinterri usando materiali leggeri (pomici, ceneri) o ricorrere a fondazioni del muro su pali (v. 16.2.3.3), sempre con attenzione alla verifica della stabilità d'insieme (v. 16.2.2.4 e 16.2.3.3).

16.2.1.2.3 Terreni coerenti «fessurati» in condizioni drenate. — Si è detto che i terreni sovraconsolidati presentano, generalmente, piani naturali di minore resistenza lungo delle vere e proprie fessurazioni.

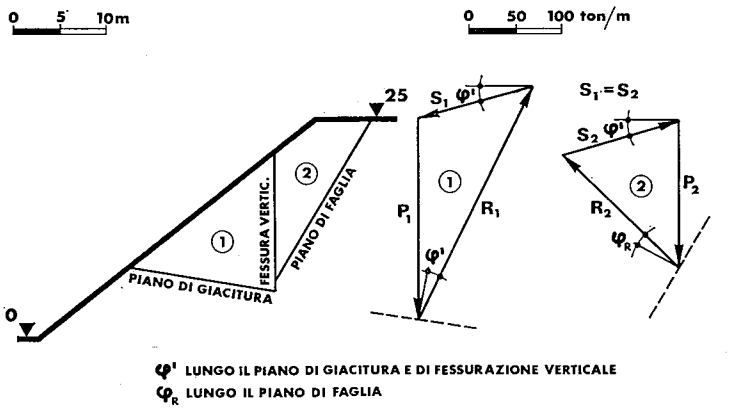


Fig. 16.21 – Valutazione della spinta con l'antico metodo dell'equilibrio dei prismi, nel caso di terreno SC fessurato.

Verificandosi, allora, il meccanismo di rottura di un mezzo discontinuo, del tipo descritto in 15.2.4, la valutazione della spinta va fatta con il wedges method, come per la stabilità dei pendii in argilla SC; restano le stesse considerazioni sulle possibili riduzioni caratteristiche di resistenza, fino ai valori residui.

La fig. 16.21 mostra il poligono delle forze, nello stato limite di scorrimento di due prismi lungo una fessura verticale, e le conseguenti spinte.

16.2.1.3 *Metodi sperimentali per rinterri coerenti ed incoerenti.* — Considerate le difficoltà di individuare un modello matematico di calcolo della spinta, che tenga conto, in particolare, dell'acqua di filtrazione e del funzionamento

del drenaggio (v. fig. 16.17) Peck, in base a dati statistici, suggerisce un metodo semiempirico suddividendo i rinterri nei cinque tipi della tab. 16.2.

TABELLA 16.2 – **Tipi di rinterro a tergo del muro.**

1	Rocce sciolte di granulometria grossolana, senza particelle fini, di elevata permeabilità (ghiaie e sabbie pulite).
2	Rocce sciolte di granulometria grossolana, di ridotta permeabilità per la presenza di particelle fini delle dimensioni del limo.
3	Rocce sciolte residuali con elementi lapidei, sabbie fini limose e materiale granulare con elevati contenuti argillosi.
4	Argille molli o molto molli, limi organici od argille limose.
5	Argille di media od elevata compattezza (sovraconsolidate) poste in opera in pezzi e protette dalle acque piovane, in modo che non si generino filtrazioni tra le fessure (v. fig. 16.1).

L'autore avverte che è sconsigliabile eseguire rinterri con il tipo 4 (v. 16.3.2) e deve escludersi il tipo 5 cosicchè il metodo resta valido per terreni eminentemente incoerenti.

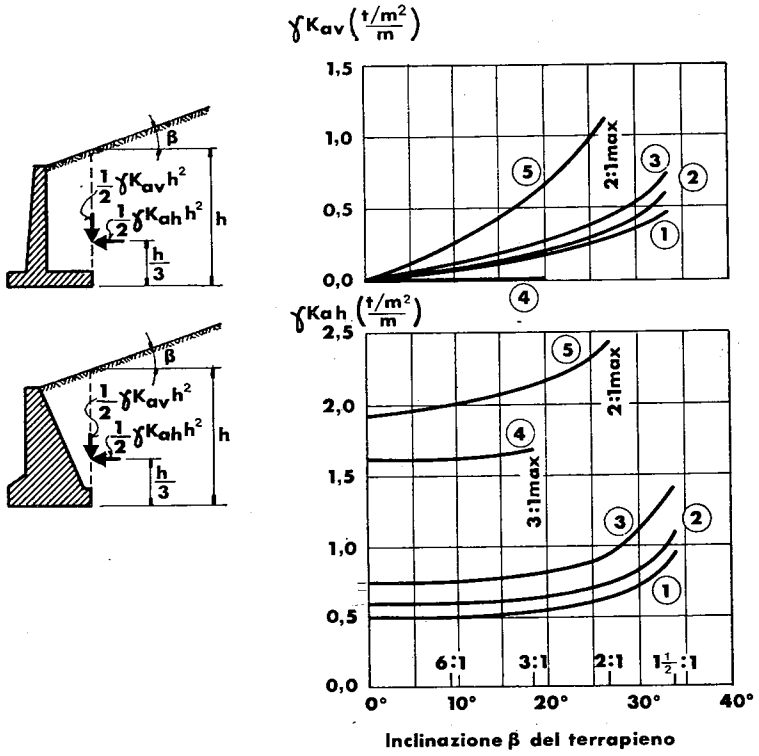


Fig. 16.22 – Carta di valutazione del coefficiente di spinta per tipi di rinterro della Tab. 16.2 e terrapieni a superficie piana (Terzaghi e Peck).

I grafici della fig. 16.22 contengono i fattori di spinta γK_{av}, γK_{ah} (comprensivi, quindi, del peso volume γ) moltiplicatori di $h^2/2$ per ottenere le componenti di spinta S_{av} ed S_{ah}, con terrapieno a monte inclinato. Essendo prevista

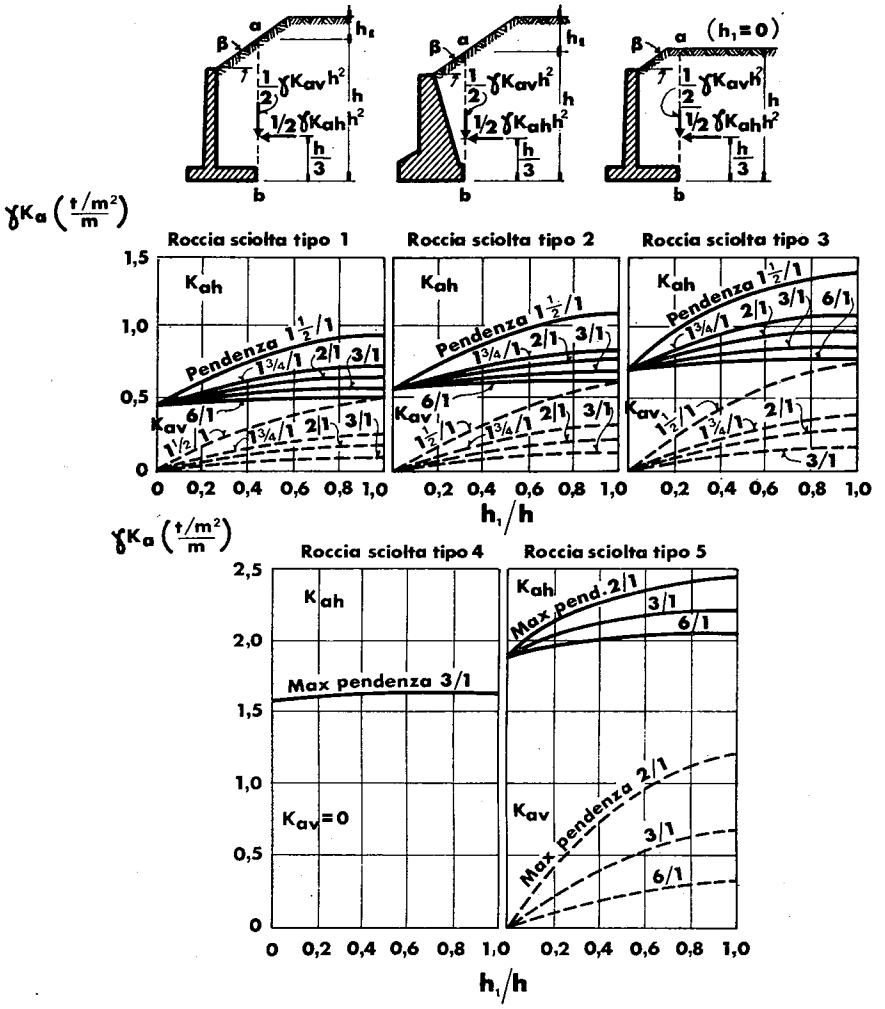


Fig. 16.23 – Carta di valutazione del coefficiente di spinta per tipi di rinterro indicati in Tab. 16.2 e per terrapieni con superficie spezzata (Terzaghi e Peck).

la distribuzione lineare delle pressioni, la risultante di spinta è applicata ad $\bar{h} = h/3$.

La fig. 16.23 fornisce gli analoghi coefficienti per profilo spezzato del terrapieno.

Nel caso di sovraccarico uniforme q o lineare $\bar{q}$, parallelo alla cresta del muro, la pressione orizzontale risulta rispettivamente:

$$\sigma_{haq} = K_{aq}\, q \tag{16.18}$$

$$\sigma_{ha\bar{q}} = K_{aq}\, \bar{q} \tag{16.19}$$

ove K_{aq} assume il valore 0,27 per il rinterro tipo 1; 0,30 per il tipo 2; 0,39 per il tipo 3 ed. 1,0 (stato fluido) per rinterri tipo 4 e 5.

La posizione della spinta $S_{ha\bar{q}}$ si può ricavare dalla costruzione della fig. 16.14 *a*, indicata da Peck, consistente nel tracciare una retta a partire dal punto di applicazione di $\bar{q}$ o Q ed inclinata di 40°, sino ad intersecare il paramento. Se tale retta interseca la traccia del paramento al di sotto della fondazione, l'influenza di $\bar{q}$ o di Q è trascurabile.

Peck richiama l'attenzione sull'effetto dei cedimenti del muro sull'inclinazione δ della spinta. In presenza di sensibili cedimenti la spinta può essere inclinata verso l'alto, con aumento della sua grandezza, per i rinterri del tipo 1, 2, 3, che può anche essere dell'ordine del 50% (v. fig. 9.9), rispetto al caso di cedimento nullo. Assume quindi importanza il controllo dei cedimenti delle fondazioni dei muri, poggianti su terreni molli.

Inoltre si tiene direttamente conto anche dell'effetto delle forze di filtrazione, per carenza di drenaggi, fornendo (fig. 16.22 e 16.23) valori K_{ah} sperimentali superiori a quelli teorici per terrapieno saturo (fig. 16.15 *b*).

Altri metodi sperimentali, dedotti da modelli in scala ridotta, sono stati descritti in (9.2.2.4, v. fig. 9.5).

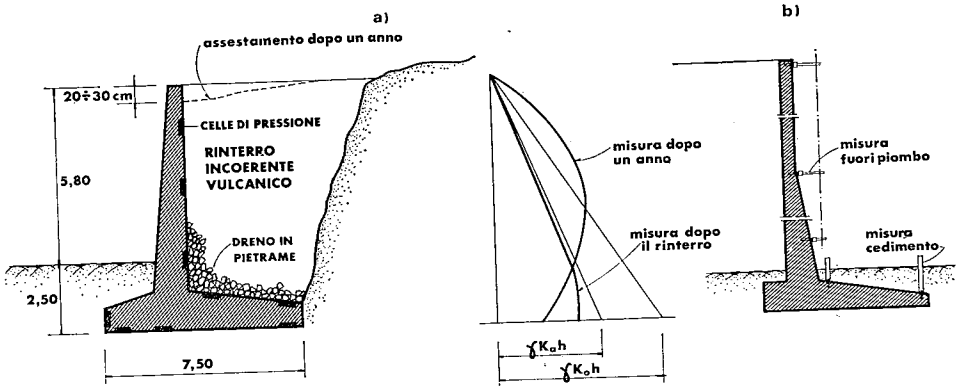


Fig. 16.24 – *a*, distribuzione delle pressioni contro un muro a mensola misurate in sito con celle; *b*, caposaldi per misurare geodeticamente gli spostamenti e le rotazioni di un muro (Viggiani).

La fig. 16.24 mostra i risultati di misure dirette su un muro lungo circa 200 m, strumentato in 3 sezioni con 9 celle di pressione; il rinterro, di difficile caratterizzazione, è stato compattato leggermente per strati di 50 cm.

Dopo un anno le misure hanno rivelato esigui spostamenti orizzontali ma

una notevole variazione della distribuzione della spinta. Ciò a causa dell'assestamento del rinterro nel quale, presumibilmente, si verificava un effetto arco fra paramento e terreno retrostante, come risulta dalle pressioni misurate all'estradosso del basamento, inferiori a quelle del peso della colonna di terreno.

L'effetto è analogo a quello della fig. 16.5 ove la compattazione si è prodotta lentamente.

Nel tempo, peraltro, la distribuzione della spinta può modificarsi con un incremento del valore totale più sentito per i terreni coerenti. A questo proposito si rileva l'interesse di disporre nelle opere caposaldi per rilevare gli spostamenti.

16.2.2 Progettazione geotecnica dei muri di sostegno.

16.2.2.1 *Verifica della pressione di contatto.* — Se si compongono la spinta S_a e la resistenza R_p con eventuali altre forze esterne applicate sul muro e con il peso del muro stesso, si ottiene una risultante R, di componenti N e T, alla base della fondazione, come in fig. 16.25 *a*.

In particolare è evidenziata la pressione dovuta al sovraccarico q del terrapieno sulla parte interna del basamento; in presenza di speroni l'attrito fra terreno e setti ridistribuisce la q, con l'andamento indicato a tratto in fig. 16.25 *a*.

Considerando, allora, un tratto di un muro di profondità unitaria, ed ammessa, convenzionalmente, la distribuzione piana delle pressioni di contatto le pressioni marginali sono:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{max}\\ \sigma_{min}\end{matrix}\right\} = \frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6\,e}{b}\right) \tag{16.20}$$

dove e è l'eccentricità della risultante R, rispetto al baricentro della fondazione, e b la larghezza della fondazione stessa, come indicato in fig. 16.25 *b*, *c* e *d*.

Poichè non vi è resistenza a trazione tra muro e terreno, tale formula è valida fintantochè la R cade entro il nocciolo della sezione di base, dentro il terzo medio nel caso di muro a sezione costante, altrimenti, occorrendo considerare valida la sola zona compressa, risulta la pressione massima:

$$\sigma_{max} = \frac{2\,N}{3\,\bar{x}} \tag{16.21}$$

essendo $\bar{x} = \frac{b}{2} - e$ la distanza della N dallo spigolo a valle della fondazione (fig. 16.25 *d*).

Se un tratto del muro è immerso in acqua, va tenuto conto dell'eventuale effetto della sottospinta, come detto al n. 10.4.1.

Con le formule 16.20 e 16.21 si ottiene la massima pressione teorica che deve essere confrontata con quella ammissibile (v. 13.2) ma, indipendentemente dalla importanza che può rivestire tale verifica, è bene tenere presente alcuni criteri che limitano l'eccentricità alla base della risultante delle forze.

Se il muro si appoggia su terreno fortemente cedevole, come potrebbe essere ad esempio una argilla soffice, ovvero un terreno incoerente poco addensato, allora è bene che la risultante venga a cadere all'incirca nel baricentro della fondazione, onde evitare forti rotazioni. Va peraltro tenuto presente l'effetto del peso del rilevato a tergo, evidenziato dalla fig. (16.20 *b*) che potrebbe anche consigliare una eccentricità stabilizzante a valle.

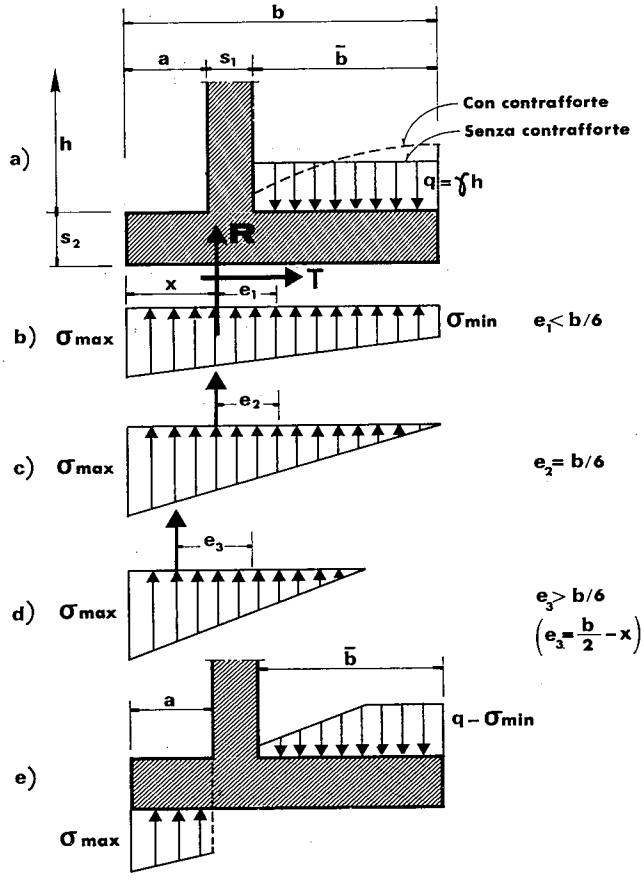


Fig. 16.25 – Diagrammi della pressione alla base di un muro di sostegno: *a*, azioni sul muro; *b*, risultante entro il terzo medio; *c*, risultante al terzo medio; *d*, risultante esterna al terzo medio; *e*, diagramma risultante delle pressioni di contatto sollecitante il basamento per il caso *d*.

Se il terreno non è molto compressibile, allora può essere sufficiente che la risultante cada entro la figura del nocciolo con discreto margine. Se poi l'opera è fondata su terreno molto resistente, la risultante può anche uscire dalla figura del nocciolo, essendo sufficiente verificare (v. eq. 16.21) la pressione massima e la stabilità al ribaltamento.

L'aver considerato la distribuzione piana delle pressioni sul terreno è una ipotesi del tutto convenzionale ma correntemente ammessa per lievi inclinazioni del diagramma ed estensioni limitate.

Quando però il centro di pressione si avvicina al terzo medio della base del muro, e quindi il lato di chiusa del trapezio di pressione è notevolmente inclinato (triangolo nel caso limite di risultante di pressione non interna al terzo medio), il diagramma reale è certamente curvo, anche per effetto, nel tempo, di deformazioni viscose e quindi la pressione marginale è sensibilmente inferiore a quella dell'ipotesi di linearità (v. p_{eq} in fig. 13.7).

In figura 16.25 *e* è riportato il diagramma delle pressioni risultanti, che sollecitano le diverse parti del basamento.

Peraltro, nel caso di forte eccentricità, anche se l'adattamento plastico-viscoso del terreno deforma fortemente il triangolo teorico, riducendone il valore massimo, la forza orizzontale, inclinando la risultante, accentua il cedimento del terreno e riduce la pressione di rottura. Ne consegue la opportunità di un margine di sicurezza più elevato cosicchè si può dire che i due fatti, in grosso modo, si compensino.

Come già avvertito in 16.1.1 la verifica della pressione di contatto e della resistenza trasversale del muro non sono sufficienti a garantire la stabilità essendo necessaria anche una verifica del comportamento in direzione longitudinale.

16.2.2.2 *Verifica allo scorrimento.* — La stabilità allo scorrimento risulta, nel problema piano, dal coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{N \operatorname{tg} \varphi + c\, b}{S_{ah}} \geq 1{,}3 \div 1{,}35 \tag{16.22}$$

dove $N = R$ è il peso del muro comprensivo del rinterro, φ è l'angolo di attrito interno del terreno di base, c la coesione di base, b la larghezza della fondazione ed S_{ah} la componente orizzontale della spinta attiva (può verificarsi anche un valore maggiore della spinta attiva per le ragioni dette al n. 16.2.1). Il coefficiente tg φ viene, a volte, ridotto come l'attrito δ fra terreno e muro.

Il valore più basso: $\eta = 1{,}3$ del coefficiente di sicurezza presuppone il piano di posa del muro su terreno compatto.

Se si fa assegnamento anche sulla resistenza R_{ph} del terreno a valle, al piede del muro, la (16.22) diviene:

$$\eta = \frac{N \operatorname{tg} \varphi + c\, b + R_{ph}}{S_{ah}} \geq 1{,}4 \div 1{,}5 \tag{16.23}$$

richiedendosi una maggiore cautela in quanto la R_{ph} interviene solo per un sensibile spostamento del muro (v. fig. 9.4).

Comunque, per poter considerare la resistenza R_{ph} il basamento deve essere incassato nel terreno naturale (e non in un terreno di riporto) ed occorre la certezza che questo non venga rimosso mai, neppure temporaneamente.

L'effetto dello scavo disturba poi il terreno di valle per cui, se questi è sciolto, più prudentemente non se ne tiene conto.

Per la scelta del coefficiente $f = \text{tg}\ \varphi$ allo scorrimento, si può assumere, secondo Peck, $f = 0{,}55$ per terreno di base ghiaio-sabbioso privo di fino ed $f = 0{,}45$ in presenza anche di fino. Per terreno di base coerente, previa sostituzione dello strato superficiale con magrone, si può assumere $f = 0{,}35$. Qualora però la resistenza allo scorrimento in condizioni non drenate sia $c_u\ b < N\ f$, essendo N la minima pressione di contatto verticale (v. fig. 16.25), si deve assumere c_{ub} come resistenza tangenziale; la valutazione della resistenza c_u allo scorrimento è ancor più delicata se il terreno non è saturo.

Il rischio dello scorrimento è maggiore con i muri in cemento armato a speroni esterni, che hanno scarsa estensione della soletta di base dal lato del terrapieno, e che quindi impegnano uno scarso peso di terreno.

16.2.2.3 *Verifica al ribaltamento.* — Questa verifica è operante se la risultante dei carichi esce dalla figura di nocciolo (terzo medio per base di larghezza costante), altrimenti è superflua.

Il coefficiente di stabilità è il rapporto fra la somma dei momenti stabilizzanti e la somma dei momenti rovescianti, rispetto allo spigolo A della fondazione (fig. 16.26):

$$\eta = \frac{\Sigma\ M_{\text{stab}}}{\Sigma\ M_{\text{ribal}}} \geq 1{,}4 \div 1{,}45 \tag{16.24}$$

Quando si ritiene che il terrapieno si abbassi rispetto al paramento ($\delta > 0$), l'eq. (16.24), con i simboli della fig. 16.26, viene:

$$\eta = \frac{G\ g}{S_{ah}\ b - S_{av}\ a} \geq 1{,}4 \div 1{,}5 \tag{16.25}$$

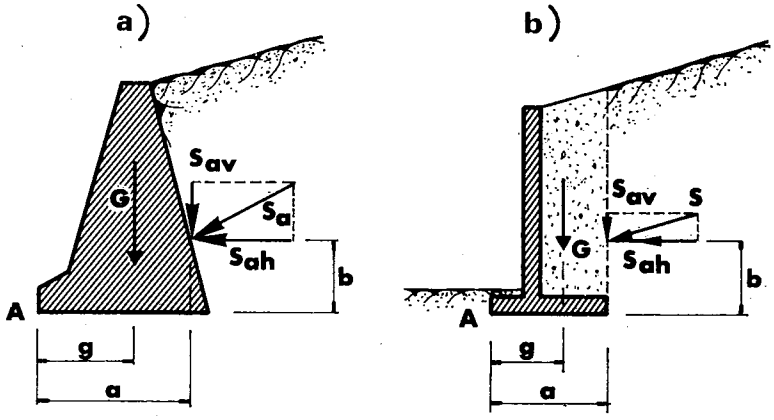


Fig. 16.26 – Parametri per la verifica al ribaltamento: *a*, per un muro a gravità; *b*, per un muro a mensola.

Per i muri a mensola il peso G è comprensivo del peso del muro e di quello del terreno gravante sul muro, come indicato in fig. 16.26 *b*.

La stabilità al ribaltamento va verificata anche riguardo allo slittamento della massa di terreno sottostante alla fondazione come schematizzato in figura 16.27.

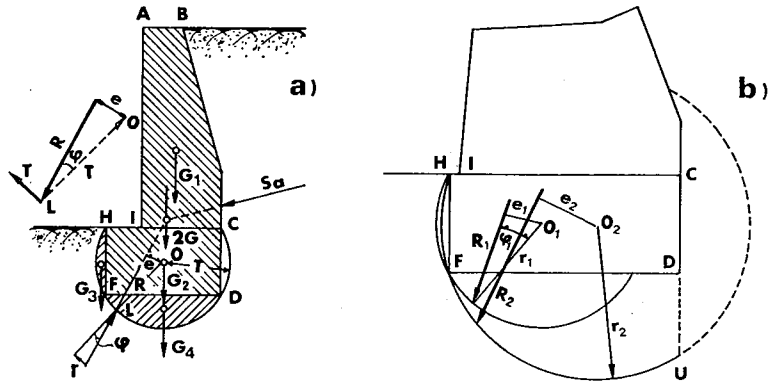


Fig. 16.27 – Verifica al ribaltamento di un muro di sostegno trascinante una zona di terreno solidale al muro (Krey).

Può accadere, infatti, che il ribaltamento avvenga per rotazione dell'insieme muro-terreno, intorno ad un punto diverso dallo spigolo di valle del muro, ad es. per slittamento su superficie cilindrica (v. fig. 9.46), con centro interno al blocco di fondazione, come segnato in fig. 16.27.

Il momento attivo risulta, pertanto, $R\,e$, essendo R la risultante del peso G e della spinta del terrapieno S_a ed e la sua distanza dal centro di rotazione O.

Nel caso di limite ultimo, con roccia priva di coesione, viene l'equazione di equilibrio:

$$R\,e = R\,r \sin \varphi \tag{16.26}$$

La resistenza massima offerta allo slittamento, per attrito e coesione, lungo la superficie, è:

$$T_{max} = \int p\,d\,\omega \cos \varphi \operatorname{tg} \varphi + \int c\,d\,\omega$$

dove p è la pressione sulla superficie di slittamento ω, la cui direzione è inclinata dell'angolo di attrito φ alla normale alla superficie stessa.

Con approssimazione favorevole alla stabilità, si può porre:

$$R_n = \int p\,d\,\omega$$

e quindi:

$$T_{max} = R \sin \varphi + c \text{ arc } HFD$$

Nella condizione di equilibrio limite ultimo risulta:

$$R\,e = T_{max}\,r$$

ed il coefficiente di sicurezza, per dati valori di R e di e:

$$\eta = \frac{T_{max}\, r}{R\, e} = \left(\sin \varphi + \frac{\text{arc } HFD}{R}\, c\right) \frac{r}{e} \qquad (16.27)$$

e per coesione nulla:

$$\eta = \frac{r \sin \varphi}{e}$$

Nella fig. 16.27 *b* sono indicate altre possibili superfici di slittamento fra le quali va ricercata, per tentativi, quella critica che offre il minore grado di stabilità.

16.2.2.4 *Verifica di stabilità d'insieme.* — Il ribaltamento del muro può avvenire per scorrimento del terreno lungo superfici a forte raggio di curvatura (v. 15.2.3). Spesso, infatti, i muri non si ribaltano in avanti, come visto precedentemente, bensì si « siedono » ed il fenomeno può essere facilitato, ad esem-

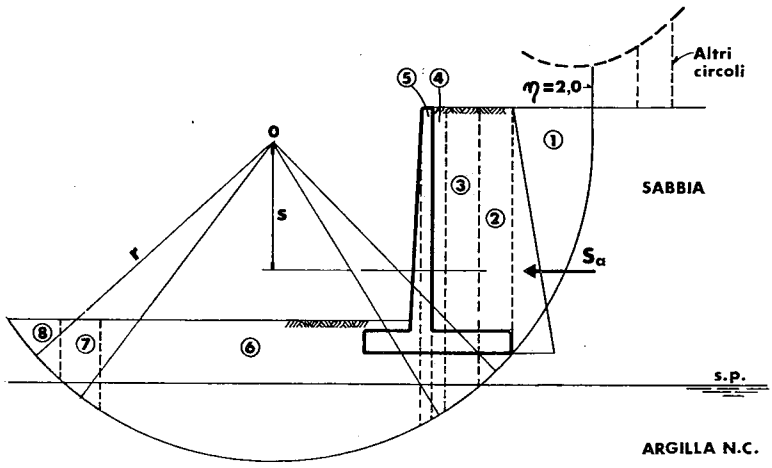


Fig. 16.28 – Verifica di stabilità di insieme di un muro di sostegno con il metodo delle strisce.

pio, dal taglio di una scarpa per la formazione di una sede stradale, come nel caso della fig. 16.28. Si ipotizzano allora delle superfici cilindriche, il più frequentemente a direttrice circolare ricercando, anche qui, quella che offre il minor grado di sicurezza (v. fig. 15.32). Questa passa non lontano dallo spigolo interno della fondazione e, poichè il movimento del muro e della massa di terreno che lo segue è una rotazione intorno all'asse O del cilindro, la condizione limite risulta dall'equilibrio dei momenti motori e resistenti, rispetto al detto asse O, cioè dall'equilibrio delle forze attive e di quelle passive lungo la superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza, per una determinata superficie di scorrimento, si ottiene tramite l'eq. (15.30) e seguenti, per pendio definito, computando nell'equilibrio anche il peso del muro ed eventuali sovraccarichi. La fig. 16.28 mostra lo schema per una verifica di stabilità d'insieme del muro con il metodo delle strisce.

Il procedimento è stato semplificato da Huntington sostituendo l'azione del masso di roccia a destra del piano verticale *a-b*, passante per lo spigolo *b* a monte della fondazione (v. fig. 16.29), con la spinta da esso esercitata, ed allora resta la valutazione delle resistenze lungo il solo tratto di traccia *h-b*.

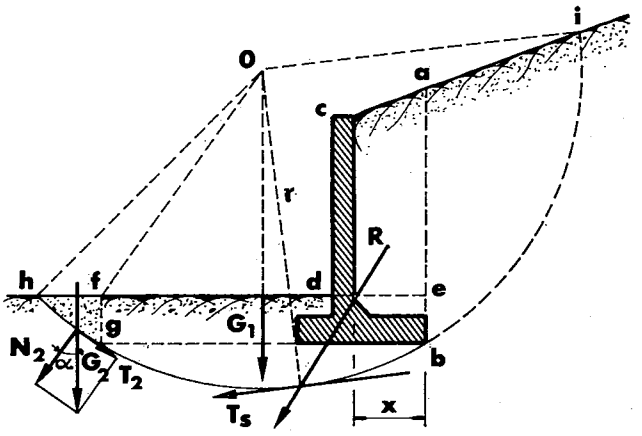


Fig. 16.29 – Procedimento semplificato per il calcolo della sicurezza alla stabilità d'insieme di un muro di sostegno (Huntington).

Tale spinta sulla parete fittizia viene semplicisticamente calcolata con la formula di Rankine. Essa si compone con il peso del prisma *a-e-d-c*, in parte di muratura ed in parte di rinterro, situato al disopra del livello del suolo, dando luogo alla forza risultante segnata *R* in figura. (Si effettua così uno schema di calcolo intermedio fra quello di fig. 16.26 e quello di fig. 16.28).

Resta quindi da considerare l'equilibrio del prisma *h-e-b-g-h*, sottoposto alla risultante *R*, la quale, a sua volta, può scomporsi in una forza tangente al circolo di scorrimento:

$$T_S = \frac{M_R}{r}$$

essendo M_R il momento di R rispetto al centro O ed r il raggio del circolo, ed in una forza normale:

$$N_R = \sqrt{R^2 - T^2_R}$$

Preso il punto *f*, simmetrico di *e*, rispetto alla verticale per *O*, può ritenersi che la risultante peso G_1 del prisma *f-e-b-g* passi per *O*. Assumendo per il

muro, con sufficiente approssimazione, lo stesso peso specifico della roccia, si può ammettere, senza sensibile errore, che la pressione, normale alla superficie di scorrimento, sia $0{,}9\ G_1$.

Indicando con G_2 il peso del prisma $h\,f\,g$, le sue componenti tangenziale e normale sono:

$$T_2 = G_2 \sin \alpha; \qquad N_2 = G_2 \cos \alpha$$

Risulta allora per la (15.29) il coefficiente di sicurezza:

$$\eta = \frac{(0{,}9\ G_1 + N_R + N_2) \operatorname{tg} \varphi + c\ \overline{hb}}{T_R - T_2} \tag{16.28}$$

Il calcolo viene ripetuto rapidamente per più circoli (N_2 e T_2 sono peraltro trascurabili nei primi tentativi) giungendo, per successive approssimazioni, a quello di rottura vera.

Il numero dei tentativi non è elevato e Huntington mostra che il grado di sicurezza allo slittamento, per superfici non lontane da quella di rottura, non varia sensibilmente. Quindi è sufficiente, per la pratica, eseguire la verifica per poche superfici scelte per analogia con casi simili sapendo, inoltre, che l'asse di rotazione della superficie critica è sempre vicino alla testa del muro. Come visto in (15.2.3.2.3) si possono considerare superfici con direttrice a spirale logaritmica ed il procedimento non differisce sostanzialmente da quello indicato per le superfici circolari.

Peraltro il procedimento si semplifica ove si considerino superfici di slittamento piane, ipotesi questa che è sufficientemente approssimata con terreni incoerenti o qualora sia presente uno strato di minore resistenza (v. fig. 15.34).

Ad esempio per la spalla di un ponte (fig. 16.30 *a*) contrasta lo slittamento sia la resistenza tangenziale del terreno lungo il piano *a b*, sia la resistenza passiva del prisma di terreno a valle.

Va pertanto ricercato il piano di slittamento più sfavorevole. Sia *a-b* uno dei detti piani, formante fascio intorno allo spigolo interno *A* del dado di fondazione, e *b-d* il piano di slittamento del corrispondente prisma resistente di roccia.

Si indichi con S la spinta sul piano verticale $c\ b$ di altezza z e con R_p la risultante passiva, corrispondente al caso di equilibrio limite del prisma resistente $c\ b\ d$.

Affinchè sussista l'equilibrio statico deve essere:

$$S \leq R_p$$

Poichè la resistenza R_p è funzione di z^2, e z è definito, ogniqualvolta è dato l'angolo α di inclinazione della superficie, si può esprimere immediatamente il suo valore in funzione di α. Il corrispondente valore della spinta S sulla parete *c-b* si trova (Krey) mediante la costruzione dei poligoni di equilibrio delle forze $\Sigma\ G$, R, S per diversi valori di α, essendo le forze $\Sigma\ G$ conosciute in direzione

e grandezza, mentre le reazioni R del terreno sui piani (α) e le spinte S sono conosciute solo in direzione (fig. 16.30 *b*).

Evidentemente la condizione di equilibrio è verificata per tutti i valori di α quando le linee S ed R_p non si intersecano, come indicato in figura, nel qual caso l'inclinazione α_1 del piano più probabile per lo scorrimento è quella corrispondente al valore minimo della differenza delle spinte $R_p - S_1$, dove generalmente S_1 non corrisponde al valore della spinta massima.

Il rapporto:

$$\eta = \frac{R_p}{S_1}$$

esprime un coefficiente di sicurezza.

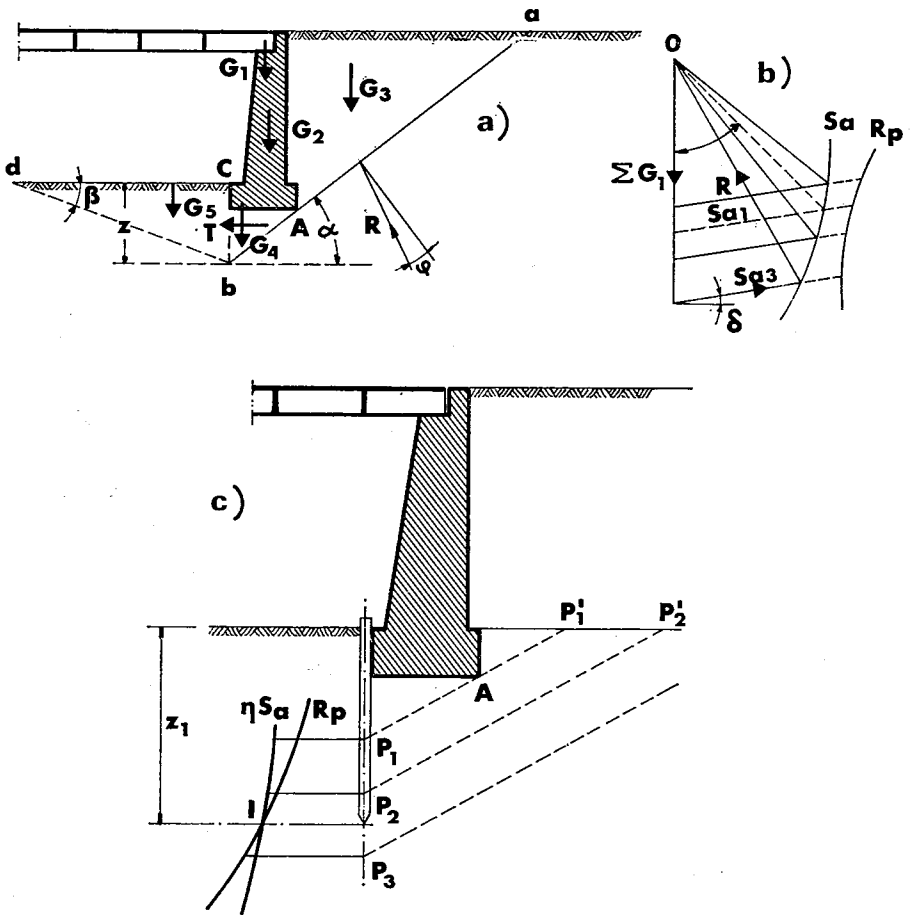


Fig. 16.30 – Verifica allo slittamento della spalla di un ponte: *a*, lungo superfici piane, tenendo conto unicamente della resistenza d'attrito; *b*, ricerca grafica della condizione d'equilibrio per fondazione superficiale; *c*, idem con paratia (Krey).

La fig. 16.30 *c* mostra la costruzione grafica per ricercare la profondità, di paratia o di pali, necessaria per approfondire la superficie di scorrimento, quanto serve.

Sia $P_1 P'_1$ la traccia del piano, fra quelli formanti fascio intorno allo spigolo A, per il quale la spinta S raggiunge il valore limite S_{ah}.

Si traccino delle rette $P_n P' P_1'$ parallele alla $A P_1$, che intersecano l'asse della paratia nei punti P_1, P_2 ecc. Perpendicolarmente all'asse della paratia si riportino i valori delle corrispondenti risultanti passive R_p e di quelle attive S_a, ottenute graficamente, moltiplicate, quest'ultime, per il coefficiente di sicurezza η richiesto.

La profondità di paratia, per cui la condizione $\eta S_a = R_p$ risulta soddisfatta corrisponde, evidentemente, al punto di intersezione I delle due linee. Il coltello della paratìa dovrà, quindi, raggiungere l'orizzontale condotta per I.

È opportuno rilevare, tuttavia, che, in alcuni casi, potrebbe risultare più economico assicurare la stabilità dell'opera mediante una gettata di blocchi a valle della fondazione, in modo da aumentare, con il loro peso, il valore della resistenza passiva, anche se tale provvedimento può non essere considerato altrettanto efficace come la infissione di paratie.

La gettata di massi assume particolare interesse qualora si debba proteggere l'opera da scalzamenti al piede provocabili da corso d'acqua o dal mare, semprechè non sia compromessa la stabilità d'insieme da rilevanti moti di filtrazione, o per la presenza di moti lenti di terreno molto plastico.

16.2.3 Progettazione strutturale dei muri di sostegno.

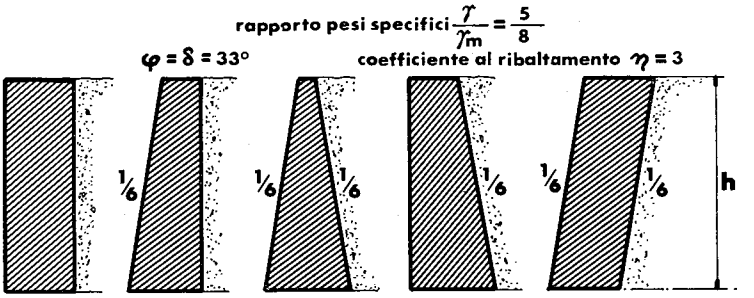
16.2.3.1 *Considerazioni sul dimensionamento.* — Il dimensionamento delle fondazioni e della elevazione di un muro di sostegno va fatto, come per la maggiore parte delle opere di ingegneria, per tentativi e le verifiche di stabilità, quando siano conosciute le forze esterne applicate, vengono agevolmente svolte per via grafica od analitica facendo uso degli usuali strumenti della S.d.C.

La costruzione dei primi muri di sostegno risale alle origini della attività edilizia ed essi venivano progettati, all'inizio, con criteri del tutto empirici. Le norme di progettazione più antiche, fra le conosciute, si debbono al Generale Vauban, che, alla fine del diciassettesimo secolo, costruì un rilevante numero di muri di sostegno per opere di fortificazione. Egli forniva le dimensioni dei muri, in rapporto alla loro altezza, basandosi, secondo Poncelet, su teorie della spinta che però ci sono sconosciute.

Le dimensioni di un muro sono determinate dalla natura non solo del terreno spingente ma anche di quello di appoggio poichè, a meno che il muro sia fondato su roccia lapidea, il suo materiale è sempre più resistente del terreno di fondazione e, pertanto, è questo ultimo a dimensionarne la base.

Un muro di sostegno a gravità, poggiante su terreno non ottimo, ha quindi notevoli dimensioni di base, di larghezza variabile da 0,4 a 0,5 volte l'altezza, con superficie del terrapieno spingente orizzontale (v. fig. 16.34) e fino a 0,7 con superficie inclinata dell'angolo di attrito della roccia sciolta.

Nei muri a gravità ha grande importanza economica la forma della sezione, che va scelta anche in relazione alla inclinazione della superficie del terrapieno. Il Cann, con riferimento ai tipi della fig. 16.31, per un rapporto fra i pesi specifici del terreno e della muratura pari a 5/8 e per superficie del terrapieno orizzontale, indica l'ordine di preferenza.



Dimensioni della base in rapporto all'altezza	$\beta = 0$ 0,326h	0,838h	0,407h	0,396h	0,242h
	$\beta = \varphi$ 0,530h	0,536h	0,571h	0,566h	0,464h
Ordine di convenienza economica	$\beta = 0$ 5°	3°	1°	4°	2°
	$\beta = \varphi$ 5°	2°	1°	3°	4°

Fig. 16.31 – Tipi di muri di sostegno a gravità; ordine di convenienza economica della sagoma per superficie del terreno orizzontale ($\beta = 0$) ed inclinato di $\beta = \varphi$ (Cann).

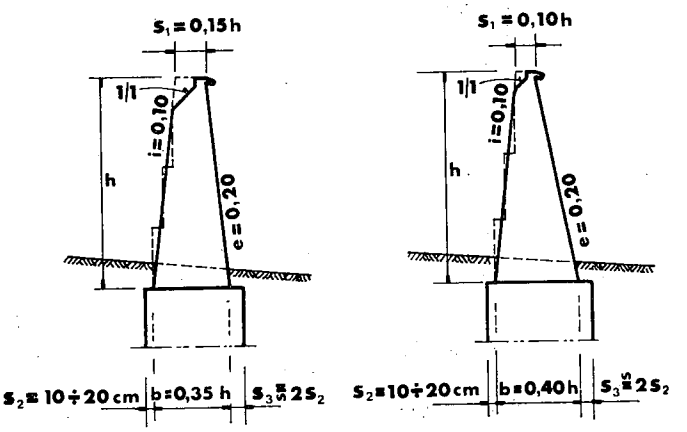


Fig. 16.32 – Tipi di muri di sostegno della SPEA in presenza di spinte « elevate ».

Un dado di base, opportunamente allargato sotto il muro, porta la pressione sul terreno ai valori ammissibili.

La fig. 16.32 mostra dei tipi correnti per terreni pianeggianti e la fig. 16.33 tipi di muri di sottoscarpa della Soc. Concessioni e Costruzioni Autostrade su progetto del prof. A. Jelmoni.

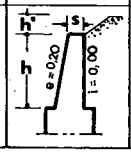
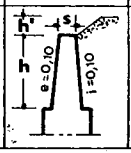
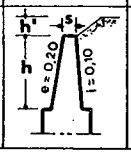
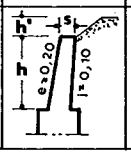
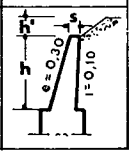
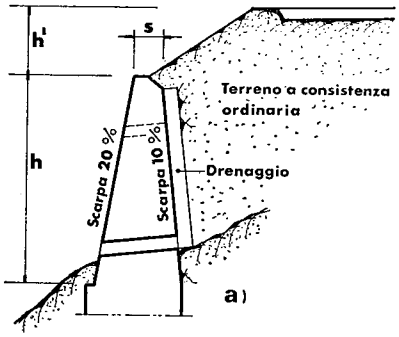
h'/h	SPESSORE S IN SOMMITA'				
	i=0,00	i=0,10		i=0,10	i=0,10
	e=0,20	e=0,10	e=0,20	e=0,20	e=0,30
0,25	0,20 h	0,20 h	0,13 h	0,22 h	0,13 h
0,50	0,22 h	0,22 h	0,15 h	0,24 h	0,15 h
0,75	0,24 h	0,24 h	0,18 h	0,27 h	0,18 h
1,00	0,25 h	0,25 h	0,20 h	0,28 h	0,20 h
1,50	0,26 h	0,26 h	0,21 h	0,29 h	0,21 h
2,00 ÷ ∞	0,27 h	0,27 h	0,22 h	0,30 h	0,22 h
TIPO DEL MURO					

Fig. 16.33 – Tipi di muri di sottoscarpa della SPEA (per spinte elevate).



Rapporto h/h'	Altezza limite per s costante	s	
		Costante	Variabile
0,25	4,00	0,55	0,1350 h
0,50	3,00	0,55	0,1500 h
0,75	3,00	0,55	0,1800 h
1,00	–	0,55	0,2000 h
2,00 ÷ ∞	–	0,55	0,2250 h

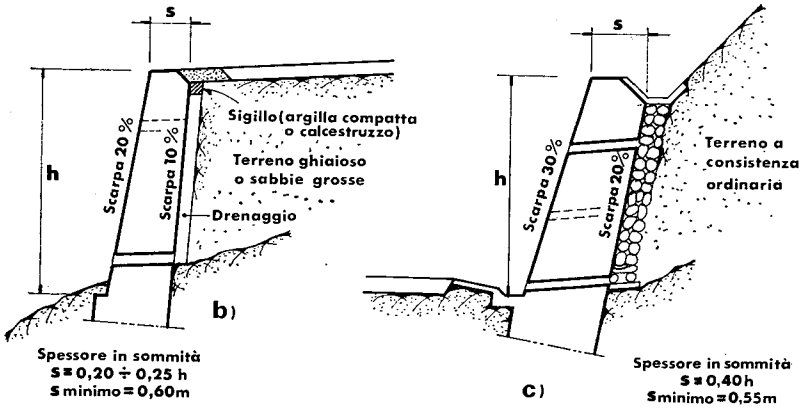


Fig. 16.34 – Dimensioni consigliate dalle norme UNI 10008 per alcuni muri stradali in pietrame: di sottoscarpa (*a*), (*b*); di controripa, (*c*).

Con la diffusione del cemento armato, i tradizionali muri a gravità sono stati frequentemente sostituiti dai muri a «sbalzo» o a «mensola» in cui anzichè affidare l'azione stabilizzante unicamente, o quasi, al peso della muratura, si fa intervenire anche quella del terreno, più economico della muratura.

Ne risulta anche una struttura più leggera, idonea a terreni cedevoli.

I muri a sbalzo per piccole altezze sono formati da soletta verticale incastrata al piede in soletta orizzontale di base, equilibrata dal peso del terreno e, per le maggiori altezze, con setti verticali di collegamento delle due solette. Vi sono poi muri di tipo speciale nei quali si cerca di ridurre la spinta e di sfruttare, nel modo migliore, il ricarico prodotto dal peso del retrostante materiale spingente.

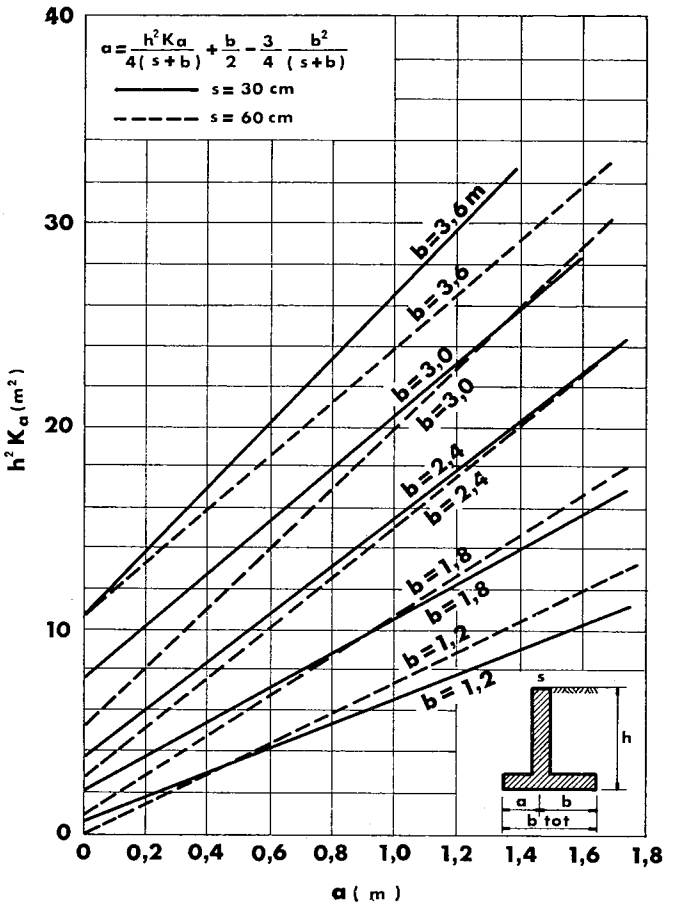


Fig. 16.35 – Grafico per la determinazione, di massima, della larghezza e posizione del basamento di un muro a sbalzo, soggetto alla spinta di un terreno incoerente drenato, avente coefficiente di spinta K_a, sollecitato in modo che la risultante delle forze cada nel terzo medio (Bowels).

Alcune normative forniscono notizie sulle dimensioni nei muri: così la fig. 16.34 illustra le dimensioni consigliate dalle norme UNI 10008 per i muri in pietrame a gravità di controripa e di sottoscarpa stradale.

La fig. 16.35 contiene un grafico per il dimensionamento dei muri a sbalzo

che indica, in prima approssimazione, le diverse dimensioni a e b della soletta di base per la condizione che la risultante delle forze cada nel terzo medio di base.

La fig. 16.36 indica, sempre secondo le norme UNI, lo spessore minimo in testa e la distanza ottimale fra gli speroni di muri a sbalzo in c.a.

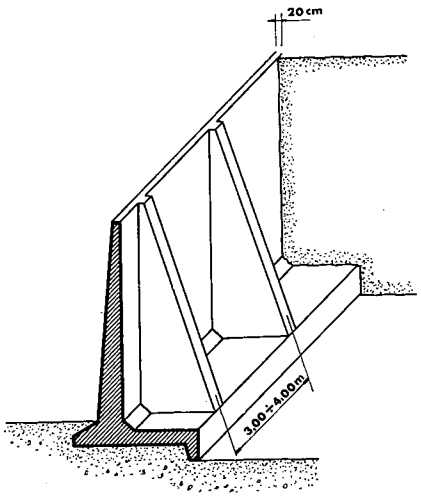


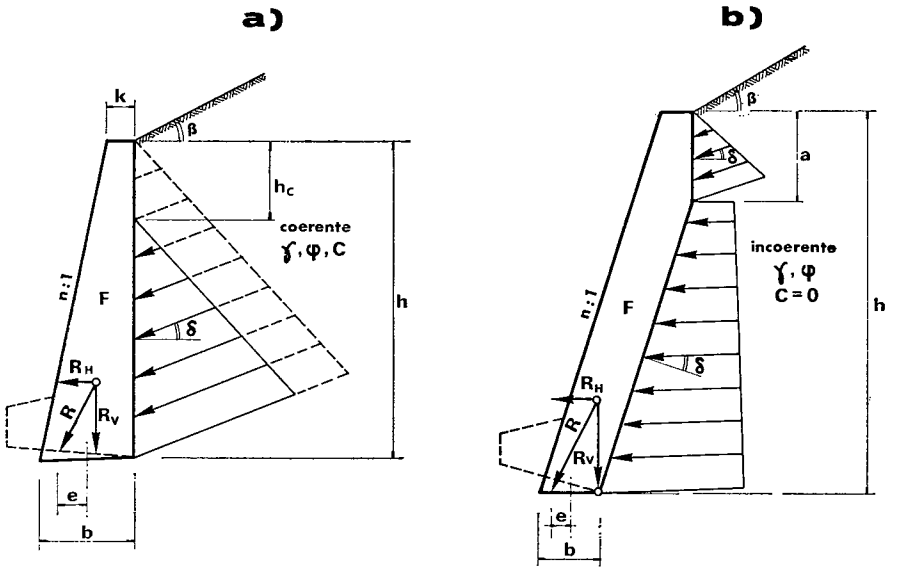
Fig. 16.36 – Tipo di muro in c.a. a sbalzo speronato.

La fig. 16.37 descrive forme e dimensioni di vari tipi di muri fornite dalle norme svizzere VVS, in particolare per terreno coerente (a) ed incoerente (b). Nella figura sono riportate anche delle tabelline indicanti i campi di variazione, sempre secondo le VVS, delle varie grandezze in gioco, che servono per valutare la spinta.

Per i terreni incoerenti il paramento interno viene inclinato verso il terrapieno per ridurre le spinte, sempre se si può fare affidamento su un'elevata portanza dei terreni di base.

Vanno infine ricordati alcuni criteri di buone progettazione. Generalmente, la resistenza passiva, a valle del muro, va trascurata, a meno che il piano di posa non s'inclini a reggipoggio o si costruiscano dei taglioni, come nell'esempio della fig. 16.38. In presenza di vibrazioni va poi tenuto conto che esse incrementano la spinta, a seguito della riduzione della resistenza tangenziale del terreno, e ciò avviene in particolare per lo scuotimento sismico (cap. 19).

Infine va detto che il problema del calcolo di un muro di sostegno può essere riportato a piano, ossia il calcolo può essere eseguito per una lunghezza unitaria di muro se $l/h > 3$ e se il muro non è molto curvo in pianta, come evidenziato in fig. 16.13, altrimenti deve considerarsi il problema tridimensionale.



h (m)	n : 1	γ (t/m³)	φ (°)	C (t/m²)	β/φ
1,5	3:1	1,8	0	2,5;5;7,5;10	0
2			15	0 ; 1,2	
2,5	5:1	2,0	20	0 ; 1,2	0,5
3			25	0 ; 1,2	
4	10:1	2,2	30	0 ; 1	0,75
5			(32,5	0)	
6	∞:1		(35	0)	1,0
7			(37,5	0)	
8			(40	0)	
9			(45	0)	
10					
12					
14					

h (m)	n : 1	γ (t/m³)	φ (°)	C (t/m²)	β/φ
2	3:1	1,8	25	0	0
3			30	0	
4	5:1	2,0	32,5	0	0,5
5			35	0	
6		2,2	37,5	0	1,0
7			40	0	
8			45	0	(2,0)
9					
10					
12					
14					

Fig. 16.37 – Alcuni tipi di muri normalizzati dalle norme svizzere V.V.S.: *a*, terreno coerente; *b*, terreno incoerente.

16.2.3.2 *Muri fondati superficialmente.* — Per i tradizionali muri a gravità la verifica strutturale può essere condotta ancora con l'eq. 16.20, inserendo lo spessore s della parere, in luogo della larghezza di base b.

In tabella 16.3 sono riportati i valori orientativi delle tensioni ammissibili nelle murature.

Qualora la stabilità allo scorrimento non sia verificata si può, o inclinare il piano di posa del basamento o costruire un taglione di base che chiami in causa la resistenza passiva.

Il grafico di fig. 16.38 fornisce, per terreno incoerente, l'angolo θ del piano di base fittizio sotteso dal taglione, in funzione delle azioni sul muro. Peraltro

il grafico considera anche angoli d'attrito molto bassi che vanno considerati come fittizi essendo per i valori reali il taglione inefficiente (v. 16.2.2.4).

TABELLA 16.3 – **Tensioni di compressione ammissibili nei muri e gravità.**

Materiale	σ_{amm} (bar)
Muratura a secco	1 ÷ 2
Muratura di pietrame e malta comune	2,5 ÷ 3,5
Muratura di pietrame e malta idraulica	4 ÷ 8
Muratura di pietrame e malta cementizia	8 ÷ 10
Muratura di mattoni pieni e malta cementizia	10 ÷ 20
Conglomerato cementizio non armato	20 ÷ 30

L'ubicazione efficiente del taglione è quella segnata nella figura anche se, in alcuni casi, il taglione venga messo a valle del basamento del muro, in modo da impedire anche eventuali erosioni e scalzamenti prodotti dalle acque.

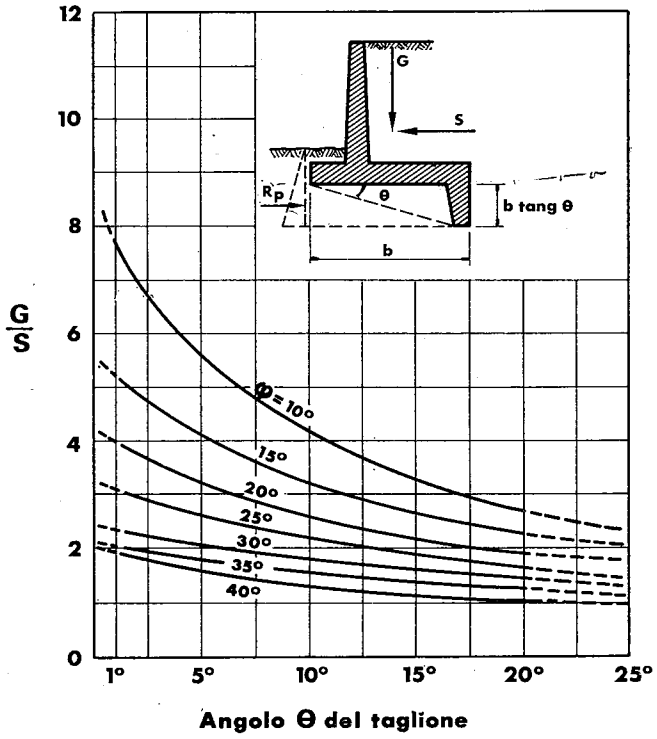


Fig. 16.38 – Grafico per la determinazione della profondità del taglione di un muro di sostegno per assicurare la stabilità allo scorrimento (Bowels).

A volte il taglione viene disposto in proseguimento della stessa parete verticale, per comodità di orditure delle armature del c.a., ma tale soluzione non è la migliore ai fini della resistenza allo scorrimento.

Il dimensionamento dei muri a sbalzo in c.a. viene eseguito secondo i canoni della S.d.C., con particolare riguardo alla sezione di attacco della parete al basamento, la quale è indebolita da riprese di armatura e di getto. Importante è lo sfalsamento delle sovrapposizioni dei ferri in attesa, sporgenti dal basamento, evitando sovrapposizioni tutte alla stessa quota, che menomereb-

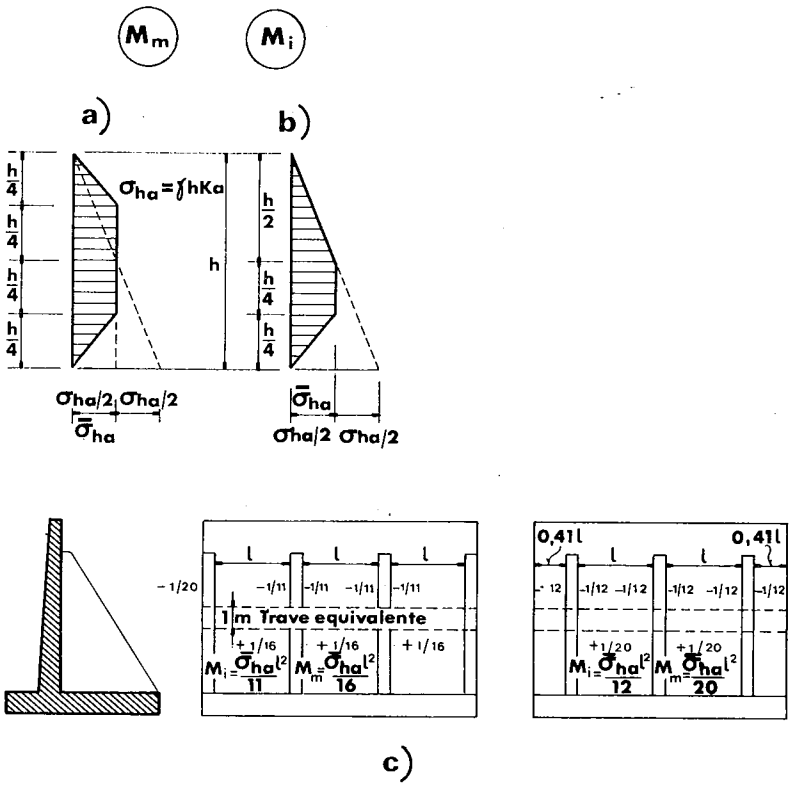


Fig. 16.39 – Diagrammi di spinta su un muro a mensola speronato, per il calcolo dei momenti flettenti delle strisce orizzontali della soletta (Huntington).

bero fortemente l'efficienza dell'incastro. Giunzioni con saldature, ben fatte, sono efficaci ad assicurare la continuità della armature.

Non appena si superano modeste altezze la soletta verticale viene speronata, preferibilmente verso l'interno, come in fig. 16.36 in modo che i setti si ammorsino nel retrostante terrapieno formando un blocco solidale.

Neppure il calcolo di questi muri presenta aspetti particolari risultando,

in definitiva, una semplice struttura a travi e soletta, sollecitata da pressione non uniforme.

Le sollecitazioni nella soletta di base, incastrata su tre lati fra gli speroni, o incastrata alla sola parete verticale, risultano dal diagramma delle pressioni, differenza di quelle agenti sulla faccia superiore, dovute al peso del terreno, e di quelle convenzionali di contatto, come indicato in fig. 16.25 *d* (ugualmente incastrata su tre lati è la soletta verticale).

Huntington fornisce i diagrammi fittizi della pressione σ_{ha} segnati in figura 16.39, che facilitano il calcolo delle sollecitazioni tenendo conto dell'effetto piastra.

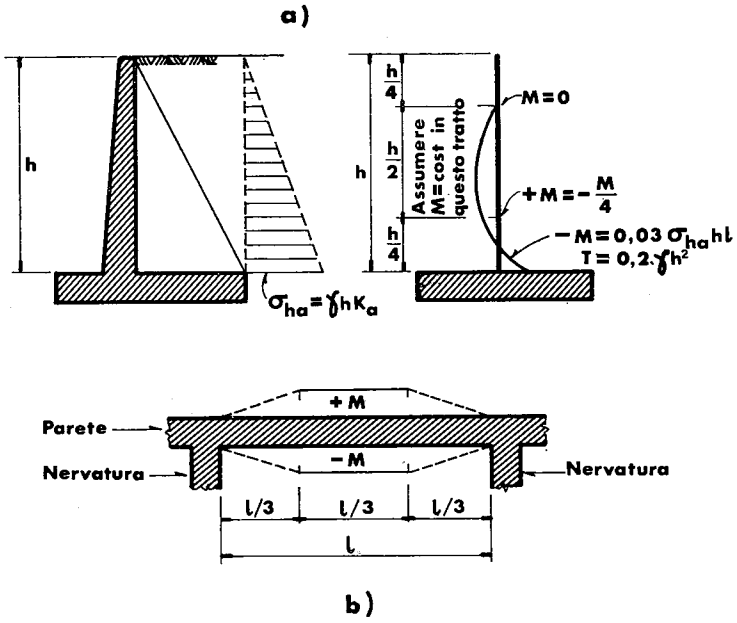


Fig. 16.40 – Momenti flettenti sulle strisce verticali della soletta di un muro a mensola speronato (Huntington).

La fig. 16.39 contiene una schematizzazione dei diagrammi delle pressioni equivalenti sulla parete per il calcolo dei momenti delle strisce orizzontali sia positivi o massimi di campata (M_m) (pressione equivalente di fig. 16.39 *a*) che negativi o d'incastro (M_i) (pressione equivalente di fig. 16.39 *b*). La valutazione di M_m ed M_i è fatta per due diverse posizioni delle nervature rispetto ai giunti (fig. 16.39 *c*).

Nella fig. 16.40 *a* sono riportate le analoghe schematizzazioni per valutare le sollecitazioni flettenti in direzione verticale: sia negative, alla base della parete, che positive, a metà parete, per una striscia centrale (v. fig. 16.40 *b*).

La fig. 16.41 mostra un tipico muro a sbalzo in c. a. con retrostante drenaggio con pezzatura di pietrame, peraltro passibile d'intasamento (v. 7.4).

La fig. 16.42 illustra invece un esempio di muro in c. a. a speroni con basamento inclinato anzichè con taglione, per migliorare la resistenza allo scorrimento.

Per i muri a sbalzo in cemento armato sono stati proposti i tipi più diversi nell'intento di conseguire soluzioni economiche.

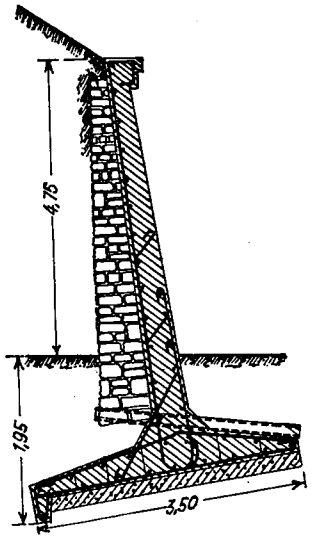


Fig. 16.41 – Muro di sostegno a soletta in cemento armato, con drenaggio di pietrame e tubo di scarico.

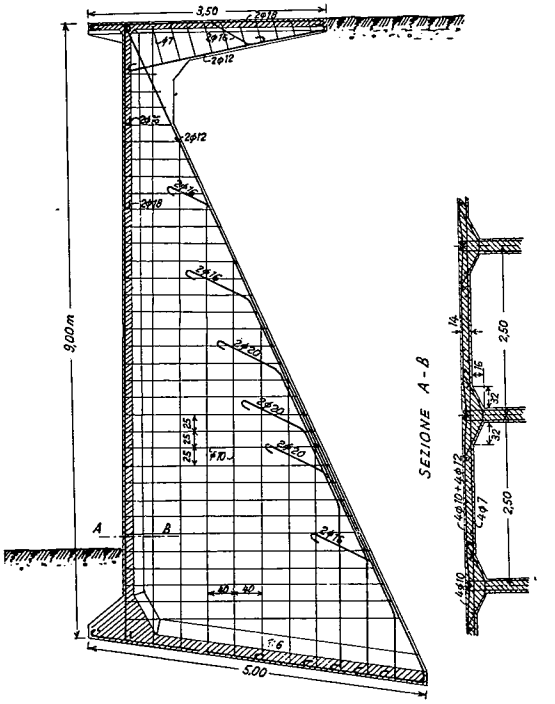


Fig. 16.42 – Muro di sostegno del tipo a sbalzo speronato in c. a.

Un accorgimento per ridurre le sollecitazioni è ad esempio la costruzione di una mensola retrostante, come nel tipo della fig. 16.43, che per il peso del terreno portato fornisce un momento stabilizzante. La mensola può essere inclinata, come indicato in fig. 16.44 riducendo così anche la spinta, semprechè vi sia un carico stabilizzante applicato in testa. Nel caso della spalla del ponte della fig. 16.44, ovvero di spalla a parete sfinestrata, non vi deve essere il rischio di erosioni al piede del muro, che provocherebbero pericolosi scoscendimenti del terrapieno retrostante e comunque è necessaria la protezione del terrapieno con muratura in pietrame o difese elastiche (gabbioni) ad evitare scoscendimenti del terreno e conseguenti avvallamenti del piano stradale.

Alcune volte, poi, la funzione di sostegno è minima perchè il muro è gettato contro pareti di terreno compatto, di per sè stabile, e quindi resta al muro la sola funzione di protezione dagli agenti esterni.

In questi casi si costruiscono muri di semplice rivestimento ammorsati

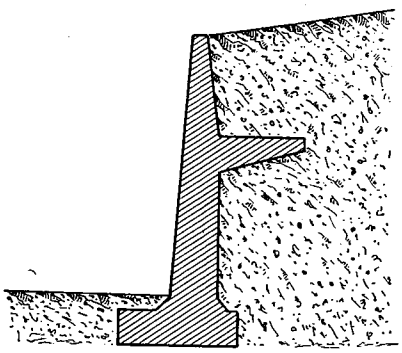


Fig. 16-43 – Muro di sostegno con mensola stabilizzante.

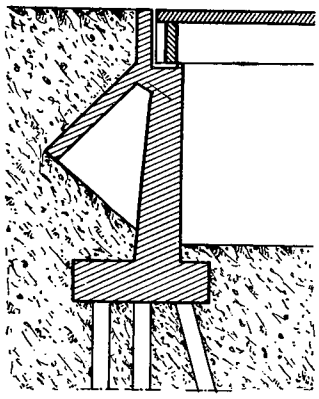


Fig. 16.44 – Spalla di un ponte a travata con soletta di sostegno del terrapieno. La scarpa viene rivestita in pietrame. Soluzione da evitarsi quando vi possa essere erosione di acque.

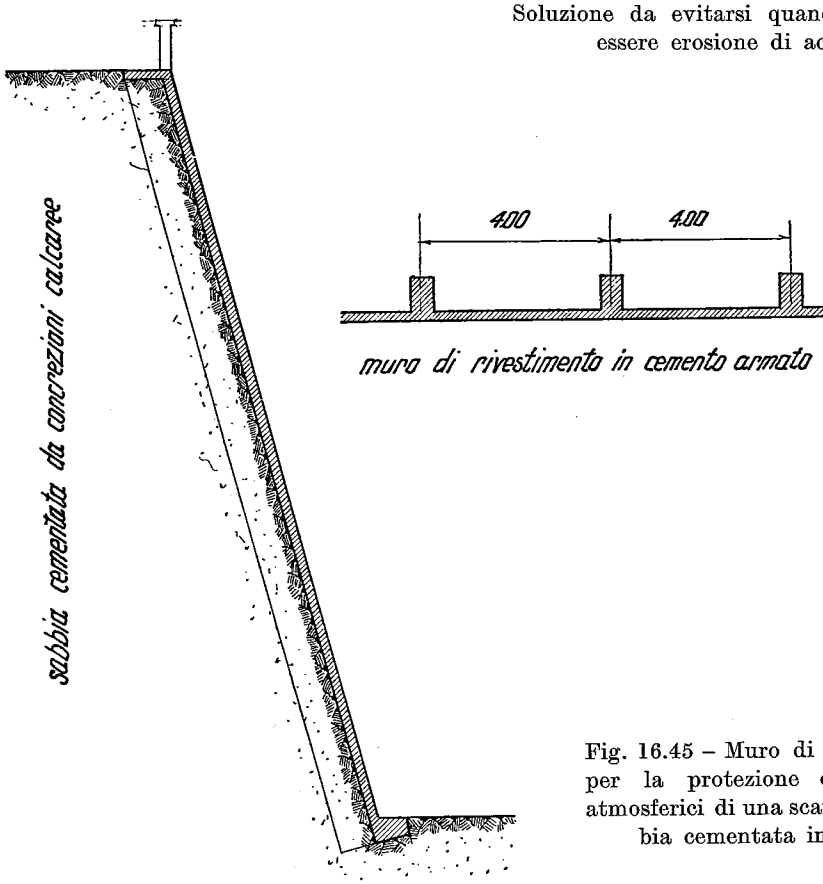


Fig. 16.45 – Muro di rivestimento per la protezione dagli agenti atmosferici di una scarpata di sabbia cementata in Roma.

nel terreno con nervature o, più semplicemente, effettuando un placcaggio con soletta in c.a. ancorata al terreno mediante chiodature, ottenute perforando il terreno ed inserendo spezzoni metallici che vengono ancorati con iniezioni cementizie. Così pure si realizzano opere di sostegno con terreno armato con micropali (fig. 15.55).

La fig. 16.45 indica una parete di circa 20 m di altezza, di un arenaria cementata da concrezioni calcaree, rivestita da una soletta nervata.

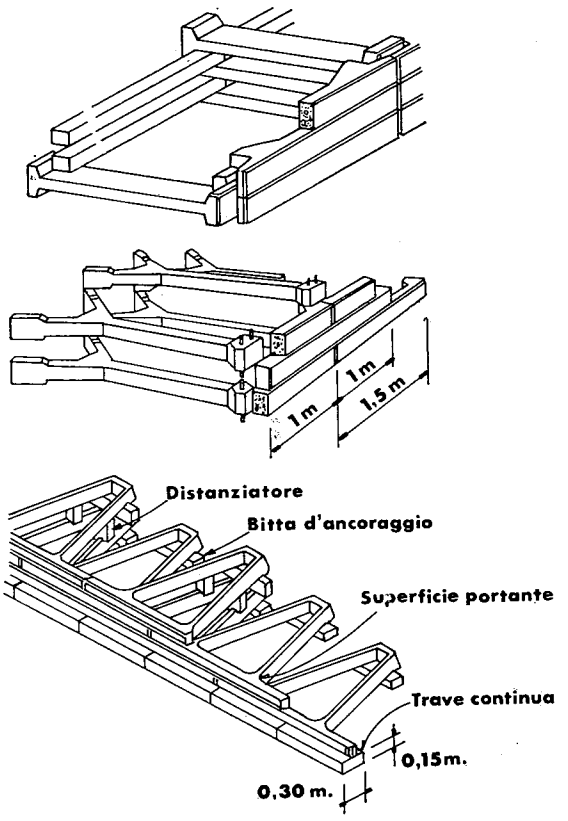


Fig. 16.46 – Tipologia dei muri a catasta.

Fra le opere di sostegno, che possono economicamente sostituire i muri, vanno ricordati i rivestimenti di scarpe con grate cementizie, fra le quali restano riquadri di zolle erbose per erte scarpe. Si hanno manufatti prefabbricati che vengono disposti a catasta ed interrati (crib-wall), di cui la fig. 16.46 mostra alcuni tipi tendenti ad accrescere la resistenza del terreno in una sorta di « terra armata ».

16.2.3.3 *Muri fondati su pali.* — Oltre ad approfondire la fondazione del muro la palificata ne migliora la stabilità allo scorrimento. Nella scelta del tipo di palo può esservi una preferenza per il palo prefabbricato e battuto, tanto più in terreni incoerenti e poco densi perchè, trattandosi di opere prevalentemente sottoposte a spinta è particolarmente vantaggiosa sia la possibilità d'inclinare i pali, sia la garanzia di una buona esecuzione, e quindi resistenza al taglio che, in tali casi, può offrire solo la prefabbricazione.

Comunque, ovviamente, possono impiegarsi anche pali non prefabbricati, purchè armati ed eseguiti con particolare cura.

Per i pali battuti possono raggiungersi, con appositi battipali, inclinazione di 1/3 mentre con i pali preforati non si superano inclinazioni di 1/10.

I pali debbono essere calcolati ed armati come visto al cap. 14.

In casi di particolare rilievo, e terreni molto compressibili, può prendersi in considerazione la fondazione su setti di paratie, disposti nella direzione della spinta, in modo da offrire la massima resistenza alle azioni orizzontali. È molto importante che questi elementi di trasmissione delle forze al terreno siano bene collegati allo spiccato con il muro, curando la continuità delle armature e buone riprese del getto, così da poter considerare un'unica struttura approfondita nel terreno.Va detto che l'impiego di pali riduce alcuni dei pregi dei muri a fondazione diretta in quanto il complesso muro-pali presenta, in parte, le soggezioni di una paratia.

La fig. 16.47 *a*, mostra la spalla di un sovrapasso ferroviario, fondato su pali attraversanti terreni molto compressibili deformati per influenza del rilevato d'accesso.

Nella parte destra della fig. 16.47 *b* sono segnate le azioni addizionali sui pali, rispetto allo schema convenzionale (parte sinistra): si consegue una riduzione di spinta S^*_a ed un conseguente aumento di azioni orizzontali sui pali S^* (v. eq. 16.30); inoltre i pali posteriori, posti direttamente sotto il rinterro, sono soggetti ad azioni N^* verticali supplementari, generate per attrito negativo durante la consolidazione degli strati molto compressibili.

Una stima grossolana ma a tutto favore della sicurezza, dell'azione S^* è stata indicata da Tschebotarioff, ipotizzando una distribuzione triangolare delle pressioni sui pali (v. fig. 16.47 *b*).

La pressione massima viene espressa da:

$$p_h^* = K_0^* \, \Delta\sigma_z \, D \tag{16.29}$$

essendo K_0^* il coefficiente di pressione laterale, quota parte $\left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right)$ di quello di quiete K_0 (v. 6.2.2) in funzione dell'approssimarsi del decorso delle tensioni efficaci a quello limite ultimo, ed essendo $\Delta\sigma_z$ la pressione indotta (v. 6.3) nel piano medio dello strato compressibile dal peso p del rinterro e D il diametro del palo.

La spinta per ciascun palo, applicando un coefficiente di riduzione per tener

conto che nella realtà il diagramma non è triangolare, come segnato in fig. 16.46, è allora:

$$S^* = 0{,}9\ a\ p_h^* \tag{16.30}$$

e le sollecitazioni flettenti (v. fig. 16.47 *b*) sono:

$$M_i = -\frac{S^*}{2}\ \frac{(l^2 - a^2)}{l^2}$$

$$M_m = \frac{S^*}{2}\left(2 - \frac{3\ a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right) \tag{16.31}$$

Come avviene per i muri fondati superficialmente su terreni coerenti molli, anche per i muri fondati su pali l'effetto della consolidazione li fa inclinare

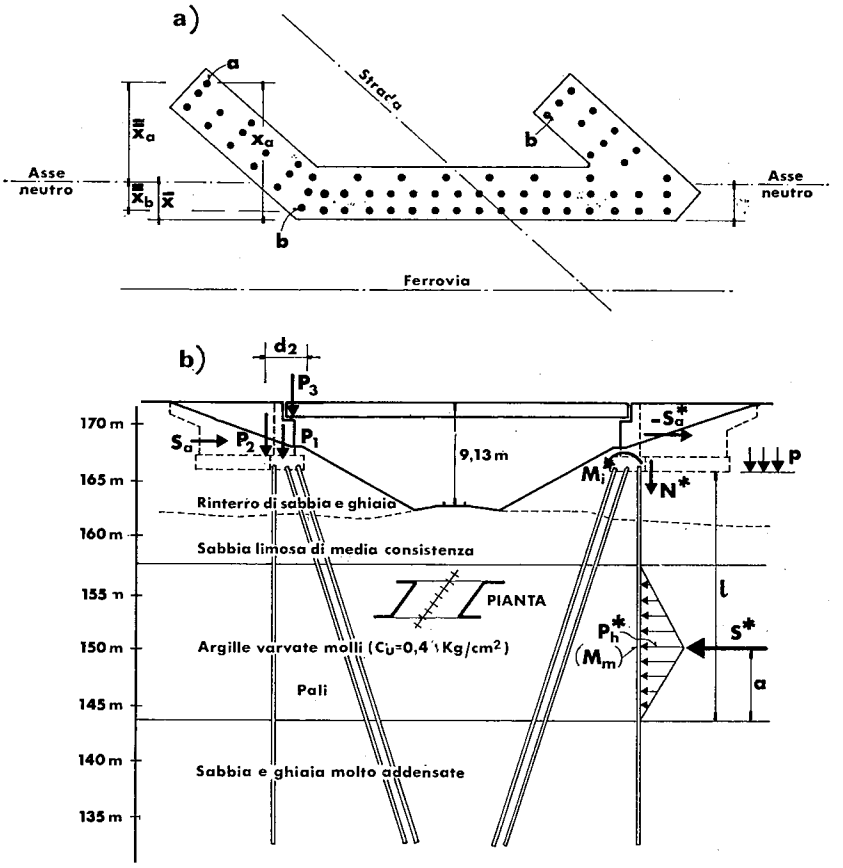


Fig. 16.47 – *a*, spalla di un ponte fondata su pali attraversanti argille molli; *b*, incremento delle azioni sui pali per effetto della consolidazione sotto il peso del rilevato: a sinistra secondo le ipotesi tradizionali; a destra, incrementi per effetto di interazione con il rilevato (Tschebotarioff).

verso il rinterro, anzichè all'infuori; da cui la riduzione di S_a ed il destarsi di S^*. Ciò comporta una notevole variazione dello sforzo nei pali, rispetto alla ripartizione convenzionale (v. 16.A.3).

In particolare se i muri sono anche spalle di ponti gli impalcati vengono tirati verso l'esterno e, se muniti d'apparecchi d'appoggio scorrevoli, questi scorrono, rispetto alla spalla, con conseguenze pericolose per l'appoggio.

Allorchè il peso del rilevato carica il terreno con una pressione $p > 3\ c_u$ (ovvero $p > N_c\ c_u/\eta$), essendo c_u la coesione non drenata dello strato coerente molto compressibile, si riscontra sperimentalmente una sollecitazione flessionale dei pali. In tali casi è opportuno o usare materiali di rinterro leggeri o solettoni lasciando un primo tratto vuoto a tergo del muro o addirittura avere spalle vuote od, infine, ricorrere a precarichi del terreno eventualmente su dreni in sabbia.

Si evidenzia così ancora una volta quanto sia importante approfondire le indagini geotecniche anche per i muri, specie in presenza di alti rinterri.

Le considerazioni svolte vogliono solo fornire al progettista alcuni criteri per progettare nel modo migliore pali di fondazione di opere sottoposte a spinte. Nello stesso tempo egli va posto sull'avviso che il calcolo sopra riportato può fornire solo l'ordine di grandezza del fenomeno. Esso, peraltro, può servire, principalmente per spiegare, a posteriori, eventi dannosi.

16.2.3.4 *I drenaggi ed i rinterri a tergo dei muri.* — La stabilità dei muri di sostegno deve essere garantita nel tempo assicurando la permanente costanza delle caratteristiche previste in progetto per il terreno spingente, in modo che non vengano meno i presupposti del calcolo.

Se i muri poggiano su terreni fortemente argillosi conviene disporre sotto di essi un cuscino di sabbia e ghiaia in modo da costituire un filtro drenante. Il filtro, agevolando la dissipazione delle sovrappressioni intersiziali, aumenta la stabilità del terreno.

Particolare attenzione va rivolta allo studio dei drenaggi del terrapieno; è preferibile fare delle economie nel dimensionamento dei muri che non nei drenaggi.

La funzione di questi ultimi è, evidentemente, di evitare accumulo di acqua dietro i muri che darebbe luogo a pressioni idrostatiche. Se anche non si crea una vera falda, le stesse piogge aumentano il peso specifico e riducono la coesione, pur sempre presente nel terreno, producendo di conseguenza un aumento di spinta.

Se il terrapieno è sicuramente permeabile, è sufficiente disporre nel muro delle feritoie, ogni 2-3 m, al suo piede ed al disopra se il muro è alto. È sempre prudente eseguire dietro le feritoie dei nidi di ghiaia e sabbia, come indicato in fig. 16.48 *a*.

Più efficace è una rete di canali, a tergo del muro, ma allora tanto vale disporre un drenaggio a tappeto verticale dello spessore di 30-40 cm, come indicato nella fig. 16.48 *b*.

Consigliabile, principalmente con i terreni scarsamente permeabili, è il

dreno inclinato della fig. 16.48 *c*, poichè mantiene asciutto il cuneo di terreno spingente.

L'acqua che perviene al terrapieno difficilmente è di falda; quasi sempre trattasi di acque piovane di filtrazione. Pertanto è molto importante governare le acque superficiali del masso spingente, con scarichi separati da quelli dei dreni. Con terreni limo-argillosi è opportuna un'impermeabilizzazione che, però, richiede manutenzione poichè un marciapiede, o una pavimentazione stradale, la cui cunetta si lesioni, creano una situazione pericolosa. La soluzione più

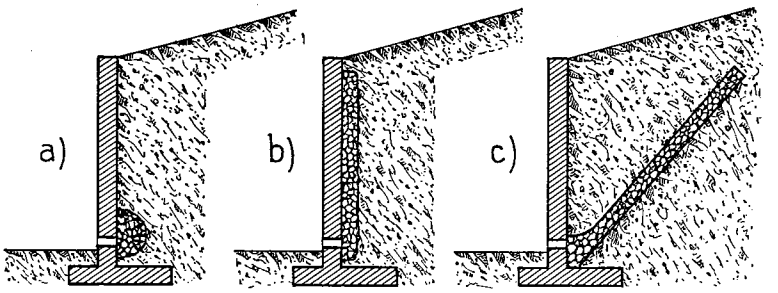


Fig. 16.48 – Tipi di drenaggi retrostanti al muro di sostegno: *a*, rinterro con poche frazioni fini; *b*, *c*, rinterro con predominanza di frazioni fini.

sicura resta, comunque, la ricostituzione del prisma argilloso con materiale arido per una opportuna estensione.

Per la migliore messa in opera dei dreni valgono le regole generali dei filtri (v. 7.4) e particolare attenzione richiede la presenza di vie di circolazioni preferenziali dell'acqua. Inoltre durante la messa in opera devono essere evitate le segregazioni del materiale.

Circa poi le modalità di rinterro sono simili a quelle per le costruzioni di manufatti in materiali sciolti sia pure senza compattazioni molto energiche (v. fig. 16.5). In ogni caso la compattazione deve rispettare le spinte di progetto. Il materiale deve essere steso per strati, seguendo preferibilmente lo sviluppo longitudinale del muro. Nell'eseguire il rinterro occorre particolare cura, ad evitare di danneggiare le opere di drenaggio.

APPLICAZIONI

16.A.1 Muro a mensola con fondazione superficiale.

La fig. 16.A.1 illustra un tipico muro di sostegno fondato su un terreno la cui stratigrafia è riportata anche in fig. 6.8 e sostenente un rinterro le cui caratteristiche meccaniche medie sono indicate in fig. 16.A.1 *a*.

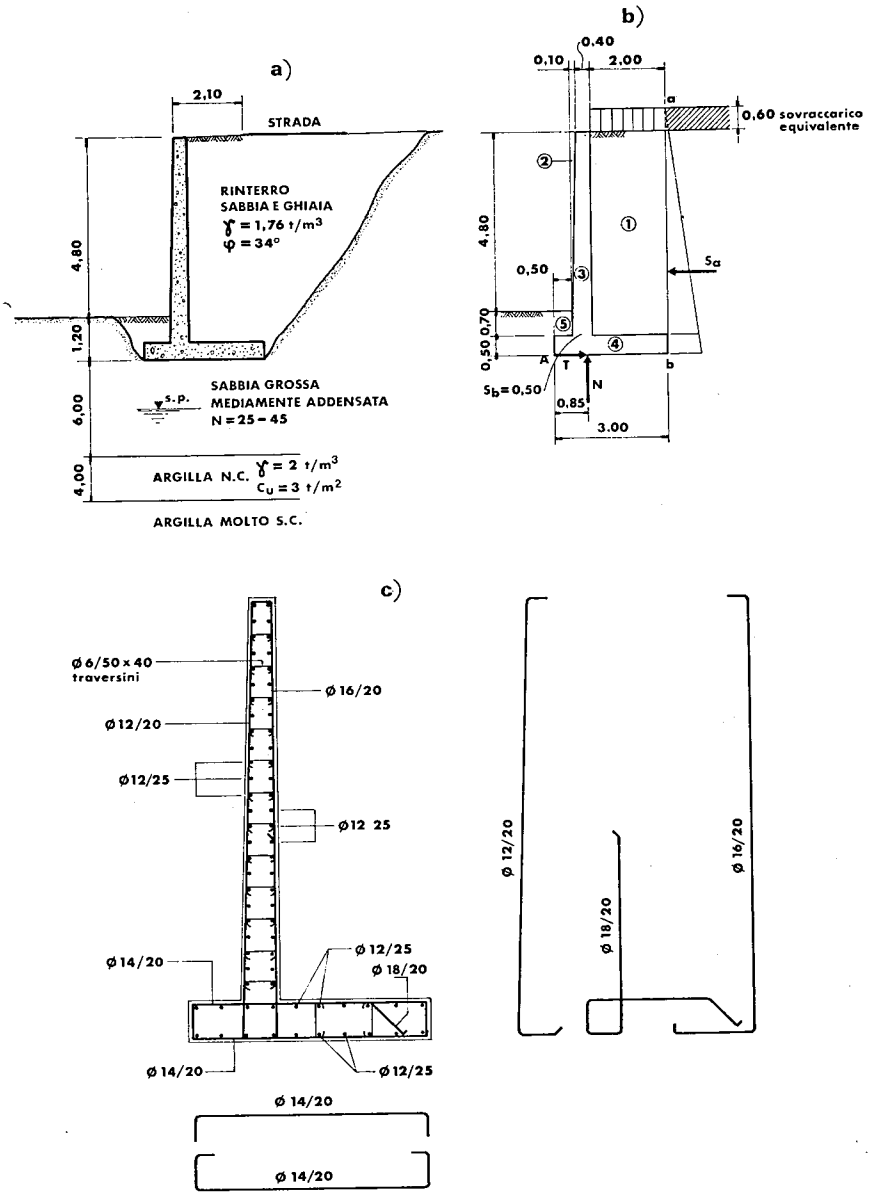


Fig. 16.A.1 – Esempio di calcolo di un muro a mensola in c.a.: *a*, caratteristiche geometriche e del terreno; *b*, azioni sul muro; *c*, progetto.

A) *Azioni sul muro*

— Sovraccarico.

Si assume, secondo le specifiche AASHO un sovraccarico di tipo stradale, equivalente al peso di 60 cm di terreno.

— Spinte sul muro.

Il coefficiente di spinta attiva, per $\varphi = 34^\circ$ ed $m = \text{tg}\,\delta/\text{tg}\,\varphi = 0{,}5$ (v. fig. 9.9) ovvero $\delta = 18^\circ$ (v. fig. 16.10) risulta: $K_a = 0{,}26$ e per il sovraccarico $K_{aq} = 0{,}5$; tradizionalmente si assume anche $K_a = K_{aq} = 0{,}28$ per $\delta = 0$ come nella classica teoria di Rankine.

Le spinte risultano allora:

$$S_{aq} = 1{,}76 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}28 \cdot 6 = 1{,}77 \text{ t}$$

$$S_a = \frac{1}{2}\, 1{,}76 \cdot 0{,}28 \cdot 6^2 = 8{,}98 \text{ t}$$

$$10{,}75 \text{ t}$$

— Carichi verticali.

Per il dimensionamento del basamento si è utilizzato il grafico di fig. 16.35.

Lo spessore della parete alla base secondo una regola di massima è pari a:

$$s_b = s_0 + h/20 = 20 + 30 = 50 \text{ cm}$$

per cui

$$\tau_b \simeq (S_a + S_{aq})/s_b \times 1 = 2{,}1 \text{ bar}$$

ammissibile.

Le sollecitazioni alla base del muro risultano dalla seguente tabella (v. fig. 16.A.1 *b*):

striscia	Area striscia	(m)	γ(t/m³)	G (t)	braccio da A (m)	M (t · m)
(1)	$2 \times 5{,}5$	$= 11{,}00$	1,76	19,36	2,00	38,72
(2)	$\frac{1}{2} \times 0{,}2 \times 5{,}5$	$= 0{,}55$	1,76	0,97	0,94	0,91
(3)	$\frac{1}{2} \times (0{,}2 + 0{,}5)\ 5{,}5 =$	1,92	2,40	4,61	0,73	3,36
(4)	$0{,}5 \times 3$	$= 1{,}50$	2,40	3,60	1,50	5,40
(5)	$0{,}7 \times 0{,}5$	$= 0{,}35$	1,76	0,62	0,25	0,15
				$N = 29{,}16$		48,54
			$S_{aq} =$	1,77	3,0	− 5,49
			$S_a =$	8,98	2,0	− 17,96
			S_a tot =	10,75	2,2	− 23,65
					M tot =	24,89

B) *Verifiche di stabilità.*

— Coefficiente di sicurezza allo scorrimento (eq. 16.22):

$$\eta_s = \frac{29{,}16 \cdot 0{,}55}{10{,}75} = 1{,}5$$

— Coefficiente di sicurezza al ribaltamento (eq. 16.24):

$$\eta_r = \frac{48{,}54}{(1{,}77 \cdot 3) + (8{,}98 \cdot 2)} = 2{,}05$$

— Coefficiente di sicurezza per la pressione di contatto massima:

L'eccentricità della risultante delle forze (fig. 16.25) è:

$$e = \frac{b}{2} - \bar{x} = 1{,}50 - \frac{24{,}98}{29{,}16} = 1{,}5 - 0{,}85 = 0{,}65 \text{ m}$$

per cui $e > \dfrac{b}{6} = 0{,}50$ m.

La pressione di contatto massima in condizioni d'esercizio (eq. 16.19) viene:

$$p_{max} = \frac{2 \cdot 29{,}16}{3 \cdot 0{,}85 \cdot 1} = 22{,}8 \text{ t/m}^2$$

La pressione di contatto equivalente, non essendo valida la conservazione delle sezioni piane, viene (v. eq. 13.10):

$$p_{eq} \simeq \frac{N}{b_{eq}} \simeq \frac{1}{2} \frac{N}{\bar{x}} = \frac{N}{b - 2e} = \frac{29{,}16}{1{,}70} = 17{,}1 \text{ t/m}^2$$

essendo $b_{eq} = b' = b - 2e = 3{,}00 - 1{,}30 = 1{,}70$ m.

La pressione di contatto ultima (v. 9.5.4.2) è:

$$p_{ultimo} = \gamma_1 t \chi_t \nu_t N_q + \gamma_2 b' \chi_b \nu_b N_\gamma = 49{,}1 \text{ t/m}^2$$

ricavandosi i coefficienti dalle fig. 9.45 ed essendo $\varphi = 34^\circ$ per $N = 25$ (v. fig. 14.13):

$$\chi_t = 1 - \frac{1}{2} \frac{\Delta S}{N} = 0{,}8 \qquad \chi_b = \chi_b^2 = 0{,}64$$

$$\nu_t = 1{,}0 \qquad \nu_b = 1{,}0$$

$$N_q = 30 \qquad N_\gamma = 30$$

$$\gamma_1 = \gamma_s' = 0{,}8 \text{ t/m}^2 \qquad \gamma_2 = \gamma_2' = 0{,}8 \text{ t/m}^2$$

$$t = 1{,}20 \text{ m} \qquad b' = 1{,}7 \text{ m}$$

Si osservi che t si può ridurre per movimenti di terreno al piede del muro.

Il coefficiente di sicurezza per la pressione di contatto di esercizio risulta quindi:

$$\eta_p = \frac{p_{ult}}{p_{eq}} = \frac{49{,}1}{17{,}1} = 2{,}9$$

— Coefficiente di sicurezza alla stabilità d'insieme (fig. 16.28):

Il calcolo si svolge in maniera perfettamente analoga a quello dell'applicazione (15.A.2), evidentemente la posizione della falda idrica e la posizione dello strato di argille molli è determinante per valutare la stabilità.

Nel caso di fig. 16.A.3 con falda idrica al piano campagna si trova un coefficiente di sicurezza della stabilità d'insieme pari a:

$$\eta_I = 2{,}5$$

Se poi lo strato di argilla fosse ad es. subito sotto il basamento, il coefficiente di sicurezza allo scorrimento sarebbe:

$$\eta_s = \frac{c_u \cdot b \cdot 1}{S_{ah}} = \frac{3{,}0 \cdot 3{,}0}{10{,}75} \simeq 1 \text{ (inammissibile)}$$

ovvero la stabilità d'insieme è compromessa ed è necessario ad es. fare ricorso a fondazioni su pali (v. 16.A.3).

C) *Verifica dei cedimenti.*

Se si svolge il calcolo in maniera analoga a quello dell'applicazione (8.9.2.1) si trova un cedimento assoluto a lungo termine:

$$w_\infty = \frac{p_{eq}\, I_\sigma}{E_{ed}} H = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}25}{10} 400 = 12{,}5 \text{ cm}$$

cioè doppio di quello dell'edificio di fig. 8.46 e quindi interferente con esso se, ad es., le due opere fossero adiacenti.

Se lo spessore delle argille molli fosse variabile si avrebbero cedimenti differenziali inammissibili lungo il muro, per cui questi deve essere giuntato.

Si vede dunque quanto sia importante questa verifica spesso trascurata già in sede d'indagine.

D) *Calcolo delle sollecitazioni e relative verifiche.*

— Parete a mensola:

$$T_{\max} = 0{,}28 \cdot 1{,}76 \left(\frac{5{,}5^2}{2} + 0{,}6 \cdot 5{,}5 \right) = 9{,}1 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 0{,}28 \cdot 1{,}76 \left(\frac{5{,}5^3}{6} + 0{,}6 \cdot \frac{5{,}5^2}{2} \right) = 18{,}1 \text{ tm/m}$$

$$\tau = 2{,}4 \text{ bar}$$

$$A_f = 21{,}1 \text{ cm}^2$$

L'armatura si riduce rapidamente con l'altezza e si dimezza $\left(M = \frac{18{,}1}{2} = 9{,}0 \text{ tm/m} \right)$ ad es. per un'altezza h^* a partire dalla testa del muro pari a:

$$\left(\frac{h^{*3}}{6} + 0{,}6 \frac{h^{*2}}{2} \right) = \frac{9{,}0}{0{,}28 \cdot 1{,}76} \quad \text{da cui} \quad h^* = 4{,}2 \text{ m}$$

— Soletta di base (vedi fig. 16.25 *d*).

Sezione d'incastro di monte:

		T (t/m)	braccio	M (tm/m)
$-\frac{1}{2}(3 \cdot 0{,}85 - 1{,}00)^2 \frac{22{,}8}{3 \cdot 0{,}85}$	=	$-10{,}7$	$\frac{1{,}55}{3}$	$-5{,}5$
$6{,}1 \cdot 1{,}76 \cdot 2{,}00$	=	21,5	1,00	21,5
		10,8		16,0

per cui $\tau = 2{,}7$ kg/cm²
$A = 18{,}4$ cm²/m

Sezione d'incastro di valle:

$$T = \frac{1}{2}(22{,}8 + 18{,}3) \cdot 0{,}5 = 10{,}3 \text{ t/m}$$

$$\tau = \frac{10\,300}{100 \cdot 0{,}9 \cdot 44} = 2{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 10{,}3 \cdot \frac{0{,}5}{2} = 2{,}6 \text{ tm/m}$$

$$A = \frac{2{,}6 \cdot 10^5}{22 \cdot 10^3 \cdot 0{,}9 \cdot 44} = 3{,}0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Il muro viene armato come in fig. 16.A.1 *c* tenuto conto anche degli effetti del ritiro e dell'esigenza costruttiva.

E) *Prescrizioni per i rinterri ed i drenaggi.*

I rinterri devono essere di terreno incoerente con scarse frazioni fini e disposti per strati costipandoli in modo da non indurre sollecitazioni maggiori di quelle previste in progetto.

Il drenaggio deve essere eseguito con ghiaie disposte al piede della scarpa provvisoria e facente capo a scarichi efficienti.

Le acque superficiali vanno canalizzate sul terrapieno ed avere scarichi separatamente dal dreno. Qualora si dovessero adottare rinterri di peggior qualità o di caratteristiche meccaniche note solo approssimativamente, il calcolo si dovrà condurre adottando i coefficienti di spinta del grafico della fig. 16.22.

16.A.2 Dimensionamento di un muro a speroni con fondazioni superficiali.

16.A.2.1 *Considerazioni generali.* — L'opera è alta 10 m e, previo alleggerimento con scavo profondo 1,5 m, è fondata direttamente, come in fig. 16.A.2.

Per costruire l'opera è stato lasciato provvisoriamente a scarpata un terreno marnoso non fessurato le cui caratteristiche di resistenza medie sono indicate in fig. 16.A.2.

La scarpata provvisoria è stabile, essendo verificate le condizioni di tab. 15.1 e seguenti. Questa fase della progettazione è troppo spesso trascurata, disattendendo

completamente le norme antinfortunistiche, ed è tanto più pericolosa se i lavori vengono ripresi dopo una lunga sospensione (v. fig. 15.5).

16.A.2.2 *Azioni sul muro.*

– Carichi verticali.

Si adottano setti di 40 cm di spessore, posti ad interasse $i = 3{,}60$ m, la risultante dei carichi per tale interasse risulta allora:

N.	Elemento	Val.	γ_i	G_i	Braccio	M_i
1	0,30 × 9,20 × 3,60	9,93	2,4	23,8	1,65	39,3
2	0,80 × 5,60 × 3,60	16,12	2,4	38,7	2,80	108,4
3	0,5 × 1,50 × 0,70 × 3,60	1,89	2,4	4,5	1,00	4,5
4	0,5 × 8,70 × 3,60 × 0,40	6,26	2,4	15,0	3,00	45,1
5	9,20 × 3,80 × 3,20	111,9	1,8	201,4	3,70	745,1
			$i \cdot N =$	283,4 t	$i \cdot M =$	942,4 tm
			$N =$	78,7 t/m	$M_s =$	261,8 tm/m

– Spinte sul muro.

Il coefficiente di spinta attiva del misto di cava per $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$ e $\varphi = 30^\circ$ risulta:

$$K_a = K_{aq} = 0{,}31$$

e quindi:

$$S_a + S_{aq} = \frac{1}{2} 1{,}8 \times 0{,}31 - \overline{10{,}0}^2 + 1{,}5 \times 0{,}31 \times 10{,}0 = 32{,}6 \text{ t/m}$$

A lungo termine, peraltro, il muro risente delle spinte delle marne per cui (v. equazione 9.11) per $\delta = 0^\circ$, $\varphi' = 25^\circ$ e $c' = 0{,}3$ kg/cm², risulta:

$$K_a = K_{aq} = 0{,}40$$

$$S_a + S_{aq} = \frac{1}{2} \times 2{,}1 \times 0{,}40 \times \overline{10{,}0}^2 - 2 \times \frac{30}{2} \sqrt{0{,}4} \times 10{,}0 +$$

$$+ 1{,}5 \times 0{,}4 \times 10{,}0 = 29 \text{ t/m}$$

avendo dimezzato il valore di c' a favore della sicurezza.

Le due spinte, praticamente, si equivalgono per cui si assume:

$$S_{aq} = 6 \text{ t/m}; \qquad S_a = 28 \text{ t/m}$$

Il braccio di tale spinta, rispetto al piede del muro, si assume maggiorato del 10% non essendo la distribuzione della spinta lineare, sia per l'assestamento del rinterro, sia per il comportamento delle marne.

Il momento ribaltante risulta pertanto:

$$M_r = 6 \times 5{,}50 + 28 \times 3{,}66 = 136 \text{ tm}$$

16.A.2.3 *Verifiche di stabilità.*

Verifica allo scorrimento rispetto alle marne (tg φ' = tg 25° e $c' = 3$ t/m²); risulta:

$$\eta_s = \frac{78{,}7 \times 0{,}46 + 3{,}0 \times 5{,}60}{28 + 6} = 1{,}57$$

rispetto alle sabbie fini di base (tg φ = tg 32°) si ha:

$$\eta_s \simeq \frac{(78{,}7 + 2{,}0)\ 5{,}60 \times 2{,}0)\ 0{,}62}{34} = 1{,}83$$

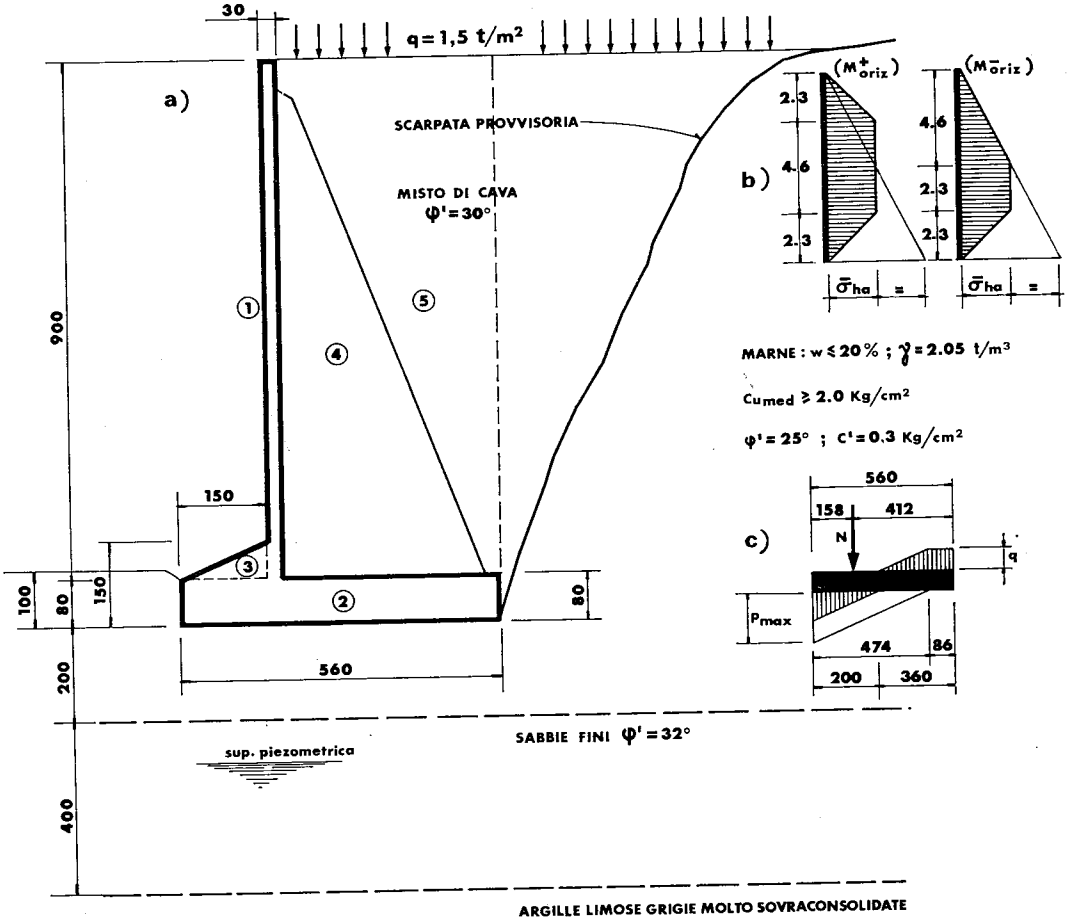


Fig. 16.A.2 – Esempio di calcolo di un muro a mensola con speroni: *a*, caratteristiche geometriche e geotecniche; *b*, progetto.

Verifica al ribaltamento:

$$\eta_r = \frac{261,8}{136} = 1,91$$

Verifica delle pressioni di contatto:
essendo l'eccentricità:

$$e = \frac{5,60}{2} - \frac{(262 - 136)}{78,7} = 1,22 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0,93 \text{ m}$$

la pressione di contatto massima risulta:

$$q_{max} = \frac{2}{3} \frac{N}{\left(\frac{b}{2} - e\right)} = \frac{2}{3} \frac{78,7}{1,58 \times 1,00} \times 10^{-1} = 3,3 \text{ bar}$$

La pressione di contatto critica netta, in condizione non drenata è:

$$p_{crit} = \pi c_u = 3,14 \times 2,0 = 6,3 \text{ bar}$$

Il coefficiente di sicurezza è pertanto:

$$\eta_{crit} = \frac{6,3}{3,3} = 1,90$$

Le verifiche di stabilità d'insieme e l'analisi dei cedimenti si ritengono ambedue soddisfatte.

16.A.2.4 *Sollecitazioni e relative verifiche del c.a.*

16.A.2.4.1 Armatura della parete di contenimento. — Per considerare l'effetto di incastro della parete su tre lati (speroni ad $i = 3,2$ m e basamento) si schematizza il calcolo con il metodo di Huntington (v. fig. 16.39 e 16.40).

La pressione orizzontale equivalente massima (v. fig. 16.A.2 *b*) considerando il rinterro saturo, per cui $\gamma = 1,9$ t/m³ anzichè 1,8 t/m³, è:

$$\bar{\sigma}_{ha} = \frac{1}{2} 0,31 \times 1,9 \, (9,20 + 1,5/1,9) = 2,9 \text{ t/m}$$

I momenti flettenti massimi in direzione orizzontale risultano:

$$M^{+}_{oriz} = \frac{1}{16} \times 2,9 \times \overline{3,2^2} = 1,85 \text{ m/m}$$

$$M^{-}_{oriz} = \frac{1}{11} \times 2,9 \times \overline{3,2^2} = 2,70 \text{ m/m}$$

Assumendo per il conglomerato:

$$R'_{bK} = 250 \text{ bar}$$

e per l'acciaio:

$$R'_{aK} = \frac{4400}{1,15} \text{ bar}$$

Dal calcolo a rottura risulta:

$$k^{+}_{M} = \frac{1{,}75 \times 270\,000}{100 \times \overline{30}^{2} \times 0{,}55 \times 250} = 0{,}037 \text{ da cui } A_{\text{orlz.}} = 4{,}3 \text{ cm}^2$$

$$k^{-}_{M} = \frac{1{,}75 \times 185\,000}{100 \times \overline{30}^{2} \times 0{,}55 \times 250} = 0{,}026 \text{ da cui } A_{\text{orlz.}} = 3{,}2 \text{ cm}^2$$

L'armatura è riducibile, ad es. ai 2/3 nella parte bassa ed in quella alta della parete, con la suddivisione di fig. 16.A.2 *b*.

La pressione orizzontale massima allo spiccato di 30 cm della parete risulta:

$$\bar{\sigma}_{ha} = 1{,}5 \times 0{,}31 + 1{,}9 \times 8{,}5 \times 0{,}31 = 0{,}46 + 5{,}01 = 5{,}47 \text{ t/m}^2$$

I momenti flettenti massimi in direzione verticale sono:

$$M^{-}_{\text{vert}} = 0{,}03 \times 5{,}47 \times 8{,}50 \times 3{,}20 = 4{,}4 \text{ tm/m}$$

$$M^{+}_{\text{vert}} = M^{-}_{\text{vert}}/4 = 1{,}1 \text{ tm/m}$$

L'armatura pertanto risulta:

$$k^{-}_{M} = \frac{1{,}75 \times 440\,000}{100 \times 30^{2} \times 137{,}5} = 0{,}062$$

da cui:

$$A_{\text{vert.}} = 8{,}1 \text{ cm}^2 \text{ ed } A'_{\text{vert.}} = 2{,}0 \text{ cm}^2$$

Si adotta una maglia ⌀ 12/25 × 25 rinforzata da ⌀ 12/25 cm alla base in direzione verticale (v. fig. 16.A.3 *a*).

16.A.2.4.2 Armatura dei setti. — Il momento flettente massimo è:

$$M = \frac{0{,}46 + 5{,}01}{2} \cdot \frac{\overline{8{,}5}^{2}}{3} \times 3{,}6 = 231 \text{ tm/m}$$

Se si adottano i predetti materiali per

$$d = 355 \text{ cm} \quad \text{e} \quad b_0 = 40 \text{ cm}$$

si ha:

$$k_M = \frac{1{,}75 \times 23\,100\,000}{40 \times \overline{355}^{2} \times 137{,}5} = 0{,}059$$

da cui:

$$A = 33{,}2 \text{ cm}^2$$

corrispondenti ad 8 ⌀ 24.

Le armature del setto sono rappresentate in fig. 16.A.3 *b*.

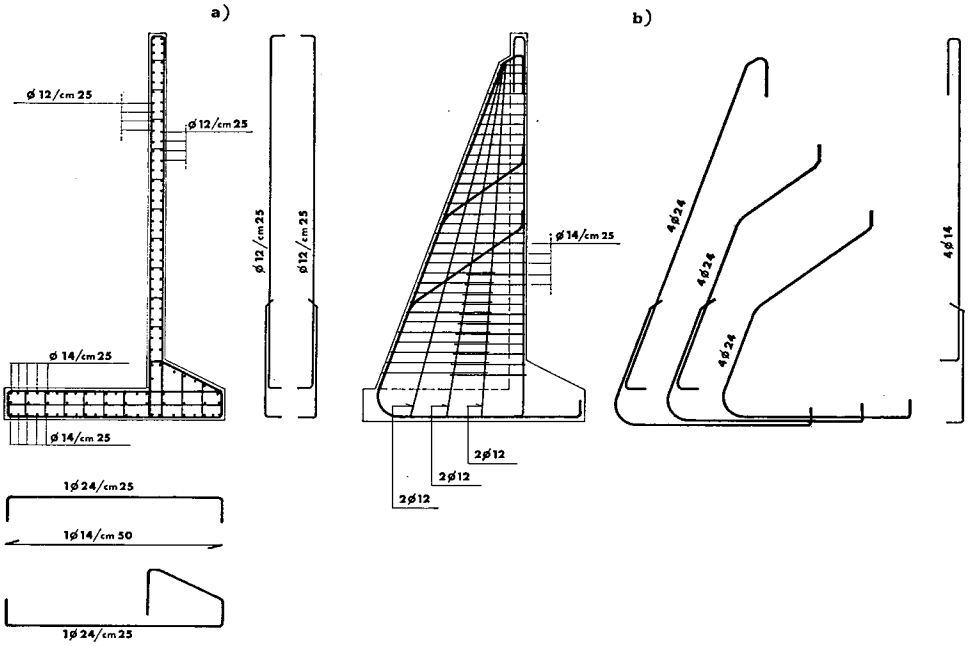


Fig. 16.A.3 - Armatura del muro a speroni della figura precedente.

16.A.2.4.3 Verifica della parete al distacco dai setti. — Si divide, ai fini dell'armatura, il setto in due parti alte 5,5 e 3,0 m; si valuta l'armatura per la tensione media in esse.

Sforzo di trazione:

$$T_1 = 1{,}9 \times 5{,}5 \times 0{,}31 \times 3{,}6 \times 1{,}0 = 11{,}6 \text{ t/m}$$

$$A_1 = \frac{11\,600}{2200 \times 2} = 2{,}7 \text{ cm}^2\text{/m per ciascun braccio}$$

$$T_2 = 1{,}9 \times 3{,}0 \times 0{,}31 \times 3{,}6 \times 1{,}0 = 6{,}4 \text{ t/m}$$

$$A_2 = 1{,}5 \text{ cm}^2\text{/m per ciascun braccio}$$

Sforzo di taglio:

$$\frac{T_i}{z_i} = \frac{0{,}5 \times 5{,}0 \times 8{,}5 \times 3{,}6}{0{,}9 \times 3{,}55} = 25{,}3 \text{ t/m} = 253 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{T_m}{z_m} = \frac{0{,}5 \times 2{,}5 \times 4{,}25 \times 3{,}6}{0{,}9 \times 1{,}75} = 13{,}6 \text{ t/m} = 136 \text{ kg/cm}$$

Lo scorrimento totale vale:

$$S = 0{,}5 \times 253 \times 850 = 108\,000 \text{ kg}$$

$$A = \frac{108\,000}{2 \times 2200 \times 30} = 0{,}82 \text{ cm}^2 \text{ per ciascun braccio}$$

L'area di acciaio complessiva risulta:

$$A = \frac{2,7}{4} + 0,82 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ per ciascun braccio}$$

Si dispongono staffe ⌀ 14/25 a 2 braccia (v. fig. 16.A.3 *b*).

16.A.4.2.4 Armatura del basamento. — La pressione del rinterro sul basamento (v. fig. 16.25 *d*) è:

$$q_r = 1,8 \times 9,2 = 16,6 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta p = p_{max} - q_r = 33,0 - 16,6 = 16,4 \text{ t/m}^2$$

con distribuzione come in fig. 16.A.2*c*.

Si assume in media $\Delta p = 12$ t/m².

Il momento longitudinale massimo è pertanto all'incirca:

$$M_{long} = \frac{1}{12} 12 \times \overline{32}^2 = 10,3 \text{ tm/m}$$

$$A_{long} = 6,6 \text{ cm}^2$$

Si adotta 1 ⌀ 14/25 cm all'intradosso.

Per l'armatura trasversale si assume una pressione di contatto media che, secondo Peck, per evitare la fessurazione del c.a., è:

$$p^* = \frac{N}{b/3} = \frac{78,7}{5,6/3} = 42 \text{ t/m} > p_{max}$$

Il momento massimo all'incastro dello « smusso » è:

$$M_{trasv} = \frac{1}{2} \times 42 \times 1,5^2 = 47,2 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{trasv} = 16,4 \text{ cm}^2 \text{ si adotta } 1 \text{ ⌀ } 24/25 \text{ cm}$$

in ambedue i lati del basamento.

Tale armatura opportunamente ripiegata (v. fig. 16.A.3*a*) può anche contrastare uno sforzo di puntellamento in corso d'opera.

16.A.3 Calcolo della ripartizione degli sforzi fra i pali della fondazione di un muro.

Si ricorre in generale alla fondazione su pali solo quando si debbano limitare i cedimenti del muro, ad esempio quando esso sia anche sostegno di una struttura come in fig. 16.47.

Il calcolo dello sforzo nei singoli pali si effettua secondo lo schema della fig. 14.75 distribuendo fra essi la risultante delle azioni. La sua distanza dallo spigolo anteriore del basamento, con riferimento ai simboli della fig. 16.47 *b* è:

$$d = \frac{\Sigma P_i d_i - S_a h/3}{\Sigma P_i} \qquad (16.A.1)$$

essendo P_i i pesi sia del muro e del terreno che grava sul basamento del muro, sia degli eventuali elementi portati (ad es. impalcato di un ponte) ed x_i i relativi bracci.

La distanza dell'asse baricentrico della palificata, sempre dal bordo antetiore del basamento è:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma \bar{\bar{x}}}{n} \tag{16.A.2}$$

essendo x le distanze dei pali dal citato spigolo ed n il loro numero.

L'eccentricità della risultante delle azioni, rispetto all'asse baricentrico dei pali è quindi:

$$e = \bar{x} - d$$

La forza verticale in ciascun palo (v. eq. 14.135) risulta:

$$V = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{\Sigma P e x}{\Sigma \bar{\bar{x}}^2} \tag{16.A.3}$$

essendo $\bar{\bar{x}} = | x - \bar{x} |$ la distanza di ciascun palo dall'asse neutro (v. fig. 16.47 *a*) e quindi $\Sigma \bar{\bar{x}}^2$ il momento d'inerzia della palificata.

Nel caso ad es. di pali battuti per sostegno di piccoli muri si può, con discreta approssimazione, affidare una piccola percentuale della componente orizzontale della risultante delle forze applicate ai pali non inclinati (v. 14.4) e la rimanente quota ai pali inclinati. Se n_i sono i pali inclinati, risulta allora la forza orizzontale sollecitante ogni palo:

$$H = \frac{S_a - T_n}{n_i} \tag{16.A.4}$$

essendo T_n lo sforzo affidato agli n pali verticali e quindi lo sforzo nei pali inclinati è:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} \tag{16.A.5}$$

Le sollecitazioni flettenti M di ogni palo si valutano come in (14.4). Peraltro nel n. (16.2.3.3) si è visto che la presenza di uno strato coerente molle modifica nel tempo la ripartizione convenzionale delle sollecitazioni fra i pali.

Il peso del rilevato (fig. 16.47 *b*) a tergo del muro a speroni è (v. 6.3.6.1)

$$p = 1{,}9 \times 8{,}5 = 6 \text{ t/m}^2$$

La tensione indotta nel piano medio o nello strato di argilla (v. 6.3.6.1) risulta:

$$\Delta\sigma_z = p\, I_\sigma = 9{,}0 \text{ t/m}^2$$

prossima alla pressione critica (v. fig. 9.37) dell'argilla pari a:

$$\pi\, c_u = 3{,}14 \times 4 = 12{,}5 \text{ t/m}^2$$

per cui le deformazioni dell'argilla sono sensibili.

I pali del muro sono quindi sottoposti alle spinte schematizzate in fig. 16.47 *b* in cui la pressione normale è:

$$p_h^* = K_0^* \, \Delta\sigma_z \cdot D = 0{,}2 \times 9 \times 1{,}2 \simeq 2 \text{ t/m}$$

avendo assunto il diametro $D = 1{,}2$ m nell'ipotesi di pali trivellati.

La spinta complessiva sui pali è:

$$S^* = 0{,}9 \cdot a \cdot p_h^* = 0{,}9 \times 2{,}0 \times 6{,}5 \simeq 12 \text{ t}$$

Le sollecitazioni flettenti sono pertanto:

$$M_i^* = -\frac{S^* \cdot a}{2} \quad \frac{(l^2 - a^2)}{l^2} = 35 \text{ tm}$$

$$M_m^* = \frac{S^* \cdot a}{2} \left(2 - \frac{3\,a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right) = 43 \text{ tm}$$

essendo $1 = 22\ m$ ed $a = 6{,}5$ (fig. 16.47 *b*); le ipotesi assunte sono peraltro molto conservative.

Il carico sui pali si incrementa per attrito negativo (v. 14.3.2.3.2) di:

$$N^* = \pi \, D \, l \, \alpha \, c_u = 3{,}14 \times 1{,}2 \times 22 \times 0{,}5 \times 0{,}4 \simeq 15 \text{ t}$$

L'eccentricità in ciascun palo, rispetto al caso della fig. 16.47 *b* (lato sinistro), con sollecitazioni convenzionali N, M diviene allora:

$$e = (M + M^*) \,/\, (N + N^*)$$

16.3 Le paratie.

16.3.1 Le paratie a sbalzo.

16.3.1.1 *Progetto geotecnico in terreni incoerenti.*

16.3.1.1.1 Assenza di falda idrica. — La fig. 16.49 *a* descrive la distribuzione delle pressioni di un terreno incoerente asciutto su una paratia a sbalzo.

La paratia ruota intorno ad un punto C per cui al disopra di esso, a monte, lo stato tensionale tende al limite ultimo attivo, ed a valle al limite ultimo passivo, secondo lo schema classico del diaframma ideale di Rankine (v. 9.2.1).

Più precisamente, conformemente a quanto illustrato nella fig. 9.4, mentre nel tratto AB può ritenersi che, se il terreno è sciolto, si instauri effettivamente lo stato limite attivo, a valle nel tratto BC, ed a monte in quello CD, gli spostamenti non sono tali da raggiungere, in condizioni d'esercizio, lo stato limite passivo.

La fig. 16.49 *b* mostra una schematizzazione del diagramma resistente che considera nel tratto BC il diagramma lineare passivo di Rankine e nel centro di rotazione C una reazione R_{p2} somma vettoriale dell'azione R'_{p2}, agente sul tratto CD, e dell'azione risultante dell'area del diagramma $E'\,F'\,C = E\,F\,C$.

L'introduzione di quest'ultima risultante approssima, così, soddisfacentemente il diagramma passivo di fig. 16.49 *a*.

Dalla differenza, poi, fra il diagramma passivo (a valle) e quello attivo (a monte) risulta il diagramma segnato con linea a tratto e punto nella fig. 16.49 *b*).

Il primo metodo di calcolo delle paratie a sbalzo, dovuto a Krey, ricerca la posizione del centro di rotazione C, ovvero la profondità d'infissione $\bar{t}$, in base all'equilibrio alla rotazione intorno a C, piede equivalente della paratia, in cui è stata concentrata l'azione R_{p2}.

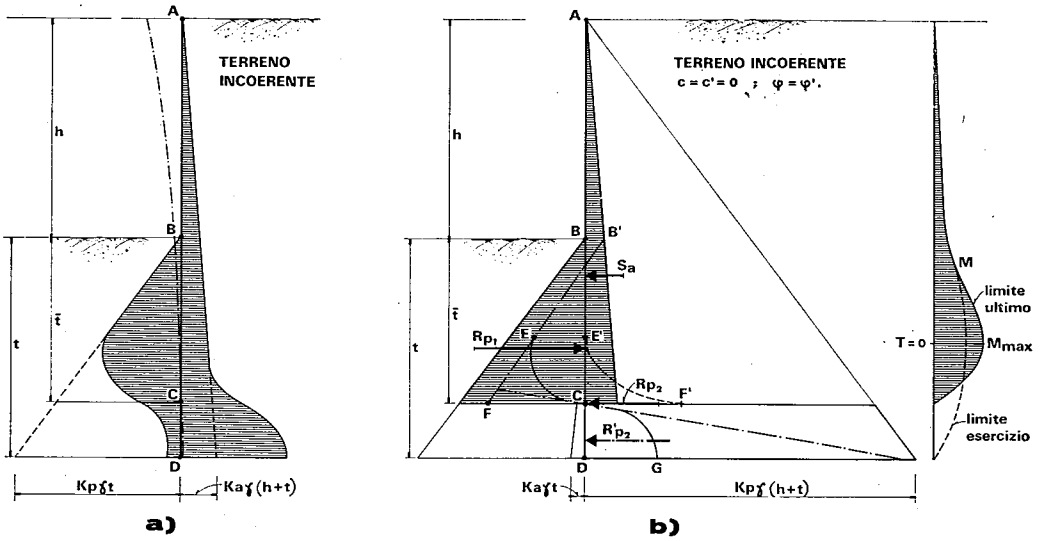


Fig. 16.49 – Pressioni orizzontali, attive e passive, sollecitanti una paratia a sbalzo in terreno incoerente: *a*, distribuzione reale probabile; *b*, distribuzione schematica di calcolo e relativo diagramma dei momenti flettenti.

Se il mezzo è una sabbia « ideale » asciutta viene allora:

$$R_{p1}\,\frac{\bar{t}}{3} = S_a\,\frac{h+\bar{t}}{3} \tag{16.32}$$

cioè:

$$K_p\,\bar{t}^3 - K_a\,(h+\bar{t})^3 = 0 \tag{16.33}$$

da cui si ricava $\bar{t}$ (1). Se si adottasse tale profondità, poichè essa è calcolata per lo stato limite ultimo, si avrebbe un coefficiente di sicurezza $\eta = 1$.

(1) Il simbolo $\bar{t}$ non indica il valore medio, bensì la profondità di equilibrio limite ultimo (t_{ult}).

La profondità d'infissione di esercizio deve quindi essere maggiorata, ossia (fig. 16.49 *b*):

$$t_{es} = \bar{t} + \overline{CD} = \alpha \bar{t} \tag{16.34}$$

dove l'incremento $C\,D$ può essere ottenuto da un coefficiente di maggiorazione $\alpha = 1{,}2 \div 1{,}4$ applicato alla lunghezza di calcolo $\bar{t}$, il che equivale ($\alpha = \sqrt{\eta}$) ad un coefficiente di sicurezza della paratia $\eta = 1{,}5 \div 2{,}0$ (v. 16.2.2.3). I valori di K_a e K_p sono quelli di Rankine, calcolati per parametro di resistenza φ' usualmente dedotto, per i mezzi incoerenti, da prove penetrometriche.

Si osserva che lo schema di Rankine, da cui ha origine la teoria descritta in (9.2.4), non considera l'aumento di K_p per aderenza, fra paratia e terreno, e quindi l'inclinazione δ; per contro gli spostamenti orizzontali di esercizio non raggiungono mai quelli del valore passivo ultimo $K_{p\delta}$. Quindi può ritenersi che vi sia un compenso fra i due fenomeni ed il valore K_p di Rankine può considerarsi un valore limite d'esercizio più che limite ultimo.

Ne consegue che le sollecitazioni flettenti (v. fig. 16.49 *b*) valutate con K_p di Rankine vanno considerate di esercizio poichè le ultime andrebbero valutate con $K_{p\delta}$; a cui corrispondono valori minori di $\bar{t}$ e maggiori di M_{max}.

In effetti la paratia mobilita, in parte, l'aderenza e quindi le azioni S_a ed R_p s'inclinano (fig. 16.10), cosicchè, per l'equilibrio alla traslazione verticale, le componenti verticali delle due richiedono una reazione verticale alla base della paratia. Assumere $\delta_a = \delta_p = 0$ significherebbe, quindi, ammettere l'assenza di reazione verticale alla base, il che è poco verosimile, e condurrebbe a profondità d'infissione ed a sollecitazioni flessionali eccessive. Inoltre nel bilanciamento delle forze si è ignorato il peso proprio che, se per la stabilità dei muri è determinante, per quella delle paratie non è del tutto trascurabile.

In sostanza i valori di esercizio scelti di K_a, e soprattutto di K_p, saranno un compromesso che tenga conto, parzialmente, dell'inclinazione δ. Va considerato, in ogni caso, che per la scelta di φ è determinante la conoscenza dello stato di addensamento in sito e le modalità d'esecuzione della paratia (infissa, trivellata).

Nei riguardi poi del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna vale quanto detto per la fig. 16.14. Se il piano campagna è inclinato a valle l'ideale prisma passivo è menomato, così da ridurre il valore di K_p (v. fig. 16.11).

Un caso particolare di sollecitazione è l'applicazione di una forza esterna orizzontale concentrata in sommità come in fig. 16.50. Esso è stato riprodotto in numerosi modelli per studiare il comportamento delle paratie e ricercare il centro di rotazione C in condizioni limite ultime.

La fig. 16.50 descrive la distribuzione della pressione, dedotta dagli schemi di Rankine e condizionata in corrispondenza del centro di rotazione C.

Riferendosi ad esperienze di Franzius, Blum osserva che il coefficiente di resistenza passiva di Rankine, alla base della paratia, è senz'altro inferiore al reale soprattutto perchè si trascura la resistenza di attrito fra palancola e terreno.

Pertanto egli consiglia di assumere, per la resistenza di terreno con angolo

di attrito $\varphi > 20°$, un coefficiente di valore doppio di quello di Rankine, ossia $2\,K_p$. La stessa teoria di Caquot e Kerisel conferma la fondatezza di tale posizione. I valori di $K_{p\delta}$ sono stati riportati più estesamente nelle figg. 16.10, 16.11, 16.12.

Il calcolo viene quindi riferito ad una situazione di equilibrio limite ultimo; ossia trattasi di calcolo a rottura. Ove il problema venga invece trattato in fase di comportamento elastico del terreno, ossia per gli spostamenti in esercizio, si deve far riferimento alla deformata elastica della palancola e ricavare le reazioni in base a quanto detto al n. 14.4.2 sul coefficiente di reazione orizzontale (v. anche 14.A.5 e 14.A.6 nelle applicazioni ai pali).

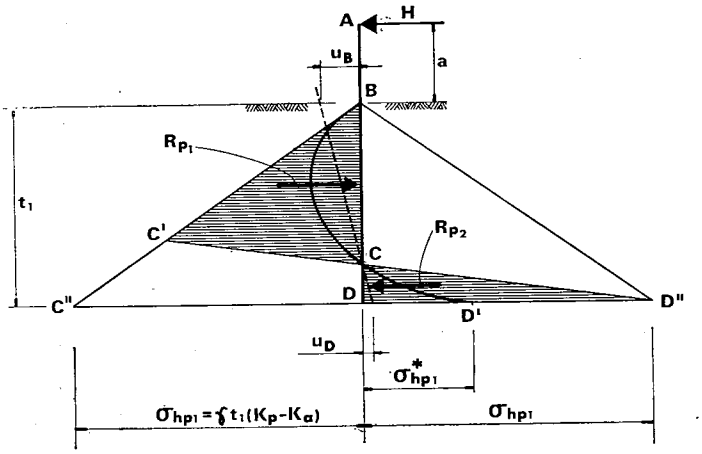


Fig. 16.50 – Schematizzazione di diagrammi delle pressioni del terreno sul tratto immerso di una paratia sottoposta ad una forza orizzontale in sommità (Terzaghi).

Le pressioni del terreno sulla paratia debbono fare equilibrio alla forza applicata H, e quindi dipendono dalla grandezza di H e dal suo punto di applicazione. Il problema è simile a quello trattato al cap. 17 per i blocchi di fondazione.

Indicando con R_{p2} la risultante delle pressioni sul tratto al disotto del punto C (fig. 16.50), per l'equilibrio alla traslazione la risultante sul tratto al disopra è $R_{p1} = H + R_{p2}$.

L'ipotesi di Mohr che il diagramma delle reazioni sia intrecciato, ed abbia l'andamento parabolico $C\,D'$ indicato nella fig. 16.50, è molto soddisfacente benchè essa venga sostituita da schematizzazioni che portano a calcoli più rapidi.

In base all'esame dei risultati di esperienze eseguite dall'Engels su palancole infisse in terreno sabbioso, di peso specifico $\gamma = 1600$ kg/m^3 ed angolo di attrito $\varphi = 31°$, cioè per sabbie poco addensate, Mohr deduce che l'estremità inferiore della palancola inizia a scorrere, e quindi ha forti rotazioni, quando

il rapporto σ_{hp1}/t_1 tra la pressione sulla roccia, in corrispondenza dello spigolo della palancola, e la profondità dello spigolo stesso, raggiunge il valore di 1100 kg/m³.

Pertanto questo valore è un massimo da non superare nella pratica e la condizione è verificata se la profondità corrispondente del tratto t_1, immerso nel terreno (sabbioso), soddisfa la condizione:

$$t_1^2 \geq \frac{H\ (6 + 12\ a/t_1)}{1100}\ (\text{kg; m}) \tag{16.35}$$

dove H è la forza orizzontale applicata, per unità di lunghezza di paratia, in direzione normale alla figura, all'altezza a sulla superficie del terreno.

Terzaghi, nell'ipotesi di palancola rigida, in un terreno incoerente, e che la pressione ad una profondità t sia legata allo spostamento $y = u$ (v. fig. 16.50) dalla relazione già trovata al n. 14.4.2:

$$\frac{\sigma_{hp}}{y} = t\ K_h \tag{16.36}$$

ricava, dalle equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione, la pressione σ_{hp} del diagramma parabolico alla profondità generica t:

$$\sigma_{hp} = \frac{6\ H\ t}{3\ t_1^3}\left[3\ t + 4\ a - 2\ \frac{t}{t_1}\left(2\ t_1 + 3\ a\right)\right] \tag{16.37}$$

dove H è la forza orizzontale applicata per unità di lunghezza di paratia.

Il valore massimo teorico che questa pressione può raggiungere, senza che si producano rifluimenti plastici della roccia, è:

$$\sigma_{hp} = \gamma\ t\ (K_p - K_a) \tag{16.38}$$

All'aumentare della grandezza della forza H il terreno incomincia a rifluire alla superficie ed allora la tangente in B alla parabola, rappresentativa della pressione (fig. 16.50), viene a coincidere con la retta $B\ C'$ del diagramma differenza fra pressione passiva e quella attiva. Tale condizione è raggiunta per un valore della forza applicata:

$$H = \frac{1}{6}\ \gamma\ t_1^3\ \frac{K_p - K_a}{3\ t_1 + 4\ a} \tag{16.39}$$

Crescendo ancora la forza H aumenta la zona di terreno che entra nello stato plastico ed il diagramma delle pressioni ha un primo tratto rettilineo ma anche nella parte inferiore esso può essere approssimato, senza commettere apprezzabile errore, da un secondo tratto rettilineo, così che in definitiva ne risulta una spezzata. La situazione di equilibrio limite si raggiunge quando, al crescere della forza H, si producono rifluimenti plastici anche alla base della

paratia ed allora l'estremità inferiore del diagramma perviene nella posizione D'' simmetrica di C''.

Schematizzato in tal modo il diagramma delle pressioni nelle condizioni di rottura indicando con t_2 la distanza di c' dalla retta $c''\ b''$ di fig. 16.50, si possono scrivere le equazioni di equilibrio limite alla traslazione ed alla rotazione:

$$H_{ult} = \frac{1}{2}\,\sigma_{hp1}\,t_1 - \frac{1}{2}\,2\,\sigma_{hp1}\,t_2 = \sigma_{hp1}\left(\frac{1}{2}\,t_1 - t_2\right) \tag{16.40}$$

$$H_{ult} = a + t_1 = \sigma_{hp1}\left(\frac{1}{6}\,t_1^2 - \frac{1}{3}\,t_2^2\right) \tag{16.41}$$

dove:

$$\sigma_{hp1} = \gamma\,t_1\,(K_p - K_a) \tag{16.42}$$

Eliminando dalle (16.40) e (16.41) la t_2, si ottiene il valore H_{ult}, per unità di lunghezza, che provoca il collasso della paratia infissa per la profondità t_1, ovvero si può ricavare l'approfondimento necessario per un determinato valore di H_{ult}. Per il progetto della paratia si fissa il valore H_{ult}, moltiplicando il tiro di esercizio per un opportuno coefficiente di sicurezza.

La presente trattazione può essere estesa alle paratie di fig. 16.49 sostituendo S_a ad H ed $h/3$ ad a.

16.3.1.1.2 Presenza di falda idrica. — La posizione della falda idrica, come descritto per la rete di flusso (fig. 7.16), influisce fortemente lo stato tensionale efficace del terreno. Nell'applicazione del numero (7.2.7.1) si è messo in evidenza l'effetto su σ_h' della filtrazione piana, senza considerare che σ'_h varia, anche, perchè varia il coefficiente di pressione laterale. Questi passa rispettivamente da K_0 a K_a e K_p, a seconda che il punto M di fig. 7.16 si trovi a monte od a valle della paratia.

La fig. 16.51 mostra l'influenza, in terreno incoerente, dell'angolo d'attrito φ' e della posizione della falda idrica sulla immersione t (ordinate t/h) e sui momenti flettenti massimi (ordinate M_{max}/M').

In analogia a quanto visto per i muri, passando dal terreno asciutto (fig. 16.51 *a*) al terreno in diverse condizioni idrauliche si verifica un aumento di M_{max} e quindi si richiede una maggiore infissione t (fig. 16.51 *b*, *d*). In particolare la paratia può essere soggetta a monte alla spinta della sola acqua (fig. 16.51 *e*) come avviene per paratie di ritenuta idraulica.

Gli effetti della filtrazione non possono però essere trascurati, non tanto per valutare M_{max}, che nell'ipotesi di idrostaticità di fig. 16.50 è calcolato per eccesso (v. fig. 7.16), quanto per verificare la stabilità del complesso paratia-terreno al sifonamento.

Nell'ipotesi di strato impermeabile di base, la rete idrodinamica isometrica è quella di fig. 16.52 *a*; nello strato di rinterro molto permeabile non sono disegnate le linee di flusso, essendo ivi trascurabili le perdite di carico.

Il lato sinistro della figura mostra la « scansione » delle perdite di carico

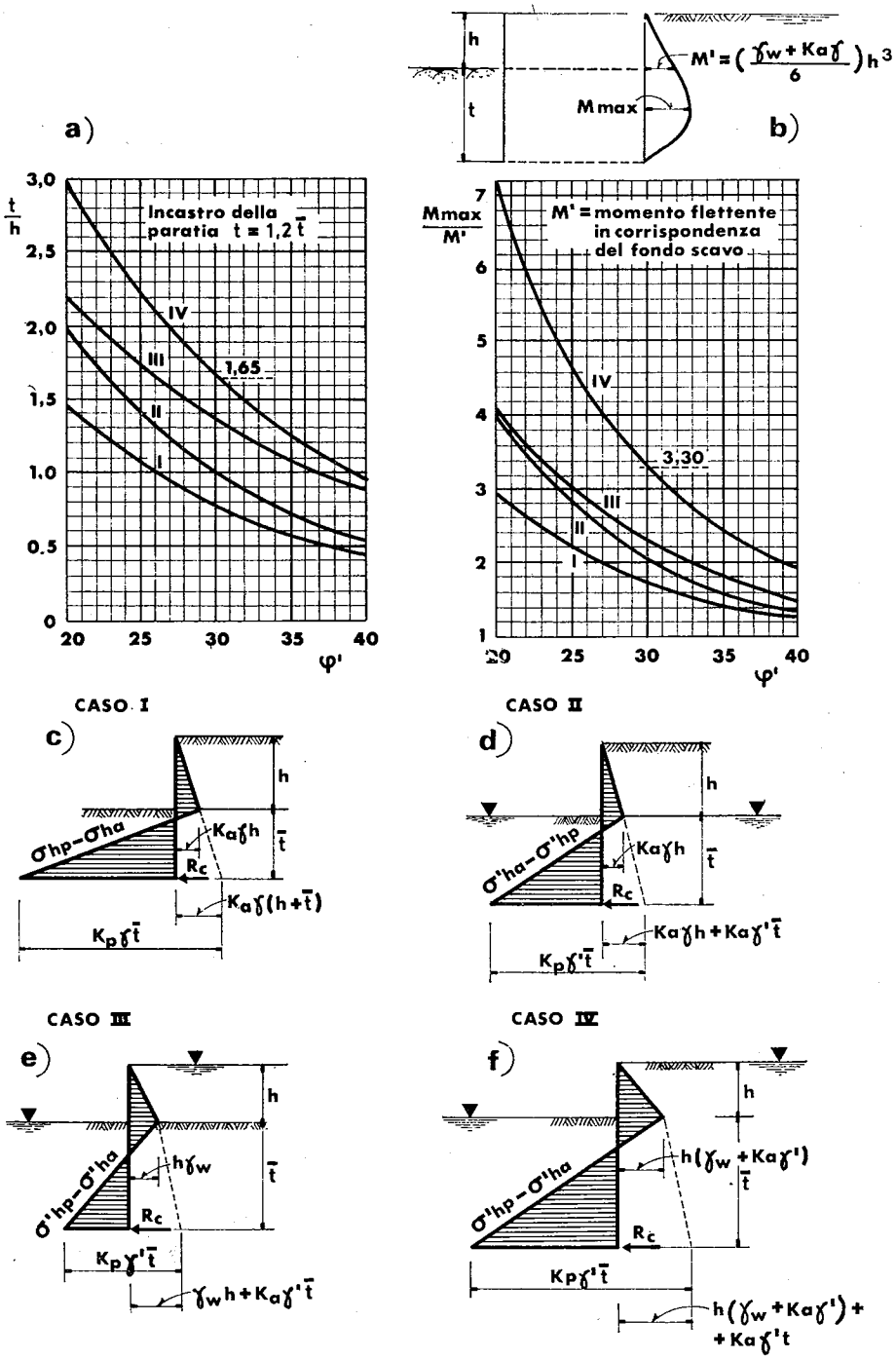


Fig. 16.51 – Diagrammi per la determinazione: *a*, della profondità d'infissione; *b*, del momento flettente massimo di paratie a sbalzo in terreni incoerenti nei casi: *c*, terrapieno asciutto; *d*, idem con falda idrica al fondo scavo; *e*, solo per invaso d'acqua; *f*, con falda idrica alla superficie del terrapieno. (Teng)

lungo le linee di flusso (v. 3.4.4) in base alle misure piezometriche. In fig. 16.52 *a* sono riportati inoltre i diagrammi di variazione delle tensioni litostatiche (aree campite) per effetto del pompaggio a fondo scavo, sia per la sezione verticale di mezzeria, sia per una sezione verticale in prossimità della paratia. In particolare per la sezione di mezzeria la variazione delle tensioni litostatiche efficaci è riportata per le condizioni di scavo parziale (profondità h_1) e non sino al fondo scavo (profondità $h_i + h_2$) in quanto il pompaggio viene generalmente effettuato, sin dall'inizio, dal fondo scavo e quindi il terreno saturo, di spessore h_2, non risente dell'immersione.

L'esperienza mostra che nel fenomeno di sifonamento la roccia sciolta rifluisce sul fondo scavo, a valle della palancolata, per una estensione pari a circa metà della profondità d'infissione t, concentrando in tale zona il massimo sollevamento del terreno, come indicato in fig. 16.52 *b*.

La rottura dell'equilibrio statico avviene quando la pressione efficace di risultante G' diventa nulla, ossia quando l'incremento di pressione dell'acqua interstiziale, dovuto al carico idraulico esterno, equilibria il peso delle sovrastanti particelle di roccia. Le particelle, allora, entrano in una fase di equilibrio instabile e si pongono in movimento, secondo quanto visto a proposito degli scavi (v. 15.1.2.3).

Terzaghi indica, in fig. 16.52 *b*, una verifica schematica al sifonamento prendendo in esame il prisma di terreno omogeno isotropo *a b c d*, maggiormente interessato dal fenomeno di filtrazione che si estende, come detto, per un tratto $\bar{t}_s/2$ dalla paratia e per una profondità $\bar{t}_s$ [1] (profondità di infissione determinata in base alla verifica al sifonamento) in generale diversa da quella t, prima determinata, in base alla condizione di equilibrio ultimo in condizioni idrostatiche.

Per l'equilibrio alla traslazione verticale viene il coefficiente di sicurezza al sifonamento

$$\eta = \frac{G'}{U} = \frac{t_{s/2}}{t_{s/2}} \quad \frac{t_s\,\gamma'}{\bar{h}_p\,\gamma_w} \tag{16.43}$$

essendo $t_s = \eta\,\bar{t}_s$.

Come si vede dalla fig. 16.52 *b*, $\bar{h}_p$ è l'altezza di pressione media, proporzionale alla perdita di carico complessiva h_w, tramite il fattore di perdita di carico n_{ci}/n_c, valutato al piede della paratia (fig. 16.52 *a*) (v. anche 3.4.4.1) e che è indipendente da h_w, mentre U è la risultante delle sottopressioni u agenti sul prisma *a b c d*.

Il valore di $\bar{t}_s$ si ricava per tentativi spostando il piano $x\,x$ e ricercando l'altezza $\bar{h}_p$ minima per cui si verifica il sifonamento ($\eta = 1$).

In prima approssimazione, peraltro, lo studio del sifonamento sotto le paratie non richiede la costruzione del diagramma delle sottopressioni, essendo sufficiente seguire il minore percorso dell'acqua che filtra da monte verso valle.

---

[1] Vedi nota a pag. 453.

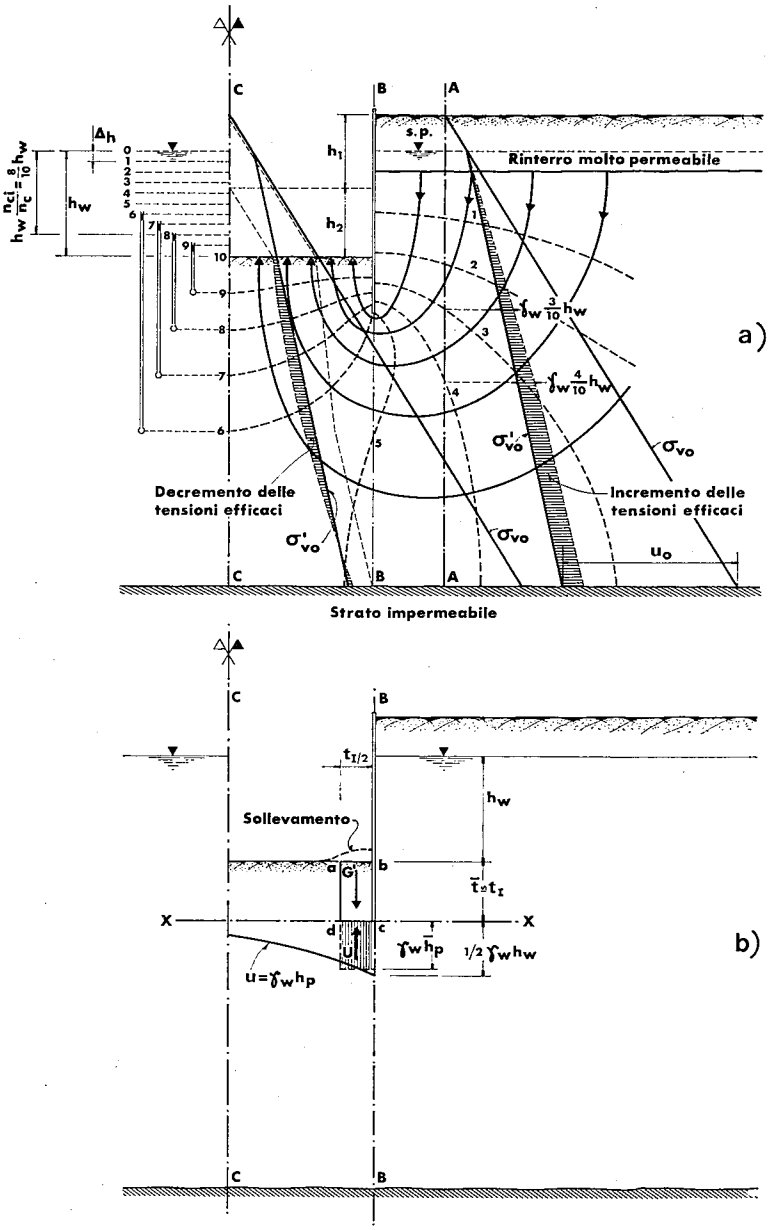


Fig. 16.52 – *a*, rete idrodinamica, per pompaggio permanente sul fondo scavo in una sabbia omogenea isotropa, soprastante uno strato impermeabile, e distribuzione delle pressioni efficaci verticali (Zeevaert); *b*, azioni neutre (U) ed efficaci (G') nella zona di maggiore sollevamento, per sifonamento della sabbia ($t_1 = \bar{t}_s$ della prec. eq.) (Terzaghi).

Con i simboli della figura 16.53 esso è $2\ \bar{t}_s + h_w$ e, se h_w è il carico (assunto unitario il peso specifico γ_w dell'acqua), risulta il gradiente idraulico:

$$i = \frac{i_{crit}}{\eta} = \frac{h_w}{2\ t_s + h_w} \tag{16.44}$$

Poichè dalle prove di laboratorio si può conoscere il gradiente critico di sifonamento del terreno incoerente (n. 3.4.4), si determina la profondità della paratia dalla (16.44 analoga alla eq. 16.43) adottando un opportuno coefficiente di sicurezza $\eta \geq 1{,}35 \div 1{,}5$ lungo la linea di filtrazione di lunghezza minima.

Noto quindi $i_{crit} \equiv \gamma'/\gamma_w$ ed η, si ricava dalla (16.44) la immersione t_s della paratia che dovrebbe impedire il sifonamento.

Caquot tratta il problema con altro criterio; ponendo la condizione che il gradiente di pressione efficace, sul piano orizzontale al piede della paratia da un lato e dall'altro, non sia tale da provocare il rifluimento del terreno.

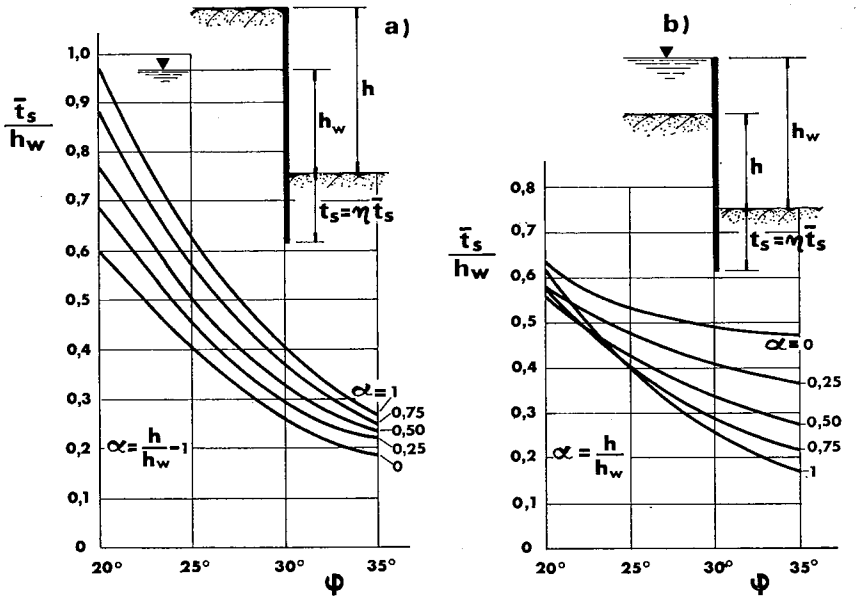


Fig. 16.53 – Grafico di Couard per il calcolo della profondità d'infissione critica t_{crit} d'innesco del sifonamento sotto una paratia indefinita: *a*, caso del livello di falda idrica al disotto della superficie del terreno; *b*, idem al disopra del terreno.

Facendo uso dell'equazione di equilibrio limite (9.64), egli trova, così, la profondità ultima $\bar{t}_s$ di infissione della palancola, in funzione del fattore di portanza N_q per $h_w = h$ (v. eq. 9.63):

$$\bar{t}_s = \frac{1}{\gamma_w + \gamma'} \left[(h_w + \bar{t}_s)\ \gamma_w + (h_w + \bar{t}_s)\ \gamma' \right] N_q \tag{16.45}$$

dove γ' è il peso specifico del terreno immerso in acqua (v. eq. 3.18).

Con sufficiente approssimazione (peraltro l'equazione è stata diagrammata da Mandel) può porsi:

$$t_s = h_w \left[\frac{N_q}{N_q - 1} \right] \tag{16.46}$$

ossia, per una sabbia media con porosità ($n \simeq 0{,}4$), per cui $\gamma' \simeq 1$ t/m³: trascurando l'ultimo termine dell'espressione fra parentesi quadre, sempre piccolo rispetto ad h_w:

$$t_s = \eta \, \bar{t}_s \simeq \eta \, h_w \tag{16.47}$$

La formula di Caquot porta a risultati in eccesso, poichè considera il brusco passaggio della pressione da $h_w + t_s$ a t_s.

Couard ha trattato il problema tenendo conto delle perdite di carico lungo il tragitto dei filetti fluidi ed ha fornito i grafici della fig. 16.53 *a* per il livello d'acqua al disotto e fig. 16.53 *b* al disopra della superficie del terreno.

Nei grafici le famiglie di curve sono caratterizzate rispettivamente dai coefficienti:

$$\alpha = \frac{h}{h_w} - 1 \text{ od } \alpha = \frac{h}{h_w}$$

a seconda della posizione della falda ($h_w < h$ (fig. 16.53 *a*), $h_w > h$ (fig. 16.53 *b*), mentre sulle ascisse sono riportati gli angoli d'attrito φ del terreno.

Calcolato α si legge il valore di $\bar{t}_s/h_w$ corrispondente all'angolo di attrito, e quindi si ricava la profondità richiesta di infissione:

$$t_s = \eta \, \bar{t}_s \tag{16.48}$$

Dal grafico della fig. 16.53 si vede che $\dfrac{t_s}{h_w + t_s}$ risulta compreso fra 1/6 ed 1/3, ossia ben inferiore al valore fornito dalla (16.46).

Per assicurare il margine di sicurezza si adotta una profondità t_s opportunamente maggiorata, rispetto a quella t_s risultante dai grafici, ovvero si entra nel grafico con un angolo φ minore di quello di attrito, cioè $\operatorname{tg} \varphi^* = \operatorname{tg} \varphi / \eta^x$ ove η^x è il coefficiente di sicurezza ($\simeq 1{,}5$), e si ricava la profondità di infissione t_s.

La fig. 16.54 mostra dei grafici, analoghi a quelli di Couard, in cui l'infissione t_s (eq. 16.46) è funzione, oltre che del grado di sicurezza al sifonamento e del carico idraulico, anche della larghezza b della trincea di scavo e della profondità H dello strato impermeabile.

Le caratteristiche meccaniche del terreno sono espresse in termini di stato d'addensamento, anzichè in termini di φ.

Le curve del diagramma indicano il coefficiente di sicurezza al sifonamento η per sollevamento del fondo sia nel caso di sabbia sciolta che di sabbia addensata, rispettivamente in assenza od in presenza di strato impermeabile di base (fig. 16.54 *a* e fig. 16.54 *b*).

Noti quindi h_w, b, H ed η si ricava la profondità d'immersione t_s della paratia.

Si osserva che, come per gli scavi, le considerazioni svolte valgono per il mezzo omogeneo ed isotropo e sotto le ipotesi di Darcy (v. 7.2.2), mentre la realtà stratigrafica è generalmente più complessa (vie di circolazione preferenziali, trasporto del fino).

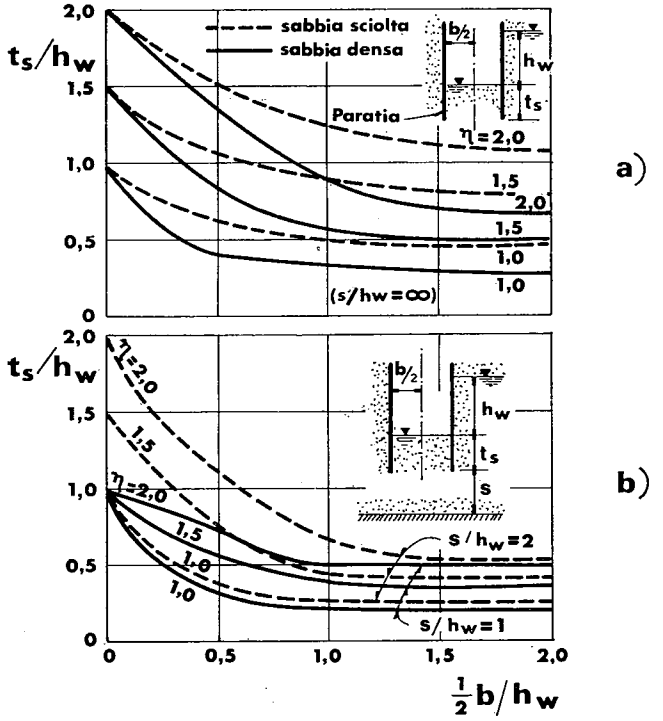


Fig. 16.54 – Grafico per il calcolo della profondità d'infissione t_s che escluda l'innesco del sifonamento sotto una paratia in sabbia con diverso stato di addensamento: *a*, per trincea di larghezza b e lunghezza indefinita; *b*, idem in presenza di uno strato impermeabile (Nav-Docks U. S.).

In pratica, quindi, la profondità d'infissione più idonea non sarà nè quella ottimistica di Couard, nè quella pessimistica di Mandel ed il fattore di sicurezza andrà appunto stabilito in funzione della permeabilità della stratigrafia.

La fig. 16.55 mette in particolare evidenza la variazione delle linee di flusso per la presenza di uno strato permeabile di base, come già illustrato in fig. 7.16, rispetto alla situazione di strato impermeabile di base di fig. 16.52. La riduzione delle tensioni verticali efficaci (aree campite), a valle della paratia, è minore di quella di fig. 16.52 *b* per cui anche i rigonfiamenti della superficie del terreno sono, ivi, minori.

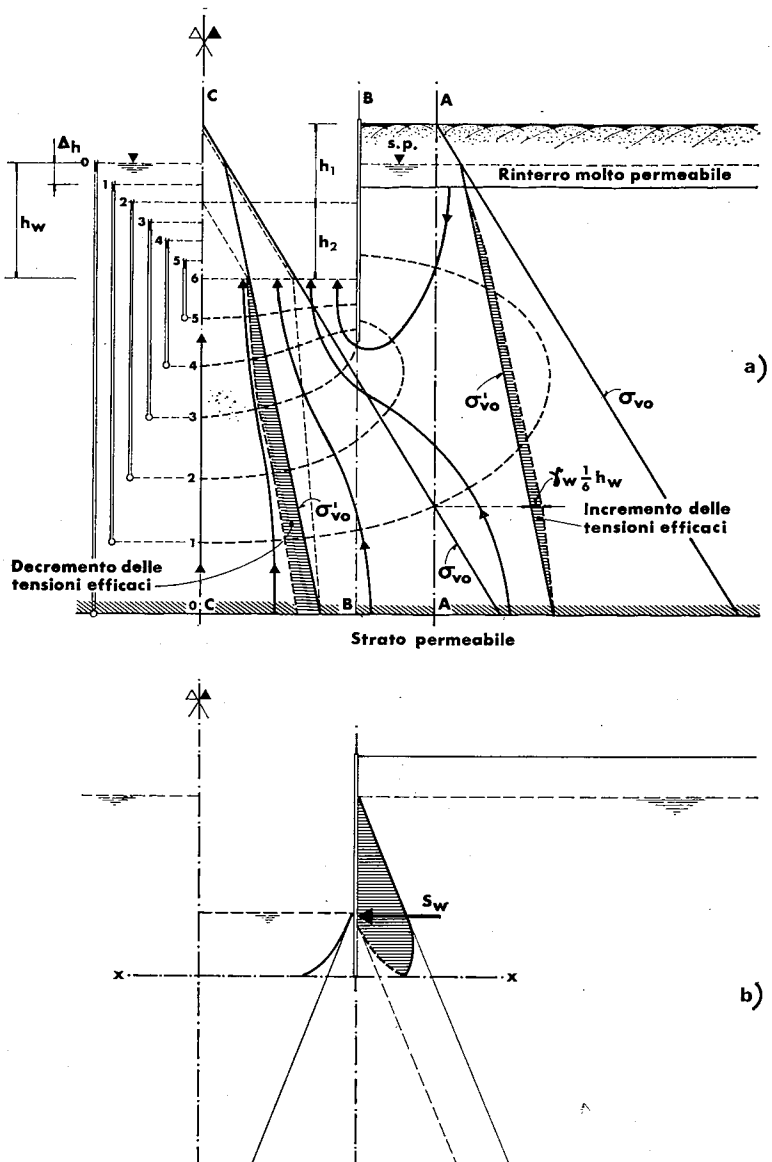


Fig. 16.55 – *a*, rete idrodinamica, per pompaggio permanente sul fondo scavo, in un terreno poco permeabile su uno molto permeabile e distribuzione delle tensioni efficaci verticali; *b*, distribuzione delle pressioni interstiziali sulla paratia (Zeevaert).

La differenza delle pressioni interstiziali viene valutata in fig. 16.55 *a*, nelle zone a monte ed a valle paratia, analogamente sulla fig. 16.52. Si ricava (fig. 16.55 *b*), la risultante (diagramma campito) della spinta S_w dovuta all'acqua, che va a sommarsi a quella S' (con il peso volume sommerso γ' al posto di γ), analogamente a quanto visto in fig. 16.15 *b* e *d* per i muri di sostegno.

Per prevenire il sifonamento, oltre che approfondire la paratia, si possono disporre filtri rovesci pesanti (v. 15.1.2.3) sul fondo scavo nel tratto di maggiore sollevamento (fig. 16.52 *b*), incrementando così G' nell'eq. (16.43).

16.3.1.2 *Progetto geotecnico in terreni coerenti.*

16.3.1.2.1 Ipotesi di calcolo. — Con le rocce coerenti la stabilità del complesso paratia terreno deve essere verificata, sia a breve che a lungo termine. Le condizioni a breve termine, non drenate, possono essere le più svantaggiose, verificandosi $c = c_u$; $\varphi'_u = 0$ nella zona passiva (rapido aumento delle sovrappressioni interstiziali (v. fig. 16.56), anche se nella zona attiva le spinte sono inferiori a quelle finali. Possono però esserlo anche quelle a lungo termine, ossia in condizioni drenate ($c = c'$; $\varphi = \varphi'$), poichè i valori di S_a ed R_p crescono nel tempo, in rapporto variabile.

Il contributo della coesione deve essere valutato con prudenza in ambedue le condizioni limite di drenaggio. In condizioni non drenate il valore di c_u dovrebbe essere determinato con prove triassiali UU « attive » e « passive » anzichè standard (figg. 3.23, 3.51 e 15.6) anche se l'effetto di « disturbo » al prelievo dei campioni, che richiede di « ricostituirli » con prove CU, può avere sulla misura di c_u in laboratorio maggiore influenza che il rispetto del reale decorso delle tensioni totali fino a rottura.

In condizioni drenate, per i terreni normalconsolidati, od alterati superficialmente, risulta $c' = 0$. Per i terreni sovraconsolidati va prevista la presenza delle fessure per cui è opportuno adottare valori di c' ridotti, se non addirittura nulli, qualora siano in atto grosse deformazioni naturali del terreno, passibile di resistenza residua (v. 3.6.5).

Il calcolo di S_a ed R_p, tenendo conto della coesione, può essere condotto come detto per la fig. 16.18; si è visto però quante incertezze ciò presenti e come sia consigliabile sostituire i terrapieni coerenti con terreni incoerenti ed inserirvi opere di drenaggio.

L'effetto, poi, della falda idrica su paratie in terreni coerenti è spesso trascurato, ma ciò è ammissibile solo se la superficie piezometrica è effettivamente sotto il piano di scavo ed il terreno a tergo dell'opera è interessato da frange capillari (v. figg. 6.5 e 15.5).

Le misure piezometriche nei terrreni coerenti sono costose (fig. 4.67) ma trascurarne il rilevamento non è in generale giustificato (v. fig. 16.55) se la falda idrica interessa la paratia. Infatti, anche se le verifiche al sifonamento non sono necessarie, essendo per i terreni coerenti il valore di i_{crit} molto elevato (3.4.4.3), si deve tener conto degli effetti delle spinte dell'acqua, in maniera perfettamente analoga a quanto visto per i terreni incoerenti (fig. 16.15).

16.3.1.2.2 Verifiche in condizioni non drenate. — La fig. 16.56 descrive i diagrammi di spinta in condizioni non drenate, agenti sulla paratia nel caso *a*) di terreno normalconsolidato e nel caso *b*) di terreno sovraconsolidato.

Mentre per i muri, come detto, si cerca di evitare il contatto diretto con terreni argillosi, sostituendoli con rinterri scelti, ciò non può operarsi con le paratie, necessariamente a contatto con il terreno in sito.

I diagrammi della fig. 16.56, dedotti dalla classica teoria di Rankine-Resal, sono validi per i terreni coerenti non molto rigonfianti o molto sensitivi, ovvero ad elevato limite di liquidità, cioè per i terreni di comportamento non molto « discosto » da quello dei terreni incoerenti.

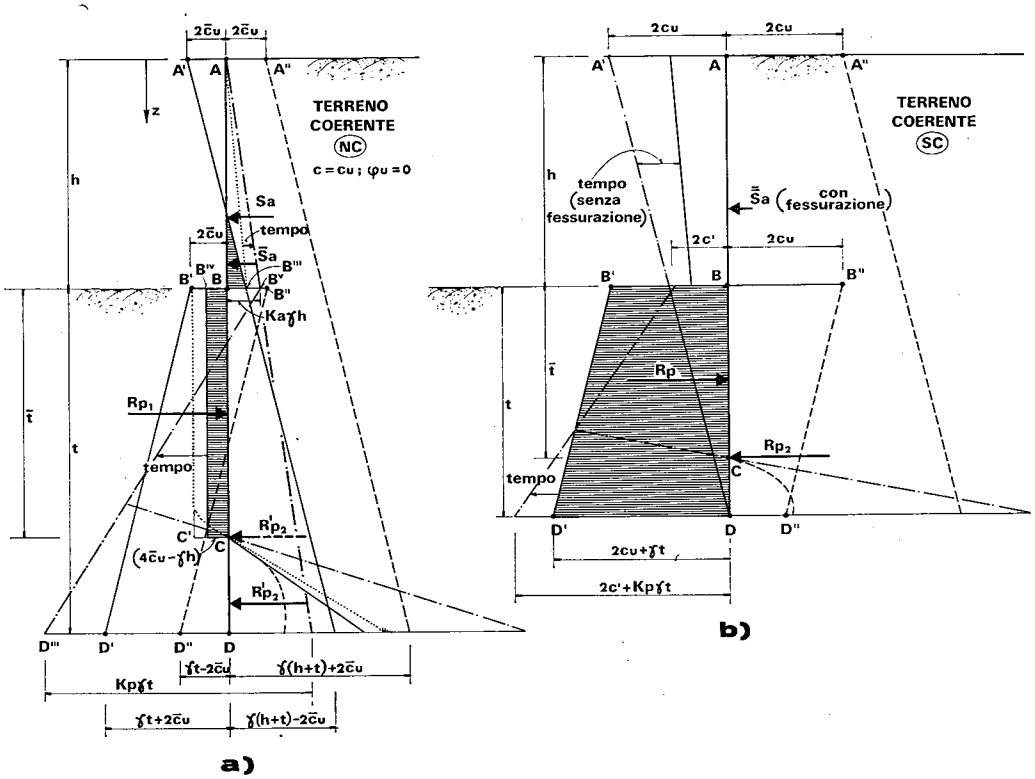


Fig. 16.56 – Diagrammi di spinta risultanti a breve (linea continua) ed a lungo (linea a tratto e punto) termine su una paratia a sbalzo in terreno coerente: *a*, normalconsolidato; *b*, sovraconsolidato.

Con costruzioni grafiche, perfettamente analoghe a quelle di fig. 16.49 nella fig. 16.56 *a* è ricavato il diagramma triangolare della spinta $\bar{S}_a$, nell'ipotesi che la coesione non drenata c_u sia costante su tutta l'altezza. Qualora, come è tipico per i terreni NC, c_u vari linearmente con la profondità, a partire dal valore nullo in superficie, la spinta $\bar{S}_a$ è rappresentata dalla linea punteg-

giata $A\,B'''$. Il valore medio della coesione, variabile linearmente con le profondità z, è indicato con $2\bar{c}_u$ (medio tra $z = 0$ e $z = h + t$) per il confronto con il caso precedente di $c_u = \text{cost} = \bar{c}_u$; analogamente il diagramma passivo risultante è quello punteggiato $B'\,C'$ di fig. 16.56 *a*.

La pressione risultante, differenza fra la passiva e la attiva, in corrispondenza del fondo scavo ($z = h$) è $\overline{BB}^{IV}$ cioè:

$$\sigma_{hp} - \sigma_{ha} = 4\,\bar{c}_u - \gamma\,h \tag{16.49}$$

in assenza di sovraccarico. Per tener conto del sovraccarico q, come di consueto, si può maggiorare la lunghezza di calcolo della paratia della altezza equivalente $h_{eq.} = q/\gamma$.

In particolare la pressione risultante $\overline{BB}^{IV}$ si annulla per un valore della coesione pari a:

$$c_{u\,crit} = \frac{\gamma\,h}{4} \quad \text{ovvero per un'altezza } h_{ult} = \frac{4\,c_u}{\gamma} \tag{16.50}$$

come già visto per l'altezza delle scarpate verticali (15.1.2.2).

Trattando degli scavi sbadacciati in argilla, si vedrà (v. fig. 16.77) che per valori di c_u minori di quelli forniti dalla (16.50) la stabilità d'insieme del complesso paratia terreno, indipendentemente dal grado d'infissione di questa, non è soddisfatta; il collasso può verificarsi, inoltre, con un certo ritardo a causa di deformazioni lente (creep).

Comunque, quando si nutrano incertezze sul valore di c_u (v. 3.7), o se il terreno a monte possa essere rigonfiato, o quello a valle presenti una marcata componente viscosa, in particolare in condizioni non drenate, dovranno adottarsi valori di infissione più prudenziali.

Per valori di c_u invece più elevati possono adottarsi gradi d'infissione $t/\bar{t}$ dello stesso ordine di grandezza di quelli con terreni incoerenti (v. fig. 16.51).

Peraltro il grado d'incastro risulta leggermente ridotto ove si possa fare assegnamento su una coesione non drenata c_{um}, mobilitata fra paratia e terreno, poichè il fattore di stabilità, definito in (15.1.2) anzichè essere pari ad 1/4 (v. eq. 16.50), raggiunge il valore:

$$\frac{1}{N_s} = \frac{c_u}{\gamma h_{ult}} \sqrt{1 + \frac{c_{um}}{c_u}} \simeq \frac{1}{4} \times 1{,}25 \simeq 0{,}3 \tag{16.51}$$

essendo 1,25 l'ordine di grandezza del valore dell'espressione sotto radice.

In presenza poi di una paratia infissa in terreno coerente, e sostenente nel tratto emergente dal piano di campagna un terrapieno incoerente, il calcolo si schematizza nel classico modello di spinta attiva drenata per il tratto emergente e di resistenza passiva (eq. 16.49) non drenata al disotto del piano campagna.

In fig. 16.56 *a* è riportato anche, a tratto e punto, il diagramma risultante a lungo termine, omotetico a quello di fig. 16.49: $A\,B^{V}\,D'''$. Viene così messa in

evidenza la evoluzione delle pressioni nel tempo, in modo che possano apparire le condizioni più svantaggiose.

La teoria classica descritta viene meno al crescere del grado di sovraconsolidamento del terreno coerente, come mostra la fig. 16.56 *b* ove, in assenza di fessurazione, la spinta teorica, sia a breve (c_u elevato) che a lungo (c' elevato) termine, è nulla. A causa della fessurazione naturale si desta, nel tempo, una spinta $\overline{s}_a$ che deve essere prevista nelle verifiche di stabilità, analogamente a quanto visto per la valutazione della stabilità delle scarpe (v. 15.2.4) con il metodo dei cunei.

In presenza di falda si possono svolgere considerazioni perfettamente analoghe a quelle fatte descrivendo la fig. 16.19 ed a quelle svolte per i muri di sostegno dei terreni incoerenti (v. 16.2.1.1.3).

Le precedenti considerazioni valgono per la scelta dei coefficienti di sicurezza tenendo presente quanto detto al cap. 12.

Comunque, stante l'incertezza dei procedimenti di calcolo, è consigliabile, nei casi più complessi, eseguire misure in sito, sia delle deformazioni della paratia, sia delle tensioni del terreno, così da consentire un controllo diretto e quindi procedere ad eventuali modifiche del progetto.

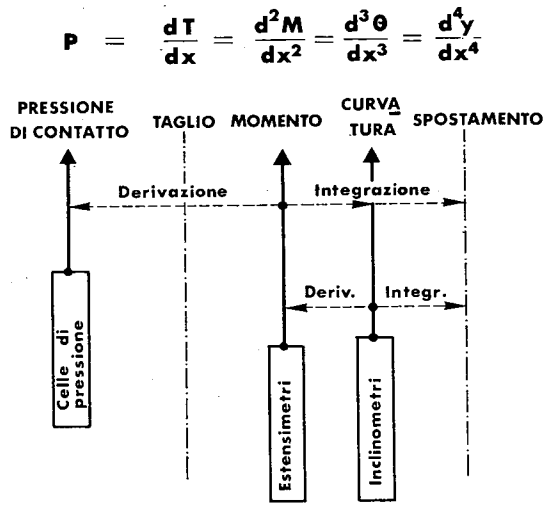


Fig. 16.57 – Determinazione delle pressioni ($\overline{p}$), degli spostamenti (y) e dei momenti flettenti (M) tramite misure in sito, in specie nella interazione paratia-terreni coerenti, per ricavare o controllare la linea elastica di progetto (Tschebotarioff).

La fig. 16.57 è uno schema delle possibili misure che si possono eseguire in opera su una paratia analogamente a quanto fatto per pali soggetti a forze orizzontali (fig. 14.56). Lo schema indica il collegamento, tramite l'equazione della linea elastica, fra pressioni di contatto, taglio, momenti, curvatura ed infine spostamenti (dalla misura di una o più caratteristiche si può risalire alle altre). Tali misure in sito permettono di avere un quadro delle reali azioni in gioco, da confrontare con quelle ipotizzate.

16.3.2 Le paratie ancorate.

16.3.2.1 *Validità dei vari metodi di progetto geotecnico nel raffronto con i risultati delle esperienze in sito.* — I metodi tradizionali di calcolo delle paratie ancorate ignorano la riduzione delle deformazioni del complesso paratia terreno per la presenza degli ancoraggi poichè, prescindendo dall'interazione terreno struttura, considerano il modello rigido plastico, ricercando la soluzione equilibrata nella condizione limite ultima del terreno.

Il problema viene esaminato nel presente paragrafo per il caso semplice di terreno incoerente ed acqua ferma.

Per i casi più complessi vale ancora la maggior parte della considerazione svolte per le paratie non ancorate. Si rileva, tuttavia, che, per le argille non sensitive e non plastiche, i diagrammi di spinta, di cui si è visto quanto sia delicata la valutazione a lungo termine (cioè dopo avvenuta la consolidazione) si modificano per effetto dell'ancoraggio, come nel caso di scavi armati della fig. 16.78. Peraltro, per paratie costruite in parte fuori dal terreno e poi interrate, conviene, come per i muri, disporre dietro alla paratia un prisma di terreno incoerente drenante avente un'estensione dell'ordine dell'altezza fuori terra. La convenienza di tale accorgimento è convalidata da esperienze eseguite in vasche modello da Tschebotarioff.

Le misure in sito (v. fig. 16.57) pongono bene in evidenza l'influenza dell'ancoraggio (v. 10.8) sui diagrammi delle pressioni orizzontali e sulla defor-

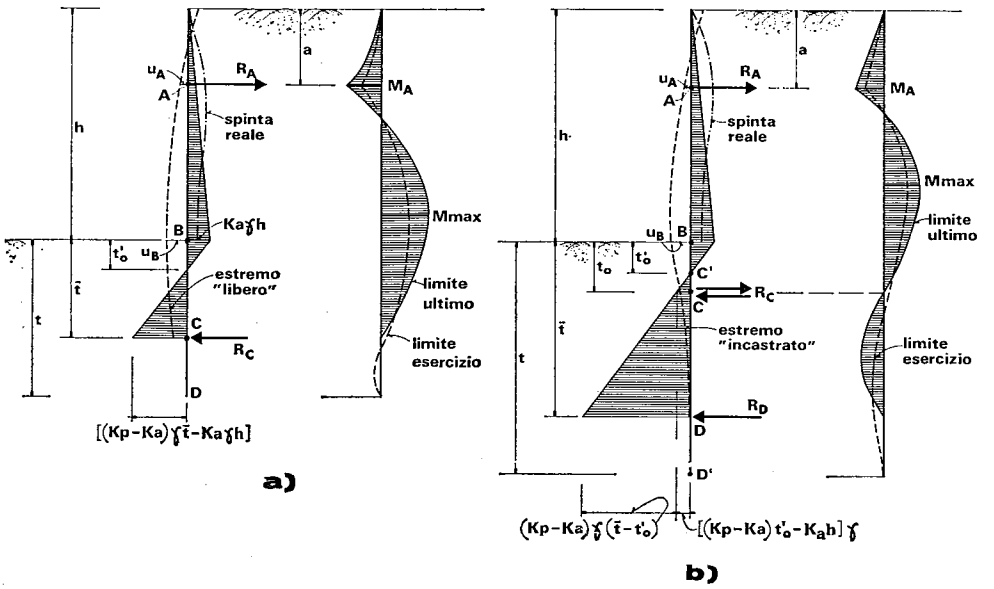


Fig. 16.58 – Confronto fra le deformazioni, pressioni e momenti flettenti in una paratia ancorata in terreno incoerente asciutto secondo la teoria: *a*, dell'estremo libero; *b*, dell'estremo incastrato.

mazione della paratia suggerendo, alla luce della interazione terreno-struttura, gli adattamenti del calcolo della profondità d'infissione e delle sollecitazioni.

La fig. 16.58 contiene i diagrammi delle σ_h, le curvature ed i momenti flettenti della paratia, sia in condizioni limite ultime che d'esercizio, per terreno incoerente asciutto, rispettivamente nelle ipotesi che nel tratto immerso t la deformata della paratia abbia, o meno, un flesso cioè che la paratia si comporti come un diaframma rigido (fig. 16.58 *a*) o flessibile (fig. 16.58 *b*).

Queste due ipotesi danno luogo a teorie che vanno sotto il nome di *metodo dell'estremo libero* (fig. 16.58 *a*) (sarebbe più appropriato dire appoggiato) e *metòdo dell'estremo incastro* (fig. 16.58 *b*).

Il primo metodo, più conservativo, è tanto più giustificato quanto più la paratia è rigida ed il terreno è compressibile. Si noti che con tali terreni, soggetti alla consolidazione, sia primaria che secondaria, la curvatura della paratia varia nel tempo con riduzione delle pressioni di contatto e quindi delle sollecitazioni.

Il secondo metodo dell'estremo incastrato è più verosimile con terreni molto addensati o sovraconsolidati e paratie molto flessibili (ad es. palancole metalliche), potendo verificarsi alla base l'inversione della curvatura.

Come detto, questi metodi convenzionali adottano diagrammi delle σ_h alla Rankine, mentre varie prove sia su modelli (v. fig. 16.59) che in sito, in vera grandezza (v. fig. 16.57), segnalano divergenze da ascriversi sia alla flessibilità della paratia, sia all'ordine di successione delle varie fasi esecutive.

La fig. 16.59 *a* e *b* descrive la distribuzione delle pressioni misurate da

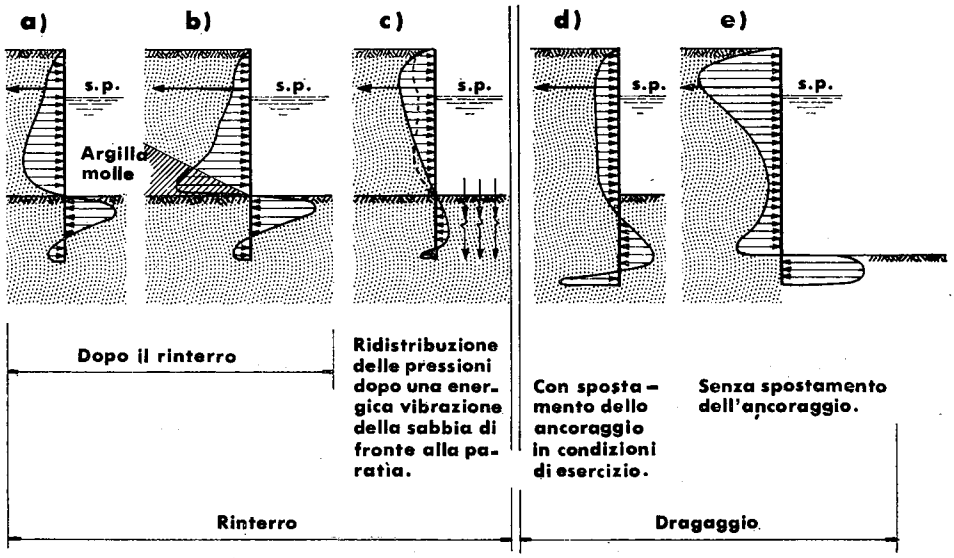


Fig. 16.59 – Principali tipi di distribuzione della pressione orizzontale rilevati nella serie di prove su modelli di paratie flessibili sotto s.p. svolte a Princeton (Tschebotarioff).

Tschebotarioff su paratie modello sommerse, realizzate a Princenton per studiare il comportamento delle banchine marittime.

Si constata che le divergenze con le paratie non ancorate non sono rilevanti qualora la paratia infissa nel terreno debba sorreggere un rinterro nel tratto in emersione, mentre sono invece sensibili nel caso, più frequente (fig. 16.59 *d*, *e*), che, dopo aver costruito la paratia tutta entro il terreno, ed anche applicato i tiranti, si scavi a valle (si draghi nel caso delle opere marittime).

Dalla fig. 16.59 *e* si vede, poi, che, nell'ipotesi di spostamento dell'ancoraggio nullo, la distribuzione delle σ_h è molto diversa dalla triangolare; la differenza, naturalmente, si riduce al rilassamento del tirante (fig. 16.59 *d*) come di solito si verifica in condizioni d'esercizio.

Nella fig. 16.60 *a* è poi messo in evidenza che, al ridursi della rigidezza $E\,J$ della paratia, la posizione della risultante passiva è più vicina al fondo scavo di quanto risulti dalla teoria ($2\ t/3$).

La fig. 16.60 *b* mostra anche come al ridursi dell'angolo d'attrito del terreno, crescono gli spostamenti della paratia e, conseguentemente, aumentano i movimenti al disopra della linea di dragaggio per riduzione dell'effetto d'incastro nel terreno ed abbassamento del punto di flesso.

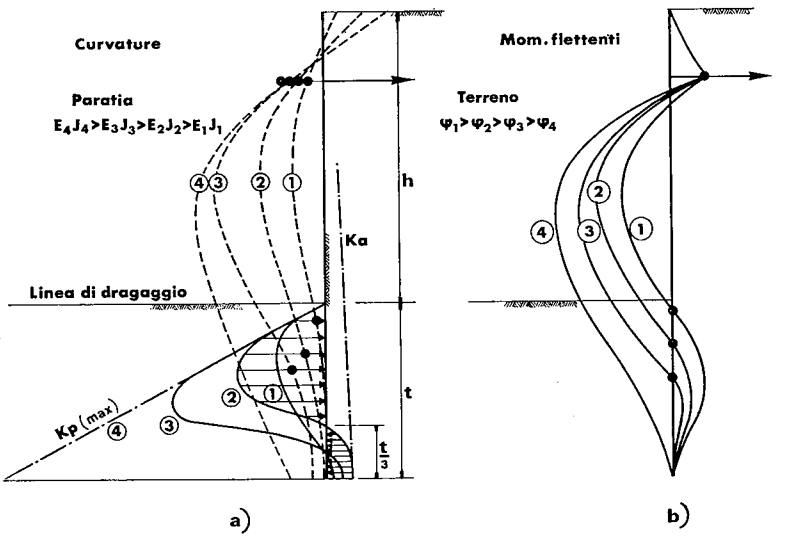


Fig. 16.60 – *a*, relazione fra gli spostamenti e la distribuzione delle pressioni σ_{hp} al disotto del fondo scavo; *b*, corrispondente andamento delle sollecitazioni flettenti (Tschebotarioff).

Risulta poi che la ridistribuzione delle pressioni di contatto, rispetto a quella di Rankine, comporta una riduzione delle sollecitazioni flessionali mentre non ne risente apprezzabilmente la valutazione della profondità d'infissione.

Per contro, con i diagrammi di Rankine, può avvenire che si sottovalutino gli sforzi negli ancoraggi.

Gli ingegneri danesi, per primi, affrontando il problema nel campo marittimo formularono le regole danesi che, in verità, sono poco conservative. Tali regole, però, postulano la distribuzione delle spinte della fig. 16.61 *a*, *b*, in cui

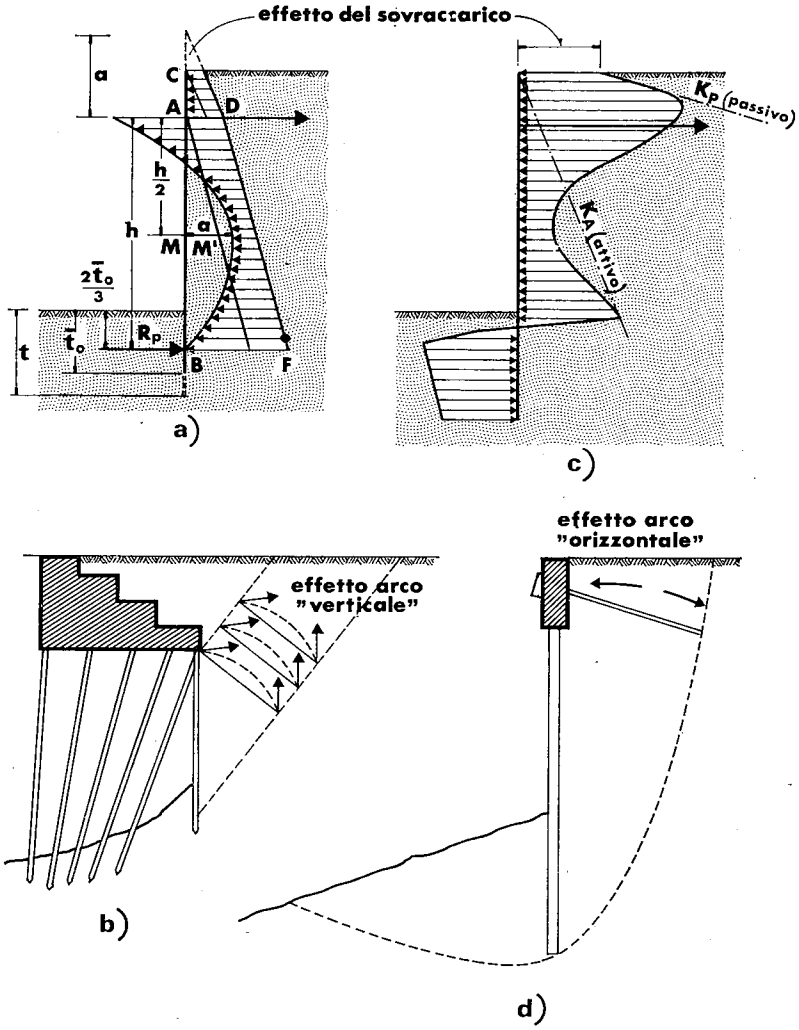


Fig. 16.61 – Ridistribuzione delle pressioni di contatto in paratie ancorate: *a*, *b*, secondo le regole e le modalità costruttive danesi; *c*, *d*, idem secondo l'esperienza e le modalità costruttive usuali.

interviene un effetto arco nel terreno, in direzione più vicina alla verticale che alla orizzontale, come viene riscontrato nell'esperienza illustrata in fig. 16.61 *c*, *d*, più rispondente a quanto avviene nei casi reali.

È da osservare che la rigidezza strutturale nei due casi di fig. 16.61 è ben

diversa e quindi sono, di massima, giustificate le opposte ipotesi sull'effetto arco nel terreno a tergo della paratia.

Sperimentatori come Rowe e Tschebotarioff valutarono più attendibilmente la riduzione delle sollecitazioni, rispetto a quelle del calcolo classico alla Rankine, partendo rispettivamente dal metodo dell'estremo libero e da quello dell'estremo incastrato come si vedrà in seguito.

Peraltro dissesti di paratie, per scarsa rigidezza flessionale, sono molto rari mentre, invece, sono frequenti rotture o, comunque, eccessivi spostamenti provocati da carenza del grado d'incastro, tanto più se interviene il sifonamento.

Altra causa di collasso è la rottura degli ancoraggi, specie nella fase di assestamento d'insieme rinterro-paratia, che può provocare ridistribuzioni impreviste degli sforzi. Si possono verificare, anche, rifluimenti d'insieme, soprattutto con paratie che sostengono rinterri posati su argille molto compressibili (v. fig. 16.68), come sovente avviene in opere marittime, o (fig. 16.47) di rinterro a tergo di spalle di ponte.

16.3.2.2 *Metodo dell'estremo libero.* — Il metodo, cosiddetto, dell'estremo libero si presta, in particolare, per le paratie ancorate rigide ed interessate da terreni molto compressibili, come precedentemente detto.

Con riferimento allo schema della fig. 16.62, che considera il caso semplice di mezzo incoerente omogeneo asciutto, l'equazione di equilibrio dei momenti, rispetto al punto A di ancoraggio, è:

$$\frac{1}{2} K_p \gamma \bar{t}^2 \left(h - a + \frac{2}{3} \bar{t}\right) = \frac{1}{2} K_a \gamma (h + \bar{t})^2 \left[\frac{2}{3} (h + \bar{t}) - a\right] \qquad (16.52)$$

equazione che, risolta per tentativi, fornisce la profondità $\bar{t}$. L'equazione, evidentemente, diviene più complessa in presenza di falda idrica, filtrazioni, sovraccarichi ecc. cosicchè il diagramma di fig. 16.62, assume l'aspetto di un « mosaico » di triangoli con lato di diversa pendenza.

La scelta del grado d'incastro $t/\bar{t}$ è, al solito, delicata: generalmente si assume $t/\bar{t} = 1{,}5$. I geotecnici danesi osservano che, inserendo nel calcolo un coefficiente di sicurezza $\eta = 2{,}0$ risulta un rapporto d'incastro della paratia $t/\bar{t} = \sqrt{2{,}0} \simeq 1{,}5$, corrispondente al rapporto fra le aree dei « triangoli » passivi, rispettivamente di lati t e $\bar{t}$ (fig. 16.62).

Peraltro, in via teorica, se si tenesse conto dell'incremento del diagramma di spinta attiva, nel passaggio da $\bar{t}$ a t si dovrebbe assumere $t/\bar{t} = 1{,}7$.

Lo sforzo R_a nell'ancoraggio, noto t, viene dall'equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$R_A = S_a - R_p \qquad (16.53)$$

La sezione di taglio nullo si trova allora alla quota:

$$z_T = \sqrt{2\, R_A/\gamma\, K_a} \qquad (16.54)$$

e quindi il momento flettente massimo è:

$$M_{max} = R_A\,(z_T - a) - \frac{1}{6} K_a\,\gamma\,z^3_T \qquad (16.55)$$

Con riferimento all'esperienza descritta in fig. 16.61 Krey propone un primo adattamento del diagramma delle σ_h di Rankine all'effetto dell'ancoraggio, consistente nello spostare la risultante passiva R_p del diagramma di fig. 16.62 in quella R_p* del trapezio $BB'\,D'D$.

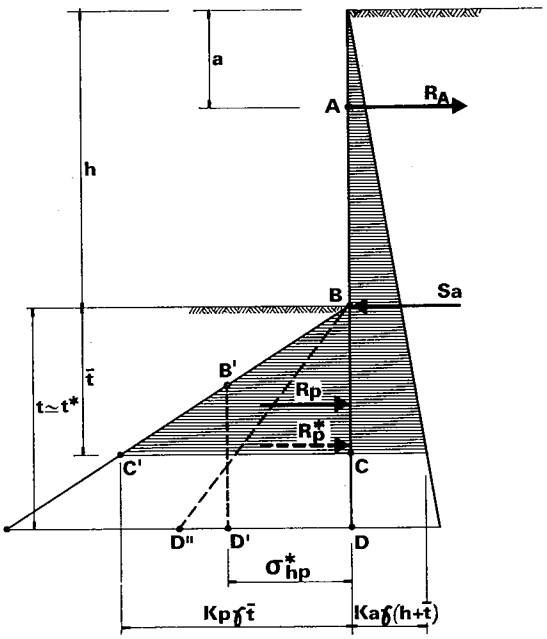


Fig. 16.62 – Scelta del coefficiente di sicurezza nel metodo dell'estremo libero secondo le regole danesi $\eta = t/\bar{t}$ e del Krey $\eta = t^x/\bar{t}$.

La pressione orizzontale passiva, corrispondente ad R_p*, alla base della paratia, risulta:

$$\sigma^*_{hp} = K_a\,\gamma\,\bar{t}\,(1 - 1\,\sqrt{1 - \bar{t}/t^x}) \qquad (16.56)$$

essendo l'area $BB'\,D'D$ all'incirca equivalente a quella $BC'C$.

Si possono allora utilizzare le precedenti equazioni d'equilibrio per ricavare i valori di t ed R_A.

Il calcolo può essere effettuato anche penalizzando direttamente K_p di 1,5 per cui R_p corrisponde all'area BDD'', anzichè a quella prima vista $BD\,D'B''$ di fig. 16.62; in tal modo si ottiene una lunghezza d'infissione t delle paratie praticamente uguale a t*.

Con terreno coerente omogeneo, ad es. argille NC, ove si adotti il diagramma della fig. 16.56 *a* il coefficiente di sicurezza deve essere maggiore: generalmente si usa un coefficiente d'incastro $t/\bar{t} = 2{,}0$ (ovvero un K_p ridotto alla metà) semprechè sia soddisfatta la stabilità d'insieme, ovvero che il fattore di stabilità, per data profondità di scavo (v. eq. 15.7) sia $N_s < (6 \div 8)$.

Nel valutare, come sopra, i momenti non si tiene, peraltro, conto delle considerazioni svolte, nel precedente paragrafo, sull'influenza dell'ancoraggio sui diagrammi di spinta. Sulla base di esperienza Rowe ha mostrato la grande importanza della flessibilità relativa palancola-terreno nella riduzione dei momenti.

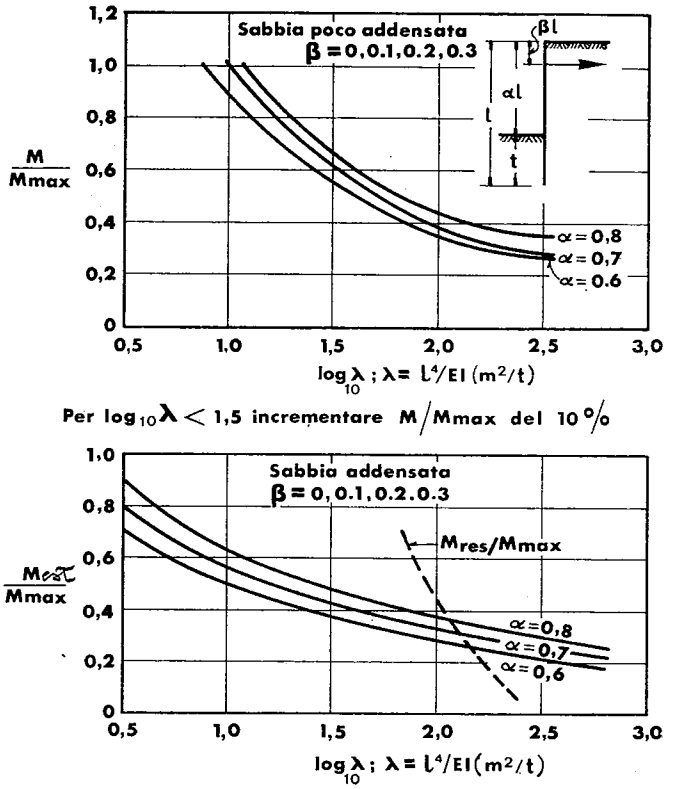


Fig. 16.63 – Riduzione dei momenti flettenti massimi, secondo Rowe, per palancolate ancorate in sabbia in funzione del coefficiente di flessibilità λ.

Con i grafici della fig. 16.63 egli indica la riduzione del momento rispetto al valore M_{max}, calcolato con il metodo dell'estremo libero, in funzione sia del coefficiente di flessibilità della palancola:

$$\lambda = \frac{l^4}{E\,J} \qquad \left(\frac{m^2}{t}\right) \tag{16.57}$$

essendo, come si vede in figura, l la sua lunghezza totale ed $E\,J$ la sua rigidità, sia della posizione dell'ancoraggio ($\beta = a/l$) e del tratto emergente della paratia ($\alpha = h/l$).

I due grafici di fig. 16.63 *a* e *b* sono applicabili, rispettivamente, per sabbia poco e molto addensata.

Per i terreni coerenti i grafici della fig. 16.64 danno la analoga riduzione del momento in funzione del fattore di stabilità $1/N_s$ (v. eq. 15.7) e quindi della coesione non drenata c_u.

Il metodo di Rowe è particolarmente valido per le palancole in acciaio e meno per le paratie in c.a. di forte spessore che, avendo minore flessibilità, non consentono sensibili riduzioni del momento massimo.

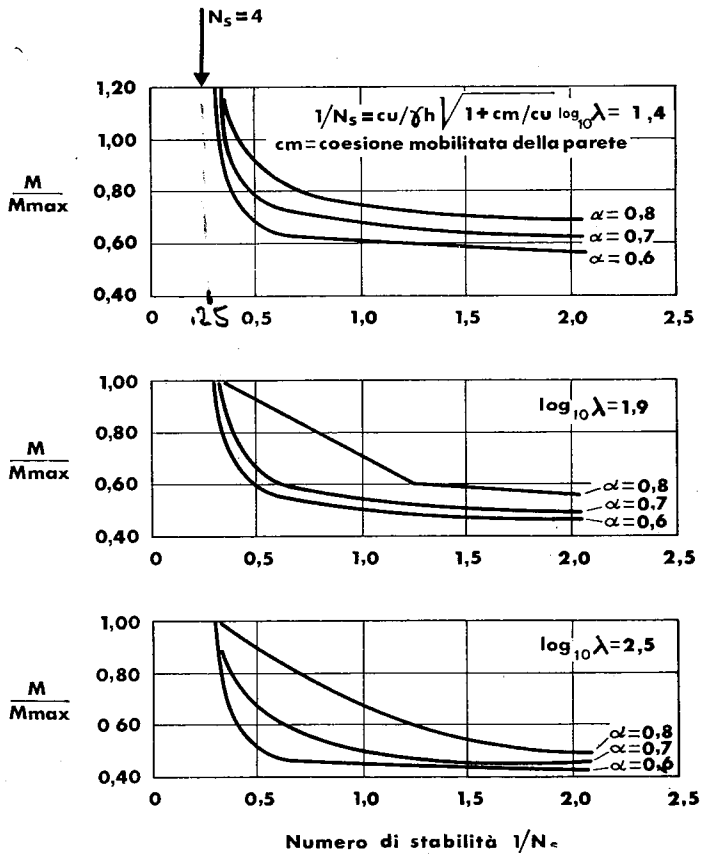


Fig. 16.64 – Riduzione dei momenti flettenti massimi, secondo Rowe, per palancolate ancorate in argille in funzione della sua coesione non drenata.

Va poi considerato che le esperienze di Rowe, condotte su modelli in piccola scala, non rispecchiano fedelmente il reale meccanismo di deformazione terreno-paratia per cui, con terreni molto compressibili, specie se coerenti, occorre apportare con cautela le dette riduzioni.

Il metodo di Rowe, sostanzialmente, consiste nel ricercare l'intersezione fra la curva delle figg. 16.63 o 16.64, relativa al caso in esame, con la curva dei momenti resistenti (curva a tratto di fig. 16.63 *b*) delle possibili palancole di progetto (M_{res}) rapportata al momento (M_{max}) calcolato con il metodo del-

l'estremo libero. Come meglio si vedrà nella applicazione, tale intersezione individua la flessibilità ottimale della palancola e quindi la sua sezione di progetto.

Si osservi che al crescere della tensione ammissibile del materiale, ossia adottando materiali di qualità, la curva di progetto M/M_{max} (a tratto: figura 16.A.4) trasla verso sinistra intersecando la curva sperimentale verso coefficienti di flessibilità minori, cioè verso palancole di maggiore sezione; ne risulta un ulteriore riserva di sicurezza (fig. 16.81) per più favorevole interazione.

Anzichè considerare il coefficiente di flessibilità sarebbe forse più logico considerare un coefficiente di rigidità relativa, come fatto per le fondazioni superficiali (v. 10.3.1), che faccia intervenire anche il modulo di compressibilità del terreno. Il metodo di Rowe, infatti, apporterebbe riduzione dei momenti anche se la paratia sostenesse acqua, il che è evidentemente assurdo.

16.3.2.3 *Metodo dell'estremo incastrato.* — Il metodo tiene conto della deformabilità della paratia, supposta incastrata al piede (fig. 16.58 *b* a partire dal punto di flesso C della sua deformata ($c \neq c'$); per il resto valgono le considerazioni già svolte per il metodo dell'estremo libero. Nel 1930 Blum propose il metodo della linea elastica, consistente nel far passare la deformata della paratia per il punto A dell'ancoraggio (fig. 16.65) supposto fermo ($y_A = u_A = 0$). Assume inoltre, come già detto, un valore di $K_{p\delta}$ doppio di quello di Rankine. Analoga considerazione vale per $K_{a\delta}$ ma Blum, prudenzialmente, assume K_a di Rankine ($\delta = 0$).

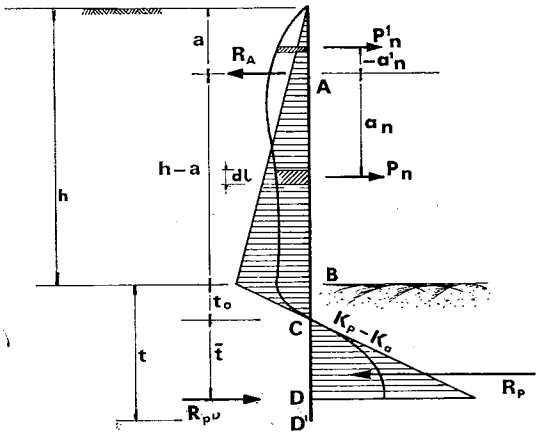


Fig. 16.65 – Distribuzione generica delle pressioni su una paratia ancorata, secondo il metodo dell'estremo incastrato di Blum.

Tale metodo comporta interazioni grafiche laboriose; lo stesso Blum ha fornito soluzioni analitiche di più rapido impiego avvalendosi di considerazioni svolte da Hedde.

Egli sostituisce il diagramma di fig. 16.65, che peraltro può essere di forma qualsiasi, in particolare per effetto di un sovraccarico concentrato (fig. 16.14), con le forze P'_n e P_n site rispettivamente sopra e sotto l'ancoraggio.

Al limite, per una migliore approssimazione del metodo, tali forze possono essere quelle elementari cioè $P_n = \sigma_{ha}\, dl$ senonchè la soluzione alle differenze finite (Δl) è sufficientemente approssimata.

Ciò posto, egli calcola lo spostamento y_A, prodotto dalle forze P'_n, P_n, R_A ed R_p, secondo i metodi della S.d.C.; impone poi che l'ancoraggio sia fisso per cui:

$$y_A = y_A\,(R_A) - y_A\,(P'_n) - y_A\,(P_n) + y_A\,(R_p) = 0 \qquad (16.58)$$

essendo R_A ricavato dall'equilibrio dei momenti rispetto a E:

$$R_A = \Sigma P'_n + \Sigma P_n + \frac{1}{l + \bar{t}} \left[\Sigma P'_n a'_n - \Sigma P_n a_n \right] - \frac{\gamma (K_{p\delta} - K_a) \bar{t}^3}{6 (l + \bar{t})} \qquad (16.59)$$

ove a'_n ed a_n sono i bracci generici delle forze P'_n e P_n rispetto all'attacco del tirante. Esplicitando allora l'eq. (16.58) si ricava:

$$\xi^3 (0{,}8\ \xi^2 + 2{,}5\ \xi + 2{,}0) = (1 - \xi)^3\ m_1 - n_1 \qquad (16.60)$$

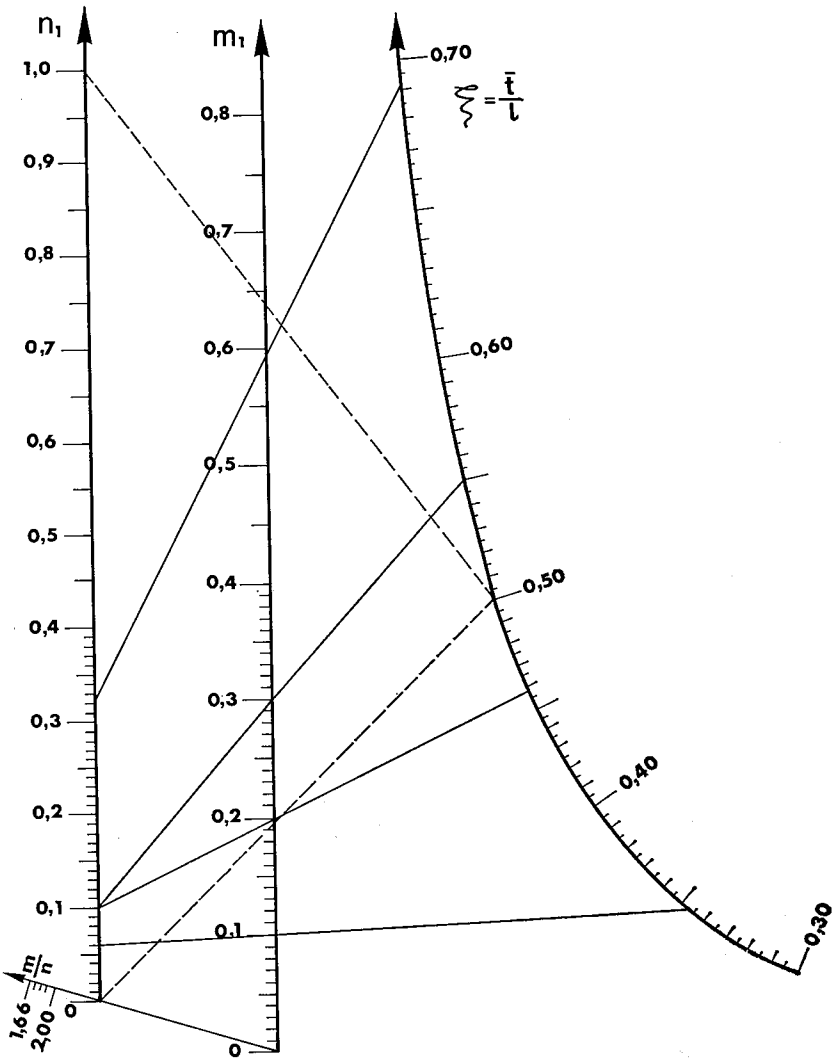


Fig. 16.66 – Nomogramma di Blum per la determinazione del tratto infisso di una paratia ancorata, soggetta ad una distribuzione delle pressioni qualsiasi.

dove $\xi = \bar{t}/l$ ed:

$$m_1 = \frac{6}{(K_{p^\delta} - K_a)\, l^3} \left[\Sigma\, P_n\, a_n - \Sigma\, P'_n\, a'_n\right] \tag{16.61}$$

$$n_1 = \frac{6}{(K_{p\delta} - K_a)\, l^2} \Sigma\, P_n\, a_n{}^3$$

Il rapporto $\xi = \dfrac{\bar{t}}{l}$ si ricava però, semplicemente, dal nomogramma della figura 16.66 tirando una retta per i punti n_1 ed m_1 fino ad intersecare la curva ξ (in figura ne sono tracciate alcune).

La profondità d'infissione è allora:

$$t = t_0 + 1{,}2\ \xi\ l = t_0 + 1{,}2\ \bar{t} \tag{16.62}$$

ed essendo noto $\bar{t}$ si ricava R_A dall'eq. (16.59).

Sin dal 1930 Blum propose anche un altro metodo semplice, detto della trave equivalente, anch'esso di buona approssimazione, consistente nell'ipotizzare la presenza di una cerniera nel punto di flesso C di fig. 16.58 *b*, ossia nel punto di momento nullo.

Con tale posizione la paratia diviene isostatica e divisa in un tratto emergente, poggiato in A e C, ed in un tratto immerso, poggiato in C e D, le cui reazioni sono calcolabili con le equazioni della statica.

La posizione del punto di flesso C, profondo t_0 rispetto al fondo scavo come in fig. 16.65, viene individuata mediante il diagramma di fig. 16.67, sempre assumendo per sabbie dense un coefficiente di resistenza $K_{p\delta} = 2\ K_p$.

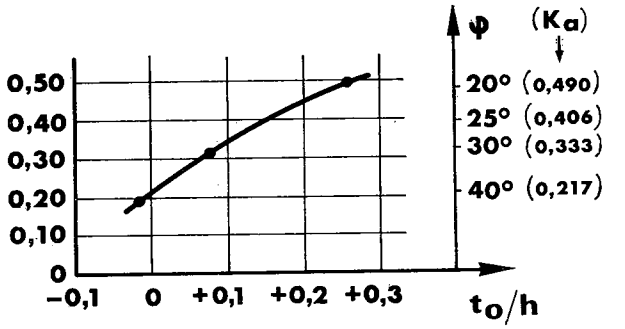


Fig. 16.67 - Diagramma sperimentale di Blum della posizione del punto di flesso di una paratia ancorata, in funzione del coefficiente di spinta K_a, di Rankine, ovvero dell'angolo di attrito φ del terreno.

Più genericamente indicando con η^* il coefficiente di maggiorazione di K_p ossia, posto $K_{p\delta} = \eta^*\ K_p$, si ricava la reazione R_C nel punto di flesso dall'equazione di equilibrio rispetto al punto A di attacco dell'ancoraggio:

$$R_C\ (h + t_0 - a) = \frac{1}{2}\ K_a\ \gamma\ (h + t_0)^2 \left[\frac{2}{3}\ (h + t_0) - a\right] = \\ - \frac{1}{2}\ K_{p\delta}\ \gamma\ t_0{}^2 \left(h - a + \frac{2}{3}\ t_0\right)\Bigg] \tag{16.63}$$

La R_C, cambiata di segno, è la reazione del tratto CD e, dall'equilibrio dei momenti rispetto a D, piede della paratia (fig. 16.58 *b*), trascurando un termine sotto radice, viene:

$$\bar{t} = \frac{3}{2}\left(\frac{K_a}{K_{p\delta} - K_a}\right) h - \frac{t_0}{2} + \sqrt{\frac{6\,R_C}{\gamma\,(K_{p\delta} - K_a)}} \qquad (16.64)$$

sempre per i diagrammi di spinta di fig. 16.58 *b*.

Le equazioni precedenti, che considerano il terreno incoerente, omogeneo, asciutto, di caratteristiche uniformi, vanno trasformate in termini efficaci per terreni e posizioni della falda idrica diversi da tale situazione ideale e adattate, come fatto per le paratie a sbalzo, per i terreni coerenti.

Da una serie di ricerche con sabbie risulta, mediamente, valido il valore $t_0 = 0{,}1\ h$ che è però insufficiente quando lo stato di addensamento è molto basso (v. fig. 16.67).

Come nel caso della paratia a sbalzo, per conseguire il necessario margine di sicurezza la profondità $\bar{t}$, ricavata dalla 16.64, deve essere aumentata di almeno il 20%, cioè:

$$t = \alpha\,\bar{t} = 1{,}2\,\bar{t} \qquad (16.65)$$

il che è sufficiente considerata anche l'ipotesi sfavorevole di concentrazione delle pressioni passive (v. fig. 16 49 *b*) nel tratto incastrato $t - \bar{t} = 0{,}2\,t$.

Al solito i valori di α ed η^* per $K_{p\delta}$ andrebbero scelti, caso per caso, secondo quanto detto al cap. 12; generalmente $\eta = 1{,}2$ ed η^* può essere anche unitario non effettuandosi, con il metodo dell'estremo incastrato, valutazioni carenti del tratto t (1).

Dall'equilibrio alla traslazione della trave AC si ricava, poi, lo sforzo nell'ancoraggio R_A e la reazione R_D della trave CD; conseguentemente i momenti, rispettivamente, positivi e negativi.

Anderson osserva che può assumersi (v. fig. 16.58 *b*) approssivativamente $t_0 = t'_0$, come in fig. 16.65 ed allora l'eq. 16.64 si semplifica ulteriormente nella espressione:

$$\bar{t} = t'_0 + \sqrt{\frac{6\,R_c}{\gamma\,(K_{p\delta} - K_a)}} \qquad (16.66)$$

essendo $t'_0 = h\,\dfrac{K_a}{K_{p\delta} - K_a}$ Con tale posizione risultano profondità t leggermente inferiori a quelle risultanti dalle eq. (16.64).

---

(1) Più in dettaglio, se si adotta K_p di Rankine, la reazione passiva può considerarsi « di esercizio » (v. 16.2.1.1.2) e quindi $\eta^* = 1$ e le sollecitazioni che ne conseguono sono di esercizio (v. 16.A.5); mentre se si assume $K_{p\delta}$ si ottengono sollecitazioni al limite di collasso.

In sostanza il coefficiente di sicurezza « geotecnico » può essere trasferito in quello « strutturale » o meno, secondo i canoni indicati nel cap. 12 e secondo la normativa vigente.

Come indicato da Rowe per il metodo dell'estremo libero, anche per il metodo dell'estremo incastrato occorre apportare delle correzioni ai momenti ed allo sforzo nell'ancoraggio in relazione a conoscenze sperimentali non essendo lineare la distribuzione delle pressioni.

Tschebotarioff, sulla base di numerose esperienze, specie in campo marittimo, a partire da quella di Princeton (v. fig. 16.59), suggerisce di ubicare, nel metodo della trave equivalente, la posizione della cerniera all'altezza della linea di scavo ($t_0 = 0$). Tale ubicazione è valida solo per le sabbie addensate e per spostamenti (y_A) entro i limiti delle condizioni d'esercizio (fig. 9.4).

La spinta sollecitante la trave equivalente (con $C = B$ in fig. 16.58 *b*) è caratterizzata da un coefficiente sperimentale:

$$K_a = \left(1 - \frac{a}{f' h}\right) 0{,}33\, f''' \tag{16.67}$$

con $f' = 1{,}5 \div 3{,}5$, variabile a seconda dell'efficienza dell'ancoraggio, con raccomandazione di non scostarsi troppo dal valore più alto, e con $f''' \simeq 0{,}9$ per tener conto dell'attrito terreno paratia (nella formula 0,33 è il K_a di Rankine per $\varphi = 30°$).

La profondità d'infissione viene:

$$t = 0{,}43\, h \tag{16.68}$$

Tschebotarioff, sulla base della distribuzione delle σ_{ha} riscontrata nelle esperienze di fig. 16.59 *e*, suggerisce, poi, di calcolare l'ancoraggio per uno sforzo maggiorato, ottenuto dividendo il valore di calcolo per il termine:

$$\left(1 - \frac{a}{f' h}\right) f'' \tag{16.69}$$

ove $f'' \leq 1$. Il valore di f'' sarà tanto minore quanto maggiori saranno i dubbi sulla efficienza dell'ancoraggio (v. cap. 17).

In conclusione, mentre Rowe partendo dal metodo dell'estremo libero (curva 4 di fig. 16.60 *b*) riduce i momenti tenendo conto della flessibilità della paratia, (curva 1) fig. 16.30 *a*; Tschebotarioff partendo dal metodo dell'estremo incastrato (curva 3 0 2 di fig. 16.60 *b*) giunge ad analogo risultato (curva 1 di fig. 16.60 *b*) riducendo la luce libera con l'innalzamento della cerniera fittizia della trave equivalente di Blum.

Quest'ultimo metodo è più generale potendo venire utilizzato con terreni stratificati, non previsti da Rowe a cui, peraltro, resta il merito di aver evidenziato gli effetti della flessibilità della paratia.

Per i terreni poco addensati Peck suggerisce di ubicare la cerniera 2 piedi sotto la linea di scavo e, ove si abbia uno strato molle su uno compatto, di prevederla invece in corrispondenza della superficie di separazione delle due stratificazioni.

Comunque la scelta del punto di flesso, e quindi della posizione della cerniera, diverse da quelle considerate nei metodi descritti, deve influire unica-

mente sulla riduzione del momento flettente della paratia e non sullo sforzo dell'ancoraggio anche perchè la riduzione proposta fa assegnamento sull'effetto arco del terreno che può essere temporaneo.

Terzaghi consiglia d'incrementare del 20% lo sforzo R_A nell'ancoraggio, calcolato col metodo della trave equivalente, specie se lo spostamento dell'ancoraggio è $u_A < 1‰\ h$, per cui i diagrammi di spinta, come prima descritto, sono più vicini a quelli delle paratie puntellate (v. 16.3.3).

Generalmente il tirante s'immerge inclinato nel terreno per raggiungere lo strato più resistente: se α è l'inclinazione ed i l'interasse fra i singoli ancoraggi, lo sforzo in ognuno di essi è:

$$T = R_A \cdot i/\cos\alpha \tag{16.70}$$

essendo R_A la forza orizzontale affidata ai tiranti per unità di lunghezza.

Al cap. 17 si trovano indicazioni sugli ancoraggi.

16.3.2.4 *Metodi basati sulla teoria dell'elasticità.* — Nel caso di piccoli spostamenti della paratia ($y = < 1‰\ h$) e quanto più $u_A < u_B$ (v. fig. 16.58 *b*), possono avere significato gli approcci di calcolo che rispettano la teoria dell'elasticità.

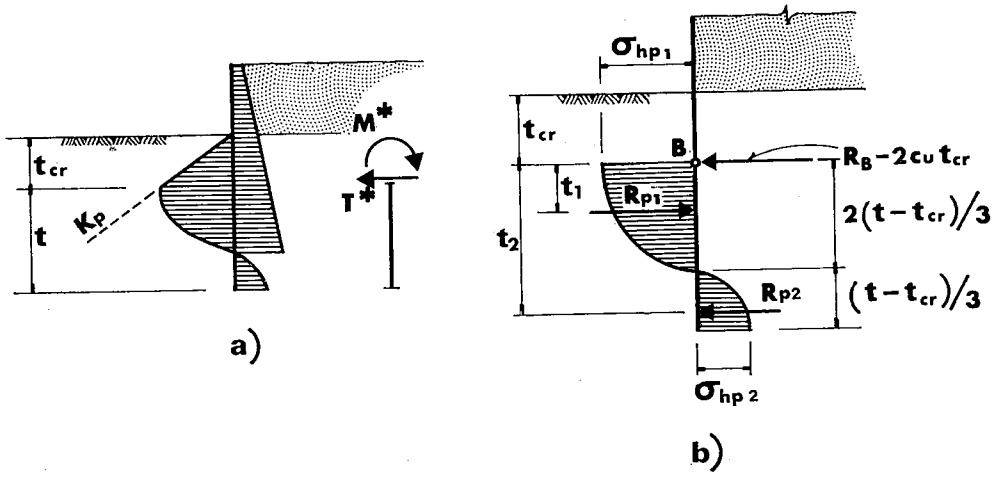


Fig. 16.68 – Schematizzazione della distribuzione delle pressioni passive: *a*, in un tratto t_{crit} « plastico » ed uno t « elastico »; *b*, ulteriore schematizzazione della distribuzione « elastica » supposta parabolica nel caso di argille molto compressibili.

La fig. 16.68 *a* mostra la schematizzazione del diagramma di spinta separato in un tratto t_{cr} (definito in 14.4 z_{crit}), per il quale il diagramma passivo (v. fig. 16.60) passa dai valori plastici, ad es. di Rankine, a quelli elastici, ad es. di Winkler, ed in un tratto t elastico.

Pozzati, attraverso il coefficiente di sottofondo orizzontale k_{sh} (v. eq. 10.11 ed eq. 10.9) e quindi la lunghezza elastica (v. eq. 10.24), valuta gli spo-

stamenti e le rotazioni degli estremi del tratto t della paratia e dall'eq. di congruenza e di equilibrio fra i due tratti t_{cr} e t perviene a tre equazioni nelle incognite t_{cr}, M^* e T^*.

La profondità d'infissione complessiva si ricava quindi come per i pali soggetti ad azioni orizzontali (v. 14.4) per i quali è stata indicata la valutazione di k_{sh}.

In tale calcolo la valutazione di k_{sh} è, particolarmente importante per terreni molli, meno per terreni consistenti: al limite per $k_{sh} = \infty$ si ritrovano le sollecitazioni M^* e T^* del metodo di Blum.

Tschebotarioff, facendo intervenire la deformabilità della paratia nella scelta dei diagrammi di pressione, suggerisce un metodo molto approssimativo, di valutazione del coefficiente di sicurezza dell'incastro della paratia quando i terreni siano molto compressibili.

Con riferimento alla fig. 16.68 *b*, ove è assunta una distribuzione parabolica delle pressioni orizzontali agenti sulla paratia, si può scrivere per l'equilibrio:

$$R_{p1} - R_{p2} = R_B$$

da cui

$$R_{p1}\, t_1 = R_{p2}\, t_2$$

$$\frac{2}{3}\,\sigma_{hp1}\,\frac{2}{3}\,t - \frac{2}{3}\,\sigma_{hp2}\,\frac{t}{3} = R_B$$

$$2\,\sigma_{hp1}\, t_1 = \sigma_{hp2}\, t_2$$

avendo assunto $t_{cr} = 0$, cioè in assenza di forti plasticizzazioni al fondo scavo.

Risolvendo il sistema, ed esplicitando t_1 e t_2 in funzione di t, risulta:

$$\sigma_{hp2} = 0{,}57\ \sigma_{hp1}$$

$$\sigma_{hp1} = 3{,}15\,\frac{t}{R_B} \tag{16.71}$$

Il fattore di sicurezza alla rottura del terreno (v. 16.3.1.2.2) è allora:

$$\eta^* = \frac{2\ c_u}{\sigma_{hp1}} \geq 4 \tag{16.72}$$

il metodo è valido per $c_u > 0{,}5$ bar o per

$$\sigma_{hp1} < \sigma_f/4$$

essendo σ_f la resistenza a compressione semplice; cioè il terreno a valle della paratia deve avere un grado di sovraconsolidazione tale da non generare l'instabilità d'insieme del complesso paratia terreno coerente, in particolare nel tempo, per fenomeni di creep (v. 3.5.6).

L'approccio di calcolo è in prima larga approssimazione estensibile anche ai terreni normalconsolidati aumentando il valore di t, sopra valutato, del tratto t_{cr}, come in fig. 16.68 *b*.

16.3.3 Le paratie puntellate o multiancorate.

16.3.3.1 *Generalità sul progetto geotecnico.* — La scelta del tipo di sostegno, oltre che dall'importanza dello scavo, dipende dalle decompressioni ed allentamenti del terreno ammissibili nell'intorno dello scavo stesso specie se questi interferisce con altre opere.

Nel cap. 15 è stata esaminata la stabilità d'insieme degli scavi, con particolare riguardo ai problemi del sifonamento per i terreni incoerenti e del rigonfiamento, in particolare del fondo scavo, per i terreni coerenti. Si è fatto cenno poi ai vari tipi di interventi provvisionali, in particolare all'abbattimento della falda idrica ed al tradizionale puntellamento delle pareti.

Le opere di sostegno, cosiddette provvisionali, possono peraltro assumere anche carattere definitivo.

Nel cap. 15 si è parlato anche della perdita di stabilità di insieme delle opere puntellate od ancorate per fenomeni di rottura del terreno; qui viene trattato il loro dimensionamento con verifiche locali, ritenendosi soddisfatta la stabilità d'insieme. La principale, se non l'unica causa di collasso, di tipo progressivo, delle opere di sostegno è lo svergolamento di uno o più puntelli o lo sfilamento di uno o più ancoraggi, accompagnato da dannose distorsioni delle membrature strutturali.

Il collasso, al contrario di quanto può accadere per i muri di sostegno, può essere quindi innescato da un singolo elemento strutturale, tanto più quanto la ripartizione degli sforzi non è uniforme il che è, comunque, da evitare nel caso di puntelli auscultando, ai colpi, i singoli puntoni durante la regolazione dei cunei di messa in forza.

La verifica di tali opere di sostegno temporanee deve essere fatta per tutte le fasi costruttive che possono produrre variazioni dello stato di sollecitazione e, comunque, il dimensionamento deve essere abbondante, tenuto conto delle possibili, ed inevitabili, ridistribuzioni degli sforzi in corso lavori.

I metodi di calcolo classici, sia quello teorico di Terzaghi che quelli sperimentali di Peck o Tschebotarioff, valgono, come al solito, per mezzi incoerenti o coerenti non stratificati; nei casi complessi è opportuno eseguire, fin dall'inizio dei lavori, controlli con misure in sito (v. fig. 16.57).

Di ausilio sono gli studi in campo elastico (v. fig. 9.25) del comportamento degli scavi armati, specie per esaminare l'interferenza con opere limitrofe allo scavo.

Il metodo degli stress paths di Lambe, già visto per le fondazioni (v. figura 10.43), o per le fronti di scavo (fig. 15.8), permette, poi, di far luce sulle zone di plasticizzazione anche per le paratie.

16.3.3.2 *Progetto geotecnico in terreni incoerenti.* — La ridistribuzione nel terreno delle pressioni orizzontali, a partire dalla triangolare, vista per le paratie ancorate, si esalta in quelle multiancorate.

Tale ridistribuzione diventa sempre più sentita al crescere del numero dei puntelli e degli ancoraggi e si evolve nel tempo in funzione del tipo e modalità di scavo e soprattutto delle sequenze costruttive delle opere di sostegno.

In fig. 9.2 *g* è segnato il diagramma delle pressioni orizzontali, che si assume, grossolanamente, parabolico con massimo al centro dipendendo la forma e l'entità dei diagrammi dagli spostamenti subiti dalla parete.

La fig. 16.69 *a* evidenzia analogamente gli effetti degli spostamenti della fronte del terreno $b'\,a'_1$ sul diagramma di spinta che assume grossolanamente parabolico, con massimo al centro; la forma ed entità dei diagrammi dipendono dagli spostamenti subiti dalla parete.

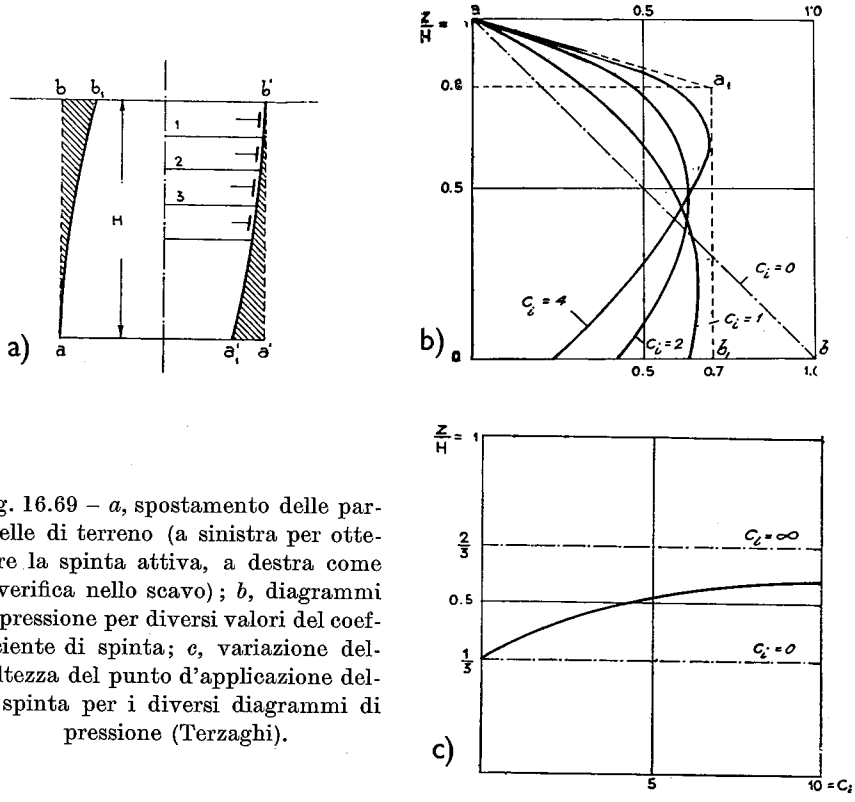


Fig. 16.69 – *a*, spostamento delle particelle di terreno (a sinistra per ottenere la spinta attiva, a destra come si verifica nello scavo); *b*, diagrammi di pressione per diversi valori del coefficiente di spinta; *c*, variazione dell'altezza del punto d'applicazione della spinta per i diversi diagrammi di pressione (Terzaghi).

La fig. 16.69 *a* evidenzia gli spostamenti della parete di sostegno $b'\,a'_1$ al procedere dall'alto verso il basso dello scavo e della applicazione della sbadacciatura.

Gli spostamenti complessivi sono opposti a quelli che portano allo stato attivo (lato sinistro in figura). Ne deriva un diagramma di pressione curvo

indicato in fig. 16.69 *b*, con valori nel tratto superiore maggiori e nel tratto inferiore minori della tradizionale distribuzione triangolare. Le tre curve riportate nella figura sono contrassegnate dal coefficiente:

$$C_i = \frac{K}{K_a} - 1 \tag{16.73}$$

dove K è il coefficiente di spinta e K_a quello minimo possibile, ossia nello stato plastico attivo. Per $K = K_a$ si ha $C_i = 0$ e quindi il diagramma è triangolare.

Il valore di C_i dipende, oltre che dai movimenti della parete ideale, anche dalla natura del terreno. Da esperienze eseguite da Terzaghi risulta:

$C_i = 0$, per un rapporto di 0,23 dello spostamento inferiore a quello superiore con sabbia sciolta;

$C_i = 1$, idem, con sabbia compatta;

$C_i = 2$, per una semplice traslazione della parete con sabbia compatta;

$C_i = 4$, per una rotazione della parete intorno al lembo superiore.

Nella figura è indicata l'altezza del punto di applicazione della risultante di spinta in funzione di C_1. Per terreno sabbioso essa può raggiungere, e superare, la metà altezza della parete, anzichè essere applicato ad 1/3.

Se si assume poi, come traccia della superficie di scorrimento la spirale logaritmica, la risultante $\bar{S}_a$ è maggiore della spinta S_a di Rankine, all'incirca:

$$\bar{S}_a = 1{,}1\ S_a \tag{16.74}$$

Quando la parete sia sostenuta da tiranti ancorati al retrostante terreno, come nella fig. 16.58, può avvenire che l'andamento degli spostamenti sia opposto, ossia spostamenti decrescenti verso il basso. Si verificano allora ulteriori modificazioni dei diagrammi di spinta con valori di $C_i = 1 \div 2$.

Peraltro le incertezze sui valori dei parametri caratteristici dei terreni, introdotti nelle formule, possono portare a dispersioni dei risultati che annullino l'interesse dell'affinamento del diagramma di spinta.

Tale affinamento, se non è determinante per valutare la risultante S_a del diagramma di spinta, è invece molto importante nel valutare gli sforzi nei vari puntelli od ancoraggi. Infatti i puntelli vengono applicati, via via che lo scavo procede, per cui la deformazione della paratia, del tipo di fig. 16.69, opera una ridistribuzione degli sforzi, mano a mano che il puntellamento procede, con ricarico dei primi puntelli.

È evidente la complessità del fenomeno cosicchè, per quantizzarlo, Peck è ricorso ad una valutazione statistica dalle misure in opera degli sforzi nei puntelli in numerosi scavi prototipi.

Tale indagine lo ha indotto ad ipotizzare una distribuzione isostatica, assegnando a ciascun puntone la risultante di una pressione apparente uniforme

nel tratto che ad esso compete, ossia compreso fra le mezzerie degli interassi, come illustrato in fig. 16.70, ed affidando una parte delle pressioni al terreno di base.

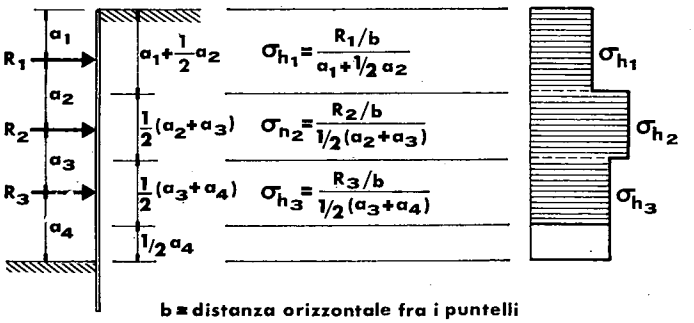


Fig. 16.70 – Valutazione della pressione apparente $p = \sigma_h$ dalla misura degli sforzi R nei puntelli, o viceversa per valutare gli sforzi R dalle pressioni σ_h (Peck).

Poichè le misure effettuate hanno rilevato sforzi R sensibilmente differenti, anche fra puntoni dello stesso ordine, pur con lo stesso retrostante terreno, e ciò a causa principalmente delle modalità e dei tempi di esecuzione, Peck propone di adottare come diagramma di spinta quello inviluppo della pressione apparente, ricavato dalle misure degli sforzi nei puntelli nelle varie sezioni di scavo.

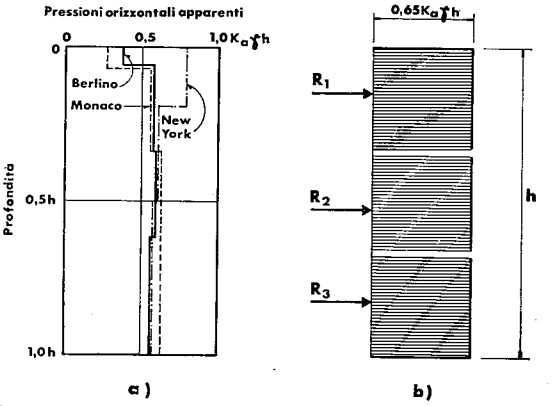


Fig. 16.71 – *a*, diagrammi d'inviluppo delle pressioni apparenti ricavate da misure degli sforzi nei puntoni in tre scavi in sabbie; *b*, idem per dimensionare i puntelli in scavi armati in sabbie (Peck).

La fig. 16.71 mostra i diagrammi di spinta in tre scavi effettuati per sottovia, rispettivamente, a Berlino (13 m, $\varphi = 40°$, abbassamento dell'acqua tramite pozzi profondi), a Monaco (14 m, $\varphi = 40°$) ed a New York (9 m, $\varphi = 35°$) in sabbie fini mediamente uniformi.

Assumendo (fig. 16.71 *b*) un diagramma con ascissa costante e pari al valore massimo misurato, come in fig. 16.70, risulta:

$$\bar{S}_a = 0{,}65\ K_a\ \gamma\ h^2 = 1{,}3\ S_a \qquad (16.75)$$

Il criterio è conservativo dato che viene esteso a tutta la parete la peggiore condizione misurata sui vari puntelli. In particolare altre esperienze (fig. 16.72) mostrano una situazione di ridotta pressione σ_h in sommità ed al piede della parete, come del resto è intuitivo, e ciò si riscontra quanto più il terreno è addensato. Tschebotarioff propone, analogamente a Terzaghi, l'adozione di un diagramma trapezio, come fig. 16.72, ma con pressioni leggermente ridotte rispetto a quelle di fig. 16.77 per terreni coerenti.

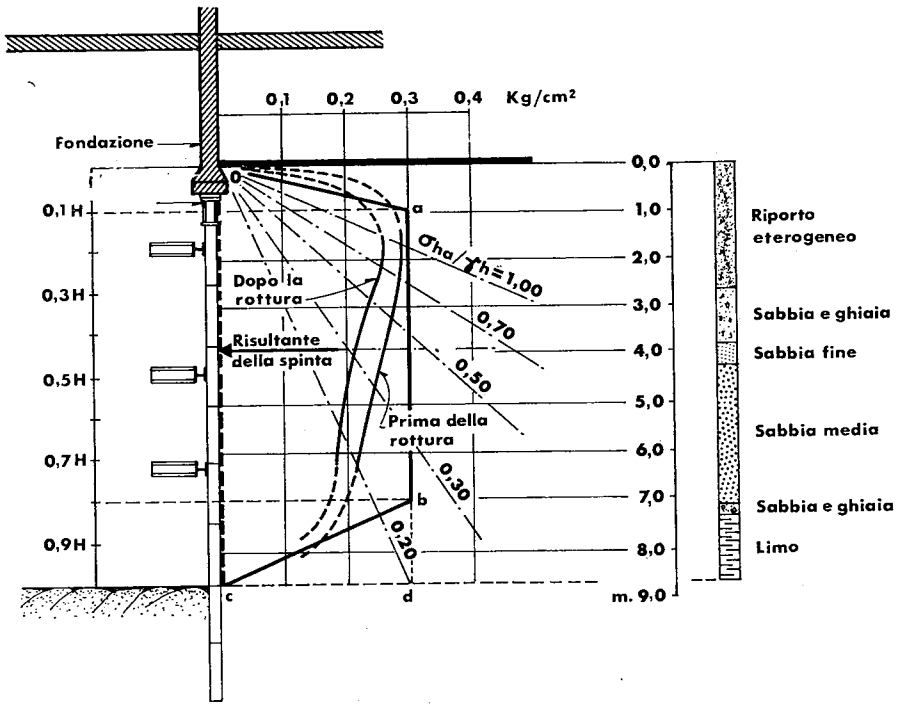


Fig. 16.72 – Valori delle pressioni misurate in uno scavo a New York e diagramma *a*, *b*, *c*, *d* di spinta proposto da Tschebotarioff (Prentis e White).

La causa della riduzione della $\sigma_{h\,max}$ del diagramma di spinta equivalente è imputabile all'attrito δ parete-terreno. Per $\delta < 20°$ il valore massimo del diagramma di spinta si riduce a:

$$\sigma_{h\,max} = 0{,}8\ \gamma\ h \cdot \cos\delta \qquad (16.76)$$

Si trova inoltre, dalle esperienze che, anche con tali ipotesi gli sforzi nei puntelli sono inferiori a quelli calcolati, orientativamente dell'ordine del 25 %, a causa della ridistribuzione delle pressioni nel terreno.

Le sollecitazioni flettenti nelle membrature della paratia possono essere ridotte anche sino ai 2/3 di quelli calcolati come detto, qualora si possa adottare lo schema a trave continua in direzione orizzontale per la presenza di longheroni di ripartizione.

La profondità d'incastro della paratia nel terreno si determina poi, come per la paratia ancorata, scegliendola con particolare cautela in presenza di filtrazione d'acqua verso valle, secondo i criteri indicati in (16.3.1.1.2).

La rapidità di esecuzione delle operazioni di scavo e della sequenza di puntellamento è molto importante anche per contenere gli assestamenti a tergo della paratia.

Al fine di evitare sensibili deformazioni per rilassamento del terreno il coefficiente di sicurezza delle verifiche di stabilità d'insieme deve essere (v. 15.2) dell'ordine $\eta = 1{,}5$; lo scavo per campioni, evidentemente, è un altro fattore di sicurezza che riduce anche il rischio del danno ad eventuali opere vicine.

La fig. 16.73 mostra lo schema di puntellamento con scavi molto larghi per i quali vi sarebbero difficoltà ed eccessivi ingombri con puntoni orizzontali. Come si vede chiaramente, dopo eseguita la paratia ed aver scavato una zona centrale lasciando una scarpa al perimetro, a ridosso delle paratia (tratteggiata in figura), si getta sul fondo una platea che fornisce l'appoggio di base ai puntoni inclinati, oltre a tamponare il fondo. Si completa quindi a campioni lo scavo mettendo in opera i puntelli orizzontali inferiori che fanno parte del traliccio resistente.

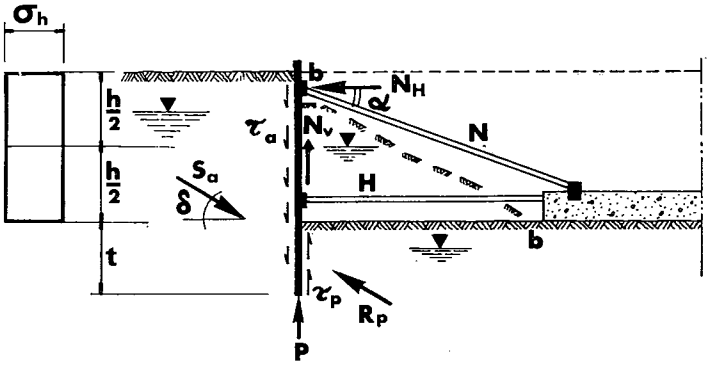


Fig. 16.73 – Forze agenti su una paratia vincolata da puntoni inclinati in terreno di base stabile (Tschebotarioff).

Per l'equilibrio alla traslazione verticale, alla componente N_v dei puntelli deve far riscontro la resistenza tangenziale τ_a lungo il tratto $(h + t)$ e τ_p lungo il tratto t di fig. 16.73. La reazione al piede P ed il peso della paratia intervengono anche essi nell'equilibrio.

Lo sforzo assiale nel puntello inclinato, essendo i il suo interasse, si può assumere semplicisticamente trascurando alcune azioni a favore della sicurezza:

$$N = \frac{\tau_a \, (h + t)}{\sin \alpha} \, i \tag{16.77}$$

essendo α l'inclinazione dei puntelli. La valutazione di N è comunque sempre più chiara ricercandola per via grafica.

Peraltro, la seconda espressione di N rispecchia maggiormente la situazione dei terreni coerenti (v. paragrafo seguente) che possono causare forti deformazioni del complesso paratia terreno, a volte del tipo di quelle di fig. 16.75 *b*.

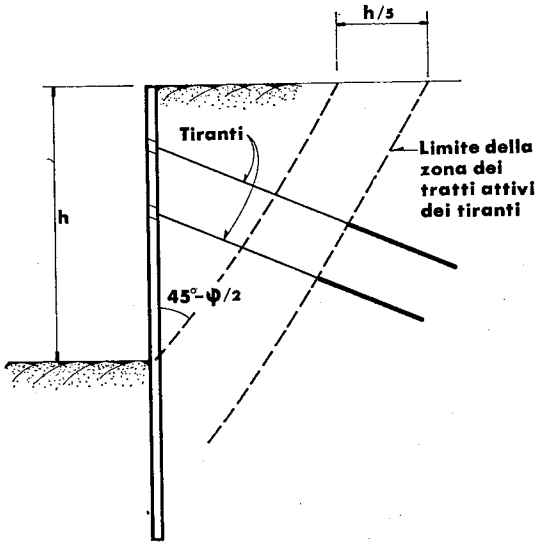


Fig. 16.74 – Distanza minima proposta da Peck oltre la quale disporre la fondazione dei tiranti di ancoraggio di una paratia.

L'uso dei puntelli, specie se controventati, ingombra enormemente il cantiere cosicchè, ove si abbia la possibilità di reperire nell'intorno dello scavo delle stratificazioni consistenti, è preferibile ricorrere agli ancoraggi, come in fig. 16.74.

Il meccanismo di contrasto è in parte diverso da quello di puntellamento in quanto, mentre i puntelli danno una componente verticale dello sforzo contro la paratia diretto verso l'alto, quella dei tiranti è verso il basso, per cui si impegna maggiormente la portanza di base (Reazione P in fig. 16.73).

Nel caso di pluriancoraggi, come in fig. 16.74, va naturalmente tenuto conto della successione delle fasi di tiro in quanto il tiro degli ultimi ancoraggi scarica, in parte, i primi.

Per inciso nei terreni sotto falda idrica l'esecuzione dei tiranti deve essere preceduta da opere di abbattimento della piezometrica, altrimenti ogni foro è una vera e propria « spina di botte ».

La progettazione degli ancoraggi (potenza, pretensione) nonchè le operazioni di controllo vanno effettuate come indicato nel cap. 17: in particolare la fig. 16.74 mostra la zona di terreno a tergo della paratia oltre la quale debbono essere portate le fondazioni dei tiranti (si veda anche fig. 17.40).

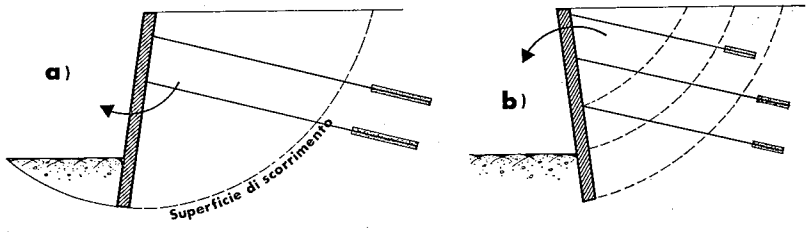


Fig. 16.75 – Schemi di rotazioni possibili di una paratia ancorata.

La fig. 16.75 illustra come la carenza o la cattiva disposizione di ancoraggi o l'insufficiente infissione di paratia nel terreno possa favorire scivolamenti al piede (fig. 16.75 *a*) o ribaltamento (fig. 16.75 *b*).

16.3.3.3 *Progetto geotecnico in terreni coerenti.* — Terzaghi, sempre per le condizioni di equilibrio limite ultimo lungo una superficie di scorrimento circolare, trova, con metodi grafici, come quelli di fig. 16.18, il coefficiente di spinta per paratie vincolate, in terreni coerenti in condizioni drenate « equivalenti » alle non drenate (fig. 16.56) che risulta:

$$K_a = \frac{S_a}{\gamma\, h^2/2} = \frac{\frac{1}{2}\gamma\, h^2 - 2\, c_u\, h}{\frac{1}{2}\gamma\, h^2} = 1 - \frac{4\, c_u}{\gamma\, h} = 1 - \frac{h_{crit}}{h} = 1 - \frac{4\,\eta}{N_s} \qquad (16.78)$$

essendo h_{crit} l'altezza critica complessiva ed N_s il fattore di stabilità dello scavo definito con l'eq. 15.7.

Se quindi $h_c/h = 0$ viene $K_a = 1$, come per i liquidi ($\varphi = 0$), se invece $h_c/h = 1$ viene $\bar{K}_a = 0$ essendo infatti, per ipotesi, $\bar{S}_a = 0$.

La fig. 16.76 illustra proprio quest'ultimo caso e individua la posizione del puntello che, teoricamente, dovrebbe evitare la formazione di fessure nel terreno.

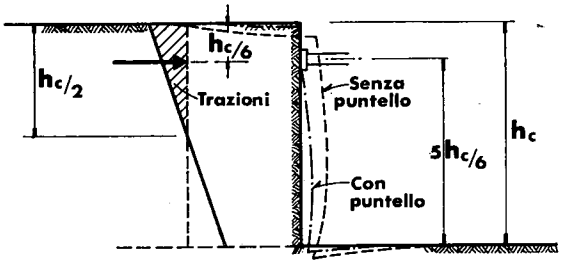


Fig. 16.76 – Puntellamento necessario per prevenire la fessurazione in una scarpata verticale di argilla di altezza critica (Terzaghi).

Secondo Terzaghi la risultante $\bar{S}_a$ dista dal fondo scavo di:

$$\frac{1}{3} + \frac{h_{crit}}{4}\left(\frac{5}{6} - \frac{1}{3}\right) = \frac{1}{3} + \frac{1}{2}\,\frac{h_{crit}}{4} \qquad (16.79)$$

Di solito la misura in sito mostra un valore minore di quello fornito dalla (16.79) equazione che risulta dalla interpolazione lineare fra i due casi estremi: non drenato $\left(\frac{1}{2}\,\frac{h_{crit}}{4}\right)$ e drenato $\left(\frac{h}{3}\right)$.

Peck indica un ampio campo di oscillazioni della posizione della risultante $(0{,}30 \div 0{,}50)\, h$.

La misura, poi, delle pressioni effettuata in diverse sezioni verticali di paratie puntellate nelle argille leggermente sovraconsolidate inorganiche e non attive di Chicago, mostrano forti dispersioni, con scostamenti fino a + 30%, se si confronta la risultante delle pressioni misurate con quella media teorica.

Risultati analoghi furono riscontrati in misure in sito in Giappone ed Inghilterra. Peck propone comunque, per le argille di scarsa e media consistenza, il diagramma di inviluppo di quelli predetti o diagramma « apparente » delle pressioni σ_{ha} come in fig. 16.77.

Peraltro, da misure eseguite in scavi nelle argille NC di Oslo e di Città del Messico, Peck trova che i diagrammi di spinta proposti in fig. 16.77 *b* non sono affatto conservativi, come per le argille SC, e ciò a causa delle maggiori deformazioni plastiche del terreno (v. fattore di stabilità N_s nell'eq. 15.7).

Il diagramma di fig. 16.77 *b* vale quindi solo per argille NC non sensitive e poco plastiche altrimenti è necessario fare ricorso a misure in sito su prototipi.

Con scavi armati, infine, in argille sovraconsolidate fessurate Peck propone il diagramma di spinta di tentativo di fig. 16.77 *c* adottando i valori più bassi di spinta, indicati in figura, soltanto nei casi in cui i movimenti siano ridotti al minimo ed i tempi di costruzione brevi.

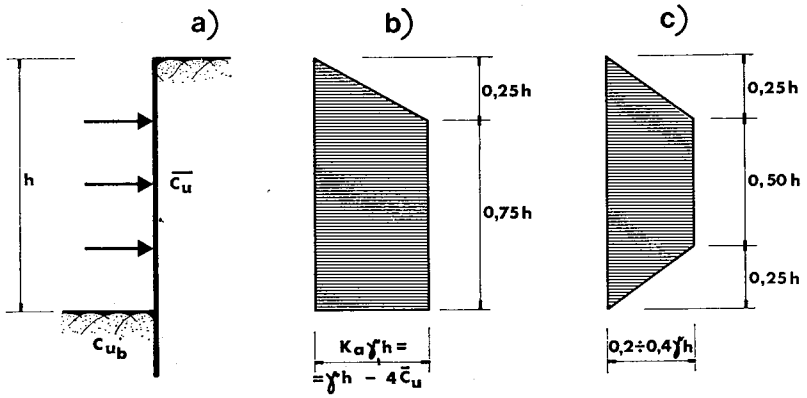


Fig. 16.77 – Diagrammi sperimentali inviluppo delle pressioni apparenti a breve termine per paratie: *a*, puntellate in argille; *b*, di bassa consistenza non sensitive e non altamente plastiche aventi $N_s = \gamma\, h/c_u > 4$ ma con $\gamma\, h\, c_{ab} < 4$; *c*, di media consistenza: $N_s < 4$ (Peck).

Come per la stabilità al rigonfiamento del fondo scavo, Peck indica nella fig. 8.47 i cedimenti del piano campagna in prossimità dello scavo, sempre in funzione del fattore di stabilità N_s secondo quanto descritto in (8.10).

Se N_s è dell'ordine di $6 \div 7$, ovvero $\bar{K}_a > 0{,}5$ (v. eq. 16.78), le deformazioni del complesso paratia terreno diventano notevoli, specie con terreni sensitivi (v. 3.6.5) o molto plastici: per $N_s > 8$ sperimentalmente si ha il collasso; viceversa, per $N_s \leq 3 \div 4$ $(\bar{K}_a \to 0)$ (argille sovraconsolidate non fessurate),

si è in campo elastico od, al massimo, si destano le prime plasticizzazioni in prossimità degli spigoli del fondo scavo.

Tali considerazioni forniscono, dunque, indicazioni qualitative sul passaggio dal campo elastico a quello plastico, e quindi sull'estensione delle zone plastiche (v. ad es. fig. 9.49) nell'intorno dello scavo. In presenza di argille di bassa consistenza (c_u piccolo), ovvero al crescere della profondità h di scavo, i diagrammi inviluppo delle pressioni apparenti sono sempre meno validi e incerta la valutazione degli sforzi nei puntelli. Si aggiunga poi che i diagrammi suggeriti da Peck prevedono condizioni non drenate mentre le condizioni più svantaggiose, come visto in (16.2), sono quelle drenate od a lungo termine, salvo eccessi di spinta durante eventuali fasi intermedie. In particolare per i muri con spostamenti vincolati si suggerisce di adottare il coefficiente di spinta di quiete K_0.

Le diverse condizioni di drenaggio corrispondono a diversi sistemi costruttivi; infatti con le paratie puntellate, diversamente da quanto avviene con i muri a spostamenti vincolati ($\sigma_h = K_0 \gamma h$), lo scavo avanza simultaneamente ($\sigma_h = \gamma h - 4 c_u$). Tuttavia è opportuno eseguire, anche per le paratie puntellate, le verifiche in condizioni drenate e per questo Tschebotarioff propone i diagrammi di fig. 16.78, nell'ipotesi di coefficiente di spinta $K_{0c} = 0{,}5$, prossimo al valore del coefficiente di quiete K_0 che può verificarsi, però, solo dopo esauriti i fenomeni di consolidazione del terreno a tergo della paratia. I diagrammi di spinta di figg. 16.77 *b* e 16.78 differiscono perchè valutati a breve ed a lungo termine.

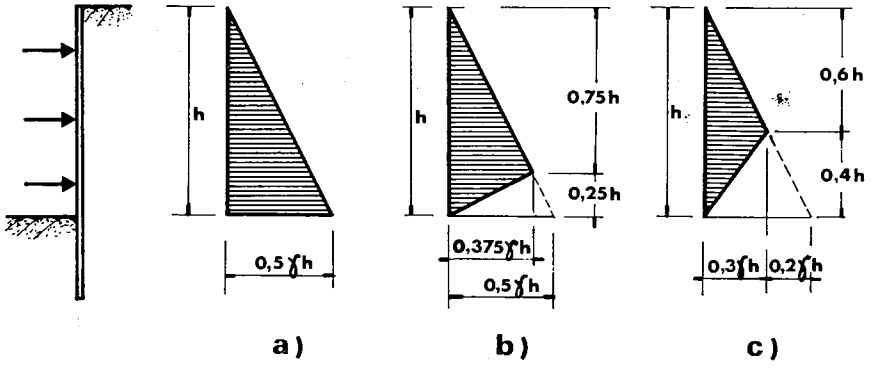


Fig. 16.78 – Diagrammi di spinta a lungo termine per paratie puntellate: *a*, in argilla normalconsolidata; *b*, in argilla leggermente sovraconsolidata, per opere definitive, *c*, in argille sovraconsolidate per opere provvisorie (Tschebotarioff).

Le figg. 16.78 *a* e *b* sono i diagrammi di spinta, proposti da Tschebotarioff, di argille rispettivamente di piccola e media consistenza, mentre la fig. 16.78 *c* è il diagramma di argille molto consistenti.

Altro fattore importante della valutazione della spinta in condizioni drenate è naturalmente il contributo idrostatico.

La fig. 16.79 *a* descrive le spinte misurate in uno scavo eseguito a Boston, sia per condizioni di filtrazione permanente sia per condizioni idrostatiche.

Anche nella fig. 16.79 *b* si vede un diagramma di spinta del tipo di Terzaghi e Peck (T e P) γ in termini di tensione totale, per i terreni incoerenti, in termini invece di tensioni efficaci il diagramma è (T e P) γ', e va sommato a quello idrostatico (u_0) conduce ad un diagramma di spinta molto prossimo a quello misurato in opera; i puntelli furono precompressi alla metà dello sforzo calcolato di esercizio essendo previsti, fra l'altro, sensibili sovraccarichi in superficie.

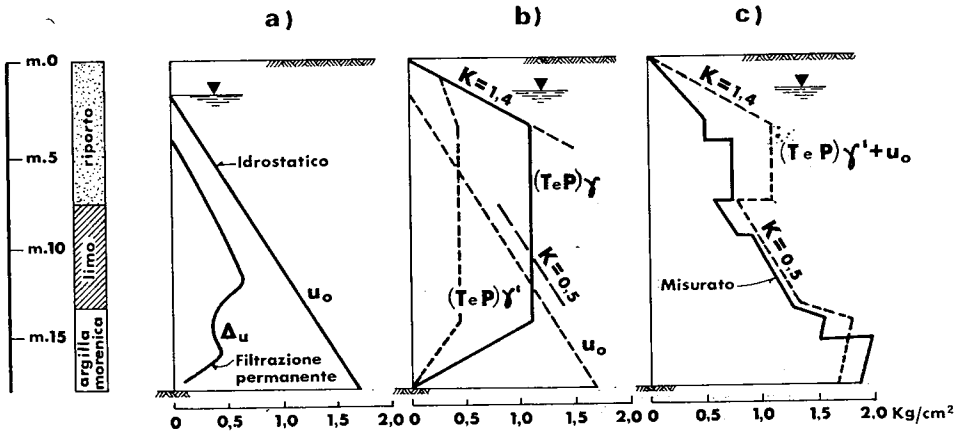


Fig. 16.79 – Diagramma di spinta contro una paratia puntellata: *a*, dovuto all'acqua sia in filtrazione permanente a fine scavo che in condizioni idrostatiche a fine opera (Δ_u); *b*, secondo Terzaghi e Peck in termini efficaci (T e P) γ' e totali (T e P) γ misurati in opera, a Boston; *c*, confrontato con quelli di calcolo (T e P) $\gamma' + u_0$ (Lambe).

16.3.4 Cenni sulla progettazione strutturale delle paratie e palancolati.

Si suole designare, di solito, con palancolata le opere di sostegno a carattere provvisionale costituite in genere da palancole infisse, mentre per paratie si intende parlare generalmente delle strutture a carattere definitivo, di solito gettate in opera.

La fig. 16.80 mostra i vari tipi di palancole in acciaio che vengono infisse per battitura o mediante vibrazione (v. tab. 14.1).

Le palancole metalliche sono sagomate in modo da ottenere un buon rapporto momento d'inerzia/peso in quanto il numeratore caratterizza la resistenza flessionale mentre il denominatore rappresenta il costo. Inoltre, aumentando il peso aumenta pure l'impegno del battipalo ed il rapporto citato diventa rapidamente non economico. Fra i vari tipi indicati nella fig. 16.80 quelli di sezione più massiccia sono gli europei e ciò sia per la diversità dei campi di impiego sia per una maggiore severità dei metodi di calcolo.

Le palancole, essendo sollecitate normalmente al loro asse sono sottoposte

a flessione e taglio e quindi se per la flessione interessa sagomarle con il maggiore braccio delle forze interne, e quindi distanziare il più possibile le aree tese e e compresse, per il taglio debbono portarsi le giunzioni fra palancole il più distante possibile dall'asse neutro.

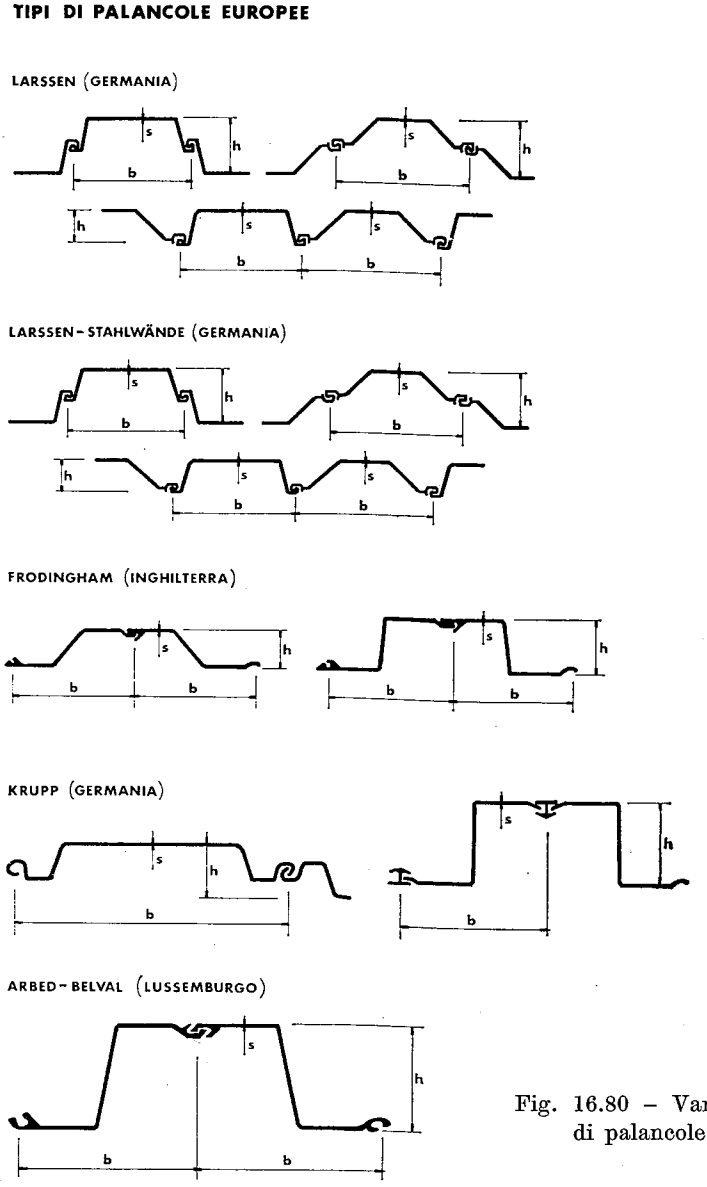


Fig. 16.80 – Vari tipi di sezioni di palancole in acciaio.

Da tali esigenze sono derivate le sagome che, a parità di sezione, hanno momento resistente doppio di quelle giuntate in corrispondenza dell'asse neutro.

In fig. 16.81 è riportato un comodo diagramma per il dimensionamento di massima, delle palancole in funzione della distanza fra 1° e 2° puntello e delle tensioni ammissibili dell'acciaio.

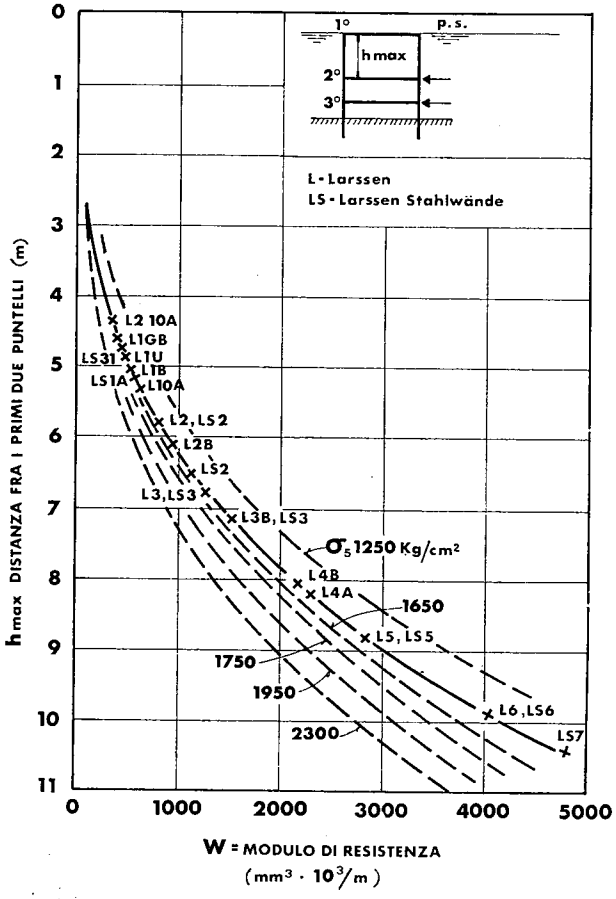


Fig. 16.81 – Altezza massima di paratia non puntellata. Modulo resistente delle varie palancole commerciali (Tomlinson).

La fig. 16.82 mostra una tipica applicazione delle palancolate negli scavi in alveo; essa ha permesso di gettare il sottoplinto in acqua ed all'asciutto il plinto di fondazione della pila di un ponte ricadente in alveo ed è restata poi a protezione delle fondazioni contro le erosioni dell'acqua.

L'elevato costo delle palancole in acciaio, non sempre recuperabili, ha favorito l'uso di palancole in cemento armato che vengono eseguite nelle sagome più diverse, come quelle della fig. 16.83. Esse inoltre non sono soggette alla corrosione cosicchè, per opere permanenti, sono più idonee di quelle di acciaio.

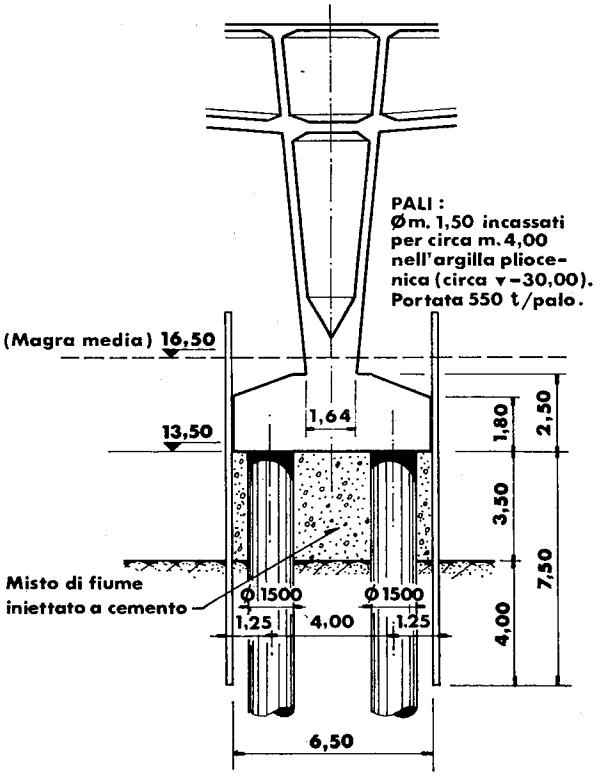


Fig. 16.82 – Palancolata metallica per l'esecuzione di una fondazione, nell'alveo del Tevere.

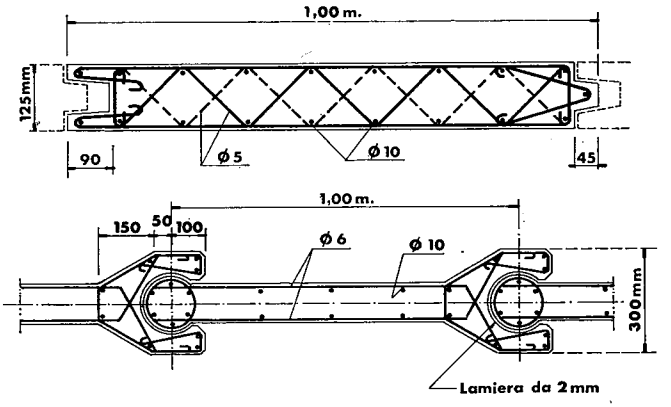


Fig. 16.83 – Tipi di palancolate prefabbricate in c. a. (Verdeyen).

La fig. 16.84 mostra una paratia costituita da pali incastrati l'un l'altro. Dapprima si eseguono dei pali non armati, interassati a meno di un diametro, e, fra essi, vengono costruiti, successivamente, pali armati, in modo da realizzare una parete continua. È sempre difficile una buona esecuzione che richiede il parallelismo dei pali.

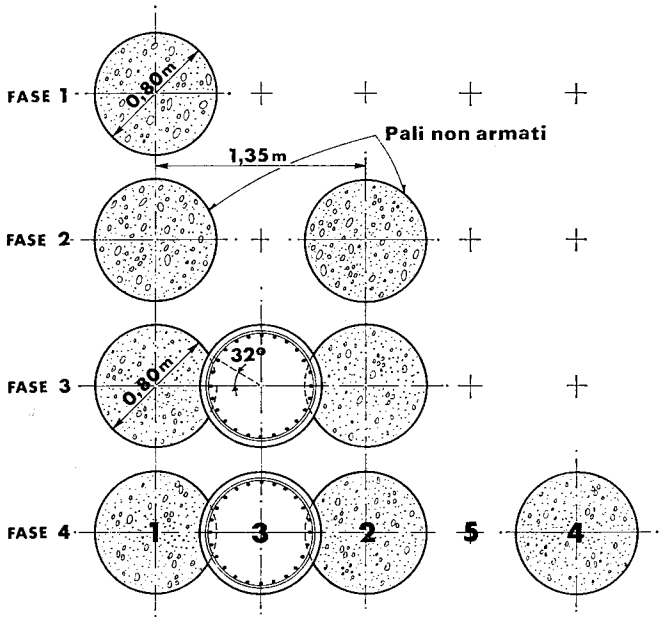


Fig. 16.84 – Paratia costituita da una serie di pali trivellati, armati alternativamente, resi fra loro solidali.

Ove la perfetta continuità non interessi, i pali possono anche essere eseguiti « tangenti » l'uno all'altro o, addirittura, leggermente distanziati, con possibilità così di costituire anche dreni verticali (v. fig. 16.89).

Paratie si eseguono anche a tratti, come si vede in fig. 16.85 che illustra un diaframma continuo, realizzato a pannelli gettati in opera previa asportazione del terreno con benna rettangolare, con circolazione di fanghi di bentonite

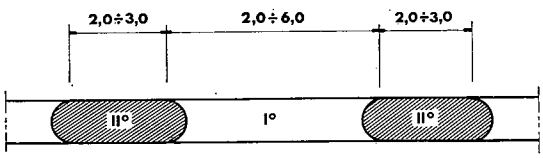


Fig. 16.85 – Diaframmi continui a pannelli con i giunti realizzati tramite tubo spalla.

(v. 14.2.3.9). I pannelli hanno spessori commerciali variabili di 20 in 20 cm da 40 a 120 cm e vengono eseguiti a tratti di lunghezza variabile da 3,0 a 6,0 m. La fig. 16.85 mostra anche le sequenze costruttive di 3 pannelli consecutivi con formazione dei giunti, fra i pannelli, di forma semicircolare in pianta, tra-

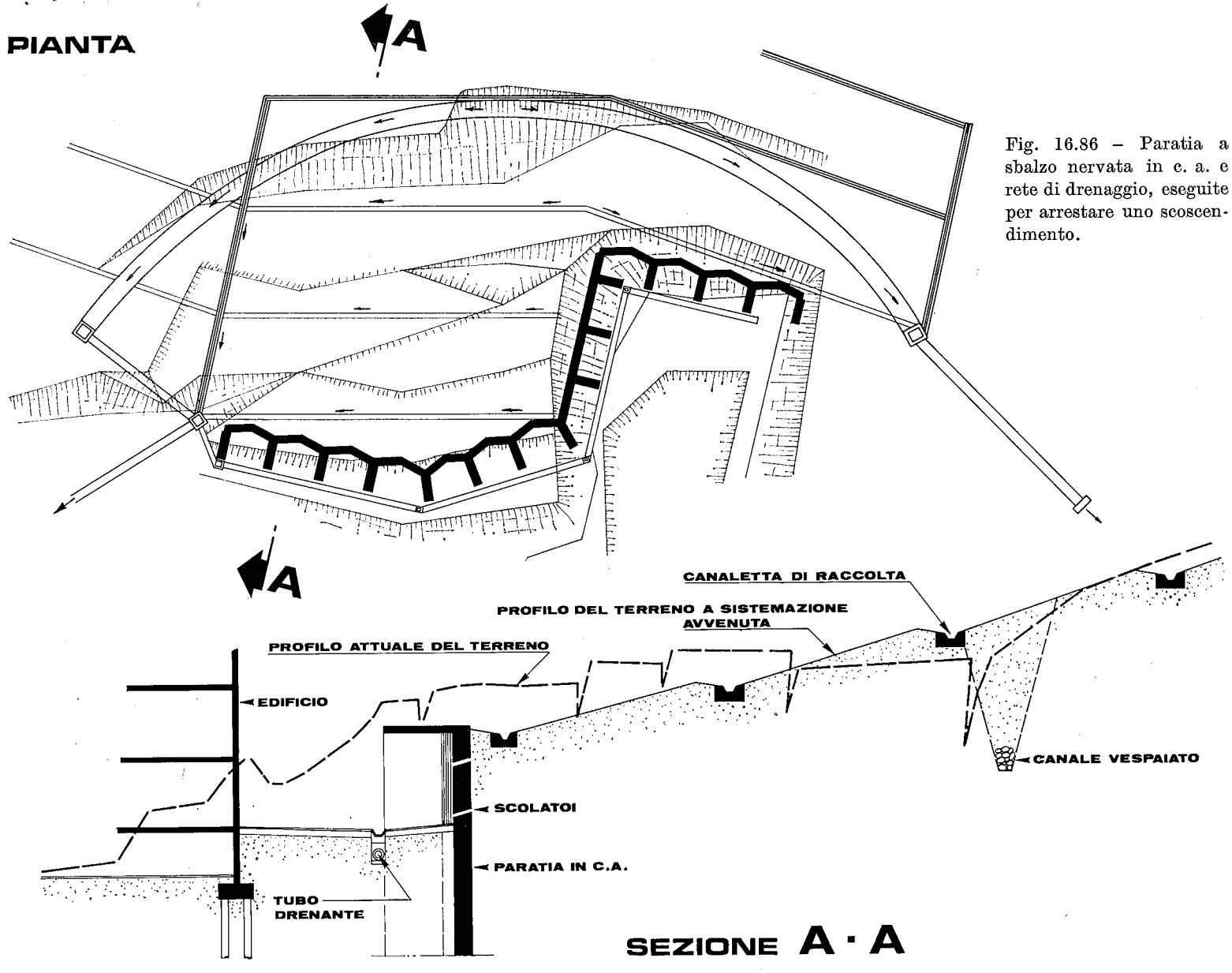


Fig. 16.86 – Paratia a sbalzo nervata in c. a. e rete di drenaggio, eseguite per arrestare uno scoscendimento.

mite « tubo spalla » per poter eseguire il getto contro una superficie pulita che trasmetta gli sforzi tangenziali e realizzi una buona impermeabilizzazione.

Ove una paratia sia sopra falda è opportuno, ad evitare spinte impreviste, disporre a tergo, come per i muri, i drenaggi, ad es. tubi drenanti del tipo dei dreni in sabbia (v. 7.3.4) ottenuti con la stessa attrezzatura utilizzata per costruire i tiranti.

La possibilità di orientare comunque i pannelli di una paratia consente di raggiungere notevoli resistenze per forma. Si presenta allora il problema della trasmissione delle forze di taglio onde rendere la sezione resistente a flessione nel suo complesso.

La fig. 16.86 mostra una disposizione in pianta delle paratie tale da assolvere nel modo migliore la funzione statica di mensole incastrate nel sottostante terreno.

Oltre i 5÷8 m di altezza fuoruscente dal suolo la convenienza economica di dotarle di tiranti va esaminata in funzione, naturalmente, della natura del sottosuolo.

La pretensione della paratia, come indicato nella fig. 16.87 ne aumenta sensibilmente la resistenza flessionale.

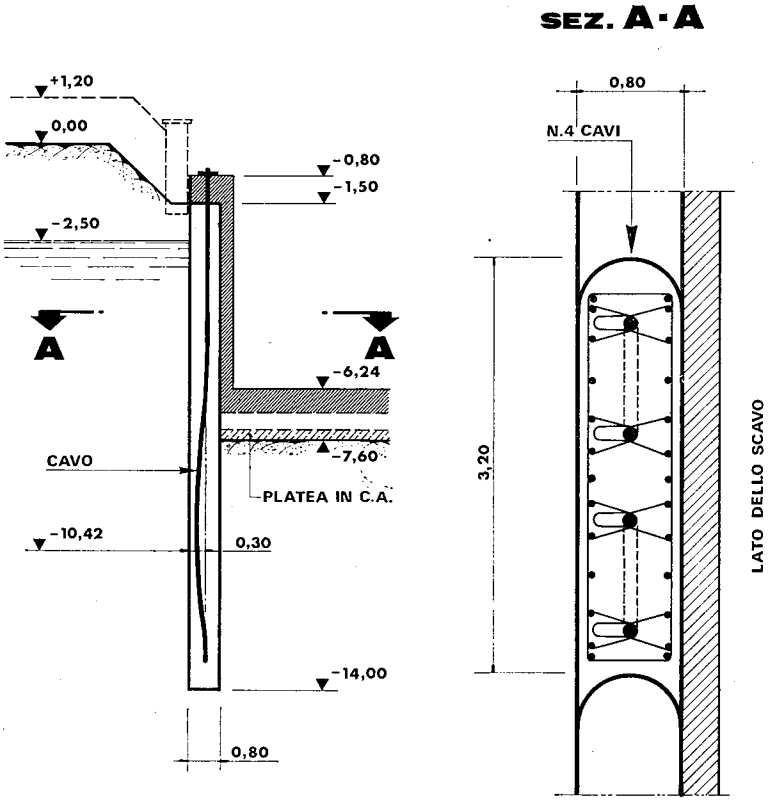


Fig. 16.87 – Paratia a sbalzo precompressa (ICOS).

La fig. 16.88 mostra pianta e sezione di una banchina portuale realizzata con setti di paratie precompresse. Si vede che i tiranti vanno a reperire la fondazione nel sottostante strato di roccia lapidea.

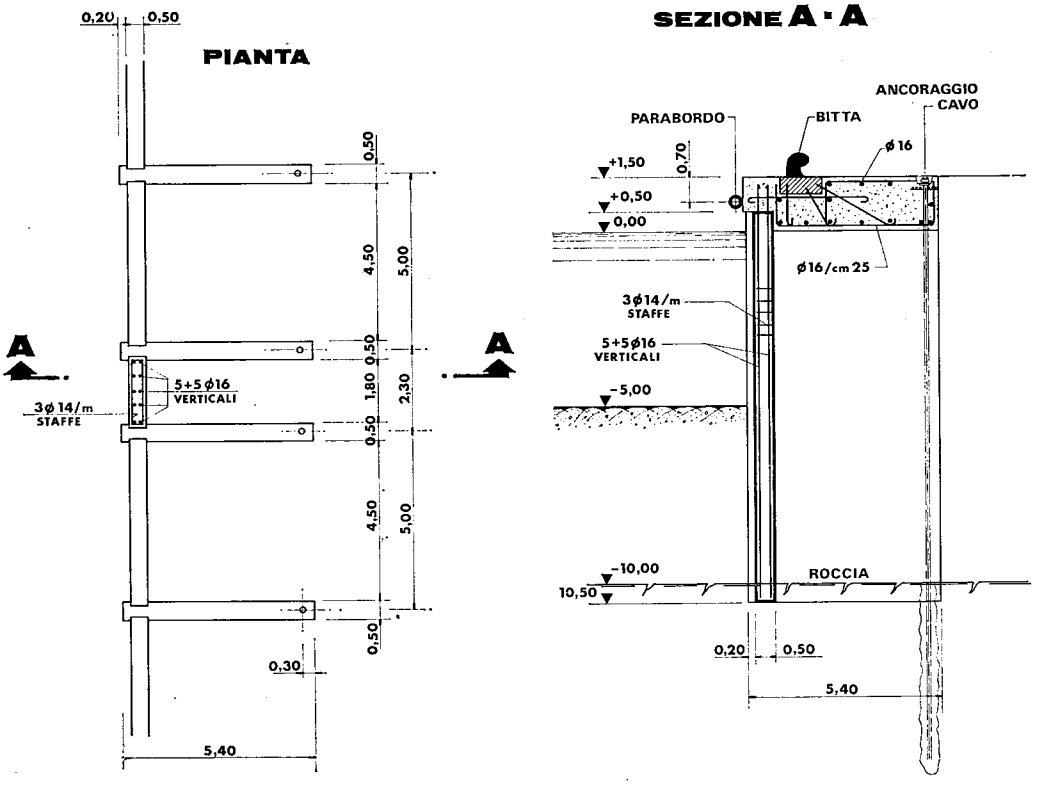


Fig. 16.88 – Paratie a sbalzo precompresse per una banchina portuale (ICOS).

La fig. 16.89 mostra una paratia costituita da pali disposti a quinconce e da tiranti inseriti fra i pali. È stato realizzato anche un « vano » di drenaggio verticale fra i pali.

Un caso tipico è il profondo scavo nella zona delle Halles di Parigi di cui si vede nella fig. 16.90 un tratto della parete perimetrale intirantata.

Altro esempio, sempre a Parigi, è quello della fig. 16.91 ove è raffigurato lo scavo eseguito per la costruzione dell'edificio della Banca Rothschild, in aderenza a fabbricati notevolmente alti, in muratura, vetusti e quindi particolarmente sensibili ad allentamento del terreno di sedime. Le pareti dello spessore di 0,60 m sono intirantate da cavi STUP con fondazioni di circa 6 m di lunghezza.

A volte, peraltro, gli ancoraggi possono sconfinare nella proprietà altrui

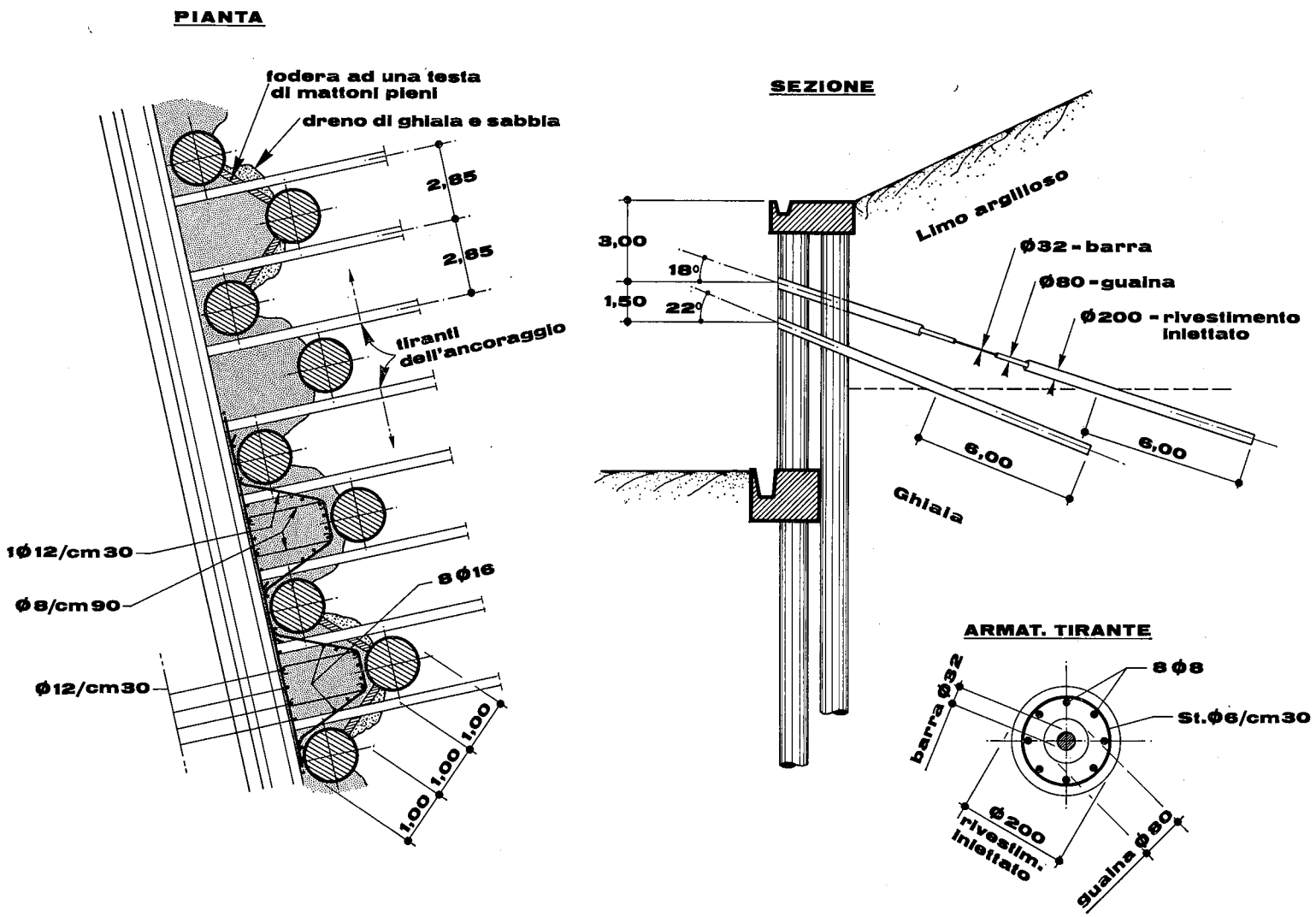


Fig. 16.89 – Tipo di parete di sostegno costituito da pali accostati ancorati.

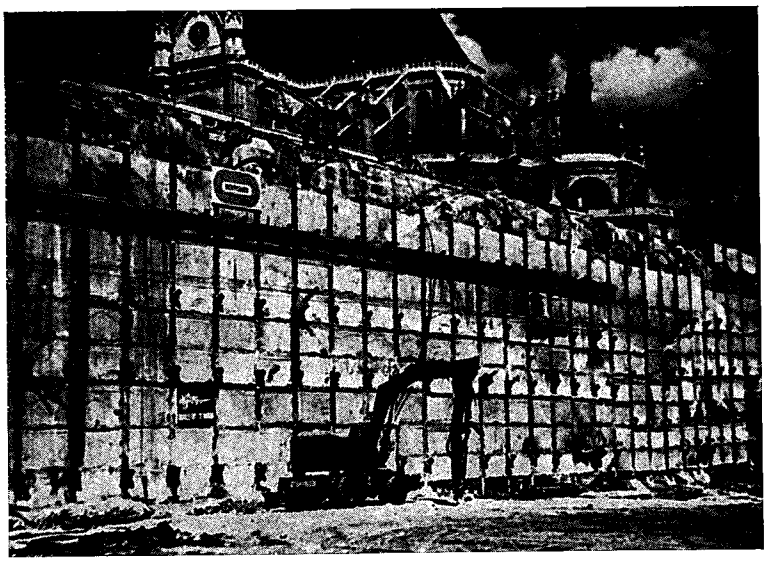


Fig. 16.90 – Paratie ancorate per il grande scavo nella zona delle Halles di Parigi.

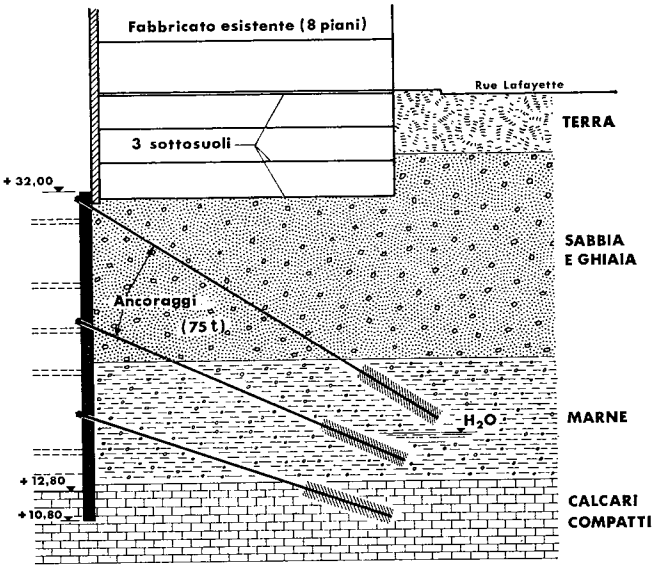


Fig. 16.91 – Ancoraggio delle pareti dello scavo per la costruzione dell'edificio della Banca Rothschild in Parigi (Soletanche).

(v. 1.5.2) per cui se viene negato il consenso è necessario far ricorso a puntelli (analoga considerazione vale per i basamenti dei muri a sbalzo).

Nel caso di grossi scavi è opportuno controventare sia verticalmente che orizzontalmente i puntelli.

I puntelli possono essere messi in tensione, in generale fra il $40 \div 70\%$ dei valori di calcolo e l'uso dei martinetti permette di controllare gli sforzi.

Va comunque prevista per i puntelli definitivi una variazione degli sforzi, nel tempo anche del 50%.

Peck consiglia un interasse dei puntoni sulla verticale, per paratie in argille $i = 2\ c_u/\gamma$, essendo c_u la coesione non drenata del retrostante terreno.

Molto importante è la rapidità di esecuzione dello scavo e della applicazione dei puntelli, ciò specie per scavi profondi potendosi innescare le fessurazioni nel tratto di altezza critica non puntellata, anche in poche ore.

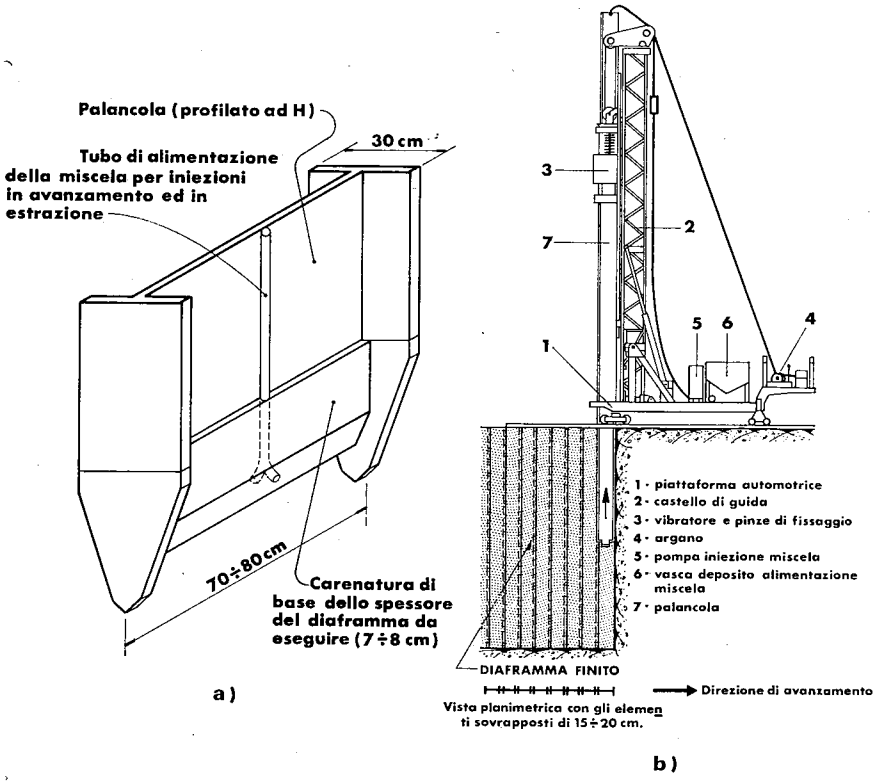


Fig. 16.92 – Schema dell'attrezzatura di vibroinfissione per diaframmi sottili (plastici), eseguiti con procedimento misto di getto in opera e iniezione ad elementi sovrapposti; particolare della carenatura della palancola (Rodio).

Per gli scavi poco profondi, cioè di profondità minore di 5÷6 m (v. altezza critica in funzione della consistenza dell'argilla da scavare), e comunque maggiore di $h_{ecrit}/2$, le strutture di sbadacciatura sono standardizzate dalle norme antinfortunistiche.

Quando poi alla paratia non sia richiesta una resistenza flessionale, quando cioè essa debba assolvere solo funzione di tenuta idraulica, sia i pali accostati che i pannelli con i quali viene formata possono essere eseguiti in conglomerato

plastico od, addirittura, in terreno stabilizzato, tanto più se è richiesta una notevole adattabilità della paratia ai movimenti del terreno. I pali, in questo ultimo caso, vengono eseguiti iniettando una miscela (ad es. cemento e bentonite) attraverso una cavità nell'utensile di perforazione, con tecnica in compromesso con quella degli schermi ottenuti per iniezione.

Similmente si possono realizzare i cosiddetti diaframmi sottili, come illustrato in fig. 16.92 *a*, ottenuti da una palancola-iniettore che, sia durante l'infissione, sia all'estrazione riempiono di miscela la fessura da essa aperta nel terreno; tali sistemi sono convenienti solo su ampi interventi, specie nel campo delle costruzioni idrauliche.

Una tecnica simile a quella giapponese C.C.P. di consolidamento di cui è fatto cenno nel cap. 20.

16.A.4 Dimensionamento di una paratia a sbalzo in un terreno coerente.

Si considera uno scavo per uno scantinato $h = 3{,}0$ m in un terreno avente una coesione non drenata media $c_u = 3$ t/m², ricavata da prove penetrometriche statiche ($R_p/20$) e parametri di resistenza drenati misurati in laboratorio:

$$c' = 0 \qquad \varphi' = 20^\circ \qquad \gamma = 1{,}8 \text{ t/m}^3$$

In base al grafico di fig. 16.51 *a*, in condizione drenate, la profondità d'incastro risulta, qualora la falda idrica coincida con il piano di campagna (fig. 16.51 *f*):

$$t = 3 \cdot h = 9{,}0 \text{ m}$$

avendo trascurato gli effetti delle filtrazioni (v. fig. 16.55) ed assumendo l'ipotesi di distribuzione idrostatica, a monte ed a valle, a favore della sicurezza.

Il momento flettente massimo (fig. 16.51 *b*), per $K_a = 0{,}49$ e $\gamma' = 0{,}8$ t/m³ è:

$$M = 7 \frac{(1{,}0 + 0{,}8 \times 0{,}49)}{6} \times \overline{3{,}0}^3 \simeq 44 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Se si adotta una paratia in c.a. di 80 cm di spessore il coefficiente flessionale ultimo per $R'_{bh} = 250$ bar risulta per un coefficiente di sicurezza « strutturale » $\eta = 1{,}75$:

$$K_M = \frac{M_{ult}}{b\, h^2\, 0{,}55\, R'_{bK}} = \frac{4\,400\,000 \times 1{,}75}{100 \times \overline{08}^2 \times 137{,}5} = 0{,}087$$

per $R_{ah} = 4400$ bar, e doppia armatura, si ha:

$$A_a = 24{,}0 \text{ cm}^2 \simeq 1 \text{ ø } 24/20 \text{ cm}$$

Peraltro l'ipotesi idrostatica e di K_p di Rankine, implicita nel diagramma della fig. 16.51, anzichè $K_{p\delta}$, se è valida per determinare t, trattandosi di una verifica allo stato d'esercizio del terreno, è esuberante per la valutazione di A_a trattandosi della verifica allo stato ultimo del c.a.

Se invece si penalizzasse $K_{p\delta}$ del coefficiente di sicurezza « geotecnico » η^*, in analogia alla fig. 16.62, si troverebbe direttamente il momento di collasso M_{ult}. Questo tipo di calcolo più corretto non è però in uso per le condizioni drenate.

Se si eseguisse il dimensionamento in condizioni non drenate (v. fig. 16.55 *a*) penalizzando di $\eta^* = 2{,}0$ il valore di c_u, data l'incertezza di tale parametro, e per quanto detto, si avrebbe:

$$\sigma_{hp} = 4\,\frac{c_u}{\eta^*} - \gamma\,h = 4 \times \frac{3{,}0}{2} - 1{,}8 \times 3{,}0 = 0{,}4 \text{ t/m}$$

mentre al fondo scavo:

$$\sigma_{ha} = \gamma\,h - 2\,\frac{c_u}{\eta} = 5{,}6 - 2 \times 1{,}5 = 2{,}6 \text{ t/m}$$

con punto di nullo a $h_0 = 2\,c_u/\eta\,\gamma = 1{,}67$ m dalla testa della paratia.

La spinta sarebbe pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \times 2{,}6 \times (3{,}00 - 1{,}67) = 1{,}7\ (t)$$

e la resistenza passiva:

$$R_p = 0{,}4\ t\ (t)$$

Per l'equilibrio dei momenti, rispetto al piede della paratia si ottiene:

$$1{,}7\left(\frac{1{,}33}{3} + t\right) = 0{,}4\,\frac{t^2}{2} \text{ da cui } t \simeq 9{,}0 \text{ m}$$

come riscontrato nel precedente calcolo.

È evidente quanto i calcoli siano sensibili ai parametri $\varphi' = 20^\circ$ o $c_u = 3$ t/m² e quindi l'importanza della loro misura. È opportuno, quindi, eseguire lo scavo, quantomeno all'inizio dei lavori, lasciando delle berme contro la paratia da asportarsi per campioni. In ogni caso, in tal modo, si può sempre far ricorso a puntellature del tipo di fig. 16.73.

16.A.5 Dimensionamento di una palancolata ancorata.

Si esamina il dimensionamento, comparato con i vari metodi di calcolo prima descritti, delle palancolate di fig. 16.A.4 *a* per una banchina a mare.

Il fondale è costituito da sabbie limose avente $\varphi' = 24^\circ$ su cui sono stati riportate delle sabbie di dragaggio aventi $\varphi' = 31^\circ$; la paratia è alta dal fondale 7,2 m.

— Con il metodo dell'estremo libero risulta:

Incastro fondale $t = 2{,}9$ m per $t/\bar{t} = 1{,}5$.
Sforzo nell'ancoraggio $T = 8{,}8$ t/m per $T/\overline{T} = 1{,}3$.
Momento massimo $M_{max} = 12{,}4$ tm/m.

— Con il metodo di Rowe (fig. 16.A.4 *b*):

Si traccia la curva continua per la sabbia in esame (v. fig. 16.63), si determina poi sull'ordinata la scala dei momenti in modo che M_{max} corrisponda all'ordinata massima.
Si determina poi il valore di $\log_{10} l^4/E\,J$ per i diversi profilati di progetto e si costruisce, per punti, la curva a tratti di fig. 16.A.4 *c*.
La palancola ottimale è quella che corrisponde più da vicino all'incrocio delle due curve. Tutti i profili ricadenti in punti al di sotto della curva continua non sono convenienti.

Il momento di progetto risulta quindi:

$$M = 7{,}2 \text{ tm/m}$$

– Con il metodo dell'estremo incastrato risulta invece:

$$t = 3{,}8 \text{ m per } t/\bar{t} = 1{,}2$$
$$T = 5{,}9 \text{ t/m}$$
$$M_{max} = 9{,}4 \text{ tm/m}$$

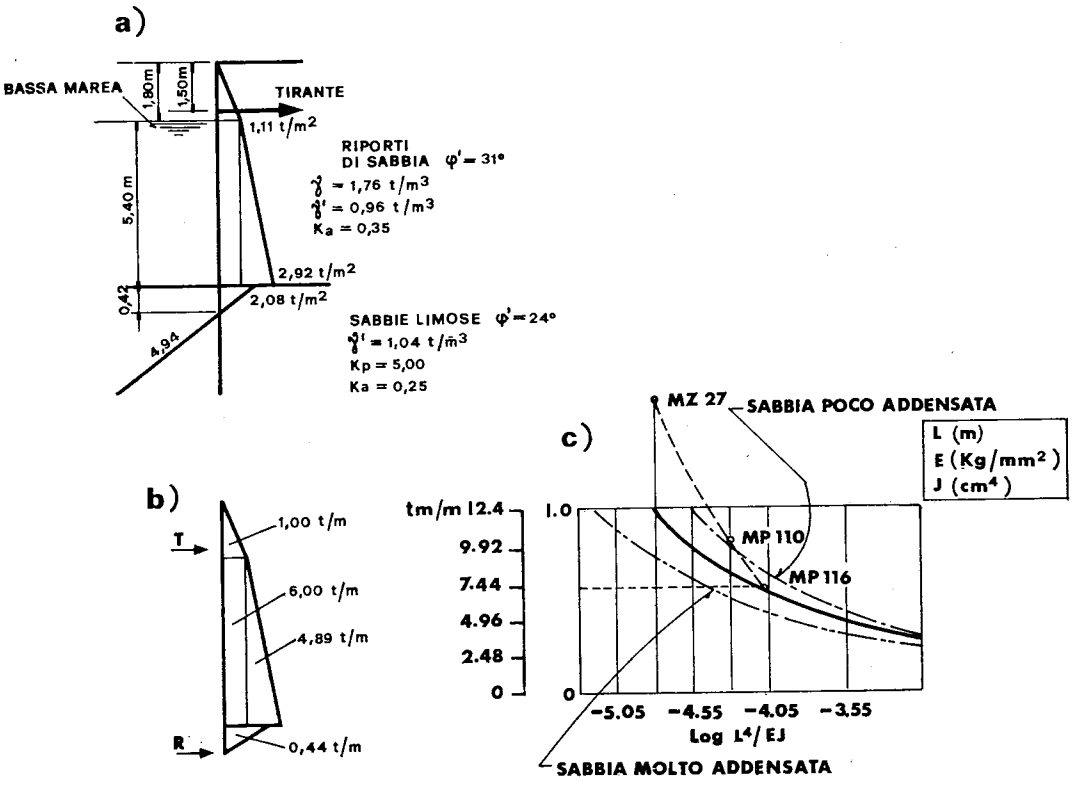


Fig. 16.A.4 – *a*, azioni su una palancola ancorata; *b*, schema di calcolo con il metodo della trave equivalente; *c*, effetto della snellezza della palancola sul suo dimensionamento.

Con quest'ultimo metodo si ottengono sollecitazioni flettenti minori che con il metodo dell'estremo libero, ma di solito maggiori di quelli del metodo di Rowe.

La differenza fra il metodo dell'estremo libero ($t/\bar{t} = 1{,}4$-$1{,}5$) e dell'estremo incastrato ($t/\bar{t} = 1{,}2$) nel valutare t, cresce rapidamente al crescere dell'altezza fuori fondale.

Per il calcolo delle banchine è poi da sovrapporre l'effetto di un dislivello, per effetto della risacca e del tiro delle navi alla bitta.

Particolarmente interessante è poi il caso in cui la banchina ricade in zona sismica (cap. 19), il tiro T può essere allora tale da consigliare l'uso dei tiranti.

16.A.6 Dimensionamento di una paratia ancorata per stabilizzare un movimento franoso.

16.A.6.1 *Considerazioni generali.* — Si esamina il ripristino della stabilità di un movimento franoso verificatosi in seguito alla apertura di una sede stradale, in terreni argillo limosi con livelli sabbiosi.

L'opera di consolidamento, trattandosi di zona non sismica, è costituita da una paratia ancorata (v. fig. 16.A.5) realizzata disponendo pali ⌀ 1000 a quinconce. I pali sono raccordati da un cordolo rigido in testa e sono accoppiati ad una serie di tiranti precompressi e ad una serie di trinche drenanti.

16.A.6.2 *Terreni interessanti l'opera.* — Dalla sezione stratigrafica risulta che l'opera è interessata dalla seguenti formazioni:

da quota	0,0	a quota	−2,5	*A* argilla limosa plastica
da quota	−2,5	a quota	−6,0	*B* argilla con livelli sabbiosi
da quota	−6,0	a quota	−30,0	*C* marna argillosa grigia compatta

essendo le quote riferite all'estradosso del cordolo.

Nei riguardi delle caratteristiche meccaniche si assume in sito;

per *A*	$\varphi' = 18°$;	$c' = 0$;	$\gamma = 1{,}8$ t/m³
per *B*	$\varphi' = 26°$;	$c' = 0$;	$\gamma = 1{,}9$ t/m³
per *C*	$\varphi' = 26°$;	$c' = 1$ t/m²;	$\gamma = 2{,}1$ t/m³

Si considera che l'opera sia interessata solo dalle frange capillari e non dalla falda acquifera.

16.A.6.3 *Diagrammi di spinta in condizioni finali.* — I coefficienti di spinta attiva, detta $\beta = 18°$ l'inclinazione del pendio, risultano, in prima approssimazione, pari a:

Complesso *A*) $$K_{a\beta} = \frac{\cos^2 \beta}{\cos \delta} = \cos 18° = 0{,}95 \text{ per } \delta = \varphi = \beta$$

Complesso *B*) $$K_{a\beta} = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi + \delta) \operatorname{sen}(\varphi + \beta)}{\cos \delta \times \cos \beta}}\right]^2} =$$

$$= \frac{0{,}81}{0{,}93 \left[1 + \sqrt{\frac{0{,}74 \times 0{,}14}{0{,}93 \times 0{,}95}}\right]^2} = 0{,}45$$

Complesso *C*) $K_{a\beta} = 0{,}45$

Il coefficiente di resistenza passiva risulta:

Complesso *C*) $$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} 26°}{1 - \operatorname{sen} 26°} = 2{,}5$$

Peraltro il contributo alla resistenza passiva offerto dallo strato di 1 m sopra le marne è trascurabile.

Data la sensibile variabilità delle caratteristiche meccaniche con la profondità, per cui le spinte sulla testata della paratia sono maggiori che negli altri tratti, ed intervenendo l'effetto della deformabilità della paratia e dell'ancoraggio sulla spinta, si assume un unico diagramma delle tensioni orizzontali di compromesso (v. fig. 16.A.5 *b*).

Le tensioni orizzontali risultano allora:

Punto *A*) $\sigma_{ha} = 0{,}95 \times 2{,}5 \times 1{,}8 \times 0{,}45 \times 0{,}5 \times 1{,}9 = 4{,}7$ t/m²

B) $\sigma_{ha} = 4{,}7 + 0{,}45 \times 3 \times 1{,}9 = 7{,}3$ t/m²

C) $\sigma_{ha} = 7{,}3 + 0{,}45 \times 1 \times 2{,}1 = 8{,}3$ t/m²

$\sigma_{hp} = 2{,}5 \times 1{,}0 \times 2{,}1 = 5{,}2$ t/m²

D) $\sigma_{ha} = 8{,}3 + 0{,}45 \times z \times 2{,}1 - 2 \times 1 \times \sqrt{0{,}45} =$

$= 0{,}95\, z + 7{,}0$ t/m²

$\sigma_{hp} = 5{,}2 + 2{,}5\, z \times 2{,}1 + 2 \times 1 \times \sqrt{2{,}5} =$

$= 5{,}2\, z + 8{,}4$ t/m²

Si è ipotizzato che il flesso della deformata della paratia passi per il punto *C* posto ad 1 m al di sotto del piano stradale pressochè coincidente con il punto di stratificazione delle marne.

16.A.6.4 *Calcolo delle sollecitazioni col metodo della trave equivalente.* — Per l'equilibrio rispetto al punto *A* la reazione in *C* è:

$$R_C = \frac{1}{4{,}0}\left(-\frac{1}{2}\,5{,}0 \times 3{,}0 \times 1{,}0 + 5{,}0 \times 4{,}0 \times 2{,}0 - \frac{1}{2} \times 5{,}2 \times 1{,}0 \times 3{,}7\right) =$$

$$= 15{,}8 \text{ t/m}$$

La profondità d'incastro t affinchè si annullino i momenti rispetto al punto *D* viene:

$$15{,}8\,\bar{t} + (8{,}3 - 5{,}2)\,\frac{\bar{t}^2}{2} + 0{,}95\,\frac{\bar{t}^3}{6} - 1{,}3\,\frac{\bar{t}^2}{6} = 5{,}2\,\frac{\bar{t}^3}{6} + 3{,}2\,\frac{\bar{t}^2}{6} +$$

$$- 0{,}71\,\bar{t}^2 + 1{,}23\,\bar{t} - 15{,}8 = 0$$

da cui $\bar{t} = 6$ m.

Adottando un coefficiente di sicurezza $\eta = 1{,}5$, trattandosi di un fenomeno franoso, la profondità d'infissione risulta:

$$t = 1{,}5 \times 6 = 9 \text{ m}$$

La reazione R_A, per l'equilibrio dei momenti rispetto a *C*, è:

$$R_A = \frac{1}{40}\left(\frac{1}{2} \times 5{,}0 \times 3{,}0 \times 5{,}0 + 5{,}0 \times 4{,}0 \times 2{,}0 - \frac{1}{2} \times 5{,}2 \times 1{,}0 \times 0{,}30\right) =$$

$$= 29{,}2 \text{ t/m}$$

Il momento flettente negativo è:

$$M_A = \frac{1}{6} \times 5{,}0 \times \overline{3{,}0^2} = 7{,}5 \text{ t m/m}; \qquad T_A = 7{,}5 \text{ t/m}$$

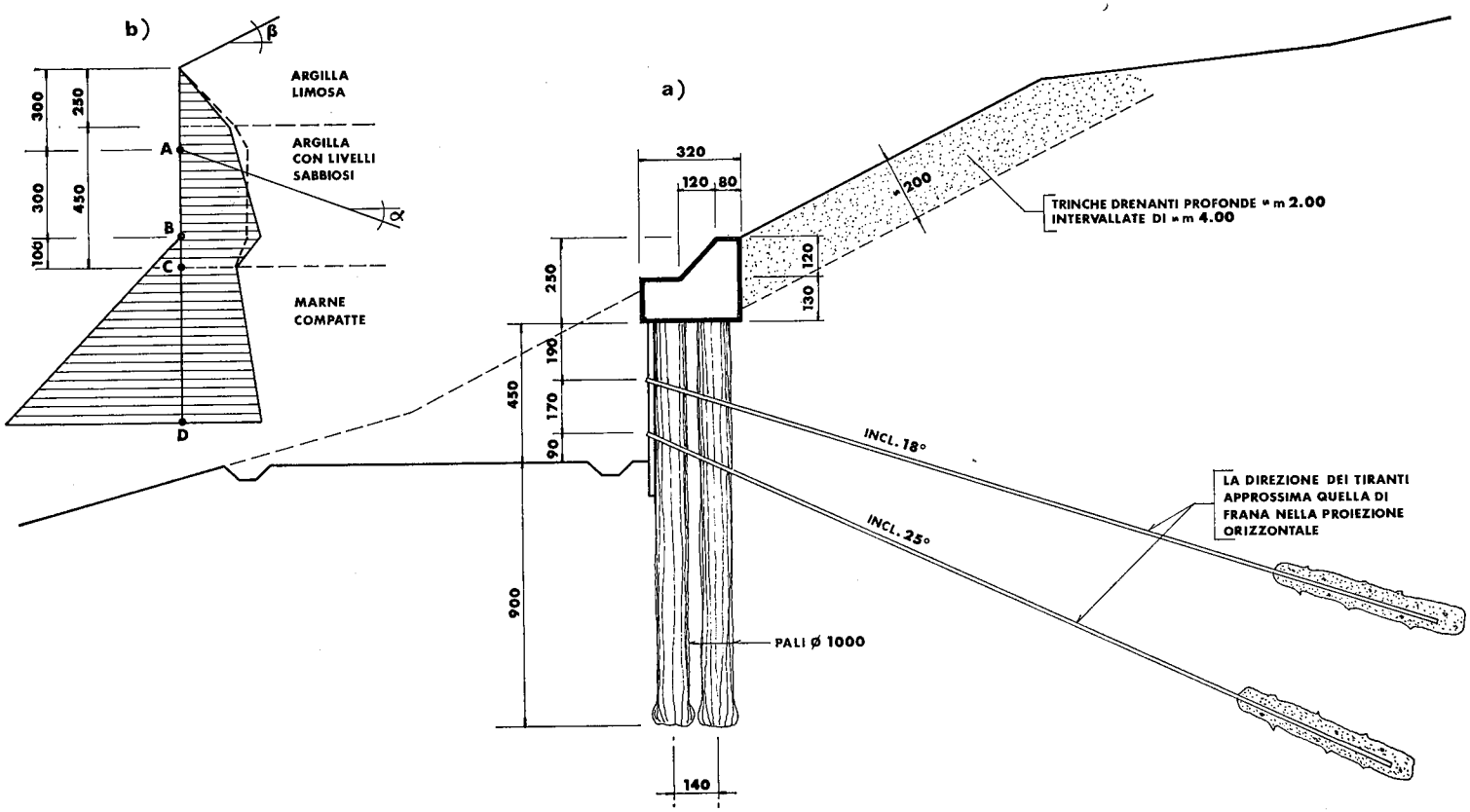


Fig. 16.A.5 – Opera di sostegno di una pendice instabile incisa per la formazione di una sede stradale.

Il punto di taglio nullo da C è:

$$z = 15{,}8/5{,}0 = 3{,}2 \text{ m}$$

Il momento flettente positivo è:

$$M^+ = 15{,}8 \times 3{,}2 - 5{,}0 \times \frac{\overline{3{,}2^2}}{2} = 25 \text{ t m/m}$$

Considerando la terna di pali con sviluppo 2,85 m:

$$M^+ = 25 \times 2{,}85 \simeq 70 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

16.A.6.5 *Dimensionamento dei pali.* — Nel telaio costituito dalla coppia di pali e dal cordolo di testata, che può considerarsi praticamente rigido, il momento flettente su un palo singolo viene:

$$M = \frac{70}{2} = 35 \text{ tm}$$

L'armatura necessaria per $\sigma_c = 70$ bar e per:

$$K_M = \frac{100 \cdot M}{\sigma_c \cdot D^3} = \frac{100 \times 35}{700 \cdot \overline{1{,}0^3}} = 5{,}0$$

da cui (v. fig. 14.59) la percentuale $\mu = 0{,}09$

$$A = \mu \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0{,}09 \times 7800 = 70 \text{ cm}^2 = 20 \varnothing 22$$

Si adotta una spirale costruttiva $\varnothing$ 8/25 cm.

Il ripristino del paramento di valle, per contrastare il punzonamento degli attacchi dei tiranti deve essere costituito da una maglia $\varnothing$ 12/15 × 15.

16.A.6.6 *Dimensionamento dei tiranti.* — Lo sforzo di trazione nei tiranti, assunti con inclinazione media $\alpha = 15^\circ$, viene:

$$T = \frac{R_A}{\cos \alpha} \cdot i = \frac{29{,}2}{\cos 15^\circ} \times 1{,}42 = 43 \text{ t}$$

Il tratto attivo per una coesione, in condizioni non drenata, $c_u = 1{,}5$ bar della marna è:

$$l_2 = \frac{43}{\pi D c_u} = \frac{43}{3{,}13 \times 0{,}20 \times 15} = 6 \text{ m}$$

avendo assunto tiranti di 20 cm di diametro nominale.

La lunghezza complessiva dei tiranti, data la posizione relativamente superficiale della marna, è:

$$l = l_1 + l_2 = 10 + 6 = 16 \text{ m}$$

I tiranti sono composti da una barra diwidag ⌀ 32 in un foro ⌀ 200 e messa in tensione, a stagionatura avvenuta nella zona attiva l_2. Nel tratto di guaina libero è opportuno iniettare preparati bituminosi, sia per proteggere la barra dalla corrosione, sia per mantenere il tirante flessibile alle deformazioni impresse nel tempo.

Nei riguardi delle estensioni dei tiranti particolare attenzione è posta alla direzione della risultante complessiva della frana che non era normale alla palificata. In tal senso, in sede esecutiva, si è abbassato anche la posizione della testata dell'ancoraggio come in fig. 13.A.5 *a* rispetto a quella di calcolo (punto *A* di fig. 16.A.5 *b*) ed accresciuta l'inclinazione dei tiranti per fondarli a maggiore profondità.

16.A.6.7 *Drenaggi.* — La coltre superficiale di argille plastiche di potenza di circa 3 m dovrebbe essere la maggiore fonte dei movimenti franosi.

È opportuno allora scavare delle trincee larghe 1,0 m, profonde $\simeq$ 2,0 m, ad interasse di 4,0 m riempite con materiale di cava pulito drenante.

Particolare cura si dovrà avere nel mettere in opera il dreno, evitando segregazioni ed inclusioni di argilla.

16.A.7 Dimensionamento di una paratia puntellata.

16.A.7.1 *Terreno incoerente.* — Si esamina l'opera di sostegno provvisionale di uno scavo di dimensioni in pianta 31,6 × 4,5 m e profondo 12 m, eseguito in sabbie asciutte molto addensate, secondo lo schema di fig. 16.A.6 *a*.

La pressione inviluppo massima (v. fig. 16.71) è:

$$\bar{\sigma}_h = 0{,}65 \times 0{,}27 \times 1{,}9 \times 12 = 3{,}9 \text{ t/m}$$

Il momento flettente nella palancola, spaziando i puntelli ad 1,8 m viene:

$$M = \frac{3{,}9 \times 1{,}8^2}{8} = 1{,}6 \text{ t m/m}$$

da cui per acciaio T1:

$$W = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{160\,000}{1600} = 100 \text{ cm}^3 << W = 850 \text{ cm}^3$$

della palancola ad es. tipo Larssen n. 2.

L'interasse di 1,8 è condizionato dal dimensionamento dei puntelli, usualmente di limitata sezione, perchè poco recuperabili.

Il massimo sforzo in un puntello è infatti:

$$N = 3{,}9 \times 1{,}8 \times 2{,}0 = 14{,}0 \text{ t}$$

ed assumendo una sezione di legno 300 × 150 mm si ha:

$$\frac{L}{\rho_{min}} = \frac{3{,}9}{\sqrt{\frac{1}{12} \times \frac{0{,}30 \times \overline{0{,}15^2}}{0{,}30 \times \overline{0{,}15^2}}}} = 90$$

il fattore di riduzione dalle tabelle per il legno risulta $\omega = 0{,}4$.

Se si assume per il legno una tensione di compressione ammissibile di 100 bar risulta:

$$\sigma_{\omega} = 0{,}4 \times 100 = 40 \text{ bar}$$

maggiore di:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{14\,000}{15 \times 30} = 31 \text{ bar (ammissibile)}$$

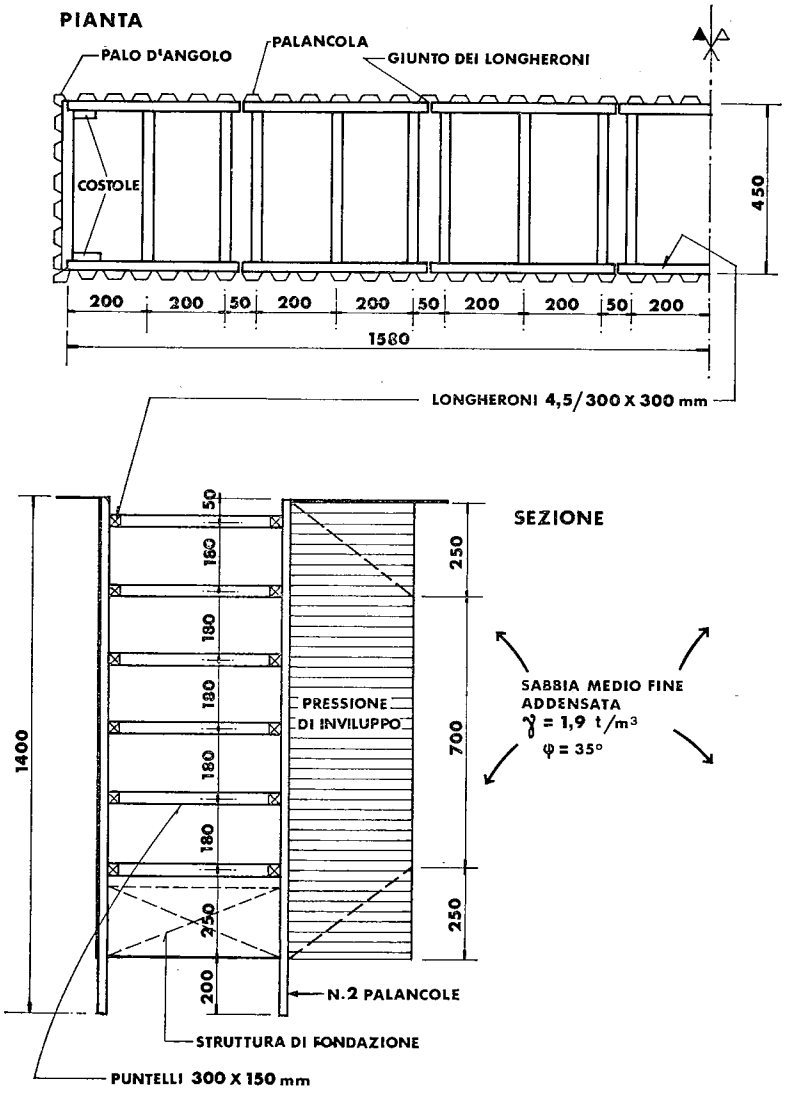


Fig. 16.A.6 – Dimensionamento di una puntellatura tipo in legno per uno scavo in terreno incoerente.

Il momento flettente in direzione orizzontale viene:

$$M = \frac{3{,}9 \times 1{,}8 \times \overline{2{,}0^2}}{8} = 3{,}5 \text{ t m/m}$$

adottando langheroni 300 × 300 risulta:

$$\sigma = \frac{6 \times 350\,000}{30 \times \overline{30^2}} = 77 \text{ bar (ammissibile)}$$

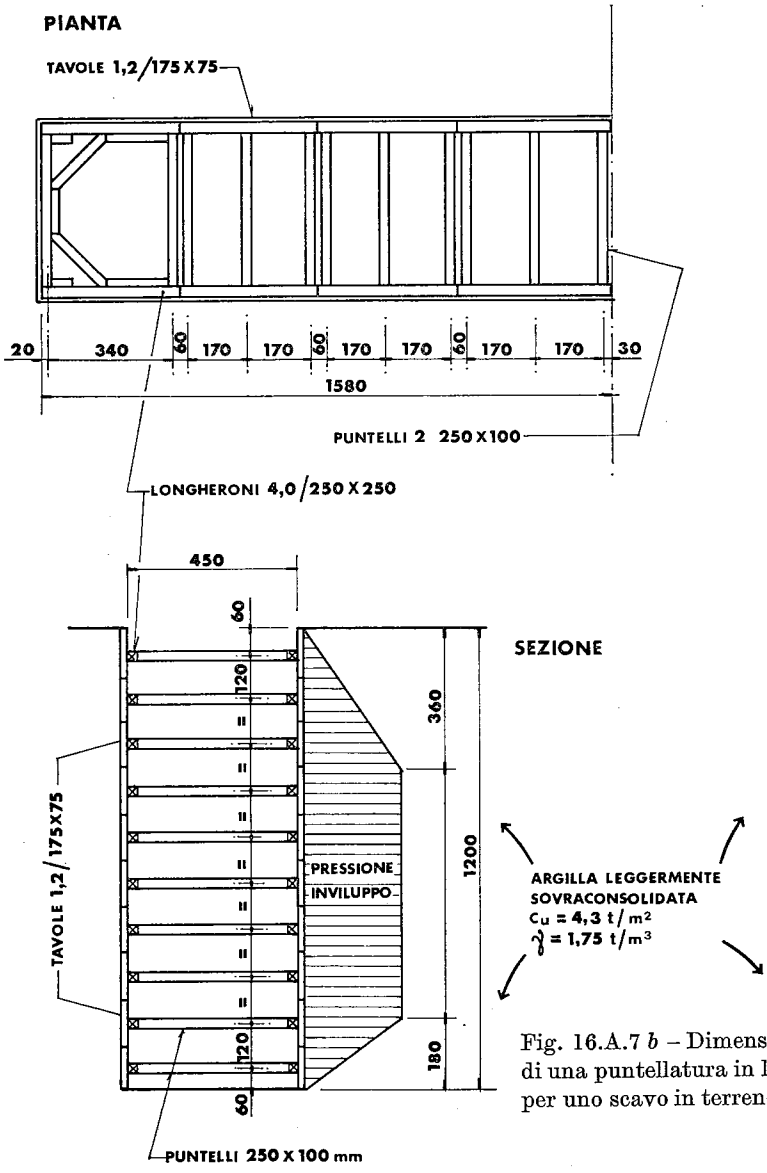


Fig. 16.A.7 *b* – Dimensionamento di una puntellatura in legno, tipo, per uno scavo in terreno coerente.

Lo sforzo di taglio nei longheroni è:

$$T = 3{,}9 \times 1{,}8 \times 1{,}85 = 13 \text{ t}$$

La tensione tangenziale massima è quindi:

$$T = \frac{13\,000}{2 \times 30 \times 30} = 7{,}2 \text{ bar (ammissibile)}$$

16.A.7.2 *Terreno coerente.* — Se si esamina lo stesso scavo o trincea in un'argilla leggermente sovraconsolidata, avente in media $c_u = 4{,}3$ bar, il rivestimento dello scavo, risulta, come in fig. 16.A.7 *b*, con tavoloni, anzichè con palancole metallica.

La pressione di contatto massima (v. fig. 16.77 *b*) risulta:

$$\sigma_h = 1{,}75 \times 12{,}0 - 4 \times 4{,}3 = 3{,}3 \text{ t/m}^2$$

per cui, ripetendo in analogia i calcoli precedenti, lo scavo risulta puntellato come in fig. 16.A.7 *b*.

BIBLIOGRAFIA

NAVY U. S., « *Design Manual - Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures* ». Nav Docks, DM-7, 1962.

TENG D. W., « *Calcul des fondations et des murs di soutènement* », Eyrolles, 1966.

LAMBE T. W. e R. V. WHITNAM, « *Soil Mechanics* » Wiley, 1969.

TSCHEBOTARIOFF G., « *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures* » McGraw-Hill, 1974.

BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY, « *Diaphragm Wall* » Cosos-Pentech, Cambridge 1974.

Si citano in particolare gli articoli di BLUM, ROWE, PECK e si richiamano la conferenza europea « Earth Structures », Madrid 1972. Si veda anche la bibliografia del cap. 9.

CAPITOLO 17

POZZI E BLOCCHI FONDALI - ANCORAGGI IN ROCCIA

17.1 Generalità.

17.1.1 Tipologie strutturali.

Le opere sottoposte prevalentemente a forze orizzontali possono trasferirle al terreno attraverso propri elementi fondali, come avviene per i muri di sostegno descritti nel precedente capitolo, ovvero possono affidarle totalmente, o parzialmente, a tiranti. I tiranti, a loro volta, le riportano al terreno o indirettamente, attraverso apposite strutture intermedie, quali blocchi o piastre di ancoraggio, come ad esempio si opera per i cavi dei ponti sospesi, ovvero anche, direttamente, senza intermediari, autoancorandosi al terreno in profondità. I reticoli di pali o micropali possono, anche essi, essere utilizzati per equilibrare le forze orizzontali (cap. 16).

Con qualsiasi procedimento avvenga la consegna delle forze al terreno, queste debbono trovarvi le corrispondenti reazioni, compatibili con le caratteristiche geotecniche e morfologiche del terreno stesso, che facciano conseguire l'equilibrio statico del complesso strutturale.

Si individuano, così, oltre alle opere di sostegno propriamente dette (cap. 16), quattro schemi strutturali di fondazione resistenti a forze di elevata componente orizzontale, di caratteristiche progettuali ed esecutive parzialmente diverse, che danno luogo ad altrettante categorie di opere.

Lo schema della prima categoria è sollecitato da azioni sia verticali che orizzontali, ambedue elevate, affidate a *pozzi di fondazione*, opere sensibilmente approfondite nel terreno che possono assolvere, contemporaneamente, le funzioni di fondazione e di struttura di sostegno del terreno. Al loro equilibrio concorrono le forze gravitazionali e le reazioni laterali del terreno. Le azioni verticali applicate possono mancare quando i pozzi hanno solo funzione di sostegno (pozzi « spina » nelle frane, opere foranee).

La seconda categoria comprende i *blocchi di fondazione* di strutture verticali longilinee (tralicci di linee), sollecitate da forze orizzontali, applicate in sommità, dello stesso ordine di grandezza delle azioni verticali, o maggiori.

Sono blocchi murari massicci o cavi, a seconda delle esigenze specifiche, e meno approfondite nel terreno dei pozzi.

Le forze verticali, cioè le forze gravitazionali della struttura, ma soprattutto quelle del blocco, con un corretto proporzionamento della base avvicinano la risultante al centro di questa e sono quindi le forze stabilizzanti. La forza orizzontale è applicata a forte altezza rispetto al blocco e quindi, avendo forte braccio, si trasferisce alla base con notevole momento, cosicchè si teme, principalmente, il ribaltamento della struttura. Se il blocco è approfondito nel terreno, possono intervenire favorevolmente, nell'equilibrio, anche le resistenze laterali offerte dal terreno stesso, come avviene per i pozzi.

La terza categoria, in cui prevale decisamente l'azione orizzontale, comprende ancora dei blocchi che, tuttavia, non sono più di fondazione di una struttura bensì *blocchi di ancoraggio* di tiranti (o puntoni) che pervengono ad essi, quali i cavi di strutture sospese. Essi sono in generale meno approfonditi nel terreno dei pozzi e dei blocchi delle prime due categorie.

Agli effetti della funzione statica non vi sono differenze fra i blocchi delle due ultime categorie, altro che per il fatto che nei blocchi di ancoraggio la componente orizzontale esterna ha maggiore grandezza, e minore braccio, rispetto alla base: non è più quindi il ribaltamento ad essere temuto, bensì lo scorrimento sul terreno.

Nei blocchi di ancoraggio la forza-peso del blocco è ancora la forza stabilizzante ma, generalmente, alleggerita da una lieve componente verticale diretta verso l'alto, dovuta alla inclinazione del tiro. La resistenza laterale del terreno, quando interviene, è anch'essa forza stabilizzante ma è sempre secondaria rispetto alla resistenza allo scorrimento del fondo, sulla quale resistenza interviene appunto la forza-peso.

Nella quarta categoria infine: gli *ancoraggi in roccia*, è assente ogni struttura intermedia fra tirante e terreno dato che il primo penetra direttamente nel secondo, ricercando una zona atta a realizzare una fondazione lineare, o puntuale, che fornisca, stabilmente, la resistenza richiesta: che offra cioè, con opportuno margine di sicurezza, una reazione pari alla forza di trazione applicata al tirante.

L'ancoraggio in roccia viene così realizzato con un cavo di acciaio di cui una estremità è collegata alla struttura, mediante apposito apparecchio, e l'altra è infissa nel terreno per un tratto fondale attrezzato in modo da impegnare al massimo il collegamento tirante-terreno.

Tale situazione di equilibrio viene raggiunta in virtù delle caratteristiche geotecniche della roccia la quale è impegnata dalle tensioni di taglio, compressione e trazione, irradiate in essa dalla fondazione del tirante. Tali tensioni si compongono con le tensioni geostatiche, come peraltro avviene in ogni terreno sollecitato da una fondazione, ma non vi sono forze gravitazionali, altro che quelle del terreno.

Benchè i tiranti degli ancoraggi possano considerarsi una derivazione dei pali tesi, ed in particolare dei micropali, da molto tempo usati con intenti affini, il loro avvento ha costituito una vera rivoluzione nella tecnologia delle

fondazioni consentendo, in presenza di forti spinte, di dominare l'interazione terreno struttura, così da consentire interventi relativamente semplici in luogo di opere complesse ed onerose.

Gli ancoraggi in roccia sono anche un valido strumento di intervento nei casi di dissesto d'opere, come verrà mostrato nel cap. 20

L'ancoraggio, viene, qui, definito *attivo* quando trasmette alla struttura, nell'atto stesso del suo collegamento, una forza di grandezza prestabilita, percentualmente poco influenzata dai lievi movimenti che potrà avere successivamente la struttura. Ciò in virtù di una azione di pretensione esercitata sul tirante, nel bloccarlo alla struttura stessa, corrispondente all'incirca al tasso di sicurezza dell'acciaio.

Viene definito *passivo*, invece, l'ancoraggio collegato alla struttura senza iniziale trasmissione di sforzo apprezzabile ma che fornisce una reazione in risposta alla richiesta della struttura stessa nel suo spostamento, questa volta sensibile.

In fine viene detto *misto* l'ancoraggio che opera in una situazione intermedia, ossia con tirante inizialmente preteso solo parzialmente, rispetto alla tensione ammissibile dell'acciaio.

17.1.2 Aspetti naturali e tecnologici.

Le osservazioni riportate all'inizio dei capitoli 13, 14, 15 e 16, sono più o meno, estensibili ai pozzi di fondazione che, da caso a caso, sono assimilabili ad una delle strutture descritte nei detti capitoli.

Per semplicità di trattazione si fa riferimento, in questo capitolo, ai soli terreni incoerenti asciutti. Con altri tipi di terreno e diverse condizioni idrauliche, valgono gli stessi criteri di adattamento indicati nei capitoli menzionati.

17.2 Pozzi e blocchi di fondazione.

17.2.1 Caratteristiche statiche.

La precedente classifica in pozzi e blocchi non comporta diversità nell'approccio di calcolo statico per cui i criteri di calcolo sono identici.

Sulla entità della resistenza limite ultima, a seconda dell'approfondimento del pozzo, prevale la componente stabilizzante peso, ovvero la componente dovuta alle resistenze laterali del terreno: queste ultime, peraltro, intervengono apprezzabilmente solo dopo sensibili spostamenti e, soprattutto, rotazione del blocco. I pozzi ed i blocchi sono pieni ma anche cavi quando se ne voglia solo aumentare la superficie esterna, e quindi il volume, per impegnare maggiormente le resistenze laterali.

Analogamente a quando richiesto per i muri di sostegno, i pozzi od i blocchi di fondazione vanno sottoposti a verifiche al ribaltamento, allo scorrimento ed alla rottura del terreno.

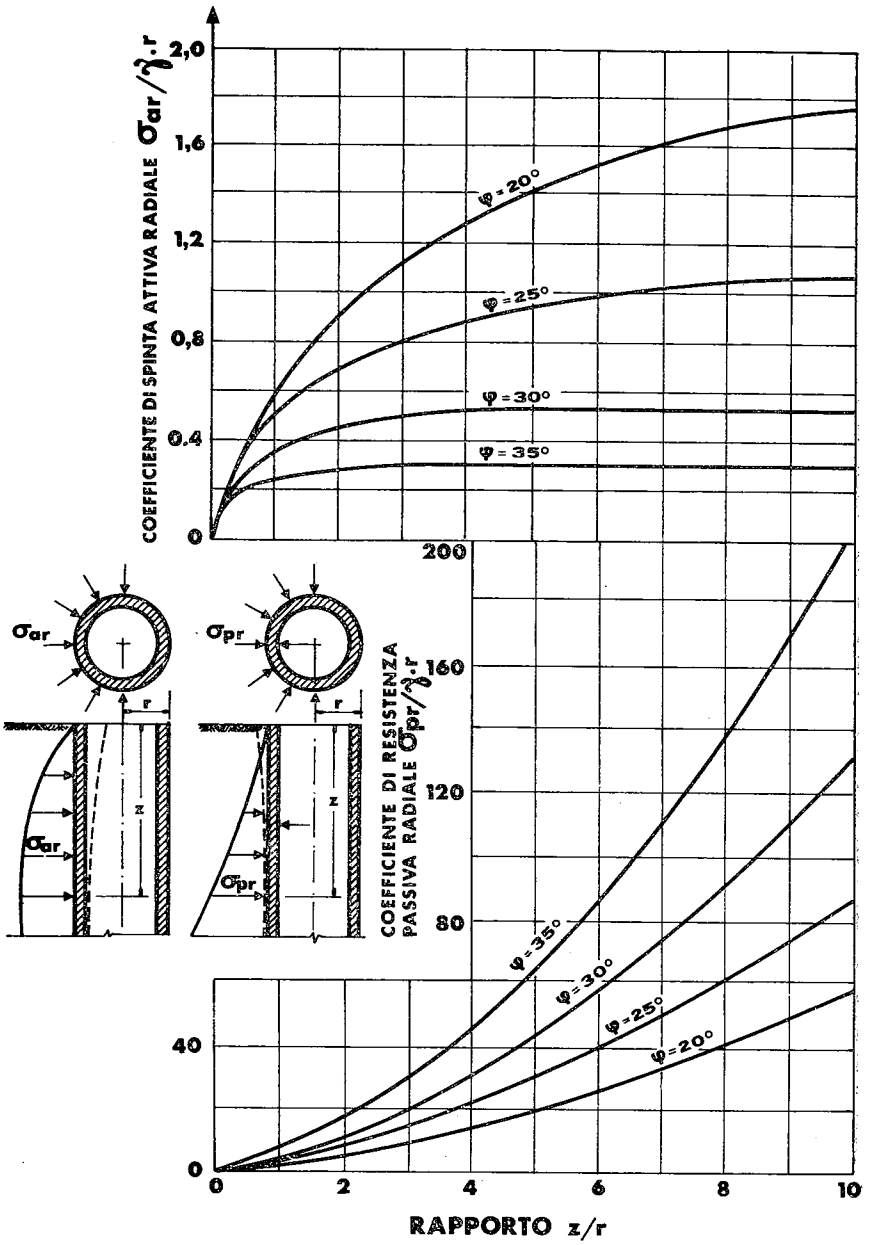


Fig. 17.1 – Coefficienti di spinta attiva radiale $\sigma_{ar}/\gamma\, r$ e di resistenza passiva radiale $\sigma_{pr}/\gamma\, r$ su gusci cilindrici di pozzi di fondazione deformabile, come indicato con linea a tratto, ed indefiniti in profondità (Nav-Docks).

17.2.2 Progettazione strutturale.

Dalle considerazioni sopra svolte si deduce che il comportamento statico dei pozzi non si differenzia sostanzialmente da quello dei blocchi. Si richiedono però verifiche per la fase esecutiva, raggiungendo i pozzi maggiori profondità.

Tradizionalmente, infatti, i pozzi sono costruiti ad anelli successivi per sottomurazione, ovvero usando le tecniche dell'autoaffondamento (fig. 15.56), od anche accostando dei pali (16.84), o dei setti, in forma chiusa.

Tali tecniche esecutive comportano, quindi, la verifica di un « guscio » di rivestimento del pozzo alle spinte del terreno.

La fig. 17.1 *a* fornisce i coefficienti $\sigma_{ar}/\gamma\, r$ delle spinte radiali σ_{ar} che servono per il calcolo del guscio in terreno incoerente. Essi sono analoghi al coefficiente K_a di spinta attiva ma differiscono dai valori di Rankine.

La fig. 17.1 *b* mostra, l'analogo coefficiente $\sigma_{pr}/\gamma\, r$ corrispondente al coefficiente K_p di resistenza passiva, qualora il pozzo spinga contro il terreno per effetto d'azioni esterne. Il pozzo è supposto di lunghezza indefinita, se, invece, è corto i valori dei coefficienti (K_a e K_p) si avvicinano ai valori di Rankine.

Valutate le spinte sul guscio questi viene dimensionato come un qualsiasi tubo sul quale possono intervenire anche forze di aderenza (v. anche figg. 6.51 e 6.56, specie con terreni coerenti).

In particolare il dimensionamento dei pozzi molto profondi viene trattato con criteri di calcolo che sono più vicini a quelli dei pali (cap. 14) e delle paratie (cap. 16) che a quelli dei blocchi. Per il progetto dei vari anelli di rivestimento dei pozzi valgono poi gli stessi metodi indicati per i sotterranei al cap. 18.

17.2.3 Progettazione geotecnica.

17.2.3.1 *Reazioni del terreno in condizioni limite ultime.*

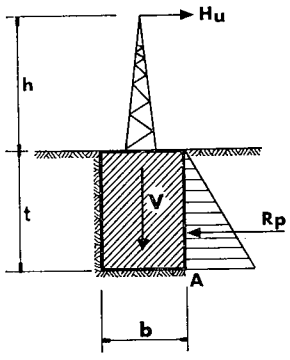


Fig. 17.2 – Reazioni del terreno sul blocco di fondazione di un'antenna secondo la formula francese.

17.2.3.1.1 Formula francese. — Per ragioni principalmente di carattere storico, si ricorda l'antica formula, che va sotto il nome di formula « francese », che considera l'equilibrio limite ultimo del masso (fig. 17.2) sotto l'azione della risultante verticale (peso proprio e portato) e del tiro orizzontale ultimo H_u, che provoca il rovesciamento, applicato alla altezza h in sommità del traliccio, e della resistenza passiva del terreno sulla parete a valle. Il tiro limite ultimo viene espresso dalla equazione di equilibrio dei momenti di dette forze rispetto allo spigolo A della fondazione.

$$H_u = \frac{1}{h+t}\left[\frac{V\,b}{2} + \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)\,\frac{a\,t^3}{6}\right] \qquad (17.1)$$

dove: a e b sono le dimensioni di base del blocco (a

nella direzione normale a quella di H) e t il suo approfondimento nel terreno. Per dedurne il tiro ammissibile in esercizio viene consigliato un coefficiente di sicurezza $\eta = 1{,}5$.

Il procedimento è passibile di fondate critiche in quanto l'equilibrio delle forze orizzontali non risulta verificato, essendo ignorate le resistenze di attrito sulle pareti laterali e sul fondo; inoltre la reazione di base del terreno è concentrata nello spigolo A; si aggiunga che il diagramma della resistenza è poco verosimile e incongruente con il moto postulato del blocco nel suo rovesciamento.

Comunque la (17.1) è cautelativa ed infatti nelle esperienze si trovano valori maggiori del tiro ultimo. La formula viene ancora impiegata ed è uno di quei casi, piuttosto frequenti, nei quali una semplice formuletta, teoricamente criticabile ma di rapido uso, riesce a sopravvivere fra nuove teorie.

Si ricordano fra queste le teorie di Brinch-Hansen (v. fig. 14.49) riportate per i pali soggetti ad azioni orizzontali ed immersi in terreni coerenti; per quest'ultimi Davis ha svolto l'analisi per condizioni non drenate ($\varphi_u = 0$).

17.2.3.2 *Reazioni del terreno in condizioni limite di esercizio.*

17.2.3.2.1 Diverse forme di equilibrio al variare delle reazioni del terreno. — L'ipotesi di rigidità del blocco semplifica notevolmente il problema della interazione terreno struttura, perchè diventa un problema di solo equilibrio. Peraltro la trattazione « elastica » svolta in 14.4 per i pali, sottoposti ad azione orizzontale, è estensibile, con opportuni adattamenti, ai blocchi.

Il problema dell'equilibrio del blocco di fondazione, viene affrontato, con maggior rigore, da Fröhlich che ha adottato l'ipotesi di Möhr dell'andamento parabolico del diagramma delle reazioni lungo le pareti, già indicato al cap. 16 per le palancole.

Sul blocco di fondazione della fig. 17.3 si pensi di incrementare la forza H a partire dal valore zero. All'inizio non si producono rotazioni apprezzabili del blocco in modo che, non venendo destate le reazioni laterali, alla forza applicata fanno equilibrio in direzione orizzontale la resistenza di attrito $T = H$, lungo la superficie di base del blocco, mentre in direzione verticale ai carichi (del blocco e struttura) fanno equilibrio le pressioni di contatto.

Se poi il blocco fosse appoggiato sulla superfice del terreno questo stato di cose per-

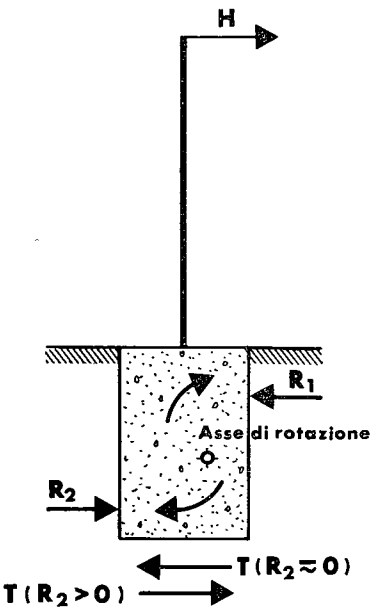


Fig. 17.3 – Modello delle reazioni del terreno su un blocco di fondazione sollecitato da una forza orizzontale applicata a forte altezza.

marrebbe, al crescere della forza applicata, fino al rovesciamento che, certamente, con i normali rapporti fra dimensioni dei blocchi di fondazione ed altezza dei tralicci si verificherebbe prima dello scorrimento.

Se invece, come avviene normalmente, il blocco è incassato nel terreno, all'incrementarsi della forza H esso ruota intorno ad un asse giacente sotto o sulla base del blocco stesso. Di conseguenza la parete a valle (nella fig. 17.3 la destra) preme sul terreno provocando una reazione R_1 che, unitamente alla T, equilibria la H che per questa condizione limite viene indicata $H_{\text{lim }1}$, ossia:

$$R_1 + T = H_{\text{lim }1} \tag{17.2}$$

Incrementando la H, la R_1 cresce e la T, raggiunto il valore massimo, diminuisce fino ad annullarsi ($H = R_1$), dopo di che, avendo la base del blocco tendenza a scorrere in senso opposto alla H, la T cambia di segno.

L'equazione di equilibrio limite alla traslazione diviene allora:

$$R_1 - T = H_{\text{lim }2} \tag{17.2'}$$

L'inversione della T, a parità di quota della H, si verifica, più o meno rapidamente, a seconda dell'approfondimento nel terreno del blocco, dipendendo da esso la grandezza della $R_{1\,\text{ult}}$.

Dopo che la T, cambiata di segno, ha raggiunto il suo valore ultimo (T_u), compatibile con la resistenza di attrito esterno blocco-terreno, la base scorre in senso opposto e, pertanto, l'asse di rotazione del sistema si innalza dal piano di base.

Di conseguenza anche sull'altra parete (nella fig. 17.3, la sinistra) interviene una reazione del terreno; la condizione di equilibrio limite alla traslazione orizzontale diventa quindi, essendo R_2 la nuova reazione:

$$H_{\text{lim }3} + T_u + R_2 - R_1 = 0 \tag{17.3}$$

Evidentemente, affinchè sia possibile l'inversione della T, e quindi si entri in questa terza fase caratterizzata dalla comparsa della R_2, occorre che la fondazione sia sufficientemente profonda, in modo che il valore massimo della R_1 possa consentire lo scorrimento della fondazione nel verso opposto senza rottura del terreno superficiale. Altrimenti al crescere della H la R_1 raggiunge il valore ultimo, il terreno laterale rifluisce, e si produce quindi lo scorrimento della fondazione ancora nel verso della H.

È pertanto evidente che l'altezza del tratto di blocco approfondito nel terreno è determinante per il meccanismo dell'equilibrio ultimo.

È stata analizzata l'evoluzione dello schema di equilibrio di un determinato blocco all'incrementarsi della forza orizzontale applicata, a partire dal valore nullo. Se si mantenesse costante l'intensità della H, e variabile la profondità del piano di posa del blocco, si ritroverebbero ancora le tre fasi indicate e, precisamente, la prima con fondazione superficiale, la seconda, e poi la terza, approfondendo, via via, il piano di appoggio.

Nella fig. 17.4 il diagramma delle pressioni è schematizzato in una parabola su un setto fittizio di spessore nullo, rappresentativo delle due pareti opposte del blocco della fig. 17.3. Ai due tratti di parabola corrispondono le risultanti R_1 ed R_2.

La parabola è definita dalla condizione di essere tangente, nel punto A sulla superficie del terreno, al diagramma della pressione passiva A-B, e di passare per l'asse di rotazione del blocco.

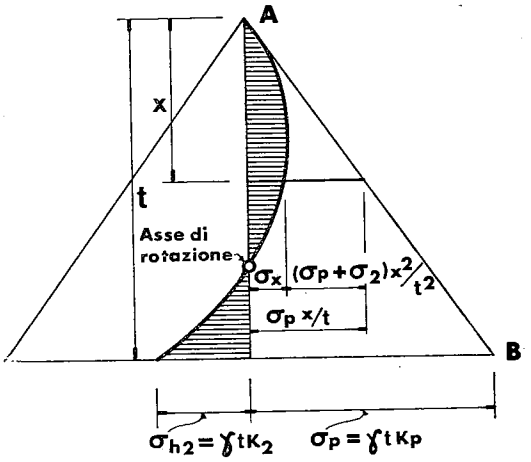


Fig. 17.4 – Schematizzazione delle pressioni agenti su un setto fittizio, di spessore nullo, equivalente alle pareti del blocco.

Indicando con $\sigma_{h2} = \sigma_2 = \gamma\, t\, K_2$ la pressione orizzontale sulla parete alla profondità t della base del blocco di fondazione, ed essendo $\sigma_{hp} = \sigma_p = \gamma\, t\, K_p$ la resistenza limite ultima, la pressione ad una profondità generica x risulta:

$$\sigma_{hx} = \pm \left[\sigma_p \frac{x}{t} - (\sigma_p + \sigma_2) \frac{x^2}{t^2} \right] \tag{17.4}$$

per valori di x da ambo i lati dell'asse di rotazione.

La massima resistenza di attrito che può prodursi alla base del blocco, essendo δ l'angolo di attrito esterno fra terreno e muratura, è:

$$T_u = V \operatorname{tg} \delta = V f \tag{17.5}$$

dove V è la risultante del peso del blocco e della sovrastruttura ed $f = \operatorname{tg} \delta$. Vengono trascurate le componenti verticali di attrito delle reazioni R_1 ed R_2 (fig. 17.5) e quelle sulle due pareti parallele al piano di figura.

Sostituendo l'eq. (17.5) nella (17.3), di equilibrio delle forze, viene:

$$R_1 - R_2 = H + f\, V \tag{17.6}$$

ed esplicitando le R_1 ed R_2, dalla integrazione della (17.4) nei due tratti supe-

riore ed inferiore al punto di nullo, la prima equazione di equilibrio ottenuta con alcune semplificazioni risulta nella forma direttamente utilizzabile:

$$K_2 \gamma = \frac{1}{2}\left[K_p \gamma - \frac{6\ (H + f\ V)}{a\ t^2}\right] \tag{17.7}$$

nella quale a è la dimensione della base, in direzione normale alla forza applicata $H = H_{\lim 3}$ per data t.

Nel caso che la pressione σ_{h2} del diagramma della fig. 17.4 sia nulla, e quindi l'asse di rotazione scenda sul piano di appoggio, risulta $K_2 = 0$ e la (17.7) si semplifica nella

$$\gamma\ K_p = \frac{6\ (H + f\ V)}{a\ t^2} \tag{17.8}$$

ove $H = H_{\lim 2}$ per data t.

Può allora dirsi che la R_2 non interviene quando si verifichi l'ineguaglianza:

$$\frac{6\ (H + f\ V)}{a\ t^2} \geq K_p \gamma \tag{17.9}$$

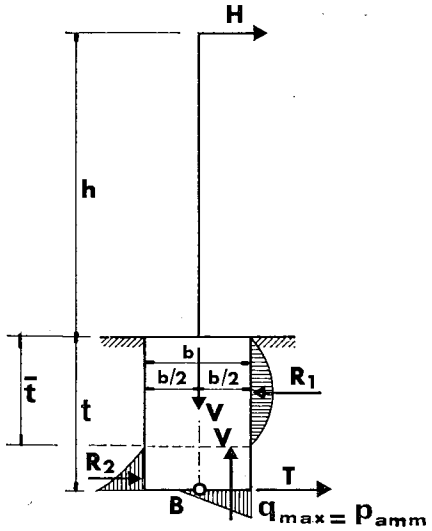


Fig. 17.5 – Distribuzione delle pressioni sul blocco di fondazione (Fröhlich).

La seconda equazione di equilibrio è quella alla rotazione, scritta rispetto all'asse passante per il centro B della base del blocco (fig. 17.5), che, trascurando l'attrito lungo le pareti verticali del blocco, viene:

$$H\ (h + t) = M_v + M_0 \tag{17.10}$$

dove M_v ed M_0 sono i momenti delle forze verticali ed orizzontali rispetto allo spigolo a valle.

Ammessa una distribuzione piana delle pressioni di contatto al piano di fondazione, il diagramma, per i forti valori di H, diviene triangolare; il momento delle forze verticali è, allora:

$$M_v = \frac{1}{2}\left(b - \frac{4\,V}{3\,p_{amm}\,a}\right)V \tag{17.11}$$

essendo $q_{max} = p_{amm}$ (v. 13.2.2) la pressione ammissibile sul terreno al bordo della fondazione. Per le verifiche, data la ipotesi particolarmente sfavorevole, può assumersi per q_{max} il valore $p_{eq} = \frac{3}{4}\,q_{max}$ (v. fig. 13.7) ovvero può essere maggiorato p_{amm} moltiplicandolo per 4/3 (v. 17.A.1).

Per la valutazione del momento M_0 occorre distinguere se intervenga la sola R_1 od anche la R_2.

Nel primo caso, il diagramma delle pressioni è esteso a tutta l'altezza del blocco, ed annullandosi al piano di base (spostamento nullo), si trova per integrazione della (17.4):

$$M_0 = \frac{1}{12}\,K_p\,a\,t^3\,\gamma \tag{17.12}$$

Nel secondo caso, ancora per integrazione del diagramma intrecciato, si ottiene:

$$M_0 = \frac{1}{24}\,K_p\,\gamma\,a\,t^3 + \frac{1}{4}\,(H + f\,V)\,t \tag{17.13}$$

Il coefficiente K_p, dipendendo unicamente dall'angolo di attrito del terreno, non valuta sia l'effetto della inclinazione della resistenza ($K_{p\delta}$: 16.21.) sia l'effetto della coesione, molte volte presente. Il suo valore può essere scelto in base a quanto detto al cap. 16 ma qui, facendosi uso della teoria di Fröhlich, si è ritenuto di adottare per le applicazioni del procedimento proprio i valori $K_p\,\gamma = C$ da lui forniti nella tabella 17.1.

TABELLA 17.1 – **Coefficienti di resistenza laterale** (Fröhlich).

Terreno	Coeff. C in t/m³
Sabbia asciutta	4,8-6,1
Sabbia sommersa	5,0
Sabbia in frangia capillare	8,3
Limo asciutto	6,9-9,2
Limo sommerso	3,9-4,7
Argilla molto consistente	7,4-12,2
Argilla poco consistente	4,0-5,0

Quando si tollerano solo piccole rotazioni del blocco i valori di C debbono essere ridotti assumendo, al più, $K_p = 1$, nel qual caso $C = \gamma$.

Introducendo il coefficiente C per $R_2 = 0$ (asse di rotazione sulla superficie di appoggio) la condizione di equilibrio (17.10), per le (17.11) e (17.12) si scrive:

$$H\,(h + t) = \frac{1}{2}\left[b - \frac{4\,V}{3\,p_{amm}\,a}\right] V + \frac{1}{12}\,C\,a\,t^3 \qquad (17.14)$$

Nella condizione $R_2 > 0$ l'equazione di equilibrio (17.10) diviene:

$$H\,(h + \frac{3}{4}\,t) = \frac{1}{2}\left(b - \frac{4\,V}{3\,p_{amm}\,a}\right) V + \frac{1}{24}\,C\,a\,t^3 + \frac{1}{4}\,f\,V\,t \qquad (17.15)$$

Se il blocco di fondazione ha pianta quadrata ($a = b$) e peso specifico di 2 t/m³, e si suppone che il peso del traliccio sia pari al 10% del peso del blocco stesso, risulta $V = 2{,}2\,b^2\,t$ e, pertanto, le precedenti equazioni assumono la forma semplificata:

per $R_2 = 0$

$$\frac{6\,(H + 2{,}2\,f\,b^2\,t)}{b\,t^2} \geq C \qquad (17.16)$$

$$H\,(h + t) = 1{,}1\left(1 - \frac{2{,}93\,t}{p_{amm}}\right) b^3\,t + \frac{1}{12}\,C\,b\,t^3 \qquad (17.17)$$

per $R_2 > 0$

$$\frac{6\,(H + 2{,}2\,f\,b^2\,t)}{b\,t^2} < C \qquad (17.18)$$

$$H\,(h + \frac{3}{4}\,t) = 1{,}1\left(1 - \frac{2{,}93\,t}{p_{amm}}\right) b^3\,t + \frac{1}{24}\,C\,b\,t^3 + 0{,}55\,f\,b^2\,t^2 \qquad (17.19)$$

Si determina allora la profondità, ovvero la larghezza del blocco, con la (17.17), essendo l'altra misura fissata a priori; quindi con la (17.16) si verifica se la distribuzione delle pressioni sulle pareti è quella corrispondente alla prima ipotesi ($R_2 = 0$). In caso negativo si ripete il calcolo mediante la (17.19).

In generale, con fondazioni larghe, pesanti e poco profonde, si ricade nel primo caso, mentre con fondazioni strette, leggere e profonde, nel secondo.

Le dimensioni che si ottengono con le precedenti formule sono tali da garantire che le rotazioni siano minime in quanto, come si è detto, l'ipotesi adottata per il diagramma delle pressioni di contatto presuppone che il valore ammissibile d'esercizio non venga superato.

Naturalmente per il progetto delle fondazioni a pozzo (piloni di linee elettriche, di teleferiche, ecc.) occorrono più tentativi per determinarne la solu-

zione economica, adottando diversi rapporti delle dimensioni dei blocchi, ove particolari ragioni stratigrafiche non ne vincolino la sagoma.

A fondazione più larga corrisponde minore altezza e sulla scelta va considerato che il costo della stessa dipende dal volume delle murature e degli scavi nonchè dalle opere provvisionali necessarie.

17.2.3.2.2 Richiamo all'equilibrio limite ultimo. — La condizione di equilibrio limite ultimo (v. 17.2.3.1), data da Krey per la palancola, è stata estesa da Fröhlich ai blocchi di fondazione introducendo negli sviluppi anche i pesi V e giungendo alla espressione:

$$H_u \left[h + \frac{1}{3} t \right] = \frac{1}{12} C (a + t) t^3 + \frac{2}{3} f V t + \frac{1}{2} b V \qquad (17.20)$$

nella quale il valore di C risulta dalla tabella 17.1.

Pertanto, il rapporto della forza H_u alla H_e di esercizio dà il grado di sicurezza al rovesciamento:

$$\eta = \frac{H_u}{H_e} \qquad (17.21)$$

il cui valore va stabilito con i criteri sulla sicurezza esposti nel cap. 12 e che, comunque, non deve essere inferiore ad 1,5. La stabilità al rovesciamento dei blocchi va verificata con riguardo anche a quanto detto al n. 16.3 e 15.2.3.2.

Volendo tener conto anche dell'azione del vento sul traliccio si considera agli effetti del calcolo, in luogo della sola spinta H_e, la risultante di tutte le forze orizzontali applicate.

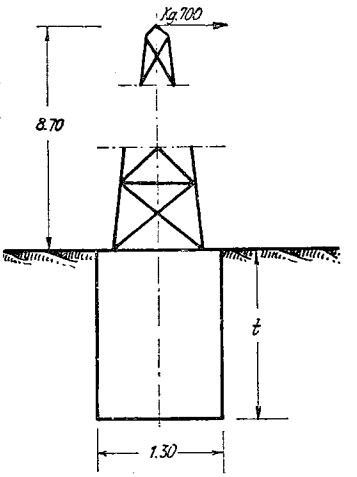


Fig. 17.A.1 – Fondazione di una struttura a traliccio sottoposta a forze orizzontali.

17.A.1 Applicazione.

Si debba progettare la fondazione di un traliccio alla cui sommità sia applicata una forza orizzontale $H = 700$ kg (fig. 17.A.1).

Il terreno sia costituito da sabbia di caratteristiche $f = 0{,}5$; $\gamma = 1{,}6$ t/m³ e la pressione di contatto ammissibile sia 20 t/m² talchè risulta $q_{max} = 4/3 \cdot 20 = 26{,}7$ t/m².

Dalla tabella si trova, per la sabbia asciutta, $C = 4{,}8$ t/m³. Essendo fissato in 1,30 m il lato della fondazione dalla 17.17 si ottiene $t = 1{,}93$ m e poichè sostituendo detto valore nella (17.16) risulta:

$5{,}32 > 4{,}8$ è verificata la condizione necessaria per l'applicabilità della (17.17) ($R_2 = 0$).

Dalle (17.20) e (17.21) si ottiene il coefficiente di stabilità $\eta = 2{,}83$.

Con la formula francese (17.1), assunto per la sabbia asciutta $\varphi = 34^o$, viene:

$$H_u = \frac{1}{8{,}7 + 1{,}93}\left[\frac{5{,}5 \times 1{,}3}{2} + 1{,}6\ \mathrm{tg}^2\left(45^o + \frac{34^o}{2}\right)\frac{1{,}3 \times \overline{1{,}93^3}}{6}\right] = 1{,}12$$

e quindi $\eta = 1{,}57$, valore molto inferiore a quello ottenuto dalla formula di Fröhlich-Krey.

17.2.3.3 *Blocchi a gradoni.* — A volte altri fattori influiscono sul dimensionamento dei blocchi. Così, ad esempio, può occorrere un approfondimento maggiore per raggiungere un terreno migliore, ovvero un ampliamento della base per ridurre la pressione di contatto; conviene allora adottare una o più risèghe del blocco (fig. 17.6) per realizzare una economia di murature.

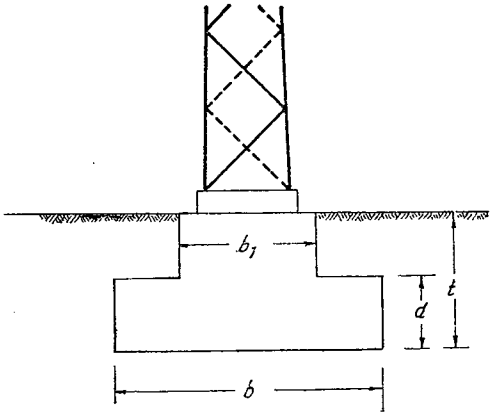


Fig. 17.6 - Fondazione a blocco con gradoni, di una incavallatura elettrica sottoposta a forze orizzontali.

Il peso del terreno sovrastante il gradone influisce favorevolmente sulla stabilità e potrebbe essere ancora valida la 17.14 includendo in V il detto peso.

Con le fondazioni di questo tipo, sempre non molto profonde, può ritenersi verificato il primo caso, ossia assenza della R_2.

Le formule corrispondenti alle (17.9) e (17.14) sono:

$$\frac{8\ (H + f\ V)}{a_1\ t^2\ [1 + 3\ \xi\ (3\ m^2 - 2\ m^3)]} \geq C$$

$$H\ (h + t) = \frac{1}{2}\left(b - \frac{4\ V}{3\ p_{\mathrm{amm}}\ a}\right) + \frac{1}{16}\ C\ a_1\ t^3\ [1 + \xi\ (4\ m^3 - 3\ m^4)] \qquad (17.22)$$

dove:

$$\xi = \frac{a - a_1}{a_1}\ ; \qquad m = \frac{d}{t}$$

Con le dimensioni correnti l'espressione fra parentesi quadre della (17.22) è generalmente molto prossima all'unità.

La (17.22) consente, ad esempio, la determinazione di b o di a, fissate che siano le altre dimensioni ma, in generale, dato che anche il peso V è incognito, risulta più conveniente procedere per tentativi.

Per valutare il coefficiente di sicurezza potrà essere impiegata ancora la (17.20), dove a e b rappresentano le dimensioni del rettangolo di base della fondazione.

17.2.3.4 *Piastra di fondazione.* — Una fondazione economica per un piccolo montante ed anche per altre strutture di limitato impegno, sottoposte sempre a forze orizzontali, si può realizzare riducendo la struttura di base ad una semplice piastra (fig. 17.7) che sfrutta, come stabilizzante, l'economico peso della roccia sciolta che viene disposta, con opportuno costipamento, sopra la piastra.

Anche per questa soluzione Fröhlich ha cercato di correlare i risultati teorici a quelli di esperienze eseguite da Müller con tralicci, al fine di ricavarne un calcolo di dimensionamento.

Egli ipotizza che, alla rotazione della piastra, per l'intervento della forza orizzontale H, oltre al peso stabilizzante V totale [della sovrastruttura (V_e), della piastra e del masso (V_m) di roccia, incombente su di essa] e della resistenza passiva a valle, intervenga anche la resistenza laterale (verticale) sul blocco di terreno sovrastante la lastra. Il tutto, a monte della lastra, tende infatti a spostarsi verso l'alto.

Indicando con R_1 ed R_2 queste resistenze, e supposto piano il diagramma delle pressioni sul terreno, di cui alla fig. 17.7, ove è indicata con $3\,c$ la lunghezza della zona di contatto alla base, di

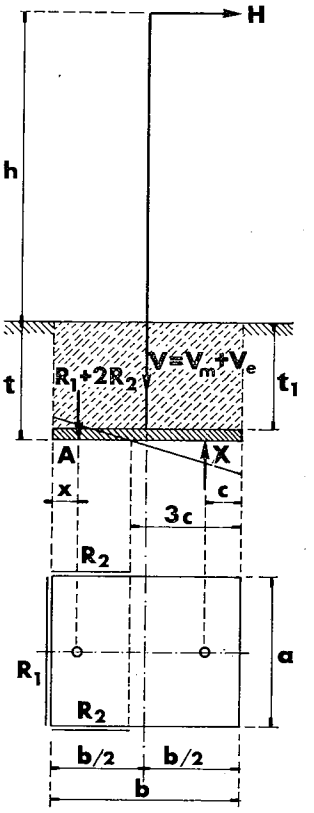


Fig. 17.7 – Fondazione a piastra approfondita nel terreno (Fröhlich).

dimensione $a \times b$ (b nella direzione della H), risulta l'equazione di equilibrio, scritta rispetto al baricentro del triangolo della pressione di contatto:

$$H\,(h+t) = V\left(\frac{b}{2} - c\right) + R_1\,(b-c) + 2\,R_2\left[\frac{b-3\,c}{2} + 2\,c\right] \qquad (17.23)$$

ed essendo:

$$R_1 = \frac{1}{2}\,\mathrm{tg}\,\varphi\,\gamma\,K\,a\,t_1^2$$

$$2\,R_2 = \mathrm{tg}\,\varphi\,\gamma\,K\,(b-3\,c)\,t_1^2$$

la 17.23 diviene:

$$H\,(h+t) = V\left(\frac{b}{2} - c\right) + \operatorname{tg}\varphi\,\gamma K t_1^2 \left[\frac{1}{2}\,a\,(b-c) + (b-3\,c)\,\frac{b+c}{2}\right] \quad (17.24)$$

L'A. consiglia di assumere $K = 0{,}8\ K_p$ per il calcolo del tiro di esercizio H_e e $K = K_p$ per il tiro limite ultimo H_u.

In base a risultati sperimentali, constatato che a forti incrementi della forza orizzontale corrispondono piccole rotazioni della base, deduce che la lunghezza $3\,c$ del rettangolo di contatto può oscillare, all'incirca, dal valore $3\,c = \frac{2}{3}\,b$, per la condizione di esercizio, a $3\,c = \frac{1}{3}\,b$, per quella ultima.

La pressione di contatto massima, allo spigolo della fondazione, risulta:

$$p_{\max} = \frac{2}{3\,a\,c}\,(V + R_1 + 2\,R_2) \quad (17.25)$$

dove per R_1 e R_2 si assumono valori corrispondenti alle condizioni ultime od a quelle di esercizio, a seconda di ciò che si vuole conoscere.

17.3 Blocchi di ancoraggio.

17.3.1 Caratteristiche statiche.

A differenza del blocco di fondazione, il blocco di ancoraggio non ha funzione portante di strutture bensì di contrasto a forze (trasmesse da cavi) che, generalmente, gli pervengono con sensibile inclinazione rispetto alla orizzontale. Esso pertanto, nella condizione limite ultima, tende a scorrere sul terreno.

Il blocco è in conglomerato pieno, in modo da realizzare il massimo peso, ed è costruito, in generale, con inerte di grossa pezzatura di pietra pesante e gettato direttamente sul terreno. Ciò perchè la resistenza di attrito, destata alla base, è preponderante e di maggiore affidamento, rispetto alle altre resistenze offerte dalle pareti, anche quando il blocco sia in parte, o totalmente, approfondito nel terreno.

Il blocco di ancoraggio è un parallelepipedo a pianta quadrata o rettangolare sagomato superiormente con una pretuberanza che, raccogliendo il cavo, ne esprime la funzione statica.

17.3.2 Progettazione geotecnica.

17.3.2.1 *Forme diverse di resistenza del terreno.* — Il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio è vincolato a due valori del tiro: al valore limite ultimo, per cui il blocco perde l'equilibrio statico e non consente alcun ulteriore incremento del tiro, ed al valore limite di esercizio, legato allo scorrimento ammis-

sibile in esercizio. Sono due condizioni le cui verifiche richiedono margini di sicurezza, naturalmente, diversi. Se la seconda condizione, ossia lo scorrimento limite di esercizio, non sussiste, o perchè è accettabile qualsiasi scorrimento, o perchè il tirante è munito di attrezzatura che consente la ripresa del cavo, così da compensare gli scorrimenti del blocco, questo può essere dimensionato in relazione alla sola prima condizione, cioè alla resistenza limite ultima.

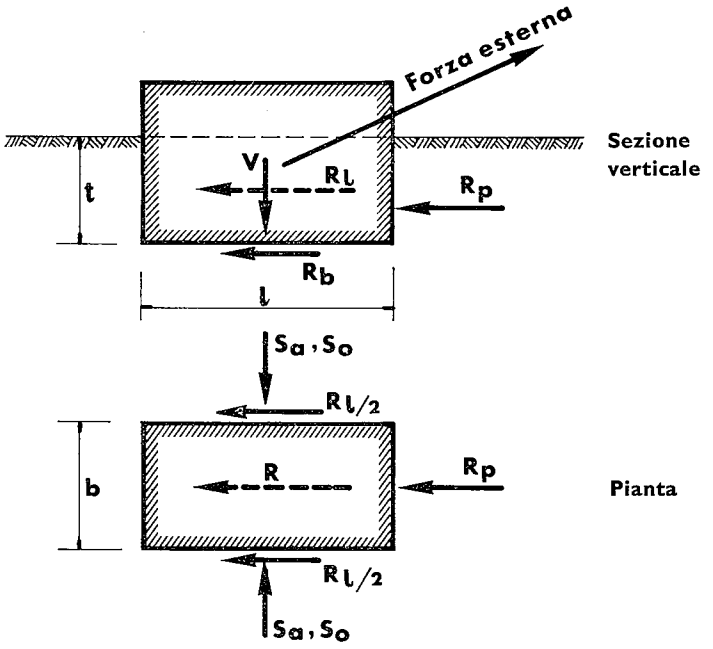


Fig. 17.8 – Reazioni di base, laterale, frontale, offerte dal terreno alla forza di tiro applicata al blocco.

Per la prima condizione si considera che il blocco resista alla azione esterna (in generale di tiro) offrendo una reazione la cui componente orizzontale trae forza dai seguenti tre contributi (fig. 17.8) che, solo nella situazione di equilibrio limite ultimo, intervengono contemporaneamente e totalmente.

a) Resistenza di base R_b, per attrito muratura-terreno sulla superficie di appoggio.

b) Resistenza laterale R_l, per attrito muratura-terreno sulle due pareti laterali.

c) Resistenza frontale R_p di pressione passiva sulla parete a valle.

È evidente che la presenza di una coesione del terreno, sia di base che laterale, incrementa la resistenza. La spinta sulla parete a monte va considrata negativamente, nel suo valore minimo S_a, anche se, in effetti, può intervenire la pressione di quiete.

La resistenza totale, offerta dal blocco nella condizione di equilibrio limite ultimo, ha quindi la risultante:

$$R_t = R_b + R_e + R_p - S_a \tag{17.26}$$

Nella valutazione della resistenza di base R_b va considerato che il peso utile è quello del blocco, detratta la componente verticale (se verso l'alto) del tiro ed, eventualmente, l'alleggerimento per immersione in falda, come pure va considerato che, per le condizioni di esercizio, le componenti tangenziale e frontale non possono essere sommate, senza analizzare attentamente l'evoluzione del fenomeno, in quanto esse crescono con leggi diverse all'incrementarsi dello scorrimento, e quindi del tiro applicato al blocco, e non raggiungono simultaneamente i rispettivi valori ultimi.

17.3.2.2 *I risultati sperimentali.*

17.3.2.2.1 Le modalità delle esperienze. — Importanti esperienze sono state condotte dalla scuola di Schültze [1] in occasione della progettazione dei blocchi di ancoraggio dei cavi di sospensione prima di un ponte sul Reno, con campata di 500 m di luce (fig. 17.9), e poi del ponte di Verrazzano a

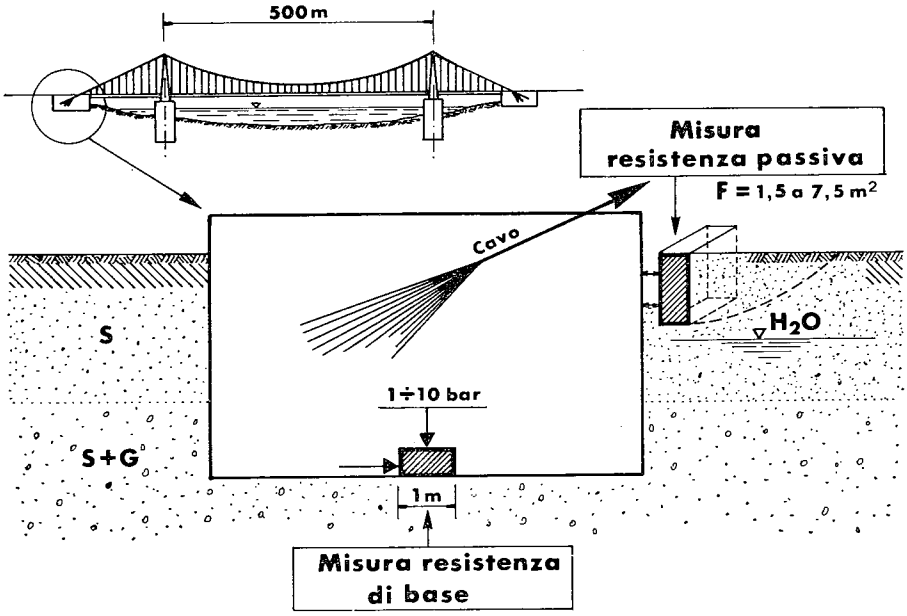


Fig. 17.9 – Blocco di ancoraggio dei cavi di sospensione di un ponte sul Reno (Schültze) e schema delle prove eseguite in fase progettuale.

---

[1] SCHÜLTZE E., *Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern*, V.G.B. N. 38. HORN A., *Sohlreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven gründungen inn ichtbindingen Boden*, V.G.B. N. 110.

Brooklyn, con campata sospesa di 1300 m (fig. 17.10). In ambedue le opere i blocchi di ancoraggio dei cavi di sospensione poggiano su misti di sabbia e ghiaia, terreno che offre la massima resistenza di attrito.

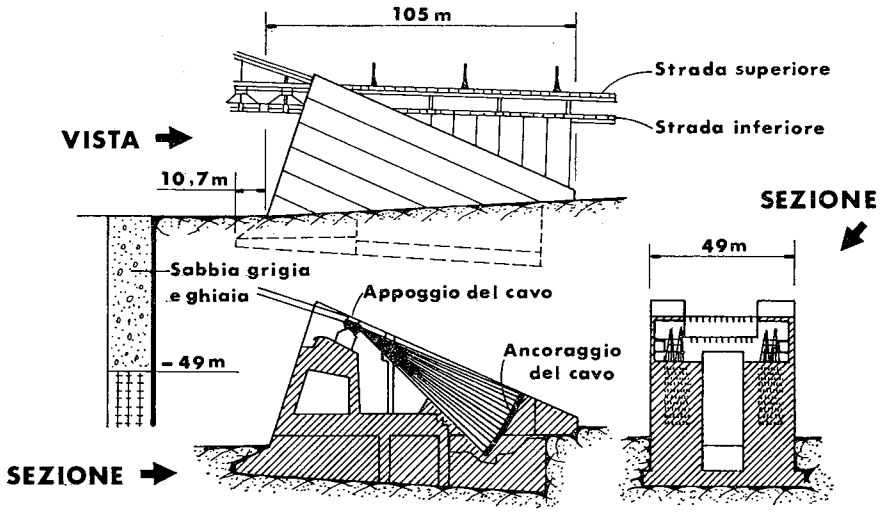


Fig. 17.10 – Blocco di ancoraggio dei cavi di sospensione della travata di 1300 m del ponte di Verrazzano a Brooklyn.

Nella fig. 17.9 è segnata la posizione di riferimento, in sito, della piastra di 1 m² di area, sperimentata in laboratorio per la misura della resistenza tangenziale di base (fig. 17.11).

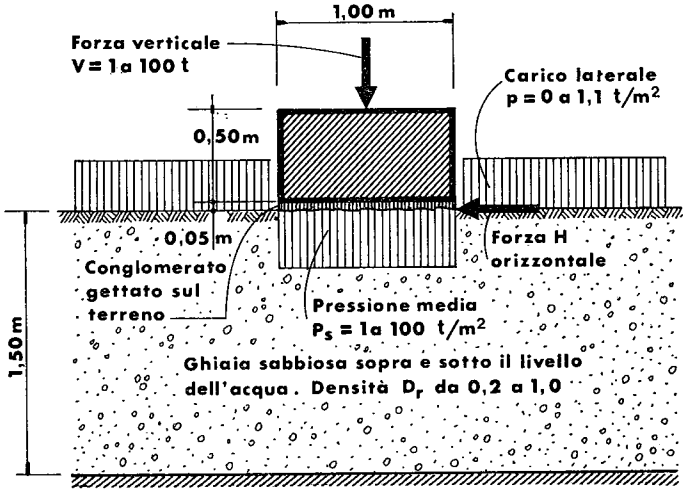


Fig. 17.11 – Misura della resistenza di base con un modello riproducente in grande scala le condizioni del blocco di ancoraggio dei cavi del ponte della fig. 17.9 (Schültze).

Le prove sono state eseguite per diversi valori della pressione di contatto, compresi fra 1 e 10 bar, sovraccarico laterale simulante l'effetto di profondità di posa da 0 a 1,1 t/m², e densità relativa del terreno D_r da 0,2 ad 1,0. Le prove sono state eseguite con terreno sia immerso che sopra falda.

Nelle esperienze sono state usate piastre di larghezze diverse da 1 m a 3 m ed altezze pure diverse da 1,5 m a 2,5 m.

Particolare attenzione è stata posta nelle prove per correlare le resistenze, sia di base che passiva, all'entità degli scorrimenti subiti dal blocco. I risultati delle esperienze sono stati utilizzati per mettere a punto un metodo di calcolo di dimensionamento di blocchi su terreni incoerenti.

17.3.2.2.2 La resistenza di base. — In presenza di roccia incoerente, come quella delle esperienze cui si è fatto cenno, la resistenza alla base del blocco è funzione attraverso l'angolo di attrito δ fra muratura e roccia, della componente verticale V risultante della forza peso del blocco e della componente verticale della forza agente (in generale di verso opposto alla gravità). La resistenza dipende pure dalla densità della stessa roccia.

Dalle prove è risultato che spostamento e resistenza di base mobilitata sono legate da una legge iperbolica, indipendente dall'area della superficie di appoggio del blocco, secondo la classica esperienza di Coulomb.

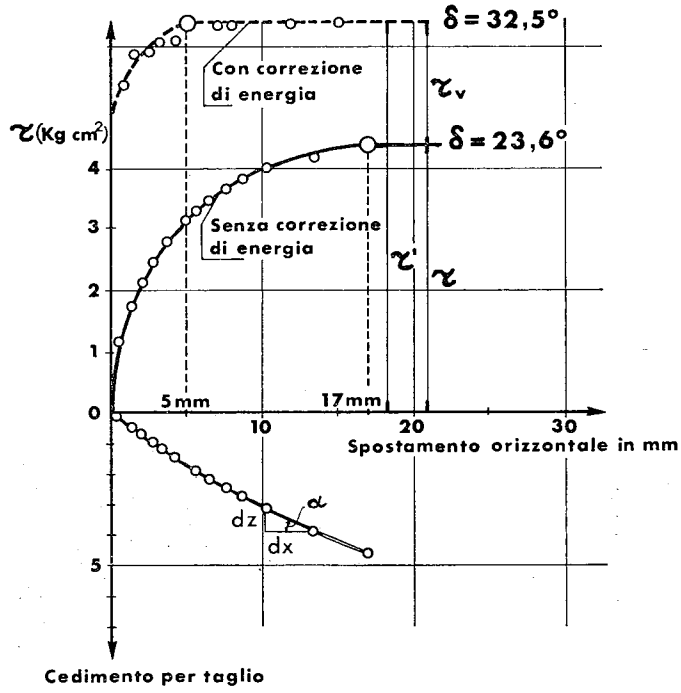


Fig. 17.12 – Risultati della prova di taglio sul misto granulare della fig. 17.9 (Schültze e Horn).

Si è riscontrato, inoltre, che il tempo richiesto perchè si stabilizzi lo spostamento, sotto una determinata forza, è sempre di molti giorni, anche quando il blocco poggia su roccia lapidea, come pure sembra che la stessa gradualità di applicazione della forza esterna abbia sensibile influenza sulla resistenza limite ultima nel senso che, a decorsi di tempo più lunghi, corrispondono valori maggiori della forza ultima.

Nella fig. 17.12 la seconda linea (v. in seguito) descrive i risultati di una prova di taglio che porta ad un valore dell'angolo di attrito esterno apparente $\varphi = 23^{\circ}\,6'$ mentre la linea superiore è quella della resistenza tangenziale effettiva, dedotta dalla prima, tenendo conto (Taylor 1948) della energia dispersa nell'abbassamento del blocco di prova, abbassamento che è diagrammato nel quadrante inferiore del grafico.

La forza tangenziale che viene persa nella prova, e che deve essere recuperata per il bilancio energetico, è [1]:

$$\Delta H = V \frac{dz}{dx} = V \operatorname{tg} \alpha \tag{17.27}$$

essendo dz lo spostamento verticale durante lo scorrimento che, nel caso particolare, è un abbassamento, essendo dx il corrispondente spostamento orizzontale ed α (Schültze 1967) l'inclinazione della direzione dello spostamento del blocco (fig. 17.12).

La ΔH è un incremento della H, se la lastra si abbassa nel corso della

---

[1] Nel corso della prova la lastra scorre orizzontalmente e, nello stesso tempo, subisce uno spostamento verticale che può essere un abbassamento od un innalzamento, a seconda della densità della roccia sciolta, compiendo un lavoro positivo o negativo che interviene nel computo della energia. Se dz è lo spostamento verticale, conseguente allo scorrimento dx, prodotto dalla forza T (da non confondersi con il cedimento per consolidazione sotto la forza V) viene compiuto un lavoro interno

$$L_i = \frac{1}{2} V\, dz \tag{17.28}$$

che deve essere equilibrato da un lavoro esterno.

Essendo dx lo spostamento orizzontale deve verificarsi un incremento ΔH della forza H, che produca un lavoro esterno L_e tale che:

$$L_e = L_i \tag{17.29}$$

e poichè:

$$L_e = \frac{1}{2} \Delta H\, dx$$

viene:

$$\Delta H = V \frac{dz}{dx} = V \operatorname{tg} \alpha \tag{17.30}$$

dove α è l'inclinazione della direzione dello spostamento risultante del blocco rispetto alla direzione del tiro.

prova, e quindi va sommata alla forza T misurata, mentre sarà un decremento, e quindi andrà sottratta, se durante la prova si produce un innalzamento della lastra, il che può verificarsi per una elevata densità della roccia sciolta (v. analogia con fig. 3.72).

La tensione tangenziale effettiva risulta pertanto (v. fig. 17.12):

$$\tau' = \frac{H + \Delta H}{A} = \tau + \frac{V}{A} \operatorname{tg} \alpha \tag{17.31}$$

essendo A l'area di contatto.

Si hanno così due angoli di attrito esterno: uno apparente, misurato nella prova, ed uno reale, tenuto conto della correzione energetica. La differenza fra i due dipende dalla entità dello spostamento verticale subito dalla lastra, che è tanto maggiore quanto minore è la densità del terreno su cui scorre.

Quindi, al fine di non perdere apprezzabile resistenza di base $(\tau' - \tau)$ occorre che l'abbassamento del blocco sia minimo.

Su tale abbassamento ha pure notevole influenza, oltre il grado di costipamento del terreno, la pressione laterale al blocco, ossia la profondità di posa del blocco, e, in genere, lo stato tensionale del sottosuolo. Vi influisce notevolmente anche la presenza di una coesione, sia pure apparente, e la scabrosità della base, tanto da poter raggiungere, per base scabrosa, come quella ottenuta con getto diretto sul terreno, un angolo di attrito esterno uguale all'attrito interno del terreno.

Si rileva, inoltre, che l'abbassamento ha anche l'effetto di ritardare la mobilitazione della resistenza totale.

Circa lo spostamento orizzontale, necessario a mobilitare la resistenza tangenziale limite ultima, le esperienze hanno indicato un valore da 5 mm, per un misto di inerti molto denso, a 25 mm, per uno a bassa densità.

Più genericamente risulterebbe che lo spostamento Δ_u di un blocco e la corrispondente tensione tangenziale mobilitata τ, sarebbero legati dalla relazione:

$$\Delta_u = \frac{1{,}15\ e_0 - 0{,}4}{\eta - 0{,}84} \tag{17.32}$$

dove:

$$\eta = \frac{\tau_u}{\tau}\ ; \tag{17.33}$$

ed essendo e_0 l'indice dei pori iniziale della roccia sciolta sperimentata.

Nella fig. 17.12 si vede che, ove il cedimento della lastra fosse pressocchè nullo (curva superiore), il massimo della resistenza tangenziale verrebbe raggiunto rapidamente ai primi scorrimenti.

La fig. 17.13 illustra i risultati della prova di taglio in diagramma $\sigma - \tau$. La curvatura della linea mostra che il coefficiente di attrito blocco-terreno τ/σ decresce al crescere della pressione di contatto (fuso campito) e varia ampiamente fra 0,08 e 0,80 mentre eseguendo la correzione energetica si torna alla

retta (a tratto e punto) con valore 0,66 del rapporto, indipendente dalla entità della pressione. Analogo è il risultato per l'attrito del terreno.

Dai risultati delle prove si possono trarre le seguenti conclusioni:

a) l'angolo di attrito muratura-terreno con superficie ruvida, come si ottiene eseguendo il getto di conglomerato direttamente sul terreno, è pari all'angolo di attrito del terreno di base;

b) l'angolo di attrito apparente (privo della correzione energetica): base-terreno, mobilitato dalla forza esterna che induce lo scorrimento, decresce con l'aumentare della pressione di contatto, poichè aumenta il cedimento durante lo scorrimento tangenziale.

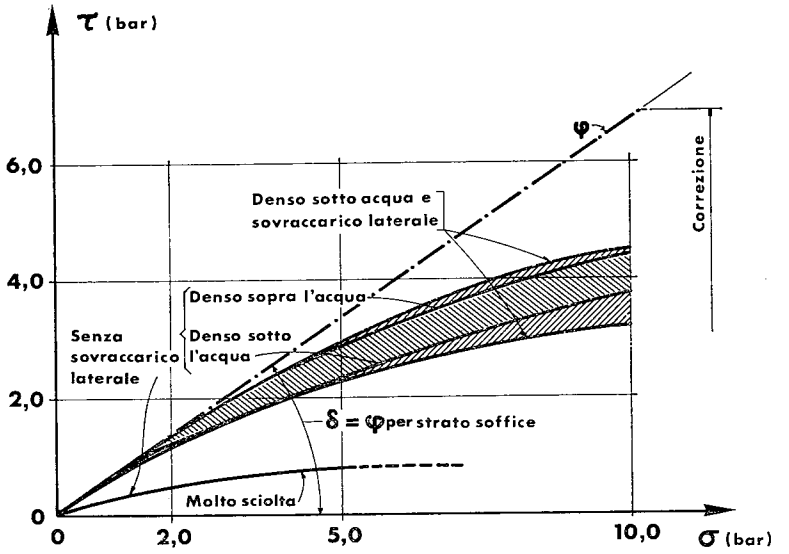


Fig. 17.13 – Curve sperimentali dell'attrito blocco-terreno (δ) al variare dello stato di addensamento del terreno; la linea a tratto e punto (φ) si ottiene da correzione energetica (Schültze e Horn).

È della massima importanza preparare il terreno di appoggio del blocco con un energico costipamento, prima di procedere al suo getto;

c) lo spostamento orizzontale, necessario a provocare la totale mobilitazione dell'attrito di base, può essere previsto, mediamente, intorno ai 15 mm (per il ponte di Verrazzano venne ammesso un massimo di 5 mm).

17.3.2.2.3 La resistenza laterale. — La resistenza laterale dipende dall'approfondimento del blocco nel terreno e dalla entità della spinta efficace esercitata dalla roccia sulle due pareti laterali. Tale spinta può variare dal valore attivo a quello di quiete. Può tuttavia assumersi il valore di quiete,

riducendo prudenzialmente l'angolo di attrito terreno-parete ai 2/3, ossia assumere:

$$R_l = 2\ S_0\ \mathrm{tg}\ \frac{2}{3}\ \delta \tag{17.34}$$

essendo S_0 la totale spinta di quiete su una delle due pareti.

Va detto, peraltro, che la resistenza laterale interviene apprezzabilmente solo dopo sensibili spostamenti del blocco e, pertanto, ove questi debbano essere mantenuti in limiti modesti, tale contributo non compare nel calcolo della resistenza.

17.3.2.2.4 La resistenza frontale. — Come già visto al cap. 16 la resistenza offerta dal terreno ad una parete premente contro di esso, dipende dalla altezza della parete stessa, dall'attrito φ del terreno, dall'attrito δ parete-terreno e, soprattutto, dall'entità dello spostamento subito dalla parete stessa.

Nel caso del blocco non si tratta più di un problema piano, come per il muro indefinito, bensì di un problema spaziale in quanto, essendo limitata la larghezza della parete frontale, interviene, nella resistenza, oltre al terreno direttamente investito dalla parete, anche quello a lato. In altre parole il corpo di terreno slittante, che contrasta la pressione esercitata dalla parete si estende

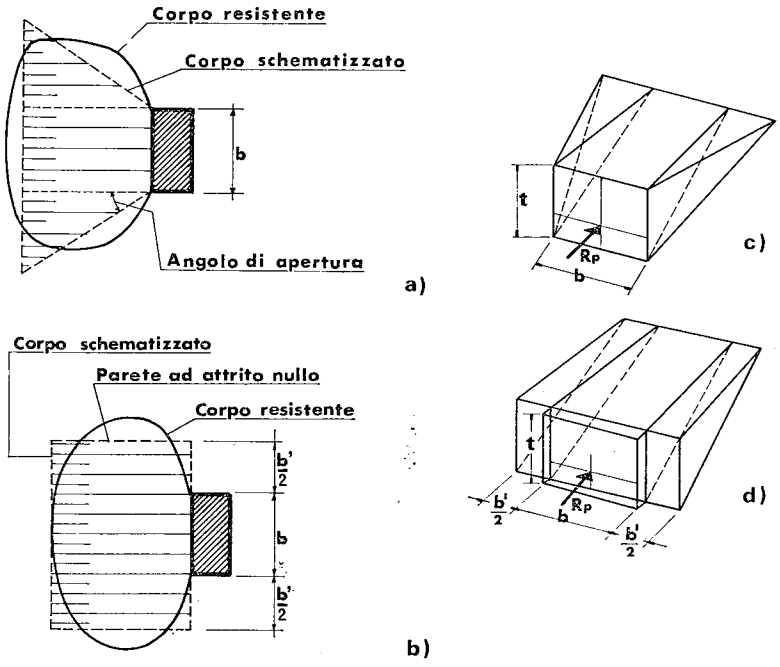


Fig. 17.14 – Schematizzazione dei corpi spaziali di scorrimento passivo nelle ipotesi: *a*, di corpo piramidale; *b*, di corpo prismatico.

lateralmente a questa, come è stato constatato misurando gli spostamenti di punti di riferimento disposti nella massa di terreno.

Questo problema spaziale, al quale si è già accennato al cap. 14, parlando della resistenza offerta dal terreno ai pali sottoposti a forze orizzontali, assume particolare importanza per i blocchi e qui viene ripreso affrontandolo secondo due ipotesi lievemente diverse.

L'una, rappresentata nella fig. 17.14 *a* e *c* postula una diffusione laterale della pressione a ventaglio, che individua un corpo slittante di forma all'incirca piramidale; l'altra come in fig. 17.14 *b* e *d* considera un corpo slittante cuneiforme, allargato rispetto al blocco. Le superfici di slittamento, come del resto anche nel problema piano, sono in realtà tutt'altro che piane ma l'approssimazione è, di solito, lecita ottenendosi valori di R_p più vicini a quelli d'esercizio che a quelli ultimi (K_p anzichè $K_{p\delta}$).

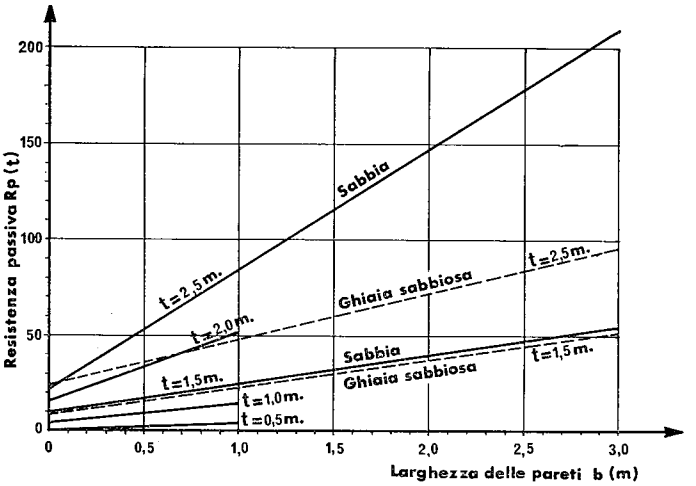


Fig. 17.15 – Correlazione fra resistenza passiva ultima e larghezza della parete *b* per diverse altezza *t* (Schültze).

La preferenza della maggior parte degli autori fra queste due ipotesi è per la prima (Brenneck-Lomeyer 1930, Wissenbach 1961) che porta in definitiva la resistenza a dipendere da t^2 per il terreno retrostante direttamente investito, e da t^3 per quello laterale e, quindi, dal coefficiente di forma della superficie di parete premente: $\xi\, t/b$ mentre la seconda ipotesi, che considera la resistenza solo in funzione di t^2, è indipendente dal rapporto. La fig. 17.15 mostra la variazione della resistenza passiva al variare della larghezza di parete per altezze diverse e per due tipi di terreno incoerente.

Le esperienze, condotte ad Aachen, hanno fornito le relazioni resistenza-spostamento descritte nella fig. 17.16 dalla quale si vede quanto grandi siano gli spostamenti richiesti alla parete per pervenire al valore della resistenza passiva ultima R_p. Si vede anche come lo spostamento necessario sia funzione

della altezza della parete che investe il terreno, con rapporto altezza parete-spostamento che, per sabbie semidense e dense ed anche per ghiaie, è variabile fra 0,02 e 0,12. Nei casi usuali si può indicare il valore 0,10 e lo spostamento, per raggiungere la metà della resistenza ultima $R_p/2$, è all'incirca di $t/100\ t$ (tratto campito sul grafico).

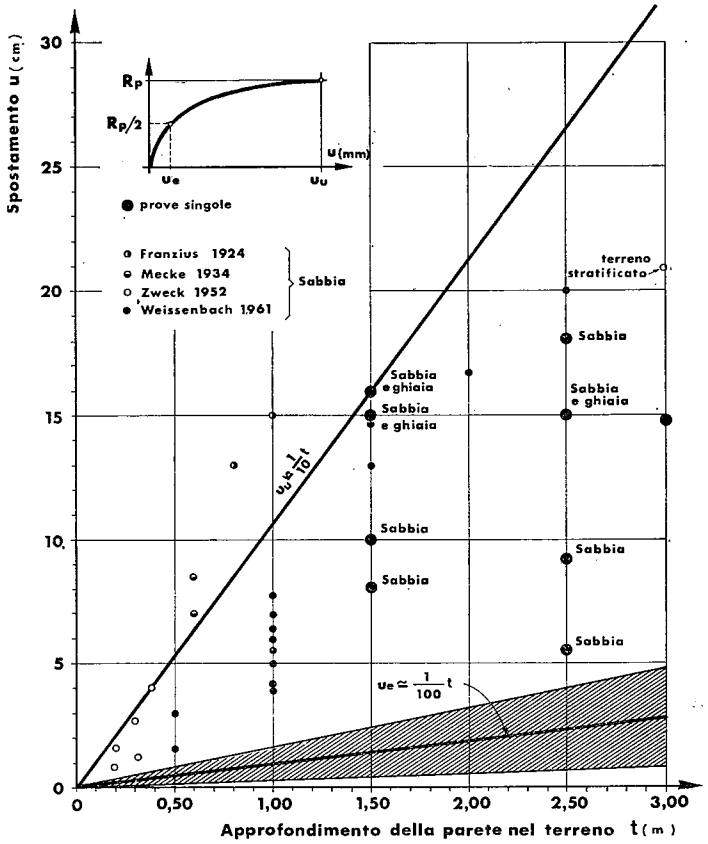


Fig. 17.16 – Traslazione della parete, necessaria a raggiungere la resistenza passiva ultima, in funzione della altezza della zona di contatto (altezza t della parete reagente).

Che lo spostamento richiesto per raggiungere la resistenza limite dipenda dalla altezza del tratto di parete premente si spiega per il fatto che tanto maggiore è tale altezza tanto più lungo (oltre il doppio dell'altezza) è il prisma investito, la cui deformazione fornisce lo spostamento.

La fig. 17.17 mostra tale dipendenza per parete ruvida e liscia. Lo spostamento che raggiunge la resistenza limite ultima viene espressa da Horn (1971) con la relazione esponenziale:

$$u_u = 10{,}4\ t^{1{,}5}\ (1 - 0{,}625\ D_r) \qquad (17.35)$$

e lo spostamento u_e, necessario a mobilitare una determinata resistenza R_e d'esercizio, dalla relazione

$$\frac{u_e}{u_u} = \frac{0{,}12/\alpha_R}{1 - 0{,}88/\alpha_R} \tag{17.36}$$

essendo $\alpha_R = \dfrac{R_p}{R_e}$, cui corrisponde, per un coefficiente di sicurezza $\eta = \alpha_R = 2$:

$$u_e = 0{,}107\ u_u = \simeq 0{,}1\ u_u$$

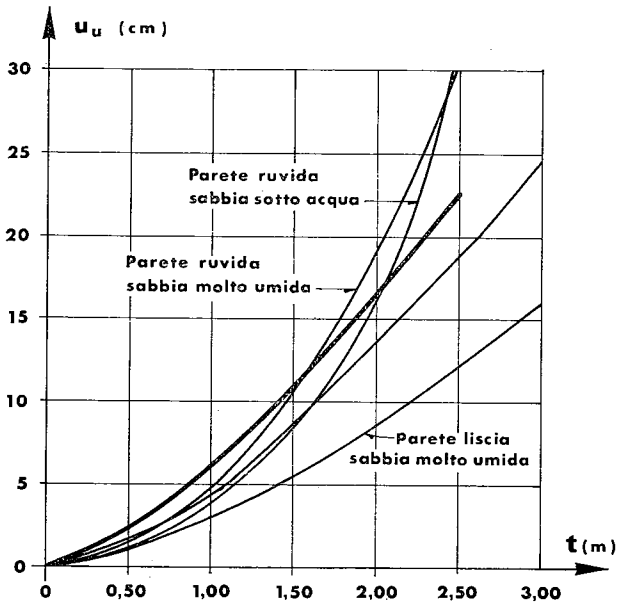


Fig. 17.17 – Relazione fra traslazione u_u della parete, necessaria a mobilitare la resistenza ultima, e la profondità t del terreno reagente.

La fig. 17.18 contiene i diagrammi delle pressioni passive misurate sull'altezza di parete per una resistenza $R_e = 1/2 \cdot R_p$ e per diverso tipo di spostamento della parete (v. anche fig. 9.2).

Ad essi corrispondono quote di posizione della risultante variabili fra 0,25 h a 0,37 h. Il valore medio è 0,31 h mentre, spingendo la R al valore ultimo R_p, la risultante sale, mediamente, a circa 0,50 h.

La sezione orizzontale del solido di distribuzione della pressione passiva è, poi, molto simile a quella verticale del solido della pressione di contatto sotto corpi di carico rigidi, ossia a forma di radici di denti (fig. 13.60 c).

Per il calcolo della resistenza passiva, tenendo conto dell'effetto spaziale, si possono seguire le due ipotesi dette (v. fig. 17.14).

Nella seconda, interpretando i risultati ottenuti dalle esperienze, si trova che la larghezza della zona laterale del cuneo può dedursi dalla formula empirica

$$b' = \frac{4{,}7}{K_p} \text{ (m)} \tag{17.37}$$

e quindi viene la resistenza totale:

$$R_p^* = \frac{1}{2} \gamma t^2 K_p (b + b') = \frac{1}{2} \gamma t^2 (b K_p + 4{,}7) \tag{17.38}$$

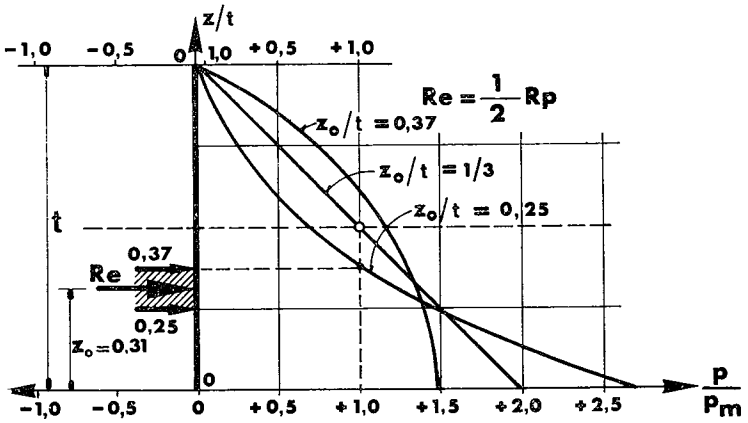


Fig. 17.18 – Distribuzione della pressione passiva sulla parete per valore della risultante pari alla metà del valore ultimo (Horn).

Nel corso delle prove è stato misurato un valore massimo $b' = 1$ m per larghezza b fra 1 m e 3 m.

Risulta inoltre che, tanto più il terreno è addensato, tanto minore è la diffusione laterale e che, comunque, l'allargamento b' ha significato solo per piccole larghezze di parete.

Nella prima ipotesi la resistenza passiva viene ancora calcolata con la formula del problema piano, moltiplicata per un coefficiente di forma $\xi\, t/b$ conosciuto dalle esperienze.

Le prove hanno inoltre posto in evidenza che la rottura del terreno, avvenendo progressivamente lungo la superficie di slittamento, non riesce ad impegnare la totale resistenza teorica; viene pertanto consigliato (Horn 1971) di penalizzarla con una riduzione del 25%. Si può allora far conto su una resistenza totale R_p^* espressa in funzione della resistenza di Rankine R_p:

$$R_p^* = 0{,}75\, R_p\, b\, (1 + \xi\, t/b) \tag{17.39}$$

Per valutare la resistenza R_e di esercizio, mobilitata da un determinato spostamento u_e, si può usare la (17.36) scritta nella forma:

$$\frac{R_e}{R_p^*} = \frac{u_e/u_u}{0{,}12 + 0{,}88\ u_e/u_u} = \alpha_R \tag{17.40}$$

e la resistenza di esercizio può scriversi per la parete di lati $b \times t$

$$R_e = 0{,}75\ \alpha_R\ R_p\ b\ (1 + \xi\ t/b) \tag{17.41}$$

Nella precedente può assumersi $\xi = 0{,}3$ e, a seguito di recenti esperienze (Horn 1971, $\xi = 0{,}289$), Blum nel 1931 aveva già indicato, in base a studi teorici, ipotizzando il campo resistente piramidale: $\xi = 1/3$ mentre Brenneck-Lomeyer, sempre da studi teorici, suggerirono $\xi = 2/3$ e Bucholz $\xi = 3{,}7/K_p$.

17.3.2.3 *La componente orizzontale del tiro ultimo e di esercizio.* — Da quanto precede emerge che quando la grandezza dello scorrimento sia limitata, le varie componenti di resistenza non possono venire semplicemente sommate nei loro valori massimi per dedurne, attraverso un unico coefficiente di sicurezza, la componente orizzontale del tiro di esercizio, bensì debbono essere valutate separatamente e penalizzate da coefficienti diversi, in relazione allo scorrimento consentito dalla struttura ancorata. La situazione è simile a quella indicata per la valutazione e penalizzazione, separatamente, della resistenza laterale e della resistenza alla base dei pali di fondazione (cap. 14).

Si è visto che la quota di resistenza di base, mobilitata da un dato movimento, dipende dalla densità del terreno secondo la (17.32).

La quota di resistenza di attrito mobilitata sulle pareti laterali raggiunge il valore massimo per spostamenti superiori a quelli richiesti dalla resistenza di base, e può essere calcolata con la formula (17.34).

La quota di resistenza passiva frontale mobilitata, valutabile con la (17.41) dipende, anche essa, dallo spostamento.

I due ultimi contributi sono ben ridotti per piccoli scorrimenti del blocco.

Diverso è il caso in cui lo scorrimento non sia vincolato, che allora il tiro di esercizio viene dedotto dal tiro ultimo somma delle tre componenti ultime.

Va poi considerata la spinta sulla parete a monte, da sottrarre alla resistenza frontale, che può essere dell'ordine della spinta attiva se sono previsti sensibili spostamenti del blocco, altrimenti prudenzialmente più vicina al valore di quiete.

Mentre per il dimensionamento del blocco, in relazione allo spostamento consentito per le condizioni di esercizio, il coefficiente di sicurezza può essere assunto di poco superiore all'unità, per la verifica rispetto alla condizione ultima, valutata sommando tutte le resistenze nel loro valore massimo, si richiede un coefficiente la cui grandezza andrà fissata in relazione alle ipotesi adottate dal progettista nell'eseguire la progettazione ed alla delicatezza dell'opera (cap. 12).

La componente orizzontale del tiro di esercizio viene allora dedotta dalle dalle due seguenti condizioni:

a) per lo stato limite ultimo:

$$T_e \leq \frac{1}{\eta_u} (R_b + R_l + R_p - S_a) \tag{17.42}$$

essendo $\eta_u = 1{,}6 \div 2$;

b) per lo stato limite di esercizio:

$$T_e \leq \frac{1}{\eta_e} (R_{be} + R_{le} + R_e - 1{,}1\ S_a) \tag{17.43}$$

essendo $\eta_e \simeq 1$. I valori delle resistenze nella (17.43) sono quelli corrispondenti allo scorrimento consentito tenendo presente che la resistenza totale, somma delle tre, cresce con discontinuità poichè la resistenza di base prima e quella laterale dopo, raggiunto il valore massimo, restano costanti.

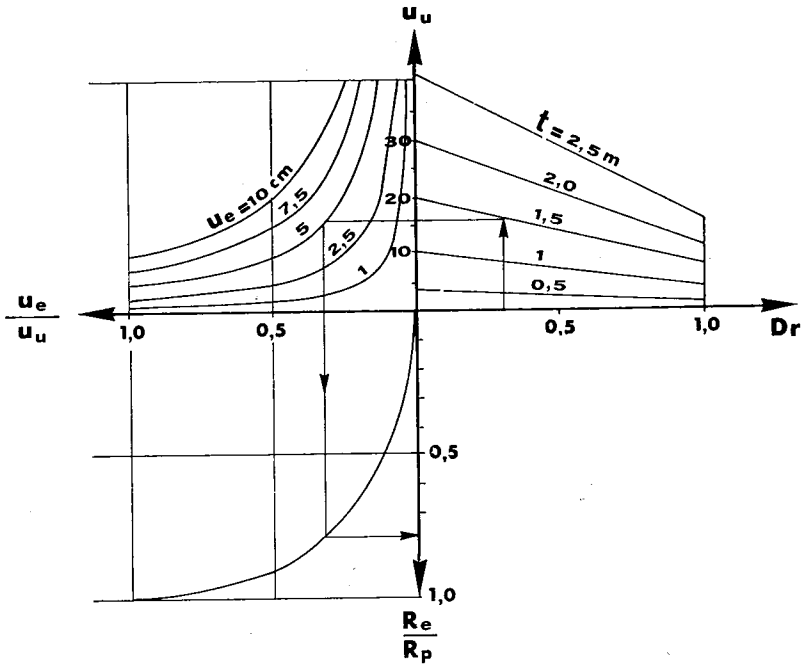


Fig. 17.19 – Determinazione del coefficiente di spostamento u_e per il calcolo della corrispondente resistenza di un blocco di ancoraggio (Horn).

La seconda verifica cade quando lo scorrimento in fase di esercizio non è limitato.

La fig. 17.19 riporta un grafico che fornisce la quota di pressione passiva R_e/R_p sulla parete a valle, corrispondente ad un dato spostamento u_e della parete, in funzione della densità D_r del terreno e dell'approfondimento t nel terreno

della parete. Ad esempio per un misto di densità $D_r = 0{,}3$ ed una parete approfondita nel terreno per $t = 1{,}5$ m, ad uno spostamento di 5 cm corrisponde una resistenza pari allo 0,8 di quella ultima.

È chiaro che con uno spostamento così forte sia la resistenza di base che quelle laterali sarebbero impegnate totalmente.

Una situazione di esercizio di tale tipo, in cui viene fatto assegnamento in gran parte sulla resistenza frontale, richiede, naturalmente, la garanzia che il terreno del cuneo passivo non subisca nel tempo decompressioni e, quindi, anzitutto, va protetto da alterazioni naturali e dalla mano dell'uomo con un rivestimento murario e opportune protezioni dalle acque di falda e meteoriche.

17.4 Piastre di ancoraggio.

17.4.1 Caratteristiche statiche.

Una piastra verticale di ancoraggio può essere considerata come caso limite di un blocco nel quale la dimensione, in direzione del tiro, si annulla e quindi spariscono sia la resistenza di base, sia quella laterale; resta la resistenza frontale con gli stessi aspetti visti per i blocchi. Dal lato a monte la roccia spinge contro la piastra con valore che va detratto dalla resistenza al tiro ma, dati i forti spostamenti richiesti per mobilitare una sensibile quota della resistenza passiva ultima, dal lato a valle, non sussiste incertezza sul valore di detta spinta, che sarà certamente passata dal valore di quiete al valore attivo.

Evidentemente l'ancoraggio a piastra offre minori garanzie dell'ancoraggio su blocco, per il quale la resistenza di base è meno soggetta di quella passiva ad alterazioni dell'ambiente ed, inoltre, è fortemente mobilitata fin dai primi spostamenti.

Comunque le piastre possono trovare utili applicazioni di minore impegno quali gli ancoraggi di tralicci o di opere provvisorie.

Esse possono avere orientamento verticale od orizzontale, o comunque inclinato, in quanto hanno il vantaggio di poter conseguire la massima utilizzazione disponendole normalmente alla direzione del tiro.

Le piastre, in sostanza, sono fondazioni di tiranti di ancoraggio, dei quali si parlerà in seguito.

La sua posa in opera richiede una escavazione del terreno, mentre si vedrà che, più frequentemente un tirante si crea una fondazione lineare attraverso una sua perforazione, di più facile esecuzione.

Per tale ragione difficilmente le piastre sono molto approfondite nel terreno.

17.4.2 Progettazione geotecnica.

17.4.2.1 *Piastra nastriforme verticale.* — Nella fig. 17.20 è indicata una piastra nastriforme indefinita (problema piano) di altezza h, posta alla profondità t nel terreno.

Il tiro T è equilibrato dalla reazione passiva del terreno e raggiunge il valore limite ultimo T_u, di scorrimento della piastra, al rifluimento del terreno.

In tale condizione limite, ove il lembo superiore della piastra sia a piccola profondità, il terreno dalla parte del tirante entra nello stato di equilibrio limite passivo mentre, dalla parte opposta, viene a trovarsi, per lo spostamento della piastra, nello stato di equilibrio limite attivo. Si può allora semplicisticamente considerare due superfici di slittamento $c\ b$ e $c'\ b$ per cui la pressione risultante sulla piastra alla profondità t, per unità di lunghezza, raggiunga il valore:

$$\sigma_h = \sigma_{hp} - \sigma_{ha} = \gamma\ t\ (K_p - K_a) \tag{17.44}$$

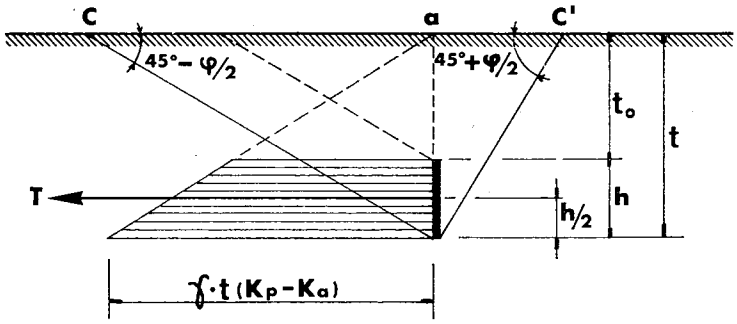


Fig. 17.20 – Piastra di ancoraggio: diagramma della pressione resistente.

Fintanto che la profondità t della base della piastra non supera il doppio della sua altezza h, la resistenza offerta dalla piastra può essere considerata come se essa fosse prolungata fino alla superficie del terreno ed allora la massima reazione al tiro è data dalla differenza fra la resistenza e la spinta, riferite a tutta l'altezza t, ossia, sempre per unità di lunghezza:

$$T_u = R_p - S_a = \frac{1}{2}\ \gamma\ t^2\ (K_p - K_a) \tag{17.45}$$

e, introducendo un coefficiente di sicurezza η (v. fig. 9.4), il tiro che può affidarsi alla piastra nastriforme, per la lunghezza unitaria, è:

$$T_e = \frac{1}{2}\ \gamma\ t^2 \left(\frac{K_p}{\eta} - K_a \right) \tag{17.46}$$

Se invece la piastra si trova a forte profondità nel terreno, il fenomeno non può essere schematizzato in modo così semplice, poichè la zona perturbata resta localizzata all'intorno della piastra, senza giungere in superficie.

L'ordine di grandezza della resistenza può essere allora calcolato facendo assegnamento sulla pressione passiva alla profondità media $t_0 + h/2$ (v. fig. 17.20).

Le formule indicate possono impiegarsi ancora quando la piastra, anzichè

verticale, è lievemente inclinata, con l'avvertenza di porre nella formula in luogo della lunghezza h, la sua proiezione sul piano normale al tiro.

17.4.2.2 *Piastra nastriforme inclinata.* — Se la piastra è adagiata, quasi orizzontalmente, il che avviene quando la direzione del tiro è prossima alla verticale, come indicato nella fig. 17.21, e la profondità non è forte ($t/b < 5$) si può considerare, con una certa approssimazione, che la resistenza ultima sia offerta dal peso del volume di terreno sovrastante la piastra e delimitato da due superfici di scorrimento inclinate verso l'esterno di angoli $\alpha \simeq 30°$. Se il tiro ha una inclinazione β non trascurabile, come segnato in figura, i due angoli α_1 ed α_2 non sono uguali.

Se la piastra è poco profonda ($t/b < 5$), all'aumentare della inclinazione aumenta la zona di roccia interessata e quindi la resistenza offerta; se a forte profondità ($t/b > 5$) la perturbazione plastica non perviene più alla superficie del terreno e il tiro provoca un moto locale delle particelle di roccia che alcuni autori schematizzano in un moto di rotazione lungo due cilindri che hanno per assi i bordi della piastra.

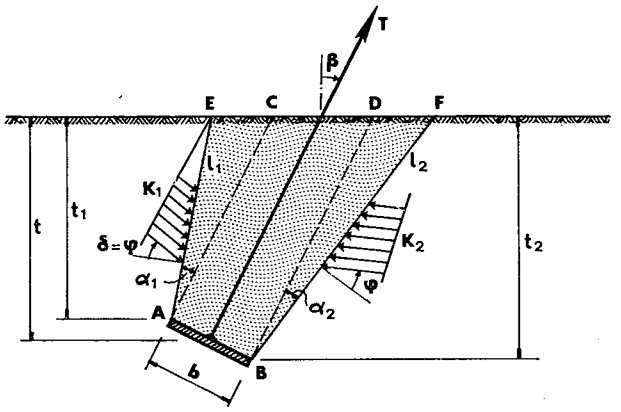


Fig. 17.21 – Schema di calcolo dello stato limite ultimo nell'ipotesi di sollevamento di un cono di roccia solidale alla piastra (Trân vô Nhiêm).

Pertanto il fenomeno assume aspetto diverso al variare della profondità e della inclinazione. A parità di profondità, adottando lo schema della fig. 17.21, se aumenta l'inclinazione, aumentano le zone plastiche laterali e quindi la resistenza T_u.

Dalle esperienze eseguite si rileva che, per piccole profondità, la resistenza T_u cresce con il quadrato della profondità mentre, per le maggiori profondità, cresce linearmente.

Nel caso di scarsa profondità ($t/b < 5$) si può considerare che la zona di roccia sollevata dalla lastra sia un cuneo sulle cui facce l_1 ed l_2 si esercita la spinta inclinata dell'angolo di attrito interno $\delta = \varphi$ ovvero si può considerare

che il cuneo sia un solido che scorre lungo la faccia l_2 sul masso sottostante di terreno, supposto rigido.

Esperienze eseguite [1], facendo variare il rapporto t/b, hanno fornito risultati fortemente dispersi che difficilmente possono portare a precise indicazioni per lo schema di calcolo.

Tuttavia appare che se il tirante ha direzione prossima alla verticale, si trova concordanza con il calcolo per angoli di diffusione $\alpha_1 = \alpha_2 = \varphi$ (nel qual caso le pressioni sul cuneo non influenzano T_u mentre, per le maggiori inclinazioni, ossia β grande, può assumersi $\alpha_1 = -\beta$; $\alpha_2 = 0$.

17.4.2.3 *Piastra verticale di area limitata.* — Quando la piastra, anzichè essere considerevolmente lunga, tanto da poter essere considerata indefinita, ha dimensioni raccolte, il contributo offerto dal terreno laterale ha una certa influenza.

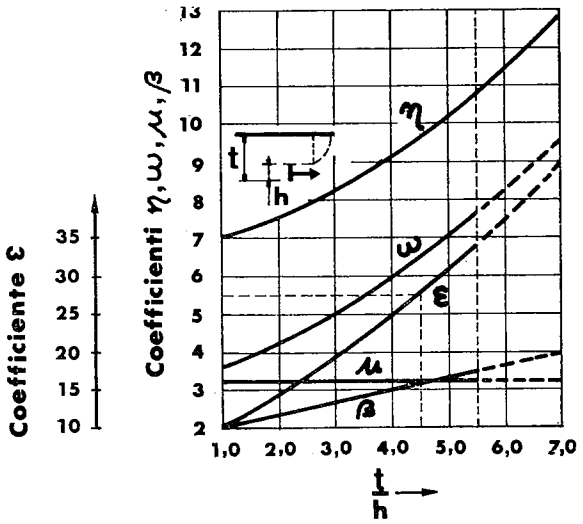


Fig. 17.22 – Grafico per il calcolo delle piastre di ancoraggio in sabbia (Bucholz).

Se ne può allora tener conto considerando nel computo dei pesi quello dei cunei di roccia alle estremità, adottando prudenzialmente un angolo di diffusione pari a $\varphi/2$, ovvero si può far ricorso a tabelle o grafici sperimentali.

Bucholz (1930), a seguito di esperienze eseguite su modelli di piastre di ancoraggio profonde in sabbia ($\varphi = 32°$) mediamente addensata ha fornito le seguenti espressione dei tiri ultimi, i cui coefficienti sono riportati nel grafico della fig. 17.22.

Piastra quadrata di lato h alla profondità, t

$$T'_u = \frac{1}{2} \gamma t^2 h \eta \qquad (17.47)$$

---

[1] TRÂN VÔ NHIÊM, *Observations cinématiques et statiques du phénomene de soulèvement oblique des fondations d'ancrage* ».

Piastra nastriforme di altezza h e lunghezza indefinita; resistenza per unità di lunghezza:

$$T''_u = \frac{1}{2} \gamma t^2 \mu \tag{17.48}$$

Sul grafico è tracciata anche la curva del coefficiente ε relativa al contributo offerto dalla coesione:

$$T'''_u = c\, t\, h\, \varepsilon \tag{17.49}$$

La curva ω serve a calcolare l'apporto di resistenza del terreno laterale ad una piastra rettangolare o quadrata:

$$T_u^{IV} = \frac{1}{2} \gamma t^2 h\, \omega \tag{17.50}$$

ed infine la curva β dà la distanza minima a cui debbono essere poste piastre quadrate:

$$d_{min} = h\, \beta$$

La totale resistenza può risultare dalla somma delle precedenti espressioni; ad esempio per la piastra quadrata in terreno coerente, in condizioni drenate, si sommano i valori delle (17.47), (17.49) e (17.50).

17.5 Ancoraggi in roccia.

17.5.1 Caratteristiche statiche e definizione.

Gli ancoraggi in roccia sono apparecchi che, attraverso dei tiranti, trasmettono direttamente alla roccia, lapidea o sciolta, profonda le forze ad essi affidate dalle strutture. Vengono qui distinti in attivi, passivi o misti secondo la definizione fornita al n. 17.1.1.

La affermazione degli ancoraggi, quale valido strumento progettuale di particolari opere, è legata alle più avanzate tecnologie della perforazione dei terreni ed ai sistemi di protezione delle armature dei tiranti permanenti dalla corrosione.

Appare necessaria, anzitutto, una chiarificazione della nomenclatura indicata sullo schema dell'ancoraggio attivo della fig. 17.23. Con *testa dell'ancoraggio* si intende l'apparecchio di collegamento del tirante alla struttura che, se l'ancoraggio è preteso, è uno dei noti ancoraggi da c.a.p.; con *piede dell'ancoraggio* la fondazione del tirante.

Delle iniezioni: quella che realizza l'aderenza al terreno, nel tratto di fondazione, è l'*iniezione primaria*; quella di protezione del tratto libero degli ancoraggi, attivi e misti, è *l'iniezione secondaria*. La iniezione fra guaina e acciaio, quando presente, è l'*iniezione terziaria*.

Per il tirante attivo l'operazione di pretensione, dopo avere realizzata e

consolidata la fondazione, si esegue prendendo il contrasto sulla stessa opera ancorata. Notoriamente tale forza subisce nel tempo delle perdite per fenomeni lenti: rilassamento dell'acciaio e crepe del terreno. Si possono avere anche lievi variazioni per spostamenti della struttura ma, praticamente, può considerarsi che l'ancoraggio di testa di un tirante attivo fornisca uno sforzo costante, salvo i casi particolari di rigonfiamento del terreno.

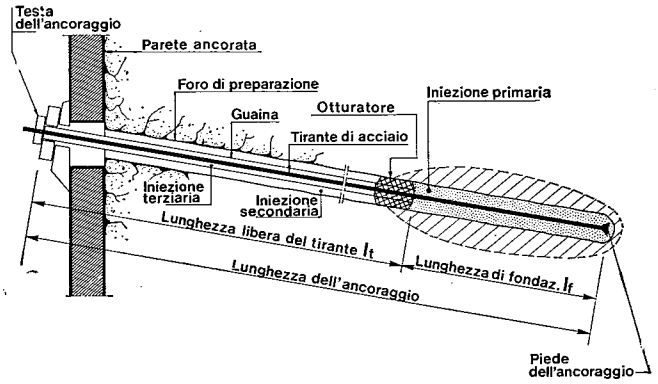


Fig. 17.23 – Schema di ancoraggio del tipo attivo.

In assenza della iniezione secondaria, ovvero con iniezione eseguita con miscela permanentemente fluida, l'ancoraggio, se di notevole lunghezza, conserva una certa libertà di spostamenti, pur senza notevole variazione percentuale di sforzo, data la elevata tensione di esercizio degli acciai ad alta resistenza.

Anche per l'ancoraggio passivo può seguirsi il criterio di realizzazione della fondazione con iniezione in due tempi (primaria e secondaria) ma, in generale, l'ancoraggio passivo è costituito da un vero micropalo iniettato subito dopo posto in opera su tutta la sua lunghezza, con unica iniezione.

Agli ancoraggi passivi viene spesso richiesta la funzione di resistenza al taglio, tanto che ne viene evidenziata la funzione chiamandoli anche *chiodi*. Tale funzione non potrebbe essere assolta da un tirante attivo poichè, dato lo scarso spessore del rivestimento, l'acciaio trancerebbe la roccia, di ben minore resistenza, senza quindi opporsi a fenomeni di scorrimento. Pertanto il chiodo deve essere un vero micropalo, di spessore consistente, armato con staffe come un pilastrino in c.a., altrimenti fornirebbe un contributo alla resistenza tangenziale solo come tirante.

17.5.2 Tipi di ancoraggi.

17.5.2.1 *Caratteristiche di impiego.* — È chiaro che la preferenza per l'una o per l'altro tipo di ancoraggio dipende dalle esigenze della struttura e dalla natura del terreno, come verrà chiarito in seguito, soprattutto con la descrizione delle applicazioni. In se stesso il tirante attivo ha la prerogativa di svin-

colare il collegamento dalla legge di Hooke poichè lo sforzo è trasmesso senza implicare allungamento del tirante in quanto è scontato a priori.

Ciò consente l'impiego di acciai ad elevato tasso di esercizio che, sulle notevoli lunghezze del tirante, provocherebbe, se non fosse preteso, allungamenti, e quindi spostamenti della testa, inaccettabili. L'uso di tirante di forte lunghezza consente poi il raggiungimento di strati lontani per il reperimento di fondazioni sicure. Si conseguono quindi sensibili vantaggi, anche economici, dall'uso di tiranti attivi.

Per le paratie di sostegno di scavi, gli ancoraggi attivi presentano, poi, il gran pregio di evitare il rilassamento del terreno a monte, se essi vengono tesi mano a mano che procede lo scavo a valle.

Il setto fittizio dello schema di Rankine, materializzato in una parete reale, intirantata da un lato del masso, può così effettivamente conservare lo stato di quiete, quando venga asportato il terreno dall'altro lato, perchè non si produce spostamento delle particelle di terreno.

Occorrendo potrebbe anche avvicinarsi lo stato passivo con uno spostamento verso monte, mediante una lieve maggiorazione del tiro. Infatti con il tirante attivo si può dosare lo spostamento della testa dell'ancoraggio quanto si vuole. Va detto però che ciò non è realizzabile con i tiranti corti i quali, anche per altre ragioni, sono sconsigliabili, salvo casi eccezionali.

Diverso è il comportamento dell'ancoraggio passivo, poichè la sua testa può subire sensibili spostamenti, quando entra in carico, se l'aderenza alla iniezione terziaria è scarsa, offrendo la possibilità, alcune volte vantaggiosa, di avvicinamento al meno gravoso stato attivo del terreno.

L'ancoraggio passivo non ha limitazioni inferiori di lunghezza e presenta inoltre il pregio, in casi di lievi spostamenti del terreno, di consentire al complesso opera-tiranti di adagiarsi su una situazione di equilibrio statico, meglio che con ancoraggi attivi. Infatti in questi ultimi una ridistribuzione imprevista degli sforzi fra i vari tiranti, per deformazione delle strutture, può indurre pericolose rotture, che possono portare ad un collasso a catena del sistema.

L'ancoraggio misto, a sua volta inteso come situazione intermedia, può conservare i pregi degli ancoraggi attivi, riducendone i difetti ed essere particolarmente idoneo per alcune applicazioni, ad esempio per opere di sostegno o per i volti delle gallerie, ove consentono il respiro della montagna, riducendo così il rischio che forti rientri della roccia producano rotture. Anche il tirante parzialmente preteso deve avere sempre una certa lunghezza, altrimenti conviene l'ancoraggio passivo o chiodo.

È chiaro che da questi tre tipi di ancoraggio può derivare una estesa serie di varianti. Ad esempio si possono realizzare ancoraggi passivi, agli effetti esterni, di tipo micropalo, ma con armatura pretesa che, inserita in apposita guaina, prenda il contrasto al tiro, anzichè sull'opera di sostegno, direttamente sullo stesso conglomerato del micropalo. Il conglomerato, risulta così parzialmente precompresso, quanto lo consente l'aderenza con il terreno circostante e la deformabilità di questo, in quanto preleva una quota di precompressione che può anche essere notevole.

Rispetto all'ancoraggio passivo, questo tipo presenta il pregio che la deformazione è quella del paletto precompresso e non dell'armatura e quindi lo spostamento della testa, collegata alla struttura, è molto minore. Esso inoltre può essere impiegato, anche, come una cucitura della roccia attraversata.

Va infine accennato alla funzione svolta dalle iniezioni secondaria e terzaria di collegamento fra acciaio e terreno circostante. Quest'ultima può essere assente dato che non sempre il tirante è in guaina. Se il foro attraversa una roccia lapidea, e le iniezioni sono perfette, tali da assicurare l'aderenza acciaio-malta, il tirante risulta bloccato. In generale, però, il terreno, nella zona prossima all'opera, è tutt'altro che buono, che altrimenti non sarebbe necessario ricorrere ai tiranti, cosicchè, ad ancoraggio ultimato, se la testa si sposta, il tirante si allunga come un elemento teso di c.a. e la malta può lesionarsi, con il rischio della ossidazione della armatura. Tale pericolo è evidentemente ridotto con la precompressione.

A maggior chiarimento vengono, di seguito, descritte separatamente le caratteristiche statiche ed esecutive dei tre tipi di ancoraggio di cui si è parlato.

17.5.2.2 *Ancoraggio attivo.* — Trasmette all'opera, ad esso collegata, una forza di determinata grandezza che, salvo le cadute di tensione dell'acciaio, permane se l'opera ancorata non subisce apprezzabili spostamenti.

I tiranti sono pretesi e l'operazione di pretensione avviene prendendo il contrasto, al tiro del martinetto, sulla stessa struttura ancorata.

In effetti, dopo l'esecuzione delle iniezioni secondaria e terziaria di malta cementizia, per tutta la lunghezza del tirante, gli spostamenti consentiti della testa sarebbero in parte vincolati senonchè l'aderenza della iniezione terziaria è sempre debole. Se poi il tirante non è iniettato per tutta la lunghezza, ovvero l'iniezione terziaria è di miscela che resta fluida, il tirante conserva una notevole libertà restando scorrevole, cosicchè l'ancoraggio di testa può spostarsi con lieve variazione di sforzo.

Sono gli ancoraggi attivi, con tiranti liberi di scorrere, che possono operare una vera precompressione del terreno, valida per consolidare zone in frana, ovvero con effetto di preconsolidazione, come si vedrà negli esempi. La scorrevolezza del tirante consente poi riprese di tensione per compensare le cadute dovute alle deformazioni lente del terreno.

17.5.2.3 *Ancoraggio passivo.* — Offre passivamente una reazione, in risposta alla richiesta dell'opera ancorata, quando questa abbia iniziato lo spostamento.

I tiranti di questa categoria non sono in generale pretesi ed allora, dopo l'inserimento del tirante, il foro viene subito iniettato per tutta la sua lunghezza. Il tirante può ancora essere preteso se il contrasto al tiro del martinetto viene preso, non sull'opera, bensì direttamente sul conglomerato di rivestimento, non si tratta allora di una semplice iniezione bensì di un vero micropalo. Il tirante è scorrevole per un certo tratto in apposita guaina inserita nel micropalo: evidentemente la precompressione si disperde in una zona di roccia intorno al micropalo.

Fra il tirante passivo preteso e non preteso sussiste la differenza che se non preteso si allunga, per raggiungere lo sforzo richiesto, tanto più quanto maggiore è la tensione raggiunta dall'acciaio. Se il tirante è stato preteso, gran parte dell'allungamento è già scontato e quindi lo spostamento della testa è minore.

17.5.2.4 *Ancoraggio misto.* — L'ancoraggio misto è stato classificato intermedio tra i due: attivo e passivo. Pur essendo attrezzato come il tipo attivo, viene bloccato ad un tiro inferiore a quello massimo consentito dall'acciaio, e che viene raggiunto per le condizioni più gravose di sollecitazione considerate per il suo dimensionamento.

Il tiro di bloccaggio può essere limitato da 1/2 a 2/3 di quello ammissibile, lasciando all'opera la possibilità di trovarsi un assetto favorevole e di procurarsi, in caso di necessità, automaticamente con lo spostamento, la quota di tiro ancora disponibile.

Può essere un sano criterio di limitare la pretensione al valore corrispondente alla situazione usuale di vita della struttura, ad esempio per le azioni permanenti, e lasciare la quota disponibile per le più gravose condizioni di carico ovvero per eventi eccezionali.

Con gli ancoraggi misti risultano poi ridotte le perdite per rilassamento dell'acciaio e creep della roccia. L'allungamento nella seconda fase, essendo stata effettuata l'iniezione, risulta inferiore di quella del tirante libero.

L'ancoraggio misto risponde bene anche in tutti i casi in cui venga usato come opera di salvaguardia e quando sia favorevole uno spostamento della testa dell'ancoraggio stesso, senza superare la resistenza del tirante, come nel caso degli ancoraggi che vengono disposti nel volto delle gallerie.

17.5.2.5 *Ancoraggio chiodo.* — Si è detto che l'ancoraggio può anche assolvere una funzione di resistenza al taglio, tanto da venire definito chiodo.

In questo caso, però, l'acciaio risulta male utilizzato in quanto, data la sua elevata resistenza, trancerebbe la roccia, anche se lapidea, benchè in effetti sul tirante risulti sempre un'azione combinata di trazione e taglio.

Conviene allora avere un rivestimento cementizio di notevole sezione la cui resistenza tangenziale viene accresciuta, anche, da armature trasversali (staffe). In sostanza trattasi di un ancoraggio passivo che ha le caratteristiche di un micropalo.

17.5.3 Classifica in relazione alla funzione.

In sintesi, può concludersi che l'ancoraggio attivo applica alla struttura, attraverso l'apparecchio di collegamento, una forza di valore ben definito fin dall'inizio, ossia all'atto in cui viene esercitata la pretensione del tirante, e tale forza resta applicata integralmente, salvo le perdite di tensione (o spostamenti) per fenomeni lenti.

L'ancoraggio passivo, invece, non applica alcuna forza alla struttura all'atto del collegamento e costituisce solo un punto di ancoraggio. La struttura

TABELLA 17.2 – **Tipi di ancoraggi.**

Categoria dell'ancoraggio	Testa di collegamento alla struttura	Acciaio dei tiranti
Attivo **A**	con apparecchio di pretensione e di collegamento alla struttura	ad alta resistenza e preteso
Passivo (tirante e chiodo) **P**	con semplice apparecchio di collegamento alla struttura	acciaio normale non preteso ad alta resistenza o normale preteso
Misto **M**	come in A	ad alta resistenza o normale; parzialmente preteso

TABELLA 17.3 – **Caratteristiche tecnologiche degli ancoraggi in roccia.**

Presa della reazione di pretensione	Estensione della zona di aderenza alla roccia (fondazione)	Tipo e successione delle iniezioni
dalla struttura ancorata A	limitata ad un tratto terminale del tirante (fino a pretensione effettuata)	1) primaria di collegamento tirante-roccia nel tratto di fondazione 2) secondaria di collegamento guaina-terreno 3) terziaria di riempimento della guaina (dopo pretensione)
dal micropalo e dal terreno B	tutta la lunghezza del micropalo (fin dall'inizio) un tratto terminale del tirante	1) come in A per l'intera lunghezza 3) come in A
Come in A	come in A	1) come in A 2) come in A 3) come in A

richiama dall'ancoraggio una forza-reazione di entità tale da corrispondere alle sue esigenze di equilibrio solo se vi è inizio di movimento. Se l'armatura è stata pretesa contrastando sul suo rivestimento in malta e sul terreno adiacente, gli spostamenti del punto di collegamento, alla richiesta della struttura, sono ridotti.

L'ancoraggio attivo e quello passivo con armatura pretesa, trasmettono le forze al terreno principalmente nella zona di fondazione, che è un tratto di lunghezza limitata del tirante, l'ancoraggio passivo non preteso trasferisce, invece, la forza al terreno lungo tutta la sua lunghezza, se il terreno è in grado di assorbirla ovvero, anche esso, in un tratto di base più resistente, che funziona da fondazione.

Nelle tabelle 17.2 e 17.3 sono riassunte le caratteristiche statiche e tecnologiche degli ancoraggi in un tentativo di schematizzazione nelle diverse categorie.

17.5.4 Campi di impiego.

I settori di impiego degli ancoraggi in roccia nelle costruzioni civili sono molto vasti e una panoramica di casi significativi può chiarire, meglio di ogni considerazione, le funzioni e le caratteristiche dei diversi tipi cui si è fatto cenno.

17.5.4.1 *Tirante ad asse verticale in opere di fondazione.* — Ricollegandosi all'origine degli ancoraggi, ossia ai pali tesi, si può iniziare dagli ancoraggi con tirante ad asse verticale, o prossimo alla verticale, impiegati nell'intento di venire in aiuto alle forze di gravità.

E, come primo caso, può essere ricordata una applicazione di quando ancora non si parlava di ancoraggi in roccia.

Nella progettazione del cinema Delle Vittorie in Roma (ben noto perchè vi si effettuano oggi le riprese televisive) gli ampi sbalzi della balconata vennero affidati ad una complessa struttura in c.a., di limitata estensione a causa della presenza di un edificio a tergo. Tale struttura è portata da portali in c.a. (fig. 17.24) i cui pilastri tesi sono ancorati a pali infissi in terreno costituito da depositi fluviali, prevalentemente limi sabbiosi. Il carico di esercizio venne assunto ad 1/3 di quello di strappo, calcolato e controllato sperimentalmente. La balconata del cinema, e quindi i pali tesi, si comportano egregiamente dopo quaranta anni di esercizio. È uno dei primi casi di impiego di ancoraggi passivi.

La fig. 17.25 mostra un fabbricato con i primi orizzontamenti sotto falda, costruito a Parigi in prossimità della Senna. Nelle prime fasi della sua costruzione la sottospinta idraulica avrebbe prevalso sui pesi, predisponendo il sollevamento delle strutture per galleggiamento.

Pali tiranti di fondazione fornirono le forze verso il basso, necessarie a mantenere l'equilibrio statico, fintanto che con il procedere della costruzione questo venne raggiunto con i pesi, dopodichè i pali risultarono compressi. È un caso di ancoraggi attivi temporanei.

Tale criterio progettuale viene correntemente applicato alle opere marittime, ed in particolare ai bacini di carenaggio, ove la sottospinta sulla platea,

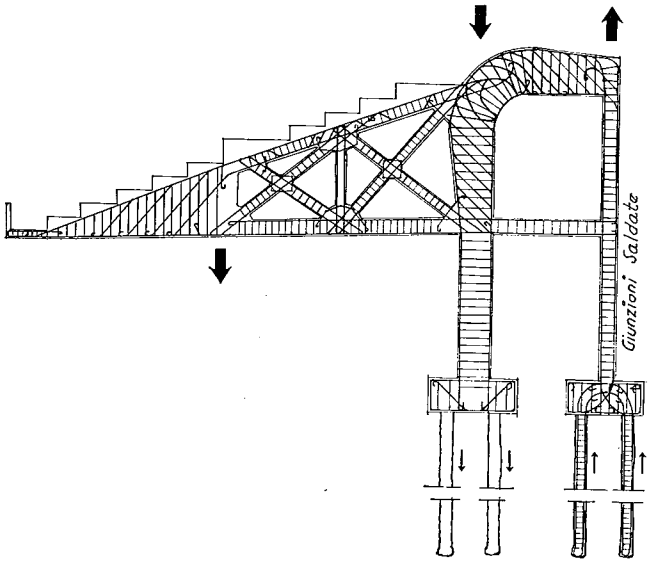


Fig. 17.24 – Ancoraggio con pali tesi della balconata del Cinema delle Vittorie in Roma (Cestelli Guidi 1938).

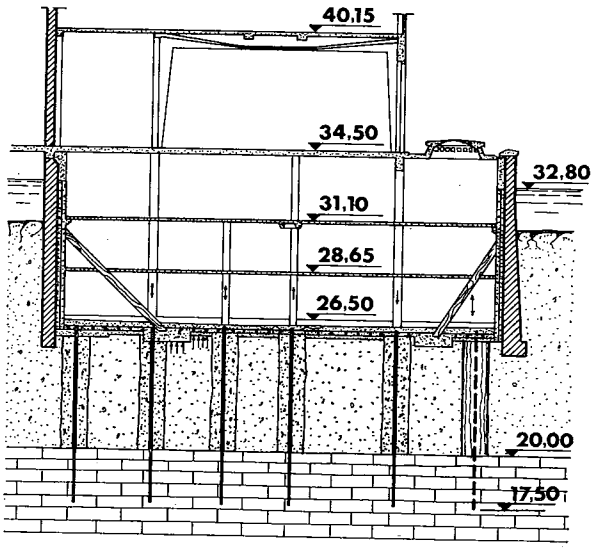


Fig. 17.25 – Edificio della CNRS in Parigi, immerso in falda in prossimità della Senna, fondato su pali tiranti (Brice 1957).

a vuoto, viene appunto equilibrata da pali tiranti spinti al bedrock, in generale gli ancoraggi sono del tipo attivo o misto.

Rientra in questa categoria il caso della fig. 17.26, anche se l'intervento è totalmente diverso dal precedente, in quanto si vuole qui conseguire il consolidamento di una roccia sciolta: in generale una argilla satura.

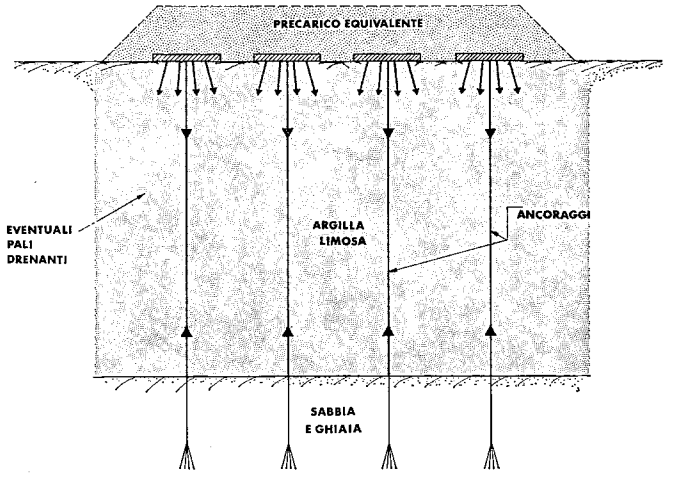


Fig. 17.26 – Piastre poggianti sul suolo, collegate a tiranti, sostitutive di un precarico di consolidazione di stratificazioni coerenti sature.

Gli ancoraggi hanno lo stesso effetto di un precarico, ottenuto con terreno riportato in rilevato (tratteggiato in figura). Rispetto a tale ben noto processo gli ancoraggi presentano il vantaggio di poter graduare l'incremento, ed anche lo scarico, della pressione in relazione alle letture su appositi piezometri.

Si ha così la possibilità di aumentare la resistenza tangenziale della roccia, ovvero di scontare il cedimento, in relazione alle esigenze dell'opera che dovrà essere successivamente edificata su quel terreno. I tiranti sono collegati a lastroni, non necessariamente accostati, che distribuiscono la pressione, e che potrebbero anche essere elementi di una struttura permanente (ad es. plinti o cordoli). Pali drenanti, opportunamente distribuiti nell'area da consolidare facilitano il processo. Gli ancoraggi sono del tipo attivo e l'iniezione terziaria non viene eseguita per consentire la ripresa del tiro, mano a mano che procede il consolidamento, non sussistendo preoccupazioni di corrosione, data la temporaneità dell'intervento.

A prima vista tale intervento appare eccessivamente oneroso ma, in alcuni casi, particolarmente delicati, il sistema può ancora risultare conveniente.

Il provvedimento è stato proposto anche per il raddrizzamento di costruzioni inclinate ed in particolare per il contenimento della rotazione della Torre di Pisa (fig. 20.23).

In questa categoria, di collaborazione con la gravità, ricade il caso del tram-

polino di Obersdorf della fig. 17.27 in cui i tiranti del tipo attivo, con fondazione in roccia lapidea, sono quasi verticali. A differenza dei casi precedenti, i tiranti hanno qui il compito di controbilanciare lo sbalzo ossia di fornire delle forze che richiamino la risultante dei carichi e delle forze entro la ristretta superficie di base.

È evidente che in un problema del genere la verifica di stabilità, nel suo proprio ambiente, del masso di roccia interessato dai tiranti non è meno importante di quella del singolo tirante.

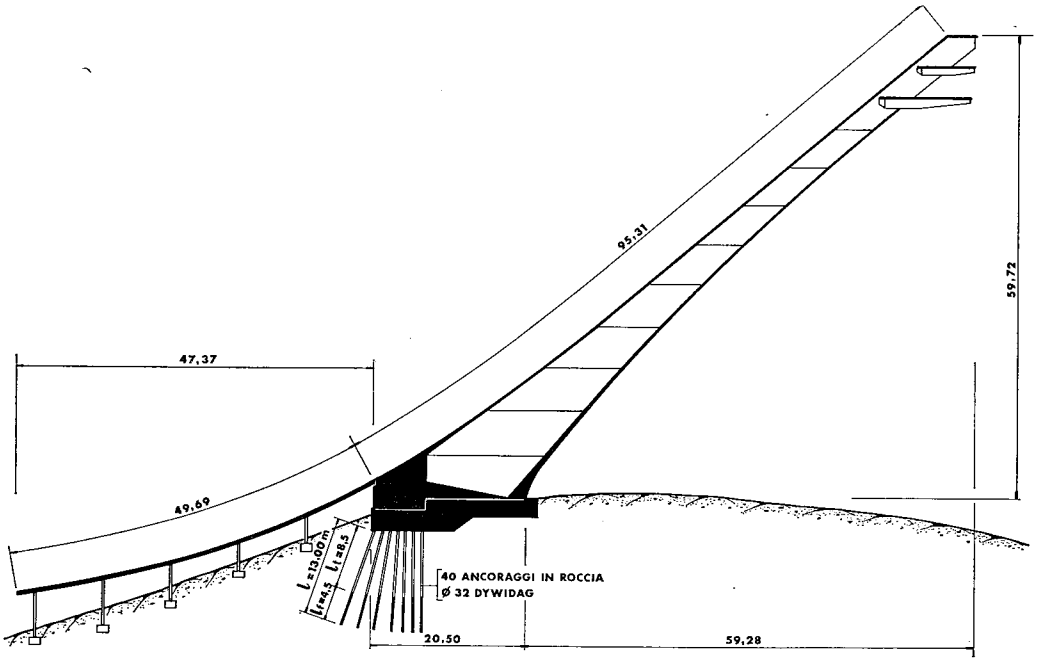


Fig. 17.27 – Trampolino per salto in ski, con sbalzo controbilanciato dal tiro di ancoraggi in roccia lapidea (Diwidag).

17.5.4.2 *Tiranti ad asse verticale di opere sottoposte a spinte.* — In altra categoria possono essere inclusi i tiranti, ancora verticali, collegati ad opere sollecitate da forze di elevata componente orizzontale.

La fig. 17.28 ne mostra un impiego provvisorio, per la costruzione di un ponte canale. Volendosi disarmare una arcata, prima di costruire quella dall'altro lato della pila, sono stati applicati dei tiranti verticali del tipo attivo, di potenza tale da riportare la risultante di tutte le forze entro la superficie di appoggio.

Ancoraggi verticali, destinati ad abbattere le componenti orizzontali sono pure quelli impiegati per dighe a gravità ed è classico il caso della diga di Cheurfas in Algeria, della fig. 17.29, ove l'impiego di 37 tiranti pretesi, che applicano

in testa una forza complessiva verso il basso pari a circa 1/3 del peso della diga, ha consentito di elevare l'invaso di 3 m richiamando la curva delle pressioni verso l'interno della diga stessa, come segnato in figura. L'intervento è di molto

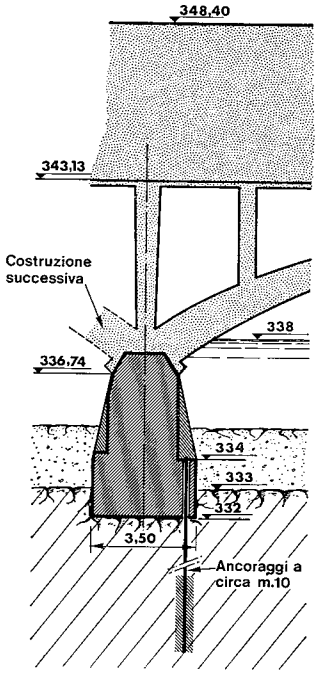


Fig. 17.28 – Ancoraggio provvisorio della pila di un ponte canale per equilibrare la spinta di un'arcata, prima della costruzione dell'arcata dall'altro lato (cavi B.B.R.V.).

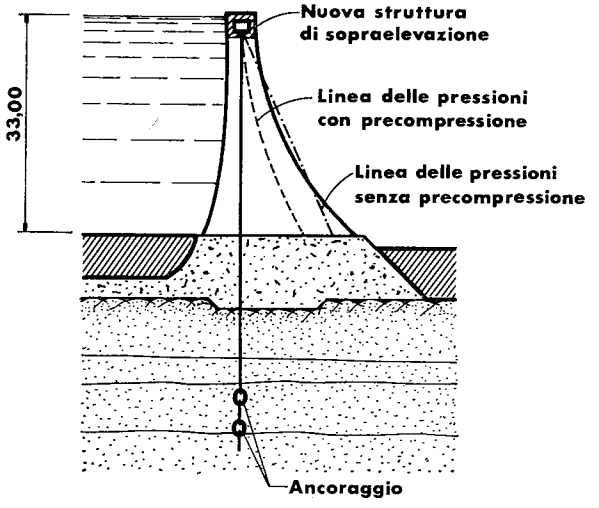


Fig. 17.29 – Elevazione dell'invaso della Diga di Cheurfas compensato dall'intervento di cavi di precompressione.

tempo fa e la tensione dei tiranti, del tipo attivo con iniezione terziaria di bitume, viene periodicamente controllata e ripresa.

La fig. 17.30 mostra un'altra diga, di 20 m di altezza, intirantata con cavi Mc Call; l'impiego dei cavi ha ridotto alla metà il costo della diga, originariamente progettata a gravità senza tiranti.

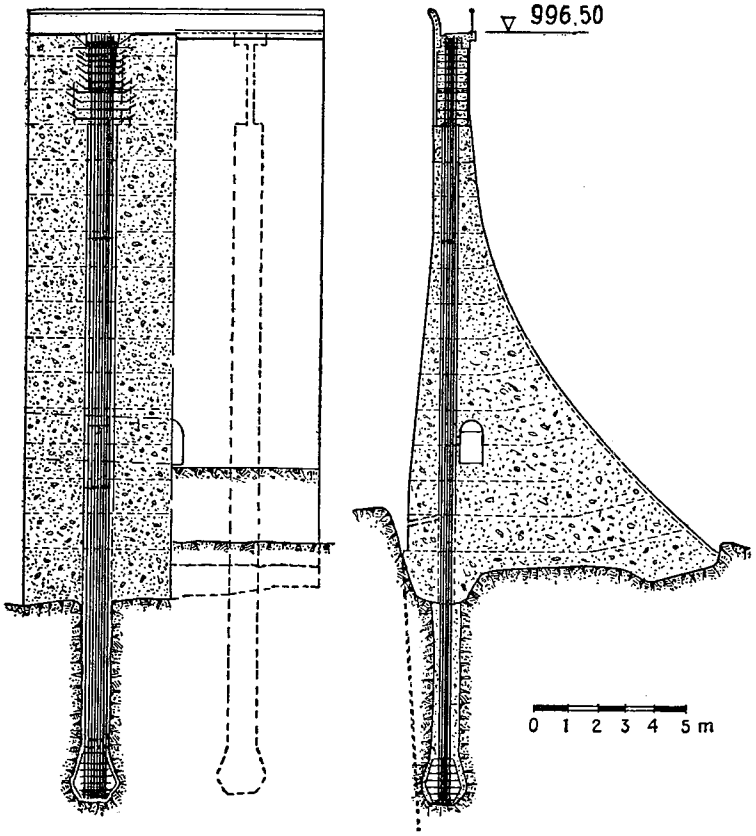


Fig. 17.30 – Una diga a gravità precompressa (cavi Mc Call).

17.5.4.3 *Tiranti ad asse inclinato di opere sottoposte a spinte.* — La disposizione adottata, più frequentemente, per l'asse degli ancoraggi non è, però, quella verticale degli esempi precedenti.

Quando la struttura è sollecitata da forze orizzontali, o comunque da forze di elevata componente orizzontale, gli ancoraggi inclinati oppongono, direttamente, componenti orizzontali di verso opposto, con il vantaggio di conseguire l'equilibrio con minore potenza degli ancoraggi e quindi con un minor costo.

Si perviene così ad una terza categoria di impiego, caratterizzata da una sensibile inclinazione degli assi degli ancoraggi.

È il caso della diga di Saint Michel della fig. 17.31, ove, a differenza delle due dighe precedentemente citate, sono stati usati cavi inclinati.

I tiranti sono poi sempre inclinati per le opere di sostegno del terreno, ove l'azione degli ancoraggi diviene predominante sulla stabilità dell'opera.

La gravità, considerata in generale come primo fattore stabilizzante dei muri di sostegno, perde allora di importanza e possono realizzarsi esili profili delle pareti di contenimento, come quello della fig. 17.32 che, pure sorregge un terrapieno fortemente spingente per la presenza di una falda. Il piccolo spessore del muro può avere importanti riflessi sulla fattibilità quando lo spazio a disposizione sia scarso.

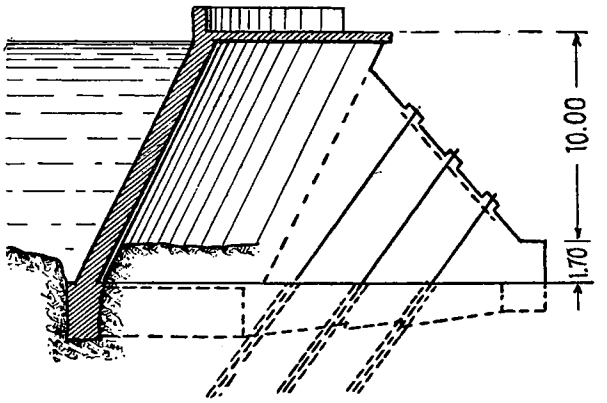


Fig. 17.31 – La diga di St. Michel.

Alcune volte gli ancoraggi consentono la realizzazione di sostegni di pendii che richiederebbero muri di straordinarie dimensioni. È il caso già ricordato nella fig. 15.54, che descrive un pendio nel Principato di Monaco, tagliato per la formazione di un piazzale.

17.5.4.4 *Applicazioni particolari.* — La fig. 17.33 mostra l'ancoraggio di un piastrone di rivestimento del canale di scarico di superficie del bacino di Tarbela in Pakistan.

I tiranti, del tipo attivo, trovano un ancoraggio di estremità in gallerie che hanno anche ufficio drenante. In questo caso la parete di rivestimento in cemento armato non ha tanto la funzione di resistere a spinte della retrostante roccia quanto di proteggere quest'ultima dalla erosione dell'acqua scorrente su di essa. Gli ancoraggi sono del tipo misto, essendo bloccati a metà del tiro massimo.

Ancoraggi possono essere impiegati anche per stabilizzare stratificazioni lapidee disposte a franapoggio ed incombenti su opere.

È il caso della fig. 17.34 della diga di Reza Shah Kabir in Iran, ove, è stato cucito con ancoraggio del tipo attivo STUP da 130 t, il pacco superficiale di stratificazioni calcaree, a monte della diga, a franapoggio con angolo di 34°.

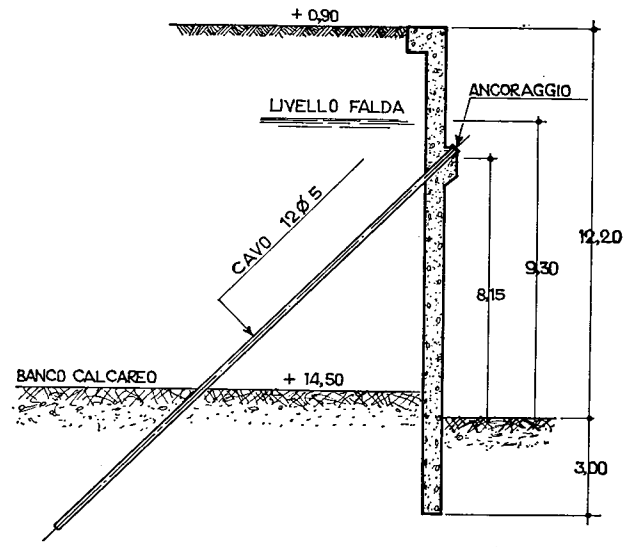


Fig. 17.32 – Ancoraggio di una parete di sostegno di un terrapieno con falda.

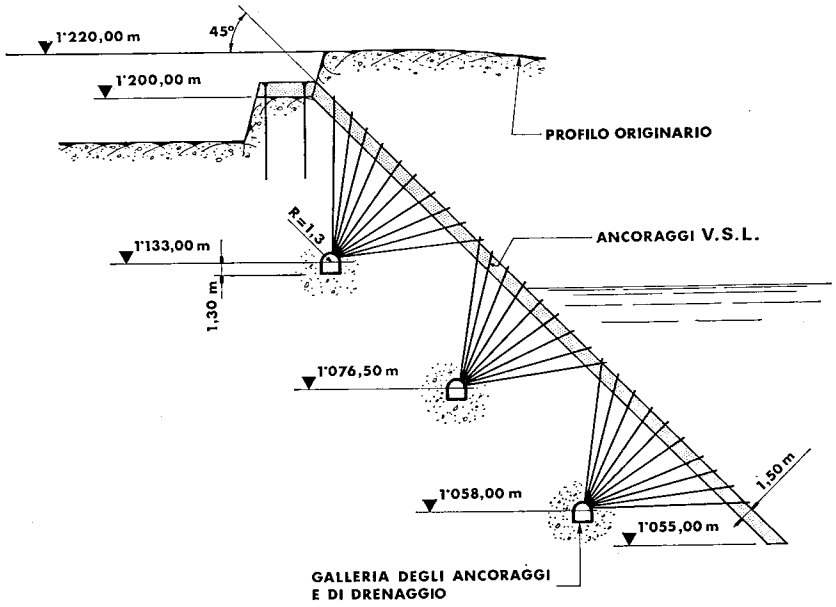


Fig. 17.33 – Sistemazione con parate in c.a. ancorata per protezione delle sponde del canale di scarico superficiale del bacino di Tarbela.

Applicazioni dei tiranti inclinati si hanno anche come mezzo d'opera in presenza di importanti scavi ove le paratie perimetrali, eseguite con pali avvicinati, ovvero diaframmi continui, possono sorreggere il terrapieno e sovrastanti costruzioni con piccoli spessori, purchè naturalmente intirantati, mano a mano che procede l'operazione di scavo.

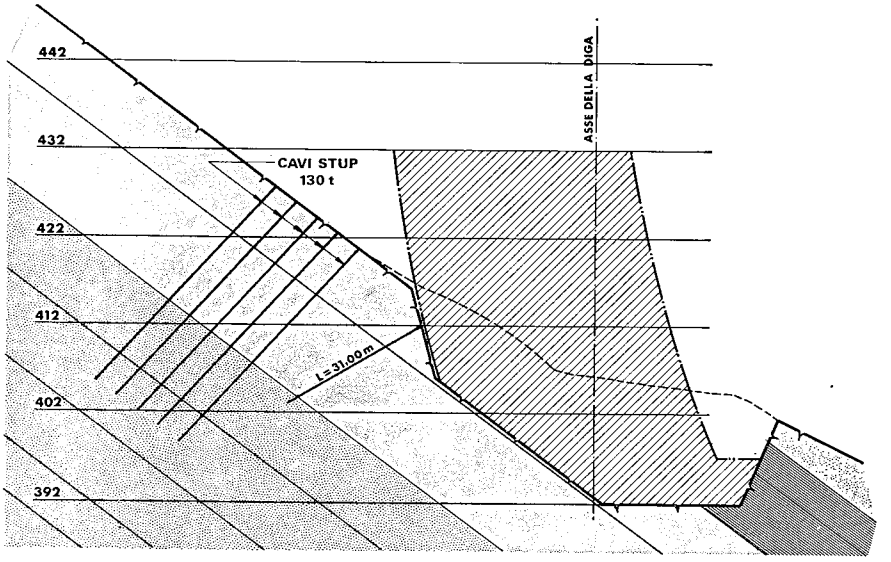


Fig. 17.34 – Tipico caso di stabilizzazione di una sponda di banchi calcarei inclinati a 37° a franaggio, a ridosso della diga di Reza Shah Kabir in Iran (Müller).

I tiranti vengono poi eliminati, a costruzione ultimata, trasferendo il contrasto dei tiranti alle strutture interne degli orizzontamenti.

Spesso si sente paragonare gli ancoraggi ai puntelli delle pareti degli scavi il che è errato, sotto l'aspetto statico, in quanto il puntello inclinato dà sulla parete una componente diretta verso l'alto mentre il tirante dell'ancoraggio una componente verso il basso, che è sempre favorevole alla stabilità (v. figg. 16.73 e 16.75).

L'invasione del sottosuolo altrui è invece spesso un ostacolo per l'impiego degli ancoraggi, che deve venire risolto con opportune convenzioni fra confinanti. Molti lavori sarebbero praticamente irrealizzabili senza l'uso degli ancoraggi, a meno di eseguire opere provvisionali dall'interno dello scavo, che risulterebbero di enorme costo, anche a causa dell'ingombro di cantiere.

Caso significativo della capacità degli ancoraggi di risolvere difficili problemi di esecuzione è quello presentato in fig. 17.35 ove si vede l'opera di salvaguardia dello spigolo di un fabbricato eseguita per consentir lo scavo necessario alla costruzione di una galleria della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia.

Tiranti possono essere ancora impiegati quale intervento di salvaguardia,

nel timore che possano innescarsi, nel tempo, moti delle fondazioni per una morfologia sfavorevole.

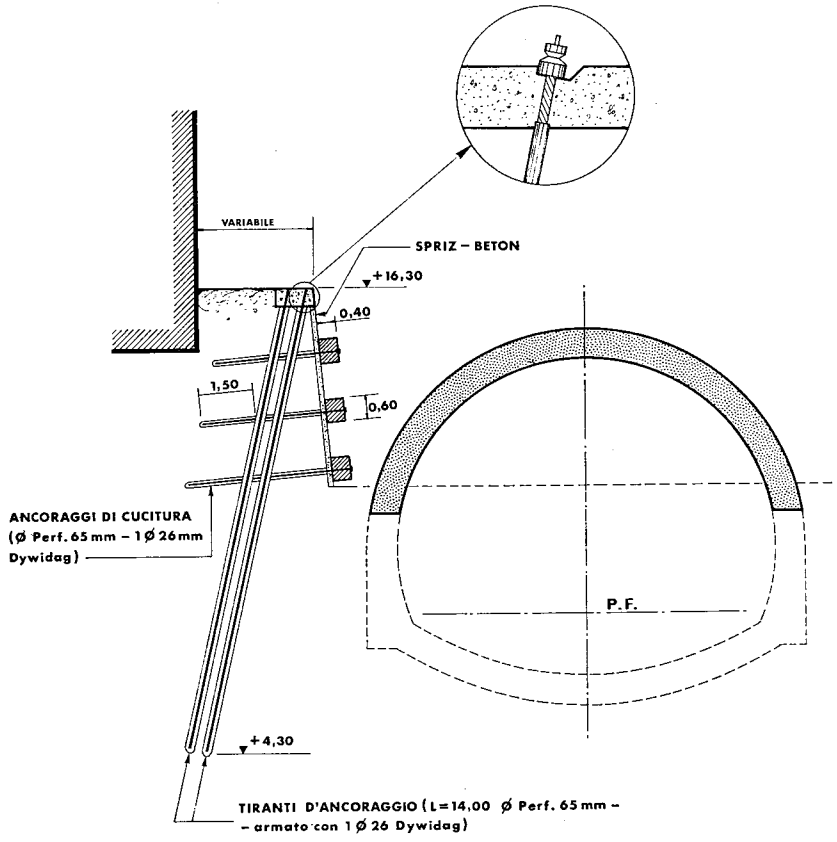


Fig. 17.35 – Opera di salvaguardia di un fabbricato per lavori di costruzione di una galleria della linea Genova-Ventimiglia (ICOS).

La fig. 17.36 illustra la difesa di un'opera stradale: da notare la ottima disposizione di lunghi tiranti.

La fig. 17.37 mostra un impiego di tiranti, invece, eccezionalmente corti per la immediata presenza di strati calcarei. Si tratta delle pareti provvisorie dello scavo, di grandi dimensioni, della zona delle Halles di Parigi, già illustrate dalla fig. 16.90. La parete che è costituita da profilati e getto in opera è assicurata a tiranti fortemente inclinati per la presenza di una galleria. Si vede il trattamento con iniezioni chimiche in corrispondenza della falda.

La fig. 17.38 mostra l'impiego di micropali e di tiranti per assicurare la stabilità delle fondazioni del viadotto di Catanzaro ricadente in zona sismica.

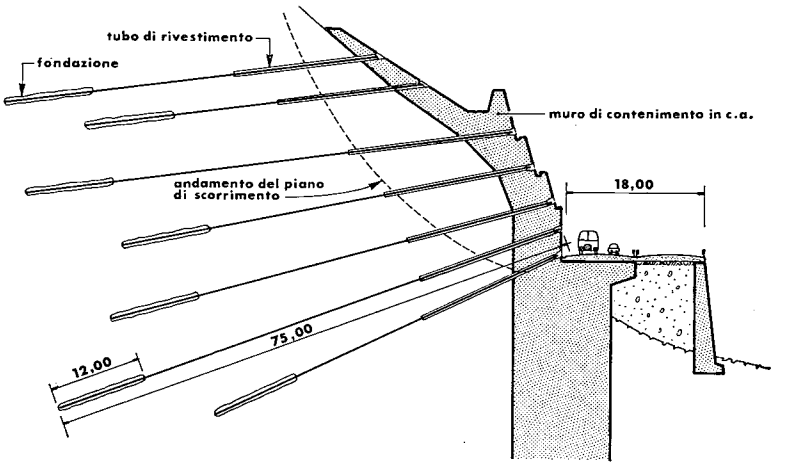


Fig. 17.36 – Ancoraggi di un'opera stradale (Rodio).

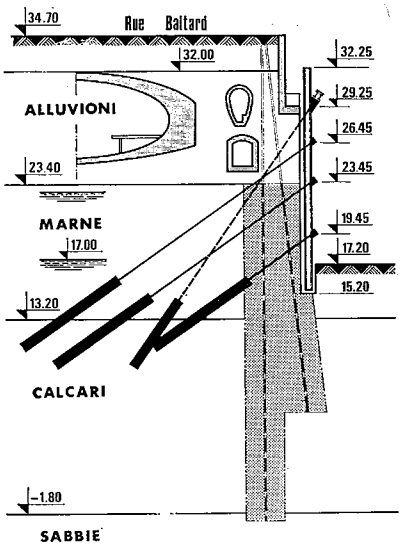


Fig. 17.37 – Pareti di sostegno ancorate del grande scavo nella zona delle Halles in Parigi (Etienne Colas des Francs).

Le sponde sono costituite da formazioni lapidee fortemente fessurate con frequenti predisposizioni a subire movimenti. Gli ancoraggi, che pervengono alla stratificazione di base sono, del tipo misto, tesi ai 2/3 della tensione massima di esercizio. Nelle figg. 15.52 e 19.52 si vedono i particolari di una spalla e di una pila.

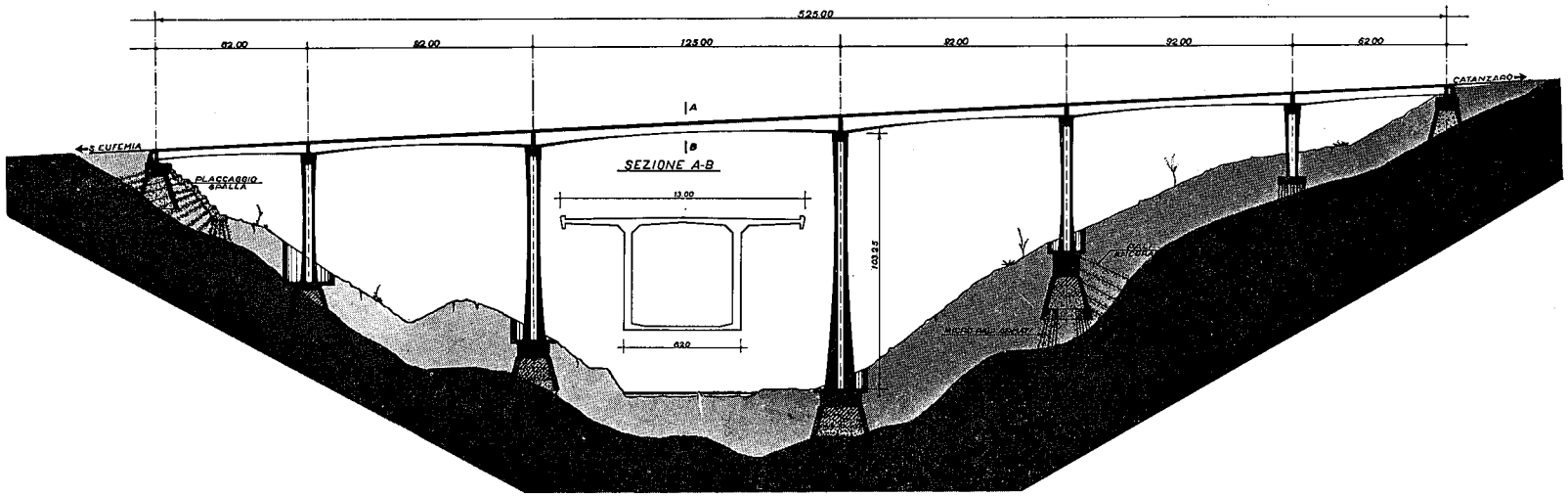


Fig. 17.38 – Viadotto di Catanzaro. Assicurazione della stabilità delle fondazioni mediante impiego di micropali ed ancoraggi (Fondazioni: Cestelli Guidi).

La fig. 17.39 mostra una caratteristica applicazione di ancoraggi alle spalle di una passerella pedonale costituita da una lastra tesa. La lunghezza dei tiranti, applicati alle fondazioni, varia da 15 a 26 m.

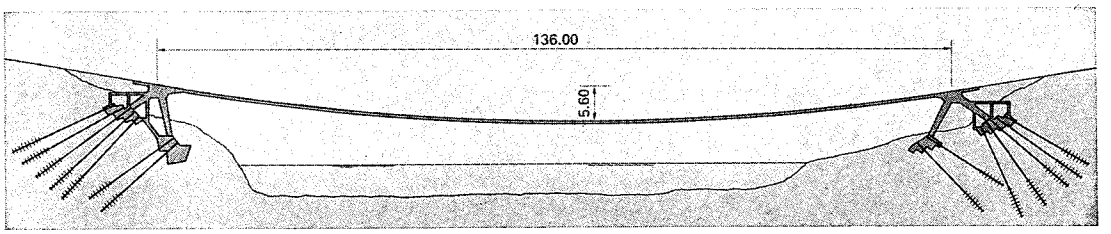


Fig. 17.39 – Passerella pedonale a Ginevra con spalle ancorate (B.B.R.).

La fig. 17.40 descrive, del tutto schematicamente, il disturbo arrecato alla montagna dalla costruzione di una serie di gallerie, che hanno interferito con una faglia, ed il provvedimento di salvaguardia realizzato con ancoraggi di elevata potenza.

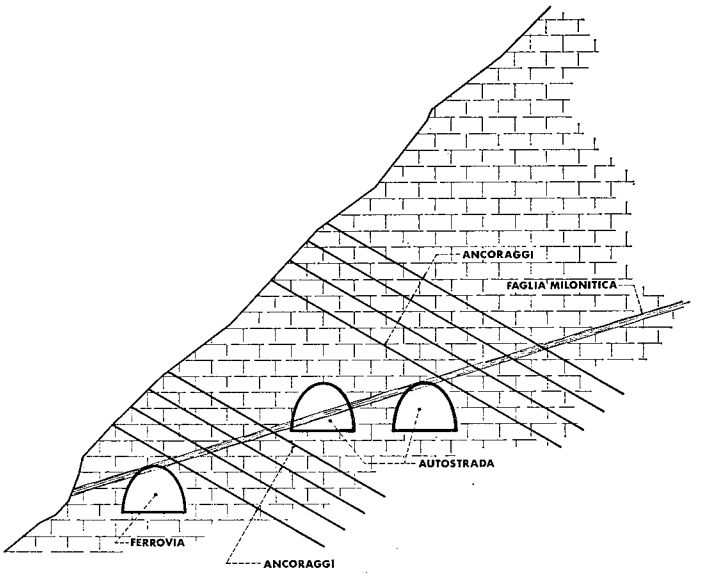


Fig. 17.40 – Descrizione schematica di un intervento di salvaguardia di una pendice a seguito di menomazione della stabilità per intercettazione di una faglia con lavori di gallerie (schizzo da una conferenza di Lombardi).

Infine la fig. 19.51 mostrerà un'applicazione caratteristica ad un viadotto costruito in zona sismica.

17.5.5 Progettazione ed esecuzione.

17.5.5.1 *La scelta dell'ancoraggio.* — L'uso recente, troppo frequentemente indiscriminato, degli ancoraggi in roccia induce ad alcune riflessioni sulla loro reale efficienza e durata nel tempo. Appare pertanto non inutile puntualizzarne la funzione e ricordare alcune buone norme di progettazione, esecuzione e controllo in sito.

La scelta dell'uno o dell'altro tipo di ancoraggio dipende dalle caratteristiche dell'opera ancorata e dalla natura del terreno nella zona ove vengono trasmesse le forze.

La funzione dell'opera può essere, ad esempio, di ostacolare un potenziale scoscendimento di roccia sciolta, ed allora viene ricercato un sistema di forze, opportunamente direzionato, da applicare ad essa in modo da costituire, con le forze gravitazionali, un sistema risultante che conservi l'equilibrio statico. In tal caso l'ancoraggio attivo o misto, graduando la grandezza della forza, consente una più chiara valutazione del problema di stabilità ed evita assestamenti che potrebbero provocare l'innesco del fenomeno di scoscendimento.

Un normale muro di sostegno, può invece richiedere, di preferenza, l'ancoraggio passivo, o misto, in quanto sono favorevoli piccoli spostamenti per approssimare la spinta al valore attivo.

Per quanto riguarda il tipo di roccia si deve osservare che, almeno nella zona di fondazione, l'ancoraggio attivo richiede una roccia lapidea, od anche sciolta ma compatta e coerente (argilla preconsolidata, arenaria) alla quale affidare lo sforzo del tirante.

Quindi con fondazione in terreni scarsamente densi, si deve ricorrrere all'ancoraggio passivo e così pure quando l'ancoraggio, essendo corto, non ha la lunghezza necessaria a dosare e conservare lo stato di coazione in quanto l'allungamento è minimo ed è forte l'influenza del creep del terreno.

L'ancoraggio passivo può essere preferibile anche quando sussiste il timore di suscitare tensioni interstiziali comprimendo il terreno, come avviene con ancoraggi attivi, per quanto l'ancoraggio attivo può essere affiancato da tubi drenanti (fig. 15.53.)

Va, infine, tenuto presente che con l'ancoraggio attivo il tirante è sempre teso alla sua massima potenzialità (o quasi nel tipo misto) il che, rispetto all'ancoraggio passivo, può costituire una minore garanzia di efficienza nel tempo.

Risulta, pertanto, che la scelta del tipo di ancoraggio fra attivo, passivo e misto dipende sia dalle esigenze della struttura che viene ancorata, sia dalla grandezza dello sforzo di ancoraggio, sia dalla natura del terreno, sede della sua fondazione.

I casi di applicazione in precedenza citati possono chiarire i criteri di scelta. Così sono del tipo attivo gli ancoraggi delle opere delle figg. 17.24, 17.25, 17.26, 17.27, 17.28, 17.29, 17.30, 17.31, 17.32, 17.33, 17.34, 17.35 e misti, o passivi, quelli delle altre.

Va anche osservato che la maggior parte degli esempi riportati riguardano casi particolari nei quali veniva richiesto, fin dall'inizio, il massimo impegno

degli ancoraggi, e quindi il tipo attivo, mentre si è detto che, per la maggior parte dei casi usuali, l'ancoraggio del tipo misto è la soluzione migliore.

17.5.5.2 *Posizionamento e lunghezza dei tiranti.*

17.5.5.2.1 La scelta della posizione e della lunghezza dei tiranti degli ancoraggi sono determinanti agli effetti della loro validità. Troppo spesso si eseguono tiranti di scarsa, se non nulla, efficacia perchè troppo corti, al punto da essere dannosi, anzichè utili, alla stabilità dell'opera, in quanto provocano con l'esecuzione unicamente una alterazione dello stato di quiete del terreno. Occorre quindi ricercare, per le fondazioni dei tiranti, zone di terreno di presa delle reazioni sicuramente esterne alla zona interessata dai movimenti che si vogliano ostacolare.

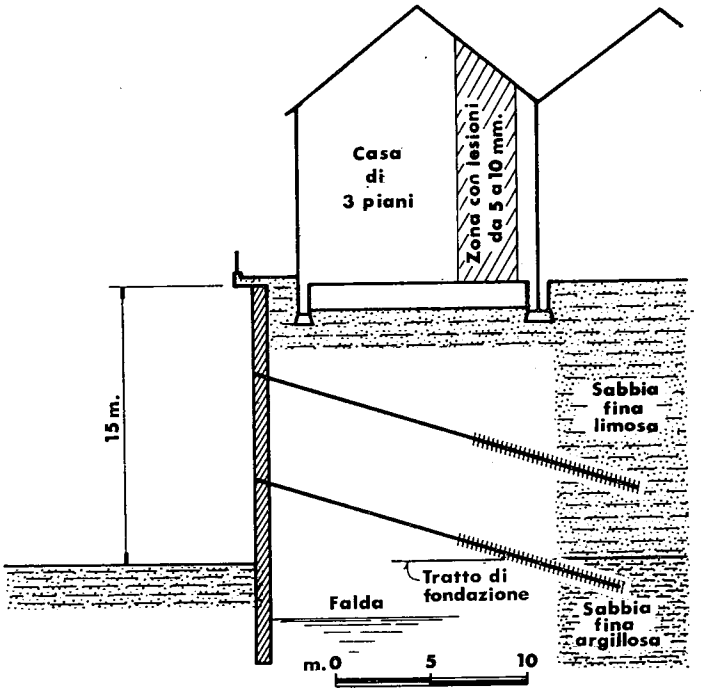


Fig. 17.41 – Fessurazioni di un fabbricato prodotte dalle fondazioni di tiranti troppo corti (Cambefort).

Si debbono quindi effettuare due verifiche: una, che il tirante trovi efficiente fondazione nel terreno, in modo da garantire che esso mantenga nel tempo lo stato di tensione previsto, l'altra che il tirante sia sufficientemente lungo da portare la sua fondazione sicuramente al di fuori della zona sensibile alla presenza dell'opera.

La fig. 17.41 mostra il caso singolare di danni ad un fabbricato, prodotti dalle fondazioni di ancoraggi ricadenti sotto di esso, e quindi troppo corti.

È poi prudente che il sistema resistente, offerto dal complesso degli ancoraggi, sia organizzato in modo tale che la disfunzione di una piccola percentuale dei tiranti non comprometta la stabilità dell'insieme; in altri termini che possa verificarsi la rottura di alcuni tiranti per eventi eccezionali senza che ne consegua un'inaccettabile rischio di collasso dell'insieme.

A volte avviene che la rete degli ancoraggi venga dimensionata sotto l'assillo della economia, con il risultato di conseguire un effetto che in definitiva è soltanto psicologico. Ciò principalmente quando i tiranti vengono previsti (e si veda il caso, ad es. della fondazione dei viadotti su pendici) quale intervento di salvaguardia contro potenziali moti franosi. In tali casi, un inadeguato numero dei tiranti può dare l'illusione di ridurre il rischio, o soddisfa l'osservatore superficiale, ma non serve affatto nel caso che l'evento paventato si manifesti.

Può accadere che un calcolo valido porti ad un costo rilevante degli ancoraggi, a volte superiore a quello della struttura ancorata, ma piuttosto che fare delle riduzioni arbitrarie è preferibile, allora, rinunciare all'opera di salvaguardia, dato che ne risulterebbe una spesa del tutto inutile.

17.5.5.2.2 La lunghezza dei tiranti risulta da un calcolo di stabilità d'insieme, condotto secondo i criteri esposti al cap. 15, in modo da garantirsi che le loro fondazioni raggiungano una zona sicuramente stabile.

Per la determinazione della lunghezza per le opere di sostegno di terrapieni, può tenersi presente la delimitazione della zona della fig. 17.42.

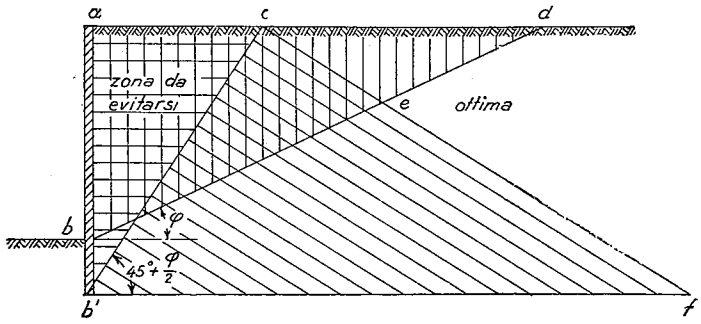


Fig. 17.42 – Determinazione della zona di posa della piastra di ancoraggio del tratto di fondazione di un tirante per paratia (Brennecke-Lohmeyer).

Se a-b' è la parete di sostegno, la fondazione dei tiranti non può trovarsi, per evidenti ragioni, nel cuneo di spinta a-b'-c, che si muove con la parete. È pure da escludersi la zona a, b, d, superiore alla scarpa naturale della roccia, perchè la fondazione verrebbe a scaricare parte della sua pressione sulla base della parete. Così pure è prudente che la fondazione non si trovi a sinistra del piano $c\,f$, inclinato dell'angolo $45° - \varphi/2$, poichè il cuneo di terreno investito dall'ancoraggio verrebbe a compenetrare quello della spinta sulla parete.

La fondazione dovrà quindi essere disposta a destra della spezzata *d-e-f*, con un certo franco di sicurezza, da cui la regola sperimentale di fig. 16.74.

17.5.5.2.3 Può accadere che, una volta individuato lo schema degli ancoraggi richiesto dalla struttura, il terreno raggiungibile con i tiranti non sia atto a fornire il sistema di forze ausiliarie richiesto, ed allora deve rivedersi la scelta modificando numero, inclinazione e lunghezza dei tiranti.

A seconda delle caratteristiche del terreno la portanza di ogni ancoraggio può variare fra le 15 e 60 t. Con fondazione in roccia lapidea possono superarsi anche le 100 t, mentre in roccia sciolta, pur ottenendosi ancora discreti risultati, occorre agire con maggiore prudenza. Con le roccie puramente coerenti le portate dipendono dal grado di consolidazione ma sono sempre temibili fenomeni di creep simile a quelli di fig. 14.12, mentre le rocce incoerenti compatte danno maggiore fiducia.

Accertata la efficienza del terreno, nella cui massa la fondazione del tirante trasmette un carico ripartito linearmente, occorre assicurarsi che il tirante trovi sufficiente aderenza nell'involucro di miscela iniettata ed a sua volta che tale involucro di miscela, costituente la fondazione, sia sufficientemente ammorsato nella roccia, formando corpo con questa.

L'aderenza fra tirante e miscela iniettata può essere resa più efficiente con i procedimenti che verranno descritti in seguito. La lunghezza del tratto di fondazione varia per tiri normali a seconda della composizione dei cavi del sistema esecutivo e della natura del terreno, di massima dai 2 ai 5 m ed anche più.

La delicatezza del funzionamento degli ancoraggi dimostra la necessità che essi vengano progettati con conoscenza dei problemi della meccanica del terreno e della precompressione, in modo da poter valutare, anzitutto, la reale convenienza, se pur non la necessità di impiegarli.

Posizione e potenzialità vanno, inoltre, stabiliti prevedendo, anche, la evoluzione nel tempo delle forze di precompressione e, soprattutto, è essenziale che venga provveduto alla conservazione nel tempo delle varie parti degli ancoraggi.

In definitiva gli ancoraggi non debbono essere considerati, comunque impiegati, un toccasana per il problema di geotecnica, bensì realmente utili solo se progettati con la massima attenzione alla natura del sottosuolo ed al funzionamento statico, richiesto, immediato ed a lungo termine.

I tiranti possono essere verticali, od avere tutte le inclinazioni, anche suborizzontale, escludendo però posizioni prossime alla orizzontale, che creano difficoltà per la esecuzione delle iniezioni, ed anzi è opportuno evitare inclinazioni alla orizzontale inferiori a $+ 15^{\circ}$. Infine è essenziale che la esecuzione degli ancoraggi venga affidata a Ditte altamente qualificate.

17.5.5.3 *Modalità esecutive.*

17.5.5.3.1 Preparazione della fondazione. — Il tirante è composto di un'armatura, alla quale è affidato lo sforzo di trazione, e da un rivestimento

di malta, così da costituire un micropalo di diametro diverso, a seconda della funzione che deve assolvere.

Se il tirante è attivo l'armatura può essere inserita in una guaina nella quale essa scorre, durante la messa in tensione (fig. 17.23) e la guaina è avvolta da malta preiniettata (iniezione secondaria).

Per formare la fondazione del tirante si inietta nel terreno, per un tratto terminale del foro, la malta, in generale cementizia, ovvero una miscela di resine epossidiche che, pertanto, costituiscono il mezzo di trasmissione dello sforzo dal tirante al terreno. Questa iniezione di collegamento è stata definita iniezione primaria e costituisce un collegamento lineare (fig. 17.43 *a*).

Nella fig. 17.43 *b* è indicato anche il collegamento puntuale fra acciaio e terreno, come può essere formato da una piastra di base solidale alla estremità della barra.

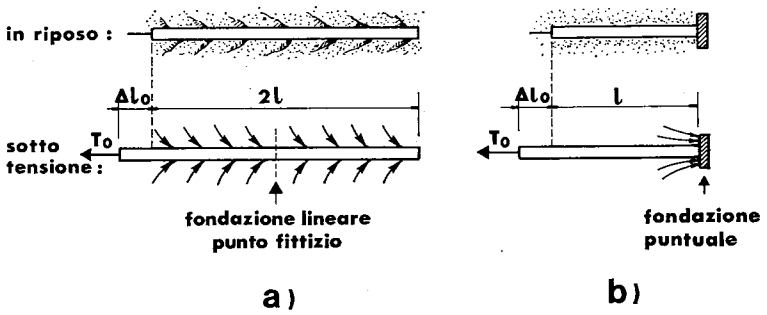


Fig. 17.43 – Trasmissione al terreno della forza applicata al tirante attraverso fondazione: *a*, lineare (per aderenza); *b*, puntuale (Fenoux-Portier).

Quando il tirante sia composto da un fascio di fili, si può migliorare l'aderenza con il terreno provocando una modulazione dei fili, alternando distanziatori a legature di avvicinamento, come indicato in fig. 17.44. Nel rimanente tratto il tirante è inserito in una guaina, nella quale resta scorrevole.

Fra guaina e terreno viene immessa, con la iniezione secondaria, una miscela cementizia che realizza un rivestimento di piccolo spessore. A ritiro avvenuto, si esegue l'iniezione terziaria, fra guaina e tirante, iniettando malta di cemento, se si vuole realizzare l'aderenza, ovvero una miscela bituminosa, con solo ufficio di protezione, se si vuole conservare la libertà di scorrimento del tirante.

La fig. 17.45 mostra un ancoraggio in alluvione, ottenuto con acciai ad aderenza migliorata sparpagliati a mazzo.

La perforazione del terreno per il posizionamento del tirante può essere eseguita a percussione o rotazione, a seconda della natura della roccia e della inclinazione del tirante, ma generalmente a rotazione. Il foro deve essere accuratamente lavato iniettando, con apposito tubo inserito nel foro, acqua in pressione e quindi asciugato con immissione di aria.

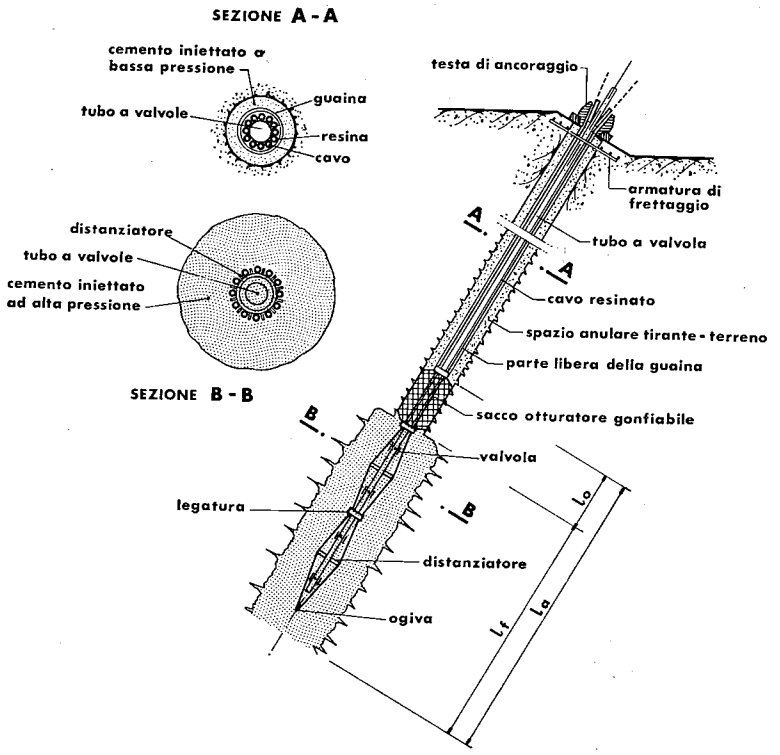


Fig. 17.44 – Fondazione del tirante con ondulazione del fascio di fili per una migliore connessione con la malta (Tipo I.R.P.-Rodio).

Qualora la zona di fondazione ricada in roccia fessurata, ad evitare che le iniezioni ad alta pressione invadano eventuali fori vicini, già predisposti per il tiro degli altri tiranti, e quindi producano intasamenti in questi, è buona norma iniettare dapprima della malta a lieve pressione; a presa avvenuta si rifora la roccia cementata, dopo di che si inserisce il tirante.

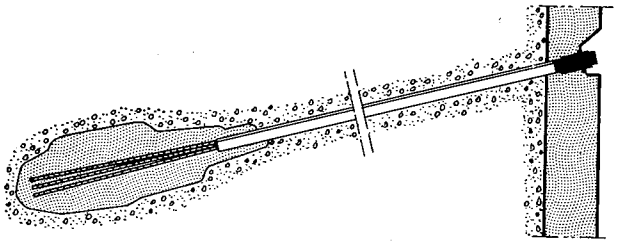


Fig. 17.45 – Fondazione del tirante in roccia sciolta di alluvione: disposizione a raggiera di barre ad aderenza migliorata (tiranti V.S.L.)

L'iniezione primaria ha il compito di realizzare una buona aderenza tirante-malta ed un efficace collegamento malta-terreno, e per questo occorre un giusto dosaggio di acqua, tale che sia esclusa l'essudazione. Solo con una accurata esecuzione verranno ridotti i lenti scorrimenti e quindi la caduta di tensione.

Il tirante deve essere pulito, non ossidato e, soprattutto, privo di sostanze grasse e deve essere posto al centro del foro, mantenendolo in posto con distanziatori, in modo da garantire che sia completamente avvolto dalla malta della iniezione.

Lo spessore dell'avvolgimento in malta può variare da 0,5 a 2 cm se in roccia lapidea. Se in roccia sciolta bisogna, anzitutto, assicurarsi che il collegamento venga effettivamente effettuato, per la lunghezza voluta, e lo spessore dell'avvolgimento, in tal caso, può variare da 2 a 5 cm, anche più, se si vuole realizzare un micropalo che raccolga l'aderenza con il terreno per tutta la sua lunghezza.

Per l'iniezione primaria si impiega della malta con sabbia ed additivo espansivo. La sabbia deve essere finissima e silicea e, nella miscela, in proporzione non inferiore, in peso, al 30 % del cemento. In roccia lapidea si potrebbe addirittura eseguire il riempimento del foro con sola sabbia pulita ben costipata ad acqua, ottenendo un'ottima aderenza dopo un primo lieve scorrimento.

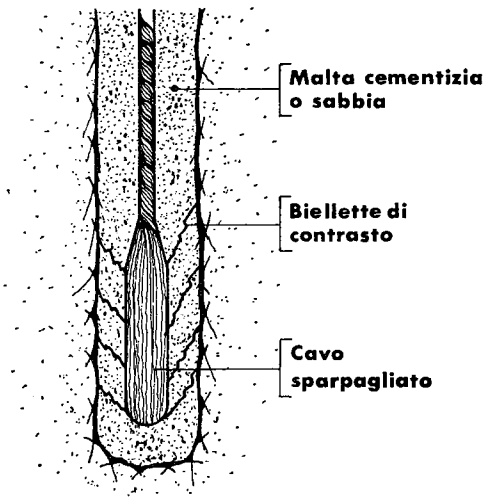


Fig. 17.46 – Schematizzazione delle biellette compresse di malta formatesi sul rivestimento della iniezione di una fondazione di un tirante in roccia lapidea.

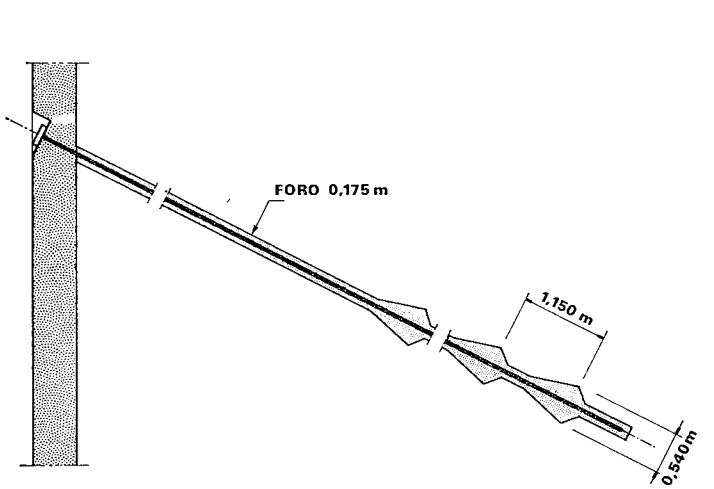
17.5.5.3.2 Tenuta del tirante. — Il fenomeno della tenuta del tirante in una roccia lapidea è analogo a quello dell'acciaio nella malta, ben noto per l'aderenza delle armature del cemento armato. Si ipotizza che al tiro si formino nell'avvolgimento cementizio delle vere biellette coniche, contrastanti contro la parete di roccia del foro, come schematizzato in fig. 17.46. Risulta allora evidente l'effetto negativo che avrebbe una ingabbiatura metallica con staffette inserite nell'avvolgimento, perchè contrasterebbero la formazione delle dette biellette.

Diverso è il funzionamento del tirante fondato in roccia sciolta, in quanto le biellette non troverebbero il contrasto necessario e quindi non resta che far conto sulla resistenza tangenziale roccia sciolta-miscela la quale deve essere iniettata ad elevata pressione, così da costituire un bulbo di roccia sciolta cementato.

È particolarmente in roccia sciolta che è prudente eseguire, ogni volta,

preliminari prove di strappo su prototipi, al fine di misurare l'effettiva tenuta della fondazione.

Un intervento efficace di ancoraggio del tirante nei terreni coerenti è quello della fig. 17.47 adottato nelle argille londinesi. Con apposito attrezzo a rotazione vengono eseguiti degli allargamenti lungo l'asse del tirante, così da ottenere dei volumi di malta a superficie troncoconica (a campana) di notevole presa.



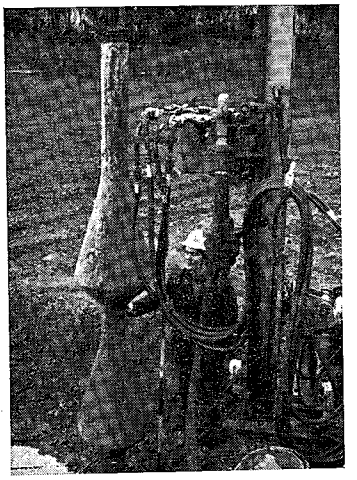


Fig. 17.47 - Ancoraggio tipo « Multibell » realizzato nelle argille londinesi (Fondedile).

17.5.5.3.3 Le iniezioni. — Ogni volta che si procede alle iniezioni occorre eseguire la pulizia del cannello, controllando che sia totalmente privo di resti delle precedenti operazioni e non sussista il pericolo di intasamento.

La miscela viene iniettata a partire dal piede dell'ancoraggio. Se il piede è più basso della testa, va accertato che l'ugello della iniezione sia sempre immerso nella miscela, ad evitare inclusioni di aria; se inclinato in senso opposto, deve essere assicurata l'uscita dell'aria dal piede, durante l'iniezione, mediante opposito tubo.

Nel caso di assenza di guaina occorre un tampone, ad evitare che la miscela invada il tratto che non deve essere aderente. Comunque dopo terminata l'iniezione, il tirante va lasciato riposare per almeno tre giorni.

Il cemento delle iniezioni deve essere possibilmente espansivo, nella misura dal 5 al 10%, e deve essere raggiunta una resistenza a 28 giorni non inferiore a 300 bar. La miscela va iniettata con pompe a pistone, e non ad aria, e si deve poter raggiungere la pressione di 10 bar.

La malta deve essere accuratamente scelta ed iniettata in modo da essere fluida e stabile con minimo ritiro. Essa è composta da cemento ed acqua con aggiunta di farina di sabbia per guaine superiori a 12 cm di diametro. La fluidità deve essere controllata con l'imbuto March (litri miscela-secondo diviso litri d'acqua al secondo), secondo le prescrizioni contenute nelle norme del cemento armato precompresso, ad evitare essudazione, come già detto.

Altra distinzione riguarda la protezione del tirante, che può essere diversa a se-

conda del periodo di vita richiesto all'ancoraggio: breve, come ad esempio per una paratia di sostegno di uno scavo, che va considerata come semplice mezzo d'opera per il periodo di costruzione, ovvero permanente, tanto da essere integrante della struttura dell'opera come ad es. per un muro di sostegno. È soprattutto in quest'ultimo caso che incombe il pericolo della corrosione delle armature.

La corrosione delle armature dei tiranti è veramente il punto nero degli ancoraggi, ancor più dello stesso problema della aderenza poichè il rischio ne è molto elevato. Basta ben poco per avere dei punti di attacco da parte dei terreni, i quali contengono sempre sostanze aggressive, anche senza parlare del pericolo delle correnti vaganti.

Ciò è tanto più temuto con l'uso degli acciai fortemente tesi da precompresso per i quali può insorgere il fenomeno della « corrosione fessurante ».

Nel timore della corrosione normative stabiliscono come misura cautelativa un minimo delle aree delle armature dei tiranti permanenti. Le norme tedesche prescrivono, nel caso di tirante costituito da un fascio di fili, un'area minima per ogni tirante di 2,25 cm² e per il singolo filo 0,75 cm². In zone aggressive specie in rocce sciolte, tali limiti vengono aumentati rispettivamente a 3 cm² e 1,10 cm².

Le norme italiane sul c.a.p. non prescrivono per i tiranti temporanei, non iniettati, limitazioni sulle aree ma viene consentito un periodo massimo di utilizzazione di due anni.

È evidente che esiste una gradualità di impegno, non precisabile, sulle cautele da adottare ed è anche evidente che l'attenzione sarà tanto maggiore, quanto più importante sia la funzione statica assolta dagli ancoraggi.

Per conseguire un buon risultato nei riguardi della protezione, è particolarmente influente la successione delle varie fasi di iniezioni, e di precompressione, in modo da avere un avvolgimento esterno in malta, o pasta cementizia che risulti precompresso, sia pure parzialmente, così da ridurre il rischio di apparizione di lesioni per ritiro, facile via di accesso agli agenti aggressivi.

A tal fine si adottano delle guaine e si inietta lo spazio fra guaina e terreno prima della operazione di pretensione, facendo attenzione, naturalmente, che attraverso rotture di guaina non si provochi il bloccaggio dei cavi.

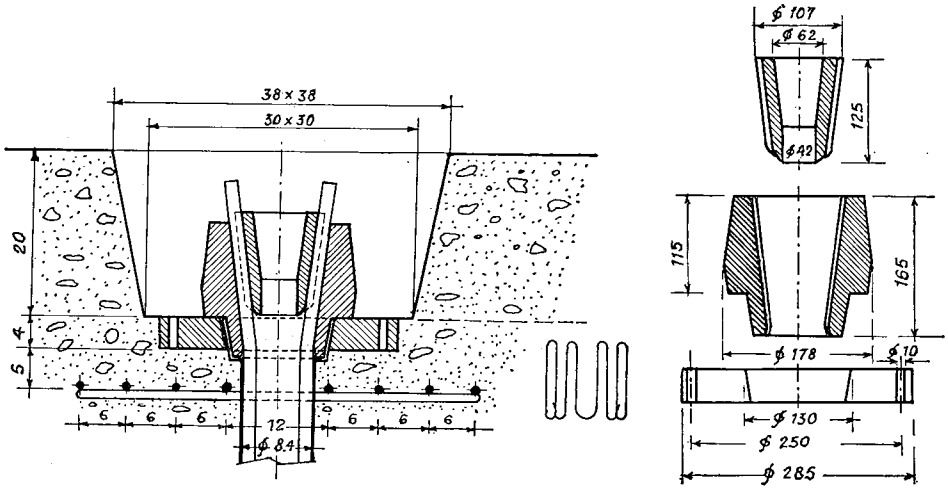


Fig. 17.48 – Ancoraggio STUP per cavi da 12 trefoli di 15 mm di diametro.

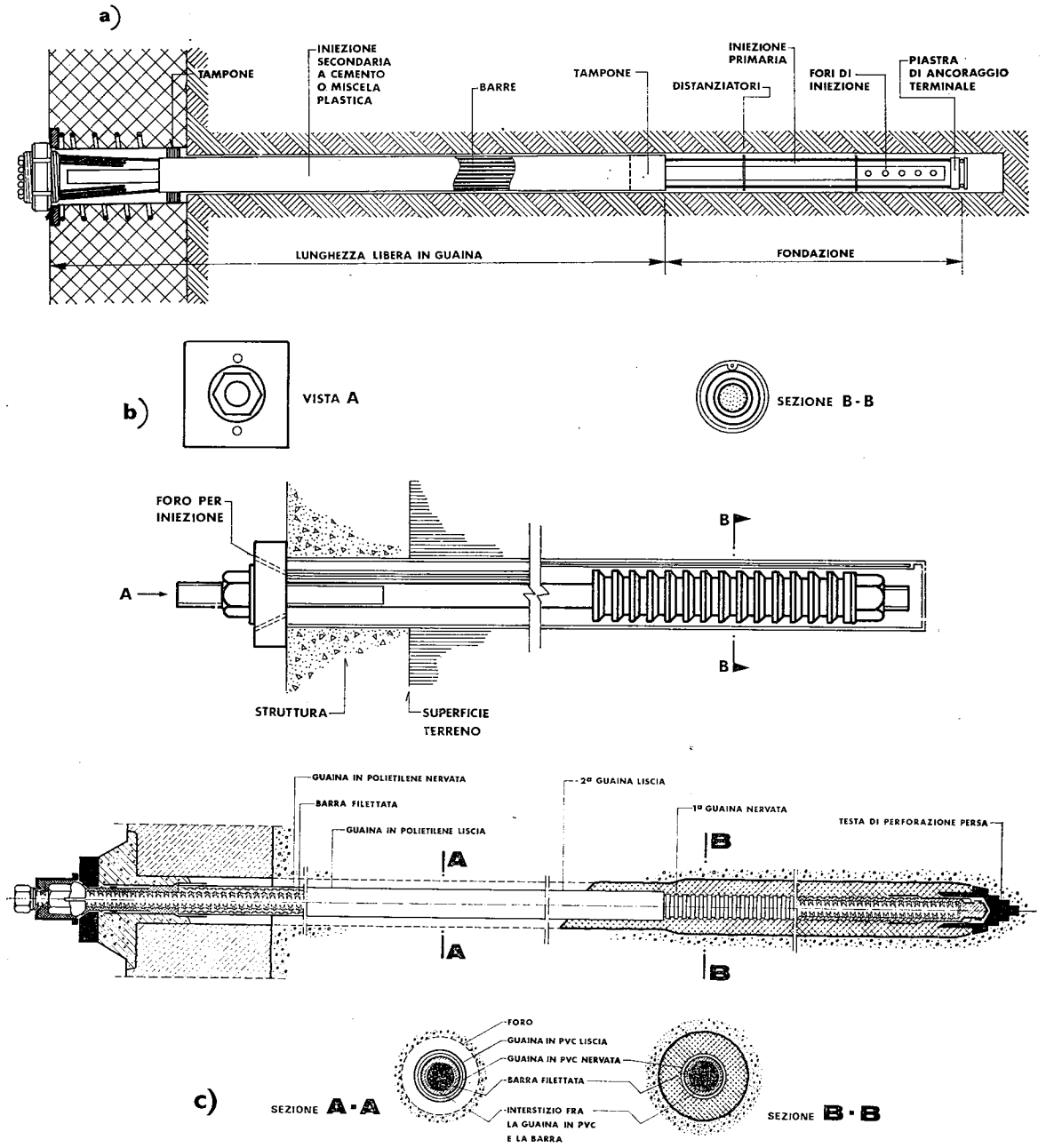


Fig. 17. 49 – Tipi di ancoraggi: *a*, ancoraggio con tirante a fili, della B.B.R.; *b*, ancoraggio con tirante a barra della Macalloy; *c*, ancoraggio con tirante a barra in rivestimento di poliestere per alta protezione della corrosione, della Dywidag.

Inoltre, se fra la posa in opera del tirante ed il termine delle operazioni di tiro trascorre un notevole tempo, il tirante deve essere protetto dalla corrosione, nel tratto libero, con apposito trattamento (verniciature, resine, ecc.).

La fig. 17.49 *c* mostra una efficace protezione del tirante di cui sono munite le barre Dywidag. La barra è protetta da una doppia guaina di polietilene. Ove sia richiesta una protezione meno energica la guaina esterna viene omessa.

17.5.5.3.4 Teste di ancoraggio. — Le teste di ancoraggio possono essere del tipo a cunei, di cui il più noto è l'ancoraggio Freyssinet, di potenza generalmente di 40 t (12 fili ⌀ 7) o di 140 t (12 trefoli fig. 17.48).

Nell'altro sistema, B.B.R.V. (fig. 17.49 *a*) la presa è ottenuta su una ghiera, per rifollamento dei fili. Il sistema Dywidag, di cui si è parlato (fig. 17.49 *c*), opera su una barra filettata, ancorata con bullone, del diametro di 28 o 32 mm.

Vi sono numerosi altri sistemi illustrati nei trattati di cemento armato precompresso (1).

17.5.6 Il calcolo della portanza della fondazione dell'ancoraggio.

17.5.6.1 La schematizzazione del procedimento di calcolo della fondazione degli ancoraggi è problema arduo, non certo risolto in modo soddisfacente, nonostante la letteratura fornisca molteplici tentativi. Esso va trattato sotto due aspetti. Il primo riguarda la stabilità del singolo ancoraggio, ossia il controllo della capacità della fondazione del tirante a resistere allo sfilamento sotto il tiro applicato all'altro estremo; è un problema di aderenza acciaio-malta e di malta-terreno particolarmente delicato con rocce sciolte.

Il secondo aspetto è quello della stabilità d'insieme del masso di roccia penetrato dal sistema dei tiranti che si presenta come un complesso di radici.

Per l'analisi dell'ancoraggio singolo, se la forza viene trasmessa al terreno lungo tutta la lunghezza del tirante (ed è il caso, ad es., degli ancoraggi passivi), il problema è ricondotto a quello del palo teso e la letteratura fornisce risultati ed esperienze a cui verrà fatto cenno.

Se lo sforzo è trasmesso in profondità, solo lungo il tratto terminale del tirante (ed è il caso della fondazione dell'ancoraggio attivo o misto), il calcolo della portanza resta ancor più incerto e può essere affrontato con ipotesi e metodi scarsamente validi.

La formula di uso più frequente che nella sua semplicità cela gravi indeterminatezze, è del tipo:

$$T_u = \pi \, D \, l_f \, s \tag{17.51}$$

dove l_f è la lunghezza del tratto aderente di fondazione ed s una grandezza che vuole esprimere il valore medio dell'aderenza.

La scelta del valore di s è molto incerta per la grande variabilità dei fattori che lo influenzano quali la legge di distribuzione della aderenza lungo la lunghezza l_f della fondazione, l'intervento di eventuali tensioni interstiziali, l'effetto della morfologia, la interdipendenza dagli stessi valori di D ed l. Vi

(1) CESTELLI GUIDI C., « *Cemento armato precompresso* », Hoepli.

influisce anche l'allungamento del tirante nel tratto aderente, cosicchè il valore di s oscilla fra estremi molto distanziati per cui si giunge alla conclusione che solo una prova su prototipo può fornire un valore sicuro di T_u.

Incertezza di altro tipo presenta la verifica della stabilità di insieme del masso terroso investito dalle forze degli ancoraggi secondo i metodi forniti dalla geotecnica (cap. 15) che individuano superfici ove possa silittare il masso.

17.5.6.2 La fondazione estesa a tutta la lunghezza del tirante si presta più facilmente ad essere irregimentata in un calcolo, sulla scia dei pali tesi. Considerando dapprima il caso di ancoraggio verticale, o prossimo alla verticale, aderente per tutta la sua lunghezza l, il tiro limite ultimo può essere espresso dalla formula:

$$T_u = \pi D K \frac{\gamma l^2}{2} f + P \tag{17.52}$$

dove D ed l sono diametro e lunghezza del tirante-micropalo e K varia dal valore di quiete K_0 e quello attivo K_a, $f = \operatorname{tg} \varphi$ è il coefficiente di attrito parete-terreno e P è il peso che, per il micropalo, è in generale trascurabile.

Esperienze di Reimbert (1) hanno mostrato che la resistenza offerta, in condizioni di riposo, ossia quella che precede i piccoli movimenti di inizio dello scorrimento di un palo teso, può esprimersi nella forma empirica:

$$T_u = \frac{\gamma l^2}{2} \frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} (\pi + 1) D f + P \tag{17.53}$$

Se il palo ha sezione quadrata di lato a, il termine $(\pi + 1) D$ va sostituito con $4 a \sqrt{2}$.

Ad es. per un micropalo con $D = 0{,}20$ m; $l = 10$ m in sabbia con $\gamma = 1800$; $\varphi_0 = 36°$ risulta:

$$T_u = \frac{1800 \times 10^2}{2} \sin \frac{90 - 36}{90 + 36} (\pi + 1)\ 0{,}20 \cdot 0{,}725 + 800 = 6950 \text{ kg}$$

Per un setto utilizzato come fondazione di un tirante di lunghezza l e larghezza b, che è certamente più conveniente del palo, a causa della maggior superficie:

$$T_u = \frac{\gamma l^2}{2} \frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} 2 b f + P \tag{17.54}$$

e se la testa della paratia, di lunghezza l, è infissa alla profondità t

$$T_u = \frac{\gamma l^2}{2} 2 t \left(l + \frac{t}{l}\right) \frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} f + P \tag{17.55}$$

---

(1) REIMBERT H., « *Contribution à l'étude de la resistance à l'arrachement de pieux en milieu pulvérulent* ».

L'autore osserva che se il tratto di fondazione inizia ad una profondità dalla superficie del terreno pari alla stessa lunghezza della fondazione ($t = l$) si raggiunge una resistenza pari al doppio di quella fornita dalla formula.

L'autore consiglia un coefficiente di sicurezza di 2,0 che può essere ridotto ad 1,5 se controllato sperimentalmente, osservando che la resistenza trovata sperimentalmente è dell'ordine del 30% superiore a quella data dalla formula.

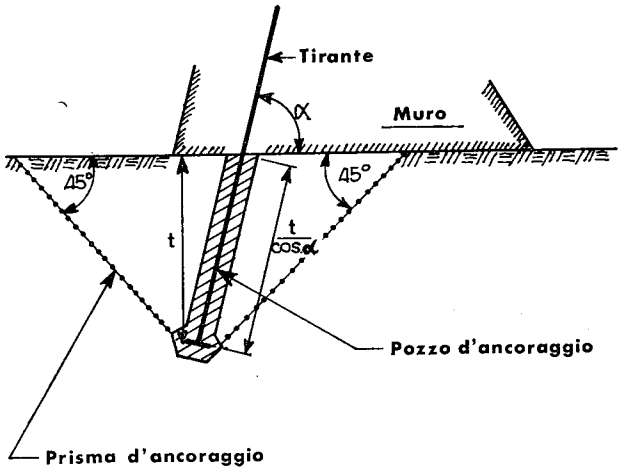


Fig. 17.50 – Schema della zona di terreno impegnata dal tiro.

17.5.6.3 Un criterio grossolano di valutazione della resistenza può essere quello di considerare quel volume di terreno di forma conica o tronco-conica investito dal tirante che, per gravità si accolla lo sforzo. La sua superficie di delimitazione può assumersi inclinata fra 30 e 45°, rispetto alla verticale, come indicato nella fig. 17.50, dove alla base è prevista una fondazione puntuale. Ad esempio con una fila di ancoraggi ad interasse i, il volume assegnato ad ogni tirante può assumersi, con i simboli della figura, e per 45°:

$$V = \frac{1}{2}\, i\, t\, 2\, t = i\, t^2 \tag{17.56}$$

e la condizione di equilibrio limite ultimo:

$$T_u = i\, t^2\, \gamma$$

da cui la profondità richiesta, essendo η il coefficiente di sicurezza:

$$t_e = \sqrt{\frac{\eta\, T_u}{i\, \gamma}} \tag{14.57}$$

17.5.6.4 Degni di menzione sono i criteri dedotti da esperienze, di Trân Vô Nhiêm (1) su micropali in sabbia con angoli di attrito $\varphi = 26°$.

Egli ha trovato, per un tirante prismatico a sezione rettangolare, di rapporto 5/10 (fig. 17.5[illegible]) che, a parità di profondità t, la resistenza al tiro aumenta con l'inclinazione e che, per una data inclinazione, essa aumenta con il quadrato della profondità t.

(1) TRÂN VÔ NHIÊM, « *Observations cinématique et statiques du phénomène de soulèvement oblique des fondation d'ancrage en milieu pulvèrulent bidimensionnel* » (v. 17.4.2.2).

Con tirante verticale si forma uno strato sottile di roccia aderente alla parete, che scorre con essa allo strappo, ed aumentando l'inclinazione la zona di terreno che segue il tirante aumenta a monte e si riduce a valle. Viene così individuato un cuneo a sezione triangolare che si solleva con la fondazione, come è schematizzato nella fig. 17.51 dove l'angolo del cuneo di roccia, solidale al tirante, varia fra φ e $1/2\ \varphi$ mentre la zona plasticizzata a valle è quasi nulla.

Le constatazioni fatte nel corso delle esperienze hanno indotto l'autore a proporre il seguente schema di calcolo che fornisce risultati accettabili fino a $\beta = 60^{\circ}$.

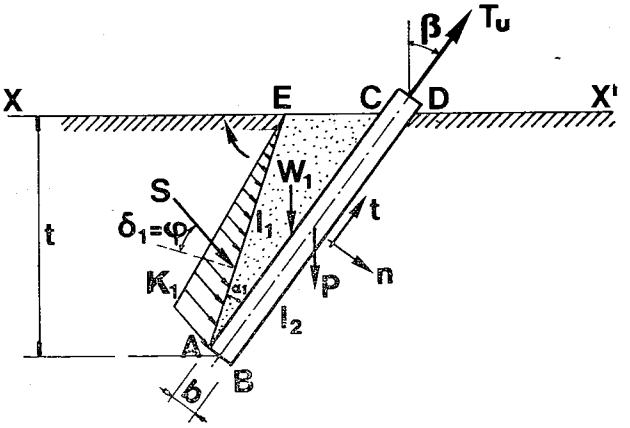


Fig. 17.51 – Schema di calcolo della forza limite ultima di sollevamento T_u di una fondazione estesa fino alla superficie del terreno (Trân Vô Nhiêm).

Viene ipotizzato che la fondazione slitti, lungo la parete a valle l_2, sul masso sottostante supposto rigido. Si scrive allora che la forza di tiro è equilibrata dallo sforzo necessario a far scorrere il masso *EA-BD* sul piano inclinato *B-D*.

Non è più necessaria alcuna ipotesi sulla distribuzione delle pressioni sulla parete a valle salvo che, essendo la fondazione rugosa, queste sono inclinate dell'angolo φ, e che la componente normale della loro risultante equilibri quella dei pesi in movimento e delle pressioni sulla parete limite l_1. Tali pressioni saranno intermedie fra le attive e passive; conviene assumere quella di quiete.

17.5.6.5 Altra formula di calcolo, di risultato discretamente concordante con l'esperienza, benchè basata su ipotesi discutibili, è quella Schneebeli [1] per tiranti in roccia incoerente di direzione prossima alla orizzontale.

Egli postula che, al crescere del tiro, si formi intorno al tratto di fondazione una zona plastica con rifluimento, del tipo di quello che si ipotizza nell'intorno della punta di un palo, quando si giunge alla resistenza limite ultima. Ricerca

---

[1] SCHNEEBELI, « *Les Parois Moulées dans le sol* », Eyrolles, 1971.

quindi l'equilibrio nella resistenza di attrito lungo la superficie che delimita la zona plastica.

Nell'ipotesi di superficie di slittamento cilindrica, con direttrice a spirale logaritmica, e tensione idrostatica nel terreno, giunge alla espressione della forza limite ultima:

$$T_u = \pi\, D\, l\, \sqrt{K_p}\, \sin\varphi\, \frac{1 + e^{2\pi 2t\varphi}}{2}\, \gamma\, z = \pi\, D\, l\, K\, \gamma\, t \qquad (17.58)$$

dove l è la lunghezza della fondazione e K assume i valori riportati nella seguente tabella:

φ	20°	30°	40°
K	1,3	5,5	30

Ad es. per $l = 6$ m; $D = 0{,}10$ m; $t = 6$ m; $\gamma = 1{,}8$; $\varphi = 30°$, risulta:

$$T_u = \pi\ 0{,}1 \times 6 \times 5{,}5 \times 1{,}8 \times 6 = 110 \text{ t}$$

L'A. ha trovato la conferma sperimentale di questo risultato.

17.5.6.6 Con le rocce coerenti lo sforzo limite può essere previsto dalla formula:

$$T_u = \pi\, D\, l\, c_u \qquad (17.59)$$

essendo c_u la coesione non drenata. La resistenza nella argilla è sempre minore di quella delle rocce sciolte incoerenti: ad es. anche una buona argilla, con $c_u = 2$ bar, per lo stesso tirante considerato nell'esempio numerico precedente, si ottiene una resistenza:

$$T_u = \pi \times 0{,}1 \times 6 \times 20 = 38 \text{ t}$$

ben inferiore a quella offerta dal terreno incoerente.

17.5.6.7 Come indicato al cap. 12 il coefficiente di sicurezza, rispetto al tiro limite ultimo, va stabilito, di volta in volta, in relazione alle condizioni del problema specifico e, soprattutto, in relazione ai metodi di calcolo seguiti per la progettazione dell'opera.

Così, ad esempio, quando l'ancoraggio è chiamato ad equilibrare una spinta del terreno, e questa viene ipotizzata come attiva, ossia in stato di equilibrio limite di Coulomb, il coefficiente di sicurezza dovrà essere diverso e superiore che non qualora venga previsto il valore della condizione di quiete. Il coefficiente di sicurezza viene riferito in generale al tiro ultimo di sfilamento ma potrebbe anche essere riferito al tiro corrispondente ad uno spostamento massimo consentito dall'opera, nel quale caso il coefficiente di sicurezza sarebbe ancora diverso.

Si vede, pertanto, la necessità che il valore del coefficiente di sicurezza venga scelto di volta in volta: non ha senso, infatti, soffermarsi su una ricerca teorica per avvicinare la realtà e poi adottare un unico coefficiente di sicurezza da manuale senza una analisi dell'alea del caso specifico.

Anche la tensione di esercizio dell'acciaio del tirante va dedotta da quella limite convenzionale R_{ak} (0,2) penalizzata da un coefficiente η_m sempre scelto con i criteri indicati nel cap. 12 non trascurando il rischio della corrosione.

I tiranti sperimentali o provvisori possono essere dimensionati così da raggiungere anche la tensione R_{ak} (0,2).

Nello stabilire il tiro va tenuto conto delle perdite per attrito del cavo entro la guaina e delle cadute di tensione per rilassamento dell'acciaio, come per una struttura in cemento armato precompresso. Può essere opportuno misurare la perdita di attrito come verrà detto in seguito. Nello stabilire il valore di bloccaggio va considerato l'assestamento dell'apparecchio di testa dell'ancoraggio e degli eventuali scorrimenti dei fili, se il bloccaggio avviene con i cunei.

17.5.7 Determinazione sperimentale della portanza.

17.5.7.1 *Collaudo e controlli.* — In mancanza di procedimenti di calcolo sicuri, e quando non si abbia già una esperienza specifica del caso, la portanza degli ancoraggi deve essere controllata con prove in sito.

Il controllo della efficienza degli ancoraggi va affidato ad un Istituto Geotecnico e deve essere eseguito su tiranti prototipo in fase progettuale, e comunque prima dell'inizio dei lavori.

Il collaudo viene invece effettuato, praticamente, in corso d'opera, controllando il comportamento al tiro (diagrammi tensione-allungamento) di tutti i tiranti ed assoggettando a particolari fasi di tiro alcuni di essi.

Il controllo di efficienza è particolarmente necessario quando la fondazione del tirante cade in roccia sciolta, incoerente o coerente, difficilmente iniettabile a cemento.

Con la misura degli allungamenti si controlla indirettamente anche la lunghezza del tirante effettivamente rimasta libera e la perdita per attrito.

Si trovano in commercio degli additivi che rendono la malta cementizia particolarmente atta a connettere il tirante al terreno nella sua zona di fondazione, oltre che ad iniettare le guaine dopo esercitato il tiro.

17.5.7.2. Per il controllo della portanza, trascorsa una settimana dalla esecuzione della iniezione del tratto di fondazione, si inizia la prova [1], incrementando il carico, come indicato nel grafico della fig. 17.52 *a*), a gradini di 0,15 del valore ultimo previsto della resistenza del tirante ($T_u = A\sigma_s$) con sosta, ad ogni gradino, di circa 5 minuti e poi scaricando in modo da misurare, dallo spostamento della testa del tirante, la deformazione totale δ del tirante, scissa nella quota elastica δ_e riportata nel quadrante

---

[1] Norma DIN 4125.

superiore della fig. 17.52 *b*) ed in quella residua o irreversibile δ_r nel quadrante inferiore.

Nella figura sono indicati i valori corrispondenti al punto *C* del diagramma di prova raggiunto per il tiro 0,75 T_u.

Il valore particolare del tiro 0,6 T_u viene tenuto per 15 minuti (Δl_1) e quello finale $T'_u = 0{,}9\ T_u$ per almeno 1 ora (Δl_2).

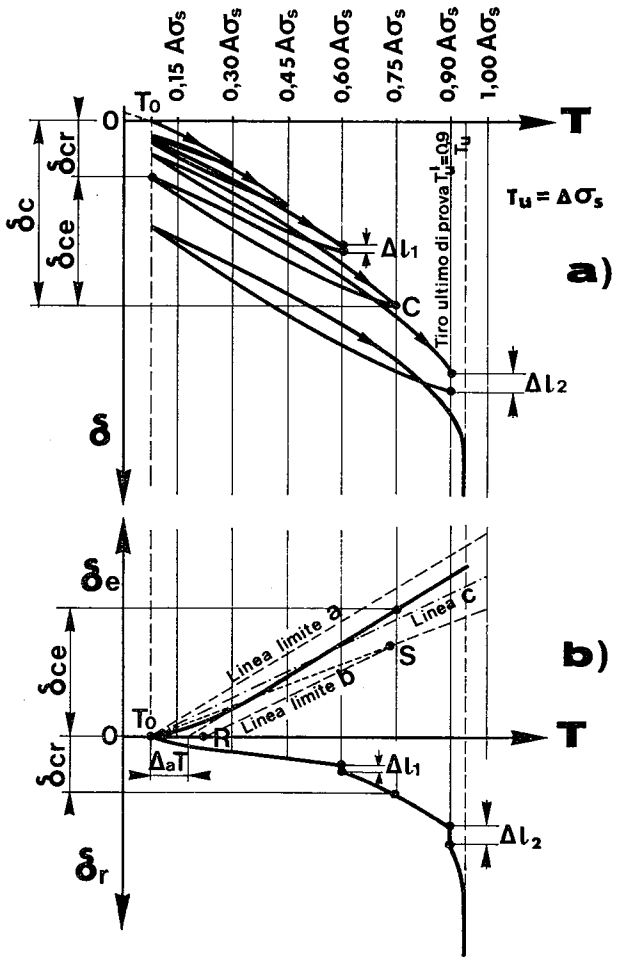


Fig. 17.52 – Diagramma tiro-spostamento della testa di un ancoraggio in una prova di controllo della portanza ($T_u = A\ \sigma_s$); *b*) rilievo dello spostamento elastico δ_e e residuo δ_r con particolare riferimento al tiro 0,75 T_u.

Nelle rocce coerenti, per le quali è generalmente difficile esaurire le deformazioni lente nel periodo di prova, la tensione 0,9 T_u va tenuta fintantochè lo spostamento nelle ultime due ore è < 2 mm.

In generale per opere di rilievo è richiesta la prova su almeno tre tiranti di progetto.

Quando si voglia misurare l'effettivo valore ultimo dell'aderenza unitaria della fondazione al terreno, si può iniettare una lunghezza di fondazione minore di quella prevista in opera, in modo da raggiungere lo scorrimento prima della resistenza massima dell'acciaio del tirante, misurando sia il valore di picco dell'aderenza, sia la caduta a scorrimento iniziato ed infine la resistenza unitaria ultima.

17.5.7.3 Il collaudo in corso d'opera di ogni ancoraggio si esegue applicando il tiro, dopo una settimana di stagionatura dalla esecuzione delle iniezioni, del 20% superiore a quello di esercizio T_e. Il tiro viene incrementato ai gradini 0,4 - 0,8 - 1 - 1,2 di T_e, e quindi scaricato gradualmente, dopodichè viene nuovamente applicata la tensione di bloccaggio. Per il 10% degli ancoraggi vengono misurati gli allungamenti riportando i risultati su un grafico del tipo della fig. 17.53. Il tiro massimo raggiunto viene tenuto per almeno 5 minuti aumentato a 15 minuti per i terreni coerenti. Peraltro, quando le condizioni in sito siano conosciute da prove su prototipi, l'incremento di tiro del 20% può essere omesso.

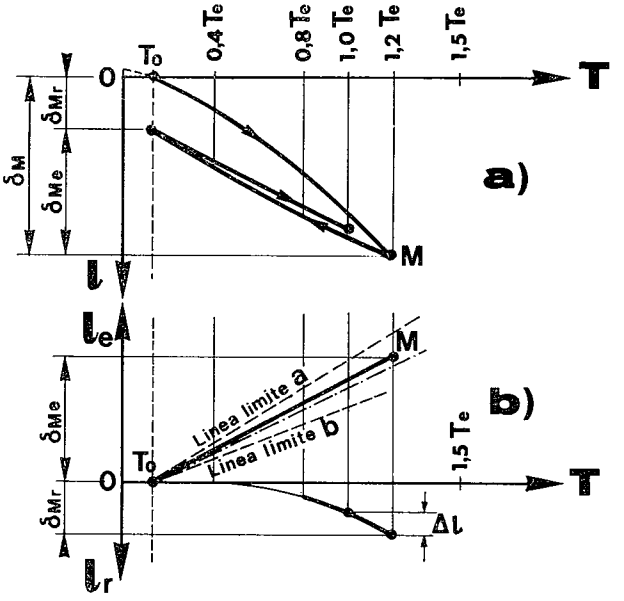


Fig. 17.53 – Diagramma tiro-spostamento della testa di un tirante in una prova di collaudo: *a*, misura dello spostamento elastico; *b*, rilievo dello spostamento residuo con particolare riferimento al tiro $M = 1{,}2\ T_e$.

Quando il dimensionamento dei tiranti sia effettuato sulla base della spinta attiva del terreno le DIN 4125 richiedono che per il 5% dei tiranti la prova di collaudo, sopra descritta, venga spinta ad 1,5 T_e.

17.5.7.4 Nel quadrante superiore della fig. 17.52 *b* sono tracciate due linee: *a* e *b* che delimitano un fuso entro il quale deve essere contenuta la linea della deformazione elastica del tirante, calcolata in base alle misure degli allungamenti.

Le due linee vengono a costituire limitazioni superiore ed inferiore alla lunghezza libera del tirante, come risulta a seguito di scorrimento della zona di fondazione (limite

superiore), ovvero di perdite per attrito lungo il tirante all'atto della messa in tensione (limite inferiore).

È chiaro che se la deformazione elastica, calcolata in base ai valori delle misure, differisce sensibilmente da quella prevista, vi sono delle irregolarità di comportamento.

La linea superiore *a*), prevedendo al massimo una estensione del tratto libero (l_t) a metà di lunghezza di fondazione, l_f è espressa dalla equazione:

$$\delta_e = \frac{T - T_0}{E\,A}\left(l_t + \frac{l_f}{2}\right) \tag{17.60}$$

essendo T_0 il tiro di riferimento iniziale ed A l'area del tirante.

Per una fondazione puntuale ($l_f = 0$) (fig. 17.43) le DIN danno la deformazione massima:

$$\delta_e = 1{,}1\ \frac{T - T_0}{E\,A}\ l_t \tag{17.61}$$

La linea inferiore *b*) che delimita la deformazione massima, (punto *e* di fig. 17.52) per un tiro

$$T \geq 0{,}75\ T'_u + T_0$$

essendo $T_u' = 0{,}9\ T_u$ si ha l'espressione:

$$\delta_e = 0{,}8\ \frac{T - T_0}{E\,A}\ l_t \tag{17.62}$$

mentre per:

$$T \leq 0{,}75\ T'_u + T_0$$

segue il percorso $T_0\ R\ S$ dove i punti R e S, sono individuati dalle seguenti coordinate:

Punto	Spostamento δ_e	Tiro T
R	0	$0{,}15\ T'_u + T_0$
S	$0{,}6\ T'_u\ \dfrac{l_t}{E\,A}$	$0{,}75\ T'_u + T_0$

Tracciata la linea *c* parallela alla $R\ S$, che rappresenta la deformazione elastica del tirante, della lunghezza libera prevista l_t, si accertano agevolmente le imperfezioni al tiro dallo scostamento da essa della linea δ_e misurata.

La lunghezza libera l_{tc} calcolabile dalla prova si ottiene immediatamente dalla pendenza $\dfrac{\Delta\delta_e}{\Delta\,T}$ della tangente al tratto, prossimo al rettilineo, della linea della deformazione elastica misurata per cui:

$$l_{tc} = \frac{\Delta\,\delta_e}{\Delta\,T}\ E\,A \tag{17.63}$$

La detta tangente taglia l'asse del tiro al valore $\Delta a\ T + T_0$, da cui si ottiene immediatamente la perdita di tiro per attrito: $\Delta a\ T$.

17.5.7.5 Qualora gli ancoraggi assumano particolare importanza per la sicurezza collettiva, quali ad esempi gli ancoraggi di dighe, la tensione deve essere controllata nel primo periodo di vita inserendo dinamometri, ovvero misurando il tiro con sbloccaggio e ripresa, semprechè il tirante sia libero, e quindi protetto da miscela fluida non realizzante l'aderenza fra tirante e guaina.

Con i tiranti attivi si può iniettare fra tirante e guaina una soluzione plastica, quale bituminosa, con il vantaggio che resta una possibilità di spostamento dell'opera ancorata, senza sensibili variazioni dello sforzo nel tirante. Se le iniezioni realizzano l'aderenza, esse vengono eseguite dopo aver effettuato tutti i controlli.

Lo stesso apparecchio di ancoraggio va protetto con apposito getto in conglomerato.

BIBLIOGRAFIA

BRENNECKE e LOHMEYER, « *Der Grundbau* » Springer, Berlino 1924.

FRÖHLICH, « *Beitrag für Berechnung von Mastfundamenten* » Ernest, Berlino 1936.

SCHÜLTZE E. e HORN, « *Der Zugwiderstand von Hängebrücken* », Niderlagen, Aachen 1967.

HORN, « *Sohlreibung in räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründregen nichtbindingen Boden* », 1970.

CAMBEFORT P. H., « *Geotechnique de l'ingénieur* » Eyrolles, 1972.

FIP, « *Prestressed Concrete Foundation and Ground Anchors* », 1974.

Si citano in particolare le istruzioni DIN 4125.

CAPITOLO 18

I RIVESTIMENTI DELLE GALLERIE

18.1 Generalità.

18.1.1 Definizione.

Lo studio dei sotterranei, ed in particolare delle gallerie in roccia, sia lapidea che sciolta, rientra negli argomenti di questo volume per quanto attiene alla valutazione della pressione di contatto terreno-rivestimento ed ai criteri di calcolo e dimensionamento del rivestimento stesso. Verrà quindi solo accennato agli altri molteplici aspetti della progettazione ed esecuzione, per i quali si rinvia alle pubblicazioni specifiche.

L'interazione terreno-struttura (v. cap. 10) fa sì che l'intensità e distri buzione della pressione sul rivestimento dipendano non solo dalle caratteristiche litologiche e geotecniche della roccia e dal suo stato tensionale preesistente, bensì anche dalle caratteristiche della roccia stessa durante, e dopo, la operazione di escavazione. Vi influiscono, quindi, i procedimenti esecutivi nonchè la sagoma e la deformabilità dei rivestimenti provvisorio e definitivo.

Gli stessi tempi delle varie fasi esecutive di una galleria, con riguardo al periodo in cui è concesso uno sfogo alla montagna, prima di bloccarla, influiscono sullo stato tensionale del rivestimento definitivo e ciò, particolarmente, in una roccia dotata di elevata deformazione lenta (viscosità).

Se allora si operasse con accortezza ed astuzia, lo spessore del rivestimento potrebbe essere sensibilmente ridotto, senonchè nel nostro Paese vi è comunque una spiccata tendenza ad usare spessori esuberanti.

Va subito detto che l'interazione rende la valutazione dello stato di sollecitazione del rivestimento di una galleria ben più aleatoria di quella di una struttura normale soggetta a carichi ben conosciuti. La distribuzione delle pressioni della roccia dipende infatti da vari fattori di effetto incerto e, soprattutto, è variabile nel tempo.

Inoltre i criteri di progettazione sono inevitabilmente diversi; così, ad esempio, i rivestimenti hanno direttrice curvilinea ma si deve rinunziare al

tradizionale criterio, seguito per le volte delle strutture, di scegliere una curva d'asse funicolare dei carichi permanenti così da ridurre la flessione. In una galleria infatti tale criterio difficilmente è perseguibile, anzi mai, perchè la sagoma dell'intradosso, e quindi la curva d'asse, sono determinati dalle esigenze funzionali della galleria stessa.

Il progettista dovrà quindi scegliere, in base alla natura del terreno, alla sua ubicazione rispetto alla montagna, ed alla conoscenza di situazioni analoghe, gli spessori e dovrà decidere se sia necessario, o meno, l'arco rovescio.

Per contro si beneficia del fatto che il rivestimento, se fortemente deformabile e in terreno compatto, ricerca automaticamente, attraverso una graduale interazione, un avvicinamento della funicolare delle pressioni alla curva d'asse.

Idealmente un rivestimento labile, pluricernierato, troverebbe un equilibrio aflessionale, essendo praticamente centrata la curva della pressione, naturalmente entro certi limiti di contenimento del terreno e di possibile equilibrio d'insieme.

Rivestimenti di comportamento assimilabile a questo ideale aflessionale sono alcuni tipi circolari, ottenuti con elementi prefabbricati, fintantochè non siano state eseguite, ed abbiano fatto presa, le malte delle iniezioni di contatto di estradosso.

Nell'altra situazione limite, di rivestimento fortemente rigido, ossia praticamente indeformabile, l'equilibrio è raggiunto per forte intervento delle forze di taglio e quindi con resistenza pressoflessionale del rivestimento e l'interazione, a galleria ultimata, è praticamente inoperante.

18.1.2 **Il comportamento del rivestimento. Aspetti naturali.**

Dalle precedenti considerazioni appare che i fattori interagenti, che intervengono nell'equilibrio statico del rivestimento di un foro, eseguito attraverso un masso roccioso, sono:

a) la struttura del masso roccioso nella costituzione geolitologica e nelle proprietà reologiche, principalmente per quanto concerne lo stato di frantumazione e fratturazione e la sua viscosità. Non è poi trascurabile la deformazione, per fluage, dello stesso conglomerato del rivestimento;

b) le tensioni preesistenti prima della esecuzione del foro;

c) la tecnologia della esecuzione (opere provvisionali, tempo intercorso fra esecuzione del foro e del rivestimento);

d) la sagoma e le dimensioni del foro;

e) la struttura del rivestimento, principalmente riguardo alla sua deformabilità flessionale (1);

f) infine, la posizione della galleria rispetto alla pendice della montagna.

---

(1) La deformabilità del rivestimento va naturalmente commisurata a quella della roccia con la quale è a contatto.

Il fattore di rigidezza relativa (v. eq. 10.47, 10.48) applicato al rivestimento, se-

Come più volte detto, la roccia non è mai continua, omogenea e tanto meno possiede caratteristiche meccaniche isotrope. Il suo comportamento elasto-plastico è poi meno conosciuto di quello dei materiali da costruzione: basti riflettere che nel c.a. la macrofessurazione è sintomo di dissesto, e quindi è eccezionale, nella roccia è evento normale, a volte diffuso nella microlamellazione (filladi).

Inoltre, anche se il rivestimento di una galleria venisse magicamente posto in opera, senza alcuna deformazione della roccia, la pressione non seguirebbe una distribuzione geostatica qualora le formazioni stratigrafiche siano quelle illustrate nella fig. 18.1. Si evidenzia per le antinclinali pressioni maggiori alle estremità e per le sinclinali viceversa (da cui la convenienza di tener l'asse della galleria nel sinclinale). Gli effetti poi di scistosità, microfessurazione, macrofessurazione e di fenomeni tettonici contribuiscono a rendere il problema ancor più complesso.

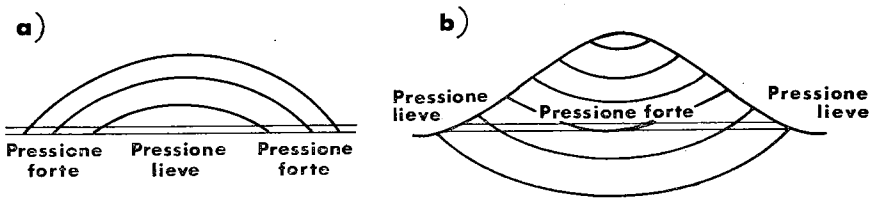


Fig. 18.1 – Alterazione della pressione geostatica per anisotropia tettonica: *a*, sinclinale; *b*, anticlinale.

Le faglie, frequentemente di notevole ampiezza, milonitizzate, costituiscono situazioni indesiderabili di effetti non valutabili preventivamente.

La presenza di acqua, a volte parzialmente drenata dalla galleria, costituisce altra incognita nella previsione della pressione totale sul rivestimento provvisionale e definitivo.

Si assiste, a volte, con rocce lapidee, prima della applicazione del rivestimento definitivo, a rientri della montagna nel foro di molti centimetri (da non confondere con il rigonfiamento).

Ne deriva, pertanto, un processo continuo di ridistribuzione delle tensioni

---

condo Borovicka, nell'ipotesi ideale della elasticità è:

$$k_r = \frac{E_b\, I_b}{k\, r_0^4} \simeq \frac{E_b\, I_b}{E\, r_0^3}$$

essendo k il coefficiente di Winkler ed $E_b\, I_b$ la rigidità dell'anello di raggio r_0. In linea orientativa se $k_r > 1$ il rivestimento è rigido e non dà luogo a pressioni laterali di contenimento mentre, se $k_r < 1$, il rivestimento può essere considerato flessibile. In relazione al valore del fattore di rigidezza si hanno schematizzazioni diverse di calcolo.

nell'intorno della cavità sotterranea, che ha inizio con i lavori di scavo e si completa solo alcun tempo dopo l'applicazione del rivestimento definitivo, ammesso che si arrivi ad una stabilizzazione.

Dinanzi a questo scoraggiante quadro dell'aleatorietà dei molteplici aspetti del problema che, fra l'altro, in prossimità del fronte di scavo del foro si complica ulteriormente, perchè diviene problema tridimensionale, ognuno dei quali, alla radice, è fonte di notevoli incertezze, si vede come le classiche teorie della elasticità, e quindi lo stesso problema di Mindlin (6.3.2.7), siano strumenti scarsamente validi ad approssimare la realtà.

I modelli fotoelastici, che sono la traduzione grafica di tali teorie, non possono, quindi, essere considerati altro che fonti di bei disegni ed, al più, un mezzo didattico ad illustrazione di concetti teorici dei quali le gallerie sono scarsamente rispettose.

Quindi, se si esclude l'acqua, che è l'unica roccia che, in quiete, non presenta misteri, ben poco può trarsi dalle teorie per conoscere la distribuzione delle pressioni di contatto. Coloro che hanno veramente vissuto in cantiere la costruzione di gallerie, così da acquisire, direttamente, sensibilità al comportamento della montagna, mostrano maggiore fiducia in calcoli semplici, basati sulla intuizione della interazione terreno-rivestimento, ben conoscendo le ampie dispersioni di ogni procedimento di calcolo. Così, scarsa fiducia riscuotono i risultati di reti analogiche che spesso fanno bella mostra nei progetti, attraverso estesa tabellazione, ma con un « input » di situazione ideale piuttosto che reale.

Resta invece la validità della schematizzazione, di origine sperimentale del mezzo che, attraverso la formazione di elementi strutturali di roccia plasticizzata, circoscriva nella montagna il masso di roccia investito dalla costruzione della galleria. Fuori di questo la montagna non avverte l'intervento dell'uomo.

La montagna reagisce così al trauma della perforazione difendendosi con la formazione spontanea di suoi elementi strutturali, in generale tipo « volta », che localizzano l'offesa del bisturi ad una limitata zona di terreno; ne consegue un alleggerimento della pressione sulla galleria, rispetto a quella geostatica.

Tale spontaneo fenomeno di autodifesa è strettamente legato alla natura della roccia; per le rocce sciolte incoerenti occorrono sensibili spostamenti delle pareti del foro per creare un sistema resistente chiuso, mentre sono sufficienti spostamenti minori con le rocce coerenti e lapidee. Ma sono in particolare proprio queste ultime che possono avere comportamento viscoso così da produrre, nel tempo, forti variazioni della distribuzione ed entità delle pressioni di contatto terreno rivestimento. Assumono allora un ruolo di primaria importanza la metodologia e la velocità di esecuzione dei rivestimenti provvisorio e definitivo.

Le pressioni di contatto sottopongono l'anello del rivestimento alla sollecitazione composta di sforzo normale e flessione, in cui l'una può prevalere sull'altra, ma vi possono essere effetti locali, per eterogeneità del terreno, o per azioni esterne, che possono avere notevole peso quando la galleria è poco profonda. Non è infrequente allora ed, a volte, tutt'altro che trascurabile, una azione tridimensionale sul rivestimento con sollecitazione flessionale anche

longitudinale. Azione longitudinale viene indotta dal transito dei treni con intervento, allora, del problema della trave su suolo elastico.

18.1.3 La esecuzione del rivestimento e la necessità delle misure in corso d'opera.

Alle difficoltà di calcolo e di esecuzione che si incontrano nelle gallerie si aggiunge, specie se esse attraversano zone edificate, quella di evitare danni a terzi, prodotti dalla propagazione dal foro al terreno circostante delle onde di perturbazione della escavazione. È ben difficile, infatti, escludere movimenti del terreno in superficie, e quindi danni alle opere, principalmente quando il mezzo sia la roccia sciolta.

Ciò anche a sensibile distanza in quanto, se le alterazioni dello stato tensionale teoricamente decrescono con il quadrato della distanza, gli spostamenti delle particelle di terreno si riducono solo linearmente.

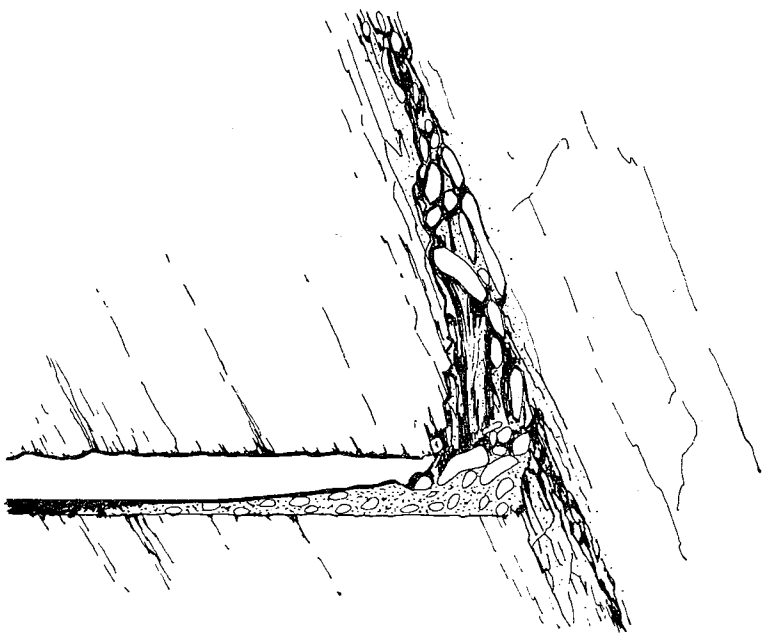


Fig. 18.2 – Invasione del foro di una galleria all'incontro di una faglia acquifera.

Appare così che le difficoltà della esecuzione di una galleria, come pure il comportamento del suo rivestimento, sono in fase progettuale quantizzabili solo in rari casi estremamente chiari. Nella generalità, invece, difficoltà e costi di esecuzione si conosceranno con certezza solo a galleria ultimata. La sorpresa geologica e gli eventi imprevedibili, ovvero solo imprevisti, sono all'ordine del giorno.

Peck avverte che nei lavori di gallerie « l'imponderabile » deve essere preso nella stessa considerazione del « prevedibile ».

Naturalmente la esplorazione dei caratteri geomorfologici della montagna, integrata da sondaggi, prima di iniziare i lavori, è indispensabile ma anche quando le indagini preliminari siano state accurate, come quelle che hanno portato alla stratigrafia della fig. 1.1, non sempre si eviteranno le sorprese.

È difficile, ad esempio, prevedere la situazione di una faglia acquifera come quella della fig. 18.2 che, per effetto del brusco drenaggio operato dall'arrivo del fronte di scavo, può riempire di detriti, o peggio di milonite, la galleria stessa anche per molte decine di metri. Una frattura di modesta ampiezza può fornire una portata d'acqua di molti metri cubi/secondo, sotto pressioni che all'inizio possono raggiungere alcune decine di atmosfere.

Peraltro, quando vi sia il sospetto di situazioni del genere, i lavori della galleria saranno preceduti da perforazioni esplorative dipartentesi, a raggiera, da cunicoli in avanzamento spinte per alcune decine di metri ed eventualmente munite di sensori piezometrici. Tali cautele riducono la velocità di esecuzione ed aumentano il costo ma sono necessarie perchè ne va della vita degli operai.

Infine, va segnalato che nei casi « difficili » una progettazione completata in corso d'opera, avvalendosi anche di misure di tensione e deformazione in sito nel primo tratto, che rivelino la risposta della roccia alla sua perforazione, riduce, se non elimina, il rischio di incidenti e favorisce una migliore conduzione dei lavori.

18.2 La perturbazione della roccia prodotta dal foro.

18.2.1 Analisi dello stato tensionale elastico.

La ricerca delle tensioni nella roccia nell'intorno di un foro, nel regime ideale di comportamento elastico, perviene a risultati, come ripetutamente detto, sempre irreali ma se ne fa cenno poichè da essa si parte per l'analisi del comportamento elastoplastico.

Ammesso che non vi siano stati interventi tettonici, le tensioni principali:

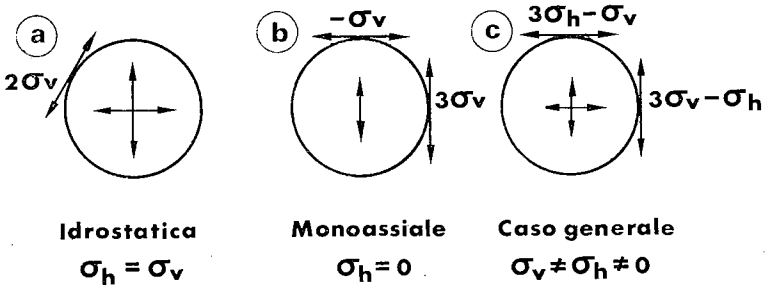


Fig. 18.3 – Schema delle tensioni tangenziali sulle pareti di un foro circolare prodotte da azioni mono e biassiali (Duffat).

orizzontale σ_h e verticale σ_v in un punto del terreno, in regime perfettamente elastico, sono fra loro legate dalla relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1 - \nu} \tag{18.1}$$

La presenza di un foro produce, nel suo intorno, una alterazione dello stato tensionale della roccia (problema di Mindlin) [1] che per il foro circolare può essere calcolato, per i tre stati tensionali del terreno (fig. 18.3):

a) idrostatico: $\sigma_h = \sigma_v$;

b) assenza di pressione laterale: $\sigma_h = 0$;

c) caso generale di pressioni $\sigma_v \neq \sigma_h$ e diverse da zero.

Per il primo caso ($\sigma_h = \sigma_v$) Kerisel fornisce la distribuzione delle tensioni

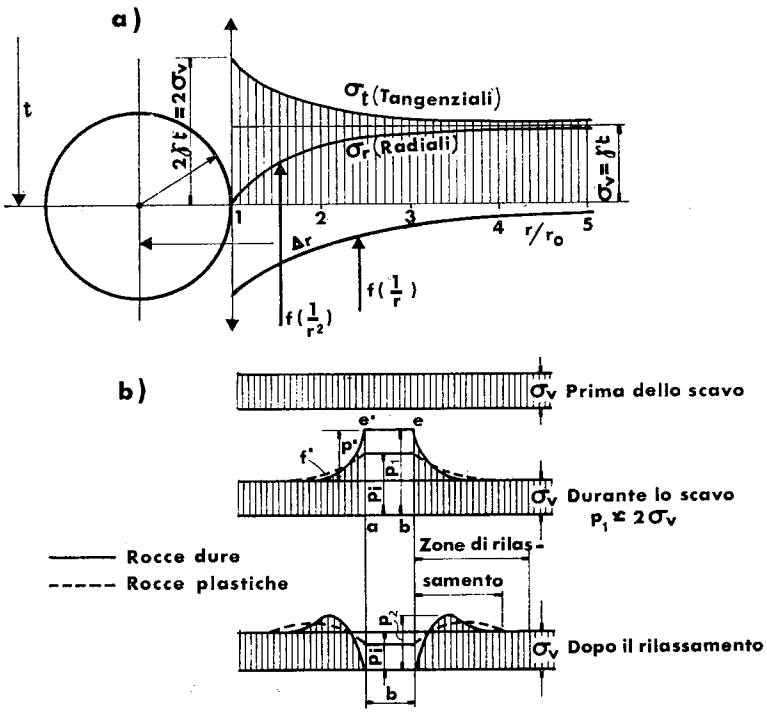


Fig. 18.4 – Stato tensionale nell'intorno di un foro di raggio r_0: *a*, secondo la teoria dell'elasticità (Mindlin-Kerisel); *b*, dalle misurazioni su rocce solide e plastiche (Willmann).

---

[1] MINDLIN, « *Stress distribution around a tunnel* », ASCE (aprile 1939).

tangenziali σ_t e radiali σ_r di cui al diagramma della fig. 18.4, espresse dalla formula:

$$\sigma_t = \gamma\, t\left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right)$$
$$\sigma_r = \gamma\, t\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \qquad (18.2)$$

dove r_0 è il raggio del foro ed r la distanza dal centro del foro del punto in esame.

Lo scarto di pressione, rispetto a quella geostatica decresce, quindi, allontanandosi dalla parete del foro nel rapporto r_0^2/r^2 e può dirsi che alla distanza $r = (3 \div 4)\ r_0$ dal foro si ritrova la tensione geostatica ($\gamma\ t$). Gli spostamenti della roccia Δr si fanno invece sentire ad una distanza maggiore, in quanto decrescono in ragione di $1/r$.

Quindi l'estensione della zona perturbata dipende dalla dimensione trasversale della galleria, inoltre meno compatta è la roccia minore è la distanza alla quale è risentita la perturbazione.

Nel terzo caso la tensione tangenziale varia fra:

$$3\ \sigma_v - \sigma_h \quad \text{e} \quad 3\ \sigma_h - \sigma_v \qquad (18.3)$$

il che comporta l'instaurarsi di sforzi di trazione.

18.2.2 Anello di roccia plasticizzata di autodifesa.

La individuazione dell'anello di roccia plasticizzata della montagna, indotto dalla esecuzione del foro della galleria, viene presentata da Kastener [1] nel-

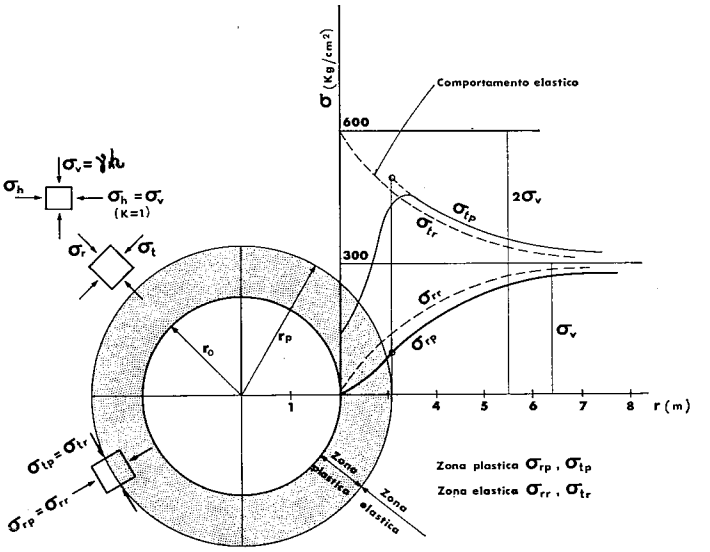


Fig. 18.5 – Tensioni radiali e tangenziali ai bordi dell'anello di autodifesa secondo la teoria di Kastener.

[1] KASTENER, « *Über den echten Gebirgsdruck beim Bau tiefliegender tunnel* », Ost. Bauzeitschrift (1949).

l'ipotesi di distribuzione idrostatica delle tensioni per la quale, in un regime elastico del tutto irreale, l'annullamento della componente radiale della tensione, in corrispondenza della parete di un foro a sezione circolare, è compensato dal raddoppio della componente tangenziale (fig. 18.3).

Lo spessore dell'anello visco-plasticizzato, che così si forma intorno al foro (fig. 18.5), deve essere tale da accogliere la pressione della montagna. Esso viene individuato, quindi, dalla condizione che la roccia sia in grado di assorbire, per taglio, la differenza fra la tensione limite ultima pari alla sua resistenza a compressione uniassiale, che si suppone raggiunta tangenzialmente all'intradosso dell'anello, e la tensione limite ultima biassiale all'estradosso dell'anello stesso.

Quindi tale spessore dipende, esclusivamente, dalla legge costitutiva della roccia, che viene postulata elasto-plastica, secondo la classica bilatera $\sigma_p - \varepsilon$ della fig. 18.6, cosicchè la roccia, oltre il valore limite di elasticità, si deforma a tensione costante.

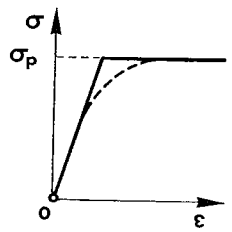


Fig. 18.6 – Bilatera rappresentativa del comportamento elasto-plastico (indipendente dalla direzione).

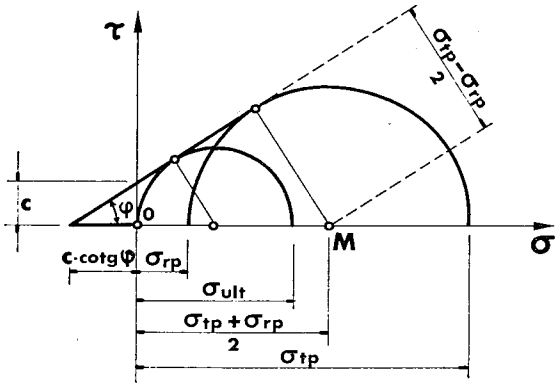


Fig. 18.7 – Rappresentazione dello stato limite plastico in un elemento dotato di attrito e coesione.

La σ_t, in prossimità del foro, è bloccata al valore della resistenza uniassiale ultima $\sigma_t = \sigma_{ult}$, essendo all'intradosso $\sigma_r = 0$. Lo stato tensionale è quindi fornito, nella rappresentazione di Mohr, dal circolo passante per l'origine e tangente alla curva critica (il minore in fig. 18.7).

Allontanandosi dal foro si incontrano superfici anulari, sempre di maggiore estensione ed, inoltre, si passa da uno stato tensionale uniassiale ad uno biassiale più favorevole.

Il circolo dell'equilibrio ultimo, allora, si sposta, mantenendosi tangente alla curva critica, fino a raggiungere, in corrispondenza dell'estradosso dell'anello, le $\sigma_t = \sigma_{tp}$ e $\sigma_r = \sigma_{rp}$ (equilibrio plastico), con tensione tangenziale, e quindi raggio, $\dfrac{\sigma_{tp} - \sigma_{rp}}{2}$ (il maggiore in fig. 18.7).

Tale anello, che pertanto vive sul tratto orizzontale della bilatera (fig. 18.6), è in equilibrio anche in un mezzo pulverulento non pesante ed anche in uno pesante, se dotato di coesione.

Le due tensioni limite sono legate fra loro dalla nota equazione di Mohr (v. 9.4.2)

$$\sigma_{tp} - \sigma_{rp} K_p - 2 c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0 \tag{18.4}$$

essendo K_p il coefficiente di Rankine.

Per l'equazione di Airy, essendo r_0 il raggio del foro, si ha pure che le tensioni valgono ad una distanza r:

$$\begin{aligned} \sigma_{rp} &= \frac{\sigma_{ult}}{K_p - 1}\left[\left(\frac{r}{r_0}\right)^{K_p - 1} - 1\right] \\ \sigma_{tp} &= \frac{\sigma_{ult}}{K_p - 1}\left[K_p\left(\frac{r}{r_0}\right)^{K_p - 1} - 1\right] \end{aligned} \tag{18.5}$$

dove σ_{ult} è la resistenza uniassiale a compressione della roccia.

In queste espressioni interviene solo la resistenza ultima della roccia; pertanto la pressione statica σ_v, ipotizzata idrostatica ($\sigma_v = \sigma_h$), non ha alcuna influenza.

Al contrario, le tensioni generate nella sezione piana di un cilindro infinitamente lungo (problema piano), a causa di un foro circolare, valgono:

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= \sigma_v\left(1 - \frac{r_p^2}{r^2}\right) + \frac{r_p^2}{r^2}\sigma_r \\ \sigma_{tr} &= \sigma_v\left(1 + \frac{r_p^2}{r^2}\right) - \frac{r_p^2}{r^2}\sigma_r \end{aligned} \tag{18.6}$$

Pertanto al confine fra la zona elastica e quella plastica; cioè per $r = r_p$ si ha:

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= \sigma_r \\ \sigma_{tr} &= 2\,\sigma_v - \sigma_r \end{aligned} \tag{18.7}$$

ed il raggio del circolo inviluppo delle tensioni, confine fra il campo elastico e quello plastico, è espresso dalla formula:

$$r_p = r_0\left[\frac{2}{K_p + 1}\,\frac{\sigma_{ult} + \sigma_v\,(K_p - 1)}{\sigma_{ult}}\right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \tag{18.8}$$

Questa teoria, che presuppone uno sviluppo graduale e regolare dell'anello, appare molto convincente, soprattutto a chi non ha molta familiarità con il cantiere delle gallerie. In pratica, infatti, dopo aver eseguito lo scavo, particolarmente negli scisti, si vedono apparire e moltiplicarsi fessure e spaccature,

mano a mano che procede la decompressione della roccia, a causa della presenza di superfici privilegiate lungo le quali si verificano scorrimenti, per cui la isotropia del fluimento plastico è tutt'altro che rispettata. Quindi, più realisticamente, deve parlarsi di una deformazione pseudo-plastica conseguente a decompressione progressiva della roccia; ma se le formule riportate vanno, quindi, accolte con molta cautela (v. fig. 9.50) in quanto basate su ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo esse servono a porre le basi per una riflessione sul problema.

18.3 Le azioni sui rivestimenti.

18.3.1 La pressione di contatto o di galleria.

18.3.1.1 *Pressione primaria.* — La pressione di contatto (1) terreno-rivestimento viene detta *pressione di galleria* o *pressione geologica* e si distingue dalla *pressione primaria*, presente prima della esecuzione del foro, che è la pressione litostatica perturbata dagli eventi tettonici.

Al n. 18.1 si è fatto cenno ai molteplici fattori che influenzano l'intensità e la distribuzione della pressione di contatto, fattori determinanti per la scelta del tipo e spessore del rivestimento di una galleria.

Quando la roccia viene perforata se è sana e compatta, per la sua tendenza ad espandersi verso il foro, opererà automaticamente, come visto al n. 18.2.2, una ridistribuzione delle tensioni interne procurandosi, essa stessa, un rivestimento naturale dello spessore necessario a conseguire l'equilibrio statico. Opere di sostegno provvisorie e, a rigore, anche definitive sarebbero allora superflue, ed anche dannose, senonchè occorre sempre un rivestimento di salvaguardia da caduta di scheggioni di roccia, a seguito della sua degradazione.

Una roccia lapidea intensamente frantumata può considerarsi, invece, agli effetti delle pressioni, alla stessa stregua di un terreno sciolto incoerente e quindi richiede immediati sostegni.

Nel caso di un argilla, e così di una roccia in decomposizione o decomposta, le condizioni possono presentarsi favorevoli, o sfavorevoli, a seconda della sua compattezza. Le argille peggiori possono essere fluenti se soffici, o rigonfianti

---

(1) In generale l'azione mutua rivestimento di una galleria-terreno in un punto in termini di tensioni, è rappresentabile da una risultante R che assumendo l'asse z' normale alla superficie, ha le tre componenti:

$$R \simeq \begin{cases} S'_{z'} \\ S'_{x'z'} \\ S'_{y'z'} \end{cases}$$

Poichè nelle calcolazioni, normalmente, si trascurano le componenti $S_{x'z'}$ e $S'_{y'z'}$, resta la sola componente normale alla superficie del rivestimento $S'_{z'}$ cosicchè l'azione di contatto viene detta semplicemente « pressione di contatto », conformemente alla terminologia corrente alla geotecnica.

se compatte. Nel secondo caso la pressione sul rivestimento dipende anche dallo stato di tensione preesistente allo scavo.

La pressione verticale preesistente, per gallerie poco profonde in roccia sciolta, può considerarsi pari a quella geostatica ($\gamma\ t$), ossia altezza del ricoprimento moltiplicata per il peso specifico, mentre quella orizzontale varia e non sarà quella attiva (K_a) e neppure quella a regime idrostatico ($K = 1$).

Le tensioni principali sono, generalmente, la verticale e la orizzontale ma possono anche avere direzione diversa, determinata da condizioni locali: ad esempio in prossimità della parete della montagna (gallerie parietali).

Vi sono poi fenomeni particolari che si rivelano in modo imprevedibile: ad esempio in zone di pieghe di roccia, se le forze che hanno prodotto il fenomeno sono ancora attive, o nelle situazioni della fig. 18.1.

Le tensioni primarie possono avere, allora, intensità qualsiasi, ben diversa da quella litostatica. Con argille fortemente consolidate la pressione orizzontale, a volte, supera la verticale. Situazioni pericolose sono da temersi per i cosiddetti colpi di montagna (frane potenziali ecc.).

Lo scavo modifica apprezzabilmente lo stato di tensione naturale della roccia in un intorno la cui estensione dipende dalla natura della roccia stessa. Praticamente non eccede la misura del diametro medio del foro e comunque l'alterazione, allontanandosi dal foro, ha andamento rapidamente smorzantesi (fig. 18.4).

L'alterazione può manifestarsi con apparizione di fessure in roccia sana o con aggravamento del quadro fessurativo in roccia già fessurata, il che peraltro facilita una favorevole ridistribuzione delle sollecitazioni del rivestimento.

È quindi evidente come la distribuzione delle pressioni di contatto sia difficilmente quantizzabile; verranno tuttavia riportate delle indicazioni di massima per la loro valutazione nelle « condizioni limite » sulla *calotta*, sulle *murette* e sull'*arco rovescio*; maggiori notizie si trovano nella letteratura specializzata a cui si rinvia.

Si segnala ancora che sono di efficace ausilio le misure in sito, tramite celle a trasduttori (4.3.3) sia della distribuzione delle pressioni di contatto sia delle variazioni nel tempo delle pressioni stesse e degli spostamenti della sagoma del rivestimento. Si ottiene così una casistica della reale interazione terreno-struttura da utilizzare, per confronto, nella progettazione in situazione analoghe, ma soprattutto utile in corso d'opera, per averne suggerimenti per il proseguimento dei lavori.

18.3.1.2 *Effetti della situazione stratigrafica della roccia.* — Qualora le superfici di stratificazione delle rocce lapidee, o di foliazione degli scisti, siano prossime a piani, esse costituiscono predisposizione a slittamenti in direzione prestabilite. Gli slittamenti vengono favoriti dall'eventuale presenza di giunti di frattura intersecanti le dette superfici.

Se le superfici di stratificazione sono prossime alla orizzontale e se i giunti di fratturazione sono fortemente spaziati, il tetto dello scavo presenta resistenza flessionale, così da potersi sostenere da solo ma, se l'applicazione del rivestimento

non è immediata, possono verificarsi crolli parziali che si arrestano solo ove si formi l'arco naturale di autosostentamento.

Quando la stratificazione ha invece andamento prossimo alla verticale, si può ritenere che gravi sul tetto dell'opera di sostegno tutto il masso di roccia che può individuarsi al di sotto dell'arco ideale di scarico.

Se la roccia è frantumata od in blocchi, specie se tenera, il suo comportamento, a lungo termine, è praticamente analogo a quello dei terreni incoerenti (v. in seguito).

Ove poi la stratificazione sia inclinata, occorre considerare le spinte, prodotte dalla tendenza allo scorrimento degli strati stessi, che saranno più o meno sentite a seconda che fra gli strati di roccia vi siano, o meno, inclusioni argillose che agiscono da lubrificante.

18.3.1.3 *La pressione dell'acqua.* — Quando l'acqua è presente la sua pressione è predominante e con le gallerie stagne, in terreni sedimentari, consegue il valore idrostatico.

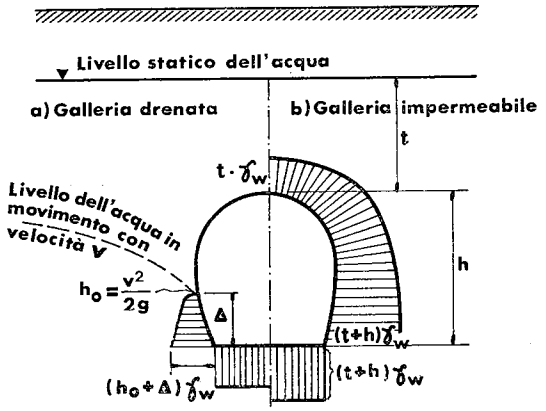


Fig. 18.8 – Distribuzione delle pressioni dell'acqua su un rivestimento: *a*, drenato; *b*, impermeabile (Szecky).

La fig. 18.8, che descrive la distribuzione delle pressioni dell'acqua su una galleria, sia drenante, sia impermeabile, evidenzia come il drenaggio attenui sensibilmente la pressione idrostatica (v. 7.2.7.3). Per contropartita la presenza statica dell'acqua alleggerisce il peso della roccia spingente sommersa ed evita possibili risentimenti in superficie, specie in presenza di strati molto compressibili.

18.3.2 Ricerche ed esperienze.

18.3.2.1 *Esperienze con modelli.* — Esperienze su piccoli modelli, per analizzare il comportamento dei terreni, sono quelle classiche di laboratorio eseguite da Terzaghi. Viene misurata la pressione della sabbia su una botola

sita sul fondo di un contenitore, come indicato nella fig. 18.9, in funzione dell'abbassamento della botola stessa. La botola è molto lunga cosicchè il problema è riportato a piano in modo da simulare il cedimento dello scavo di una galleria in sezioni lontane dal fronte di attacco.

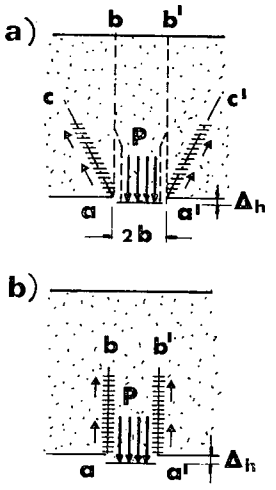


Fig. 18.9 – Pressione esercitata da una sabbia su una botola posta nel fondo di un contenitore.

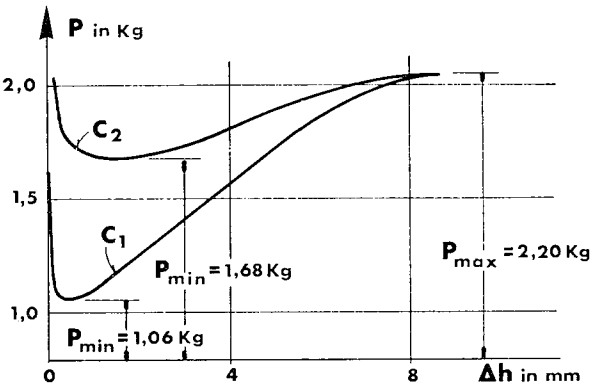


Fig. 18.10 – Pressione misurata sulla botola cedente, nella esperienza della figura precedente (Terzaghi).

Nella fig. 18.10 sono descritti, graficamente, i risultati ottenuti con sabbia compatta (curva C_1) e con sabbia sciolta (C_2). Si vede, come è facilmente intuibile, che, più la sabbia è compatta, più sentito è l'abbassamento della botola. Evidentemente all'inizio, per abbassamento nullo, la pressione ha il valore massimo, corrispondente al peso della sovrastante colonna di sabbia (pressione geostatica). Essa si riduce, al primo abbassamento, fino a raggiungere un minimo per poi risalire verso il valore iniziale.

Tale decorso della pressione è chiarito dalle figg. 18.9 *a* e *b* che descrivono la interpretazione data da Terzaghi al fenomeno, Ai primi cedimenti della botola *a-a*, si formano due superfici di scorrimento inclinate *a-c* e a_1-c_1, lungo le quali interviene la resistenza di attrito, che riduce progressivamente la pressione sul fondo, fino a che viene superato il valore di picco oltre il quale questa diminuisce.

Con l'incrementarsi del cedimento, che sconvolge lo stato di addensamento iniziale, le superfici di scorrimento girano fino a divenire verticali (fig. 18.9 *b*) e, gradatamente, la pressione sulla botola tende a riprendere il valore iniziale.

L'esperienza pone in evidenza, sia pure per il caso singolare della sabbia, che la pressione varia entro un esteso campo, a seconda dell'entità del cedimento.

Il risultato delle prove è interessante ma difficilmente può correlarsi ana-

liticamente il valore della pressione sulla botola al suo cedimento e tanto meno la pressione su una centina di una galleria al cedimento della centina stessa, che fra l'altro si manifesta in modo sempre molto irregolare.

18.3.2.2 *Estensione delle esperienze alle gallerie.*

18.3.2.2.1 La classifica dei terreni secondo Terzaghi. — L'esperienza di Terzaghi in rocce incoerenti, di risultato estensibile qualitativamente alle rocce coerenti, mostra che le pressioni sul tetto di un foro si riducono ai primi cedimenti del tetto stesso. Ciò ha dato luogo all'ipotesi dell'ef-

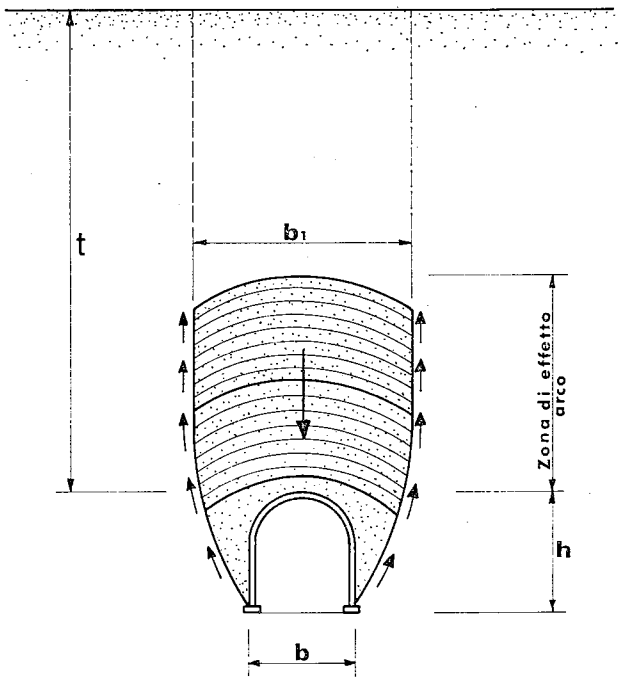


Fig. 18.11 – Scarico laterale per effetto volta di un terreno incoerente sovrastante una galleria.

fetto arco che, per le rocce incoerenti, è rappresentato schematicamente nella fig. 18.11. Esso si innesca per un allentamento anche minimo del terreno ed è determinante per lo stato di sollecitazione del rivestimento. Ne consegue un modello, costituito da una volta ideale, delimitante superiormente un masso premente di corda b_1, maggiore della larghezza b della galleria, che scarica le reazioni d'imposta sul terreno laterale alla galleria stessa, il quale assolve la funzione dei piedritti.

Ipotizzando che si verifichi un allentamento del terreno, anche in corri-

spondenza dei detti piedritti, e che i prismi spingenti siano delimitati da piani di scorrimento di inclinazione 1 a 2, si perviene allo schema della fig. 18.12.

Ne risulta un blocco di terreno premente di base $b_1 = b + h$ essendo h l'altezza della galleria. La zona realmente interessata dall'effetto arco è però ben più estesa, di larghezza circa 1,5 b_1 ed altezza h_p pure maggiore. La varia-

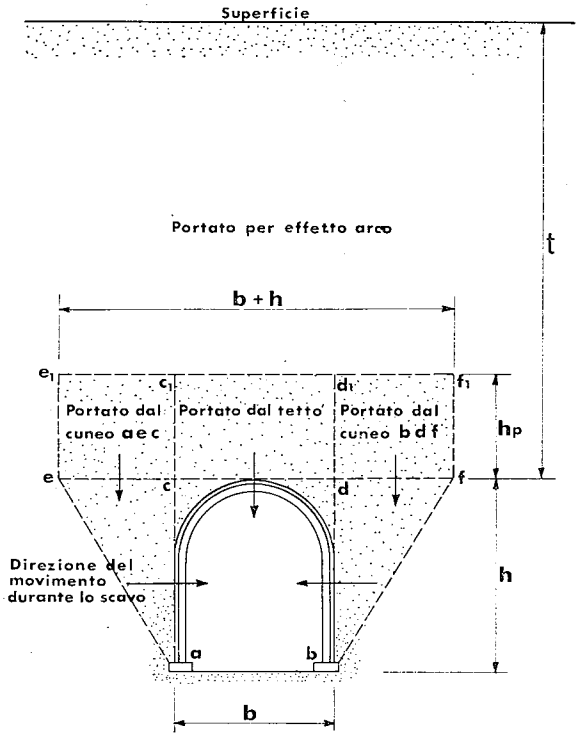


Fig. 18.12 – Schematizzazione dell'effetto di scarico del masso incoerente gravante sul rivestimento, per l'ipotesi della figura precedente.

zione dell'altezza h_p, con l'approfondimento del cielo della galleria, è descritta nella fig. 18.13 dove si vede che oltre la profondità $t = 1{,}5\ (b + h)$ la pressione verticale resta costante. Il tratto campito indica l'incremento nel tempo della pressione, che è dell'ordine del 15%.

Quindi, in definitiva, il calcolo delle sollecitazioni di un rivestimento può essere impostato sullo schema di carico della fig. 18.12. L'altezza del blocco di roccia gravante sulla galleria può esprimersi con la formula:

$$h_p = \alpha\ (b + h) \qquad (18.9)$$

Valori di origine empirico-sperimentale dell'altezza h_p sono stati forniti da Terzaghi nella sua classificazione descrittiva dei terreni. Nella tabella 18.1 sono riportati i valori di α per le sabbie, differenziando la situazione di cielo

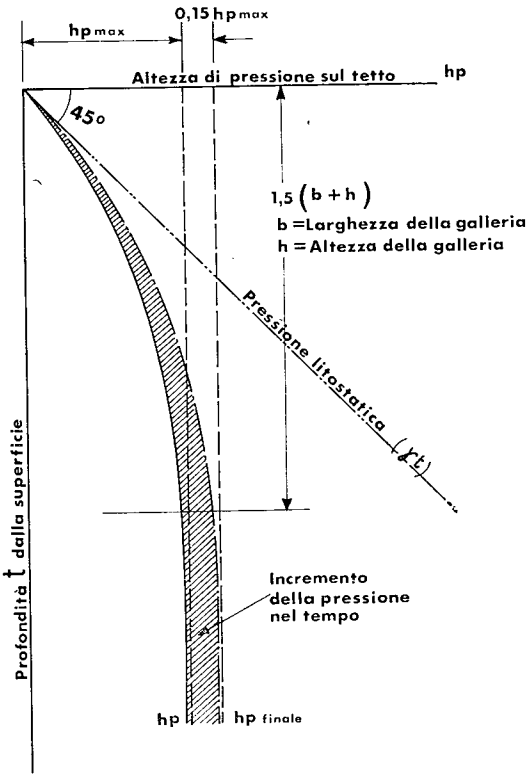


Fig. 18.13 – Altezza di terreno gravante sul tetto di una galleria in funzione della profondità della galleria. Incremento nel tempo (Terzaghi).

della galleria al di sopra da quella al di sotto del livello di falda. Che i valori per sabbia in falda siano circa doppi di quelli per sabbia secca è un risultato sperimentale.

TABELLA 18.1.

Terreno	Sopra la falda				Sotto la falda			
	α_{min}		α_{max}		α_{min}		α_{max}	
	iniz.	finale	iniz.	finale	iniz.	finale	iniz.	finale
Sabbia densa	0,27	0,31	0,60	0,69	0,54	0,62	1,20	1,38
Sabbia sciolta	0,47	0,44	0,60	0,69	0,94	1,08	1,20	1,38

TABELLA 18.2 – **« Carico di roccia » h_p sul volto del sostegno di una galleria di larghezza b e di altezza h a profondità maggiore di 1,5** $(b + h)$ (da Terzaghi in *Proctor e Whice - Rock Tunneling with steel supports*, 1946 e C. Lotti: *Il progetto e l'esecuzione dei lavori in sotterraneo*, « Costruzioni » n. 83, novembre 1962 (riprodotta da Falchi-Delitala).

Terreno e suo stato (non esistono limiti netti tra i diversi gruppi)	« h_p » in metri di roccia nel caso che la galleria sia al di sotto del livello permanente delle acque sotterranee. Se la galleria è al di sopra di tale livello, i valori indicati per i gruppi da 4 a 6 possono dimezzarsi.	Annotazioni e chiarimenti
1) Roccia « dura » ed « intatta ». (Prima dello scavo la roccia è « sana » e scevra di ogni discontinuità, sia pure capillare; (con roccia si indica qui la roccia lapidea)	zero	Sottile rivestimento soltanto se, per effetto delle mine, dopo ore o giorni dallo sparo la roccia comincia a dare distacchi di schegge (spalling, Abschalung, sfoliazione, desquamazione) o, indidipendentemente dalle mine, avvengono spontanee e violente proiezioni di crostoni dal volto o dalle pareti (popping, Bergschlage, colpi di montagna, colpi di tetto, colpi di parete)
2) Roccia « dura » stratificata o scistosa, suddivisa cioè, in singoli strati (o simili) che offrono poca o nessuna resistenza a separarsi fra loro: ulteriore indebolimento può derivare da altre discontinuità (diversamente orientate rispetto a stratificazioni o scistosità) (*)	$0 \div 0{,}5\ b$	Leggero rivestimento con funzione resistente
3) Roccia massiva (cioè nè stratificata, nè scistosa) moderatamente discontitinua, attraversata cioè da discontinuità di ogni sorta fino alle fessure capillari. I blocchi sono limitati da labbra combacianti o beanti (aperte) vuote in modo tale che le pareti verticali si reggono per loro conto. Possono incontrarsi condizioni di desquamazione e di distacchi	$0 \div 0{,}25\ b$	Il carico può variare da punto a punto senza una regola dominante
4) Roccia suddivisa in blocchi disgiunti con le discontinuità comunque orientate, strette (a labbra combacianti) o beanti (aperte) vuote o riempite (di materiale proveniente dalla alterazione esterna della roccia stessa).	$(0{,}25 \div 0{,}35)$ $(b + h)$	Non vi sono spinte laterali (sulle pareti)
5) Roccia come al n. 4 ma più intensamente suddivisa e più fittamente spezzettata e rotta	$(0{,}35 \div 1{,}10)$ $(b + h)$	Levi spinte laterali
6) Roccia completamente frantumata, ma non alterata (dal punto di vista chimico), con i caratteri di un prodotto di frantoio. Se la grana è quella di una sabbia e non v'è stata una cementazione posteriore, il materiale al di sotto del livello dell'acqua si comporta come una sabbia acquifera	$1{,}10\ (b + h)$	Spinte laterali considerevoli. In presenza di acqua sul fondo occorre dare una adeguata base alle centine o adottare centine circolari (chiuse)
6′) Sabbie (sciolte) molto addensate	$h_p = (0{,}62 \div 1{,}38)(b + h)$	
6″) Sabbie (sciolte) per niente addensate	$h_p = (1{,}08 \div 1{,}38)\ (b + h)$	
7) Terreni spingenti (ma non rigonfianti, senza cioè variazioni percettibili del volume, contenenti elevate quantità di minerali argillosi, non rigonfianti, tipo caolinite, illite, etc., in particelle microscopiche o submicroscopiche) a media profondità	$1{,}10 \div 2{,}10$ $(b + h)$	Forti spinte laterali; occorrono armature rovesciate: sono raccomandabili centine circolari
8) Terreni spingenti (come al n. 7) a grande profondità	$(2{,}10 \div 4{,}50)$ $(b + h)$	
9) Terreni spingenti e rigonfianti, contenenti, cioè, minerali argillosi molto rigonfianti tipo montmorillonite e simili	75 m (indipendentemente da b e h)	Centine circolari. In casi estremi armature deformabili (« cedevoli »)

(*) Molte formazioni lapidee contengono interstratificazioni di argille indurite (shale); queste, purchè non siano degradate all'esterno, non sono peggiori di altre rocce stratificate. Tuttavia il termine inglese « shale » indica argilla molto « compatta » (fortemente « indurita ») che però non ha raggiunto ancora la consistenza di una roccia (lapidea); una tale « shale » in galleria può comportarsi come spingente ed anche rigonfiante. In una formazione costituita da alternanze di strati calcari (o arenarie) e shale non ancora « matura », con lo scavo della galleria si ha una graduale decompressione della roccia da ambo i lati che implica un abbassamento del volto. Inoltre la minore resistenza contro lo scorrimento al contatto fra roccia e la cosiddetta shale riduce verosimilmente la capacità della formazione atta a formare un arco al di sopra del volto. Il carico in tali formazioni può, perciò, essere equivalente a quello di una « roccia » suddivisa in blocchi disgiunti (di cui ai nn. 4 e 5).

Nella tabella 18.2 sono riportate le altezze h_p in rocce lapidee per gallerie con cielo ad una profondità non inferiore a 1,5 $(b + h)$ e situate al disotto del livello di falda.

Si riportano infine nella fig. 18.14 i valori medi dell'angolo di attrito.

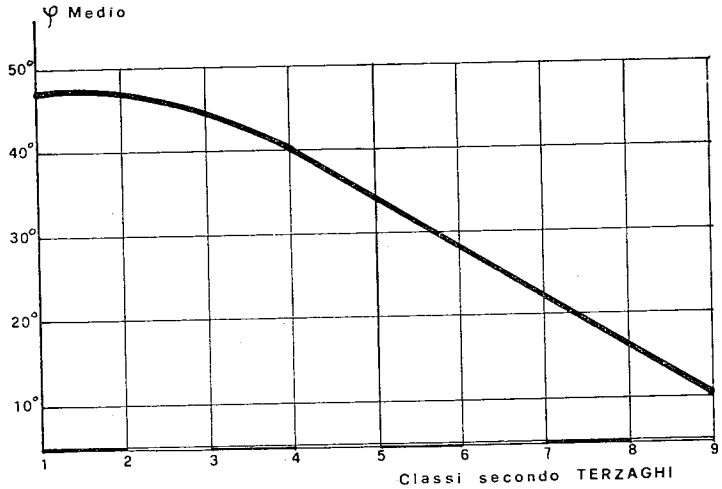


Fig. 18.14 – Suddivisione in classi del terreno in funzione dell'angolo di attrito (Terzaghi).

18.4 Il calcolo delle pressioni sul rivestimento.

18.4.1 Condizioni drenate.

18.4.1.1 *La teoria di Terzaghi.*

18.4.1.1.1 La pressione verticale. — Il calcolo delle pressioni di contatto terreno-rivestimento può essere condotto secondo la teoria classica di Terzaghi che ipotizza piani di scorrimento inclinati di $45° + \frac{\varphi}{2}$ (fig. 18.15), da cui si ottiene:

$$b_1 = 2\left[\frac{b}{2} + h \operatorname{tang}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \tag{18.10}$$

Dall'equilibrio del prisma di terreno, in cui compare la resistenza di attrito ed in generale la coesione, lungo i piani $b_1\, d_1$, nel rispetto della equazione di Coulomb (3.28), indicando con $K = \sigma_h/\sigma_v$ il coefficiente di spinta e con t la profondità della galleria, la pressione verticale σ_v sul cielo della galleria e sui cunei di spinta (fig. 18.15) vale:

$$\sigma_v = \frac{b_1\left(\gamma - \frac{2\,c}{b_1}\right)}{2\,K\,\operatorname{tg}\varphi}\left(1 - e^{-K\,\operatorname{tg}\varphi\,\frac{2\,t}{b_1}}\right) + q\,e^{-K\,\operatorname{tg}\varphi\,\frac{2\,t}{b_1}} \tag{18.11}$$

dove q è l'eventuale sovraccarico ripartito e K varia da 1 a 1,5, gradualmente al di sopra di profondità corrispondenti a b_1. È interessante notare che, con

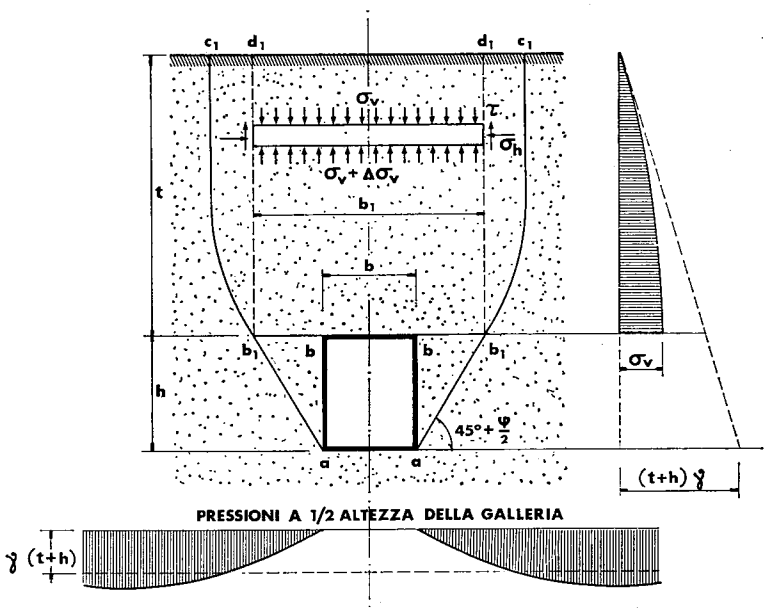


Fig. 18.15 – Pressione di un terreno incoerente sul rivestimento e sui cunei laterali spingenti di una galleria.

terreni coerenti e $q = 0$ la pressione σ_v è nulla a qualsiasi profondità quando $b_1 \leq \dfrac{2\,c}{\gamma}$ ed infatti si possono vedere, in rocce coerenti, piccole gallerie senza alcun rivestimento.

Quando la galleria è molto profonda il corpo di roccia gravante sul rivestimento, conformemente a quanto rappresentato in fig. 18.13, non si estende fino in superficie (figura 18.16). Secondo Terzaghi per profondità superiori a $(1{,}5 \div 2{,}5)\, b_1$ la deformazione degli strati inferiori non induce tensioni negli strati superiori. In questo modo la pressione del terreno sul rivestimento può essere considerata come composta di due termini.

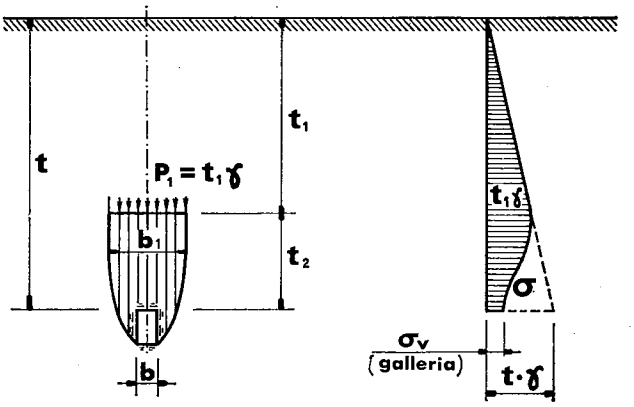


Fig. 18.16 – Pressione sul rivestimento di una galleria profonda rapportata alla pressione geostatica (Terzaghi).

Indicando con t_2 l'altezza entro cui si sviluppa l'effetto arco e con t_1 l'altezza non influenzata dallo scavo, il corpo di terreno corrispondente all'altezza t_1 può essere assimilato ad un sovraccarico $q = \gamma\, t_1$, quindi per $c = 0$ la (18.11) diventa:

$$\sigma_v = \frac{b_1\,\gamma}{2\,K\,\text{tang}\,\varphi}\left(1 - e^{-K\,\text{tg}\,\varphi\,\frac{2\,t_2}{b_1}}\right) + \gamma\,t_1\,e^{-K\,\text{tg}\,\varphi\,\frac{2\,t_2}{b_1}} \qquad (18.12)$$

Quando t_2 raggiunge almeno il valore $t/5$, l'effetto del secondo termine diventa trascurabile, mentre l'espressione in parentesi del primo termine approssima l'unità.

La pressione del terreno, a grandi profondità, è allora:

$$\sigma_v = \frac{\gamma\,b_1}{2\,K\,\text{tang}\,\varphi} \qquad (18.13)$$

Quando la galleria è sensibilmente profonda ed il volto è praticamente indeformabile, per condizioni simmetriche, la pressione è massima sull'asse e va gradualmente diminuendo verso i piedritti. Si può allora considerare un corpo di carico delimitato superiormente da una superficie a direttrice parabolica od ellittica, con asse minore $b_1 = b + 2\,h$ tang $(45° - \varphi/2$, e semiasse maggiore $h_p = \sigma_v/\gamma$.

È evidente che se il cielo della galleria è deformabile, come avviene, ad es. per tetto piano orizzontale (sezione a telaio), interviene, in un terreno compatto, l'interazione terreno-struttura per cui il diagramma può avere forma opposta a quella della fig. 18.11, ossia di ordinata maggiore sui piedritti che sul centro.

18.4.1.1.2 Le pressioni laterali. — Per una galleria posta a sufficiente profondità ($t > 2{,}5\,b_1$), per la quale l'escavazione abbia prodotto un risentimento esteso fino in superficie, Terzaghi considera il totale intervento dell'attrito interno e quindi le pressioni sulle pareti

$$\begin{aligned}\sigma_{h1} &= \gamma\,t\,K_a - 2\,c\,\sqrt{K_a}\\ \sigma_{h2} &= \gamma\,(t+h)\,K_a - 2\,c\,\sqrt{K_a}\end{aligned} \qquad (18.14)$$

Per una galleria profonda, ipotizzando, invece, un corpo di carico premente di altezza h_p, di forma parabolica od ellittica, a seconda delle diverse teorie, (fig. 18.17 *b*) risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_{h1} &= \sigma_{v2}\,K_a - 2\,c\,\sqrt{K_a}\\ \sigma_{h2} &= (\sigma_{v2} + h\,\gamma)\,K_a - 2\,c\,\sqrt{K_a}\end{aligned} \qquad (18.15)$$

Terzaghi suggerisce anche di assumere, con sufficiente approssimazione per i casi correnti, una pressione laterale costante pari a:

$$\sigma_h = 0{,}3\,(h_p + 0{,}5\,h)\,\gamma \qquad (18.16)$$

Nei terreni dotati di elevato valore della coesione (rocce lapidee sane) le pressioni laterali sono evidentemente nulle.

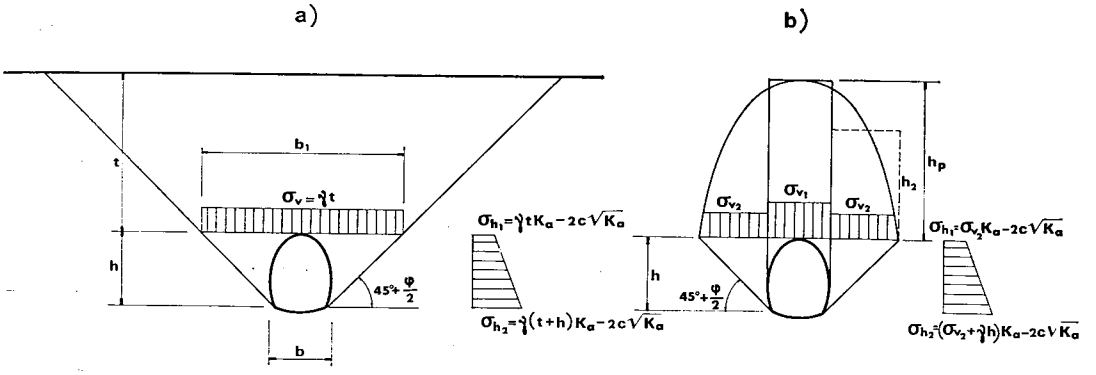


Fig. 18.17 – Spinte laterali sulle gallerie: *a*, nel caso di alterazione dello stato naturale fino in superficie; *b*, all'interno della montagna.

18.4.1.2 *Teoria di Bierbaumer.* — Il corpo di carico è di tipo parabolico (fig. 18.18) con altezza massima

$$h_p = \beta\, t \tag{18.17}$$

dove $\beta = \text{tang}^4\,(45^\circ - \varphi/2)$.

Tale valore di β è valido per $t > 5\ b_1$ e cioè per grandi profondità, quando le pressioni sono indipendenti dall'altezza di ricoprimento.

Alcuni valori di β sono riportati in tabella 18.3.

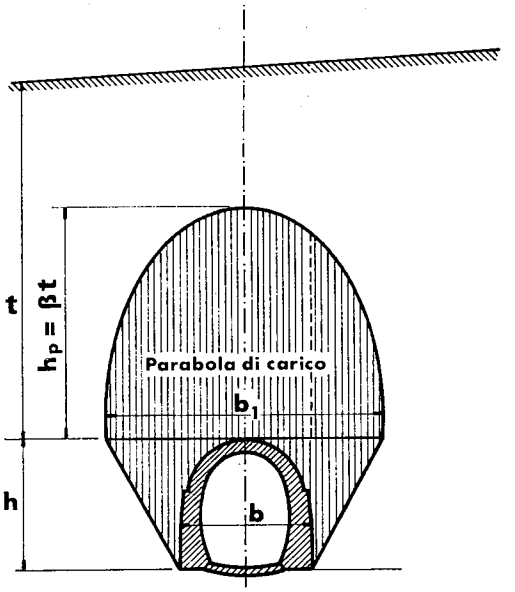


Fig. 18.18 – Parabola delimitante il masso premente sulla galleria, secondo Bierbaumer.

La teoria di Bierbaumer è applicabile anche a gallerie poco profonde nel qual caso:

$$\beta = 1 - \frac{\text{tg}\,\varphi\ \text{tg}^2\,(45^\circ - \varphi/2)\ t}{b + 2\ h\ \text{tg}\,(45^\circ - \varphi/2)}; \tag{18.18}$$

ma risultati attendibili si hanno solo per gallerie profonde in terreni dotati di buone caratteristiche meccaniche.

TABELLA 18.3 – **Valori del coefficiente β di Bierbaumer.**

Per via singola ($b = 7$ m; $h = 8$ m)

t (m)	φ						
	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
20	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,74	0,72
30	0,70	0,69	0,67	0,56	0,63	0,61	0,58
40	0,60	0,58	0,56	0,54	0,51	0,48	0,44
50	0,50	0,48	0,44	0,42	0,38	0,34	0,30
75	0,42	0,38	0,32	0,26	0,21	0,17	0,12
100	0,36	0,32	0,26	0,20	0,15	0,12	0,09
125	0,35	0,28	0,22	0,17	0,12	0,09	0,07
150	0,35	0,24	0,19	0,14	0,10	0,08	0,06
175	0,35	0,24	0,17	0,12	0,08	0,06	0,04
200	0,35	0,24	0,17	0,11	0,07	0,05	0,04
oltre	0,35	0,24	0,17	0,11	0,07	0,05	0,03

Per via doppia ($b = 10$ m; $h = 8$ m)

t	φ						
	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
20	0,86	0,84	0,84	0,83	0,83	0,83	0,83
30	0,79	0,76	0,76	0,73	0,73	0,73	0,73
40	0,72	0,68	0,66	0,64	0,64	0,63	0,63
50	0,65	0,60	0,58	0,55	0,54	0,53	0,53
75	0,48	0,42	0,37	0,33	0,31	0,29	0,29
100	0,39	0,36	0,29	0,24	0,18	0,15	0,11
125	0,35	0,30	0,24	0,19	0,14	0,11	0,08
150	0,35	0,28	0,20	0,16	0,11	0,09	0,06
175	0,35	0,24	0,18	0,13	0,09	0,07	0,05
200	0,35	0,24	0,17	0,12	0,08	0,06	0,04
oltre	0,35	0,24	0,17	0,11	0,07	0,05	0,03

TABELLA 18.4 – (Falchi-Delitala).

Terreno	γ (t/m³)	φ	Coesione c (t/m²)	$\xi = \frac{c}{\gamma}$ (m)
sabbia fina	1,5	35°	0,05	0,03
sabbia grossa	1,5	35°	0,10	0,06
ghiaia	1,7	35°	0,10	0,06
argilla e limo	1,9	20°	0,40	0,27
argilla e sabbia	1,7	35°	0,56	0,33
terreni argillosi	1,7	35°	0,5 ÷ 0,9	0,35 ÷ 0,52
argilla scagliosa	1,7	35°	0,80	0,51
roccia tenera,	1,9	45°	40	20
roccia compatta	2,4	45°	80	33

18.4.1.3 *Teoria di Ritter.* — Il corpo di carico viene limitato superiormente da una superficie a direttrice parabolica di altezza

$$h_p = \frac{b_1^2}{16\,\xi} \tag{18.19}$$

dove l'indice di qualità del terreno (resistenza/peso proprio) è:

$$\xi = \frac{c}{\gamma}$$

Nella tabella 18.4 sono riportati i valori di ξ per diversi tipi di terreno.

18.4.1.4 *Teoria di Protodyakonov.*

18.4.1.4.1 La pressione verticale. — Anche Protodyakonov arriva alla conclusione che il carico gravante sul rivestimento è limitato superiormente da una superficie a direttrice parabolica (v. fig. 18.19) la cui altezza può essere espressa da

$$h_p = \frac{b_1}{2\,f} \tag{18.20}$$

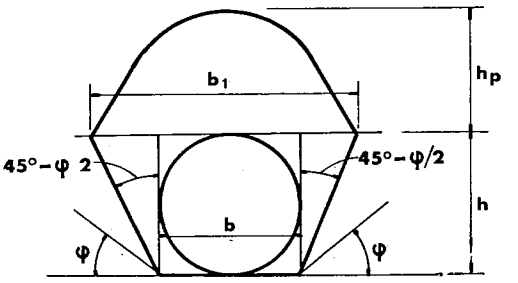


Fig. 18.19 - Modello di Protodyakonov.

dove f è un fattore di resistenza che assume le seguenti espressioni:

— terreni incoerenti $f = \text{tg}\,\varphi$

— terreni dotati di coesione $f = \text{tg}\,\varphi + \dfrac{c}{\sigma_f}$ (18.21)

— terreni lapidei $f = \dfrac{\sigma_k}{100}$

dove:

σ_f resistenza a compressione libera su provini cilindrici (bar)

σ_{fk} » » » » su provini cubici (bar)

$$\frac{c}{\sigma_f} = \frac{1 - \sin\varphi}{2\cos\varphi}$$

I valori del fattore di resistenza f sono stati tabellati dalla stesso Autore per le Norme Sovietiche (tab. 18.5).

TABELLA 18.5 – **Fattori di resistenza secondo Protodyakonov** (Szechy, op. cit.) (dal Soviet Regulations)

$$h_p = \frac{b_1}{2\,f} \; ; \qquad b_1 = b + 2\,h \,\text{tang}\,(45° - \varphi/2)$$

Classe	Grado di resistenza roccia	Tipo di roccia (o terra)	Peso specifico kg/m³	Resistenza a rotture kg/cm²	Fattore di resistenza f
I	Altissimo	Rocce lapidee di elevatissima resistenza, quarziti, basalto.	2800-3000	2000	20
II	Molto alto	Granito, siliceo. Arenarie di altissima resistenza e calcari.	2600-2700	1500	15
III	Alto	Granito e simili. Arenarie e calcari di elevata resistenza. Conglomerati ben cementati (compatti).	2500-2600	1000	10
IIIa	Alto	Calcare, granito alterato. Arenaria compatta, marmo. Piriti.	2500	800	8
IV	Moderatamente forte	Arenaria normale.	2400	600	6
IVa	Moderatamente forte	Arenaria. Argille scistose.	2300	500	5
V	Medio	Argilla. Arenarie e calcari di bassissima resistenza. Completamente sciolti.	2400-2800	400	4
Va	Medio	Scisti diversi. Marne compatte	2400-2600	300	3
VI	Moderatamente sciolto	Scisti e molti calcari molto allentati, terreno gelivo. Marna comune. Arenaria a blocchi suddivisi. Ghiaie cementate.	2200-2600	200-150	2
VIa	Moderatamente sciolto	Terreno ghiaioso, a blocchi disgiunti, ghiaia addensata. Argilla dura.	2200-2400	—	1,5
VII	Sciolto	Argilla compatta. Terreni argillosi.	2000-2200	—	1,0
VIIa	Sciolto	Terreno argilloso. Ghiaia.	1800-2000	—	0,8
VIII	Sciolto	Terreno soffice a grana fine. Sabbia umida	1600-1800	—	0,6
IX	Sciolto	Sabbia, ghiaia fine.	1400-1600	—	0,5
X	Sciolto	Terreno limoso allo stato liquido	—	—	0,3

18.4.2 **Condizioni non drenate.**

In precedenza il contributo della coesione è stato introdotto nelle espressioni dell'altezza del solido di roccia gravante sul rivestimento; peraltro non può dimenticarsi tutta la problematica tipica delle argille, di cui sono permeati i precedenti capitoli.

L'indagine della stabilità, in condizioni non drenate, è molto importante. Per non avere invasione nella camera di lavoro, con le argille normalconsolidate Broms pone la condizione:

$$(\sigma_v - \sigma_a)/c_u \leq 6 \tag{18.22}$$

dove σ_v è la pressione verticale alla quota del centro della galleria, σ_a quella eventuale dell'aria compressa, e c_u è la coesione in condizioni non drenate.

L'argilla, ed anche le marne argillose, quando vengono scavate si decomprimono e quindi rigonfiano creando delle forti pressioni contro le centine dei rivestimenti provvisori. Il frequente convincimento che l'argilla si rigonfi lungo la parete dello scavo, per assorbimento di acqua dall'umidità dell'ambiente, è errato. In effetti il contenuto in acqua durante la decompressione, con espansione, aumenta rapidamente incrementandosi anche del 100% senonchè questa acqua viene aspirata dal terreno retrostante (v. 7.4).

Peraltro il fenomeno del rigonfiamento non va confuso con il rilassamento per decompressione. L'entità del rigonfiamento per decompressione dipende, non solo dalla natura dell'argilla ma anche dalla pressione di preconsolidazione ed il fenomeno può proseguire per più mesi. Una argilla fortemente preconsolidata è sensibilmente rigonfiante: essa quindi produce sulle opere di sostegno pressioni che sono certamente crescenti nel tempo, mentre ha il pregio di non essere fluente (v. 15.1.3.1.).

Durante l'operazione di scavo del foro, se l'argilla è sovraconsolidata, si forma una cupola in avanzamento e, dietro di essa, una volta che si autosostengono. Se invece l'argilla è normalconsolidata, con elevato contenuto in acqua, si possono verificare fluimenti sia dalla testata di avanzamento, sia dalle pareti laterali.

Sono anche difficili, soprattutto perchè rigonfianti o fluenti, le rocce frantumate con elevata percentuale di matrice argillosa; la pressione da esse prodotta cresce, dopo l'operazione di scavo, e la massa tende a fluire nella galleria da ogni parte.

In gallerie poco profonde in argilla, per le situazioni correnti, è stato misurato un rapporto, tra la pressione laterale e quella sul tetto, da 1 a 3 e, fra il pavimento ed il tetto da 1 a 2 mentre, come detto, la pressione laterale può anche superare la verticale.

Dei buoni risultati si sono ottenuti lasciando tra la roccia e l'estradosso del rivestimento un vuoto (15 cm circa) od anche, in corso di esecuzione, distanziando le centine in modo da consentire all'argilla di espandersi e fluire fra di esse. Si attenua così la pressione di viscosità e si contribuisce alla genesi dell'effetto arco, con il risultato di ridurre anche la pressione sul rivestimento definitivo. Tali accorgimenti vanno presi in considerazione solo se vi è effettiva notevole tendenza al rigonfiamento, ossia se il terreno è dotato di viscosità, altrimenti potrebbero conseguire un effetto nocivo.

Il fenomeno di rigonfiamento va inteso, come descritto in (3.5.4), quale fenomeno inverso a quello di consolidazione. Esso è caratterizzato quindi dal-

l'indice C_s e, nel caso delle argille, è tanto più elevato quanto più lo è l'attività dei minerali argillosi.

In tal senso si può dire che una roccia non è da classificarsi rigonfiante se, posta in acqua, aumenta in volume non più del 2%.

18.5 Progetto geotecnico dei rivestimenti.

18.5.1 Influenza sulla centinatura e sul rivestimento della metodologia esecutiva in relazione alla natura del terreno.

Il rilassamento del terreno a seguito della esecuzione del foro, in rocce stabili, si estende ad una zona delimitata da una linea di confine di forma all'incirca ovale, all'interno della quale si organizza, spontaneamente, la cintura di autodifesa della montagna.

Se la roccia è pseudo stabile, essendo soggetta a deformazioni viscose (argille, scisti filladici, gneis alterati), essa seguita a deformarsi, durante e dopo l'escavazione, con riduzione della sagoma per invasione del foro da parte della montagna ed il suo stato tensionale si attenua con il progredire della deformazione.

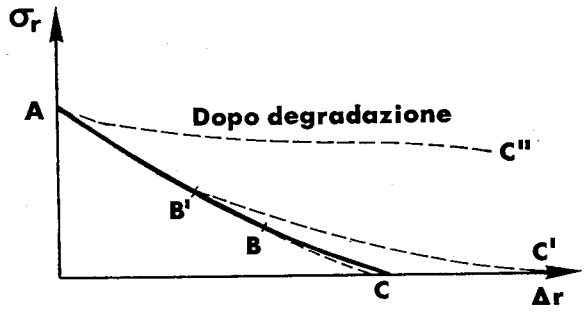


Fig. 18.20 – Effetto deformazione centina: relazione fra spostamenti Δr e pressione σ_r.

È evidente l'interesse di conseguire la massima riduzione delle pressioni e quindi, come in molti problemi di geotecnica, di operare in modo da assecondare la deformazione viscosa della roccia, anzichè contrastarla, ed è evidente pure che il problema non sussiste per una roccia stabile, priva di deformazioni viscose.

L'ideale sarebbe, quindi, di applicare centinature cedevoli, tali da consentire lo scarico quasi totale delle deformazioni, prima di procedere alla costruzione del rivestimento definitivo (a volte occorrerebbero dei mesi) oppure, principalmente con rocce pseudo stabili, interporre fra roccia e rivestimento definitivo dei materiali sensibilmente compressibili. Nelle rocce stabili conviene, invece, applicare rapidamente un rivestimento che può essere di resistenza media con effetto, principalmente, protettivo della degradazione.

Nel grafico della fig. 18.20 Peck ha cercato di descrivere l'effetto centina

riportando in ascisse lo spostamento radiale Δr ed in ordinate la pressione di contatto σ_r.

Il punto A corrisponde allo spostamento nullo, da A a B la deformazione è elastica ed oltre B viscosa. Se vi è degradazione della roccia la curva trasla, nel tempo, verso la posizione $A\ B'\ C'$ e, se si verifica un annullamento della coesione, va addirittura in una posizione $A\ C''$.

Il grafico mostra l'efficienza di un rivestimento cedevole messo sollecitamente in opera, in modo da evitare degradazioni. Esso è il solo che consenta di giungere al punto ideale per il quale lo sforzo da contrastare sarebbe nullo. Come già detto, un rivestimento di tali caratteristiche può ottenersi con una parete sottile di beton realizzato, ad es., a spruzzo su opportuna rete metallica, ovvero con le stesse centine metalliche opportunamente spaziate.

18.5.2 **Influenza del tipo di rivestimento.**

Le gallerie a rivestimento definitivo fortemente deformabile hanno in genere direttrice circolare, o prossima alla circolare. A tale sagoma sarebbe favorevole una pressione radiale uniforme ma, in difformità, il rivestimento stesso, proseguendo nel tempo l'interazione iniziata in fase esecutiva, tende, spontaneamente, ad approssimare, attraverso la sua deformazione, la soluzione di equilibrio ad esso più congeniale.

L'uso dei rivestimenti sottili, peraltro, è limitato dalla profondità della galleria, ed anche dalla geolitologia dei terreni.

Le strutture sottili non sopportano infatti le elevate pressioni geostatiche che, anche se inizialmente attenuate per l'effetto anello del terreno circostante, possono ricomparire nel tempo, come pure non oppongono resistenza alla flessione prodotta da distribuzione di pressione fortemente asimmetrica.

I rivestimenti deformabili, per il loro stesso sistema costruttivo, possiedono una continuità strutturale migliore di quella dei rivestimenti a sagoma tradizionale, ad elementi costruiti in tempi successivi.

Il processo di esecuzione del rivestimento influisce in modo determinante sulla sua staticità: esso può essere di due tipi.

Con il primo, che potrebbe definirsi a *fase doppia*, si costruisce un rivestimento provvisorio, detto prerivestimento o primario. Esso, in generale, è formato da soletta in conglomerato, gettato a spruzzo, ed eventualmente da centine in profilato distanziate allo scopo di favorire il rilassamento delle pressioni della montagna. Il volto del rivestimento primario può essere reso più efficace da opportuna bullonatura (n. 18.7.2.). Tali strutture, incorporate poi nel rivestimento secondario conserveranno un proprio stato tensionale.

Il rivestimento primario subisce delle lenti lievi deformazioni con variazione della sagoma del foro, tanto maggiori quanto maggiore è la viscosità del terreno, consentendo la nascita dell'anello di autodifesa la cui forma è legata alla sagoma della galleria.

Il rivestimento secondario è quindi chiamato ad assumersi le sollecitazioni dovute alla successiva lenta deformazione viscosa della roccia ed anche al fluage del prerivestimento.

Nel caso poi che vi sia stata una situazione provvisoria di drenaggio e che, a secondario eseguito, venga ristabilita la falda originaria, questa è altra causa di incremento delle sollecitazioni del rivestimento complessivo. Peck osserva, al riguardo, che, con rocce coerenti in condizioni di capillarità, la galleria non è interessata da pressioni idrostatiche (v. fig. 6.5).

Il secondo tipo è quello a fase unica: il rivestimento deformabile viene applicato integralmente in un solo tempo.

La esecuzione può avvenire sia con i tradizionali sistemi (belga ecc.), nei quali si impiegano centine in legname od anche metalliche e si esegue il rivestimento ad elementi in tempi successivi (calotta, piedritti, arco rovescio) sia con i moderni sistemi che fanno uso della talpa, la quale, alla escavazione circolare, fa seguire la immediata posa in opera dei conci prefabbricati del rivestimento.

18.5.3 Sollecitazioni del rivestimento in base all'interazione terreno-struttura.

18.5.3.1 Le gallerie sensibilmente deformabili, quali ad esempio ad elementi prefabbricati di opportuna sagoma (fig. 18.34) favoriscono un sia pur modesto livellamento delle pressioni, pervenendo ad uno stato finale di distribuzione diversa da quello che si avrebbe su rivestimento rigido, soprattutto nelle condizioni iniziali di vita. Ciò interessa per particolare forma della galleria, ad es. circolare; non interesserebbe invece per una direttrice quadrata.

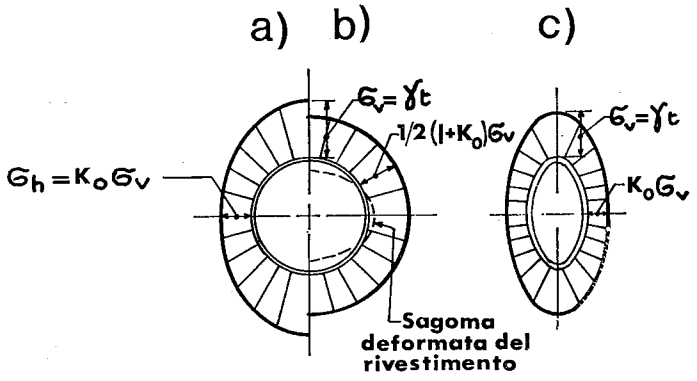


Fig. 18.21 – Diagramma di pressione su un rivestimento circolare: *a*, indeformabile; *b*, deformabile; *c*, di profilo funicolare, delle pressioni geostatiche.

Nella fig. 18.22 *a* è rappresentato il diagramma delle pressioni su una galleria circolare con rivestimento di piccolo spessore rispetto al diametro.

Per una galleria rigida poco profonda, pensata teoricamente come inserita senza provocare spostamenti del terreno, e quindi senza disturbare lo stato tensionale di quiete, la pressione varierebbe dal valore della geostatica verticale in chiave:

$$\sigma_v = \gamma\, t \qquad (18.23)$$

a quella orizzontale sui fianchi:

$$\sigma_h = K_0 \gamma t \tag{18.24}$$

essendo K_0 il coefficiente di quiete, in particolare influenzato da sconvolgimenti tettonici.

Se il rivestimento è fortemente deformabile, il diverso valore della pressione in chiave ed ai fianchi schiaccia la sagoma che tende così a passare dalla forma circolare alla ellittica (tratteggiata in fig. 18.21 *b*), in una variazione progressiva dell'equilibrio fra forze esterne e tensioni interne, governata dalla interazione terreno-struttura, fino a pervenire ad una situazione di equilibrio definitivo. Ciò comporta aumento delle tensioni laterali per l'intervento di una quota di contenimento della deformazione di tipo passivo ed, eventualmente, di riduzione in chiave, come segnato nella fig. 18.21 *b*. Ciò naturalmente postulando un terreno di discreta consistenza altrimenti se fluido si avrebbe:

$$K \simeq 1$$

Peck, con criterio realistico e forse anche ottimistico, propone di assumere in fase iniziale una intensità della pressione radiale pari alla media:

$$\sigma_{r\,\mathrm{med}} = \frac{1}{2} (1 + K_0) \gamma t \tag{18.25}$$

costante lungo tutto il perimetro del rivestimento, come indicato nella figura, postulando, quindi, per galleria circolare il raggiungimento a lungo termine di una stabilità in regime pressochè aflessionale.

Se la deformabilità del rivestimento è favorevole, in quanto va incontro, attraverso una interazione a più favorevole distribuzione delle pressioni, essa, oltre un certo limite, comporta degli inconvenienti per la agibilità della galleria potendo raggiungere una indesiderata variazione della sagoma libera di transito.

Peck prende in considerazione nella fig. 18.21 *c* anche una sagoma di galleria ellittica, di asse maggiore verticale, cosicchè la distribuzione della curvatura sarebbe all'incirca congruente con le pressioni teoriche iniziali di quiete, ossia funicolare delle pressioni, la quale avrebbe fin dall'inizio, e conserverebbe nel tempo, una situazione di equilibrio aflessionale. Tale situazione è, naturalmente, del tutto ideale presupponendo, fra l'altro, l'isotropia delle caratteristiche meccaniche del terreno, e quindi ha scarsa importanza pratica.

Nella fig. 18.22 Peck ha cercato di rappresentare il fenomeno di interazione terreno struttura ponendo la pressione radiale σ_r sul rivestimento funzione dello spostamento (verso il centro) δ del rivestimento stesso.

Il punto A corrisponde all'ipotesi di pressione uniforme, e pari al valor $\sigma_{r\,\mathrm{med}}$, che prescinde dall'effetto della escavazione.

Al crescere dello spostamento δ la pressione σ_r scende lungo una linea A-D, il cui andamento dipende dalle caratteristiche reologiche della roccia e dal tempo richiesto per la costruzione del rivestimento e può essere previsto solo con criterio statistico dalla raccolta di dati.

Se il suolo si comportasse elasticamente si avrebbe la retta (A-d) la quale può servire come riferimento per il tracciamento della curva.

Se δ_a è lo spostamento delle particelle di terreno verso il foro, per effetto della operazione di scavo, quando la testata di avanzamento della talpa raggiunge il punto in esame, la pressione scende al punto B e tale resta se la roccia viene a contatto con il rivestimento ma, se per raggiungere il contatto occorre un ulteriore spostamento δ_b, la pressione scende al punto C e ad un punto inferiore C' tenuto conto del raccorciamento assiale del rivestimento. I valori di δ_a e δ_b possono prevedersi solo mediante accurate misure durante l'esecuzione dello scavo.

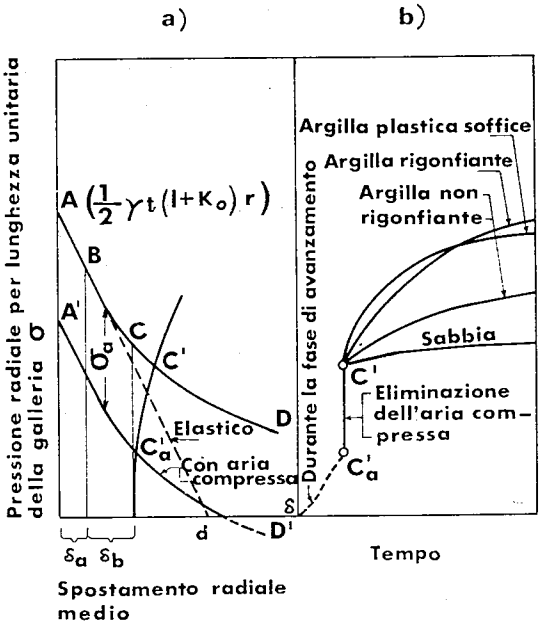


Fig. 18.22 – Interazione terreno-struttura: *a*, pressione radiale e spostamento; *b*, decorso nel tempo (Peck).

Qualora si lavori in aria compressa, la curva trasla verticalmente del valore della pressione σ_a per ritornare alla posizione superiore non appena viene tolta l'aria compressa.

La fig. 18.22 *b* mostra la legge di variazione della pressione nel tempo, a seconda della natura del terreno, che sarebbe lineare in diagramma semilogaritmico. Nelle argille sovraconsolidate londinesi, ad es. è stato misurato un raddoppio della pressione laterale sul rivestimento, in meno di un anno.

Questa, comunque, anche a lungo termine si mantiene sempre sensibil mente inferiore a quella geostatica, a meno che si tratti di argilla rigonfiante.

Ne consegue che altrettanto incerta è la valutazione della sollecitazione di flessione del rivestimento. La situazione più favorevole è quella del rivesti-

mento eseguito in due fasi in quanto, come detto, il rivestimento primario asseconda la deformazione del terreno e quello secondario può essere applicato ad assestamento avvenuto del primo. Conviene pertanto che il primo rivestimento sia molto deformabile, anche con giunti, che si comportino proprio come delle cerniere di forte attrito.

Se si procede, invece, a rivestimento unico occorre prevedere la deformazione e risalire alle sollecitazioni. Peck ha raccolto i dati di misure effettuate in gallerie metropolitane trovando, nel tempo, variazioni della loro larghezza mediamente fra 0,2 % e 0,4 %. I minori valori si sono avuti per i terreni incoerenti compatti, i maggiori per argille soffici ma comunque le variazioni raramente hanno superato lo 0,5 %. Analoghi risultati si sono avuti in una galleria della metropolitana di Roma (n. 18.9.1.3).

Con gallerie affiancate e terreni cedevoli, e questo è il caso frequente delle gallerie metropolitane, l'esecuzione in doppia fase può essere preferibile. Infatti il passaggio della seconda galleria agisce sul rivestimento della prima ma se l'esecuzione è in due fasi, può farsi in modo che la seconda galleria passi quando non sia stato completato il rivestimento della prima galleria ossia quando sia presente il solo rivestimento primario. Il rivestimento primario si adatterà, infatti, alle variazioni tensionali del terreno ed il secondario verrà eseguito successivamente cosicchè il complesso non ne soffrirà. Inoltre eventuali variazioni di sagoma subite dal primario possono essere compensate dal getto del secondario, così da ottenere dal rivestimento finale il rispetto della sagoma di progetto.

Resta poi il grande vantaggio che il secondario risulta salvaguardato dal primario, che si è assunto il maggior impegno assiale e flessionale, anche se, nel tempo, il fluage dei materiali porta ad un livellamento dello stato di sollecitazione fra i due anelli, ormai resi solidali.

18.5.3.2 *Metodo della interazione delle linee caratteristiche.* — Per visualizzare meglio l'interazione predetta, in fig. 18.23 è riportato il metodo semigrafico delle linee caratteristiche misurate [1], già delineato in fig. 18.20.

Si tratta di far coincidere da un lato le deformazioni δ del sostegno con quelle del terreno e dall'altro le pressioni p, che agiscono sul sostegno, con le reazioni dello stesso contro il terreno.

Lo stato naturale di sollecitazione è rappresentato da una pressione p_{nat} raffigurabile idealmente con un liquido in pressione in un tratto di galleria. Se si riducesse la detta pressione si manifesterebbero nella roccia le deformazioni elastiche A - B della figura, seguite da quelle plastiche BC o BC', rispettivamente in caso di crollo della cavità o di innesto di un anello plastico di « autodifesa » della montagna.

Parallelamente la linea I della figura rappresenta il caso di rivestimento rigido elastico; la linea II la combinazione di un primo rivestimento defor-

---

[1] G. Lombardi « Qualche aspetto particolare della statica delle cavità sotterranee » *Riv. Ital. di Geotecnica*, n. 4 (1975).

mabile con un successivo più rigido e la linea *III* il caso di un rivestimento precompresso.

La intersezione delle linee caratteristiche di una data roccia con un dato rivestimento rappresenta lo stato d'equilibrio possibile, peraltro evolventesi nel tempo, come delinato nella fig. 18.22.

Si evidenzia poi in fig. 18.23 lo spostamento δ_0 che i bordi del foro hanno subito al momento in cui il rivestimento incomincia ad assumere una funzione statica; il valore di δ_0 dipende, quindi, dal procedimento esecutivo usato.

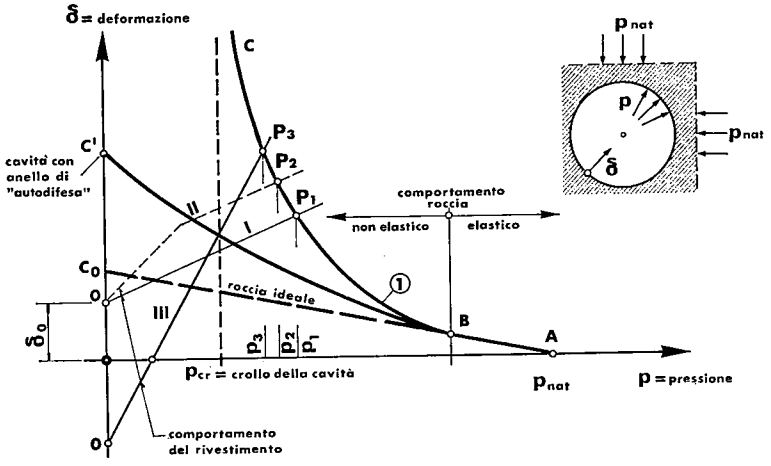


Fig. 18.23 – Linee caratteristiche della roccia perimetrale al foro e linee caratteristiche di diversi tipi di rivestimento (Lombardi).

Le linee caratteristiche della roccia possono essere usate sia per singole parti della sezione di galleria, sia dell'intera sezione, a seconda della tecnologia adottata.

Particolarmente interessante è poi il rilievo della traslazione verso destra nella figura della curva caratteristica della roccia per effetto della viscosità o della consolidazione o per effetto del rigonfiamento nel caso di passaggio dallo stato asciutto ad umido.

La misura delle pressioni di contatto e delle deformazioni della sagoma, ripetute nel tempo (v. 4.4), permette di definire le curve caratteristiche tipo, la cui conoscenza consente una progettazione realistica del rivestimento dalle misure in sito.

18.6 Progetto strutturale del rivestimento.

18.6.1 Criteri di base del calcolo.

18.6.1.1 Una volta scelti i diagrammi di pressione sul rivestimento di una galleria, essa si presenta al calcolo come un tubo spesso, ad asse, in generale, curvo sottoposto sulla superficie esterna ad una azione di contatto:

$$S\ (\delta,\ x) = \begin{cases} \sigma_{z'} & (\delta,\ x) \\ \tau_{x'\,z'}\ (\delta,\ x) \\ \tau_{y'\,z'}\ (\delta,\ x) \end{cases} \tag{18.26}$$

con asse z' normale al rivestimento ed x' parallelo all'asse della galleria.

Analogamente a qualsiasi altro elemento strutturale, il calcolo consiste nel valutare la sicurezza, ossia nel controllare la diseguaglianza:

$$R \geq S \tag{18.27}$$

in cui la R è rappresentativa della resistenza del rivestimento, per la probabilità voluta da verificarsi.

Il problema posto dalla (18.27) è molto più complesso che per una normale struttura in elevazione per le seguenti ragioni:

a) anzitutto, come illustrato ampiamente in quanto precede, la definizione di S, in funzione della sua variazione lungo l'asse x', e di quella circonferenziale, è possibile solo in modo qualitativo e con larga approssimazione;

b) il calcolo delle sollecitazioni del tubo, sottoposto ad azioni superficiali, comunque variabili, è estremamente laborioso, anche utilizzando la teoria elastica dei gusci cilindrici a spessore sottile;

c) le conoscenze sulle azioni esterne sono, in generale, insufficienti a definire una funzione di distribuzione della probabilità della sicurezza.

Per procedere ad un plausibile calcolo del rivestimento definitivo di una galleria, si adottano, usualmente, le seguenti ipotesi semplificative:

a) si ipotizza che la variazione $\dfrac{d\,S}{d\,x'}$ sia sempre molto piccola e che la galleria ed il rivestimento siano a sezione costante.

Ciò comporta che la deformazione di ogni anello della galleria possa considerarsi indipendente da quella degli anelli contigui; quindi il calcolo della struttura tubolare si riduce a quello dei tanti anelli, indipendenti l'uno dall'altro, sottoposti alla azione $S\ (\delta)$. In tal modo il problema da tridimensionale è ridotto a bidimensionale;

b) per la variabilità di $S\ (\delta)$ si adottano delle distribuzioni semplificate, considerando S come un vettore a due componenti:

$$S = \begin{cases} S_{z'}\ (y') \\ \\ S_{y'}\ (z') \end{cases} \tag{18.28}$$

ossia l'azione esterna S si trasforma in due pressioni:

pressione verticale, variabile con y' (σ_v);

pressione orizzontale variabile con z' (σ_h).

Le leggi di σ_v e σ_h sono state proposte nei capitoli precedenti: è compito del progettista la loro accorta scelta adottando, fra i numerosi schemi, quello che ritiene riproduca meglio le condizioni naturali. In generale σ_v si considera simmetrica rispetto alla verticale passante per l'asse della galleria.

Verranno in seguito esaminate due sagome tipiche delle gallerie, l'una a foro circolare, con rivestimento di spessore costante e piccolo, e l'altra a foro tradizionale, con rivestimento di forte spessore, formato da volta, piedritti ed eventuale arco rovescio.

La prima sagoma viene adottata, soprattutto, nelle gallerie metropolitane, e quindi relativamente superficiali, la seconda nelle gallerie profonde.

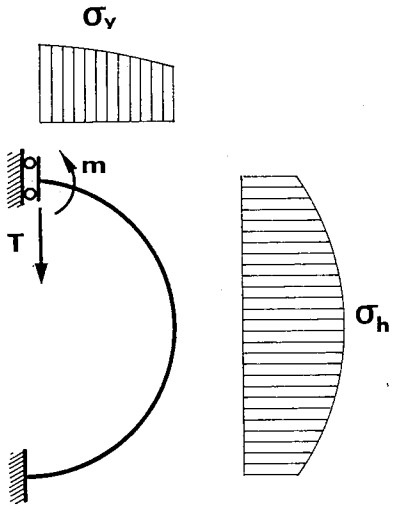


Fig. 18.24 – Schema di calcolo di un rivestimento chiuso.

Definiti, in base alla natura dei terreni ed al tipo di rivestimento, i diagrammi delle pressioni verticali ed orizzontali, il calcolo del rivestimento, di sezione chiusa, diventa quello dell'elemento strutturale, semplificato per la simmetria, il cui schema statico è disegnato nella fig. 18.24. La sicurezza di tale elemento può valutarsi, come per qualsiasi altra struttura, mediante:

a) calcolo delle tensioni ammissibili per le condizioni di esercizio;

b) calcolo dello stato limite ultimo (metodo semiprobabilistico degli stati limiti).

18.6.2 Metodo generale delle tensioni ammissibili.

Le sollecitazioni nelle sezioni vengono calcolate per le condizioni di esercizio nell'ipotesi di comportamento lineare.

Il problema si riduce a calcolare la struttura iperstatica di fig. 18.24, con

gli usuali metodi di calcolo delle strutture elastiche piane. La soluzione, per alcuni andamenti della linea media del rivestimento (circolare, ellittica), e spessore costante, è nota e si legge nei manuali; negli altri casi è estremamente semplice disponendo di un calcolatore, anche di modesta potenza.

Un modo di procedere con l'elaboratore può essere quello di seguito descritto.

1) si disegna la linea d'asse e si stabilisce un legge di variazione dello spessore del rivestimento;

2) si discretizza la struttura mediante conci ad asse rettilineo, rigidamente collegati, mutuamente, alle loro estremità. I conci sono sottoposti alla pressione del terreno ed al peso proprio ripartito.

In tal modo la struttura è trasformata in un telaio elastico piano, con un numero di nodi (punti di intersezione tra gli assi di due conci contigui):

$$n = n_c + 1$$

in cui n_c è il numero dei conci discretizzanti, avendo considerato come nodi anche i vincoli.

Poichè il vettore degli spostamenti di ogni nodo ha tre componenti (δ_x, δ_y, φ) il sistema risolvente, utilizzando un metodo delle deformazioni, è costituito da $3\,n$ equazioni in $3\,n$ incognite.

Risolto il telaio equivalente, e conosciuto, quindi, l'andamento delle sollecitazioni M, N, T, si procede alle verifiche controllando che in ogni sezione:

– nel conglomerato:

$$\sigma_{c\ \max} \leq \bar{\sigma}_c = \frac{R'_{bk}}{\eta_c} \tag{18.29'}$$

– nell'armatura:

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \frac{R'_{ak}}{\eta_a} \tag{18.29''}$$

in cui $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_a$ sono le tensioni ammissibili, ammesse dalla normativa, per il conglomerato compresso e per l'acciaio.

Ove le (18.29) non fossero rispettate in alcune sezioni, si varia la legge degli spessori o, se possibile, l'andamento della linea d'asse e si ripete il procedimento.

Qualora si ritenga necessario tener conto dell'interazione terreno struttura, si possono inserire ai nodi del telaio equivalente una serie di molle per le quali vale l'equazione di deformazione $p = k\,\delta$. Altri modelli elastici possono essere utilizzati per la definizione delle molle; per questi si rimanda al vol. I (tabella 10.2 pag. 752).

18.A.1 Calcolo delle sollecitazioni in forma chiusa. (1)

Si applica il procedimento di calcolo tradizionale del rivestimento di una galleria per il caso generale in cui lo schema statico possa essere ricondotto ad un arco a sezione costante con cerniere fisse al piede.

Si ipotizza cioè che il terreno non ostacoli la rotazione delle sezioni di base del rivestimento prodotte dalla sua inflessione.

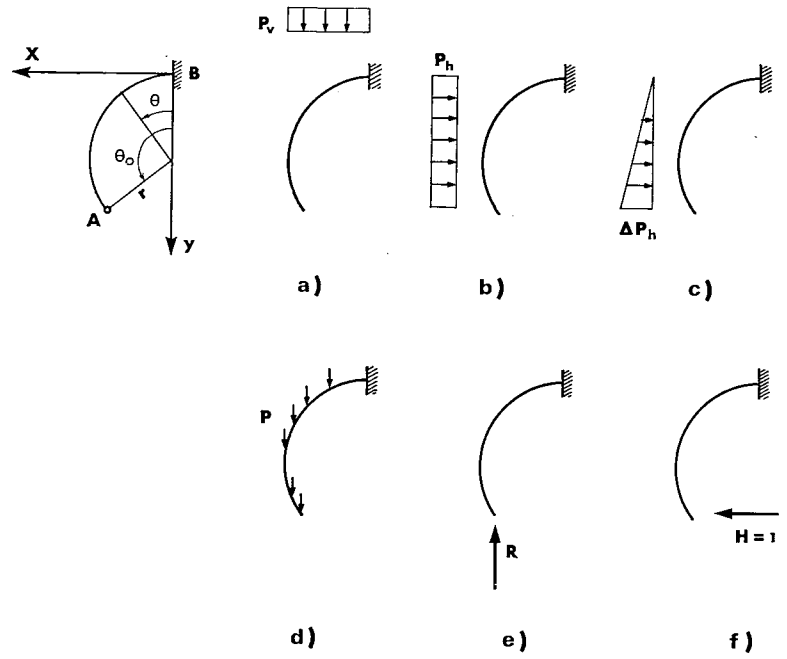


Fig. 18.A.1.1 – Schemi delle azioni parziali agenti sul rivestimento di una galleria.

Il procedimento può essere esteso ad altre ipotesi di vincolo inserendo facilmente le condizioni volute.

La fig. 18.A.1.1 illustra le singole situazioni di carico per le quali il corrispondente stato di sollecitazione è fornito dalle seguenti espressioni:

– pressione verticale (*a*):

$$M_\theta = -\, p_v\, r^2 \left(\frac{1}{4} \cos 2\,\theta + \sin^2 \theta - \sin \theta + 0{,}25 \right) \qquad 0^o \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$N_\theta = -\, p_v\, r \sin \theta\, (1 - \sin \theta) \qquad 0^o \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

(1) Le applicazioni di questo capitolo sono state sviluppate dall'ing. S. Tremi Proietti.

– pressione orizzontale costante (*b*):

$$M_\theta = -\, p_h\, r^2\, \frac{1}{2}\, (\cos^2\theta + \cos^2\theta_0 - 2\cos\theta\cos\theta_0)$$

$$N_\theta = \quad p_h\, r\, \cos\theta\, (\cos\theta - \cos\theta_0)$$

– pressione orizzontale variabile (*c*):

$$M_\theta = -\, \Delta p_h\, \frac{r^2}{1-\cos\theta_0}\, (\cos^2\theta + \cos^2\theta_0 - 2\cos\theta\cos\theta_0)\left(\frac{1-\cos\theta}{2} + \frac{\cos\theta - \cos\theta_0}{3}\right)$$

$$N_\theta = \quad \Delta p_h\, \frac{r}{2}\, \frac{\cos\theta}{1-\cos\theta_0}\, [(1-\cos\theta_0)^2 - (1-\cos\theta)^2]$$

– peso proprio (*d*):

$$M_\theta = -\, r^2\, p\, (\cos\theta + \theta\sin\theta - \theta_0\sin\theta - \cos\theta_0)$$
$$N_\theta = -\, r\, p\, (\theta_0 - \theta)\sin\theta$$

– reazione verticale (*e*):

$$M_\theta = R\, r\, (\sin\theta_0 - \sin\theta)$$
$$N_\theta = R\sin\theta$$

dove: $R = p_v\, r$ per il carico verticale

$$R = p\, \frac{\theta_0}{180}\, \pi\, r \text{ per il peso proprio}$$

– spinta al piede unitaria (*f*):

$$M_\theta = H\, r\, (\cos\theta - \cos\theta_0)$$
$$N_\theta = -\, H\cos\theta$$

La reazione orizzontale alla cerniera (iperstatica) viene valutata dal rapporto fra il suo spostamento prodotto da tutti i carichi esterni, applicati sullo schema isostatico e quello dovuto alla spinta orizzontale unitaria applicata nella cerniera stessa.

Trascurando il contributo alla deformazione dovuto allo sforzo normale [1] si ha:

– spostamento dovuto ai carichi esterni

$$\delta = \int_B^A \frac{M\, (y_A - y)}{E\, J}\, ds \text{ verso l'interno}$$

– spostamento dovuto al carico unitario

$$\delta_{H=1} = \int_B^A \frac{(y_A - y)^2}{E\, J}\, ds \text{ verso l'esterno}$$

---

[1] Trascurare il contributo dello sforzo normale N non è lecito quando la curva delle pressioni si discosta poco dall'asse geometrico, in questo caso infatti, il momento M ha valori modesti, per cui lo sforzo N acquista notevole importanza.

— valore della spinta H

$$H\ \delta_{H=1} = \delta \times 1$$

$$H = \frac{\delta}{\delta_{H=1}}$$

Nota l'incognita iperstatica H è immediato risalire alle sollecitazioni in tutte le sezioni.

Si applica il procedimento di calcolo esposto al rivestimento della galleria il cui schema è segnato in fig. 18.A.1.2.

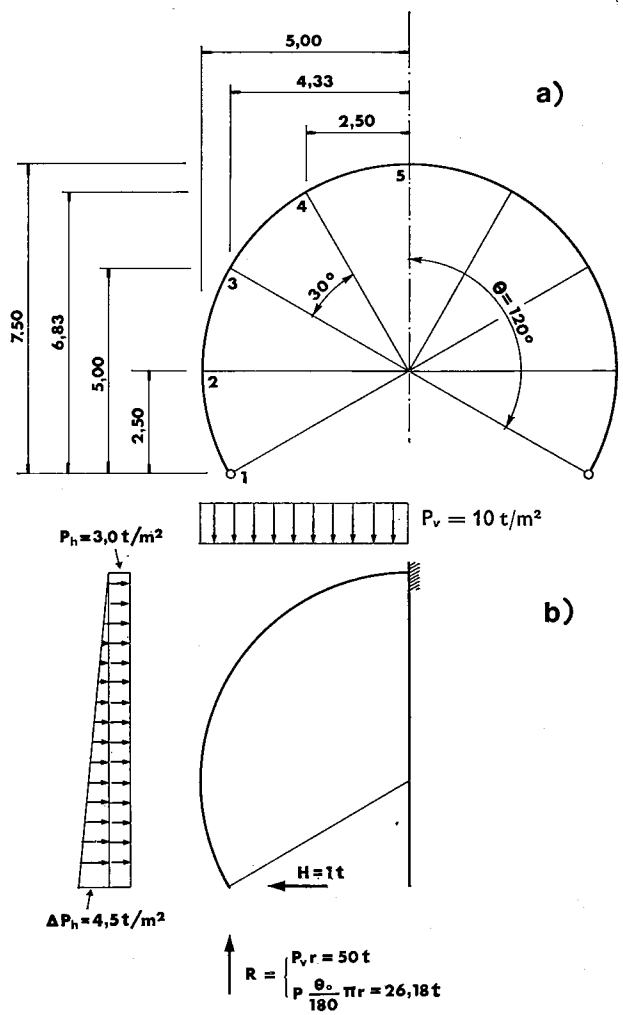


Fig. 18.A.1.2 – Rivestimento di una galleria circolare: *a*, sezioni di verifica; *b*, azioni esterne.

Definito lo schema isostatico ausiliario e le sezioni per le quali si vogliono calcolare gli sforzi N ed M si trovano i valori riportati nelle seguenti tabelle:

M_θ (tm)

Sezione		Carico						
		a	b	c	d	e		f
						$p_v r$	$p\frac{\theta_0}{180}\pi r$	
1	120°	0	0	0	0	0	0	0
2	90°	0	− 9,37	− 12,5	1,47	− 33,5	− 17,54	2,50
3	60°	− 2,24	− 37,5	− 43,75	− 5,82	0	0	5,00
4	30°	− 31,25	− 69,97	− 73,10	− 36,28	91,5	47,9	6,83
5	0°	− 125,0	− 84,37	− 84,37	− 93,75	216,5	113,06	7,50

N_θ (t)

1	120°	0	0	0	0	43,3	22,67	0,5
2	90°	0	0	0	− 6,54	50,0	26,18	0
3	60°	− 5,8	7,5	7,5	− 11,33	43,3	22,67	− 0,5
4	30°	− 12,5	17,74	14,5	− 9,81	25,0	13,09	− 0,87
5	0°	0	22,5	16,87	0	0	0	− 1,0

Lo spostamento dovuto ai carichi esterni (verso l'interno) vale:

$$\delta = \frac{3475{,}58}{E\,J}$$

Lo spostamento dovuto al carico unitario (verso l'esterno) vale:

$$\delta_{H=1} = \frac{277{,}57}{E\,J}$$

La spinta al piede H è pertanto

$$H = \frac{3475{,}58}{277{,}57} = 12{,}52\ \text{t}$$

Le sollecitazioni flettenti e gli sforzi normali risultanti sono rappresentati in figura 18.A.1.3.

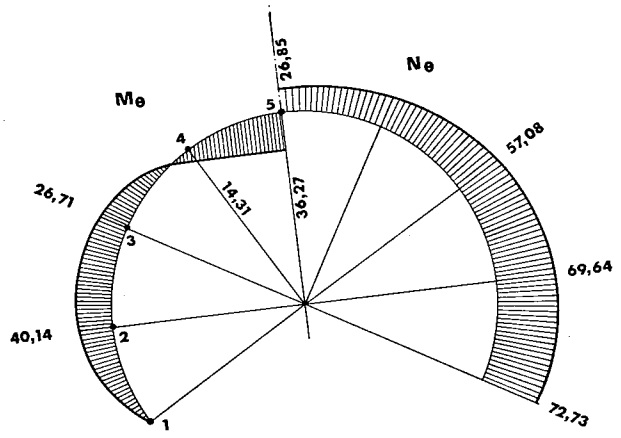


Fig. 18.A.1.3 – Diagrammi dei momenti e degli sforzi normali.

18.A.2 Calcolo del rivestimento valutando l'interazione con il terreno mediante molle fittizie.

Nella fig. 18.A.2.2 sono illustrati i risultati del calcolo del rivestimento di una galleria eseguito schematizzando la struttura ad elementi monodimensionali e tenendo conto dell'interazione con il terreno attraverso la presenza di una serie di molle elastiche, la cui equazione di deformazione è $p = k\,\delta$ (v. fig. 18.A.2.1).

Nella fig. 18.A.2.2 *a* sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e delle pressioni di contatto con il terreno nell'ipotesi che il rivestimento sia libero di deformarsi orizzontalmente.

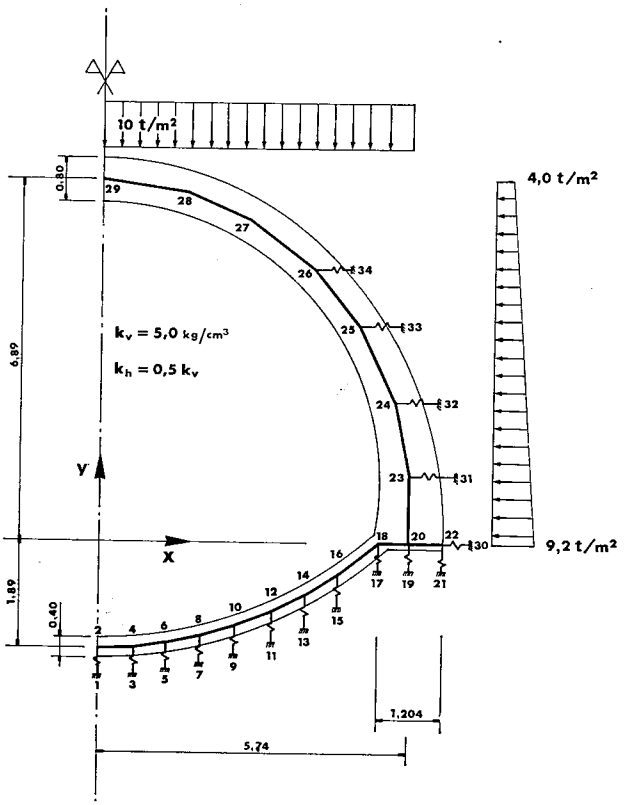


Fig. 18.A.2.1 – Schematizzazione con molle fittizie della interazione rivestimento-terreno.

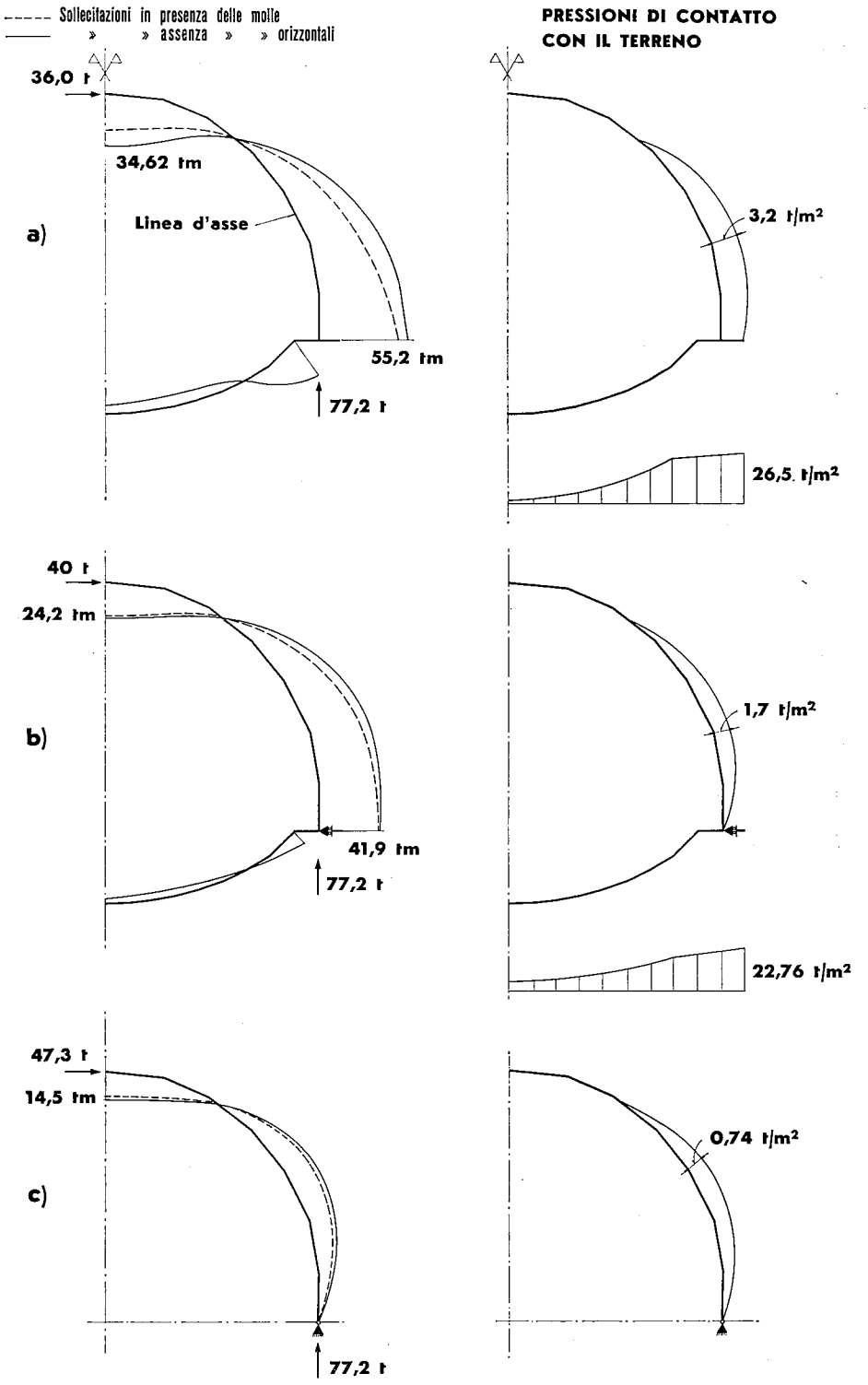


Fig. 18.A.2.2 – Influenza della presenza delle molle reattive orizzontali sui diagrammi delle sollecitazioni di un rivestimento e pressioni di contatto con il terreno: *a*) nell'ipotesi di basi libere di scorrere orizzontalmente; *b*, nell'ipotesi di basi impedite di spostarsi orizzontalmente; *c*, per basi vincolate a cerniera ed assenza dell'arco rovescio.

mente nel suo piano ovvero venga ostacolato da un sistema di molle orizzontali di contenimento della sua deformazione.

Si è ripetuto il calcolo nell'ipotesi che la sezione di base del rivestimento sia impedita di spostarsi secondo l'asse orizzontale: si è ipotizzato, cioè, che l'attrito sia capace di impedire tale spostamento.

I risultati sono illustrati nella fig. 18.A.2.2 *b*. La fig. 18.A.2.2 *c*, infine, mostra il caso di assenza dell'arco rovescio e di vincolo a cerniera della base.

18.A.3 Schematizzazione agli elementi finiti di un rivestimento.

a) Si studia una galleria profonda con rivestimento rigido (fig. 18.A.3.1), che attraversa terreni appartenenti al complesso arenaceo-marnoso; si tratta di arenarie più o meno cementate in strati che presentano un notevole addensamento, scarsa compressibilità ed elevata resistenza al taglio.

b) *Carichi agenti sul rivestimento.*

I carichi agenti sul rivestimento vengono valutati secondo le teorie di Ritter e Protodyakonov.

Si assume, data la natura del terreno, che sia presente solo la spinta verticale in calotta.

La galleria sarà costruita con l'ausilio di centine metalliche che verranno poi annegate nel getto del rivestimento.

Il metodo di avanzamento adottato consente alla roccia di decomprimersi parzialmente; è lecito ammettere, cioè, che si formi un anello di roccia plasticizzato ossia un arco di scarico.

Il rivestimento è di tipo « rigido » per cui si esclude che la struttura, deformandosi, interagisca con il terreno.

Teoria di Ritter.

Il diagramma di carico considerato è di tipo parabolico, con:

$$h_p = \frac{b_1^2}{16\ \xi}$$

dove:

$$\xi = \frac{c}{\gamma}$$

$$b_1 = b + 2\ h\ \mathrm{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ (Engesser)}$$

essendo:

c = coesione
γ = peso specifico
b = larghezza trasversale galleria
h = altezza galleria

assumendo:

$\xi = 5$ $\quad \gamma = 2{,}0$ t/m^3 $\quad \varphi = 40^\circ$
$b = 12{,}66$ m
$h = 8{,}32$ m

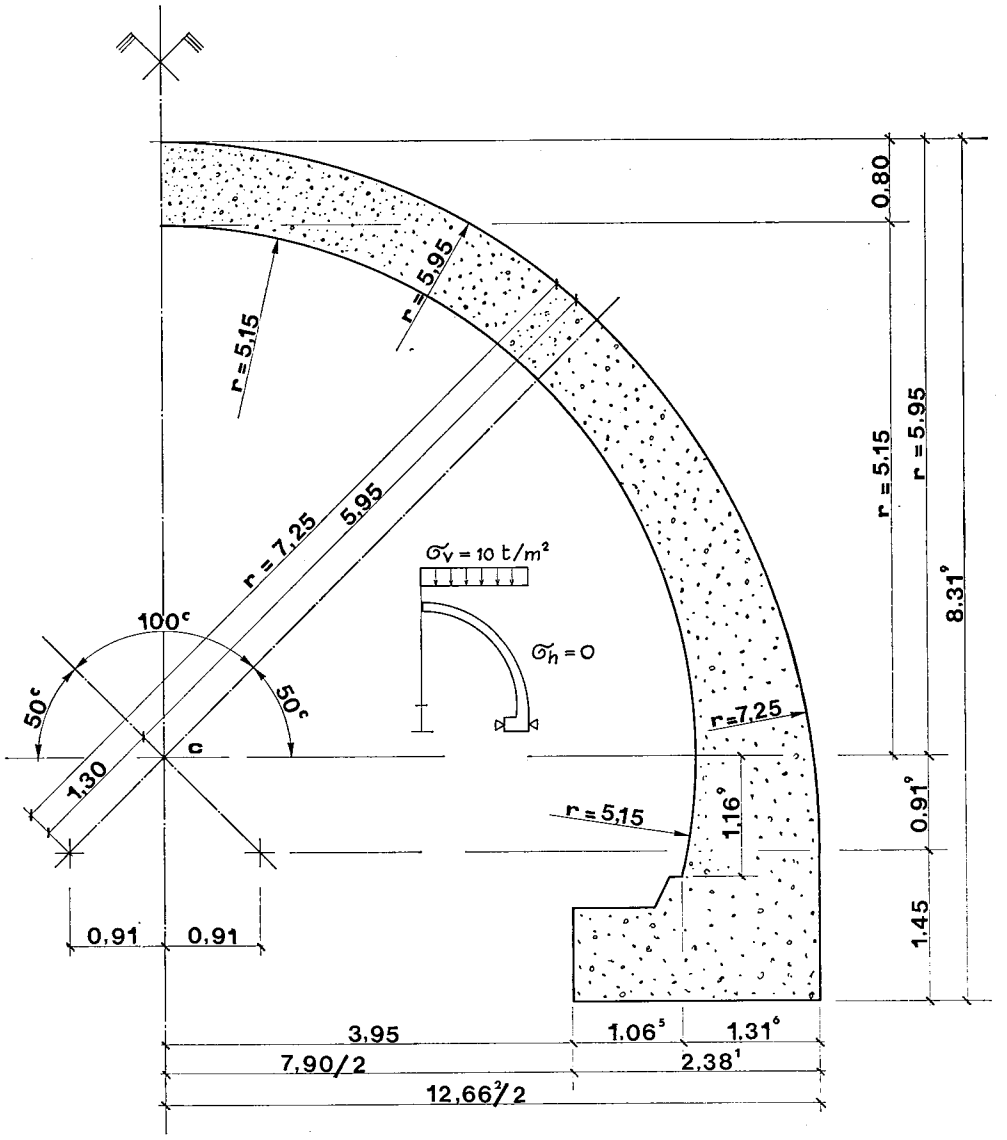


Fig. 18.A.3.1 – Rivestimento di una galleria in terreno arenaceo marnoso.

si ottiene:

$$b_1 = 12{,}66 + 2 \times 8{,}32 \text{ tang} \left(45^\circ - \frac{40}{2}\right) = 20{,}4 \text{ m}$$

$$h_p = \frac{\overline{20{,}4}^2}{16 \times 5} = 5{,}2 \text{ m}$$

Teoria di Protodyakonov.

Il diagramma di carico considerato è come il precedente con:

$$h_p = \frac{b_1}{2f} \qquad b_1 = b + 2\,h\,\mathrm{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

f = coefficiente di resistenza

$$f = \frac{\sigma_{fk}}{100} \qquad \sigma_{fk} = \text{resistenza cubica}$$

questo coefficiente è stato tabellato dallo stesso Protodyakonov e si può assumere pari a $f = 2$, per cui si ha:

$$h_p = \frac{20{,}4}{2 \times 2} = 5{,}1 \text{ m}$$

Nota. La valutazione dell'altezza di carico è del tutto prudenziale avendo assunto $f = 2$ (valore minimo della tabella di Protodyakonov) e $z = 5$ nel caso precedente che corrisponderebbe ad una coesione di 10 t/m² piuttosto bassa per un'arenaria.

c) *Criteri di calcolo.*

La struttura è stata schematizzata con elementi finiti del tipo « lastra » (figura 18.A.3.2), disposti con la normale parallela all'asse longitudinale della galleria.

Il numero degli elementi (176) in cui viene schematizzata la struttura è sufficientemente grande per descriverla con buona accuratezza.

Lo stato tensionale nell'elemento è considerato variabile con legge lineare all'interno dell'elemento stesso, pertanto i « diagrammi delle σ » indicati in fig. 18.A.3.4 rappresentano piuttosto fedelmente la distribuzione reale di « σ ».

Lo spessore degli elementi finiti è stato assunto pari a 1 cm per il rispetto dei dati geometrici di questo tipo di elemento, e le azioni sono riferite alla stessa profondità di 1 cm.

Per verificare la validità della schematizzazione adottata, la galleria è stata calcolata (per il solo peso proprio), anche con uno schema a telaio, suddividendo cioè la struttura in tanti elementi con comportamento a trave. Per questi ultimi si è tenuto conto della deformabilità per taglio in quanto, trattandosi di travi tozze, considerare la sola deformabilità flessionale avrebbe comportato qualche inesattezza.

Dai risultati dei due tipi di calcolo emerge una coincidenza notevole delle deformazioni (fig. 18.A.3.2). In particolare se si fa riferimento all'abbassamento in chiave si ha:

$y = 0{,}27\ 10^{-3}$ m elementi finiti tipo lastra

$y = 0{,}24\ 10^{-3}$ m elementi tipo trave

È stato quindi condotto il calcolo per la struttura soggetta al carico del terreno per la sola schematizzazione con elementi finiti tipo lastra.

Al fine di poter mettere in conto il peso proprio con precisione (evitando cioè di assegnarlo come carico nodale esterno), non essendo gli elementi lastra dotati di peso, si è ritenuto di accoppiarli con elementi piastra (dotati di peso) assegnando modulo trascurabile a questi ultimi.

La schematizzazione della struttura con soli elementi piastra avrebbe richiesto un numero di elementi molto più elevato (circa il doppio) per ottenere gli stessi risultati;

Fig. 18.A.3.3 – Scostamento della curva delle pressioni dalla curva d'asse del rivestimento.

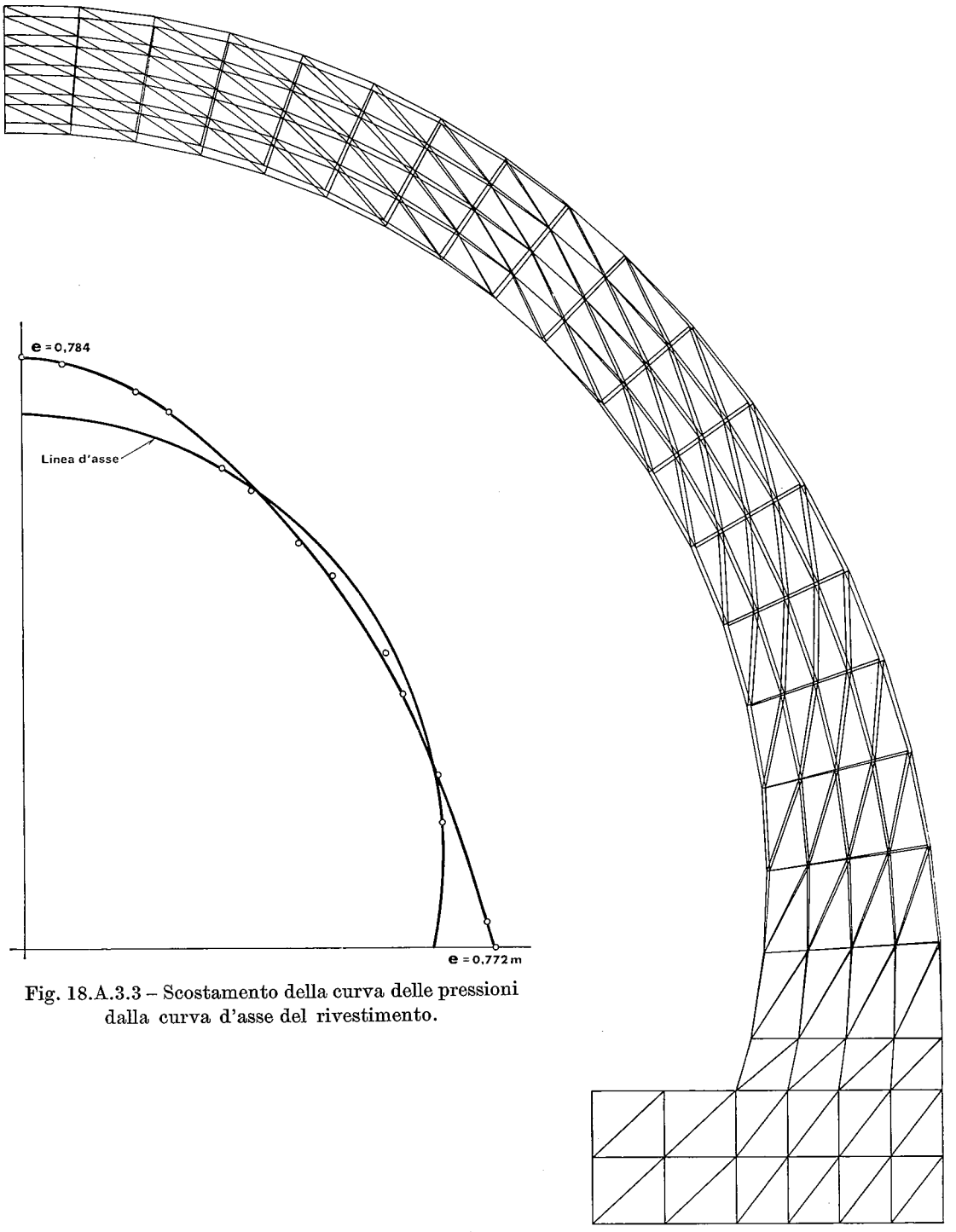


Fig. 18.A.3.2 – Deformazione del rivestimento.

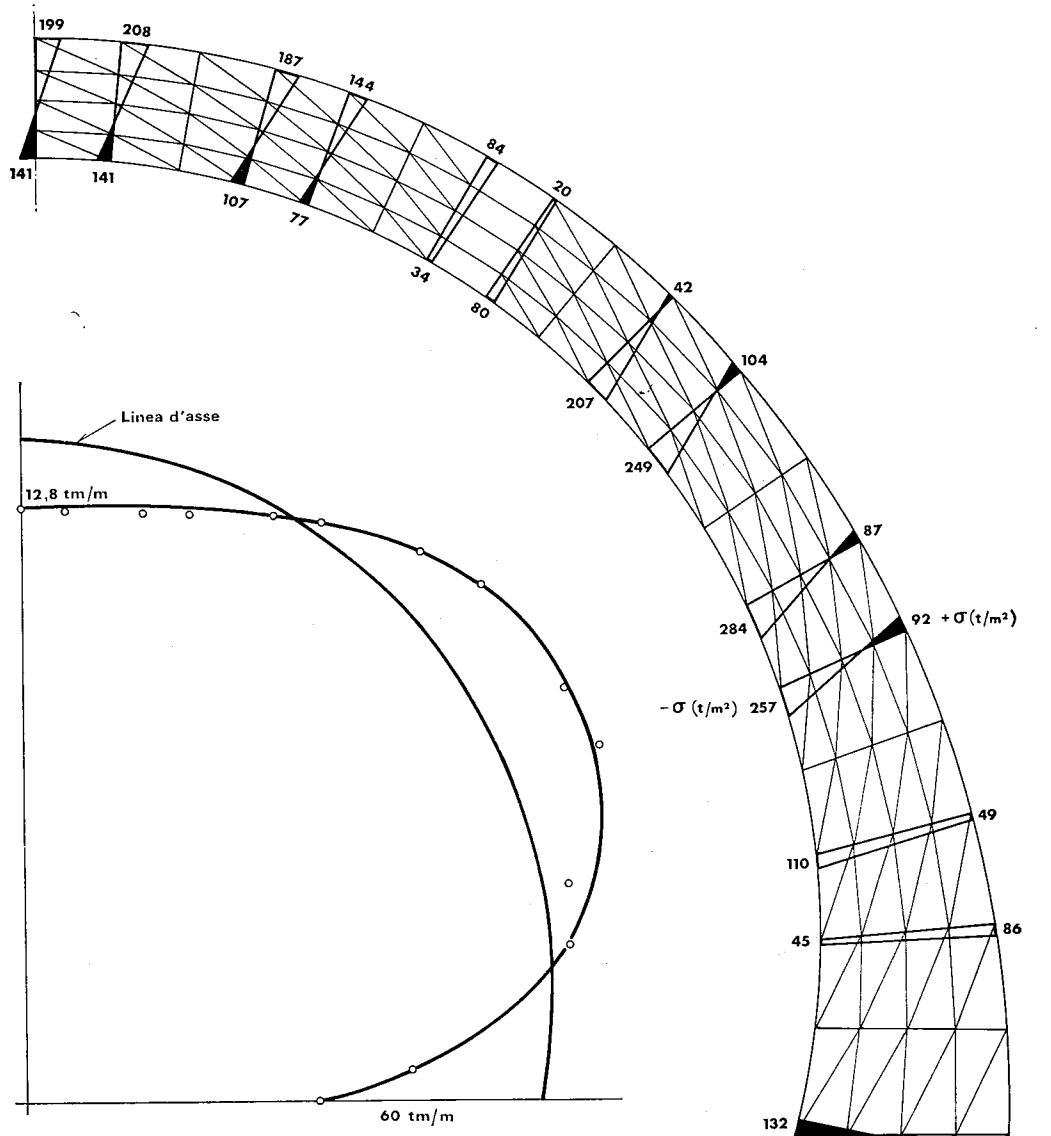


Fig. 18.A.3.5 – Diagramma dei momenti del rivestimento.

Fig. 18.A.3.4 – Stato tensionale del rivestimento. Le parti campite dei diagrammi indicando tensioni di trazione.

ciò perchè lo stato tensionale nell'elemento è considerato costante, all'interno dell'elemento stesso.

Il calcolo è stato svolto nell'ipotesi di comportamento elastico dei materiali e conservazione delle sezioni piane.

d) *Risultati del calcolo.*

I risultati del calcolo sono riportati nelle figure 18.A.3 (2, 3. 4, 5).

Come si può osservare dalla fig. 18.A.3.3 le trazioni massime nel calcestruzzo non superano il valore di 150 t/m², del tutto accettabili per un calcestruzzo con resistenza caratteristica pari a 2500 t/m².

18.6.3 Metodo semiprobabilistico degli stati limiti.

Il metodo viene applicato, limitatamente alla verifica della stabilità con riferimento allo stato limite ultimo, attraverso coefficienti di sicurezza determinati da criteri probabilistici (Cap. 12).

Il metodo può essere usato o considerando lo stato limite ultimo della sezione più sollecitata, ed allora è il calcolo della sezione che incide sul risultato, ovvero valutando il collasso totale di insieme, nel quale si fa appello alla iperstaticità della struttura per chiamare in causa, attraverso una ridistribuzione delle sollecitazioni, affidata alla duttilità della struttura, la collaborazione di altre zone, che hanno ancora capacità di collaborare alla resistenza di insieme.

18.6.3.1 *Stato limite ultimo per rottura localizzata.* — Si considera lo stato limite ultimo della sezione più sollecitata, dopo aver calcolato la distribuzione delle sollecitazioni lungo il rivestimento con il metodo delle tensioni ammissibili.

La verifica consiste nel controllare che il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione prodotto dai carichi di calcolo:

$$P' \begin{Bmatrix} \eta_s N \\ \eta_s M \end{Bmatrix} \geq P \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \tag{18.30}$$

risulti interno al dominio di resistenza della sezione considerata. Oppure, nell'ipotesi molto semplificativa che N ed M crescano con uguale legge, calcolare il coefficiente di sicurezza dei carichi:

$$\eta_s = \frac{N_u}{N} = \frac{M_u}{M} \tag{18.31}$$

Poichè sono, oramai, disponibili i domini di resistenza delle sezioni rettangolari (1), il metodo non presenta maggiori difficoltà di quello delle tensioni ammissibili.

---

(1) DI CHIARA-TREMI-ZANETTI, « *Manuale per il calcolo allo stato limite ultimo* », Hoepli.

CALZONA-DOLARA-GIANNINI, « *Il calcolo della sezione in c.a. nello stato limite ultimo per tensioni normali* », Hoepli.

18.6.3.2 *Stato limite ultimo per collasso di insieme.*

18.6.3.2.1 Metodo di calcolo. — Procedimenti di calcolo delle sollecitazioni dei rivestimenti delle gallerie, di aspetto rigoroso, nel dominio della elasticità, con ampio uso degli elaboratori, contrastano con la grande aleatorietà della valutazione della grandezza e distribuzione delle azioni del terreno usualmente schematizzate su condizioni limiti dell'equilibrio del corpo premente di roccia. Appare allora più logico verificare la stabilità attraverso le condizioni limiti ultime, ossia di collasso, anche del rivestimento, criterio questo particolarmente appropriato per i rivestimenti deformabili in cui l'interazione è più sentita.

La condizione di equilibrio limite ultima dell'insieme viene raggiunta mediante l'inserimento nella struttura di zone a deformazione plastica (cerniere) per effetto della fessurazione e, trattandosi di struttura staticamente indeterminata, essa viene raggiunta per la labilità offerta da $n + 1$ cerniere, se n è il grado di iperstaticità, e nella sua evoluzione verso il collasso passa attraverso la fase isostatica, per n^x cerniere, se l'innesco di tutte le cerniere non è contemporaneo.

La labilità dello schema consente che si verifichino, in extremis, proprio quegli spostamenti, prevalentemente rigidi, che danno luogo a distribuzione delle pressioni del terreno, di solito postulate anche nel valutare le sollecitazioni di un rivestimento in condizione di esercizio. Di qui la validità del riferimento al collasso per il dimensionamento dei rivestimenti delle gallerie.

Essendo la struttura schematizzabile in un anello tre volte iperstatico, il problema consiste, allora, nell'individuare la posizione di quattro zone plastiche (cerniere: le tre di iperstaticità più una) che rendono la struttura labile, con il minor coefficiente moltiplicatore delle azioni. La ricerca non sarebbe agevole in quanto le cerniere dovrebbero essere ubicate nelle sezioni maggiormente cimentate dallo sforzo combinato di pressione e flessione, la cui posizione dipende dalla variazione di spessore del rivestimento e dalla legge di distribuzione delle pressioni di contatto.

Peraltro, l'ipotesi semplicistica di bisimmetria delle pressioni, rispetto agli assi verticali ed orizzontale, può essere accolta essendo, certamente, meno azzardata di tante altre del calcolo tradizionale, cosicchè le quattro cerniere cadono sugli assi verticale ed orizzontale (fig. 18.25 *a*). Fissata la posizione delle cerniere per l'individuazione del moltiplicatore di rottura è allora sufficiente il teorema statico.

Lo stato limite ultimo, ossia di collasso, è caratterizzato da quel moltiplicatore η_s dei carichi di esercizio per cui le tensioni in tutte le sezioni di cerniera hanno raggiunto la resistenza caratteristica R_{bk} del materiale, penalizzato da un coefficiente η_m di minorazione.

Va osservato che, usualmente, il coefficiente η è un moltiplicatore unico di tutte le forze che agiscono sulla struttura stessa, ossia si fanno aumentare tutte le azioni con la stessa legge, nella evoluzione verso il collasso, il che significa che resta invariata la legge di distribuzione delle azioni stesse.

Tale situazione, valida per le usuali strutture sottoposte a forze esterne che rispettano tale condizione, non lo è per le strutture che ricevono l'azione dal contatto con il terreno di cui non solo la intensità delle azioni ma soprattutto la loro distribuzione, è regolata dalla deformazione e quindi dalla interazione terreno-struttura. Così è per una galleria ove la legge di distribuzione delle pressioni sul rivestimento, nell'interazione terreno-struttura, varia continuamente nell'evolversi della deformazione del rivestimento nell'approccio al collasso.

L'ipotesi che lungo tutto il perimetro le pressioni crescano con la stessa legge, quindi, non soddisfa od almeno va applicata con opportune riserve. In particolare non sembra possa essere mantenuto costante il rapporto fra pressione verticale sul cielo e pressione orizzontale sui fianchi del rivestimento, il che influisce sensibilmente sul risultato. Stabilito un valore del rapporto fra pressioni orizzontale e verticale, $\alpha = \sigma_h/\sigma_v$, si trae un coefficiente di sicurezza strettamente legato a tale rapporto ma tale coefficiente può non essere il minore assoluto.

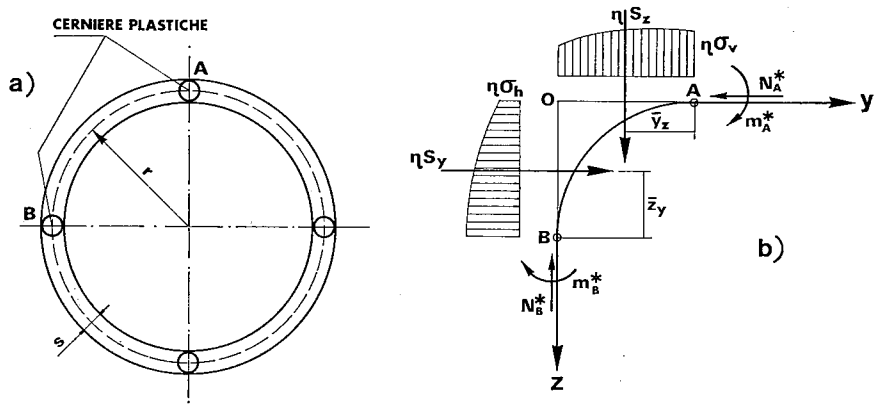


Fig. 18.25 – Schema di calcolo dello stato limite ultimo di un rivestimento circolare.

Appare quindi la necessità di interpretare la sicurezza al collasso in modo diverso da quello tradizionale delle usuali strutture d'ingegneria ove esso è più chiaro, od almeno appare tale, in quanto l'indagine per il rivestimento non può essere limitata al moltiplicatore delle forze che porta al collasso per un solo valore di α.

Disatteso, quindi, il criterio usuale, il metodo può essere adattato al caso particolare dei rivestimenti delle gallerie inserendo nel calcolo una ulteriore variabile, espressa proprio dal rapporto α delle pressioni orizzontali sui fianchi e verticale sul cielo, rapporto che può variare fra K_a e K_p (in particolare $\alpha \simeq K_0$ a lungo termine in terreni normalconsolidati).

L'anello risulta pertanto sollecitato (fig. 18.25 *b*) da una pressione verticale $\eta\, S_y$, definita dal moltiplicatore η, ed una orizzontale $\eta\, \alpha\, S_y$ dipendente dai due coefficienti η ed α.

La ricerca della sicurezza viene così affrontata attraverso quattro variabili avendosi, però, a disposizione solo tre equazioni di equilibrio. Si presta allora il calcolo iterativo nel quale si ricercano, per successive approssimazioni, le due coppie di valori η ed α, che generano il meccanismo di collasso. Il calcolo non è immediato, in quanto si opera su un dominio di rottura $M - N$.

Poichè per la validità del metodo è necessario che la, o le, sezioni, in cui per prime si sono formate le cerniere, possano ruotare e resistere senza variazione del momento, fino alla formazione delle altre cerniere, necessarie a rendere la struttura labile, tale metodo è applicabile per i rivestimenti armati, con sezioni sufficientemente duttili, tali da consentire l'incremento di carico fino alla formazione dell'ultima cerniera.

Il metodo, pur con tutte le riserve relative alla esigenza di duttilità delle sezioni essendo queste sottoposte, in generale, ad un rilevante sforzo normale, per la sua semplicità analitica si presta ad una valutazione critica del rapporto tra pressioni verticali ed orizzontali e della sua influenza sul moltiplicatore di collasso delle pressioni.

18.6.3.2.2 Applicazione al rivestimento circolare — Se ne illustra di seguito l'applicazione al rivestimento, ad asse circolare e sezione resistente costante, sollecitato da diagrammi delle pressioni σ_v e σ_h, simmetrici rispetto all'asse verticale. In tal modo, nello stato limite ultimo, la posizione delle cerniere plastiche è quella di fig. 18.25 *a*.

Indicando con r il raggio medio del rivestimento e con s lo spessore, la risultante delle pressioni verticali, per le condizioni d'esercizio (18.49), è:

$$S_z = \int_0^{r+s/2} \sigma_v \, dy \tag{18.32'}$$

e quella delle pressioni orizzontali:

$$S_y = \int_0^{r+s/2} \sigma_h \, dz \tag{18.32''}$$

La distanza di S_z ed S_y dal centro 0 (fig. 18.25 *b*) sono:

$$\bar{y}_z = \frac{1}{S_z} \int_0^{r+s/2} \sigma_v \, y \, dy \tag{18.33}$$

$$z_y = \frac{1}{S_y} \int_0^{r+s/2} \sigma_h \, z \, dz \tag{18.34}$$

Per l'equilibrio dell'elemento A-B alla rotazione rispetto ad O (v. fig. 18.25 *b*) ed alla traslazione rispetto y e z, nell'ipotesi di unico moltiplicatore η per le pressioni verticali ed orizzontali, viene

$$\begin{cases} \eta \, S_z \, (r - \bar{y}_z) - \eta \, S_y \, (r - \bar{z}_y) = m_A^* + m_B^* \\ N_A^* = \eta \, S_y \\ N_B^* = \eta \, S_z \end{cases} \tag{18.35}$$

Se si ipotizza che tra S_z e S_y esista un legame lineare:

$$S_y = \alpha \, S_z \tag{18.36}$$

le (18.36) diventano:

$$\begin{cases} \eta \, S_z = \dfrac{m_A^* + m_B^*}{\Theta} \\ N_A^* = \eta \, \alpha \cdot S_z \\ N_B^* = \eta \, S_z \end{cases} \tag{18.37}$$

essendo $\Theta = + r - \bar{y}_z - \alpha \, (r - \bar{z}_y)$.

Il sistema di equazioni (18.37) unitamente al legame tra sforzi normali (N^*) e momenti (m^*) di rottura delle sezioni A e B, rappresentato dalla curva di interazione $N^* - m^*$ della sezione (fig. 18.26), permette di calcolare il moltiplicatore di collasso η in funzione di α e S_z.

Essendo infatti:

$$\begin{aligned} m_A^* &= f \, (N_A^*) = f \, (\eta \cdot \alpha \cdot S_z) \\ m_B^* &= f \, (N_B^*) = f \, (\eta \cdot S_z) \end{aligned} \tag{18.38}$$

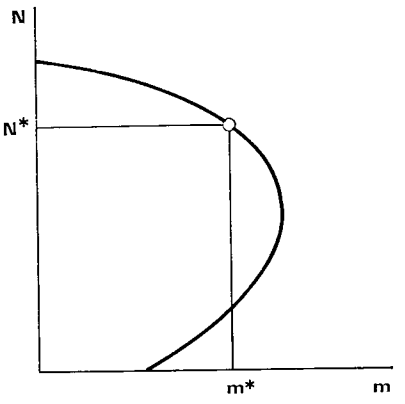


Fig. 18.26 – Dominio di rottura m-N di una sezione.

dalla prima delle (18.37) si ricava:

$$\eta = \frac{1}{\Theta \, S_z} \left[f \, (\eta \, \alpha \, S_z) + f \, (\eta \cdot S_z) \right] \tag{18.39}$$

Operativamente, piuttosto che definire analiticamente il legame espresso dalle (18.37), conviene procedere per iterazione: per un prescelto $\alpha = \alpha_1$ si

dà ad η un primo valore $\eta = \eta_1$; calcolati N_A^* e N_B^* mediante le (18.37), tramite la curva di interazione (N^*, m^*) si ricavano i momenti m_A^* ed i m_B^*, corrispondenti ad N_A^* ed N_B^*, e quindi dalla prima delle 18.37 un coefficiente

$$\eta = \frac{m_A^* + m_B^*}{S_z \, \Theta} \tag{18.40}$$

Se risulta $\eta = \eta_1$ il procedimento ha termine, altrimenti si prosegue per altri valori η_1'; η_1'' ... fino ad ottenere la coincidenza.

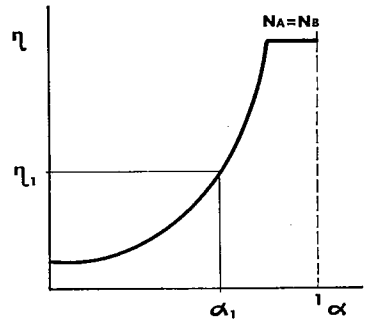


Fig. 18.27 – Influenza del valore del rapporto delle pressioni α sul valore del moltiplicatore di collasso.

Ripetendo il procedimento per diversi valori di α è possibile ottenere un grafico, del tipo di fig. 18.27, che permette di analizzare l'influenza di α sul moltiplicatore di collasso. Se si cambiano le caratteristiche resistenti del rivestimento, variando lo spessore e la percentuale di armatura, si ottengono diverse curve nel diagramma come in fig. 18.A.4.2 *b*.

Il progetto di rivestimento diventa così un problema di ottimizzazione tra costo del rivestimento e sicurezza desiderata η, entro un prescelto campo del rapporto α tra pressioni verticali ed orizzontali.

18.A.4 Dimensionamento a rottura di un rivestimento circolare.

Per la galleria illustrata in figura 18.A.4.1 si vuole definire la curva η-α per due diverse percentuali di armatura del rivestimento.

Supponendo che tutto il terreno di tipo normalconsolidato ($K_0 = 0{,}5$) sovrastante il rivestimento gravi su di esso si determina la risultante delle pressioni verticali su 1/4 di rivestimento è:

$$S_z = \gamma \, t \, r = 1{,}8 \times 15{,}00 \times 5{,}0 = 135{,}0 \text{ t}$$

Si fissa un valore di α, per esempio $\alpha = 0{,}4$ ed un valore di η di primo tentativo: $\eta_1 = 1{,}5$. Ciò posto si ricava:

$$N_B^* = \eta_1 \, S_z = 202{,}5 \text{ t}$$

Entrando (1) con il valore trovato di N_B^* nel dominio di rottura della sezione del

(1) Vedi nota a pag. 637.

rivestimento per $\mu = 0{,}45\%$ essendo $A_f = A_f'$ (fig. 18.A.4.2) si ricava il momento ultimo corrispondente:

$$m_B^* = 236{,}5 \text{ tm}$$

Avendo posto $\alpha = 0{,}4$ è immediatamente definito lo sforzo normale nella sezione A ed il corrispondente momento ultimo:

$$N_A^* = \alpha\, \eta_1\, S_z = 81{,}0 \text{ t}$$
$$m_A^* = 187{,}0 \text{ tm}$$

essendo:

$$\Theta = r - \bar{y}_z - \alpha\,(r - z_y) = 5{,}0 - 2{,}5 - 0{,}4\,(5{,}0 - 2{,}5) = 1{,}5 \text{ m}$$

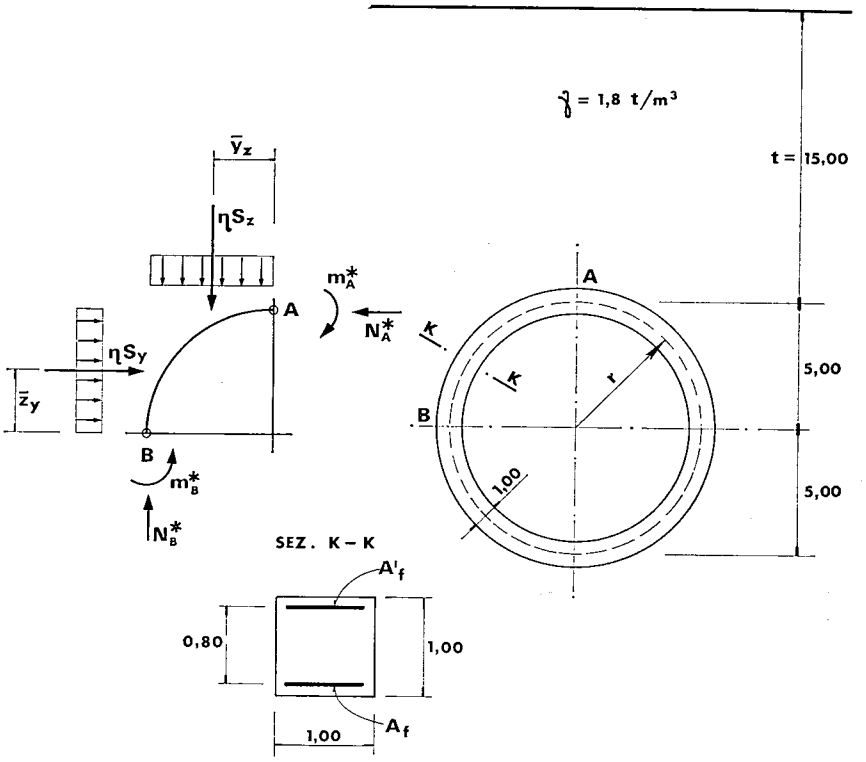


Fig. 18.A.4.1 – Applicazione al calcolo dello stato limite ultimo di una galleria.

si ricava dalla (18.40) il valore di η:

$$\eta = \frac{m_A^* + m_B^*}{S_z\,\Theta} = \frac{187{,}0 + 236{,}5}{135 \times 1{,}5} = 2{,}09$$

Essendo $\eta \neq \eta_1$ si deve ripetere il procedimento fino a trovare $\eta = \eta_1$.

Il procedimento converge per $\eta = 2{,}42$.

Per $\alpha = 1$ (distribuzione idrostatica della pressione) la (18.40) perde di significato risultando $\Theta = 0$, pertanto il valore di η risulta limitato dalla condizione:

$$N_A^* = N_B^* = \eta \, S_z$$

essendo $N_A^* = N_B^* = A_b \times 0{,}4 \; R'_{bk} + (A_f + A_f') \; R_{ak} = 1396$ t risulta per $\alpha = 1$:

$$\eta = \frac{1396}{135} = 10{,}34$$

Si precisa che il valore di $N_A^* = N_B^*$ non corrisponde al valore massimo di N^* del dominio poichè la normativa limita la resistenza del calcestruzzo, per la sollecitazione di compressione semplice, a 0,4 R'_{bk}. Quindi, come avviene per il dominio di rottura,

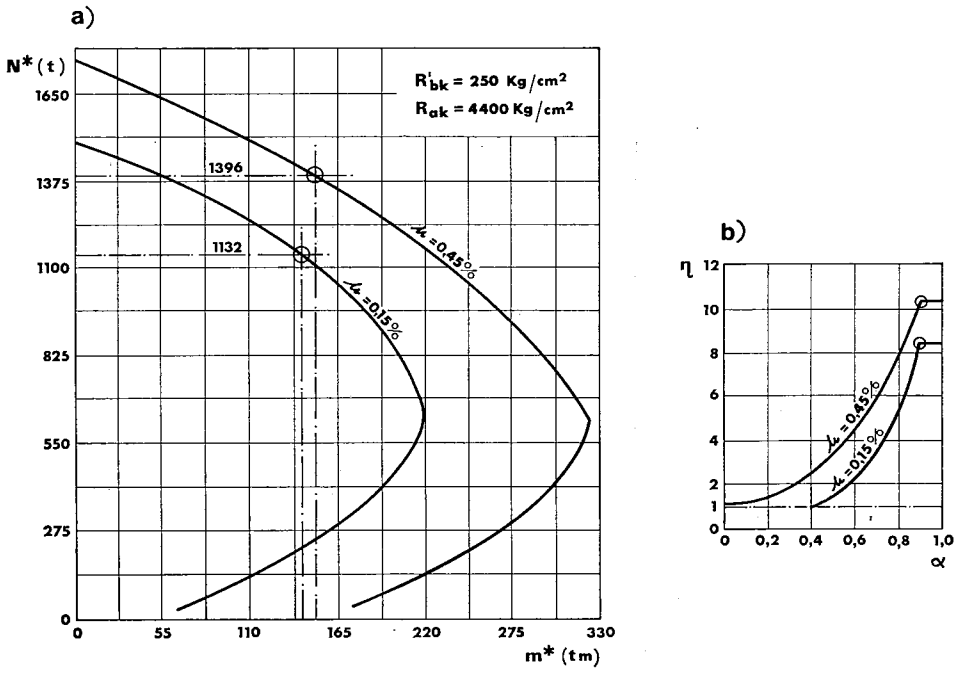


Fig. 18.A.4.2 – Sezione del rivestimento: *a*, dominio di rottura; *b*, relazione α-η per diverse percentuali di armatura μ.

anche il diagramma η-α viene tagliato dalla retta $\eta = 10{,}34$, il punto d'intersezione si determina come segue:

$$\eta = \frac{m_A^* + m_B^*}{S_z \, \Theta}$$

$$S_z = 135 \text{ t}$$

$$\Theta = 5 - 2{,}5 - \alpha \, (5 - 2{,}5) = 2{,}5 \, (1 - \alpha)$$

$$\eta = 10{,}34$$

$m_B^* = 151{,}25$ tm determinato in corrispondenza di $N_B = \eta\, S_z = 1396$ t sostituendo si ha:

$$\alpha = 1 - \frac{m_A^* + 151{,}25}{3490}$$

Per trovare il reale valore di α si procede per tentativi:

ponendo $\alpha_1 = 0{,}9$ si ricava $N^*_A = 0{,}9 \times 1396 = 1256{,}4\ t$ ed in corrispondenza $m_A^* = 195{,}2$ tm, da cui $\alpha = 0{,}9 = \alpha_1$.

Il procedimento sopra descritto è stato ripetuto per una percentuale di armatura della sezione pari allo 0,15%. La curva η-α così ottenuta è stata messa a confronto con la precedente nella fig. 18.A-4.2 *b*, ove si vede che per il predetto $\alpha = 0{,}4$ si ha $\eta = 1$ ossia una situazione di collasso. Peraltro il valore assunto per α è piccolo se si considera che nel tempo le pressioni tendono a livellarsi.

L'accettabilità del valore del moltiplicatore dei carichi η dipende dalla aleatorietà del rapporto tra i carichi verticali e orizzontali α.

18.6.4 Metodo particolare di Davidov per il calcolo dei rivestimenti circolari.

18.6.4.1 Si è parlato delle innumerevoli incertezze della valutazione delle azioni sul rivestimento di una galleria e di conseguenza di ogni calcolazione delle sollecitazioni. Ciò in particolare se affrontato nel sereno clima della perfetta elasticità, che considera la sostituzione con la galleria del corrispondente cilindro di roccia, senza considerare l'evoluzione nel tempo dello stato tensionale.

Peraltro un processo logico è ancora ipotizzare un modello di calcolo che schematizzi i diagrammi delle azioni sui rivestimenti della galleria, mediante una interpretazione ragionata da farsi, di volta in volta, dell'effetto della interazione terreno-struttura.

Fra i procedimenti basati su tale criterio, non è privo di interesse quello proposto, per i rivestimenti deformabili, da Davidov (1), che è stato aggiornato e divulgato, nei paesi dell'Europa occidentale, da Wianecki (2).

Il metodo, che riguarda prevalentemente i rivestimenti a sezione circolare non profondi, parte da presupposti che portano ad uno schema statico, facilmente affrontabile con il calcolo. Comode tabellazioni ne hanno favorito la diffusione.

Esso fa intervenire le caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati e postula una schematizzazione della distribuzione delle pressioni di contatto per parti, che facilita, appunto, la interpretazione dei diversi fattori che intervengono nella interazione rivestimento-terreno.

18.6.4.2 *Azioni sul rivestimento.* — Nella fig. 18.28 sono segnati i diagrammi delle componenti verticali ed orizzontali delle quote di pressione di contatto di diversa origine che, ammettendo la sovrapposizione degli effetti, vanno combinati per ottenere le totali.

---

(1) DAVIDOV S., « *Calcolo delle costruzioni sotterranee* », Mosca (1950).

(2) WIANECKI J., Inst. Techn. du Bâtiment et des travaux publics, gennaio 1965.

Le componenti delle pressioni verticali sul rivestimento sono:

a) una pressione σ_{v1}, supposta uniforme sulla larghezza della galleria che, se non sussiste effetto arco, è pari alla pressione litostatica ($\Sigma \gamma_i h_i$);

b) se interviene l'effetto arco di scarico, un diagramma, ancora uniforme, delle pressioni verticali, valutato su una altezza $h' < h_p$, a cui va aggiunto un diagramma di ordinata massima $\sigma_{v2\ max} = \gamma\ (h_p - h')$, essendo $h_p = \dfrac{b_1}{2f}$ l'altezza massima del masso premente sulla galleria ed h' l'altezza in corrispondenza delle verticali laterali tangenti alla galleria:

$$h' = h_p \left(1 - \frac{b^2}{b_1^2}\right) \tag{18.41}$$

I valori di f hanno riferimento alla teoria di Protodyakonov (18.3.6.3).

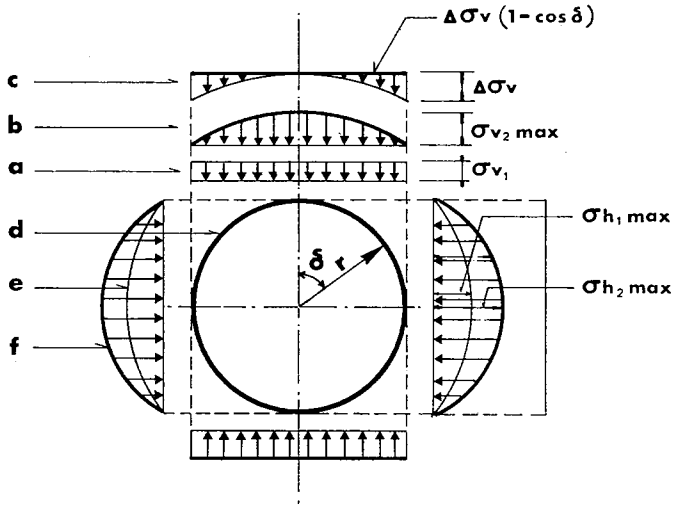


Fig. 18.28 – Separazione in parti dei diagrammi delle pressioni su un rivestimento circolare (Davidov-Wianecki).

La pressione su un elemento di coordinata angolare δ è:

$$\sigma_{v2} = \sigma_{v2\ max} \cos \delta \tag{18.42}$$

c) peso degli spicchi di roccia sovrastanti al rivestimento di ordinata massima r;

d) peso proprio del rivestimento e reazione di sottofondo, supposta uniformemente ripartita, equilibrante i carichi di cui in *a*), *b*), *c*);

e) la pressione laterale di quiete, che viene fatta variare sull'altezza del rivestimento con la legge quadratica:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{h1\ max} \sin^2 \delta \tag{18.43}$$

essendo $\sigma_{h1\ max}$ la pressione preesistente alla quota del centro della galleria.

Considerando l'effetto arco di scarico, essendo h_1 l'altezza del corpo di carico premente, risulta:

$$\sigma_{h1\ max} = \frac{\nu}{1-\nu}\,(h_p + r)\,\gamma \qquad (18.44')$$

e, in assenza di effetto arco:

$$\sigma_{h1\ max} = \frac{\nu}{1-\nu}\,(r\,\gamma + \Sigma\,\gamma_i\,h_i) \qquad (18.44'')$$

essendo $\Sigma\,\gamma_i\,h_i$ il peso degli strati sovrastanti;

f) la pressione laterale reattiva di contenimento del terreno alla deformazione dell'anello caricato verticalmente. Viene assunto un diagramma parabolico di pressione, di valore massimo $\sigma_{h2\ max}$ in corrispondenza del diametro orizzontale, determinato dalla congruenza della deformazione dell'anello e del terreno. Per tale determinazione il terreno viene assimilato ad un solido elastico di lunghezza l tale che all'altro estremo, ed alla altezza del centro dell'anello (fig. 18.29), l'incremento della pressione orizzontale, rispetto a quella preesistente, sia trascurabile.

Anche la legge di variazione di questa pressione di contenimento viene assunta analoga alla 18.43:

$$\sigma_{h2} = \sigma_{h2\ max}\,\sin^2\delta \qquad (18.45)$$

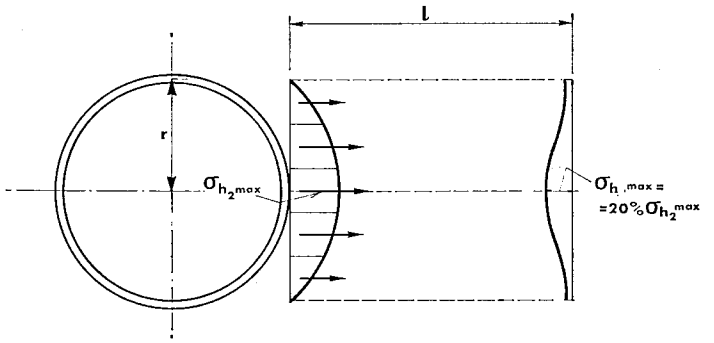


Fig. 18.29 – Valutazione dello spessore l di terreno interessato a fornire la pressione di contenimento.

La pressione dell'acqua, per il modello drenato, si sovrappone, infine, alle altre pressioni, intese come efficaci, altrimenti se il calcolo viene svolto sulla base del modello non drenato non è presa in considerazione ed il calcolo si svolge in termini di tensione totale.

Per calcolare la pressione massima di contenimento della deformazione $\sigma_{h2\ max}$ occorre conoscere lo spostamento u_0 del rivestimento in corrispondenza

del diametro orizzontale della galleria. Esso può essere espresso come somma algebrica dello spostamento u_1 dovuto alle forze applicate, verticali ed orizzontali, che sono state valutate indipendentemente dalla deformazione dell'anello, e dello spostamento u_2 corrispondente alla stessa pressione reattiva del terreno σ_{h2}.

Pertanto la $\sigma_{h2\max}$ è ottenuta come pressione corrispondente allo spostamento:

$$u_0 = u_1 + u_2 \tag{18.46}$$

pari alla deformazione elastica del prisma di roccia collaborante.

Indicando con l la lunghezza di detto prisma:

$$\sigma_{h2\ \max} = E_t \frac{u_0}{l}$$

da cui:

$$u_0 = \sigma_{h2\ \max} \frac{l}{E_t} \tag{18.47}$$

Lo spostamento u_1, prodotto dalle pressioni applicate al rivestimento, si calcola agevolmente, ad es. con il metodo della ellisse di elasticità, tagliando l'anello in chiave ed imponendo che per la simmetria della struttura e delle pressioni (ipotesi quest'ultima peraltro sempre discutibile ma accettata), rotazione e spostamento orizzontale reciproco delle due labbra siano nulli, talchè la reazione mutua è una forza orizzontale che passa per il centro elastico.

Sollecitazioni e deformazioni sono fornite dalla tabella 18.6 compilata da Wianecki.

Per ricavare u_2, ossia lo spostamento corrispondente alla pressione di contenimento della roccia σ_{h2}, occorre conoscere lo spessore di roccia deformata che può individuarsi dalla condizione che l'incremento indotto della pressione all'altra estremità sia il 20% della pressione preesistente.

18.6.4.3 *Calcolo dello spessore di terreno collaborante.* — Servendosi della tabella 18.6 si valuta lo spostamento orizzontale Σu prodotto dalla pressione verticale σ_v e si scrive la condizione che esso sia uguale, ed opposto, allo spostamento u (σ_h) prodotto dalla reazione elastica del terreno.

$$\Sigma u_{(\sigma v)} = - u_{(\sigma h)} \tag{18.48}$$

da cui:

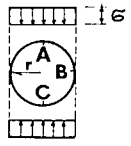
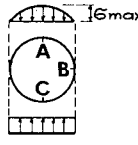
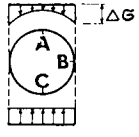
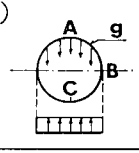
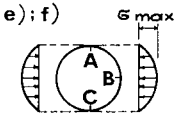
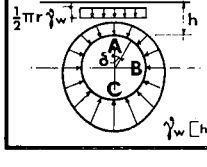
$$E_b J_b \Sigma u_{(\sigma v)} - 0{,}07\ \sigma_{h\ \max}\ r^4 = 0$$

e

$$\sigma_{h\max} = 14{,}26\ \frac{E_b J_b \Sigma u_{(\sigma v)}}{r^4} \tag{18.49}$$

Conosciuto il diagramma delle σ_h, questo viene assunto come diagramma sollecitante che produce, ad una distanza l, una pressione distribuita secondo

TABELLA 18.6 – **Sollecitazioni prodotte nell'anello di rivestimento dalle diverse azioni** (Wianecki).

SCHEMA DI CARICO	MOMENTI FLETTENTI			SFORZI NORMALI			SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEL PUNTO B
	M_A CHIAVE	M_B RENI	M_C BASE	N_A CHIAVE	N_B RENI	N_C BASE	
a) 	$0{,}25\,\sigma r^2$	$-0{,}25\,\sigma r^2$	$0{,}25\,\sigma r^2$	0	$-\sigma r$	0	$E_b I_b u = 0{,}083\,\sigma r^4$
b) 	$0{,}244\sigma_{max} r^2$	$-0{,}208\sigma_{max} r^2$	$0{,}185\sigma_{max} r^2$	~ 0	$-0{,}785\sigma_{max} r$	0	$E_b I_b u = 0.054\,\sigma_{max} r^4$
c) 	$0{,}006\ \Delta\sigma r^2$	$-0.043\ \Delta\sigma r^2$	$0.065\ \Delta\sigma r^2$	~ 0	$-0{,}215\ \Delta\sigma r$	0	$E_b I_b u = 0.029\ \Delta\sigma r^4$
d) 	$0.225 g r^2$	$-0.332 g r^2$	$0.454 g r^2$	~ 0	$-1.57 g r$	0	$E_b I_b u = 0.179 g r^4$
e); f) 	$-0.198\sigma_{max} r^2$	$0.219\sigma_{max} r^2$	$-0.198\sigma_{max} r^2$	$-0.667\sigma_{max} r$	0	$-0.667\sigma_{max} r$	$E_b I_b u = -0.07\sigma_{max} r^4$
	$0.184\ \gamma_w r^3$	$-0.142\ \gamma_w r^3$	$0.1\ \gamma_w r^3$	$-\gamma_w r(h+0{,}625r)$	$-\gamma_w r(h+1.57\,r)$	$-\gamma_w r(h+1.375\,r)$	$E_b I_b u = 0.032\ \gamma_w r^5 - \frac{I_b}{bd} h\,\gamma_w r^2$

il classico diagramma a campana, con valore massimo che Wianecki pone nella forma:

$$\sigma_{h\,l\ \max} = I_\sigma\ \sigma_{h\ \max} \tag{18.50}$$

Poichè si ricerca la distanza alla quale l'incremento del valore della pressione iniziale è solo del 20%, può porsi:

$$\sigma_{h\,l\ \max} = I_\sigma\ \sigma_{h\ \max} = I_\sigma\ 1{,}20\ \sigma_{h\,1\,\max}$$

essendo

$$\sigma_{h1\max} = \frac{\nu}{1-\nu}\,(r\,\gamma + \Sigma\,\gamma_i\,h_i)$$

da cui si ricava:

$$I_\sigma = 1{,}20\,\frac{\sigma_{h\,1\,\max}}{\sigma_{h\ \max}} \tag{18.51}$$

Essendo il coefficiente I_σ (v. 6.3) legato allo spessore l, operando un calcolo alla Boussinesq della pressione indotta dal diagramma delle σ_h, considerato come diagramma di carico su un semispazio elastico, si ottengono i valori in funzione del rapporto l/r (dove r è il raggio medio)

$\frac{l}{r}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,50
I_σ	5,03	2,529	1,721	1,346	1,034	0,918	0,856	0,807	0,721	0,643	0,496

Quindi per determinare lo spessore di roccia collaborante si procede come segue:

a) si determinano $\sigma_{h\max}$ e $\sigma_{h1\max}$;

b) si trova il coefficiente I_σ;

c) si ricava $\frac{l}{r}$ da I_σ;

d) si determina l.

18.6.4.4 *Determinazione della componente orizzontale della pressione.* — Riprendendo la (18.46) lo spostamento alle reni è

$$u_0 = u_1 + u_2$$

$$u_0 = \sigma_{h2\,\max}\,\frac{l}{E_t}$$

$$u_2 = -\,0{,}07\ \sigma_{h2\,\max}\,\frac{r^4}{E_b\,J_b} \tag{18.52}$$

$$\sigma_{h2\,\max}\frac{l}{E_t} = u_1 - 0{,}07\,\sigma_{h2\,\max}\frac{r^4}{E_b J_b}$$

$$\sigma_{h2\,\max} = \frac{E_b J_b u_1}{\dfrac{E_b J_b}{\dfrac{E_t}{l}} + 0{,}07\, r^4}$$

dove E_b e I_b sono il modulo elastico ed il momento d'inerzia della sezione del rivestimento.

18.6.4.5 *Le sollecitazioni totali.* — Noti i diagrammi di carico è facile determinare le sollecitazioni sul rivestimento come in fig. 18.27.

In generale la sezione più sollecita è quella di chiave per la quale:

$$M = M(\sigma_{v1}) + M(\sigma_{v2}) + M_{(\Delta\sigma)} + M(\sigma_{h1}) + M(\sigma_{h2}) \qquad (18.53)$$
$$N = N_{(\sigma h1)} + N_{(\sigma h2)}$$

Poichè le pressioni variano gradualmente nel tempo, dopo l'ultimazione della galleria, anche per effetto delle vibrazioni del traffico nella galleria stessa, per la valutazione delle sollecitazioni a lungo termine si deve assumere un valore del modulo E_b appropriato alle deformazioni lente e quindi, per un buon conglomerato, un valore dell'ordine di 150 000 bar.

18.A.5 Calcolo del rivestimento con il metodo di Davidov.

— Dati:

r	$= 5{,}0$ m	raggio
J_b	$= 0{,}0427$ m^4	momento d'inerzia della sezione
E_b	$= 1{,}5 \times 10^6$ t/m^2	modulo del calcestruzzo
E_s	$= 10\,000$ t/m^2	modulo del terreno
ν	$= 0{,}3$	coeff. di Poisson
s	$= 0{,}8$ m	spessore dell'anello

La pressione verticale viene esercitata dal terreno di ricoprimento per uno spessore di 20 m. Il peso specifico del terreno si assume $\gamma = 2{,}0$ t/m^3.

— Calcolo dei diagrammi di carico (v. fig. 18.A-5.1):

$$\sigma_{v1} = 2{,}0 \times 20 = 40 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_v = 2{,}0 \times 5{,}0 = 10 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{h1\,\max} = \frac{\nu}{1-\nu}\,\gamma\,(r+t) = \frac{0{,}3}{1-0{,}3}\,2{,}0\,(5{,}0+20{,}0) = 21{,}42\ t/\text{m}^2$$

$$\sigma_g = 0{,}8 \times 2{,}5 = 2{,}0 \text{ t/m}^2 \text{ (peso proprio)}$$

— Determinazione dello spessore di roccia collaborante:

lo spostamento orizzontale del punto B dovuto ai carichi verticali vale:

$$E_b J_b \Sigma u (\sigma_v) = E_b J_b (u_{\sigma v1} + u_{\Delta\sigma v} + u_{\sigma g}) =$$

$$= 0{,}0427 \times 1{,}5 \times 10^6 \ (0{,}083 \times 40 + 0{,}029 \times 10{,}0 + 0{,}179 \times 2{,}0)\ 10^{-2} = 2592{,}0 \text{ tm}^3$$

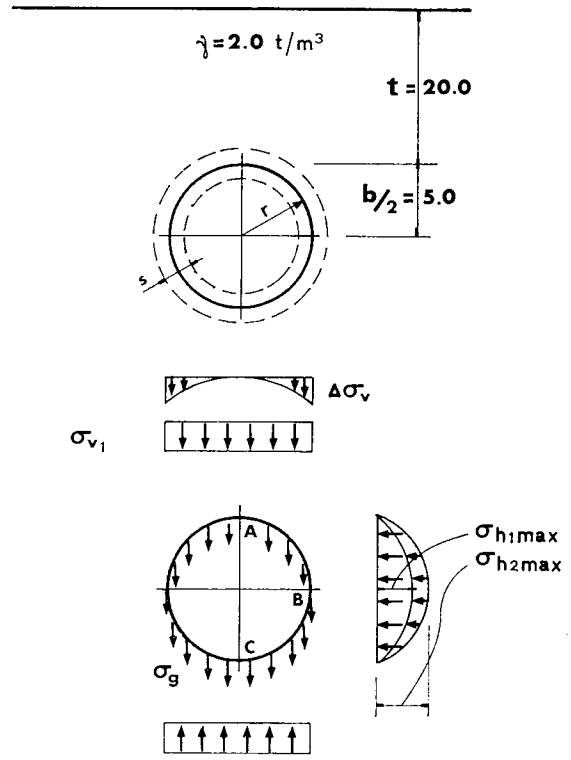


Fig. 18.A.5.1 – Pressione sul rivestimento secondo Davidov.

da cui si ricava il valore massimo della reazione elastica del terreno (v. eq. 18.49):

$$\sigma_{h\,max} = 14{,}26 \frac{2592}{(5{,}0)^4} = 59{,}14 \text{ t/m}^2$$

Il coefficiente I_σ vale (v. eq. 18.51):

$$I_\sigma = \frac{1{,}2 \times 21{,}42}{59{,}14} = 0{,}435$$

ed in corrispondenza:

$$\frac{l}{r} \cong 1{,}50$$

quindi lo spessore di roccia collaborante vale:

$$l = 1{,}5 \times 5 = 7{,}5 \text{ m}$$

— Determinazione della pressione orizzontale σ_{h2}:

$$E_b J_b \Sigma_u = E_b I_b (u_{\sigma v1} + u_{\Delta\sigma v} + u_{\sigma g} + u_{\sigma h1}) =$$
$$= 2592{,}0 - 0{,}07 \times 21{,}42 \ (5{,}0)^4 = 1654{,}9 \text{ tm}^3$$

quindi $\sigma_{h2\,max}$ vale (eq. 18.52):

$$\sigma_{h2\,max} = \frac{1654{,}9}{\dfrac{0{,}64 \times 10^5}{\dfrac{1{,}0 \times 10^4}{7{,}5}} + 0{,}07 \ (5{,}0)^4} = 18{,}04 \text{ t/m}^2$$

— Calcolo delle sollecitazioni:

$$M = M \ (\sigma_{v1}) + M \ (\Delta\sigma_v) + M \ (\sigma_g) + M \ (\sigma_{h1}) + M \ (\sigma_{h2})$$
$$N = N \ (\sigma_{v1}) + N \ (\Delta\sigma_v) + N \ (\sigma_g) + N \ (\sigma_{h1}) + N \ (\sigma_{h2})$$

in chiave, sezione A si ha:

$$M_A = (0{,}25 \times 40 + 0{,}006 \times 10 + 0{,}225 \times 3{,}0 - 0{,}198 \times 21{,}42 - 0{,}198 \times 18{,}04)5{,}0^2 =$$
$$= (10{,}735 - 4{,}241 - 3{,}572)\ 25 = 73{,}05 \text{ tm}$$
$$N_A = [0 + 0 + 0 - 0{,}667 \ (21{,}42 + 18{,}04)]\ 5 = -131{,}60 \text{ t}$$

mentre nella sezione B:

$$M_B = -69{,}6 \text{ tm}$$
$$N_B = -234{,}3 \text{ t}$$

18.6.5 Il calcolo grafico.

Il calcolo grafico del rivestimento porta ad individuare il poligono funicolare che fornisce in ogni sezione della struttura la risultante, in grandezza e posizione, così da conoscere lo sforzo normale e la sua eccentricità.

Tale poligono viene guidato da determinate condizioni a passare per punti di alcune sezioni e per questo ci si avvale del procedimento della statica grafica del « poligono per tre punti ».

Nel caso specifico della verifica dei rivestimenti il problema, una volta scelti i diagrammi delle pressioni su di essi, non è in generale soddisfatto. Occorre allora inserire altre forze, consistenti nella chiamata in causa del contenimento laterale del terreno, attraverso l'inserimento, a tergo del piedritto, di pressioni passive. Tali diagrammi sono congruenti con le ipotesi dette degli spostamenti dei piedritti (centro di rotazione alla base se questa è ferma o ad una certa altezza, se la base può scorrere verso l'interno della galleria), che peraltro implica la verifica che il terreno sia in grado di offrire tali resistenze passive ipotizzate.

Le figg. 18.30 e 18.31 sono le sezioni di due gallerie una senza e l'altra con arco rovescio. Nel rivestimento senza arco rovescio viene ipotizzato un piccolo scorrimento verso l'interno della base, tanto da destare la resistenza di attrito sul terreno e quindi il punto di rotazione si eleva in A, mentre in quello con l'arco rovescio la base è ferma. In ambedue i casi al piede dei piedritti agisce una forza orizzontale H_2.

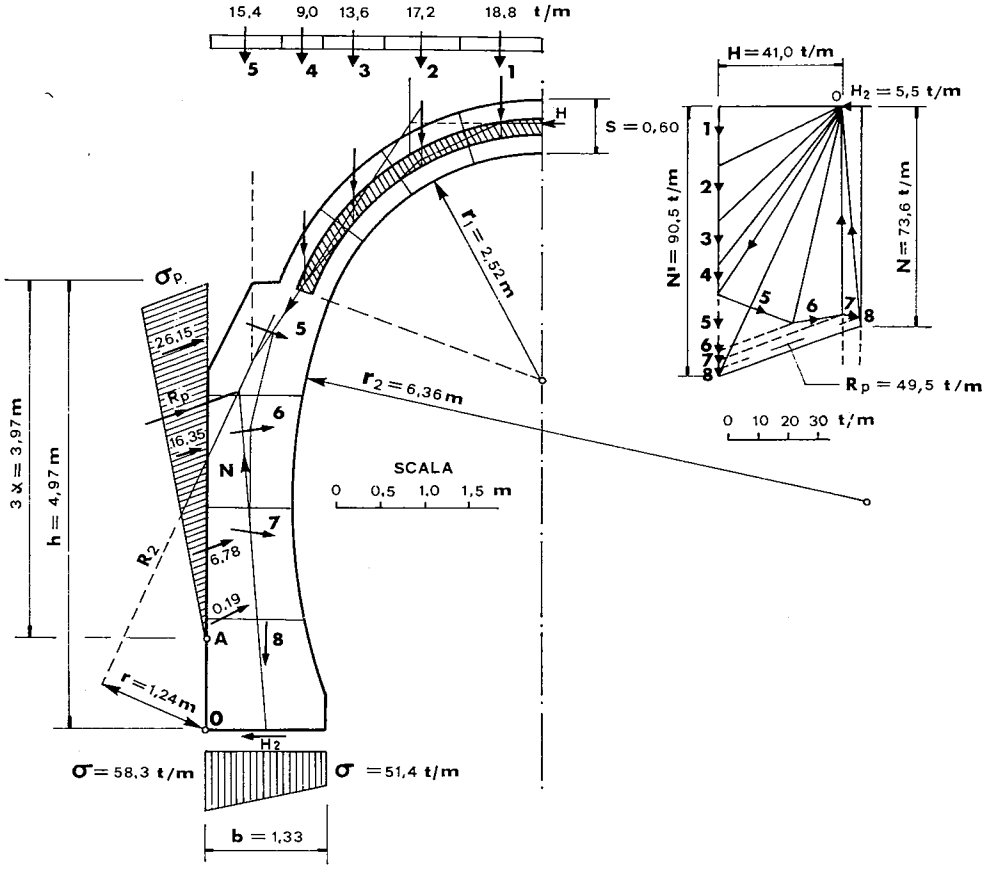


Fig. 18.30 – Schema di calcolo grafico del rivestimento di una galleria nell'ipotesi di spostamento della base e richiamo della resistenza d'attrito (Kommerel, da Szechy).

La successione delle operazioni grafiche è la seguente:

a) si considerano i diagrammi delle pressioni verticali ed orizzontali rappresentativi dei carichi sul volto e delle spinte attive sui piedritti. Sul rivestimento della fig. 18.31 non sono previste spinte attive;

b) una volta suddiviso il rivestimento in conci si analizza dapprima l'e-

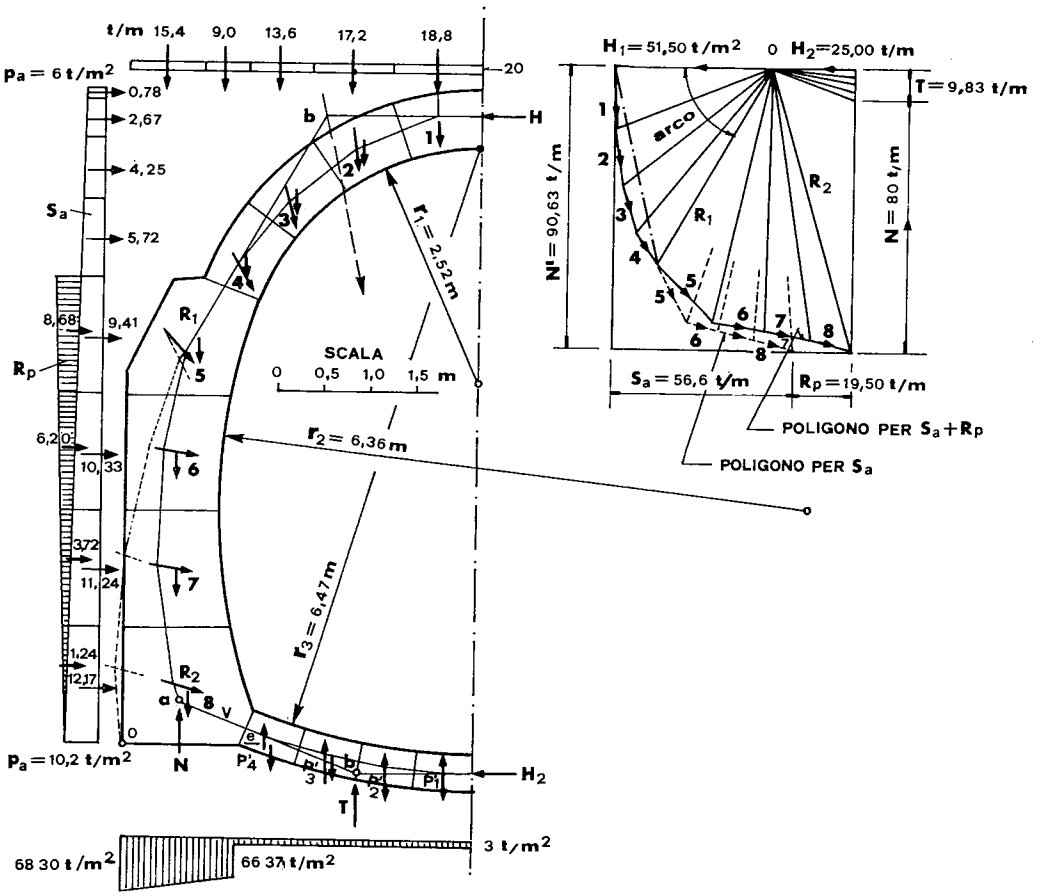


Fig. 18.31 – Calcolo grafico del rivestimento di una galleria vincolata al piede dall'arco rovescio (Kommerel: da Szechy).

quilibrio della volta costruendo un poligono funicolare che passi in chiave ed all'imposta in punti prestabiliti delle sue sezioni (1).

I punti possono essere il centro delle sezioni, o il terzo medio inferiore o superiore (Mery-Navier) od anche possono essere scelti con la condizione che la curva delle pressioni resti ovunque entro il terzo medio delle sezioni, condizione questa che può anche non essere possibile.

La costruzione di far passare il poligono per i due punti si ottiene ricercando la linea di azione della risultante delle forze e poichè, per ragioni di simmetria, la spinta orizzontale in chiave H_1 è orizzontale, si ottiene dal poligono la risultante R_1 agente in testa al piedritto;

(1) Il poligono è definito da due soli punti in quanto è vincolato dall'ulteriore condizione di avere orizzontale il lato passante per la chiave.

c) si compone la risultante R_1 con le forze peso del piedritto e con le eventuali spinte laterali individuando così, alla base del piedritto, una risultante R_2 che, in generale, non passerà per il punto voluto (nei due esempi esce fuori dal piedritto);

d) si tratta allora di far intervenire un diagramma di pressioni passive di contenimento, di entità tale da portare la risultante nella sezione di base del piedritto per il punto voluto, ossia esso deve produrre rispetto al detto punto un momento pari al momento prodotto dalla R, con il che l'equilibrio è rispettato. Il diagramma è lineare (triangolare) e si annulla in corrispondenza del centro di rotazione;

e) per il caso di presenza dell'arco rovescio la base non si sposta ed allora il diagramma triangolare di pressione di contenimento ha il vertice in corrispondenza della base.

Si tratta allora di determinare tre forze:

— la reazione del terreno sotto il piedritto N
— la reazione sotto l'arco rovescio T
— la spinta dell'arco rovescio H_2.

Con il solito procedimento si fa passare l'ultimo lato del poligono funicolare, ossia la risultante R, per un punto a determinato quale incontro della risultante dei carichi verticali del piedritto e la tangente all'imposta dell'arco rovescio.

La risultante R_2 alla base del piedritto è la forza 0-8 del poligono delle forze e dal poligono si vede che l'equilibrio richiede una forza H_2 in aggiunta alla H_1. Questa ulteriore spinta viene appunto fornita dall'arco rovescio.

Conosciuta la H_2 e conoscendo la linea di azione della risultante T della reazione sotto l'arco rovescio, ammesso che la H_2 passi per il baricentro della sezione di chiave dell'arco rovescio, congiungendo il punto di incontro di queste due con il punto a si ottiene la direzione della reazione V dell'arco rovescio e quindi la sua grandezza dal poligono delle forze.

Il diagramma delle reazioni passive risulta immediatamente dalla condizione di equilibrio alla H_2.

L'autore calcola i diagrammi trapezi sotto i piedritti in base alla congruenza con la rotazione di piedritti ma è un affinamento che perde valore rispetto alla approssimazione del metodo e quindi tanto vale considerare una pressione costante.

18.6.6 Verifica della stabilità del fondo dello scavo.

La necessità di impiegare l'arco rovescio deve essere controllata da un calcolo di stabilità del fondo dello scavo della galleria, che si differenzia a seconda della natura del terreno:

a) Verifica in condizione non drenata ($\varphi_u = 0$) (fig. 18.32).

Considerando il terreno al di sopra del piano $i\,k$ come un carico esterno, si tratta di definire le condizioni di equilibrio limite del masso di terreno inferiore.

Il carico totale agente sul piano $i\,k$ è [1]:

$$P_{est} \simeq \gamma\, b\, (t + h) + \gamma \frac{b}{2}\, t - (t + h)\, c_u = \gamma\, b\, (h + \frac{3}{2}\, t) - (t + h)\, c_u \qquad (18.54)$$

La resistenza ultima della striscia di terreno di larghezza $i\,k = b$ vale:

$$P_u = p_{max}\, b = (2 + \pi)\, c_u\, b \qquad (18.55)$$

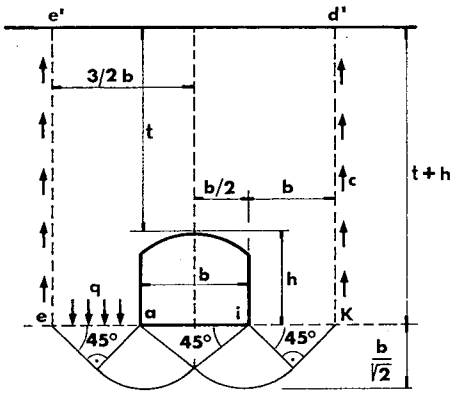


Fig. 18.32 - Esame della sicurezza al sollevamento del fondo di uno scavo di galleria ($\varphi = 0$) (Terzaghi).

La sicurezza della stabilità del fondo scavo è dunque espressa dal rapporto:

$$\eta = \frac{P_u}{P_{est}} = \frac{(2 + \pi)\, c_u}{\gamma\, (h + \frac{3}{2}\, t) - (t + h)\, \frac{c_u}{b}} \qquad (18.56)$$

con $\eta \geq 1{,}3 \div 1{,}5$.

c) Verifica in condizioni drenate per $c' = 0$.

In questo caso la larghezza della zona $i\,k$ dipende dall'angolo di attrito φ' e quindi indicando con b tale larghezza viene:

$$P_{est} \simeq \gamma\, \bar{b}\, (t + h) + \gamma \frac{b}{2}\, t - \frac{1}{2}\, \gamma\, (t + h)^2\, K_a\, \mathrm{tg}\, \varphi' \qquad (18.57)$$

Si può porre:

$$P_{est} = \gamma\, \bar{b}\, (t + h) - P_1$$

dove $P_1 = \frac{1}{2}\, \gamma\, (t + h)^2\, K_a\, \mathrm{tg}\, \varphi' - \gamma \frac{b}{2}\, t.$

---

[1] Nell'analisi dei carichi viene trascurato il peso del prisma di terreno sottostante al piano orizzontale tangente all'estrodosso dell'arco.

Il carico di rottura può esprimersi nella forma (1)

$$P_u = \bar{b}^2 \gamma n_0 \tag{18.58}$$

dove n_0 è tabellato in funzione di φ':

φ =	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	44°	48°
n_0 =	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Quindi la sicurezza della stabilità del fondo scavo viene espressa dal rapporto:

$$\eta = \frac{P_u}{P_{est}} = \frac{\bar{b}^2 \gamma n_0}{\gamma \bar{b} (t + h) - P_1} \tag{18.59}$$

Il valore minimo di $\bar{b}$ è definito dalla condizione $\frac{d\eta}{d\bar{b}} = 0$ da cui risulta:

$$\bar{b} = \frac{2 P_1}{\gamma (t + h)} = (t + h) K_a \operatorname{tg} \varphi - \frac{b t}{t + h} > 0 \tag{18.60}$$

Come nel caso precedente dovrà essere $\eta \geq 1{,}3 \div 1{,}5$. Se viene $\bar{b} = 0$ la situazione è instabile.

18.7 Cenno ai procedimenti esecutivi.

18.7.1 Sistemi di scavo.

La tecnica moderna di esecuzione delle gallerie a foro cieco si è fortemente evoluta in questi ultimi anni. Ai metodi tradizionali, con prevalente impiego della mano d'opera, subentrano i meccanicizzati, come ad esempio la perforazione della montagna con uso della fresa. I sostegni provvisori della calotta, una volta in legno, sono ormai quasi sempre realizzati con centine metalliche, che poi vengono incorporate nel conglomerato del rivestimento stesso a costituirne l'armatura; frequente è il ricorso a particolari mezzi di consolidamento della roccia quali le bullonature, graticci di micropali, iniezioni ternarie o di miscele di resine.

I progetti delle gallerie vengono preceduti da indagini che forniscono notizie geolitologiche e geotecniche attraverso prove in grande in sito, ed anche in piccolo in laboratorio. Anche se l'eterogeneità della montagna non consente

(1) DUBROV A., *Gidrotechnitcheskoie stroitelstro*, 1951.

sicura estrapolazione dagli accertamenti localizzati, la scelta del metodo di avanzamento più congeniale, decisivo per l'economia del lavoro, viene deciso sulla base dei risultati di tali accertamenti.

È chiaro che i problemi, relativamente semplici con rocce lapidee sane prive di viscosità, nelle quali le pareti del foro sono già di per sè stabili, si complicano notevolmente passando alle rocce sane viscose o fessurate ed infine a quelle frantumate minute sciolte, tanto più se di scadenti caratteristiche.

Con rocce sciolte di discreta compattezza (leggermente cementate) si potrebbe anche avanzare per alcuni metri senza applicare strutture di sostegno, senonchè possono aversi rapide degradazioni o fluimenti che ne rendono precarie la stabilità, anche in poche ore. Pertanto sono consigliabili immediate opere di sostentamento costituite da centinature od anche semplicemente da solette eseguite a spruzzo, ad evitare invasioni della camera di lavoro, e nel caso migliore, solo distacchi dalle pareti del foro.

Le difficoltà aumentano con le rocce sciolte poco dense, in presenza di acqua, potendosi produrre veri effetti di liquefazione. In tale situazione può farsi precedere allo scavo un drenaggio (ad es. il well-point), se questo non arreca disturbi nella zona, ovvero iniezioni cementizie o chimiche in avanzamento fino, al limite, ad interventi di congelamento. Tali interventi possono eseguirsi dall'esterno o in cunicoli di avanzamento, se trattasi di gallerie profonde. In situazioni estremamente difficili si può far ricorso all'aria compressa, ponendo attenzione ai fastidiosi riflessi sulla stabilità delle opere vicine in quanto l'aria cammina, attraverso il terreno, alternandone l'equilibrio anche a sensibile distanza.

L'ampiezza della superficie di attacco è altro dato influente sulla esecuzione e, purtroppo, con rocce sciolte incoerenti, al contrario di quanto visto per le rocce coerenti, non si hanno elementi per stabilire una relazione fra la pressione della roccia e l'ampiezza della superficie di attacco, affinchè non si abbia invasione della camera di lavoro.

Particolarmente per le gallerie metropolitane è diffuso l'uso della fresa (fig. 18.33), che risponde pienamente in rocce lapidee o sciolte coerenti. In rocce sciolte incoerenti, non cementate preventivamente mediante iniezioni, è necessario avanzare con lo scudo.

Le eventuali cavità, sul percorso della fresa, vanno preventivamente colmate con iniezioni. Se i terreni sono molto variabili lungo la galleria, la fresa richiede frequentemente il cambio, o la regolazione, dei coltelli i quali dovranno sporgere dallo scudo, più o meno, a seconda della consistenza della roccia. Ciò è particolarmente importante per le gallerie metropolitane, ad evitare esportazioni eccessive di roccia, con franamenti che avrebbero conseguenze dannose all'esterno per le opere presenti nella zona attraversata.

La macchina di perforazione trasporta essa stessa, nell'ultimo tratto, i conci del rivestimento prefabbricati in acciaio, o conglomerato (fig. 18.33) e li presenta in prosecuzione al tratto di rivestimento già eseguito. Iniezioni cementizie, all'estradosso del rivestimento, debbono, poi, colmare lo spazio vuoto rimasto fra rivestimento e terreno.

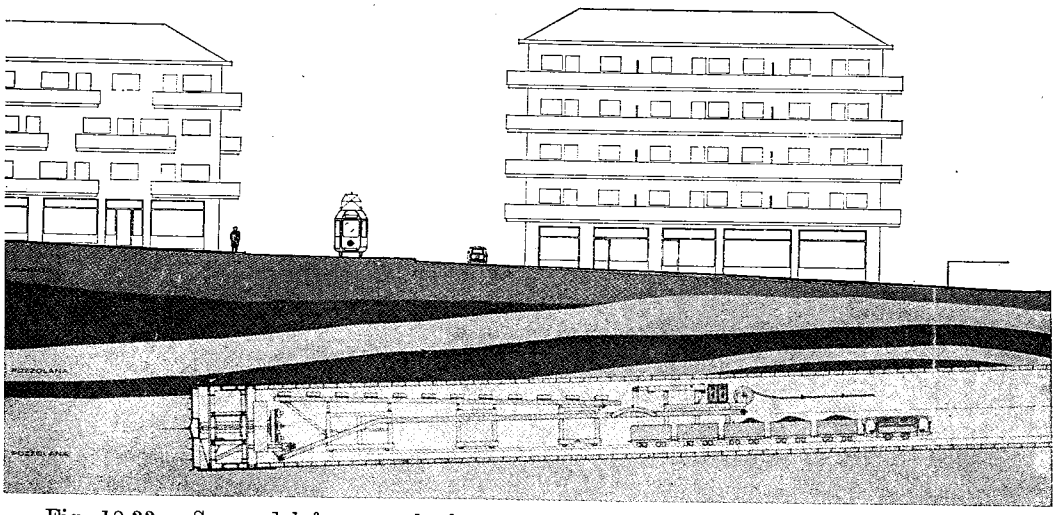


Fig. 18.33 – Scavo del foro con la fresa e posa in opera degli elementi prefabbricati (Metropolitana di Roma - Linea B).

La fig. 18.34 mostra l'anello di rivestimento formato da conci in cemento armato prefabbricati messi in opera con la macchina della fig. 18.33. Sono stati impiegati anche conci in c. a. precompresso, come il tipo della fig. 18.35, idonei quando si può essere certi della valutazione della distribuzione delle pressioni sul rivestimento e, soprattutto, del rapporto σ_v/σ_h.

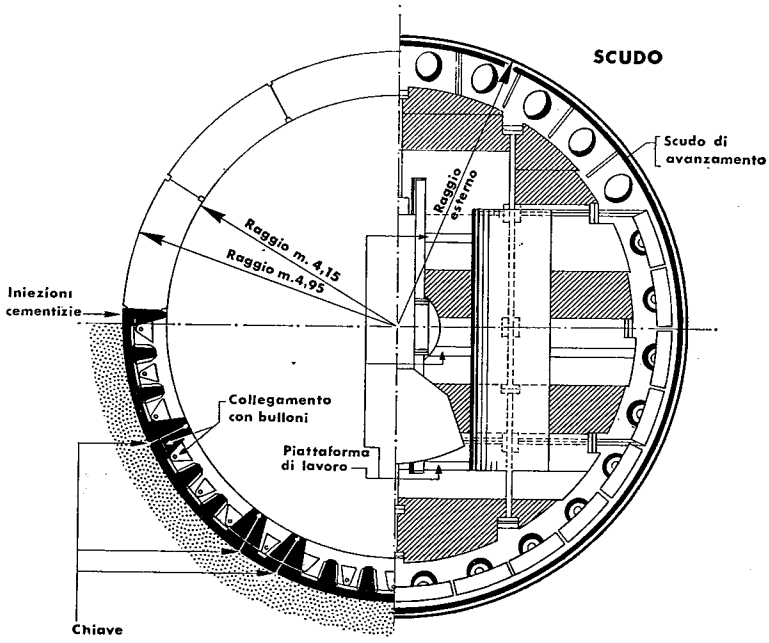


Fig. 18.34 – Rivestimento ad elementi in c.a. prefabbricati, posti in opera con la talpa.

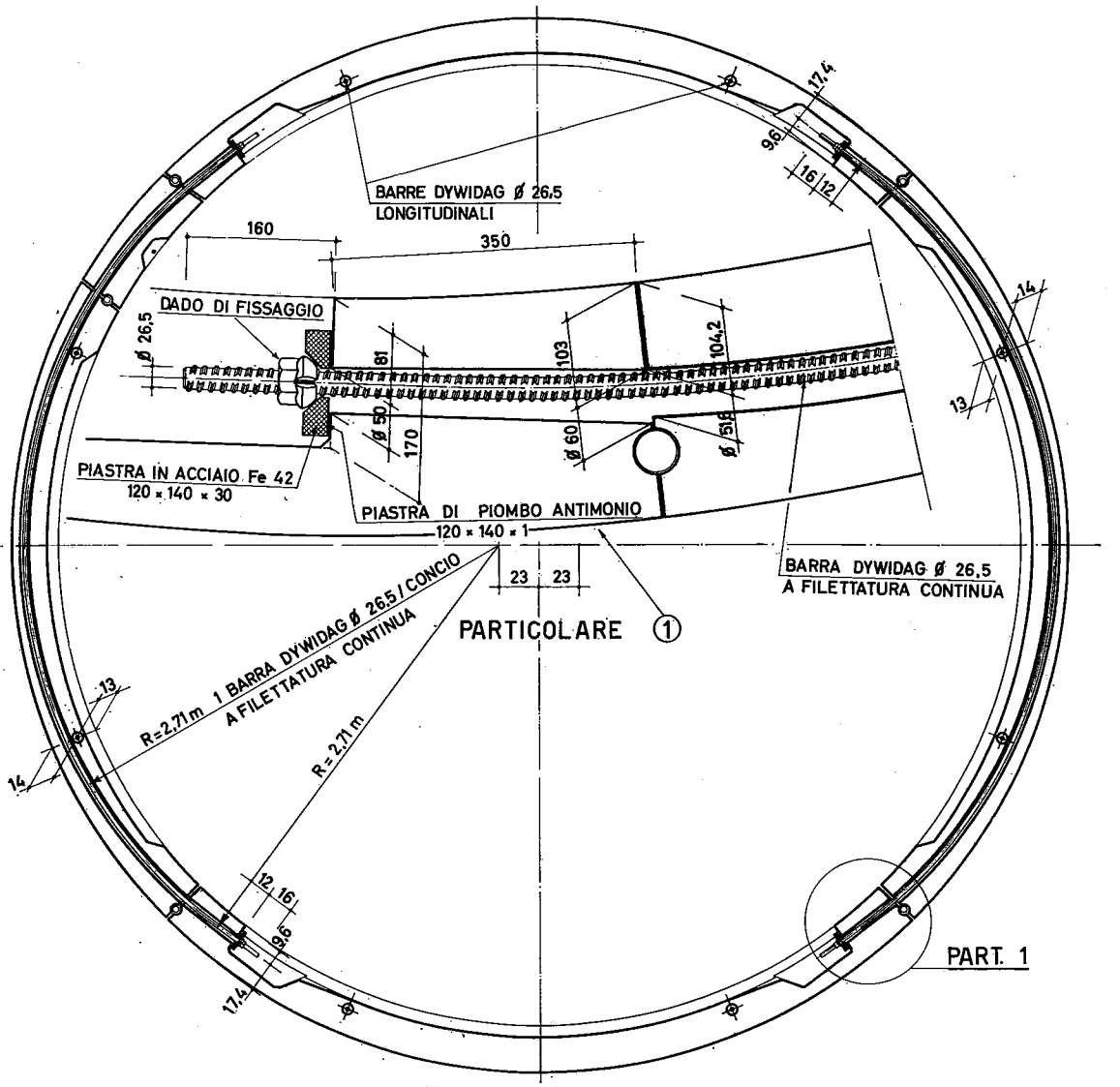


Fig. 18.35 – Tipo di rivestimento a conci precompresso (Zorzi)
(Metropolitana di Roma Linea A, secondo tratto).

Tali anelli vengono collegati longitudinalmente alla galleria con bulloni sul tipo della fig. 18.34 e mediante cavi pretesi per gli anelli della fig. 18.35.

Va considerato che, se in alcuni casi con lo scavo meccanico si conseguono vantaggi, per economia e velocità di avanzamento, in altri il sistema può non rispondere affatto e ciò, soprattutto, in presenza di livelli d'acqua ed anche per

elevata consistenza della roccia che se fortemente spingente può anche bloccare lo scudo ostacolando il funzionamento della macchina.

Non è da pensare che i moderni metodi meccanici di scavo ed avanzamento sostituiscano sempre, con vantaggio, i metodi tradizionali. Con questi ultimi nel passato sono state eseguite, con successo, anche se pazientemente e senza l'assillo del tempo, caratteristico della nostra era, gallerie in terreni difficili, senza produrre danni alle zone attraversate.

Comunque, il programma di lavoro della esecuzione di una galleria difficilmente può prevedere tutte le eventualità talchè il Direttore dei lavori potrà essere costretto a modificare le tecniche previste di avanzamento e di guida e di contenimento delle acque, adattandole alla risposta del terreno ed alle circostanze locali, principalmente in ambiente cittadino.

18.7.2 **Procedimenti di salvaguardia.**

18.7.2.1 *Le iniezioni.* — Le iniezioni, che intervengono nelle caratteristiche meccaniche della roccia sciolta, possono essere o di miscela ternaria con cemento o di soluzioni di silicati e la scelta, dell'una o dell'altra, dipende dalle caratteristiche granulometriche della roccia stessa, come verrà precisato nella fig. 20.4.5.

Esse risultano più efficaci se vengono eseguite in terreni non manomessi poichè le alterazioni strutturali, alterando il tessuto naturale, riducono la permeabilità, ostruendo le vie di penetrazione delle miscele. Pertanto le iniezioni debbono venire eseguite in avanzamento, con notevole vantaggio rispetto ai fronti di scavo, in modo da agire su terreno non perturbato dai lavori stessi di perforazione.

Le miscele cementizie ternarie, costituite da cemento, bentonite e additivi, richiedono che la curva granulometrica del terreno sia spostata verso il grosso, non al disotto della sabbia, e poco adagiata, il che vuol dire una granulometria uniforme: altrimenti non si ottiene omogeneità di trattamento. Si usano anche miscele cementizie e geli di silice.

Per il terreno più minuto, con D_{10} (v. fig. 7.40) compreso fra 0,02 e 0,5, si deve ricorrere a miscele di silicati che trasformano la roccia sciolta in una vera arenaria. Trattasi in generale di miscele di silicato di sodio ed acetato di etile, che richiedono particolare attenzione a fenomeni di instabilità (sineresi) che possono subire i geli di silice quando incontrano delle cavità.

La migliore cautela per ottenere un buon esito delle iniezioni è di realizzare una soddisfacente uniformità di trattamento del terreno il che può essere garantito solo da una accorta esecuzione che venga da lunga pratica in lavori del genere. Controlli con frequenti carotaggi sono indispensabili. La pressione di iniezione delle miscele di silicati è in generale bassa (5 atm) maggiore quella di miscele ternarie cementizie.

La fig. 18.36 (1) mostra l'intervento nel caso generale di iniezione in avan-

(1) BALOSSI RESTELLI A., « *1° Convegno internazionale sui problemi tecnici nella costruzione di gallerie* », Torino (1969).

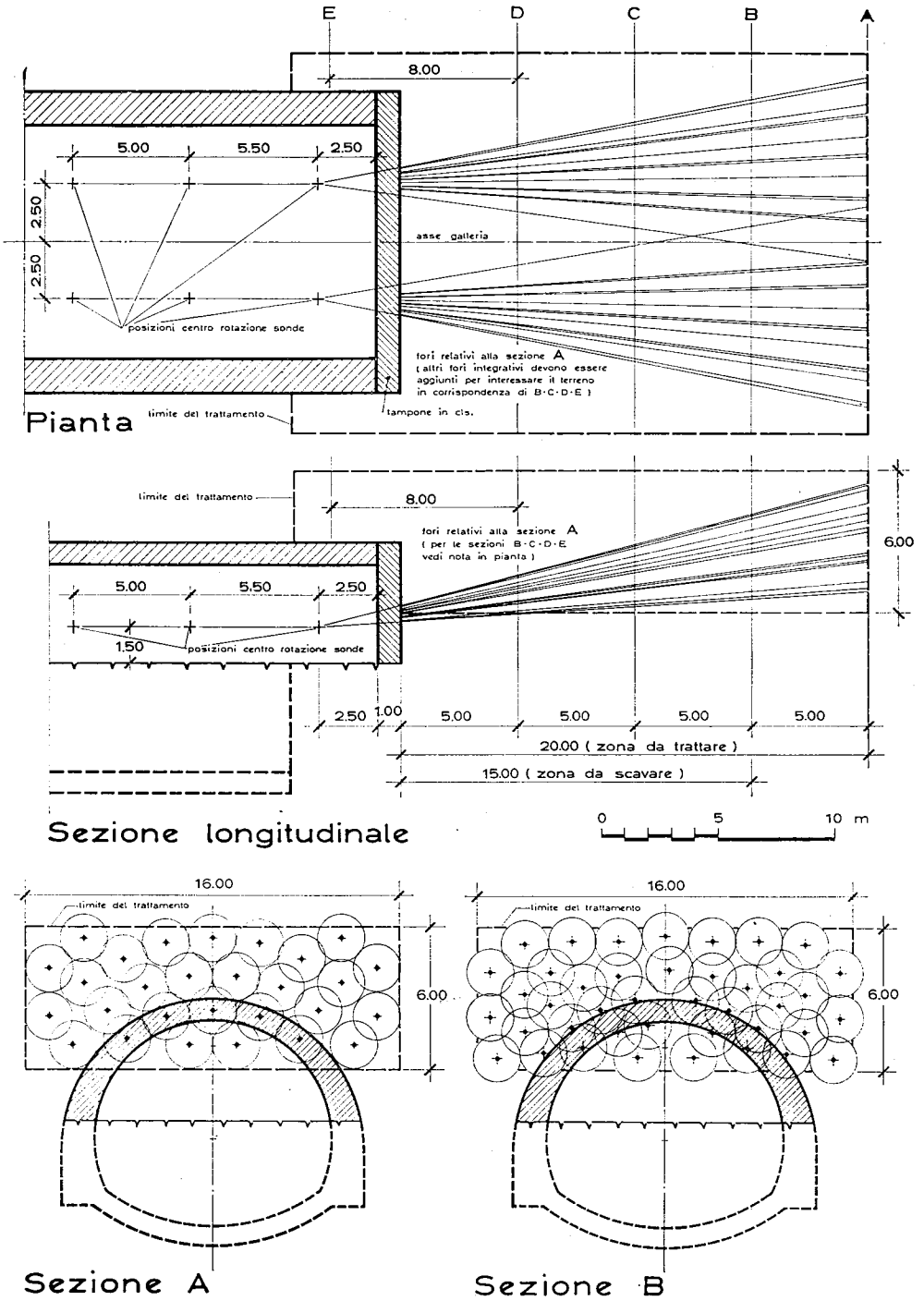


Fig. 18.36 – Schema di trattamento con iniezioni sul fronte in avanzamento in sabbie acquifere rifluenti (Balossi-Restelli).

zamento, a partire da un muro tampone, costruito per arrestare il rifluimento di acqua e sabbia nella galleria. È stato previsto un raggio di diffusione della miscela di silicati di 1 metro.

La fig. 18.37 mostra il trattamento nel caso che si abbia la possibilità di intervenire dall'alto ($t \simeq 67$ m), essendo la galleria non molto profonda (profondità inferiore ai 100 m). La maglia di iniezione di gel di silice con fori ad interasse di 2,20 m ha portato nella applicazione ad un riempimento dei vuoti del terreno sabbioso del 22%.

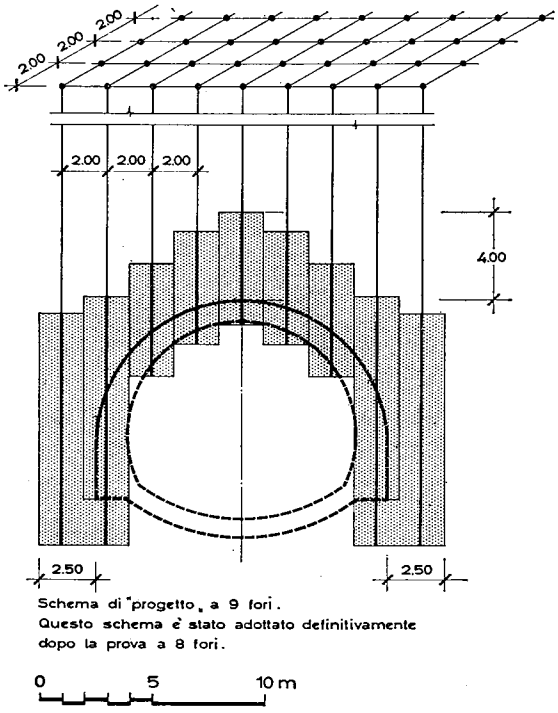


Fig. 18.73. Schema di trattamento con iniezioni dall'alto (Balossi-Restelli).

La fig. 18.38 illustra l'altra possibilità di trattamento laterale nel caso di due gallerie affiancate.

Quando la galleria attraversa rocce sciolte in sedime di zone edificate, ed è il caso frequente delle gallerie metropolitane, possono evitarsi, sia pure con notevole costo, danni alle opere consolidando il terreno, all'intorno della galleria, in modo da costituire un involucro resistente di forte spessore che, per effetto arco, possa evitare il rilassamento del terreno e offrire anche una struttura resistente ai carichi e sovraccarichi in superficie.

È il caso della fig. 18.39 di galleria in terreno alluvionale, fuori della falda, di granulometria ghiaio sabbiosa, in alternanza di strati sabbio ghiaiosi.

Dal cunicolo in avanzamento, rivestito con spritz-beton, è stato eseguito un consolidamento in pari quantità di miscele cementizie e geli di silice ad alta resistenza.

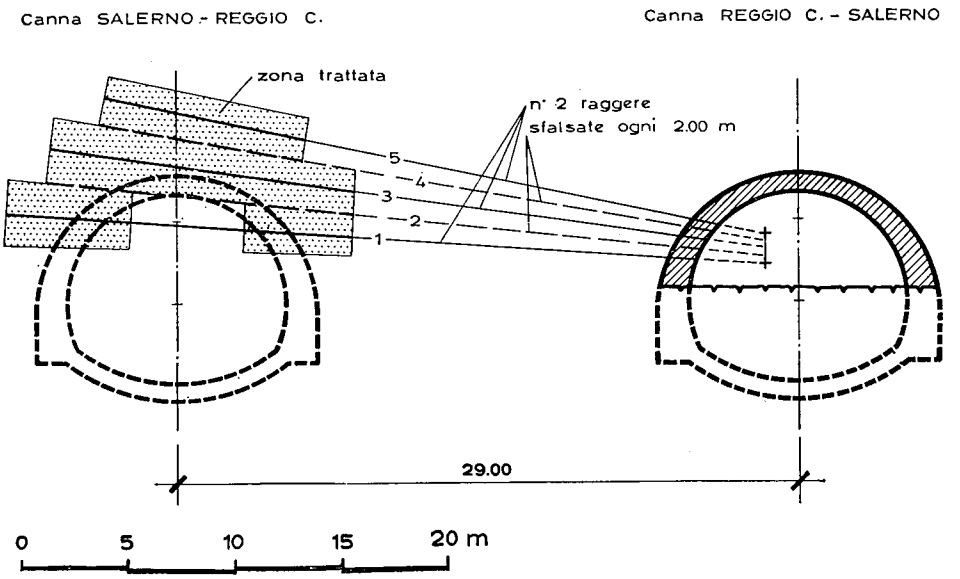


Fig. 18.38 – Schema di trattamento dalla galleria laterale.

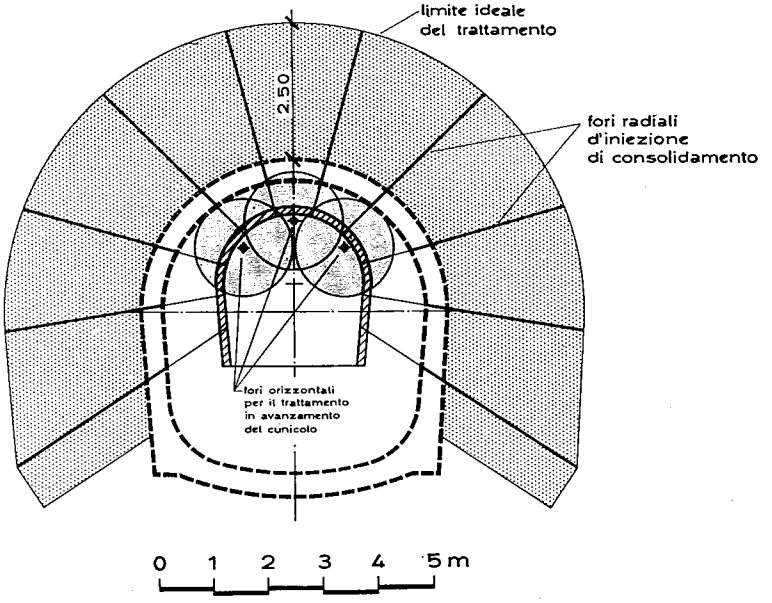


Fig. 18.39 – Schema di trattamento secondo raggiere (Balossi-Restelli).

18.7.2.2 *Graticci armati.* — Principalmente quando il terreno presenta una formazione caotica, anche con presenza di vuoti, situazione questa non infrequente, principalmente in gallerie parietali dell'Appennino, ovvero il terreno risulta rimaneggiato da preesistenti frane, le iniezioni non riuscirebbero a consolidare il terreno e comunque il risultato sarebbe scarso.

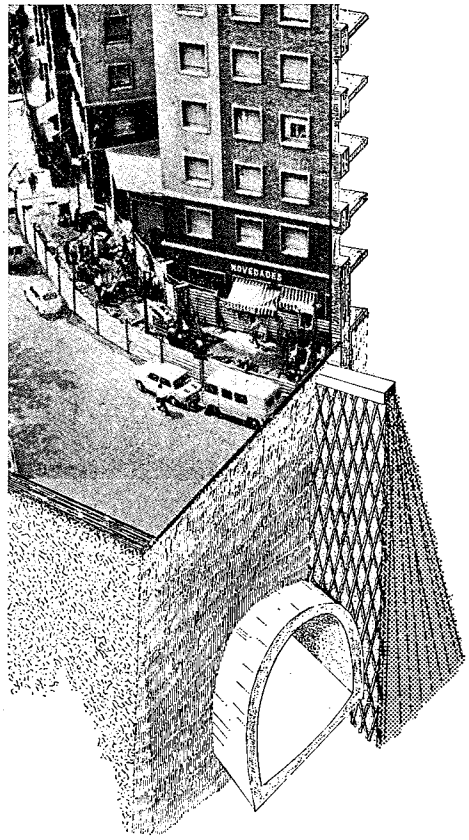


Fig. 18.40 – Difesa della fondazione di fabbricati dall'influenza dello scavo di una galleria (Fondedile).

In questi casi di terreno sconnesso può meglio farsi ricorso ai graticci di barre di acciaio ad aderenza migliorata che, con le iniezioni, formano dei micropali che costituiscono la tessitura resistente dell'insieme terreno-armatura, tanto che il complesso viene spesso definito « terra armata ». (Della tecnologia dei micropali si è parlato al cap. 14; delle applicazioni come terra armata se ne farà cenno al cap. 20).

La fig. 18.40 mostra la difesa di fabbricati dallo scavo di una galleria mediante un diaframma di micropali.

I micropali di tali graticci possono essere eseguiti anche ad asse pressochè orizzontale, così da costituire preventivamente un tetto di terreno consolidato in avanzamento allo scavo della galleria, ed anche lateralmente tutt'intorno al foro. La fig. 18.41 descrive la formazione di un tetto resistente, con barre ⌀ 24

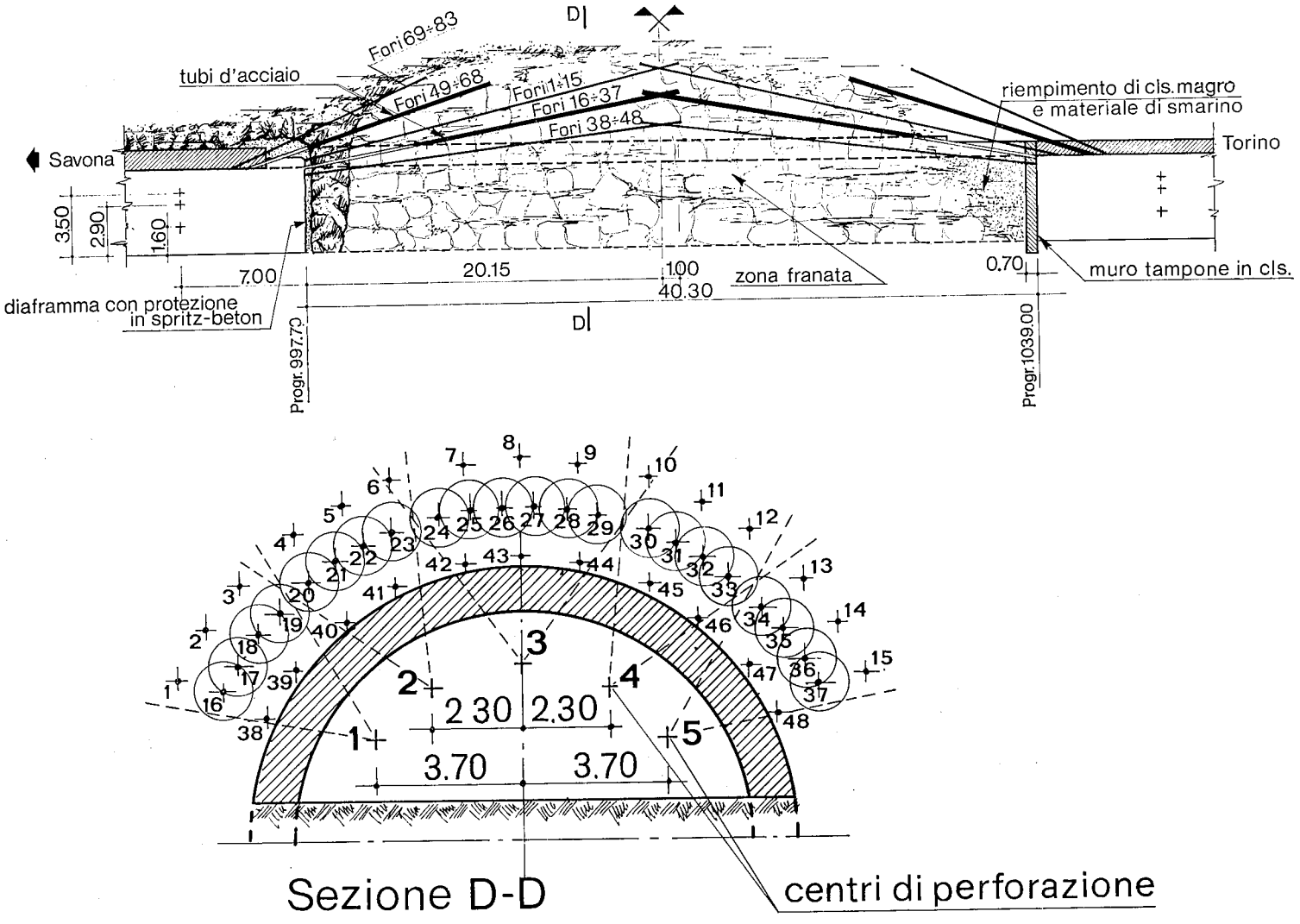


Fig. 18.41 – Consolidamento di un terreno caotico sul cielo d'una galleria dissestata, a salvaguardia dei sovrastanti fabbricati (Bruno).

ed iniezioni cementizie, in terreno sciolto di natura caotica, per consentire la ripresa di un tratto di galleria franata durante i lavori di scavo, e salvaguardare la stabilità dei sovrastanti fabbricati.

18.8 Sostegni provvisori delle gallerie.

18.8.1 Pressione sulle centine.

Le centine di sostegno dello scavo delle gallerie sorreggono il peso del masso di roccia delimitato dall'arco naturale di scarico cosicchè, orientativamente, possono prevedersi su di esse le stesse azioni cui sono soggetti i rivestimenti.

Peraltro le pressioni sono influenzate non solo dalla natura della roccia, e principalmente dalla sua viscosità, che fa variare la pressione nel tempo, ma anche dalle modalità di scavo e dalla deformabilità delle centine stesse, sempre notevole, che consente allentamenti più o meno sentiti del terreno circostante.

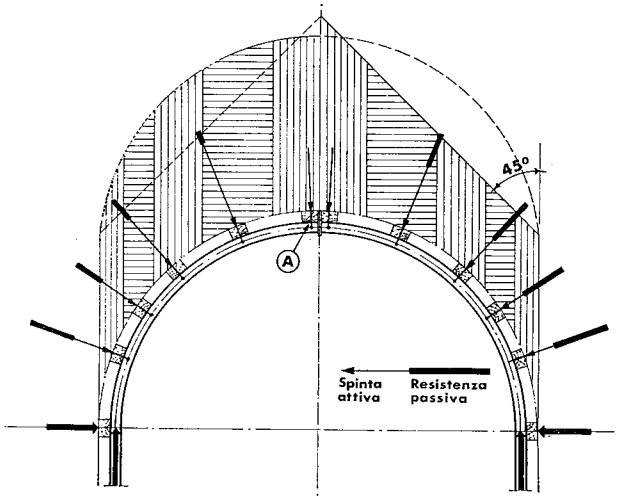


Fig. 18.42 – Pressione sul cielo di una centina (Proctor e White).

La fig. 18.42 rappresenta il corpo di carico premente sulla centina in due diverse ipotesi. Il tratto sottile delle frecce vuol significare il valore della spinta ed il tratto in neretto la reazione di contenimento e cioè l'incremento per resistenza della roccia alla deformazione della centina. Si vede come quest'ultima sia predominante andando verso le reni.

La fig. 18.43 rappresenta le pressioni prodotte da una stratificazione inclinata. Le spinte da un lato sono prevalentemente attive e dall'altro passive ma, in definitiva, la sollecitazione assiale della centina non è sostanzialmente diversa da quella del caso precedente.

Durante l'operazione di scavo, ed in attesa della applicazione del rivestimento, la roccia inizia un processo di ridistribuzione del suo stato tensionale e la sagoma fittizia della volta di scarico trasmigra, e cambia forma, con riduzione della luce ed aumento della freccia, fino a raggiungere l'assetto definitivo, già precedentemente evidenziato.

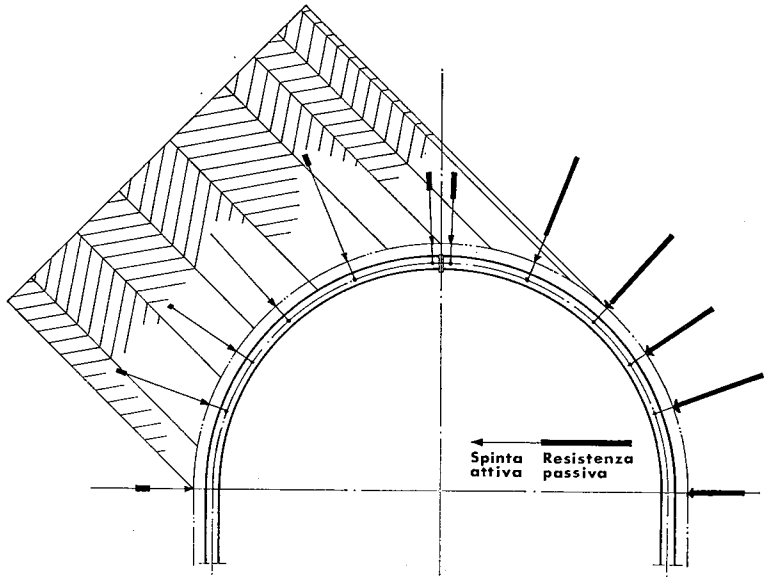


Fig. 18.43 - Pressione di stratificazione inclinata su una centina (Proctor e White).

18.8.2 **Impiego di bullonatura.**

Le bullonature in roccia, che di recente sono state proposte per l'esecuzione di molte gallerie, in effetti risultano utili, sotto l'aspetto tecnico ed economico, particolarmente in presenza di terreni fortemente spingenti e quando il foro della galleria è sensibilmente ampio.

In tali situazioni la bullonatura consente una riduzione dello spessore del rivestimento definitivo ma occorre accertarsi, ogni volta, che effettivamente si raggiunga una economia del costo complessivo, senza generalizzare la convenienza del provvedimento. Occorre anche ben valutare se il beneficio della bullonatura sia reale ed effettivamente durevole ovvero possa venire disperso nel tempo da fenomeni di creep.

Comunque il procedimento non appare consigliabile in presenza di rocce stabili, tanto più se esse sono fessurate, nel quale caso i bulloni potrebbero avere anche un effetto dannoso. Per contro la bullonatura dà la possibilità di eseguire lo scavo della galleria a sezione piena, anche in roccia mediocre, senza ingombro di centine.

Con roccia sana i bulloni, disposti a raggiera, raggiungendo la zona non

degradata, si oppongono alla propagazione della deformazione viscosa e impediscono distacchi di blocchi di roccia dall'intradosso del foro.

In sostanza la bullonatura ha lo scopo di offrire alla roccia la possibilità di ricostituirsi sul volto dello scavo una parte delle pressione preesistente allo scavo e di cucire e ridurre l'anello plastico di difesa (n. 18.2.2), che viene spontaneamente a formarsi intorno al foro, riportando l'ancoraggio dei bulloni nella zona esterna a comportamento pseudo-elastico.

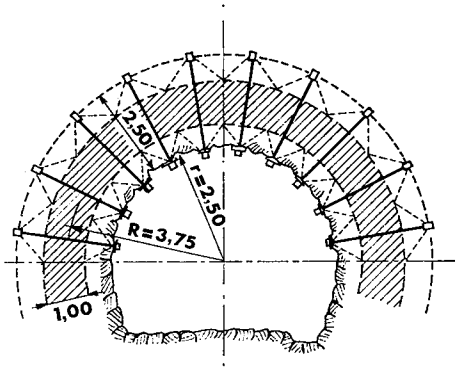


Fig. 18.44 - Roccia lapidea consolidata con chiodature nell'intorno del foro di una galleria.

Può realizzarsi direttamente una semplice bullonatura della roccia, come indicato in fig. 18.44 ovvero la bullonatura può essere accompagnata da un rivestimento di beton eseguito a spruzzo, come in fig. 18.45 rivestimento che ha il grande vantaggio di proteggere immediatamente la roccia dagli agenti atmosferici, tanto che, come detto, a volte viene eseguito anche senza accompagnarlo con la bullonatura. Ed anzi non sempre la bullonatura è favorevole poichè blocca il rivestimento primario nella fase di espansione della roccia.

Per determinare frequenza e lunghezza dei bulloni possono farsi diverse considerazioni.

Una è che lo spessore del masso parabolico in avanzamento suscettibile di distacco non supera metà della distanza fra zona in cui si applicano i bulloni ed il fronte di attacco e quindi i bulloni dovrebbero avere al minimo tale lunghezza. Altro criterio è di riferire la lunghezza dei bulloni alla larghezza b del foro ossia:

$$l \simeq \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{3}\right) b$$

con valore medio intorno ai $(4 \div 5)$ m e scegliendo i maggiori per rocce più scadenti.

Circa la densità dei bulloni, essendo l'area interessata da 1 bullone $A = i_t \times i_e$ dove i_t ed i_e sono gli interassi trasversali e longitudinali può dirsi, in base alla attuale, pur scarsa, esperienza che i tiranti vengono spaziati in modo che:

$$A \ (\mathrm{m^2}) = c \ (\mathrm{kg/cm^2})$$

Così, ad es., con una roccia di coesione $c = 20$ t/m² occorrerebbe un tirante ogni 2 m² di intradosso del foro.

Gli ancoraggi laterali della calotta sono sottoposti anche a sforzi di taglio cosicchè, seguendo un antico criterio, può penalizzarsi la resistenza a trazione, ad es. assumere per essa 0,85 σ_s.

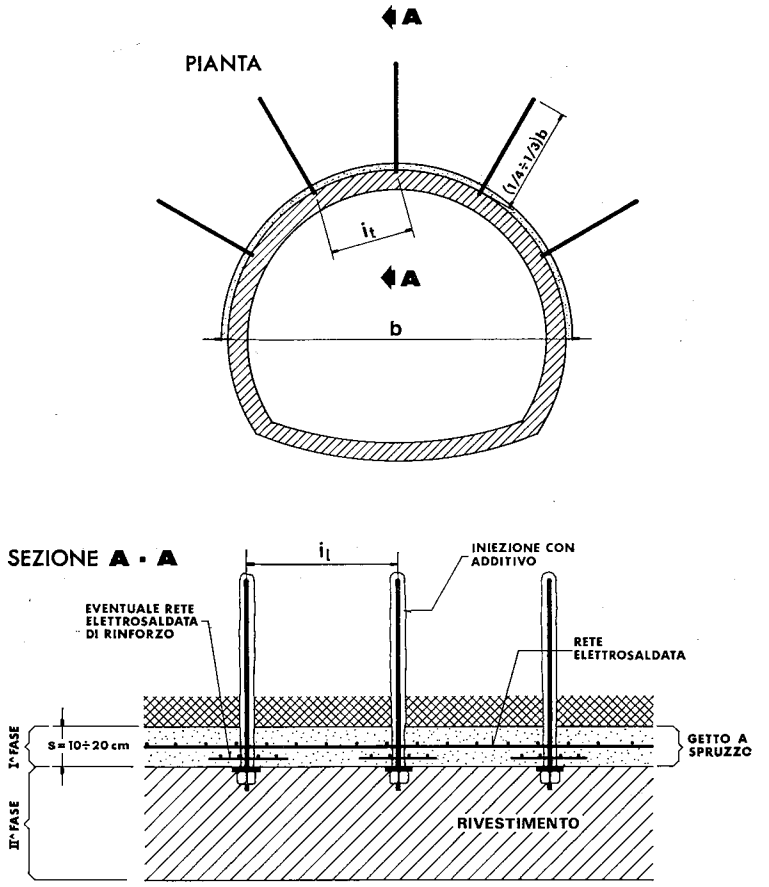


Fig. 18.45 – Rivestimento primario eseguito con soletta di cemento a spruzzo armata con rete elettrosaldata e bullonata alla retrostante roccia.

Pertanto la pressione massima che può essere offerta da un tirante ad una roccia in espansione è:

$$p = \frac{\omega \times 0{,}85\ \sigma_s}{A}$$

dove ω è l'area del tirante e σ_s il tasso di snervamento dell'acciaio.

Ma è chiaro che nessuno di tali calcoli può essere invocato per una valutazione precisa ma solo per fornire un ordine di grandezza.

Si chiede poi, in generale, che i bulloni siano barre ad aderenza migliorata, il che vuol dire acciai duri ma con rocce molto spingenti potrebbero anche essere preferibili acciai dolci che, essendo più duttili, consentono un maggior sfogo della montagna senza pervenire alla rottura, pericolo questo che è stato posto in evidenza al cap. 17 parlando degli ancoraggi in roccia

Per tale ragione non conviene usare acciai ad alta resistenza da precompresso i quali, inoltre, non avrebbero lunghezza sufficiente per poter dosare e misurare la effettiva pretensione. Quando ai bulloni si richiede il massimo ci pensa la montagna a porli in tensione con un benefico sfogo della roccia senza necessità di pretensione.

Circa lo spessore dei bulloni è da ritenere che il diametro $D = 18 \div 22$ mm non debba essere superato essendo del tutto inutilizzate le maggiori portate trattandosi sempre di azioni concentrate in un materiale di caratteristiche di resistenza ben inferiori a quelle dell'acciaio.

Quando venga applicato il rivestimento a spruzzo esso potrà avere spessore da 10 a 20 cm ed essere armato con una rete elettrosaldata $\varnothing$ 5 o $\varnothing$ 6 del peso da 2 a 3 kg/m^2 e se ai bulloni viene richiesta la loro massima resistenza, ad evitare il punzonamento del prerivestimento, possono aggiungersi spezzoni di rete intorno al bullone stesso, come indicato in fig. 18.45.

18.9 Risentimenti in superficie da gallerie poco profonde.

18.9.1 Carattere e misura degli assestamenti in superficie.

18.9.1.1 Con gallerie poco profonde, e soprattutto quando attraversino aree metropolitane, la previsione dei risentimenti alla superficie del terreno, direttamente sovrastante, e nelle zone limitrofe, per effetto dello scavo, è altrettanto importante che la progettazione del rivestimento.

Quando la galleria attraversa terreni coerenti, od anche incoerenti ad elevata densità, e quindi compatti, tali risentimenti sono ridotti, tanto più se l'avanzamento avviene con le dovute cautele. Diversa è, peraltro, la situazione, molto frequente, di rocce sciolte nelle quali lo scavo provoca notevoli alterazioni dello stato tensionale di quiete, con deformazioni e dislocamenti del materiale che si ripercuotono in abbassamenti della superficie.

Possono formarsi anche delle cavità nell'intorno del foro che poi, nel tempo, si colmano con processo di franamento, provocando un incremento della perdita di volume.

A questo riguardo è particolarmente importante una accurata e tempestiva esecuzione delle iniezioni cementizie dietro il rivestimento per colmare i vuoti, sempre presenti quando si impieghi la talpa e queste debbono essere effettuate in due fasi: la seconda per colmare i vuoti lasciati dalla prima.

Le difficoltà aumentano in presenza di acqua ed i drenaggi, come già detto, sono pericolosi.

L'entità degli abbassamenti viene definita come perdita di volume di roccia, espressa come percentuale del volume di scavo. Essa è modesta e gli assestamenti non pervengono in superficie solo in assenza di strati compressibili e sciolti, sensibili allo scavo ed al drenaggio della galleria.

18.9.1.2 La fig. 18.46 *a* mostra la perdita di volume prodotta dalla esecucuzione di una galleria circolare in sabbia densa ($2\,r = 5{,}30$) e la fig. 18.46 *b*

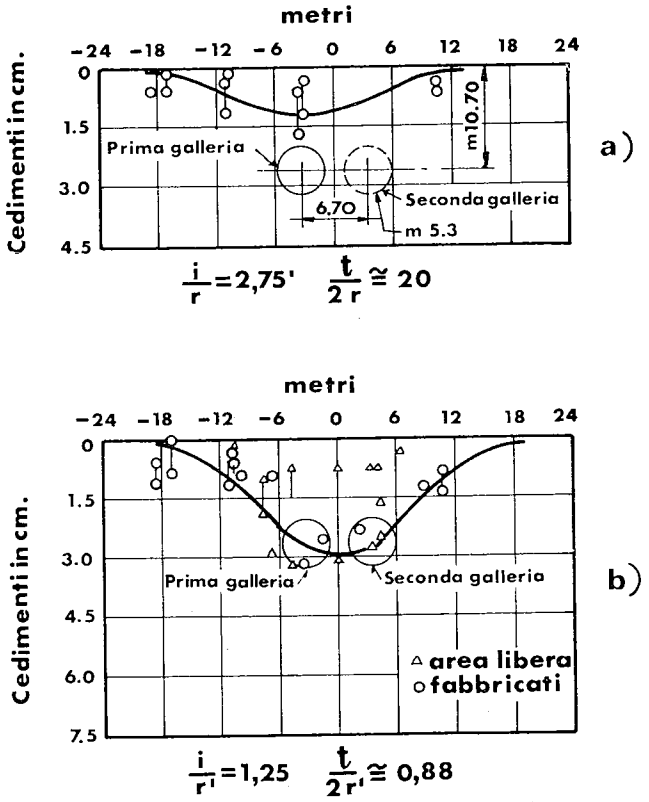


Fig. 18.46 – Cedimenti in superficie per perdita di volume prodotta, in sabbia densa, dalla esecuzione del foro in una galleria: *a*, dopo l'attraversamento della prima galleria; *b*, dopo l'attraversamento della seconda (Peck).

quella totale, dopo la costruzione, anche della seconda galleria ($2\,r' = 12{,}00$) e si vede che, quando le due gallerie sono molto accostate, la perdita di volume prodotta dalla seconda è maggiore di quella dovuta al passaggio della prima e ciò perchè la seconda trova il terreno già decompresso dalle operazioni di scavo della prima.

Una casistica, raccolta da Peck, di metropolitane costruite negli U.S.A. mostra cedimenti in superficie, di rocce incoerenti, che vanno da 2 a 10 cm.

Ma ciò che è più dannoso per le costruzioni con fondazioni dirette superficiali non è tanto l'entità dell'abbassamento quanto il fatto che esso, come si

vede dalla figura, non è uniforme, bensì variabile, e non lineamente con la distanza dall'epicentro, il che vuol dire cedimento differenziale delle opere ricadenti nella zona di influenza, con distorsione delle sovrastrutture, a meno che esse siano munite di un rigido basamento.

Con attraversamento in argilla dura lo scavo si presenta particolarmente facile, anche a mano. Con scudo si hanno minime perdite di volume, sempre che risulti $\sigma_v/\sigma_h < 4$.

Con argilla satura soffice di media consistenza, che è la peggiore, si possono avere deformazioni e dislocazione, per fluimenti, così forti da provocare veri slittamenti nell'intorno del foro, con forti perdite di volume, ancora superiori a quelle dei terreni incoerenti poco addensati.

La fig. 18.47 *a* mostra gli spostamenti orizzontali, prodotti dall'avanzamento con scudo nella argilla plastica a S. Francisco, misurati a 2,50 m dallo scudo e si vede come, al passaggio dello scudo, il terreno prima si allontana dal foro per poi riavvicinarsi.

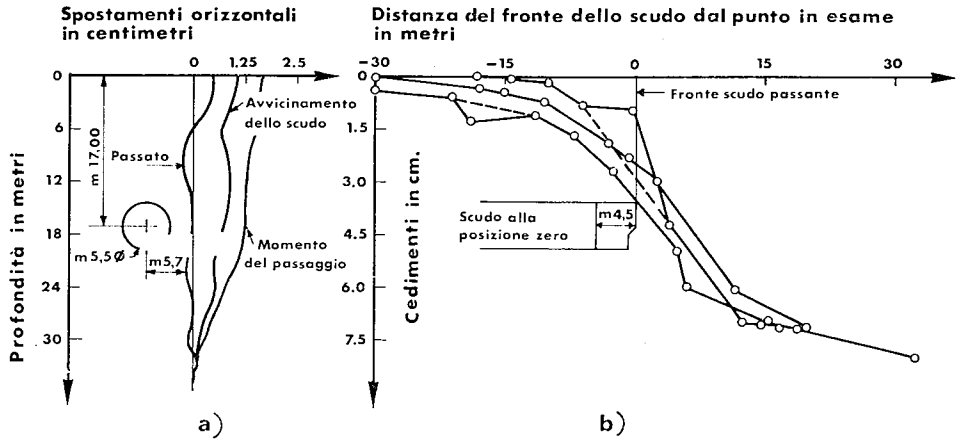


Fig. 18.47 – Movimenti di una argilla plastica nell'attraversamento dello scudo: *a*, spostamenti laterali; *b*, spostamenti verticali (Peck).

La fig. 18.47 *b* mostra che l'incremento dell'abbassamento del suolo è massimo al disopra dello scudo cosicchè è evidente lo effetto del fluimento della argilla nella camera di lavoro. Con argilla molto fluida sussiste anche il pericolo di completa invasione della camera di lavoro e pertanto occorrono gli interventi di salvaguardia del caso.

Con argille molli possono aversi, inoltre, nel tempo ulteriori assestamenti prodotti da consolidamento dell'argilla stessa nell'intorno della galleria, anche superiori a quelli verificatisi nel corso dei lavori tanto più se, procedendosi con lo scudo, l'argilla viene rimaneggiata dal coltello e dallo strisciamento dello scudo.

Viene citata nella stampa tecnica la galleria circolare di Chicago, in argilla plastica, nella quale il rivestimento ha trovato il suo equilibrio definitivo solo 5 anni dopo la ultimazione dei lavori. Dalle misure effettuate è risultato che nei primi tre mesi si era raggiunto un valore medio uniforme della pressione

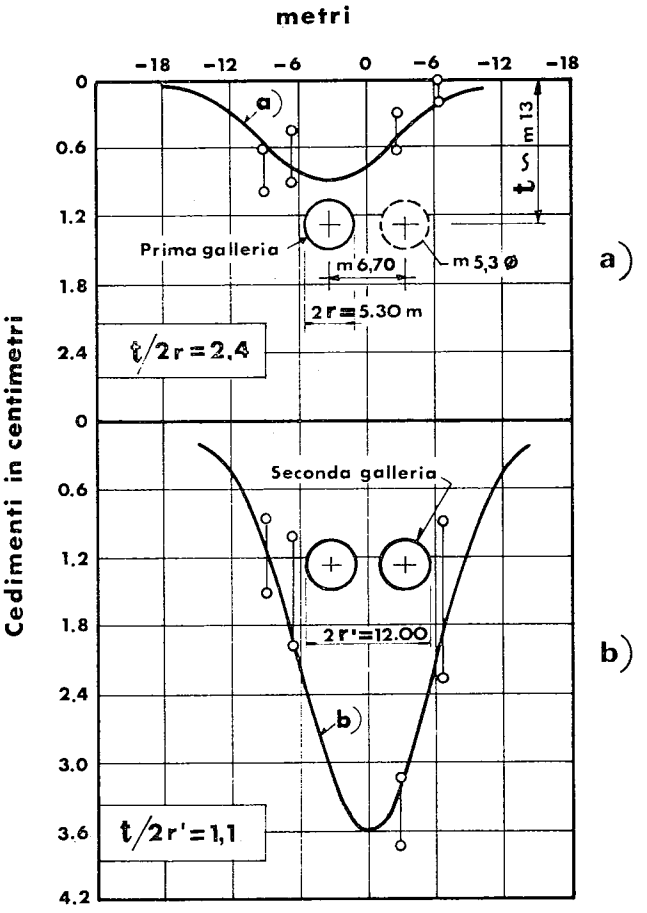


Fig. 18.48 – Cedimenti in superficie per perdita di volume prodotta, in argilla plastica, dalla esecuzione del foro in una galleria: *a*, dopo l'attraversamento della prima galleria; *b*, dopo l'attraversamento della seconda (Peck).

poi quella verticale è cresciuta fino a raggiungere la litostatica, sempre rimanendo le laterali inferiori alle verticali.

La fig. 18.50 mostra la perdita di volume di argilla plastica e si vede che per le due gallerie è più che doppia di quella per una sola galleria ed è maggiore di quella della galleria in sabbia asciutta di fig. 18.46.

18.9.1.3 Particolarmente interessanti sono alcune misure effettuate (1) in occasione della costruzione delle gallerie della linea A della Metropolitana romana in quanto, a differenza dei casi che si trovano citati nella letteratura tecnica, le gallerie attraversano terreni di stratigrafia molto variabile, con alternanze che vanno dai terreni piroclastici agli alluvionali.

La fig. 18.49 descrive l'evoluzione nel tempo dei cedimenti in superficie, in corrispondenza degli assi delle due gallerie, profonde 30 m, attraversanti una stratificazione argillo-limosa (maremmano), di limitato spessore, con terreno sovrastante di varie natura.

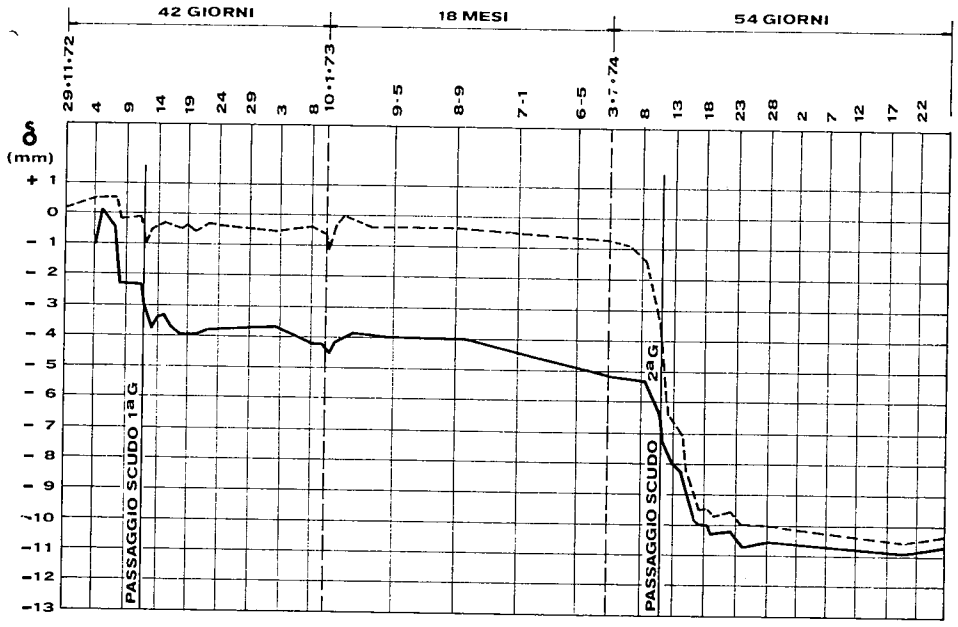


Fig. 18.49 – Cedimenti in superficie misurati nel corso dei lavori della metropolitana, linea A, di Roma (Chisari et alii).

Si vede che il cedimento è dell'ordine dei 10 mm; minori cedimenti sono stati misurati ove le gallerie scendono nella argilla pliocenica.

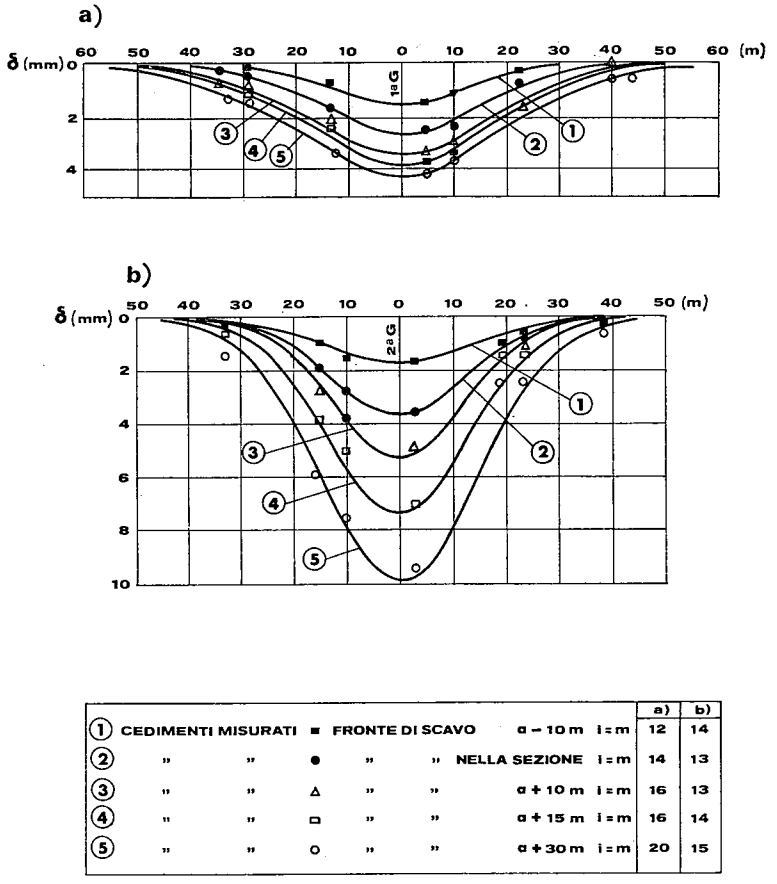
Si rileva nella figura il decorso dei cedimenti nel tempo, che però non ha riscontro nelle altre sezioni, di cui è riferito nella pubblicazione, ove, sono intervenute azioni esterne, come ad es. in vicinanza delle stazioni.

Gli autori hanno potuto rilevare la grande importanza delle iniezioni primarie di intasamento, poichè, quando esse non erano ben riuscite, e restavano dei vuoti nell'intorno del rivestimento, i cedimenti in superficie proseguivano, fintanto che si risentiva l'effetto delle iniezioni secondarie.

---

(1) Chisari A., C.E.R.T.U.M., quaderno n. 12, novembre 1977.

La fig. 18.50 descrive la diffusione dei cedimenti in superficie in corrispondenza della stessa sezione di cui la 18.50 riporta il decorso dei cedimenti nel tempo.



						a)	b)
①	CEDIMENTI MISURATI	■	FRONTE DI SCAVO		a – 10 m i = m	12	14
②	»	»	●	»	» NELLA SEZIONE i = m	14	13
③	»	»	△	»	» a + 10 m i = m	16	13
④	»	»	□	»	» a + 15 m i = m	16	14
⑤	»	»	○	»	» a + 30 m i = m	20	15

Fig. 18.50 – Cedimenti in superficie verificatisi in corso avanzamento della talpa in una sezione delle gallerie della metropolitana di Roma, linea A: *a*, al passaggio dallo scudo della 1ª galleria; *b*, al passaggio dallo scudo della 2ª galleria (Chisari et alii).

I cedimenti sono stati misurati a varie distanze dagli assi delle gallerie, fino a circa 35 m, all'avvicinarsi ed all'allontanarsi della talpa (da – 10 m a + 30 m). Si vede che i cedimenti approssimano bene curve di distribuzione normale.

Si rileva anche qui quanto siano maggiori i cedimenti prodotti dal passaggio della talpa della seconda galleria e gli autori ne attribuiscono la causa ad un ritardo nella esecuzione delle iniezioni di intasamento della prima galleria. Nella figura sono riportate anche le distanze i (in m), dagli assi delle gallerie, ove il cedimento è circa il 60% del massimo in corrispondenza dell'asse.

18.9.2 Previsione degli assestamenti.

La preoccupazione dei danni che durante lo scavo di gallerie poco profonde possono produrre alle opere vicine fa tentare la previsione dell'entità degli assestamenti del suolo e della estensione della zona interessata.

I risultati di tale studio vanno esaminati in relazione alle caratteristiche strutturali delle opere investite, e principalmente delle loro fondazioni, per vedere se vi sia la necessità di intervenire su di esse.

Peraltro non esiste nessuna analisi teorica che porti ad una valutazione sicura dei moti del terreno, essendo troppe le variabili che intervengono.

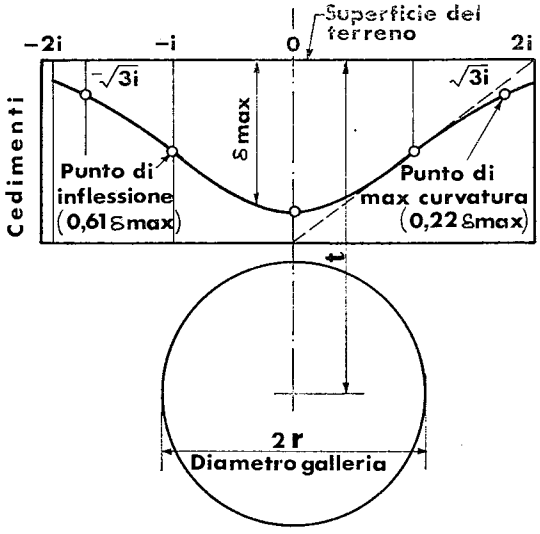


Fig. 18.51 – Schema per la previsione della distribuzione dei cedimenti in superficie, prodotti dalla costruzione di una galleria (Peck).

I dati raccolti hanno comunque consentito a Peck di definire statisticamente la curva della figura 18.51, che fornisce l'andamento probabilistico dei cedimenti della superficie di terreno a distanza dallo scavo, in funzione delle dimensioni dello scavo stesso e della sua profondità. Ciò è molto importante poichè, come detto, interessa conoscere i cedimenti differenziali più che gli assoluti.

Una volta stabilito, quindi, il valore δ_{max} del cedimento sulla verticale d'asse della galleria, può disegnarsi la curva dei cedimenti che presenta due punti di flesso ad una distanza i dall'asse verticale, ove il cedimento è il 61% di δ_{max}. Il rapporto i/r, essendo r il raggio della galleria, è funzione del rapporto $t/2\,r$ e della natura e condizione del terreno, secondo il grafico della fig. 18.52.

La costruzione della curva risulta chiaramente dalla figura. Il volume perduto è approssimativamente:

$$V_p = 2{,}5 \cdot i \cdot \delta_{max}$$

Per le gallerie abbinate resta la stessa costruzione, ponendo in luogo del raggio della galleria un raggio ideale $r' = r + d/2$ dove d è la distanza fra gli assi delle due gallerie, ossia come se si fosse in presenza di un'unica galleria di raggio $r + d/2$.

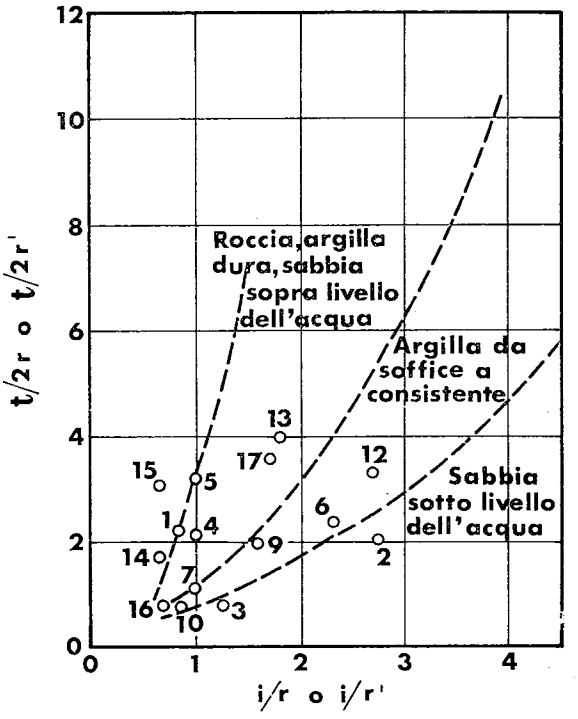


Fig. 18.52 – Grafico per la utilizzazione dello schema della fig. 49 in relazione alla natura del terreno (Peck).

Dal grafico della fig. 18.52 si vede che elevati valori di i sono associati alle argille ma che sono anche maggiori per la sabbia al disotto dalla falda. La previsione delle perdite di terreno di tale natura è molto difficile.

Si vede pure che tanto maggiore è la profondità della galleria, tanto maggiore è la estensione della zona perturbata ma tanto minore l'assestamento differenziale fra due punti della superficie, il che è la cosa più importante da prevedere.

I danni prodotti dalla costruzione delle gallerie non si esauriscono alla loro

ultimazione poichè i terreni proseguono lentamente a muoversi tendendo a riprendere l'assestamento iniziale, fenomeno facilitato dalle vibrazioni del transito ferroviario cosicchè all'inizio dell'esercizio, con alcuni tipi di terreno si verifica una ripresa sensibile dei movimenti del suolo.

BIBLIOGRAFIA

RITTER, « *Statik des Tunnelgewölbe* » (1879).

TERZAGHI, « *Theoretical soil mechanics* », Wiley, London.

TERZAGHI-PECK », « *Soil Mechanics in Engineering Practice* », Wiley, Londra.

TERZAGHI-JELINEK », « *Theoretische Bodenmechanik* », Springer.

TERZAGHI, PROCTOR, WHITE, « *Rock Tunneling with steel supports* », (c.S.S.Co., Ohio).

KOMMERELL, « *Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk* », Wilhelm Ernst & Sohn, Berlino.

KRININ, « *Soil Mechanics* ».

HAMMOND, « *Tunnel Engineering* », Heywood.

SZECHY, « *Tunnelbau* », Springer.

SZECHY, « *Traité de construction des Tunnels* », Dunod.

DESIO, « *Geologia applicata alla Ingegneria* », Hoepli.

DESIMON, « *Costruzione delle gallerie* », Hoepli.

FALCHI-DELITALA, « *Calcolo dei rivestimenti della galleria* », Vitali e Ghianda.

CAPITOLO 19

GEODINAMICA [1]
FONDAZIONI DI MACCHINE - COSTRUZIONI ASISMICHE

19.1 Vibrazioni delle fondazioni.

19.1.1 Premessa.

Al cap. 11 è fatto cenno ai principi della dinamica dei solidi, con particolare attenzione al comportamento del terreno, sia come mezzo di propagazione delle onde di vibrazione, che come corpo di sostegno di una struttura che vibra su di esso. Nei capp. 10 e 13 è stata trattata l'interazione terreno-struttura in fase statica. In fase dinamica, come già è stato accennato al cap. 11, viene spesso presentata la distinzione tra i casi di fondazioni « attive » e « passive ».

Il primo caso si ha quando attraverso di esse si irradia la eccitazione che produce lo stato vibratorio del suolo, innescando poi il fenomeno di interazione suolo struttura: ciò avviene ad es. per le fondazioni delle macchine vibranti o pulsanti. I problemi progettuali in tale caso consistono in generale nel controllo della stabilità della fondazione e nella verifica che la risposta dinamica del complesso risulti compatibile con il funzionamento della macchina e non produca eventualmente danni o fastidi alle costruzioni vicine.

Il caso di fondazione « passiva » si definisce quando la fondazione è investita, attraverso il terreno, da onde di vibrazione prodotte da cause artificiali (macchine, scoppi), ovvero naturali (sismi).

Come è evidente, la differenza tra i due fenomeni è che nel primo il suolo è un mezzo inizialmente in quiete ed è nota l'azione (forza, coppia, impulso) che attraverso la fondazione ad esso viene trasmessa, mentre nel secondo è noto il moto del suolo in condizioni libere, ossia senza la sovrastruttura che su di esso deve poggiare. Se la localizzazione ed il tipo di eccitazione (forza oppure moto impressi) vengono visti analiticamente quali condizioni al contorno, la

---

[1] Il capitolo « geodinamica » comprende tutti i problemi di dinamica del suolo, anche se di recente, più specificatamente, la dizione viene usata per l'analisi del comportamento delle costruzioni e del terreno allo scuotimento sismico.

differenza concettuale tra i due problemi si annulla. Qualunque sia l'eccitazione infatti, il problema fisico consiste nell'analisi di vibrazioni forzate di un sistema meccanico composto da parti interagenti: la sovrastruttura (ridotta ad un semplice blocco nel caso di fondazioni di macchine), la fondazione, ed il terreno sottostante. La soluzione matematica del problema richiede ovviamente la conoscenza del comportamento dinamico degli elementi isolati: in particolare quindi del suolo.

Quest'ultimo è collegato alla sovrastruttura (banco motori, edificio ecc.) attraverso una o più superfici, sede di scambio di azioni dinamiche. Per la soluzione del problema è dunque necessaria la conoscenza della risposta dinamica del suolo sollecitato da azioni di diverso tipo (forze e coppie di asse qualsiasi) su definite porzioni della sua superficie.

Tale è appunto l'oggetto della teoria delle vibrazioni del semispazio elastico che, iniziata negli anni 30 da Reissner (1), presenta oggi un quadro completo di soluzioni per tutti i tipi di vibrazione, per impronte di fondazioni circolare e rettangolare, per diverse distribuzioni delle pressioni sotto la fondazione, ecc. (2).

La completezza di casistica non può tuttavia eliminare la limitazione di base dell'intera teoria: l'ipotesi del suolo quale mezzo elastico, omogeneo ed isotropo. D'altra parte, oggi, con i metodi agli elementi finiti, capaci di trattare problemi dinamici di grandi dimensioni in completa libertà di definizione dei legami reologici dei materiali e della geometria del sistema, l'uso della teoria del semispazio elastico non è più inevitabile. È anche vero tuttavia che l'onere economico e di tempo dei metodi agli elementi finiti trova giustificazione solo in casi di particolare rilevanza e d'altronde la teoria del semispazio, nonostante il suo apparente grado di idealizzazione, ha trovato nel tempo molte conferme sperimentali della sua attendibilità (3), a condizione di una opportuna scelta dei parametri.

Di particolare rilievo poi, è che da essa sono stati tratti metodi di impiego pratico del tutto elementari.

Questi metodi simulano la risposta del suolo ai diversi tipi di eccitazione: verticale, orizzontale, torsionale, ecc., mediante un sistema di tre costanti: una massa, una molla ed un ammortizzatore. Le costanti sono ricavate in modo da riprodurre in ampiezza ed in frequenza la soluzione fornita dalla teoria rigorosa. L'uso di queste costanti è mostrato nella fig. 19.1, che trattano casi elementari di un semplice blocco rigido sul suolo (19.1 *a*), e di una macchina sospesa su un blocco di fondazione a sua volta poggiata sul suolo (19.1 *b*).

Ma il loro impiego è del tutto generale: ogni qualvolta si voglia tener conto

---

(1) Reissner E., « *Stationäre, axialsymmetrische...* » in *Ingenieur Archiv*, Vol. 7, n. 6, Berlin (1936).

(2) Presentazione e bibliografia esaurienti sulla teoria del semispazio elastico sono contenuti ad es. nel testo di Richart-Hall-Woods riportato nella Bibliografia del Cap. 19.

(3) Richart-Whitman, « *Comparison of Footing Vibration Tests with Theory* ». J. Soil Mech. and Engng. Div. ASCE, Vol. 93, SM 6 (Nov. 1967).

dell'effetto di interazione è sufficiente disporre al di sotto della fondazione un appropriato numero e tipo di costanti, e studiare poi il sistema meccanico così ottenuto mediante le consuete tecniche di analisi dinamica.

Se il problema è di una macchina vibrante, l'eccitazione sarà posta sulla sovrastruttura, come in fig. 19.1; se si tratta di un problema sismico, l'eccitazione consisterà in un moto impresso al di sotto degli elementi meccanici che simulano il suolo.

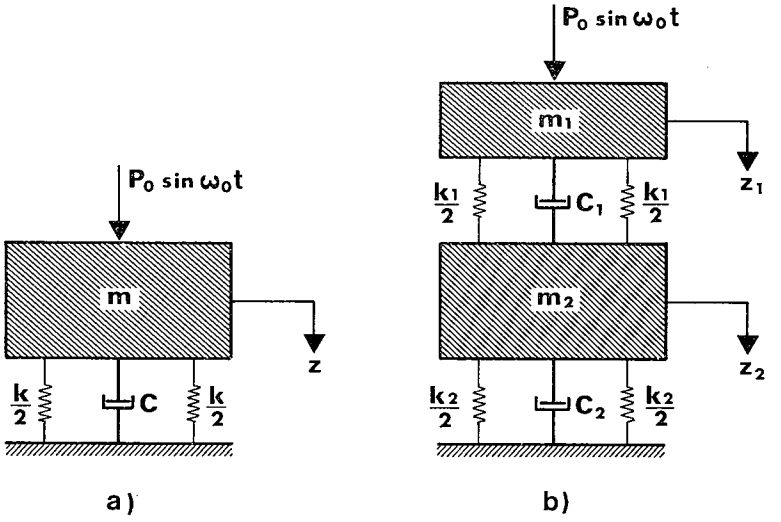


Fig. 19.1 – Modelli di oscillatori verticali: *a*, semplice; *b*, doppio.

19.1.2 Costanti equivalenti al semispazio elastico.

19.1.2.1 *Rigidezza elastica delle molle.* — Il valore della rigidezza da attribuire ai diversi tipi di molla è il più importante dei tre parametri rappresentativi del suolo. Esso infatti determina il valore della frequenza propria nonchè l'ampiezza della risposta fuori della risonanza (alla risonanza l'amplificazione è governata dalla sola costante di smorzamento).

La maggior parte degli autori segue il criterio di attribuire alla costante k o il valore desunto da una prova di carico statica oppure quello fornito dalla teoria dell'elasticità per il caso di un semispazio soggetto a pressione statica distribuita in dato modo (uniforme, parabolico, ecc., a seconda delle caratteristiche di deformabilità relative tra fondazione e terreno) su di una superficie di forma circolare o rettangolare.

Per vibrazioni verticali, ad esempio, k (f/l) può essere determinata attraverso una prova di carico statico dalla relazione:

$$\frac{p}{\delta} = \frac{1}{A} k \tag{19.1}$$

essendo A l'area d'impronta del carico.

Oppure, se si sono misurate preventivamente alcune caratteristiche del terreno, si può ricorrere alla espressione:

$$k = \frac{G}{1 - \nu} \chi_1 \cdot \chi_2 \cdot \sqrt{A} \tag{19.2}$$

nella quale il valore di G può anche dedursi dalla velocità delle onde di taglio:

$$G = V_s^2 \cdot \frac{\gamma}{g} \tag{19.3}$$

oppure dal modulo E:

$$G = \frac{1}{2\,(1 + \nu)} E \tag{19.4}$$

essendo frequentemente: $\nu = \frac{1}{3} \div \frac{1}{2}$.

Il coefficiente di profondità (Kaldjan) è funzione del rapporto:

$$\chi_1 = f\left(\frac{t}{r_0}\right)$$

essendo t la profondità del terreno ed r_0 il raggio medio della fondazione. Il coefficiente di forma χ_2 è espresso in funzione del rapporto dei lati (Barkan).

Nel caso di fondazione superficiale *rigida*, sottoposta ad azione verticale ed orizzontale le costanti di rigidezza e di smorzamento, ricavate dalla teoria

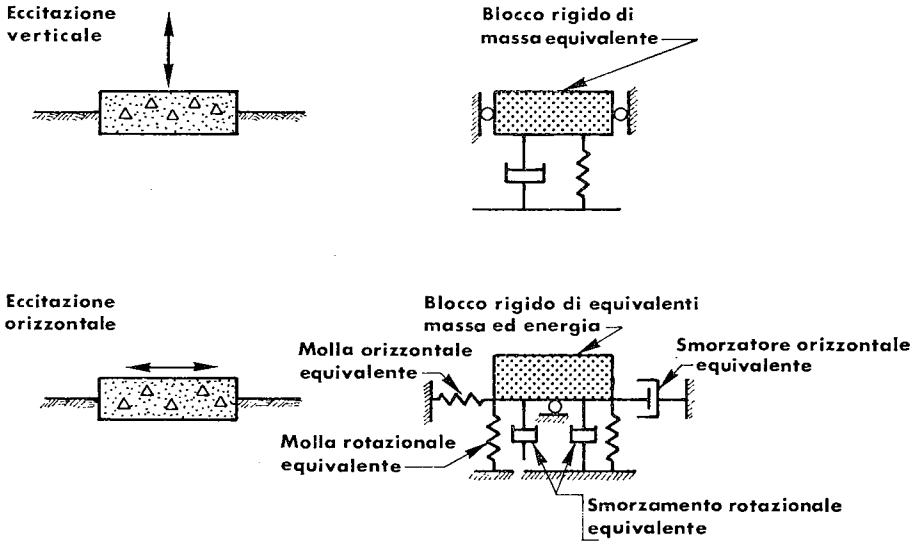


Fig. 19.2 – Modelli di un blocco di fondazione rigido sottoposto ad eccitazione verticale ed orizzontale su un sistema equivalente localizzato del terreno (Withman-Richart).

del semispazio elastico e mostrata in fig. 19.2, hanno le espressioni raccolte nella fig. 19.3 (da Whitman-Richart, 1967).

Nei casi in cui la fondazione non può ritenersi infinitamente rigida, la distribuzione delle pressioni sul suolo sarà diversa da quella coerente con i valori dati in fig. 19.3.

MOTO	COSTANTE DELLA MOLLA
	a) BASE CIRCOLARE
Verticale	$k_z = \frac{4 G r_0}{1-\nu}$
Orizzontale	$k_x = \frac{32(1-\nu) G r_0}{7-8\nu}$
Oscillante	$k_\phi = \frac{8 G r_0^3}{3(1-\nu)}$
	b) BASE RETTANGOLARE
Verticale	$k_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{B L}$
Orizzontale	$k_x = 2(1+\nu) G \beta_x \sqrt{B L}$
Oscillante	$k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi B L^2$

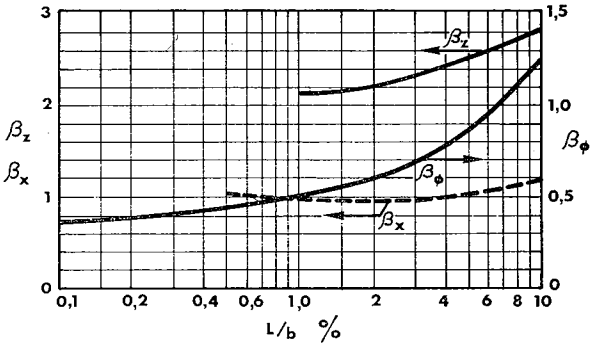


Fig. 19.3 – Rigidezza della molla nel caso di fondazione rigida di dimensioni $B \times L$ (Withman-Richart).

Ad esempio, per vibrazioni verticali, nel caso limite di distribuzione parabolica delle pressioni di contatto (con massimo al centro) l'espressione teorica di k (riferita all'abbassamento del punto centrale) è data da:

$$k_z = \frac{3 G r_0}{4 (1 - \nu)} \tag{19.5}$$

pari al 59% del valore indicato in fig. 19.3 (base circolare). Se tuttavia si adotta un criterio di media degli abbassamenti al di sotto della fondazione, la differenza tra le varie espressioni teoriche si riduce sensibilmente. Tenuto poi conto della sempre notevole incertezza sulla valutazione delle caratteristiche meccaniche, l'uso dei dati in fig. 19.3 risulta giustificato per la generalità dei casi.

19.1.2.2 *Costante di smorzamento.* — Come si è visto al Cap. 11, esistono almeno due cause di dissipazione di energia attraverso il suolo: la perdita per irraggiamento delle onde dalla sorgente e la dissipazione per viscosità o isteresi interna del materiale. Della prima causa può tenere conto rigorosamente la teoria dinamica del semispazio elastico, la quale fornisce per i diversi modi di oscillazione valori di coefficienti di viscosità equivalenti. L'equivalenza si riferisce alla amplificazione della risposta sulle condizioni di risonanza: in generale le costanti di viscosità risultano diverse per ciascun tipo di vibrazione.

Il parametro che maggiormente influisce sul rapporto di smorzamento

$\lambda = c/c_{cr}$ (1) è il rapporto di massa b, definito nel caso di moti traslatori da:

$$b = \frac{m}{\rho \cdot r_0^3} \tag{19.6}$$

($m \equiv$ massa della fondazione e della sovrastruttura, $\rho = \frac{\gamma}{g} \equiv$ densità di massa del suolo) e nel caso di moti oscillatori da:

$$b = \frac{I_0}{\rho \cdot r_0^3} \tag{19.7}$$

($I_0 \equiv$ momento di inerzia delle masse della fondazione e della sovrastruttura, calcolato attorno all'asse verticale nel caso di oscillazioni torsionali, ed attorno ad un asse orizzontale passante per il baricentro della sezione di base nel caso di oscillazioni di rollio).

I valori di c/c_{cr} sono riportati in fig. 19.4 per il caso di fondazioni circolari rigide.

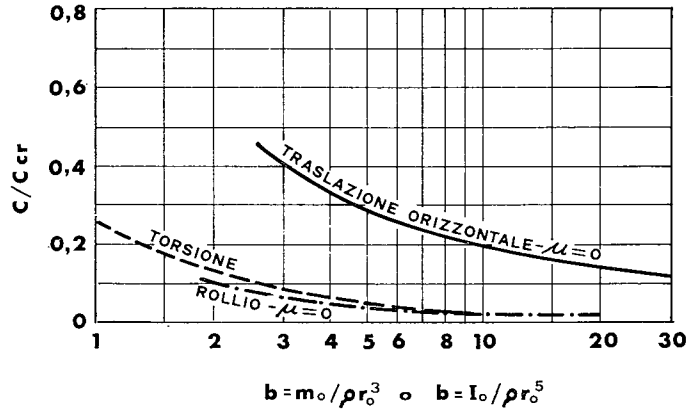


Fig. 19.4 – Coefficienti di smorzamento equivalente, derivati dalla teoria del semispazio elastico per fondazioni circolari (μ = coeff. di Poisson) (Withman, 1966).

È da notare l'elevato smorzamento del moto traslatorio, in confronto con i due moti di rotazione.

Per il caso di fondazioni rettangolari, la fig. 19.4 può essere ancora usata introducendo il raggio r_0 equivalente dato dalle espressioni:

per la traslazione $$r_0 = \sqrt{\frac{B\,L}{3\,\pi}} \tag{19.8}$$

per il rollio $$r_0 = \sqrt[4]{\frac{B\,L^3}{3\,\pi}} \tag{19.9}$$

(1) Nell'eq. (11.14) del 1° vol. si è chiamato $c/c_r = D$ anzichè λ.

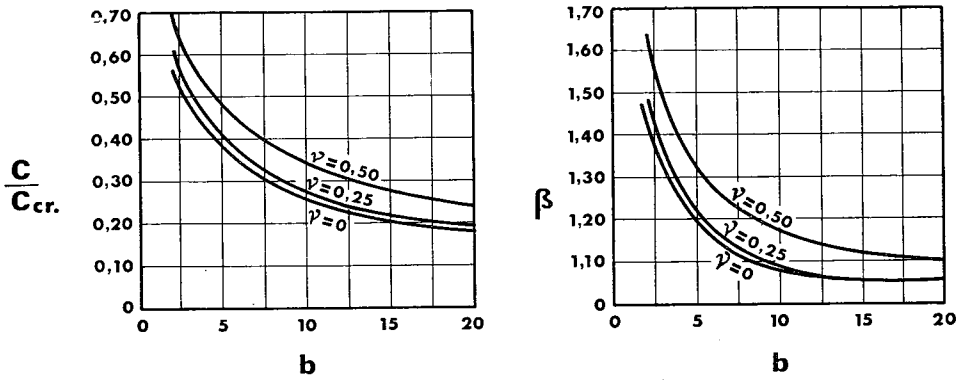


Fig. 19.5 – Vibrazione verticale: coefficienti di smorzamento *c/cr* e di amplificazione della massa β in funzione del rapporto di massa *b* (Funston-Hall).

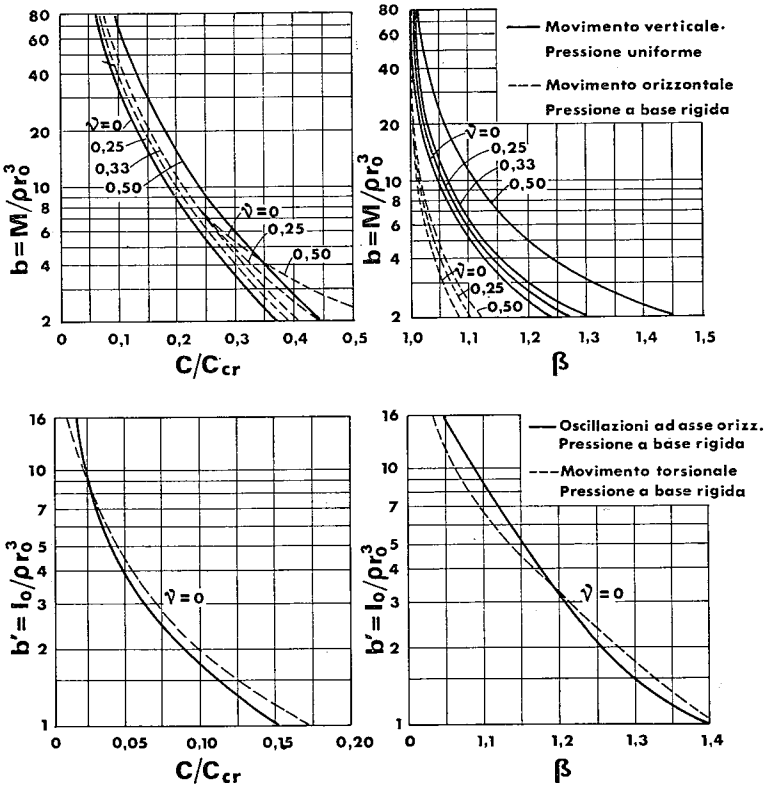


Fig. 19.6 – Coefficienti di smorzamento ed amplificazione della massa per i diversi modi di vibrazione (Funston-Hall).

per la torsione $$r_0 = \sqrt[4]{\frac{B\,L\,(B^2 + L^2)}{6\,\pi}} \qquad (19.10)$$

in cui B è la larghezza (lungo l'asse di rotazione in caso di rollio) ed L è la lunghezza della fondazione.

Valori di c/c_{cr} complementari a quelli in fig. 19.4, calcolati da Funston-Hall [1] sulla base della teoria del semispazio elastico per diversi valori di ν e diversi diagrammi di pressione alla base sono riportati nelle figg. 19.5 e 19.6.

La forma del diagramma delle pressioni di contatto influenza sensibilmente l'entità dello smorzamento. Ciò appare con evidenza dalla fig. 19.7, che con-

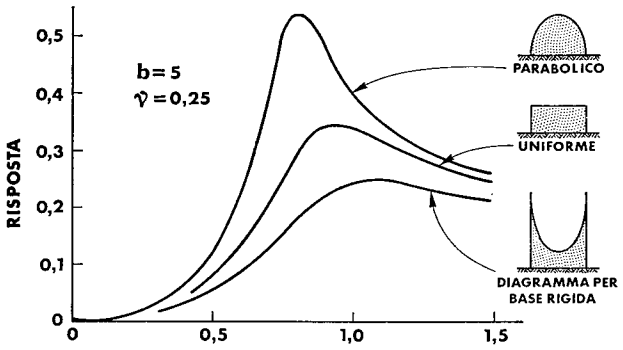


Fig. 19.7 – Vibrazione verticale-curva di risonanza (spostamento adimensionalizzato) per diverse forme del diagramma delle pressioni di contatto ed in funzione in ascissa di $\frac{\omega\, r_0}{V_s}$ (Richart-Whitman).

tiene 3 diagrammi di risposta per 3 forme caratteristiche della pressione di contatto. Se il terreno ed il tipo di fondazione sono tali da realizzare il comportamento di una base rigida su suolo elastico lo smorzamento risulta circa doppio di quello per un diagramma di contatto parabolico. Queste differenze risultano in realtà molto attenuate se, come già osservato a proposito della rigidezza, si considerano gli spostamenti medi al di sotto della fondazione, invece dei massimi.

Ai valori delle costanti di smorzamento sopra presentati sono da aggiungere i valori dello smorzamento interno del suolo, di cui al Cap. 11.4.

19.1.2.3 *Massa equivalente.* — Da un punto di vista teorico, non è possibile individuare una massa di terreno sottostante la fondazione che vibri in fase con essa. Le particelle di terreno si muovono ad ogni istante secondo diverse traiettorie e con diverse accelerazioni.

L'uso di una massa equivalente è giustificato nella pratica in quanto si-

---

(1) FUNSTON N. E., HALL W. J., « *Footing Vibration with Non Linear Subgrade Support* ». Jnl. of Engng. Mech. Div., ASCE, Vol. 93 (1967).

gnifica disporre di un parametro aggiuntivo per migliorare la corrispondenza tra teoria e modello discretizzato. Studi analitici (1) hanno tuttavia mostrato che anche trascurando del tutto tale parametro la corrispondenza tra modello e teoria rimane nel caso generale del tutto accettabile.

Volendo comunque includere una massa equivalente, la teoria del semispazio ne fornisce la espressione, diversa per ogni tipo di moto, ricavandola dalla condizione di uguaglianza tra frequenza fondamentale del semispazio e quella del modello:

$$m_{mod.} = 4\,\pi^2\,\frac{f^2_{semisp.}}{k_{mod.}} \tag{19.11}$$

Nella Tabella 19.1 sono riportati i valori della massa aggiuntiva così ricavata (Whitman, Richard, 1967).

TABELLA 19.1 – **Valori della massa aggiuntiva « equivalente » di suolo derivati dalla teoria del semispazio** (Whitman-Richart).

Modo di vibrazione	Massa-momento d'inerzia del terreno		
	$\nu = 0$	$\nu = 0{,}25$	$\nu = 0{,}5$
Spostamento verticale	$0{,}5\ \rho\ r_0^3$	$1{,}0\ \rho\ r_0^3$	$2{,}0\ \rho\ r_0^3$
Spostamento orizzontale	$0{,}2\ \rho\ r_0^3$	$0{,}2\ \rho\ r_0^3$	$0{,}1\ \rho\ r_0^3$
Ondeggiamento	$0{,}4\ \rho\ r_0^5$	—	—
Torsione sull'asse verticale	$0{,}3\ \rho\ r_0^5$	$0{,}3\ \rho\ r_0^5$	$0{,}3\ \rho\ r_0^5$

Alternativamente, si possono usare i grafici delle figg. 19.5 e 19.6, che forniscono il fattore β di amplificazione della massa del blocco di fondazione per ottenere la massa totale.

Il fattore di amplificazione dipende principalmente dal rapporto di massa b. Essendo i valori di b nei casi pratici compresi tra 5 e 10, dalle figure si osserva che il fattore di amplificazione è sempre molto modesto. In casi più complessi, non contemplati dalla teoria del semispazio, una indicazione del volume di roccia interessato alla vibrazione è fornita dall'andamento delle isobare del caso statico che, per diversi tipi di fondazione, sono indicate nella fig. 19.8. Nella fig. 19.8 *a* sono segnate le isostatiche di pressione; nella fig. 19.8 *b* il bulbo di una fondazione leggermente incassata nel terreno nella fig. 19.8 *c* di una fondazione fortemente approfondita, dove si vede l'effetto dell'aderenza del terreno sulle pareti laterali; nella fig. 19.8 *d* una larga fondazione superficiale

(1) LYSMER J., RICHART F. E., «*Dynamic Response of Footings to Vertical Loading*». Jnl. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92 (Jan. 1966).

ed, infine, la fig. 19.8 *e* mostra come i pali richiamino la partecipazione di una forte massa di terreno.

L'isobara che definisce il volume del bulbo può essere scelta con un margine di arbitrarietà, assumendo comunque valori ridotti non più del 20÷30% rispetto alla pressione al contatto.

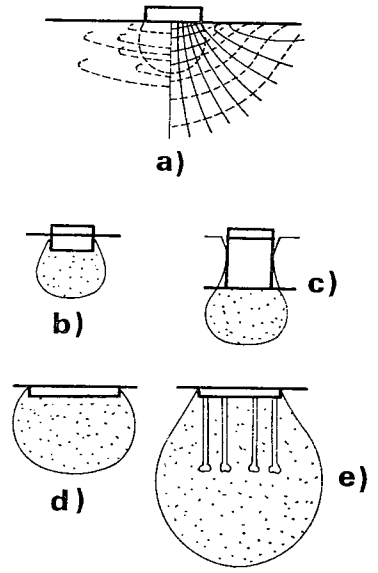


Fig. 19.8 – Individuazione del volume di terreno partecipante alla vibrazione della fondazione.

19.2 Fondazioni di macchine.

19.2.1 Generalità.

Nella progettazione delle fondazioni di macchine vibranti, e particolarmente di quelle operatrici, oltre al problema della stabilità, ossia dei cedimenti ammissibili, occorre verificare che le oscillazioni del basamento non abbiano ampiezza e frequenze dannose per la funzionalità della macchina, o arrechino fastidio agli operatori ed inoltre che non vengano trasmesse, attraverso il terreno, vibrazioni nocive o fastidiose alle costruzioni vicine.

Il limite dell'ampiezza non può essere stabilito in valore assoluto in quanto dipende dall'energia trasmessa al terreno, e dipende pure dalla frequenza della vibrazione con una funzione inversa, talchè può scriversi, simbolicamente, a parità di energia:

$$\text{ampiezza ammissibile} \equiv f\left(\frac{1}{\text{frequenza}}\right) \tag{19.12}$$

Ciò comporta una appropriata scelta sia della massa della struttura di fondazione, sia di eventuale materiale smorzante da inserire alla base della fondazione, ovvero fra macchina e basamento.

La stessa natura del terreno condiziona i provvedimenti da adottare; le rocce poco consolidate, siano esse incoerenti o coerenti, sono evidentemente le meno adatte a sostenere fondazioni sottoposte ad azioni dinamiche.

La fondazione, a seconda delle caratteristiche statiche e dinamiche della macchina e della natura del terreno, può essere costituita da un blocco poggiante direttamente sul terreno o su pali o su letto di materiale elastico o, addirittura,

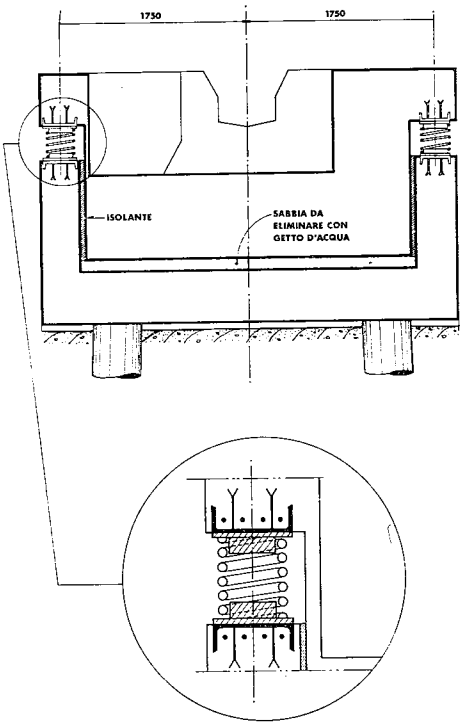


Fig. 19.9 – Basamento di una fresa portato da un sistema di molle.

su molle. Le diverse caratteristiche ed esigenze di funzionamento delle macchine possono richiedere blocchi di fondazione pieni, di elevata massa, ovvero cavi di ridotta massa.

Con macchine operatrici ad elevata frequenza, che disperdono poca energia, conviene una struttura leggera che si realizza con blocchi cavi o telai, in modo da conseguire una sensibile rigidezza con piccola massa. Un maglio, invece, dovendo assorbire una notevole energia in breve tempo, richiede sempre una elevata massa alla quale può essere data una certa libertà inserendo, fra il blocco e il suolo, dei materiali antivibranti (gomma, sughero, ecc.) ovvero delle vere molle. L'inserimento di molle è adottato frequentemente per un buon funzionamento della stessa macchina e l'attenuazione delle vibrazioni trasmesse al terreno, come indicato in fig. 19.9 per il basamento di una fresa.

Allo scopo di ridurre i fastidi alle zone circostanti può convenire di isolare lateralmente la struttura di fondazione, lasciando intorno ad essa un vuoto di ampiezza sufficiente ad escludere il contatto (in generale non inferiore a 5 cm).

Nel caso di vicinanza di costruzioni delicate, quali ad es. costruzioni monumentali, ospedali ecc., possono adottarsi i provvedimenti di cui si dirà al n. 19.3.2.

19.2.2 Progetto del basamento.

19.2.2.1 *Dimensionamento in pianta del basamento.* — Nello studio della fondazione di una macchina deve anzitutto assicurarsi un congruo margine fra il periodo della macchina e quello proprio del basamento sul terreno. La risonanza, che altrimenti ne deriverebbe, non solo sarebbe dannosa per la buona conservazione degli organi della macchina e per il suo uso ma esalterebbe anche la perturbazione del terreno circostante.

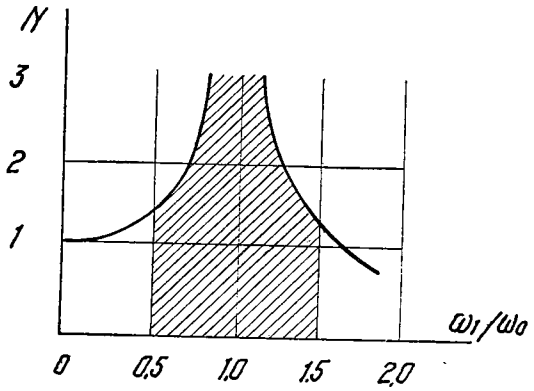


Fig. 19.10 – Campo critico della risonanza.

Reissner (1) ha trattato il problema della valutazione della frequenza propria del sistema macchina-terreno nell'ipotesi che il terreno si comporti come un semispazio perfettamente elastico ed isotropo, rilevando che la frequenza propria di una macchina e della sua fondazione è direttamente proporzionale alle caratteristiche elastiche del terreno di appoggio (2). Se la frequenza della macchina supera i 2/3 della frequenza propria del sistema macchina-terreno, il cedimento della fondazione, per l'effetto vibrante, assume notevoli proporzioni. Il fenomeno si avverte fortemente in prossimità della risonanza e per questo il campo compreso fra 0,5 ed 1,5 della frequenza propria, tratteggiato nella figura 19.10, viene detto *campo critico*.

---

(1) Reissner, « *Stationäre...* », in *Ingenieur Archiv*, Vol. 7, n. 6, Berlin (1936.)

(2) Interessanti a questo proposito gli studi di Hertwing della Degebo di Berlino.

In una fondazione bene progettata la frequenza propria deve differire da quella della macchina non meno del 50%.

Se l'impulso ha direzione verticale, ed agisce sul baricentro della fondazione, si è visto (11.27) che la frequenza propria, supposta una massa di roccia che si muova in fase con la fondazione (Tschebotarioff, 1953):

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{A\,k_d\,g}{W_f + W_t}} \tag{19.13}$$

dove W_f è il peso della macchina e della sua fondazione e W_t quello del terreno che partecipa alla vibrazione, A l'area di base della fondazione e k_d il coefficiente di sottofondo dinamico.

Barkan fornisce i seguenti valori:

Roccia sciolta molle (argilla - argilla limosa poco consistente):	k_d = 3,2 kg/cm³
Roccia sciolta di media durezza (argilla-argilla limosa prossima al W_p):	3-5
Roccia sciolta dura (argilla dura-ghiaia e sabbia):	5-10
Roccia lapidea:	10

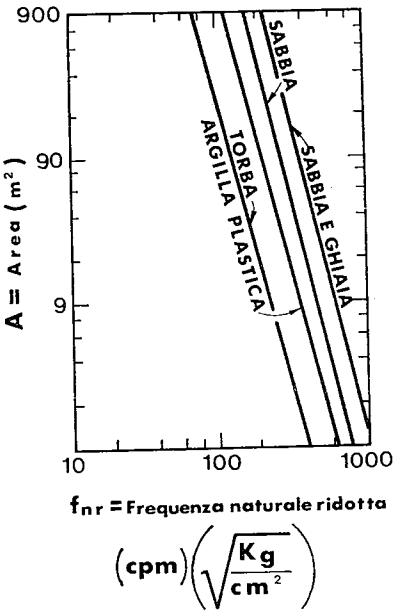


Fig. 19.11 – Frequenza naturale (cicli per minuto) ridotta in funzione della natura del terreno e dell'area della superficie di posa.

Questa equazione è stata ulteriormente semplificata nell'altra:

$$f_n = \frac{1}{\sqrt{p_0}}\,f_{nr} \tag{19.13'}$$

dove p_0 è la pressione media di contatto e f_{nr} la frequenza naturale ridotta, che risulta dalla fig. 19.11, in funzione dell'area espressa in m².

Nel caso di fondazione portata da pali poggianti su uno strato solido, cosicchè non si abbiano cedimenti della punta, si può dedurre l'ordine di grandezza della frequenza propria verticale, sotto l'azione dinamica, in funzione del materiale e della lunghezza dei pali, dal grafico di Richart della fig. 19.12. Si vede che aumentando il carico applicato in testa al palo la frequenza di risonanza diminuisce.

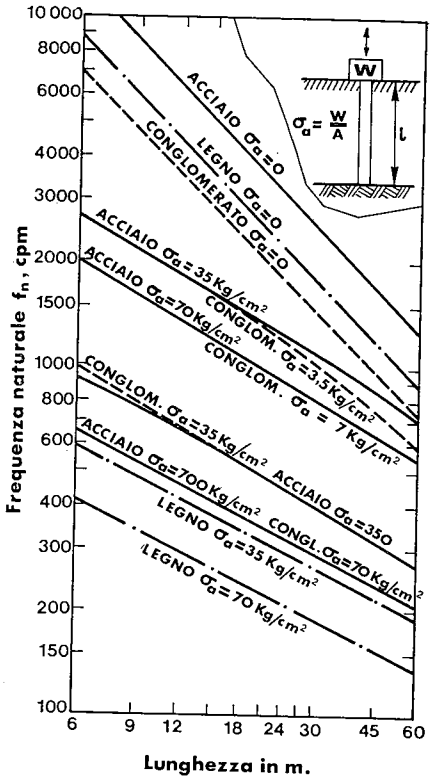


Fig. 19.12 – Influenza sulla frequenza di un palo, poggiante alla base, del materiale, della lunghezza e del carico portato.

Si può quindi agire su detto carico, e quindi sul rapporto peso della fondazione — numero dei pali, per conseguire la frequenza naturale più favorevole del basamento.

I pali infissi in un terreno alluvionale influiscono sensibilmente anche sulla frequenza propria in direzione orizzontale (1) del complesso macchina fondazione nel senso che essi aumentano la rigidità del basamento della macchina, rispetto all'appoggio diretto superficiale (v. n. 19.4.5.2.3). Nello stesso tempo varia la massa, spostandosi i pali con la fondazione. In considerazione che è solo una parte del palo che partecipa al moto, Tassios propone di assumere

(1) Per un calcolo analitico di questo problema si veda PRAKASH, « *Pile foundation under lateral dynamic Loads* », 8th Int. Conf. Soil-Mec., Vol. XXI (1973).

1/3 della massa del palo cosicchè nella 19.13 per n pali viene al denominatore il peso complessivo $W_f + \frac{1}{3} n W_p$.

Una fondazione su terreno incoerente deve essere dimensionata con larghezza, considerando che l'assestamento sotto il carico dinamico può risultare anche superiore a 10 volte quello per lo stesso carico statico.

Se la roccia incoerente è scarsamente compatta, conviene aumentarne la densità mediante interventi meccanici, ovvero infissione di pali di costipamento, possibilmente in legno perchè più elastici.

Per il calcolo dell'estensione necessaria della base di fondazione, in relazione alla portanza del terreno, va considerato oltre al peso W_f della macchina e del blocco, la forza di inerzia che, quando il fattore di smorzamento è trascurabile, vale:

$$P_i = \pm P_0 \frac{1}{1 - \frac{\omega_0}{\omega_n}} \tag{19.14}$$

essendo ω_0/ω_n il rapporto fra la frequenza circolare dell'impulso P_0 e la frequenza naturale della fondazione.

In considerazione che il carico dinamico ha ben più effetto sui cedimenti di quello statico, Terzaghi consiglia di progettare la fondazione per un peso totale:

$$W_f + 3\,P \tag{19.15}$$

La condizione di stabilità, espressa in termini di pressione di contatto, può porsi nella forma più generale

$$p_{\text{statico}} + \mu p_{\text{din}} \leq p_{\text{sicurezza}} \tag{19.16}$$

dove μ è un coefficiente di fatica che può assumersi:

$\mu = 3$ per sollecitazione continuativa;

$\mu = 2$ per sollecitazione periodica;

$\mu = 1 \div 1{,}5$ per sollecitazione intermittente.

Con vibrazioni di elevata accelerazione, superiore a 0,2 g, le norme USSR, in considerazione che è proprio l'accelerazione a produrre l'assestamento della roccia sciolta, consigliano di ridurre il valore della pressione di contatto ammissibile per i carichi statici nel rapporto $0{,}2/n$, ove n è il rapporto fra la accelerazione della fondazione e quella gravitazionale.

Il blocco deve comunque essere progettato in modo che la risultante di tutti i carichi statici, e la stessa componente verticale della forza pulsante, passino per il baricentro della base di fondazione, o almeno molto vicino, nella speranza così di non avere rotazione per assestamento differenziato del terreno.

19.2.2.2 *Scelta della massa del basamento.* — Poichè il coefficiente di amplificazione N dello spostamento dell'oscillatore (f_n) sottoposto all'eccitazione (f_1) (v. eq. 11.21) tende a zero per una frequenza del complesso basamentale f_n inferiore a quello f_1 della macchina ($f_n < f_1$), nel progetto della fondazione conviene adottare la soluzione di ridurre f_n, soluzione che implica strutture resistenti massicce, che sono anche più economiche di quelle alleggerite.

Resta l'inconveniente che, all'avviamento ed all'arresto della macchina, si passa per la condizione di risonanza ($f_1 = f_n$) ma ciò si verifica per brevissimo tempo, e quindi senza dannose conseguenze, mentre si ha l'ulteriore vantaggio che, essendo la valutazione del peso W_t di terreno partecipante difficile ed incerta, questo può essere trascurato, in favore della stabilità, in quanto riduce f_n, mentre ciò non sarebbe lecito per $f_1 < f_n$.

La (19.13), può quindi scriversi, per il caso $f_1 < f_n$:

$$f_n \simeq \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{A\,g}{W_f}\,k_d} \tag{19.17}$$

Pertanto, per i criteri esposti, risulta conveniente un blocco di fondazione di massa elevata e le condizioni potranno essere ancora migliorate interponendo fra il blocco di fondazione e la macchina un isolante.

Per un'altra soluzione, ossia di frequenza della macchina che si discosta dalla frequenza naturale del basamento su valori inferiori ($f_1 < f_n$), soluzione che si impone con macchina a bassa frequenza, occorre invece che il basamento sia il più leggero possibile, in modo da conseguire una elevata frequenza propria. Ciò può realizzarsi con fondazione cellulare in cemento armato o precompresso e la macchina deve essere fissata rigidamente ad essa, senza uso di antivibranti.

Va poi ricordato che la frequenza propria del sistema può variare nel tempo, a seguito della variazione di compattezza del terreno sottostante la fondazione, dovuta allo stesso funzionamento della macchina, e poichè questa tende sempre ad aumentare, cresce la massa della roccia partecipante al fenomeno e quindi diminuisce la frequenza propria del sistema macchina-terreno.

Con le strutture di fondazione a telaio, quando la distanza in verticale tra il centro di gravità del complesso macchina-struttura portante ed il centro dell'area di contatto con il terreno è inferiore al 5% della dimensione della fondazione nella direzione dell'oscillazione, trascurando l'effetto dello smorzamento, che peraltro è rilevante, particolarmente in prossimità della risonanza, si può calcolare l'ordine di grandezza della frequenza di traslazione (in cicli per minuto) con la formula:

$$f = \frac{60}{2\pi} \sqrt{\frac{\text{rigidezza}}{\text{massa}}} \tag{19.18}$$

essendo la rigidezza quella forza orizzontale che produce lo spostamento unitario. Nella massa andrebbe inclusa anche quella del terreno partecipante alla vibrazione.

Per calcolare la frequenza propria verticale di blocchi di fondazione occorre adottare delle ipotesi sulla loro inflessione.

Il blocco può allora essere raffigurato (1) come una trave con carico ripartito, su due appoggi situati alla distanza dalle estremità del blocco, in modo da avere momenti massimo e minimo uguali in valore assoluto, che subisce l'inflessione:

$$\delta = \frac{3{,}2 \cdot W_f \cdot l^3}{10^3 \cdot b \cdot h^3} \text{ (micron)} \tag{19.19}$$

dove W_f è il peso totale della macchina e sua fondazione in tonnellate ed l, b, h sono lunghezza, larghezza, altezza del blocco in m.

Risulta la frequenza:

$$f = 500 \sqrt{\frac{l}{\delta}} \text{ (Hz)} \tag{19.20}$$

essendo δ in micron.

Le tolleranze vengono fornite dalle Ditte. Per una rettificatrice, ad es., viene consigliato di non superare $\delta = 8$ micron per ogni metro di lunghezza della fondazione ed una frequenza minima $f = 200$ Hz

Per la rigidtà:

$$\frac{1000 \cdot W_f}{\delta} \leq 5000 \text{ kg/micron}$$

In generale, per ridurre la deformazione elastica ed aumentare la frequenza, oltre a ridurre la massa della fondazione stessa, si può aumentare l'area di appoggio sul terreno. Ciò però a condizione che la massa di terreno che partecipa alla vibrazione non sia predominante rispetto a quella del blocco.

19.2.2.3 *Sollecitazioni del blocco.* — Lo stato di sollecitazione di un blocco di fondazione pieno è difficilmente calcolabile. Se il blocco è in cemento armato pieno deve avere un'armatura tridimensionale ben diffusa, costituita da un graticcio di barre distanziate non più di 30 cm, e in quantità di 30÷50 kg/m³ ed anche maggiore per fondazioni particolarmente sollecitate. Ad evitare lesioni, anche per ritiro, le barre saranno di piccolo diametro in modo da ridurne l'interasse.

Se i blocchi hanno notevoli dimensioni il getto dovrà essere graduato in modo da evitare forti calori di idratazione ricorrendo, se necessario, anche a prerefrigerazione degli inerti, per quanto il vantaggio di riduzione del ritiro non è così elevato come si crede, in quanto ciò che conta è il salto termico.

Quando il blocco abbia una certa estensione, quali i blocchi di banchi di prova motori marini, l'analisi della interazione, in termini statici, può essere sviluppata con il metodo rapido del n. 10.3.3 ipotizzando una ripartizione non uniforme delle pressioni di contatto, a meno che si voglia procedere con maggiore rigore, secondo le indicazioni del n. 10.3.2.

---

(1) Naxos-Union, Frankfurt a. M.: « *Istruzioni per le fondazioni di refilatrici* ».

I blocchi, anche se uniformemente caricati dai basamenti delle macchine, se notevolmente lunghi, risultano sensibilmente sollecitati dalla disuniforme reazione del terreno, come si vede dalla applicazione che segue.

19.A.1 Applicazione al calcolo dell'armatura del basamento di una fresatrice.

Si riporta il calcolo dell'armatura di un blocco prismatico delle dimensioni di $4 \times 4 \times 39$ m di sostegno di una fresatrice Ingersoll dello Stabilimento Grandi Motori di Trieste.

Ove si consideri il blocco uniformemente rigido, con il procedimento di cui al n. 10.3.3.2 per la pressione media di 13,5 t/m², corrispondente al peso totale di 2110 t, risulta il momento in mezzeria:

$$M = 2580 \text{ tm}$$

ed essendo il modulo:

$$W = \frac{1}{6} 4 \times 4^2 = 10{,}7 \text{ m}^3$$

si trova una trazione massima al lembo inferiore del blocco di 240 t/m² a cui corrisponde un diagramma di trazione:

$$T = \frac{1}{2} 240 \times 2 = 240 \text{ t}$$

Essendo prevista un'armatura $\varnothing$ 22 ad interasse di 30 cm risulta una tensione media equivalente nell'acciaio:

$$\sigma_a = \frac{240 \times 4}{\frac{4 \times 2}{0{,}9} 0{,}00038} = 28\,600 \text{ t/m}^2$$

e quindi eccessiva.

Rinunciando all'ipotesi di indeformabilità del blocco, più realisticamente, si segue il procedimento del n. 10.3.3.3.

Prendendo in considerazione la compressibilità del terreno per uno strato della potenza pari ad 1,5 volte la larghezza del blocco con $E_t = 15\,000$ t/m² risulta una differenza di pressione fra centro ed estremità:

$$\Delta p = \frac{\sigma_m - \sigma_b}{0{,}00426 \frac{l^4 b E_t}{E_0 l h} + \frac{\sigma_m + \sigma_b}{q}}$$

Risultando a 3 m di profondità al centro:

$$\sigma_m = 0{,}66 \text{ q}$$

ed al bordo:

$$\sigma_b = 0{,}33 \text{ q}$$

essendo $I = 21{,}35$ m³ ed $E_0 = 2{,}5 \times 10^6$ t/m²

risulta:

$$\Delta p = 1{,}56 \text{ t/m}$$

da cui:

$$M = \frac{1}{20}\ 1{,}56 \times 4 \times 1520 = 475\ \text{tm}$$

ben inferiore al momento per blocco rigido.

La tensione nell'acciaio $\sigma_a = 5300\ \text{t/m}^2$ è relativamente bassa ma va considerata anche la funzione di contrasto alla fessurazione per ritiro.

19.2.2.4 *Impiego della precompressione nella costruzione dei blocchi di fondazione.* — Si sono avute interessanti applicazioni della precompressione a fondazioni di macchinari soggetti a sforzi ripetuti e molto violenti.

Uno degli esempi più notevoli è la fondazione di un maglio per la International Nickel Company, ad Huntington, per la quale il problema è stato affrontato secondo criteri innovatori, rispetto alla tecnica tradizionale delle fondazioni di macchine.

La preesistente fondazione del maglio da 8 t era costituita da un unico blocco massiccio di calcestruzzo, sul quale erano applicati il telaio del maglio e l'incudine. Per proteggere il calcestruzzo dagli urti diretti, fra il blocco e la sovrastruttura erano inseriti più strati di travi di legno e putrelle di ferro.

Questa fondazione, di tipo classico, dava luogo ai seguenti inconvenienti:

a) trasmissione delle vibrazioni al suolo circostante con disturbo ai laminatoi vicini;

b) frequenti spostamenti relativi dell'incudine e della sovrastruttura con necessità di continue riparazioni;

c) riparazioni molto lunghe per la necessità di smontare pezzi molto pesanti e quindi molto costose soprattutto per il conseguente arresto della produzione;

d) sollecitazioni alternate nel calcestruzzo, dovute alle onde di compressione, spesso riflesse in trazione, e conseguenti fenomeni di fatica.

Per eliminare tali inconvenienti si sono dovuti risolvere problemi relativi all'urto, sia nella fase iniziale, sia nella trasmissione delle onde di tensione nell'interno del blocco di fondazione, sia nel suolo circostante, inteso come facente parte del sistema oscillante complesso macchina-fondazione-terreno.

Allo scopo di ridurre le vibrazioni nel suolo è stata studiata una « fondazione antivibrante », secondo lo schema della fig. 19.13, poggiante su molle ed ammortizzatori di caucciù, e limitata da superfici di separazione progettate in modo da ottenere la massima dispersione di energia vibrante.

Come mostra la fig. 19.14 per prevenire la rottura per fatica è stato scelto come materiale più idoneo il cemento armato precompresso, che eliminando le trazioni consente lo sfruttamento più razionale del conglomerato nelle gravose condizioni di lavoro.

Per ottenere un calcestruzzo molto omogeneo, di grande resistenza ed a basso ritiro per ridurre le cadute di tensione, ed al tempo stesso facilmente lavorabile non era possibile far ricorso ai metodi usuali di confezionamento: si è scelta la tecnica Prepakt, che consiste nella messa in opera degli inerti e quindi dell'iniezione della malta, sotto pressione, di cemento Portland, sabbia, additivo pozzolanico (Alfesil), plastificante ed acqua.

Con tali criteri è stata costruita la nuova fondazione: essa è formata essenzialmente di due parti, ciascuna del peso di circa 160 tonnellate, un blocco superiore, di forma

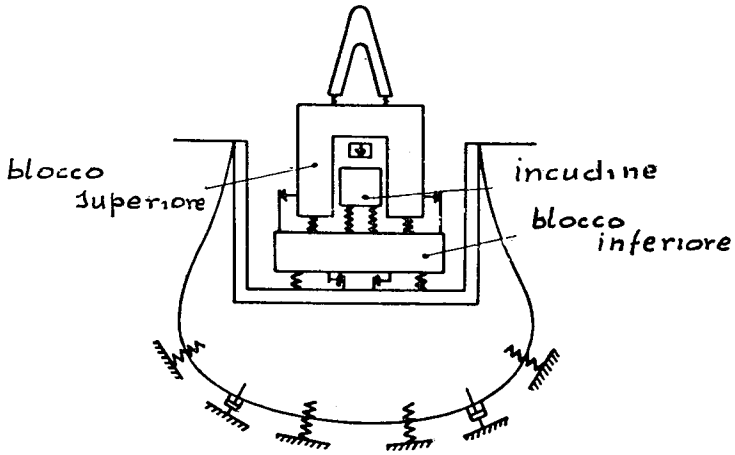


Fig. 19.13 – Schema di una fondazione antivibrante.

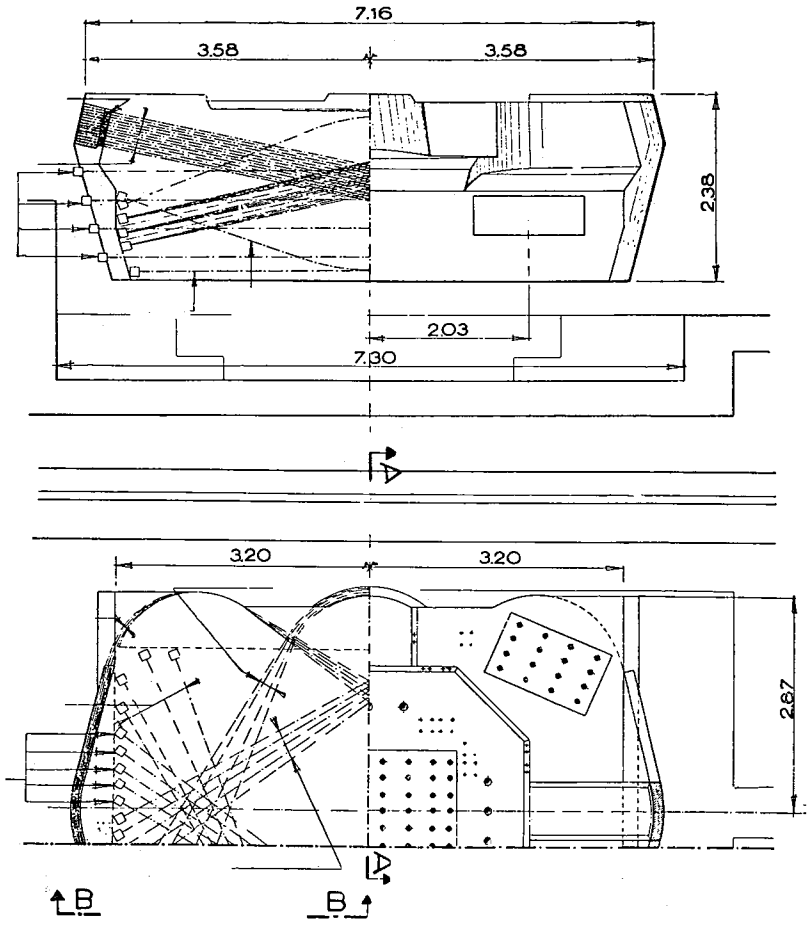


Fig. 19.14 – Precompressione tridimensionale del blocco di fondazione di un maglio esercitata con fasci di 14 cavi messi in tensione mediante martinetti piatti.

anulare, che sostiene il telaio del maglio e che poggia in quattro punti sul blocco inferiore, che costituisce la fondazione vera e propria. Al centro del blocco inferiore è situata l'incudine; a differenza della vecchia fondazione il basamento del maglio e quello dell'incudine sono indipendenti l'uno dall'altro e poggiano separatamente sul blocco inferiore per mezzo di supporti di caucciù. Il blocco inferiore poggia a sua volta sul suolo per mezzo di molle di acciaio. La forma dei blocchi è stata studiata col criterio di impedire nei blocchi stessi fenomeni di risonanza.

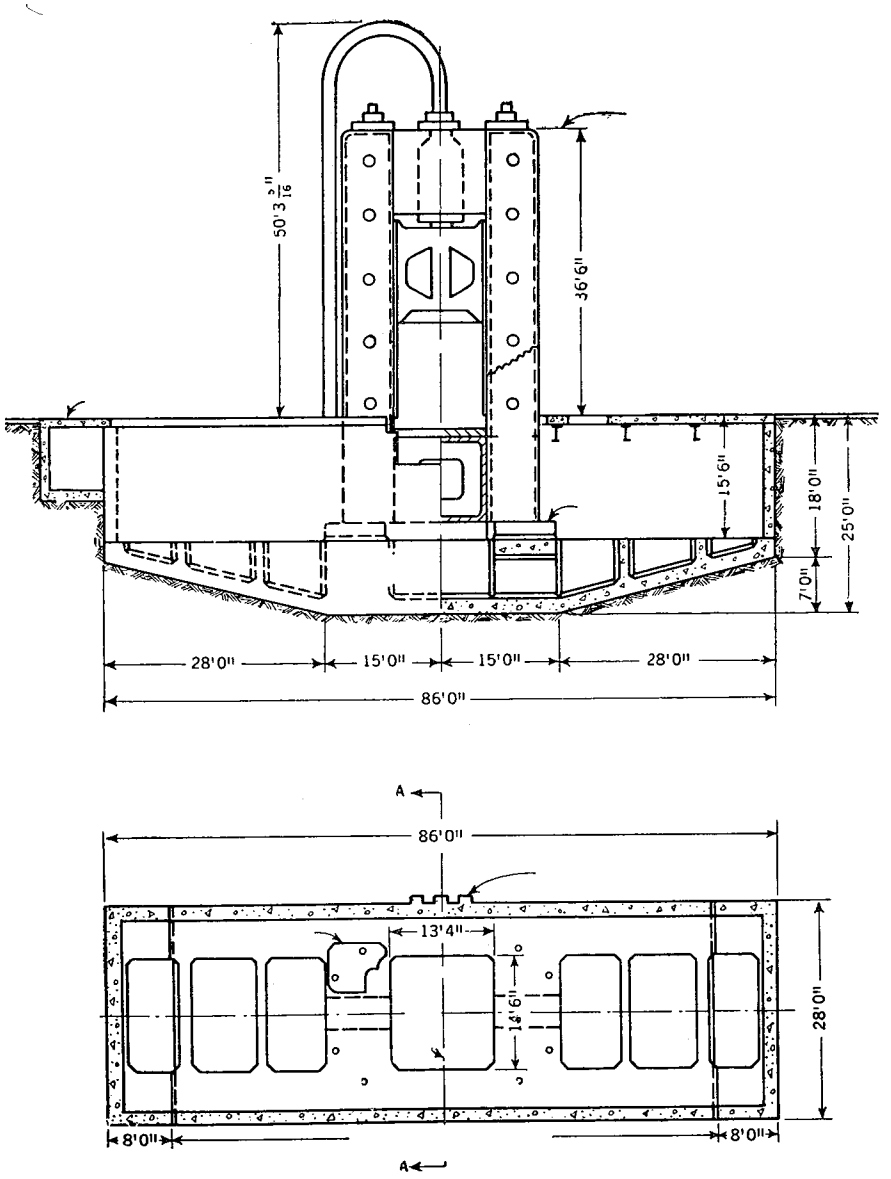


Fig. 19.15 – Fondazione cellulare precompressa di un maglio.

Lo stato di precompressione tridimensionale è stato realizzato con cavi Freyssinet a 12 fili di 5 mm di diametro sia curvilinei che rettilinei. Come si vede nella figura i cavi curvilinei sono raggruppati in due fasci: partono con andamento rettilineo verso l'alto dalle testate inferiori del blocco sottostante, e si dirigono verso l'estremità opposta ove, dopo aver formato un mezzo anello, che cerchia il calcestruzzo del blocco, tornano indietro ancorandosi di nuovo alla stessa testata di partenza. Poichè i due fasci di cavi sono su piani inclinati, producono sforzi di precompressione verticale che, unitamente a quelli orizzontali dovuti alla curvatura, forniscono il richiesto stato di tensione triassiale. Oltre i cavi curvi esistono cavi rettilinei che precomprimono il blocco nelle tre direzioni.

Come si è accennato, il betonaggio è avvenuto con il sistema Prepakt con resistenze cubiche a 7 giorni di 300 kg/cm² e finali di 700 kg/cm². La messa in tensione dei cavi è avvenuta a 9 giorni dal getto. Le tensioni iniziali nei cavi erano di 100 kg/mm². Il coefficiente di attrito teorico dovuto alla curvatura dei cavi è stato assunto in 0,21 ed è risultato in buon accordo con i dati sperimentali.

La costruzione, terminata nell'ottobre 1951 ha avuto un buon comportamento.

Altra fondazione per un maglio da 8 tonnellate è quella di Cleveland della fig. 19.15. I criteri di progettazione furono basati essenzialmente su confronti economici fra vari tipi di fondazioni, tenuto conto di due condizioni limitatrici: l'area ridotta destinata alla fondazione e la bassa pressione sopportabile dal terreno.

Per prima è stata presa in considerazione una platea su pali, ma anche in questo caso, sarebbe stato necessario progettare una struttura relativamente estesa; inoltre al minor costo del calcestruzzo della platea rispetto ad una fondazione superficiale faceva riscontro il maggior costo della palificata. Il tipo tradizionale: una pesante piastra in calcestruzzo, poteva dar luogo ad incertezze circa l'effettiva distribuzione uniforme di tensioni sul terreno, specialmente sotto l'urto.

In considerazione di ciò è stato scelto un terzo tipo, costituito da una piastra di base, irrigidità ai bordi da due travi in cemento armato precompresso, in modo da avere una struttura leggera. L'insieme della piastra e delle due travi costituisce una sezione ad U, nella parte superiore della quale sono stati disposti 12 cavi da un pollice, 6 per ogni trave, mentre nella parte inferiore sono stati posti 36 cavi, 11 in ciascuna trave a 14 nella soletta.

Le differenze dei criteri di impostazione dei due progetti descritti sono evidentemente dovute alle diverse esigenze.

La fondazione del maglio di Huntington è nuova sia nell'impostazione teorica, sia nella scelta del materiale, sia nella tecnica del betonaggio. Predomina la preoccupazione di limitare la trasmissione delle vibrazioni ai delicati meccanismi dei macchinari vicini: di qui la necessità di uno studio accurato e complesso dei fenomeni vibratori che hanno sede nel sistema maglio + fondazione + suolo e la conseguente forma ed il dimensionamento dei blocchi.

Per la fondazione del maglio a Cleveland sono prevalsi i fattori: ingombro, peso, economia. Evidentemente la preoccupazione della trasmissione delle vibrazioni non era preponderante, perchè la fondazione più leggera smorza meno le vibrazioni, nè la forma ad U, che si scosta sensibilmente dalla forma compatta a blocco della fondazione « antivibrante », appare la più idonea alla dispersione delle vibrazioni. È chiaro che soprattutto era vincolante la scarsa capacità portante del terreno.

È comunque interessante osservare come, partendo da criteri diversi, si

giunga ugualmente all'impiego del cemento armato precompresso, da un lato come materiale idoneo più di ogni altro a resistere agli sforzi di fatica, dall'altro come materiale di resistenza più elevata, a parità di peso, del calcestruzzo ordinario e perciò adatto a risolvere problemi in cui peso ed economia intervengono in modo decisivo.

Altre due fondazioni di macchinari, realizzate in Germania sempre in c.a.p., confermano i vantaggi che questa tecnica offre, con la sua adattabilità alle circostanze più varie.

Presso la Bochumer Bergbau A. G. la vecchia fondazione per una macchina estrattrice si è fessurata longitudinalmente nel 1953. È stato possibile ripristinare le condizioni di stabilità, senza interrompere l'esercizio della macchina sovrastante, cerchiando la fondazione lesionata in muratura, con pareti verticali di cemento armato precompresso dello spessore di 50 cm. Queste pareti sono state rese aderenti alla muratura mediante un sistema di cavi ciascuno formato da fili del diametro di 8 mm di acciaio 130/150.

Il funzionamento della macchina sovrastante è stato interrotto solo durante il getto e si è approfittato dell'interruzione per effettuare normali riparazioni. La fondazione così rafforzata è in servizio da anni senza inconvenienti.

Per concludere questa rapida scorsa ad alcune applicazioni del c.a.p. nel campo delle fondazioni, si ricorda la fondazione per un treno di laminatoi a Duisburg, lunga 34 m e larga 25 m, costituita da un sistema di otto travi intersecantisi con soletta superiore ed inferiore. Sono stati impiegati 534 cavi per una lunghezza complessiva di 16 000 m.

19.2.3 Controllo dell'ampiezza di oscillazione.

19.2.3.1 *Metodi di risoluzione del problema.* — Agli effetti di una indagine della funzionalità della macchina e della trasmissione delle vibrazioni alle opere vicine occorre conoscere l'ampiezza massima di oscillazione dell'insieme fondazione-macchina.

Considerando un moto composto di rotazione e di traslazione, come in fig. 19.16, esso è accoppiato a due gradi di libertà con relative due frequenze di risonanza.

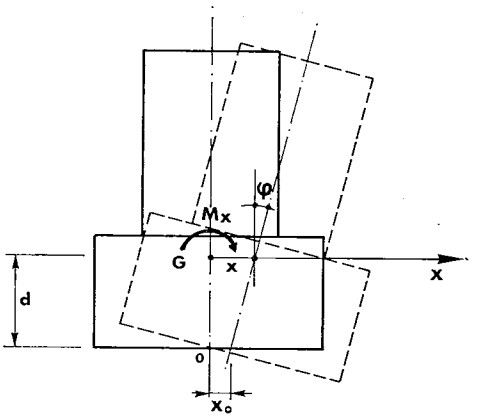


Fig. 19.16 – Moto composto di traslazione e rotazione del complesso macchina-basamento.

Il problema può essere affrontato con due diversi metodi. Uno è quello classico della dinamica del suolo, assimilato ad un semispazio elastico soggetto alle azioni dinamiche trasmesse da un blocco rigido.

Il secondo discretizza in elementi finiti, sia il blocco di fondazione, sia la

porzione di terreno maggiormente impegnata dalle vibrazioni. Il complesso viene studiato come sistema elastico sottoposto a vibrazione forzata.

19.2.3.2 *Equazioni del moto del blocco rigido.* — Con riferimento alle notazioni in fig. 19.16, le due equazioni di equilibrio dinamico del sistema, rispettivamente delle forze orizzontali e dei momenti attorno l'asse baricentrico G, si scrivono:

$$\begin{aligned} m \cdot \ddot{x} + k_\tau \cdot x_0 &= 0 \\ I_G \cdot \ddot{\varphi} + k_\varphi \cdot \varphi - k_\tau \cdot x_0 \cdot d &= M_x \cdot \sin \omega t \end{aligned} \tag{19.21}$$

nelle quali:

m = massa complessiva del sistema;
k_τ = rigidezza elastica alla traslazione orizzontale;
I_G = momento d'inerzia baricentrico delle masse;
k_φ = rigidezza elastica alle oscillazioni attorno al punto 0.
ω = frequenza eccitatrice.

Assumendo come parametri del moto x e φ, il parametro x_0 si può eliminare tramite la relazione:

$$x_0 = x - \varphi \cdot d$$

e sostituendo nel sistema (19.21) si ottiene la forma finale:

$$\begin{aligned} m \cdot \ddot{x} + k_\tau \cdot x - k_\tau \cdot d \cdot \varphi &= 0 \\ I_G \cdot \ddot{\varphi} + k_\varphi \cdot \varphi - k_\tau \cdot d \cdot x + k_\tau d^2 \cdot \varphi &= M_x \cdot \sin \omega t \end{aligned} \tag{19.22}$$

Soluzione del sistema (19.22).

Il sistema omogeneo associato alla (19.22) contiene due frequenze proprie che sono date dall'espressione:

$$\omega^2_{1,2} = \frac{1}{2\chi} [\omega_\varphi^2 + \omega_\tau^2 \pm \sqrt{(\omega_\varphi^2 + \omega_\tau^2)^2 - 4\chi\, \omega_\varphi^2 \cdot \omega_\tau^2}] \tag{19.23}$$

nella quale:

χ = I_G/I_0;
ω_φ = frequenza propria del moto oscillatorio di asse 0;
ω_τ = frequenza propria per un moto di pura traslazione orizzontale.
I_0 = momento di inerzia della massa del blocco e del motore, rispetto all'asse 0.

Le due frequenze proprie del sistema accoppiato risultano una più piccola, l'altra più grande, rispettivamente della minore e della maggiore delle due frequenze disaccoppiate.

Le equazioni del moto per i due parametri hanno l'espressione:

$$x = A_x \cdot \sin \omega t$$
$$\varphi = A_\varphi \cdot \sin \omega\, t \tag{19.24}$$

in cui le ampiezze di vibrazione sono date da:

$$A_x = \frac{k_\tau \cdot d}{\Delta} \cdot M_x; \quad A_\varphi = \frac{k_\tau - m \cdot \omega^2}{\Delta} \cdot M_x$$

essendo:

$$\Delta = m \cdot I_G \, (\omega_1^2 - \omega^2) \, (\omega_2^2 - \omega^2) \tag{19.25}$$

una funzione del tipo di trasferimento.

19.A.2 Applicazione ad un banco prova motori (1).

19.A.2.1 *1° metodo: Blocco rigido su suolo elastico.*

Dimensioni del banco prova.
Sono indicate nella fig. 19.A.2.1.

Caratteristiche del conglomerato:

peso specifico: $\gamma = 2{,}5$ t/m³
modulo di elasticità: $E = 3\,500\,000$ t/m²
modulo di Poisson: $\nu = 0{,}15$
modulo di viscosità: $c = 3500$ t · sec/m

Caratteristiche del terreno di fondazione:

peso specifico: $\gamma = 1{,}8$ t/m³
modulo di elasticità: $E = 10\,000$ t/m²
modulo di Poisson: $\nu = 0{,}35$
modulo di viscosità: $c = 50$ t · sec/m
rapporto di smorzamento: $\lambda = 0{,}15$

Azioni trasmesse dai motori.

Si verifica il banco per l'azione del motore più potente (motore 10612 S) agente da solo.

Le azioni risultanti trasmesse dal motore al banco, calcolate considerando il motore come un blocco indeformabile, sono rappresentate in fig. 19.A.2.2.

Le frequenze delle varie forze sono:

1° ordine (I): $f = 102$ g/min $= 1{,}70$ Hz
2° ordine (II): $f = 204$ g/min $= 3{,}40$ Hz
12° ordine (XII): $f = 1224$ g/min $= 20{,}40$ Hz

---

(1) Progettazione di uno dei banchi dello stabilimento Grandi Motori di Trieste (Progetto studio Cestelli Guidi; elaborazione calcoli P. Pinto).

Il peso del motore vale: $P = 1860$ t, ripartito sulla superficie: $26{,}0 \times 5{,}0$.

Ai fini dinamici il motore si considera un blocco rigido a densità uniforme di dimensioni: $(26 \times 5) \times 7{,}0$.

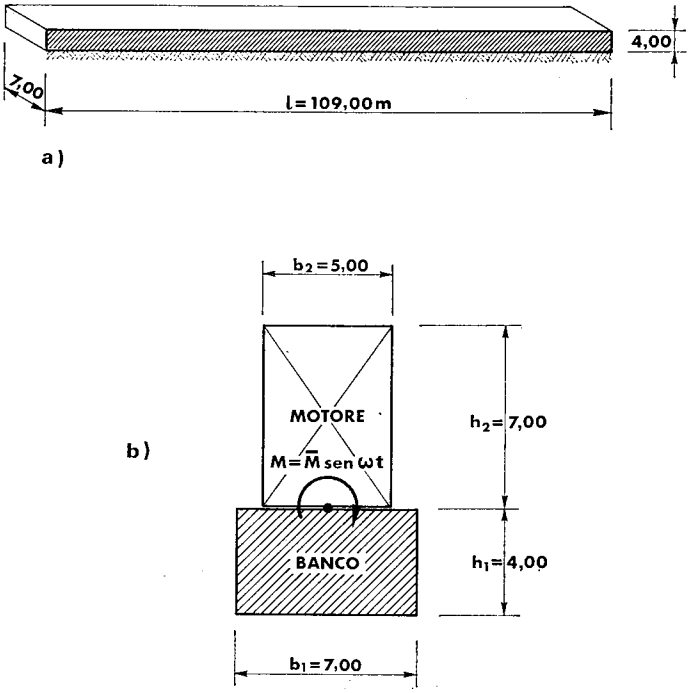


Fig. 19.A.2.1 – Schema di un banco motori sollecitato da una coppia.

Verifica degli effetti dinamici.

Date le dimensioni del banco in senso longitudinale, qualunque sia la posizione del motore le azioni M_y ed M_z producono effetti trascurabili.

Si considera quindi l'effetto della sola coppia M_x: poichè il banco può considerarsi rigido torsionalmente, la posizione occupata dal motore lungo di esso è praticamente irrilevante ed il problema si presenta quindi come un problema piano.

Valutazione dei parametri (v. D. D. BARKAN, *Dynamics of bases and foundations*, McGraw-Hill).

Rigidezza: $k_\varphi = C_\varphi \cdot I$ (I = momento d'inerzia baric. della sez. di base; C_φ = coeff. di rigidezza del suolo alla rotazione):

$$k_\varphi = \left(6{,}20 \cdot \frac{E}{(1-\nu^2)} \frac{1}{\sqrt{A}}\right) \cdot \frac{1}{12} l \cdot b_1^3 =$$

$$= 6{,}20 \frac{10\,000}{(1-\overline{0{,}35}^2)\sqrt{109 \times 7}} \cdot \frac{1}{12} 109 \cdot 7^3 = 7\,969\,320 \text{ t} \cdot \text{m}$$

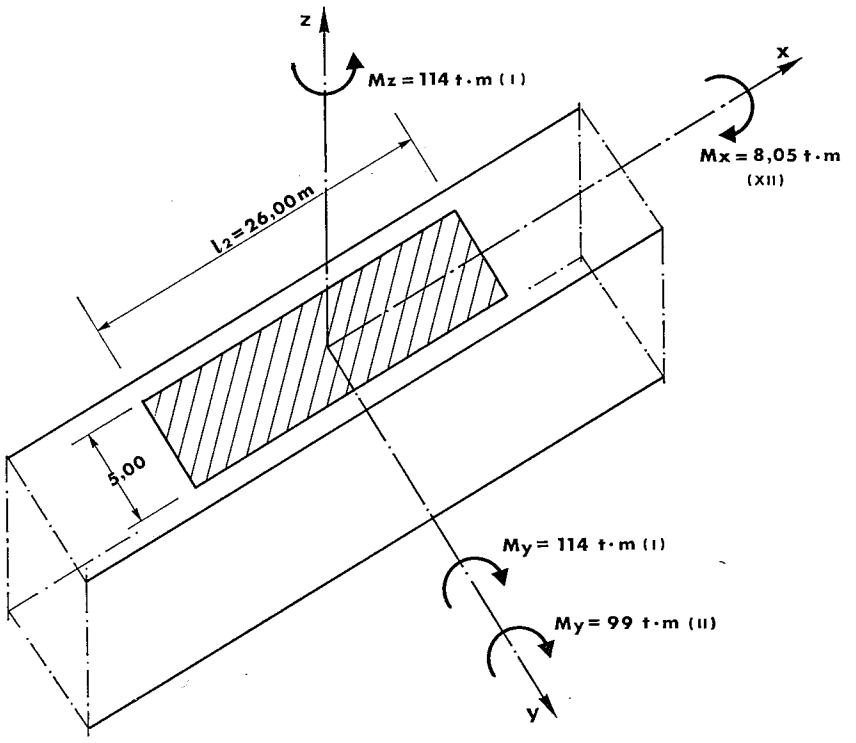


Fig. 19.A.2.2 - Azioni di un motore marino sul banco prova.

Momento d'inerzia I_0 della massa del blocco e del motore:

$$I_0 = \frac{1}{g}\gamma_1 \cdot l\left(\frac{1}{3} b_1 \cdot h_1^3 + \frac{1}{12} b_1^3 \cdot h_1\right) +$$

$$+ \frac{1}{g}\gamma_2 \cdot l_2 \left\{\frac{1}{3} b_2 [(h_1 + h_2)^3 - h_1^3] + \frac{1}{12} h_2 \cdot b_2^3\right\} =$$

$$= \frac{1}{9{,}81} 2{,}5 \cdot 109 \cdot \left(\frac{1}{3} 7 \cdot 4^3 + \frac{1}{12} \cdot 7^3 \cdot 4\right) +$$

$$+ \frac{1}{9{,}81} 2{,}04 \times 26 \cdot \left(\frac{1}{3} 5 \cdot (11^3 - 4^3) + \frac{1}{12} 7 \cdot 5^3\right) =$$

$$= 7325 + 11\,811 = 19\,136 \text{ t·m·sec}^2$$

Frequenza propria oscillatoria $\omega_\varphi = \left(\frac{K_\varphi}{I_0}\right)^{1/2} = 204$ rad/sec $= 3{,}25$ Hz.

Massa del sistema:

$$m = \frac{1}{9{,}81}\left[(4 \times 7 \times 109) \times 2{,}5 + 1890\right] = 777 + 193 = 970 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

Distanza del baricentro:

$$d = \frac{777 \times 2 + 193 \times 7{,}5}{970} = 3{,}09 \text{ m}$$

Momento d'inerzia baricentrico:

$$I_G = I_0 - m \cdot d^2 = 19\,136 - 970 \times \overline{3{,}09}^2 = 9848 \text{ t/m} \cdot \text{sec}^2$$
$$\chi = I_0/I_G = 0{,}51$$

Rigidezza elastica alla traslazione:

$$k_\tau = C_\tau \cdot A = \left(1{,}08 \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{\sqrt{A}}\right) \cdot A =$$

$$= \frac{1{,}08 \times 10\,000}{(1 - 0{,}35^2) \cdot \sqrt{(109 \times 7)}} \times (109 \times 7) = 339\,968 \text{ t/m}$$

Frequenza propria alla traslazione:

$$\omega_\tau = \left(\frac{K\tau}{m}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{339\,968}{970}\right)^{\frac{1}{2}} = 18{,}72 \text{ rad/sec} \rightleftarrows 2{,}98 \text{ Hz}$$

Dati di risposta.

Frequenze proprie (formula 19.23):

$$\omega^2_{1,2} = \frac{1}{1{,}02}\left[\overline{20{,}4}^2 + \overline{18{,}72}^2 \pm \sqrt{(20{,}4^2 + 18{,}72^2)^2 - 4 \times 0{,}51 \times 20{,}4^2 \times 18{,}72^2}\right] = \begin{matrix}1279\\223\end{matrix}$$

$\omega_1 = 35{,}77$ rad/sec $\rightleftarrows 5{,}69$ Hz

$\omega_2 = 14{,}95$ rad/sec $\rightleftarrows 2{,}38$ Hz

Ampiezze di oscillazione (formula 19.25):

$$\Delta = 970 \times 9848 \times (1279 - 16\,412)\,(223 - 16\,412) = 2\,340\,160 \cdot 10^9$$

$$A_x = \frac{339\,968 \times 3{,}09}{\Delta} \times 8{,}05 = +\,0{,}00361 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$A_\varphi = \frac{339\,968 - 970 \times 16\,412}{\Delta} \times 8{,}05 = -\,0{,}0533 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

I risultati ottenuti per le ampiezze di vibrazione indicano che il centro istantaneo di rotazione O' del banco si trova sull'asse verticale mediano, al di sopra del baricentro G della quantità:

$$d' = \frac{A_x}{A_\varphi} = 0{,}067 \text{ cm}$$

Nella figura 19.A.2.3 è rappresentata la configurazione deformata del blocco di fondazione.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2\,d'}{b_1} = 0{,}902$$

$$\operatorname{sen}\alpha = 0{,}669$$

$$\cos\alpha = 0{,}742$$

$$\delta = r \cdot A_\varphi = \frac{3{,}50}{0{,}742} \times 0{,}0533 \times 10^{-6} = 0{,}251 \times 10^{-6}\ \text{m}$$

$$\delta_x = \delta \cdot \cos\alpha = 0{,}186 \times 10^{-6}\ \text{m}$$

$$\delta_y = \delta \cdot \operatorname{sen}\alpha = 0{,}168 \times 10^{-6}\ \text{m}$$

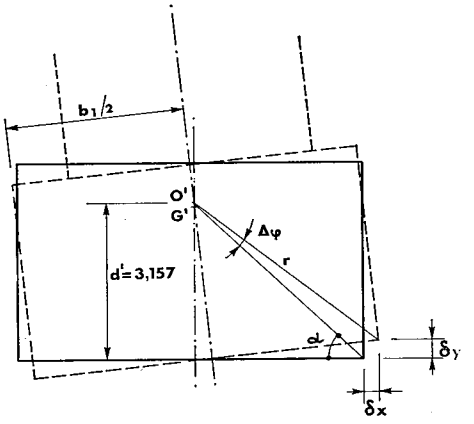


Fig. 19.A.2.3 – Configurazione dello spostamento del banco prova.

19.A.2.2 *2° metodo*: *Fondazione e terreno agli elementi finiti.* — Lo schema della suddivisione è indicato nella fig. 19.A.2.4. Gli elementi finiti sono del tipo a deformazione costante e si considerano in stato di deformazione piano.

Il peso del motore sopra il blocco è simulato mediante forze verticali costanti applicate ai nodi superiori.

La coppia torcente è simulata mediante forze verticali, variabili sinusoidalmente con frequenza $f = 20{,}40$ Hz, disposte come in figura.

Le caratteristiche elastiche, di inerzia e di viscosità per il terreno ed il conglomerato sono state riportate al n. 19.A.2.1.

Il programma di calcolo per l'analisi dinamica opera con un procedimento al passo.

I risultati numerici sono contenuti in un tabulato (non riportato): in esso sono segnati all'inizio i dati del problema e poi la risposta del complesso, in termini di spostamenti ed accelerazioni dei nodi. I nodi esaminati vanno dal n. 28 al n. 78: i risultati sono stampati ad ogni passo dell'integrazione, che ha la durata di 0,00327 sec, corrispondente ad 1/15 del periodo della forza eccitatrice:

$$\Delta t = \frac{1}{15}\,T_0 = \frac{1}{15} \cdot \frac{1}{20{,}4} = 0{,}00327$$

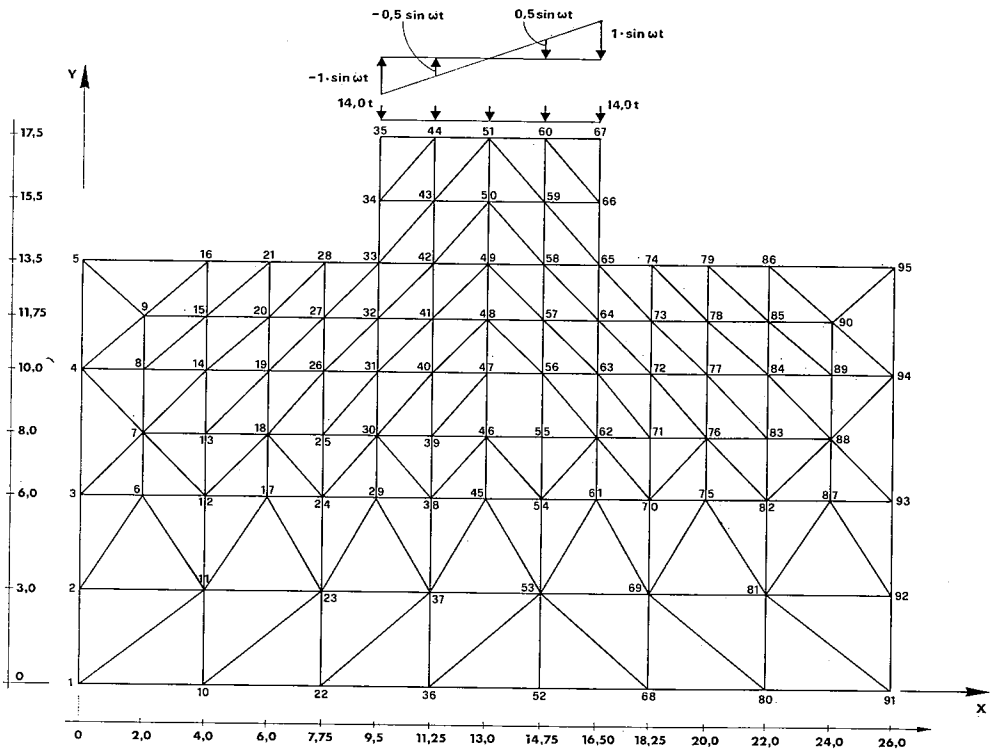


Fig. 19.A.2.4 – Schema della suddivisione blocco macchina-terreno in elementi finiti.

I passi eseguiti sono stati complessivamente 75, corrispondenti quindi a 5 periodi della forza eccitatrice.

Nei diagrammi della fig. 19.A.2.5 sono riportati gli andamenti della forza eccitatrice e della componente verticale dello spostamento del nodo 65, al quale corrisponde lo spigolo inferiore del banco.

Si osserva dai diagrammi che il tempo richiesto dalla struttura per porsi in condizioni di regime è di circa due periodi, dopodichè il moto si stabilizza in ampiezza ed in frequenza, quest'ultima coincidente con quella dell'eccitatrice. Si nota anche il piccolo valore dello sfasamento in ritardo della risposta.

L'ampiezza massima dello spostamento esaminato si verifica nelle condizioni iniziali; il valore massimo ed il valore a regime sono:

valore max.: $\delta_y = 0{,}4344 \times 10^{-4}$ m

valore a regime: $\delta_y = 0{,}180 \times 10^{-4}$ m

Questi valori sono stati ottenuti per effetto di forze unitarie disposte come indicato nella fig. 19.A.2.4 per passare alla situazione reale, in cui la coppia applicata vale: $M = 8{,}05$ tm, l'intensità delle forze esterne si ricava scrivendo:

$$\frac{M}{109} = F\left(b_1 + \frac{1}{2}\,\frac{b_1}{2}\right)$$

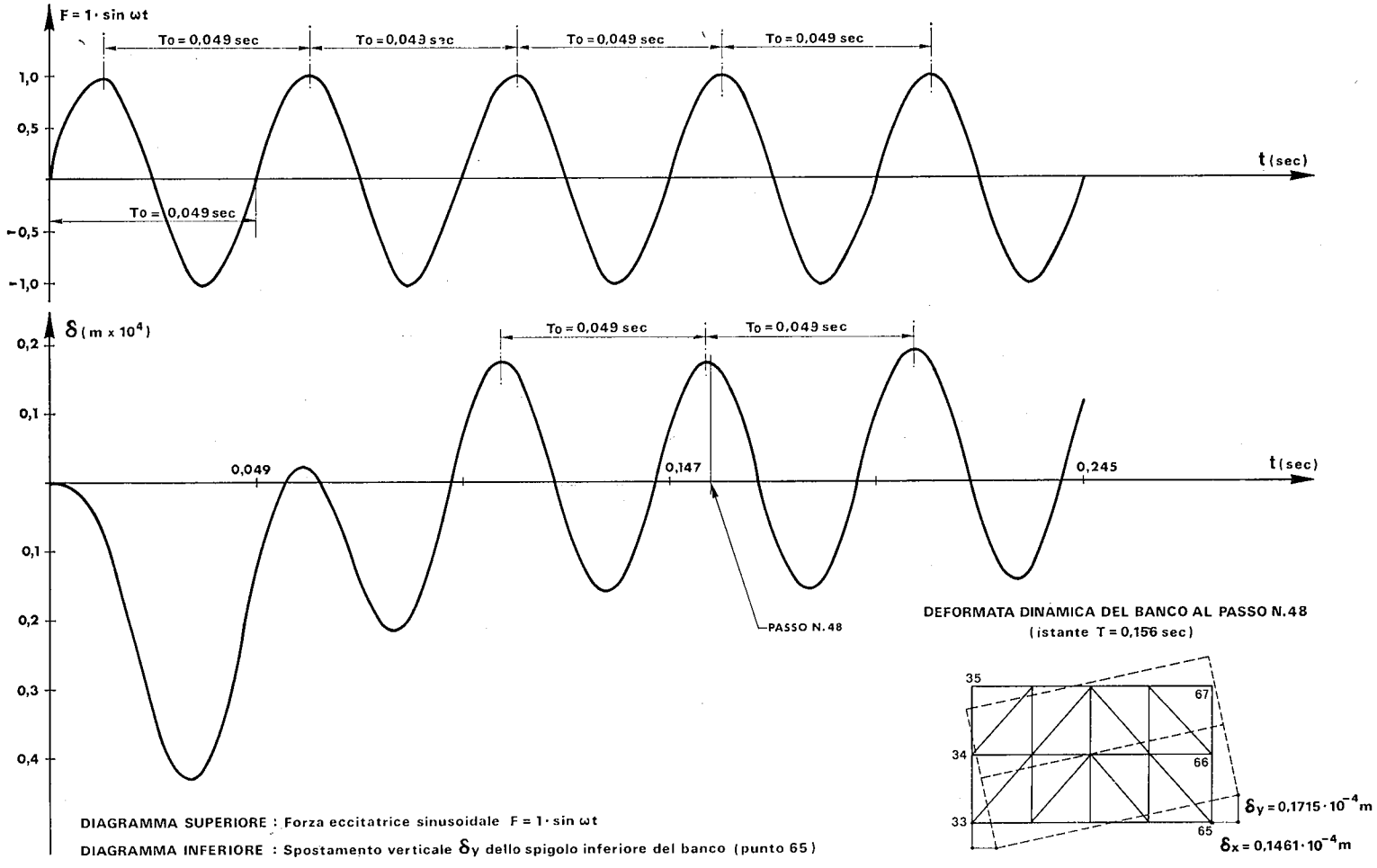


Fig. 19.A.2.5 – Andamento della forza eccitatrice e della componente verticale dello spostamento del nodo 65.

da cui:

$$F = 0{,}00844 \text{ t}$$

I valori effettivi degli abbassamenti sono quindi:

valore max.: $\delta_y = 0{,}366 \times 10^{-6}$ m
valore a regime: $\delta_y = 0{,}152 \times 10^{-6}$ m

19.A.2.3 *Osservazioni conclusive.* — I valori delle ampiezze di oscillazione torsionale del banco prova sono stati calcolati, per le condizioni di regime, mediante due procedimenti diversi, ottenendo un'ottima concordanza di risultati:

$$\delta_y = 0{,}168 \times 10^{-6} \text{ m} \qquad \delta_y = 0{,}152 \times 10^{-6} \text{ m}$$

Il secondo metodo ha consentito, in più del primo, di analizzare le condizioni di avvio, durante le quali è risultato che l'ampiezza assume un valore circa doppio di quello a regime. È da osservare, peraltro, che la durata del periodo di avvio è molto breve ($D \simeq$ $= 0{,}05$ sec) e che il valore max. si verifica una sola volta. Prendendo comunque come riferimento per un giudizio tale valore max. esso è:

$$\delta_y = 0{,}366 \times 10^{-6} \text{ m}$$

ed è da ritenere completamente accettabile con la funzionalità del banco e di quelli adiacenti.

19.A.3 Applicazione ad una macchina sospesa sul basamento.

Si ricerca la frequenza di risonanza ed ampiezza delle oscillazioni di una macchina con sospensione (1).

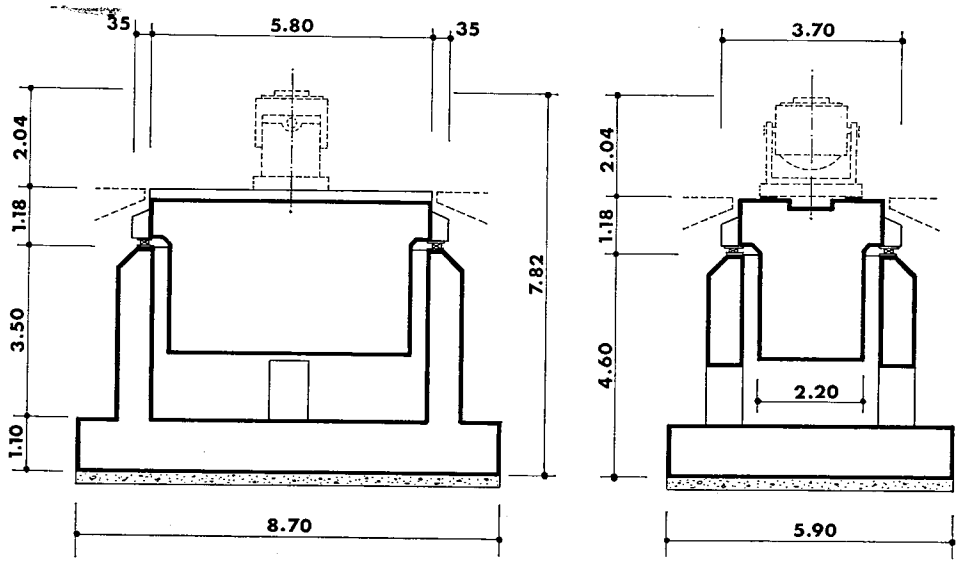


Fig. 19.A.3.1 – Complesso di una macchina vibrante e banco di fondazione.

(1) CALABRESI G., LOJELO L., « *Comportamento della fondazione di una macchina vibrante* », in *Geotecnica* (1974).

Il complesso della fig. 19.A.3.1 è un vibratore sospeso su un basamento di fondazione scatolare.

L'insieme sospeso ha il peso $W_1 = 132$ t ed il basamento $W_2 = 269$ t.

Mediante misura della velocità di propagazione nel terreno dell'onda sismica artificiale, è stato calcolato il modulo $G = 7200$ t/m².

La rigidezza delle molle $k_1 = 19\,520$ t/m era un dato cognito mentre quella del terreno di fondazione $k_2 = 192\,200$ t/m è stata ricavato.

Per i coefficienti di smorzamento si pone $c_1 = 0$ trattandosi di molle.

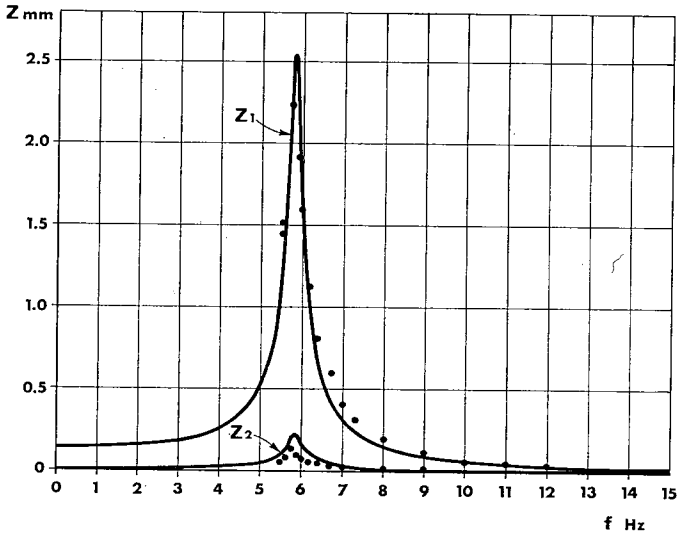


Fig. 19.A.3.2 – Curve di risposta calcolate confrontate con gli spostamenti z misurati.

Assunto $\gamma = 1{,}76$ t/m³; $r_0 = 4{,}04$ m; $c_2 = 3000$ t · sec/m sono risultate le frequenze proprie: $f_{0I} = 5{,}72$ Hz; $f_{0II} = 14{,}14$ Hz e nella fig. 19.A.3.2 si vede il confronto fra risposte calcolate e misurate.

19.3 Vibrazioni indotte da fonti artificiali esterne.

19.3.1 Generalità.

Il caso della fondazione di un'opera investita da onde di vibrazione, prodotte da una sorgente esterna del tutto indipendente, è problema diverso da quello precedentemente trattato in quanto è effetto e non causa.

Le onde perturbatrici possono provenire da impianti fissi, quali i macchinari, o da fonti occasionali, quali infissione di pali o urti di sonde nell'esecuzione dei fori per pali o palancole gettate in opera, od anche provenire dal traffico stradale o ferroviario.

Il problema delle scosse sismiche, che verrà trattato in seguito, è anch'esso problema di ricezione di onde da una fonte esterna ma su ben diversa scala.

L'analisi della relazione fra la causa perturbatrice e l'effetto a distanza, avendosi come mezzo di propagazione il terreno, è di difficile trattazione per via teorica cosicchè, per giungere a risultati concreti e sicuri, frequentemente si preferisce affidarsi, caso per caso, al metodo sperimentale, cioè applicare nei punti che interessano dei sismografi, o meglio degli oscillografi, per la misura diretta delle caratteristiche della vibrazione raccolta.

Le cognizioni acquisite dall'esperienza consentono di puntualizzare alcuni criteri fondamentali già posti in evidenza al cap. 11 e cioè:

a) le vibrazioni si propagano nel suolo, dalla sorgente radialmente e di preferenza in superficie;

b) se l'impulso è periodico, come quello di macchine operatrici o battipali a vapore, la vibrazione è forzata e perviene con sensibile ampiezza, anche a distanza, nonostante gli smorzamenti interni e geometrici e tanto più con terreni compatti, mantenendoli in uno stato di permanente vibrazione;

c) se l'impulso è intermittente, quale quello di un'esplosione o di un terremoto, l'ampiezza dell'onda viene smorzata tanto più rapidamente quanto minore è la compattezza del terreno;

d) le caratteristiche delle vibrazioni e la velocità di propagazione delle onde dipendono dalla natura del terreno attraversato;

e) particolarmente dannosa è la presenza dell'acqua poichè essa trasmette a considerevole distanza le onde P con ampiezza quasi inalterata.

19.3.2 **Effetti sulle costruzioni.**

Le onde di vibrazione che investono le costruzioni producono due effetti dannosi che si esaltano enormemente per particolari frequenze di oscillazione della sorgente perturbatrice.

Il primo è l'assestamento della roccia sciolta sotto la fondazione investita e quindi i cedimenti di questa; il secondo è la propagazione delle vibrazioni dalla fondazione alle strutture in elevazione.

Poichè gli assestamenti del terreno diminuiscono allontanandosi dalla sorgente delle vibrazioni, avviene che i cedimenti prodotti in una costruzione vicina non sono uniformi, ma variabili lungo di essa, e quindi possono produrre inclinazioni e dissesti delle sovrastrutture.

Il secondo effetto, ossia la propagazione delle vibrazioni nelle sovrastrutture è in generale meno dannoso, tanto più se è escluso il pericolo di risonanza alla sorgente dell'impulso, poichè ben difficilmente il complesso di onde che investe la costruzione è tale da offenderne la stabilità.

Ciò non toglie che se la costruzione, già di per sè si trova in uno stato di tensione gravoso, che lambisce la soglia della resistenza in alcune parti, per vetustà o per effetto di precedenti assestamenti differenziali, all'intervento di vibrazioni possano manifestarsi dei segni di dissesto in quanto la vibrazione può

essere quella tal goccia che provoca un repentino turbamento della situazione di un equilibrio, già di per sè potenzialmente instabile. Peraltro non è infrequente il caso che la costruzione per effetto delle vibrazioni, anche se rivela nuovi segni di dissesto (ad es. lesioni) si trasferisce in un nuovo assetto di equilibrio che può essere anche meno vulnerabile del precedente.

È il caso ad esempio dei vecchi fabbricati in muratura ove cedimenti disuniformi, verificatisi nel tempo, abbiano posto le murature in uno stato di coazione. Una volta fessurate esse hanno scaricato l'energia accumulata con risultato, che può anche non essere sfavorevole alla stabilità.

Le vibrazioni trasmesse da cause artificiali sono comunque sempre fastidiose per l'agibilità delle costruzioni, anche se lievi.

Sono fastidiose ad es. le vibrazioni prodotte dalla infissione di pali; pertanto in prossimità di costruzioni sia l'infissione dei pali che delle virole per pali preforati deve essere eseguita con le cautele del caso. Al cap. 16 si è detto come ciò sia indispensabile in prossimità di muri di sostegno per i quali le vibrazioni, riducendo la resistenza tangenziale e compattando il terrapieno, hanno anche l'effetto di aumentare le spinte.

Va però rilevato che le vibrazioni per infissione di pali non sono così dannose alle costruzioni vicine come generalmente si crede, tanto che frequentemente i sismografi rivelano che l'energia trasmessa alle costruzioni è inferiore a quella che proviene da un normale traffico stradale. Purtuttavia quando si debba fondare su pali in vicinanza di fabbricati mal fondati e fatiscenti (caso questo frequente nelle ricostruzioni nei centri storici), la prudenza consiglia di ricorrere a pali del tipo veramente perforato ossia eseguiti con sonde rotative senza produrre scosse, se non altro per eliminare gli effetti psicologici del rumore della battitura, e senza asportazione di terreno oltre quello del volume del palo.

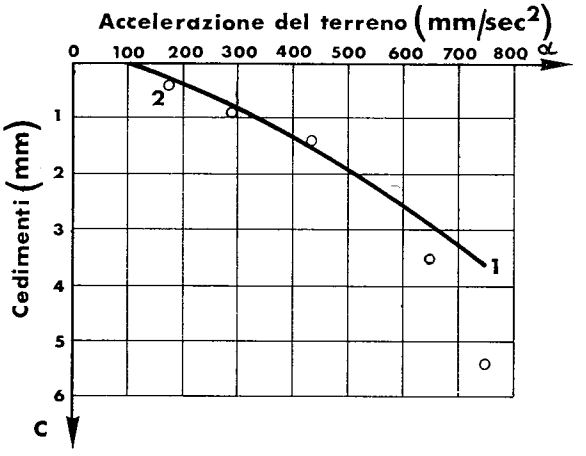


Fig. 19.17 – Assestamento della sabbia in funzione dell'accelerazione della vibrazione.

Si è detto che le vibrazioni facilitano gli assestamenti del terreno. L'entità dell'incremento aumenta grandemente al crescere dell'accelerazione della vibrazione, come mostra la fig. 19.17, ma per ogni roccia sciolta esiste un'accele-

razione critica al disotto della quale l'assestamento prodotto dalla vibrazione può ritenersi trascurabile, ossia non ne viene alterato l'equilibrio raggiunto sotto i carichi statici. L'effetto dinamico sugli assestamenti è massimo per le « rocce incoerenti » (fig. 11.27) e minimo per le coerenti.

Quindi, poichè l'accelerazione della vibrazione si riduce allontanandosi dalla sorgente, il valore critico del terreno in sito delimita un confine, oltre il quale non sono da temersi danni alle opere.

Prove di laboratorio forniscono i valori dell'accelerazione critica variabili da 50 mm/sec² per una sabbia mediamente compatta a 500 mm/sec² per una argilla e quindi un campo molto esteso a seconda della densità e coerenza del terreno.

Ove l'opera ricada nella zona di influenza della causa pertubatrice potrà subire, per effetto della vibrazione, cedimenti differenziali ed essi saranno tanto più sensibili quanto l'opera sarà più estesa, in quanto tanto più l'accelerazione sarà differenziata sotto di essa.

Il raggio r del perimetro della zona di influenza, a partire dalla sorgente perturbatrice, può ottenersi dalla formula, che tiene conto dello smorzamento geometrico e dell'attenuazione:

$$a = a_1 \sqrt{\frac{r_1}{r}\, e^{-\delta (r - r_1)}} \tag{19.26}$$

ove:

a = accelerazione alla distanza r dalla sorgente;

a_1 = accelerazione alla distanza r_1 ($r_1 = 1\ m$);

δ = coefficiente di attenuazione dell'ampiezza dell'accelerazione della vibrazione $\left(\frac{1}{\text{distanza}}\right) = 0{,}03 \div 0{,}13 \left(\frac{1}{m}\right)$ per i diversi tipi di terreno (costante in direzione orizzontale) (Barkan 1962).

Assunto per a il valore dell'accelerazione critica di un terreno si ricava r, ossia il raggio del circolo che delimita la zona perturabata dalla vibrazione.

L'ampiezza delle onde, a causa dello smorzamento geometrico varia, allontanandosi dalla sorgente, con la legge:

$$w = w_1 \sqrt{\frac{r_1}{r}} \tag{19.27}$$

La fig. 19.18 mostra la riduzione dell'accelerazione misurata da Dalmatov-Ershow e Kovolevsky, in un terreno sabbioso addensato saturo (indice dei pori 0,70) allontanandosi dalla sorgente originata, in questo caso, dall'infissione di una virola per perforazione di un palo. Si vede che, ritenuta in circa 90 mm/sec² l'accelerazione critica, il raggio del circolo d'influenza risulta di 6,70 m.

Il diagramma della fig. 19.19 indica l'accelerazione della vibrazione indotta in un limo lacustre (indice dei pori 0,48; indice di plasticità 12,9) dall'infissione di un palo prefabbricato. Se ad esempio la vibrazione massima tollerata è di 500 mm/sec², il limite della zona infetta dista dalla sorgente di 8,20 m.

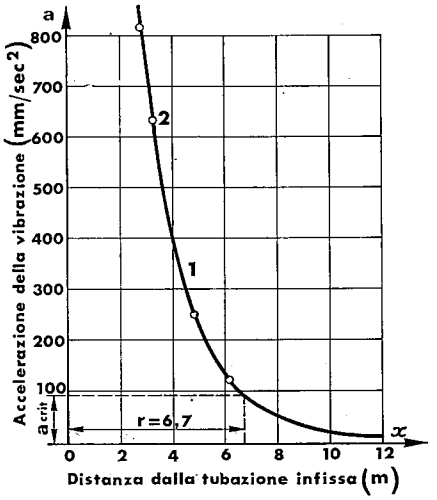


Fig. 19.18 – Accelerazione della vibrazione indotta a diversa distanza dal punto di infissione della virola per costruzione di un palo, in terreno sabbioso addensato.

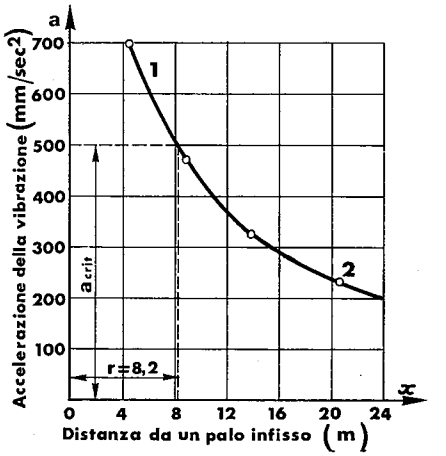


Fig. 19.19 – Accelerazione della vibrazione indotta dall'infissione di un palo in un limo lacustre.

Un criterio per stabilire se le vibrazioni, prodotte da una causa perturbatrice, possano essere dannose per una costruzione fondata su un determinato terreno, è stato suggerito da Crandell (1), a seguito di indagini eseguite per dosare le cariche di esplosivo per lavori di scavo in prossimità di fabbricati. L'entità del danno viene commisurata all'energia cinetica dell'oscillazione del terreno espressa dal coefficiente energetico:

$$C \cdot E = \frac{a^2}{f^2} = 16\,\pi^4 \cdot f^2 \cdot w_a^2 \tag{19.28}$$

dove a è l'accelerazione, f la frequenza e w_a l'ampiezza, misurata, dell'oscillazione del suolo.

La prima espressione serve quando si misuri la frequenza f e l'accelerazione a mediante accelerografo, la seconda se si misura la frequenza f e lo spostamento w_a con un sismografo.

Dalle ricerche sperimentali, eseguite mediante cariche esplosive, risulte-

(1) CRANDEL, «*Ground Vibration due to Blasting...*», Boston Society of Civil Engineers (April 1949).

rebbe che non si producono danni a normali costruzioni per un coefficiente energetico $C \cdot E < 0{,}3$ (m/sec²), mentre sussiste una notevole probabilità di dissesti per $C \cdot E > 0{,}6$.

Nella fig. 19.20 sono indicati il campo di sicurezza e quello di danno e, fra i due, quello incerto, ossia una zona rischiosa per la stabilità delle opere. Nella rappresentazione grafica l'accelerazione è espressa in m/sec² e la frequenza in cicli/sec. Si vede che con le rocce sciolte si cade nel settore dei danni certi anche con lievi valori dell'accelerazione, mentre con le rocce lapidee si è quasi sempre nel campo di sicurezza.

Il sismografo più sensibile è l'organismo umano che percepisce le vibrazioni già per un coefficiente energetico $C \cdot E = 0{,}06$ (m/sec)².

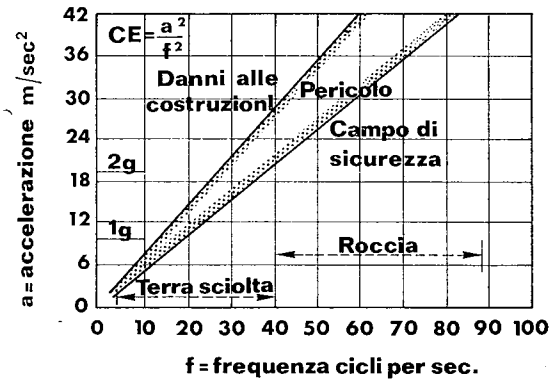


Fig. 19.20 – Rischio di danni da vibrazioni di data frequenza ed accelerazione.

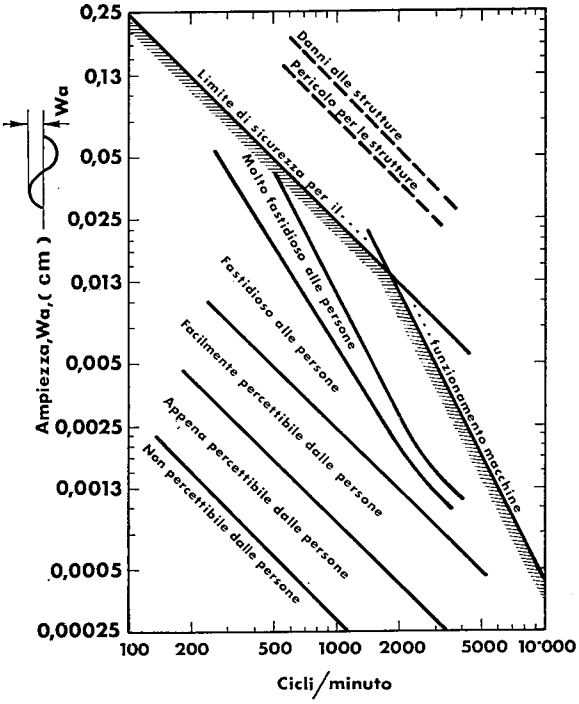


Fig. 19.21 – Effetti sulle macchine di vibrazioni di data frequenza ed ampiezza (Richardt).

Nella fig. 19.21 è riprodotto un grafico di Richardt (1962) che, in funzione delle caratteristiche dell'accelerazione (ampiezza e frequenza), delimita il campo di sicurezza per un buon funzionamento delle macchine.

La retta superiore corrisponde ad una velocità di picco di 1 m/sec e quella laterale inferiore ad un'accelerazione di picco di 0,59. Nel grafico sono poi delimitati dei campi di graduazione del fastidio arrecato alle persone.

Analogo è il grafico di Rausch (1963) della fig. 19.22 che, sempre in funzione dell'ampiezza e frequenza, definisce i campi di intensità di fastidio alle persone.

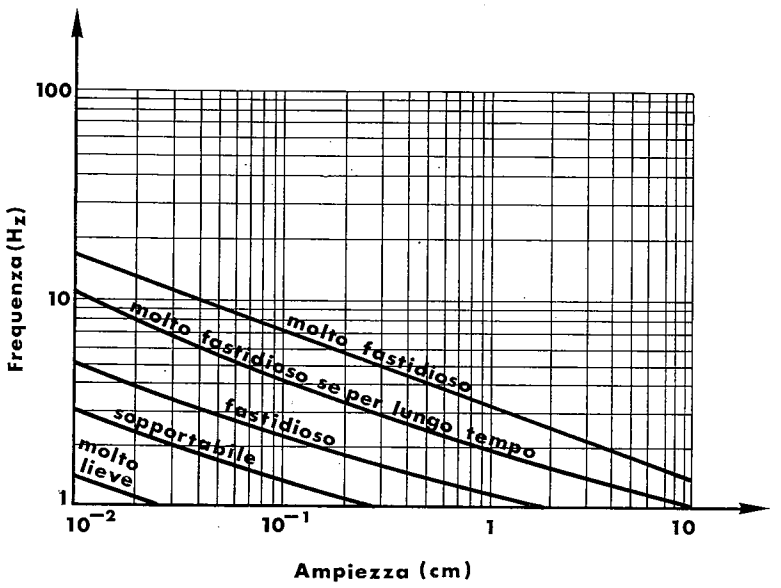


Fig. 19.22 – Entità del fastidio prodotto da vibrazioni di data frequenza ed ampiezza (Rausch).

19.3.3 Difesa dalle vibrazioni.

19.3.3.1 *Aspetti del problema.* — Quando la causa perturbatrice sia temporanea, quale l'esecuzione di pali, se ne può attenuare l'effetto intervenendo nelle modalità esecutive, come già detto, ossia impiegando pali gettati in opera previa perforazione con rotazione, anzichè a percussione.

Se la causa perturbatrice è invece stabile nel tempo, quale impianti di macchinari, traffico stradale, ferroviario ecc., si possono adottare provvedimenti che ne attenuino gli effetti interponendo fra sorgente e opera delle barriere che intercettino le onde di vibrazione e ciò alla sorgente ovvero in prossimità della stessa costruzione investita dalla vibrazione.

19.3.3.2 *Isolamenti antivibranti.* — Il provvedimento più noto è, come già detto, di interporre sul percorso delle onde di vibrazione materiali elastici smorzanti, resistenti all'azione di fatica.

Quando le lastre antivibranti sono applicate alla sorgente è ancora più necessario che la risultante di tutti i carichi sia centrata sulla base della fonda-

zione. L'isolamento, affinchè sia efficace, deve essere completo, poichè basta un punto di contatto per creare un ponte che annulli l'effetto ed anzi provochi fenomeni ancor più dannosi.

Con macchinari a bassa frequenza possono impiegarsi lastre al neoprene tenendo conto che la temperatura ambiente e il carattere della pulsazione ne influenzano il buon comportamento. Per un maglio, nella cui massa di fondazione viene dispersa l'energia della reazione al colpo, sorgente di onde di breve frequenza, occorre affidare l'ammortizzamento a molle di acciaio. Per macchine da tipografia e simili si usano strati di feltro.

Per il calcolo della frequenza propria di una macchina poggiante su materiali antivibranti serve la formula di Geinger:

$$f_n = \frac{300}{\sqrt{w}} \text{ (min)}^{-1} \tag{19.29}$$

dove w è il cedimento della fondazione in centimetri sotto il carico statico totale ossia la somma di:

a) deformazione del masso di fondazione;

b) deformazione dei complessi isolanti;

c) deformazione del suolo di fondazione.

La fig. 19.23 mostra l'isolamento del plinto di un pilastro in c.a. dal terreno di fondazione, ottenuto interponendo fra il plinto ed una apposita vasca che funziona da basamento uno strato di materiale antivibrante, atto ad intercettare in gran parte le vibrazioni prodotte dal transito ferroviario in una sottostante galleria.

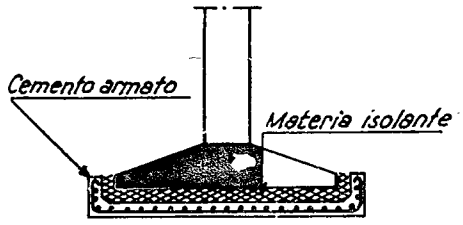


Fig. 19.23 – Isolamento di un plinto di fondazione dal terreno ad attenuare la trasmissione di vibrazioni.

Tale soluzione però può essere consigliata per una piccola costruzione e non certo per un esteso complesso edilizio, anche perchè il provvedimento presenta alcune incognite sull'efficienza nel tempo.

19.3.3.3 *Barriere di intercettazione.* — Un provvedimento efficace ma oneroso, che può essere eseguito anche a costruzione ultimata, è di intercettare le onde di vibrazione che pervengono ad essa, mediante una trincea nel terreno

(fig. 19.24) ovvero di interporre delle barriere, tipo paratia, sul percorso delle onde, il che può realizzarsi senza raggiungere forti profondità poichè le onde più dannose, le onde *R* (cap. 11), viaggiano alla superficie del terreno.

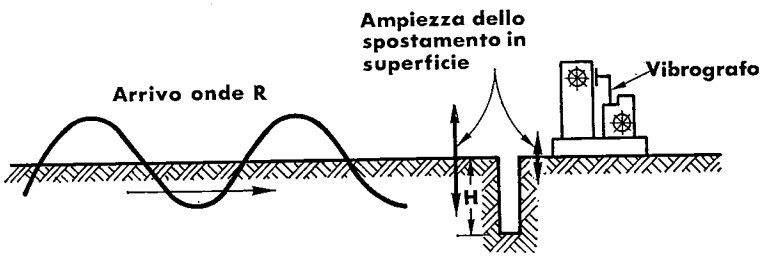


Fig. 19.24 – Intercettazione delle onde di vibrazione del terreno mediante una trincea.

Nella fig. 19.25 Neumener (1) mostra una barriera costituita da una paratia in miscela bentonitica che, costruita nel 1963, ha conseguito l'effetto di ridurre a metà l'ampiezza delle vibrazioni prodotte nell'edificio dal transito della ferrovia metropolitana.

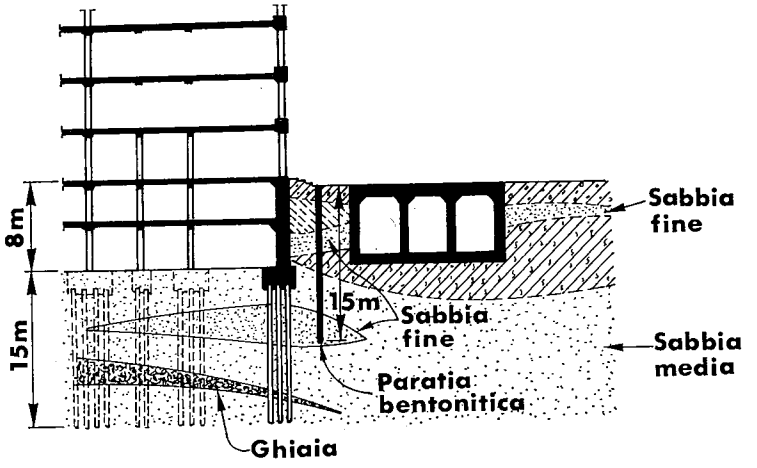


Fig. 19.25 – Barriera di protezione di un edificio dalle vibrazioni trasmesse dal transito di una ferrovia metropolitana (Neumener).

Queste difese vanno però studiate con attenzione e Barkan ricorda l'insuccesso di una intercapedine realizzata intorno ad un fabbricato per difenderlo dal fastidio del traffico stradale, in quanto l'intercapedine era insufficientemente profonda mentre i pali di fondazione del muro che delimitava l'intercapedine diffondevano le vibrazioni nel sottosuolo del fabbricato.

(1) NEUMENER H., «*Baumaschine and Bautechnik*», 10 Jahrgang, Heft 1, Jan (1963).

Per ridurre i danni o i fastidi prodotti dalla sorgente perturbatrice la barriera di protezione può essere prevista seguendo due criteri: o di isolamento della sorgente, o di protezione della costruzione.

Nel primo caso di « isolamento alla sorgente » la barriera può chiudersi intorno alla sorgente, a breve distanza da essa, recingendola totalmente come nel caso della barriera a paratia a pianta circolare di raggio R_0 della fig. 19.26 ovvero parzialmente.

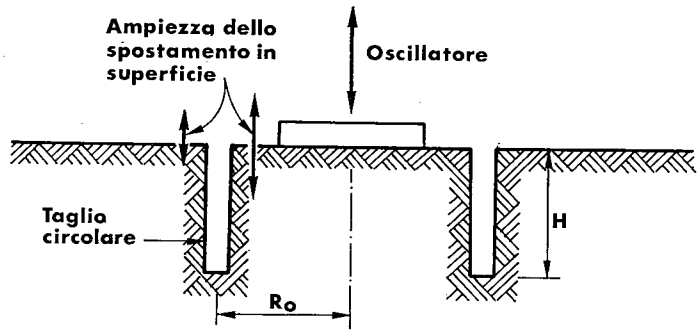


Fig. 19.26 – Barriera circolare di intercettazione delle vibrazioni prodotte da un oscillatore.

Nel secondo caso, di « isolamento all'opera » la barriera è lontana dalla sorgente e disposta in modo da proteggere solo una determinata zona, come mostrano i due casi di barriera semicircolare o rettilinea della fig. 19.27.

Vi può essere poi una sorgente mobile, quale ad es. il caso citato del treno metropolitano, ed allora occorre evidentemente una difesa dell'opera.

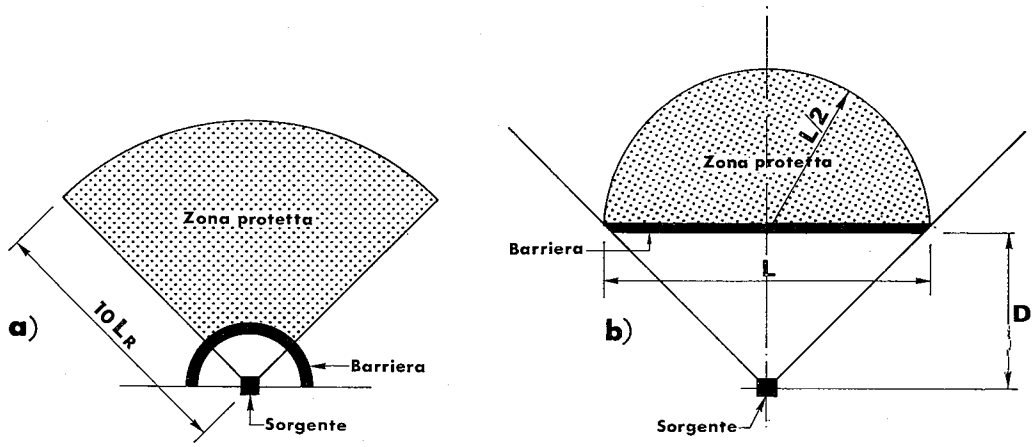


Fig. 19.27 – Barriere di intercettazione della vibrazione per protezione di zone limitate (Woods).

Si possono naturalmente presentare casi intermedi nei quali la appartenenza all'uno o all'altro tipo non è così netta.

Le barriere svolgono comunque la funzione di respingere, per riflessione, le onde disperdendo la maggior parte dell'energia, che ad esse perviene, mentre una quota le attraversa. Possono essere costituite da solidi, fluidi o addirittura solchi vuoti.

Circa l'entità delle vibrazioni che riescono ad attraversare la barriera va considerato che ad un contatto solido contro solido, possono passare sia le onde longitudinali che le onde trasversali, mentre al contatto solido contro liquido solo le onde longitudinali. Certamente la trincea vuota è la migliore barriera e basterebbe una fessura, di lieve ampiezza, per operare l'isolamento, senonchè esigenze costruttive richiedono un minimo di larghezza non indifferente per poter disporre le opere di sostegno delle pareti. Inoltre poichè tali opere, in generale muri, creerebbero alle loro basi delle spalle di ponti di trasmissione delle vibrazioni, le trincee vengono di preferenza riempite, ad impedire franamenti, con materiale smorzante, quale ad es. polistirolo espanso.

Una estesa serie di esperienze è stata condotta da Woods [1] (1968), misurando in sito le vibrazioni, prodotte da una sorgente, su una rete di punti protetti da barriere.

Egli parte dal presupposto che una barriera può essere considerata efficace se riduce almeno ad 1/4 l'ampiezza della componente verticale della oscillazione delle particelle di terreno.

Per barriere attive trova che tale condizione è rispettata quando il rapporto tra la profondità minima H della barriera, a partire dalla quota di insediamento della sorgente di vibrazione, e la lunghezza L_R dell'onda R, vale almeno 0,6.

Qualora la barriera sia parziale, ma comunque estesa non meno di 180°, (fig. 19.27 *a*) la protezione può essere considerata efficace per un settore centrale di angolo 90° e distanza dalla sorgente non superiore a 10 L_R, come indicato in figura.

Quale barriera passiva l'autore considera una barriera piana disposta normalmente all'asse sorgente-zona da proteggere (fig. 19.27 *b*). Se L è la lunghezza della parete, la zona protetta, ossia per la quale l'ampiezza di vibrazione viene ridotta al quarto, si trova entro una semicirconferenza, retrostante alla paratia, di diametro pari alla lunghezza di questa.

Per distanza D della barriera dalla sorgente compresa fra 2 L_R e 7 L_R deve aversi una profondità minima di paratia $H = 1{,}33\ L_R$ e mantenere costante il grado di isolamento; il coefficiente $\dfrac{H\,L}{L^2_R}$ deve valere almeno 2,5 per $D = 2\ L_R$ ed almeno 6 per $D = 7\ L_R$.

Le dimensioni della barriera dipendono quindi dalla lunghezza dell'onda L_R, che, a sua volta, è funzione della frequenza della vibrazione alla sorgente

---

[1] Woods R. D., «*Screening of Surface Waves in Soil*», ASCE, vol. 94/SM 4 (1968).

e della velocità di propagazione V_R in quel terreno, la quale si può conoscere mediante apposita misurazione in sito.

Risulta infatti:

$$L_R = \frac{V_R}{f} \tag{19.30}$$

Occorre, peraltro, porre attenzione alle caratteristiche locali del sottosuolo poichè suoli stratificati, con strati di piccolo spessore, ovvero un livello elevato della falda, possono ridurre l'efficienza della barriera e quindi richiedere maggiori cautele.

Va infine ricordato che sono state costruite anche barriere orizzontali, ad esempio in sottofondi stradali (Lungo Tevere a Roma), o al disotto di linee ferrate, costituite da lastre di materiale antivibrante sottostanti alla pavimentazione, per isolare dalle vibrazioni del traffico il sottostante terreno, e quindi impedirne la trasmissione ad edifici adiacenti ma i risultati ottenuti sono stati poco soddisfacenti, sia per l'effetto conseguito, sia per l'onere della manutenzione, così da scoraggiare altre iniziative del genere.

19.4 Costruzioni antisismiche.

19.4.1 Premessa.

Un terremoto può essere provocato da diversi fenomeni naturali, come scorrimenti di faglie, crolli, esplosioni sotterranee e attività vulcanica ed anche artificiali. Dal punto di vista della ingegneria sismica tuttavia, i terremoti di gran lunga più interessanti sono quelli di origine tettonica. Ad essi infatti si deve attribuire la maggiore distruttività, la maggiore frequenza, la maggiore estensione delle aree colpite.

I terremoti tettonici sono la conseguenza di rotture, accompagnate da scorrimenti tangenziali di parti della crosta terrestre ove l'accumulo di energia di deformazione ha superato la capacità di resistenza della struttura del sottosuolo. L'intero globo è solcato da linee di discontinuità tettonica, che sono oggi conosciute con molto dettaglio: le principali, note da tempo, corrono sotto gli oceani e lungo i bordi delle piattaforme continentali.

Il processo con cui l'energia di deformazione, attraverso compenetrazioni o distacchi, si accumula nelle zone di faglia è considerato, pur nella diversità delle spiegazioni geofisiche, un processo di natura stazionaria. Poichè, d'altronde, la capacità deformativa dei materiali della litosfera è un dato costante, viene immediato dedurre che anche l'energia liberata in attività sismica faccia parte di un processo stazionario. Le osservazioni statistiche, relative a zone di forte sismicità, come ad es. la fascia messicano-californiana, confermano che l'emissione totale annua di energia ha carattere regolare. Naturalmente, ciò non vuol dire affatto che terremoti successivi, sia pure in una stessa zona, debbano risultare uguali.

I possibili meccanismi di rottura sono, infatti, oltremodo variabili: la profondità del fuoco sismico (può variare da pochi a qualche centinaio di chilometri), la quantità di energia accumulata per unità di volume (dipende dalla resistenza locale della roccia), il volume interessato dalla rottura, la velocità di propagazione della rottura (maggiore se la roccia è fragile) dipende dalla tettonica locale.

In generale, dunque, si dirà che la nascita di un terremoto consiste in una *successione disordinata di impulsi*, di varia intensità e dislocati lungo superfici anche estese, prodotti a varia profondità all'interno della crosta terrestre. Sono essi ad innescare il processo vibratorio che, propagandosi spazialmente, raggiunge la superficie del suolo, interessando zone sempre più ampie, modificandosi e perdendo progressivamente di intensità.

Queste schematiche premesse danno chiara ragione della definitiva rinuncia, da parte della ingegneria sismica, ad un tipo di conoscenza definita e precisa del moto del suolo in occasione di futuri terremoti. Tale conoscenza, d'altronde, a parte l'essere oggi irraggiungibile data la complessità del problema, risulterebbe, se mai, inutilmente dettagliata per lo scopo cui serve. L'affinamento della sensibilità sul comportamento dinamico delle costruzioni, l'esperienza analitica e sperimentale accumulata negli ultimi tre decenni indicano, infatti, che poche caratteristiche essenziali del fenomeno sono necessarie, e sufficienti, per una progettazione razionale.

Una completa conoscenza statistica di pochi dati sintetici (ad esempio intensità, forma e durata o, ancora più semplicemente, accelerazione max. del suolo) è dunque lo scopo da raggiungere. A questo riguardo, se è vero che ormai in tutto il mondo, compresa l'Italia, è approntata una rete di rilevamento, in poche regioni soltanto (forse solo il Giappone e la costa pacifica delle Americhe) le informazioni già raccolte possono considerarsi statisticamente sufficienti.

È il caso di augurarsi che anche altrove questa raccolta si completi sollecitamente fornendo indicazioni sul locale « rischio sismico ».

19.4.2 Caratteristiche del moto sismico del suolo.

19.4.2.1 La complessità dei meccanismi di formazione prima, e di trasmissione poi, delle onde sismiche entro un mezzo disomogeneo e spesso morfologicamente discontinuo, non consente una previsione analitica del moto del suolo in un dato punto e per un futuro terremoto. Osservando, tuttavia, le registrazioni di numerosi sismi passati è possibile notare delle caratteristiche generali che li differenziano o li accomunano. Mediante drastiche generalizzazioni si riesce a stabilire una tipologia dei sismi che, pur nella sua schematicità, è sufficiente per suggerire criteri differenziati di calcolo e di progettazione.

Per comprendere meglio tale classifica è utile ricordare lo sviluppo di Fourier, o analisi armonica, di una funzione.

Sia $a(t)$ la funzione, nel nostro caso l'accelerogramma sismico, definita nell'intervallo O-D, con D durata del sisma.

È sempre possibile approssimarla mediante la sommatoria di N termini:

$$a(t) = \sum_{1}^{N} C_n \cdot \cos(\omega_n t - \varphi_n) \tag{19.31}$$

con:

$$C_n = \sqrt{A_n^2 + B_n^2} \qquad \begin{matrix} A_n \\ B_n \end{matrix} = \frac{2}{D} \int_0^D a(t) \cdot \begin{matrix} \sin \omega_n t \\ \cos \omega_n t \end{matrix} \cdot dt$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{B_n}{A_n} \qquad \omega_n = 2\pi f_n = \frac{2\pi}{T_n} = n \cdot \frac{2\pi}{D} \tag{19.32}$$

Un qualunque segnale irregolare può dunque essere visto come sovrapposizione di onde sinusoidali, ciascuna con la sua ampiezza C_n e frequenza ω_n, multipla della frequenza fondamentale $\omega_1 = 1 \cdot \dfrac{2\pi}{D}$

Il periodo della prima armonica è quindi pari alla durata D della funzione: $T_1 = D$, mentre il periodo dell'ultima è: $T_N = \dfrac{D}{N}$.

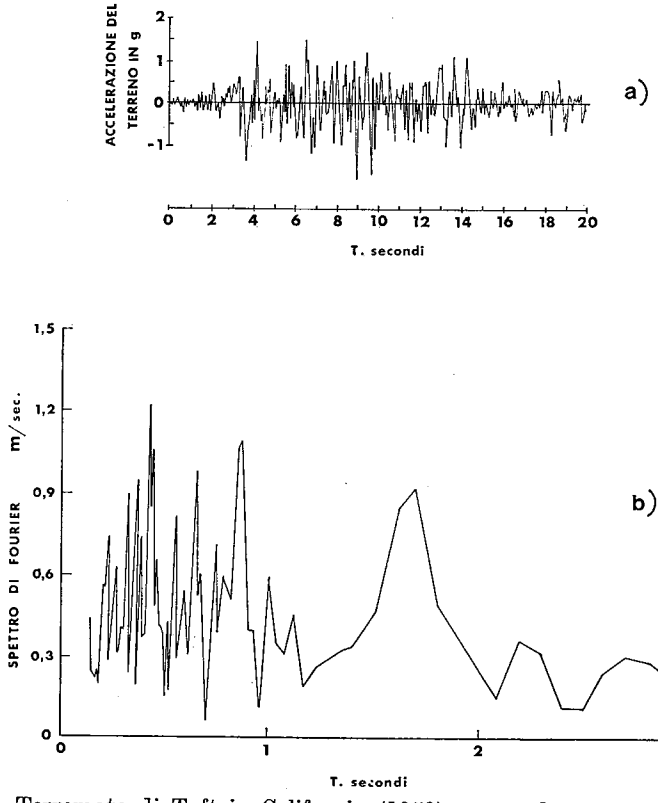


Fig. 19.28 – Terremoto di Taft in California (1952): *a*, accelerogramma; *b*, spettro di Fourier.

Il numero N di termini da considerare nella sommatoria dipende dalla funzione $a(t)$: ci si arresta quando nella $a(t)$ non vi sono più componenti armoniche significative (attraverso la loro ampiezza C_n) con periodi più corti di T_N. Ad esempio per un terremoto di durata $D = 20$ sec prendendo $N = 200$ l'ultima armonica considerata avrebbe un periodo $T_{200} = 0{,}1$ sec. Ciò è di solito adeguato, perchè normalmente il campo dei periodi importanti contenuti nel moto sismico è compreso tra 0,2 e 3,0 sec.

Il diagramma dei coefficienti C_n in funzione del periodo T_n si definisce spettro di Fourier del terremoto. La fig. 19.28 riporta l'accelerogramma ed il relativo spettro per il terremoto di Taft.

Immaginare il moto sismico come sovrapposizione di armoniche è molto utile perchè:

— dà ordine all'apparente irregolarità, indicando quali sono le frequenze più importanti contenute nel moto sismico. Lo spettro di Fourier, cioè la distribuzione ed il valore dei coefficienti C_n nel campo delle frequenze, è un modo analiticamente ed anche intuitivamente efficace di descrivere e quindi di classificare un sisma;

— anche il comportamento dinamico delle strutture è definibile in termini di frequenze. La conoscenza delle frequenze insite nel sisma, causa eccitatrice, e di quelle proprie di una struttura ad esso soggetta, fornisce già delle indicazioni significative sulla sua risposta dinamica.

19.4.2.2 *Classifica dei terremoti.* — La classifica descrittiva dei terremoti proposta da Newmark e Rosenblueth è la seguente:

19.4.2.2.1 Praticamente un unico impulso, come mostrato ad es. nella fig. 19.29. Moti di questo tipo possono avvenire solo a breve distanza dall'epicentro, solo su suolo compatto e per fuochi superficiali. Altrimenti, le riflessioni e rifrazioni multiple alterano la struttura del moto. Sismi di questo tipo sono avvenuti a Port Hueneme nel 1957, ad Agadir nel 1960, a Skopje nel 1963, a San Salvador nel 1964, a Parkfield nel 1967, con magnitudo comprese tra 5,4 e 6,2 (1).

---

(1) La *Magnitudo* è una misura intrinseca dell'energia liberata dal terremoto. Il terremoto più intenso avvenuto in questo secolo è quello in Alaska, nel 1964, con $M = 8{,}6$. Una variazione di una unità di M corrisponde ad una variazione di 10 volte della massima ampiezza di oscillazione del suolo, e di 32 volte dell'energia liberata. *L'intensità* è invece una grandezza che misura il potenziale distruttivo locale di un terremoto: può essere di tipo fenomenologico (Scala Mercalli, in base ai danni osservati) o strumentale. Nel secondo caso è definita da:

$$I = \left[\frac{1}{D}\int_0^D a^2(t)\cdot dt\right]^{1/2} = \left(\frac{1}{2}\sum_1^N C_n^2\right)^{1/2}$$

si ottiene cioè sommando i quadrati delle ordinate dello spettro di Fourier dell'accelerogramma registrato.

I periodi principali di questi sismi sono molto brevi, ad es. 0,2 secondi, come molto breve è la loro durata.

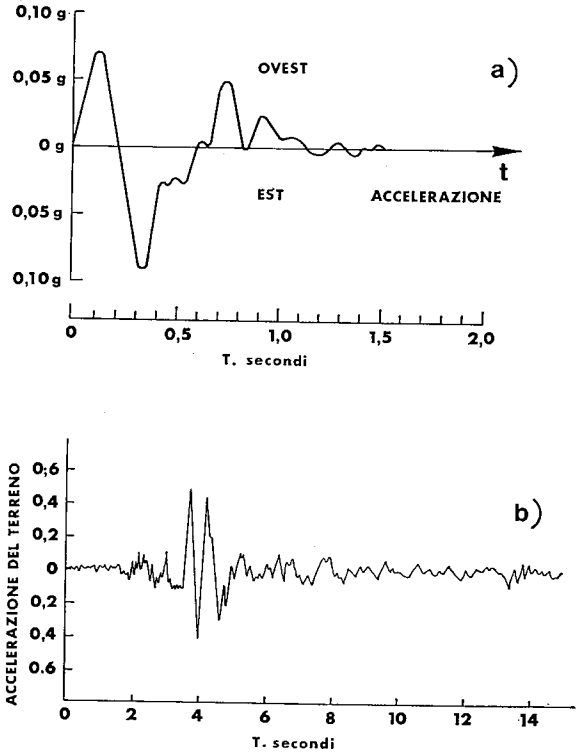


Fig. 19.29 – Terremoti di unico impulso: *a*, Port Hueneme (1957); *b*, Parkfield (1966).

19.4.2.2.2 Oscillazioni senza periodi prevalenti distinguibili. Esempio tipico è il terremoto di El Centro (fig. 19.30). Avvengono su suolo compatto, ad una certa distanza dall'epicentro, per fuochi non profondi. I terremoti della fascia circumpacifica sono quasi tutti di questo tipo. Loro caratteristica è uno spettro di Fourier quasi piatto, con leggere prevalenze nel campo 0,05-0,5 sec: la loro durata è di 15-25 sec.

19.4.2.2.3 Oscillazioni con marcata prevalenza di periodi lunghi, compresi entro una fascia ristretta. Esempio tipico è il sisma di Mexico City (fig. 19.31). Questi terremoti derivano da quelli del tipo 2 che a seguito del passaggio attraverso strati di terreno soffice subiscono una amplificazione delle basse frequenze. Hanno durate piuttosto lunghe (anche 40 sec.).

L'andamento qualitativo degli spettri di Fourier per i tre tipi descritti è indicato nella fig. 19.32. La curva B è la corrispondente della A, ma registrata ad una distanza molto maggiore dall'epicentro: i periodi brevi sono molto attenuati.

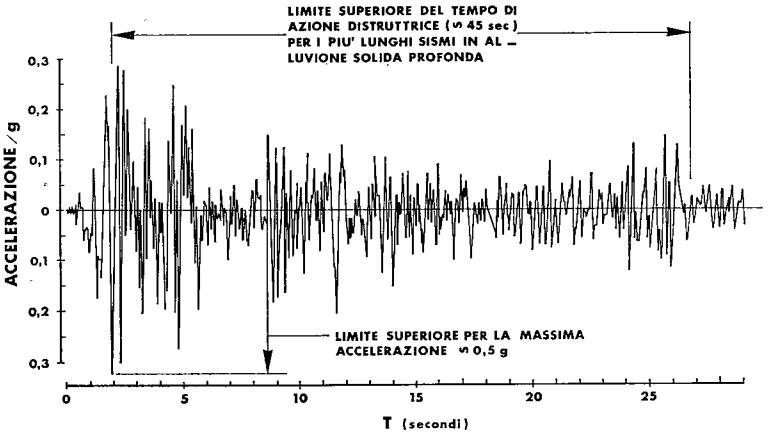


Fig. 19.30 – Accelerogramma del terremoto di El Centro (1940) (Hudson).

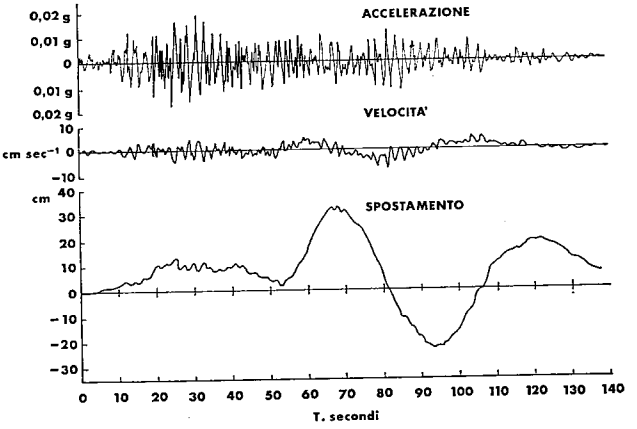


Fig. 19.31 – Terremoto di Città del Messico (1964) (Rosenblueth).

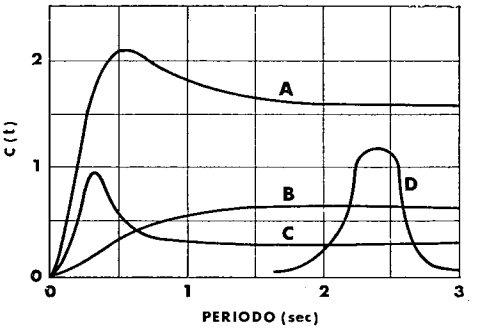


Fig. 19.32 – Spettri di Fourier idealizzati: *A*, 25 miglia dall'epicentro di un forte sisma; *B*, 70 miglia dal centro di un sisma forte; *C*, 8 miglia dal centro di un sisma debole, *D*, sisma filtrato da un suolo soffice.

L'attenuazione delle alte frequenze è dovuta all'effetto dissipativo del suolo. Se il suolo fosse un mezzo elastico perfetto, le onde di vario tipo presenti (onde dilatazionali, di taglio, di Rayleigh, di Love, ecc.) si propagherebbero ciascuna con la propria velocità, costante ed indipendente dalla frequenza, e con ampiezza decrescente in funzione della sola distanza R dall'epicentro (proporzionalmente ad una potenza di R compresa tra $-1/2$ e -2, a seconda del tipo di onde). In un mezzo viscoelastico, sia l'attenuazione che la velocità delle onde sono invece funzioni della frequenza. Ponendo la legge di propagazione del moto nella forma generale: $A(R, t) = e^{-\beta \cdot R} \cdot R \cdot f(\omega, v, R, t)$, con A = ampiezza di oscillazione, l'attenuazione dovuta all'effetto dissipativo è evidentemente rappresentata dal fattore β. Per la maggior parte delle rocce compatte β risulta direttamente proporzionale alla frequenza: $\beta \simeq 50 \cdot \omega$ ($50 \equiv$ sec/km · rad).

Le velocità delle onde si mantengono invece quasi costanti, con un aumento poco marcato alle alte frequenze.

19.4.2.3 *Dati significativi dei terremoti.* — I valori massimi della accelerazione, della velocità e dello spostamento del suolo, durante un sisma, sono tre dati sintetici direttamente significativi, come si vedrà, della risposta strutturale. È interessante quindi in primo luogo stabilire se esistono limiti superiori per tali grandezze, ed esaminare poi la loro dipendenza dalla distanza epicentrale R e dalla magnitudo M.

Housner, basandosi sulla capacità di resistenza delle rocce più diffuse, ha concluso che su suolo compatto la massima accelerazione non può superare il valore $a = 0{,}5$ g. In questo secolo, questo valore è stato già registrato una volta (Parkfield). Altri autori, sulla base di descrizioni storiche di terremoti, ritengono doversi assumere valori più elevati, giungendo fino ad $a = 1$ g (Newmark e Rosenblueth). Per la velocità, considerazioni sulla capacità di deformazione a rottura per taglio delle rocce, prodotta dalle onde di taglio, che sono le più violente, portano a fissare il valore $v = 1{,}5$ m/sec. È difficile invece arrivare ad un valore limite dello spostamento in base a considerazioni teoriche dalle registrazioni di terremoti violenti; su suoli duri si sono ricavati massimi dell'ordine: $d = 30 \div 40$ cm (escludendo naturalmente i casi di rottura del suolo).

Volendo ora stabilire delle relazioni empiriche tra a, v, d, la distanza epicentrale e la magnitudo, occorre tenere presenti alcune condizioni generali. Per R che tende all'infinito, a causa delle attenuazioni, il moto sismico tende a ridursi ad un moto armonico (di periodo lunghissimo), per il quale vale la relazione: $(a \cdot d)/v^2 = 1$. A brevi distanze invece, nella misura in cui il moto del suolo può essere idealizzato mediante uno spettro di Fourier piatto composto da tutta la serie delle armoniche (rumore bianco), si troverebbe $(a \cdot d)/v^2 = \infty$.

Il rapporto $(a \cdot d)/v^2$ deve dunque crescere con il diminuire della distanza epicentrale. Per quanto riguarda M, dalla sua stessa definizione discende per a, v e d una dipendenza di tipo esponenziale. Le relazioni empiriche proposte da Esteva, ricavate con i minimi quadrati per terremoti su suolo duro sono:

$$a = 1230\, e^{0,8M} \cdot (R + 25)^{-2}$$
$$v = 15\, e^{M} \cdot (R + 0,17\, e^{0,59M})^{-1,7} \qquad (19.33)$$
$$\frac{a \cdot d}{v^2} = 1 + \frac{400}{R^{0,6}}$$

($a \equiv$ cm/sec^2, $v \equiv$ cm/sec, $d \equiv$ cm, $R \equiv$ km).

19.4.3 Considerazioni generali sulla risposta dinamica delle strutture.

19.4.3.1 La determinazione della risposta di una struttura al moto sismico, a parte la difficoltà di definire esattamente quest'ultimo, è un problema vibratorio più complesso di quello delle fondazioni di macchine. Ad esempio per la risonanza, nell'evento sismico, non vi è più una singola frequenza eccitatrice, bensì un intero spettro: alla risonanza partecipano dunque tutte le frequenze comprese in una fascia nell'intorno di quella propria della struttura. La larghezza della banda efficace dipende dal tipo di struttura ma è in ogni caso tanto minore quanto minore è il suo smorzamento.

L'entità della risonanza dipende allora dai fattori seguenti. In primo luogo dal valore delle ordinate dello spettro di Fourier del sisma nella zona corrispondente al periodo fondamentale della struttura; ad esempio, una struttura di periodo proprio $T \geqq 2,5$ sec risulterebbe quasi insensibile ad un sisma del tipo della fig. 19.29 (praticamente tutti i sismi che si verificano su suolo duro hanno la potenza concentrata nei periodi al di sotto di 2,5 sec).

Influiscono poi i valori degli angoli di fase delle varie armoniche eccitatrici aventi frequenze poco diverse, ed infine la durata del sisma. La risonanza richiede infatti lo stabilirsi delle condizioni di regime: le varie armoniche devono quindi poter agire sulla struttura per un certo numero di periodi (le strutture poco smorzate richiedono più tempo per andare a regime). Per quest'ultima ragione un sisma violento come quello di Parkfield, ad esempio, con accelerazioni massime di 0,5 g, ha prodotto pochi danni, avendo avuto una durata della fase violenta di soli 1,5 sec.

Ben più rilevante è tuttavia la considerazione che l'analisi dinamica delle strutture soggette a sisma deve necessariamente essere estesa al campo anelastico, includendo il comportamento non solo dell'ossatura portante ma anche degli elementi secondari quali ad es. i pannelli murari interni ed esterni delle strutture in c.a. Le difficoltà consistono in tal caso non tanto nell'esecuzione di calcoli più complessi, quanto nelle incertezze sul modello strutturale e sul comportamento del materiale oltre il campo lineare e, infine nell'impossibilità di sintetizzare delle indicazioni di validità generale.

Non deve trarre in inganno il fatto che i codici sismici prescrivono analisi elastiche e dimensionamenti alle tensioni ammissibili: la riduzione dell'intensità del sisma in fase di progetto viene adottata a scopo di semplicità (oltre che per accertare l'integrità elastica della struttura nel caso di sismi più moderati e quindi più frequenti) ma in modo consapevole del reale comporta-

mento, garantendo così alle strutture le riserve di duttilità necessarie per resistere con danni limitati al sisma massimo previsto.

Peraltro il metodo degli stati limite, che già si è affermato in molti campi di progettazione delle costruzioni, che valuta attraverso lo stato limite ultimo le reali riserve di sicurezza al collasso delle strutture, appare particolarmente idoneo per l'analisi delle costruzioni antisismiche, che riferiscono le condizioni di collasso ad un terremoto di progetto, e quindi anche per le loro fondazioni.

Grande parte dei risultati fondamentali riguardanti la risposta sismica delle strutture può essere ricavata, come ben noto, dallo studio del semplice modello di fig. 19.33. Una massa $M = W/g$ è collegata al suolo, il quale si muove con accelerazione orizzontale $\ddot{u}_b$, attraverso elementi di rigidezza statica R ed elementi smorzanti di caratteristica C.

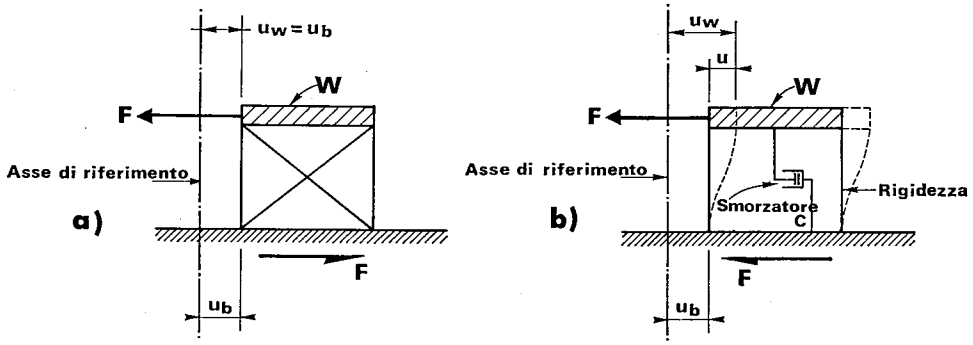


Fig. 19.33 – Schemi strutturali: *a*, a struttura rigida; *b*, a struttura deformabile.

Ad ogni istante l'equilibrio della massa si realizza tra: la forza d'inerzia $F_i = -m\,(\ddot{u} + \ddot{u}_b)$, la forza di richiamo statica $F_r = -k(u)$, e la forza dissipativa $F_v = -c\,(\dot{u})$ attraverso le equazioni:

$$\begin{aligned} F &= F_i + F_v + F_r = 0 \\ m\,\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) &= -m \cdot \ddot{u}_b \end{aligned} \qquad (19.34)$$

La soluzione del problema dipende dunque, per una data funzione di eccitazione $\ddot{u}_b$, dalle caratteristiche elastiche o anelastiche, da quelle dissipative, e dalla massa della struttura.

Ricavata l'accelerazione $\ddot{u}$ ad ogni istante, ci si può ricondurre ad un problema di statica applicando alla massa la forza $F = -m\,(\ddot{u} + \ddot{u}_b)$ [1] e calcolando così le sollecitazioni nei montanti.

Una situazione limite contemplata in alcuni casi anche dalle norme, è quella di considerare il modello come un corpo rigido collegato al suolo (figura 19.33 *a*).

---

[1] Ciò perchè la forza smorzante F_v è di solito piccola nei confronti di F_i ed F_r, le quali perciò si equilibrano come forza esterna ed interna rispettivamente.

In questo caso tutta la struttura subisce la stessa accelerazione del suolo ($\ddot{u} = 0$) e la forza F, che è evidentemente anche la forza di taglio al piede, si può mettere nella forma:

$$F = C_s \cdot W \tag{19.35}$$

in cui $C_s = \dfrac{\ddot{u}_b}{g}$ è il coefficiente sismico, ossia la massima accelerazione del suolo rapportata all'accelerazione di gravità.

La distinzione delle zone sismiche italiane in due categorie, per le quali $C_s = 0{,}1$ e $C_s = 0{,}07$, corrisponde appunto ad una differenziazione della massima accelerazione attesa del suolo.

In contrapposto al caso limite considerato, se ne può immaginare un altro in cui la rigidezza k dei pilastri e la forza smorzante c siano del tutto trascurabili. In tal caso l'equazione di equilibrio dinamico (19.34), si ridurrebbe a: $m\,\ddot{u} = m\,\ddot{u}_b$, e quindi sulla massa agirebbe una forza d'inerzia nulla $F = m\,(\ddot{u} + \ddot{u}_b) = m\,(-\ddot{u}_b + \ddot{u}_b) = 0$. Una situazione del genere, in cui la massa rimane immobile mentre il suolo oscilla ai suoi piedi, viene realizzata negli strumenti per la misura delle ampiezze di oscillazione, ma non è mai approssimabile dalle strutture reali salvo alcuni tentativi, non felici, di edifici su basi scorrevoli.

Mentre per un fabbricato basso in muratura si è abbastanza vicini al primo caso limite, per i fabbricati ad ossatura in cemento armato o metallica, tenendo anche conto della tamponatura, si è in una situazione intermedia tra i due casi: l'accelerazione subita dalle masse, e quindi le forze sismiche, dipendono, nel modo più generale, dalla deformabilità e dallo smorzamento del complesso.

19.4.3.2 *Lo spettro di risposta.* — Nell'ambito dei sistemi elastici ad un solo grado di libertà il problema della risposta sismica può essere efficacemente sintetizzato nel concetto di spettro di risposta (Housner, 1952). Esso è un diagramma che fornisce in ordinate la risposta massima di un oscillatore semplice, sottoposto ad un accelerogramma assegnato, in funzione del suo periodo proprio. Si ritiene quindi implicitamente che sia il valore massimo della risposta e non, ad es., il numero di cicli in cui la risposta ha superato un dato livello, il parametro significativo dell'impegno subito dalla struttura.

Si utilizzano spettri di risposta di spostamento $S_d\,(T) = |\,u\,|_{\max}\,(T)$, di velocità $S_v\,(T) = |\,\dot{u}\,|_{\max}\,(T)$ e di accelerazione $S_a\,(T) = |\,\ddot{u} + \ddot{u}_b\,|_{\max}\,(T)$, legati dalle semplici relazioni risolvendo l'eq. del moto (15.34):

$$\begin{aligned} S_v(T) &= \left(\frac{2\,\pi}{T}\right) S_d(T) \\ S_a(T) &= \left(\frac{2\,\pi}{T}\right) S_v(T) \end{aligned} \tag{19.36}$$

Il più diffuso è lo spettro di accelerazione $S_a(T)$: per un oscillatore di massa m e di periodo proprio T, il prodotto: $m \cdot S_a(T)$ fornisce direttamente la forza massima cui esso viene soggetto.

Lo spettro di risposta relativo ad un particolare evento sismico di cui si possegga la registrazione, si ottiene affidando all'elaboratore la soluzione numerica dell'equazione del moto (19.34). Nella fig. 19.34 è riportato ad es. l'accelerogramma di El Centro ed il relativo spettro calcolato per un fattore di smorzamento $\lambda = 5\%$.

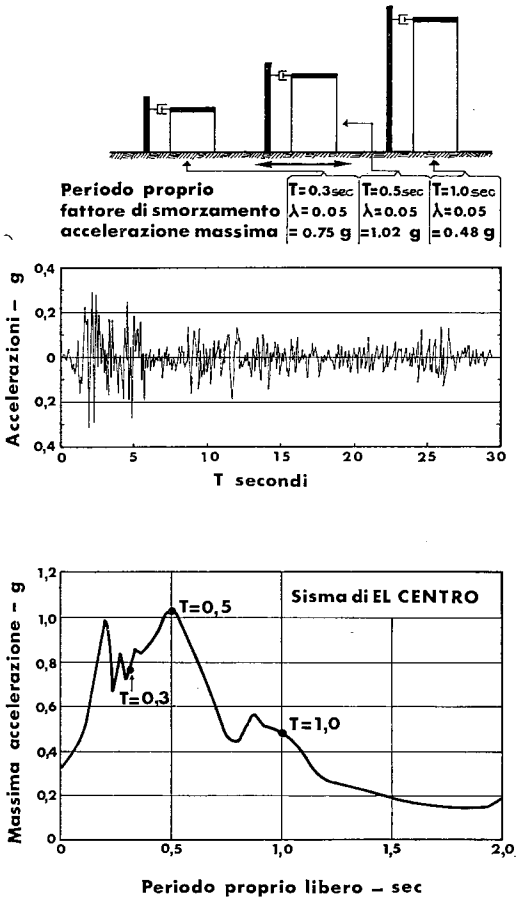


Fig. 19.34 – Diagramma di risposta ottenuto dall'accelerogramma del sisma di El Centro: *a*, oscillatori semplici di diverso periodo naturale; *b*, accelerogramma; *c*, diagramma di risposta in funzione del periodo proprio non smorzato.

Nella fig. 19.34 *a* sono poi rappresentati tre oscillatori, aventi tutti $\lambda = 5\%$, e periodo proprio rispettivamente di 0,3, 0,5, 1,0 secondi. Lo spettro fornisce i valori massimi delle accelerazioni, che risultano 0,75 g, 1,02 g, 0,48 g, come indicato nella fig. 19.34 *c*. È importante notare che l'accelerazione massima del sisma è stata pari a $\sim$0,3 g, e che quindi in tutti i casi la struttura ha amplificato l'accelerazione del suolo, con un fattore massimo pari a $\sim$3 per l'oscillatore avente $T = 0{,}5$ sec. Si vede dalla figura che per questo particolare terremoto l'amplificazione si verifica fino ad un valore del periodo proprio di 1,3 secondi. L'esame degli spettri di numerosi terremoti indica che il campo di amplificazione è compreso, in generale, tra 0,1 sec e 1,0 $\div$ 1,5 sec: l'ipotesi di struttura rigida, con moto uguale a quello del suolo, non è dunque sempre cautelativa.

Un fattore di smorzamento del 5% può considerarsi tipico di costruzioni in cemento armato, comprendendo anche l'effetto smorzante degli elementi non strutturali; strutture saldate in acciaio o in precompresso hanno fattori di smorzamento tipicamente compresi tra l'1% ed il 3%. Smorzamenti maggiori del 5% si possono avere nel caso di deformazioni anelastiche, oppure se si include l'effetto della deformazione del suolo di fondazione nel caso di suoli soffici.

Gli spettri di risposta al sisma di El Centro per tre valori di λ sono riportati

in fig. 19.35. Una espressione teorica per modificare gli spettri in funzione dello smorzamento, valida per terremoti del secondo tipo (larga banda di armoniche di uguale intensità) è stata elaborata da Rosenblueth ed Esteva. Per passare

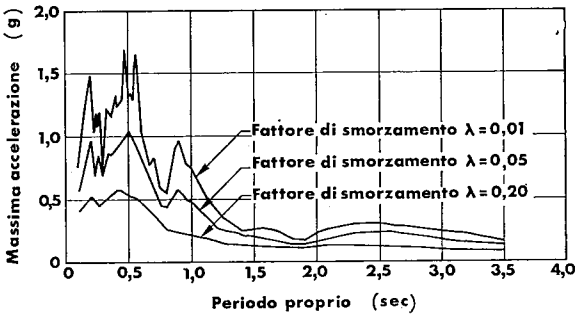


Fig. 19.35 – Diagrammi di risposta al sisma di El Centro per diversi fattori di smorzamento.

da uno spettro ad un altro, relativo ad un diverso smorzamento, si fa l'ipotesi che, mediamente, le ordinate siano proporzionali alla grandezza:

$$\left(1 + \frac{\pi}{T} \cdot \lambda \cdot t\right)^{-\frac{1}{2}}$$

essendo t la durata di un terremoto ideale avente intensità uniforme per tutta la durata ($t \equiv$ circa la metà della durata dell'intera registrazione per un sisma del 2° tipo; l'espressione è stata calibrata per $t = 12{,}5$ sec).

Considerate le caratteristiche aleatorie degli eventi sismici, sia come forma che come intensità del moto, il possesso di un unico spettro di risposta, relativo ad un sisma particolare avvenuto, non può costituire una base generale per il progetto delle opere. Esso è poi troppo soggetto alla locale natura del terreno.

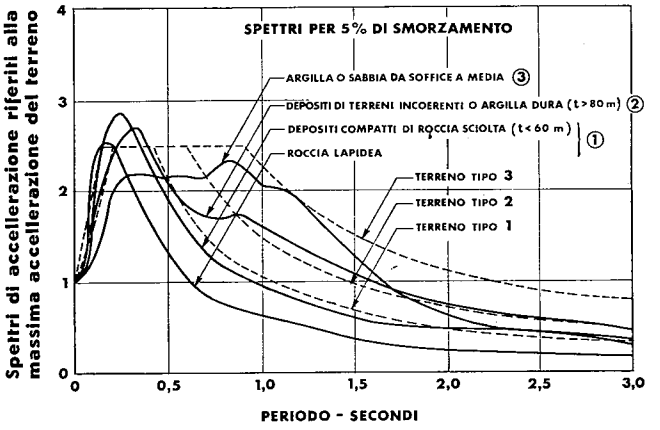


Fig. 19.36 – Amplificazione degli spettri di risposta rappresentativi di diversi tipi di terreno (linee continue) (Seed, 1976) e loro schematizzazione (linee a tratto).

Elaborazioni statistiche su numerosi spettri, ricavati da misure effettuate in luoghi diversi, nonchè la scelta dell'intensità massima attesa, permettono di tracciare, in forma ed in scala, l'amplificazione della accelerazione del suolo per diversi tipi di terreno (fig. 19.36). Tali diagrammi sono stati poi schematizzati

nelle linee segnate a tratto sulla figura. La normativa italiana fornisce uno spettro di risposta degli edifici con valore costante fino a $T_0 = 0{,}8$ sec e poi calante con legge $0{,}862/T_0^{2/3}$ a partire da coefficienti sismici 0,1 e 0,07.

L'uso dello spettro di risposta può essere esteso alle strutture a più gradi di libertà, associandolo all'analisi modale. Come è noto, per una struttura elastica smorzata ad n gradi di libertà (con certe limitazioni sulla natura dello smorzamento), una qualunque configurazione vibratoria può essere riprodotta sommando n configurazioni, o forme proprie, ciascuna moltiplicata per una particolare funzione del tempo. Le forme o modi propri corrispondono fisicamente a modi di vibrare della struttura in assenza di eccitazione, partendo da opportune condizioni deformative iniziali; ad ognuna di esse è associata una frequenza, detta frequenza propria, significativa della oscillazione libera a partire dalle predette deformazioni iniziali. I primi quattro modi e periodi propri di un fabbricato a nove piani sono rappresentati nella fig. 19.37.

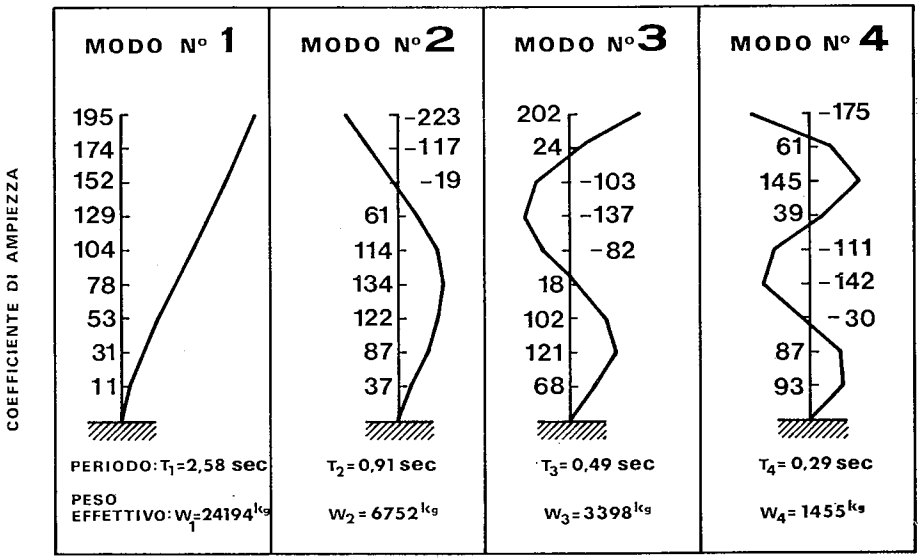


Fig. 19.37 – Primi quattro modi di vibrare di un edificio a 9 piani (W = massa generalizzata).

Quando una struttura vibra secondo un modo proprio, la sua forma di vibrazione è fissa, e l'unica variabile è la funzione del tempo che ne definisce l'ampiezza: si è così ricondotti ad un problema ad un grado di libertà, per il quale è applicabile lo spettro di risposta. In generale, la risposta della struttura, in termini di spostamenti ed anche di sollecitazioni, è determinata essenzialmente dai primi modi (in ordine di frequenza crescente); le norme italiane relative agli edifici richiedono di considerare i primi tre modi, ricavando per ciascuno le massime forze sismiche e combinandole poi secondo la regola del modulo:

$$F = (F_1^2 + F_2^2 + F_3^2)^{1/2}$$

19.4.3.3 *Il comportamento anelastico.* — Scarse sono ancor oggi le nozioni di pronto uso professionale che consentono di valutare ed utilizzare esplicitamente, in fase di dimensionamento, le capacità dissipative anelastiche dei materiali e degli insiemi strutturali. Questa carenza è senza dubbio grave, se si considera che solo a tali capacità è legata la possibilità di sopravvivenza delle costruzioni progettate secondo le norme in vigore, al verificarsi di un sisma particolarmente violento.

I due punti chiave per la soluzione di questo problema sono: *a*) la formulazione di modelli matematici, diversi per i vari tipi strutturali, che ne rappresentino il comportamento per percorsi di sollecitazione qualsiasi e comunque estesi fino alle soglie del collasso; *b*) la determinazione della risposta dinamica di questi modelli sotto l'azione del sisma massimo atteso.

Per quanto riguarda il primo punto, il legame forza-spostamento di una struttura potrebbe essere ricavato, teoricamente, partendo dai legami costitutivi dei singoli elementi che la compongono. In molti casi ciò risulterebbe oggi fattibile, con l'impiego dei recenti metodi di calcolo in campo non lineare, ma in generale è da considerare una via troppo sofisticata ed onerosa per un impiego sistematico nella progettazione. Molti modelli sono stati invece negli ultimi anni elaborati seguendo un approccio « macroscopico », ossia ricavando dall'esame del comportamento sperimentale di elementi strutturali tipici (travi, pilastri, giunti travi-pilastri, travi parete, ecc.), ed anche di intere strutture, una serie di regole sui meccanismi di isteresi, di deterioramento della rigidezza, della resistenza, ecc. Tali regole vengono successivamente tradotte in un modello matematico.

Questi modelli derivano generalmente da prove a carico ciclico di tipo statico, nelle quali cioè l'accelerazione che nasce nella struttura a seguito della variazione del carico è del tutto trascurabile.

Le ricerche sperimentali indicano tuttavia che i legami forza-spostamento si mantengono circa uguali in regime dinamico, a meno che le velocità di deformazione non raggiungano valori molto elevati (dell'ordine di 0,01 $\Delta\varepsilon$/sec), quali si possono avere solo in struttura molto rigida in terremoti violenti. Eventualmente, si avrebbe un aumento delle caratteristiche meccaniche, in particolare per l'acciaio; esso riguarderebbe tuttavia il valore della forza (o del momento) di snervamento che si raggiunge la prima volta: i cicli di isteresi successivi sono invece influenzati in modo trascurabile.

Tre schematizzazioni molto elementari del diagramma forza-spostamento sono riportate nella fig. 19.38. La curva *a*), ad andamento elastico non lineare, può rappresentare, a meno di una ridotta area di isteresi e di una aliquota di incrudimento, il comportamento, ad es., di una struttura con montanti in precompresso; la curva *b*), elasto-plastica, idealizza il comportamento di telai in cemento armato o acciaio; la curva *c*) è infine una schematizzazione del comportamento di telai controventati in cui le aste di controvento possono lavorare solo in trazione.

Il comportamento delle strutture reali è naturalmente molto più complesso. Due fenomeni, in particolare, molto importanti e quasi sempre presenti, non

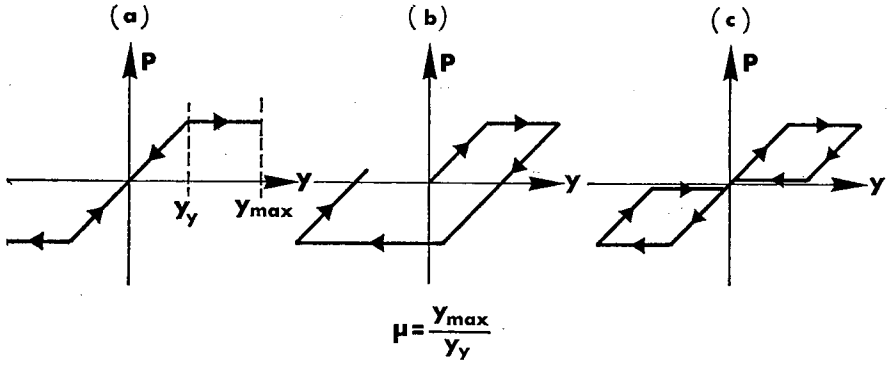


Fig. 19.38 – Comportamento elasto-plastico di strutture diverse di fabbricati sottoposti ad azione sismica (Rosenblueth)

compaiono negli schemi di fig. 19.38: la diminuzione progressiva sia della rigidezza che della resistenza al crescere del numero dei cicli. Per le strutture duttili, ad es. telai in cemento armato, il secondo fenomeno si fa sentire solo se, per effetto dell'azione dinamica, il primo ciclo di deformazione che la struttura subisce è già prossimo alla situazione di collasso: nei cicli successivi la struttura non riprende più la resistenza iniziale e procede verso il collasso incrementale. Il fenomeno è illustrato nella fig. 19.39 *b*). Se invece le deformazioni massime di ogni ciclo si incrementano progressivamente (fig. 19.39 *a*), la resistenza pure tende ad aumentare.

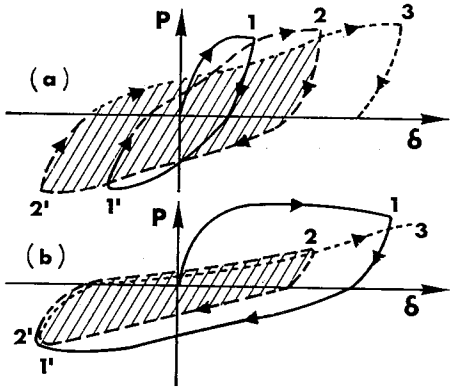


Fig. 19.39 – Effetto del decorso della sollecitazione sulla dissipazione di energia e sulla degradazione della rigidezza (Rosenblueth).

È anche importante notare che l'energia dissipata per ciclo è molto diversa nei due casi, maggiore quando l'ampiezza dei cicli cresce progressivamente. Le capacità dissipative di un sistema anelastico dipendono dunque dalla storia precedente.

Nella fig. 19.39 *b*) si legge anche la diminuzione della pendenza della curva P/δ nei cicli successivi al primo: nelle strutture in c.a. questo fenomeno è dovuto alla perdita di aderenza tra le barre di acciaio ed il conglomerato nelle adiacenze

delle fessure, all'effetto Bauschinger dell'acciaio, a schiacciamenti locali ed espulsioni di conglomerato. Semplici modelli che descrivono la diminuzione di rigidezza nei cicli successivi (stiffness-degrading models) sono stati proposti; nella fig. 19.40 è illustrato il modello di Clough (1). L'idea è molto semplice: le linee di scarico sono sempre parallele, fino allo zero, alla linea di primo carico; caricando in senso opposto la curva tende invece, con pendenza minore, al punto più lontano raggiunto nei cicli precedenti sulle due linee AK e DM. Il modello di Clough è stato impiegato già numerose volte per simulare il comportamento di edifici provati in laboratorio o soggetti al sisma, e, pur nella sua semplicità, ha fornito risultati molto soddisfacenti.

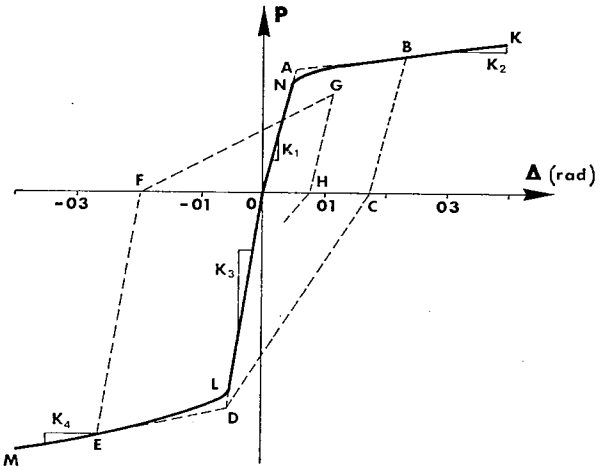


Fig. 19.40 – Descrizione del modello di Clough.

La risposta sismica in campo anelastico delle strutture provviste di uno dei legami presentati deve, in generale, essere calcolata integrando al passo l'equazione di equilibrio dinamico per una eccitazione costituita da un sisma simulato (o meglio da un'insieme di sismi) appartenenti alla famiglia caratteristica del luogo in esame.

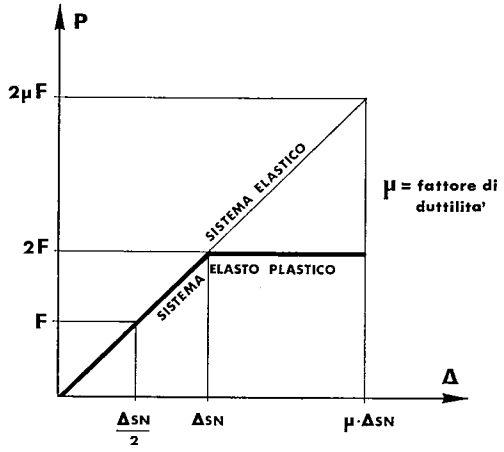
Per una valutazione grossolana della risposta massima, ma tuttavia sufficiente ai fini della progettazione, esistono regole e procedimenti semplificati. Con riferimento alla fig. 19.38, ad esempio, detto Y_0 lo spostamento massimo dato dallo spettro di risposta di progetto, relativo ad un sistema elastico avente la stessa rigidezza iniziale dei tre modelli *a*), *b*) e *c*), nonchè lo stesso smorzamento, i corrispondenti spostamenti massimi dei sistemi anelastici valgono (2):

$$\begin{aligned} Y_0 \leq Y_a &\leq Y_0 \sqrt{\mu} \\ Y_b &\equiv Y_0 \\ Y_c &= Y_0 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \end{aligned} \qquad (19.37)$$

(1) CLOUGH R. W., « *Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements* », Res. Rep. 66/16, Berkeley, California.

(2) ROSENBLUETH E., Cap. 7: « *Safety and Structural Design* » del libro « *Reinforced Concrete Engineering* », Ed. B. Bresler, Wiley (1974).

essendo μ il fattore di duttilità, rapporto tra la deformazione massima e quella di snervamento. Molto conosciuto è il risultato relativo al sistema *b* (v. fig.19.38), di assumere uguali gli spostamenti dei due sistemi, elasto-plastico ed elastico. Per chiarire l'importanza di questo risultato si consideri lo schema della fig. 19.41.



F ≡ forza derivante dal sisma di progetto

2μF ≡ forza derivante da un sisma 2μ volte superiore

Fig. 19.41 – Sopportabilità all'azione sismica di una struttura in funzione del suo fattore di duttilità.

Sia una struttura progettata per una forza sismica F (terremoto di media intensità), in modo da avere un fattore di sicurezza 2 rispetto allo snervamento. Se si ha cura di conferirgli un fattore di duttilità μ si ottiene che la struttura può sopportare senza collasso un sisma di intensità $2 \cdot \mu$ volte superiore a quello corrispondente ad F.

Anche se non rigoroso, tale risultato è fortemente istruttivo, perchè indica che ai fini della sopravvivenza di una struttura la duttilità ha la stessa importanza della resistenza. Come mostra il diagramma di fig. 19.41, per resistere al sisma massimo atteso si possono seguire due vie: quella, molto onerosa, di progettare interamente in campo elastico oppure quella di fornire alla struttura un conveniente grado di duttilità.

Si accenna da ultimo ad un procedimento di larga approssimazione per l'analisi in campo anelastico, che ha però il vantaggio di potersi applicare a legami forza-spostamento qualsiasi [1]. Sia noto, da calcolo o prova sperimentale, il legame P-Δ (v. fig. 19.42) di una struttura qualsiasi, a uno o più gradi di libertà, comprendente l'effetto di tutti gli elementi strutturali e non (tra-

---

[1] BLUME, NEWMARK, CORNING, « *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions* », P.C.A. (1961).

mezzi, pareti di tamponatura, ecc.). La energia immagazzinata per uno spostamento massimo Δ_r della struttura è data dall'area U_r, delimitata dalla curva rappresentativa del legame P-Δ (tratteggio verticale in figura). Per tener conto che lo spostamento massimo non avviene nel corso della prima oscillazione e che quindi si è già prodotto un deterioramento della rigidezza, si considera

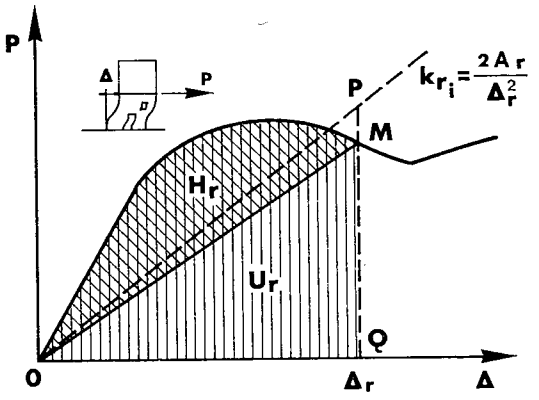


Fig. 19.42 – Capacità dissipativa di una struttura a telaio (Blume).

un'area ridotta: $A_r = U_r - \alpha H_r$, essendo H_r l'area al di sopra della retta O-M, e α un fattore empirico di deterioramento. Δ_r ed A_r costituiscono nel complesso una sola incognita, legate come sono dalla curva P-Δ. Il criterio di Blume consiste nell'assumere che lo spostamento massimo Δ_r della struttura coincida con quello di un oscillatore elastico il quale assorba la stessa energia di deformazione A_r. Da questa ipotesi si ricava immediatamente la rigidezza elastica k dell'oscillatore elastico equivalente, imponendo l'uguaglianza delle energie:

$$\frac{1}{2} k \Delta_r^2 = A_r \rightarrow k = \frac{2 A_r}{\Delta_r^2} \tag{19.38}$$

La risposta massima dell'oscillatore elastico, d'altra parte, è fornita dallo spettro di risposta, in funzione del suo periodo proprio $\left(T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}\right)$:

$$\Delta_r = S_d(T) \tag{19.39}$$

Procedendo quindi per iterazione, si parte da un valore di tentativo per Δ_r, si calcola l'energia del sistema reale A_r, poi le caratteristiche k e T dell'oscillatore equivalente, e quindi la risposta di quest'ultimo, fino a coincidenza con il valore di partenza.

19.4.4 La risposta del terreno.

19.4.4.1 *Aspetti del problema.* — La natura geomorfologica locale ha una grande influenza sulla sensibilità delle opere all'azione sismica: l'importanza di questo fattore, descritto chiaramente dalla fig. 19.36, è tale che in alcune recenti normative esso interviene nella determinazione degli spettri di risposta di progetto.

Depositi di terreni coerenti più o meno compatti, ma specialmente di terreni sciolti, giacenti su strati inferiori di suolo più compatto o lapideo, alterano la struttura e l'intensità del moto sismico proveniente da un epicentro localizzato, dando luogo a moti del suolo anche molto diversi in aree vicine ma fisicamente o morfologicamente dissimili.

La perdita di resistenza del suolo, che si può verificare nel caso di rocce sciolte parzialmente sature d'acqua, o la rottura di rocce anche lapidee ma fessurate, costituiscono problemi speciali per i quali non esiste frequentemente altro rimedio che costruire altrove, a meno di onerosi interventi di risanamento.

È invece necessario e possibile studiare il moto sismico alla superficie di una stratificazione sedimentaria, note le caratteristiche del moto di una roccia lapidea nella stessa zona.

In generale si può affermare che una roccia sciolta amplifica l'accelerazione massima in superficie rispetto a quella che riceve alla sua base. Ciò non è tuttavia motivo per affermare che i terreni soffici siano più pericolosi o che trasmettano sollecitazioni maggiori alle strutture.

Innanzi tutto il fattore di amplificazione, a parità di tutte le altre condizioni, è funzione del livello tensionale che raggiunge il suolo e diminuisce al crescere dell'intensità del sisma, potendo arrivare anche a valori inferiori all'unità.

In termini più generali, un deposito stratiforme di roccia sciolta agisce da filtro del moto sismico che riceve, non soltanto diminuendone l'energia complessiva per effetto della maggiore dissipazione, di tipo sia viscoso che anelastico (isteretico) e ciò tanto più quanto più forte è lo scuotimento, ma soprattutto modificandone la composizione con accentuazione di alcune frequenze e smorzamento di altre. Se è possibile tenere conto di ciò, è poi possibile progettare su tali suoli costruzioni altrettanto sicure di quelle su suoli solidi.

I tentativi di impostazione analitica di questo problema risalgono a non più di una decina di anni. Nonostante la semplicità degli schemi, anche dei più recenti, gli studi si sono dimostrati utili non solo per afferrare l'essenza qualitativa dei fenomeni ma anche, in molti casi, per individuare l'ordine di grandezza della soluzione.

Le onde sismiche provenienti dell'ipocentro nell'incontrare strati di suolo di diverse caratteristiche subiscono riflessioni e rifrazioni in accordo con le leggi dell'ottica geometrica. Penetrando obliquamente dal basso entro un nuovo strato, se la velocità di propagazione in esso è minore che nel precedente l'onda rifratta cambia direzione, formando con la verticale un angolo minore.

Poichè, in realtà, la velocità delle onde decresce verso la superficie (gli strati

superiori hanno in generale rigidezza minore) si conclude che dopo l'attraversamento di un certo numero di strati la direzione delle onde risulta praticamente verticale.

Ciò vale sia per le onde di dilatazione che per le onde di taglio: essendo queste ultime di maggiore intensità, gli studi sull'amplificazione locale del suolo si riferiscono generalmente alla trasmissione delle sole onde di taglio in direzione verticale, con moto, quindi, orizzontale delle particelle di terreno.

19.4.4.2 *Grandezze che influenzano la risposta locale.* — Le principali caratteristiche di un sisma possono risultare molto diverse da un sito all'altro anche entro un'area di limitata estensione, se si hanno variazioni della natura e della potenza degli strati del sottosuolo. Questo fatto risulta ormai anche da numerose registrazioni. Ad esempio, nella fig. 19.43 sono rappresentate le stratificazioni, di potenza pari a 60 e 42 metri, di due località in San Francisco. Nel corso del terremoto del 1957 (magnitudo 5,4) i due siti si trovavano alla stessa distanza dalla zona epicentrale (circa 15 km), mentre l'accelerazione massima registrata è risultata l'una il doppio dell'altra.

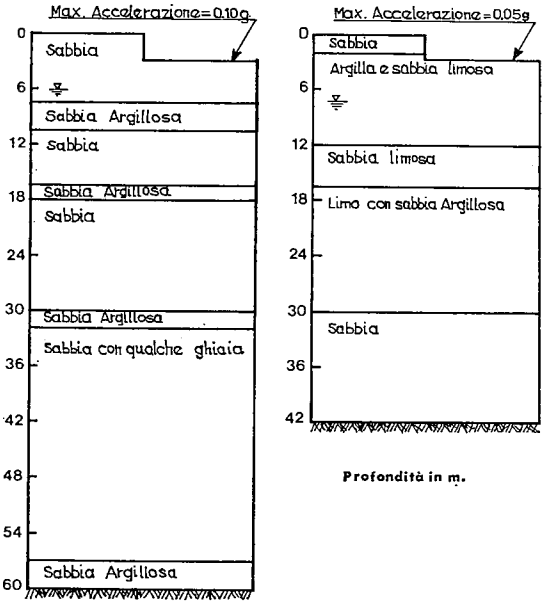


Fig. 19.43 – Accelerazione sismica in superficie del terreno per diversa potenza dello strato alluvionale.

L'accelerazione massima, per quanto importante, non è tuttavia un indice sufficiente degli effetti che il sisma produce nelle strutture. Informazioni complete sul sisma (intensità e contenuto in frequenza), già riferite alla risposta strutturale, sono invece contenute nello spettro di risposta. Risulta perciò del massimo interesse osservare come la stratigrafia locale possa alterarne la forma.

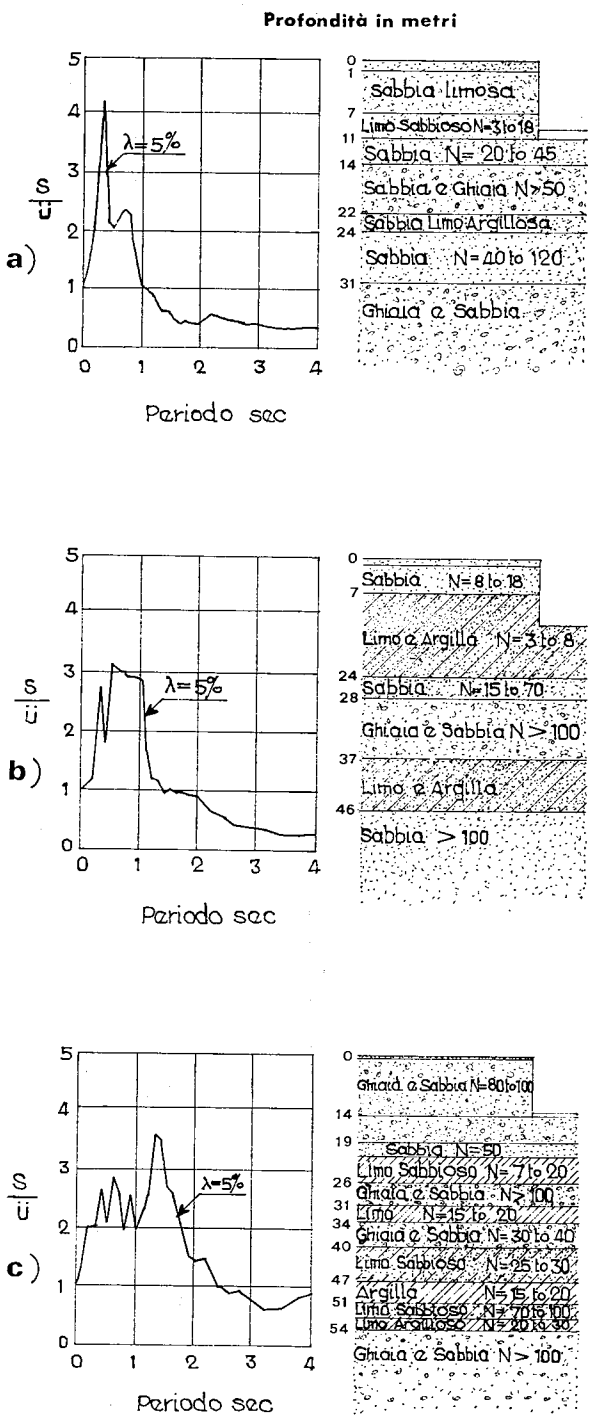


Fig. 19.44 – Spettri di risposta normalizzati di terreni di diversa stratigrafia investiti dallo stesso sisma.

Nella fig. 19.44 sono riportati tre spettri di risposta relativi ad uno stesso terremoto (Giappone, 1963, magnitudo 6,9), registrati in tre diversi punti della stessa città, posti quindi alla stessa distanza epicentrale (~132 km). Per eliminare l'influenza dei diversi valori delle accelerazioni nei tre siti le ordinate dei tre spettri sono state normalizzate dividendole per il valore massimo della rispettiva accelerazione del suolo. I sottosuoli, passando dal primo al terzo, sono sempre più soffici, come risulta dal numero N di colpi dello Standard Penetration Test.

Corrispondentemente si nota uno spostamento dei periodi di picco degli spettri, da circa 0,3 sec per il suolo in fig. 19.44 *a*, a circa 0,6 sec per quello in fig. 19.44 *b*, fino a circa 1,3 sec per quello della fig. 19.44 *c*.

È così evidente come il contenuto in frequenza del sisma in superficie (e quindi la forma dello spettro di risposta) vari con la rigidezza del suolo. In depositi compatti le massime risposte si verificano per periodi propri nel campo $0{,}3 \div 0{,}5$ secondi, e sono quindi le strutture rigide (ad es. fabbricati fino a 5 piani) ad essere maggiormente impegnate. Un fabbricato alto, di 20 piani ed oltre, si troverà invece in condizioni più difficili se fondato su suolo soffice, nel quale i periodi prevalenti del sisma possono arrivare ad $1{,}4 \div 2{,}5$ secondi.

Esempio tipico è il caso di Città del Messico. Il centro della città sorge sopra un antico letto lacustre colmato da centinaia di metri di argille molli, originate da ceneri vulcaniche. I vari terremoti che vi sono arrivati (1957, 1962, 1964) hanno avuto tutti un marcato periodo prevalente di 2,5 sec, con conseguenti sensibili danni a fabbricati in cemento armato ed in acciaio, e solo rari dissesti di edifici bassi.

Dopo aver esaminato l'influenza delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo locale, è necessario sottolineare anche l'importanza del contenuto spettrale del sisma, in arrivo alla base, sul moto risultante in superficie. Da un punto di vista analitico, infatti, un deposito non è che un filtro, dotato di una propria funzione di trasferimento (in generale non lineare), il quale trasmette in base a ciò che riceve. Se il sisma in arrivo possiede frequenze importanti nel campo delle frequenze risonanti del deposito, queste appariranno esaltate nel moto alla superficie; se invece le frequenze proprie del sisma e del deposito sono molto diverse, il filtro agirà ad assorbimento uniforme, ed il moto in superficie manterrà le caratteristiche di quello in arrivo.

Lo studio dell'effetto locale per un dato sito va dunque svolto nella considerazione dei sismi di diverso tipo che possono giungervi. La distanza epicentrale, ad es., è un fattore importante: il contenuto spettrale del sisma si modifica con la distanza, con attenuazione progressiva delle frequenze più elevate.

L'influenza di questo fattore è illustrata nella fig. 19.45, la quale contiene due spettri di risposta, calcolati alla superficie dello stesso deposito (il sottosuolo dell'Alexander Building a San Francisco), per due terremoti di caratteristiche diverse.

I due terremoti avevano la stessa accelerazione massima: 0,13 g. Il primo aveva però periodi predominanti attorno al valore 0,25 sec mentre il secondo, proveniente da una distanza di 75 miglia, aveva una larga fascia di periodi equi-

pollenti, a partire da 0,7 sec. Il primo spettro indica un picco proprio in corrispondenza di 0,25 sec, seguito da una zona di forte assorbimento, nel secondo invece tutto il campo 0,7 ÷ 2,5 sec si trova in forte amplificazione. Si pensi allora ad un fabbricato alto, con un periodo proprio ad es. di 2 sec, costruito in quel

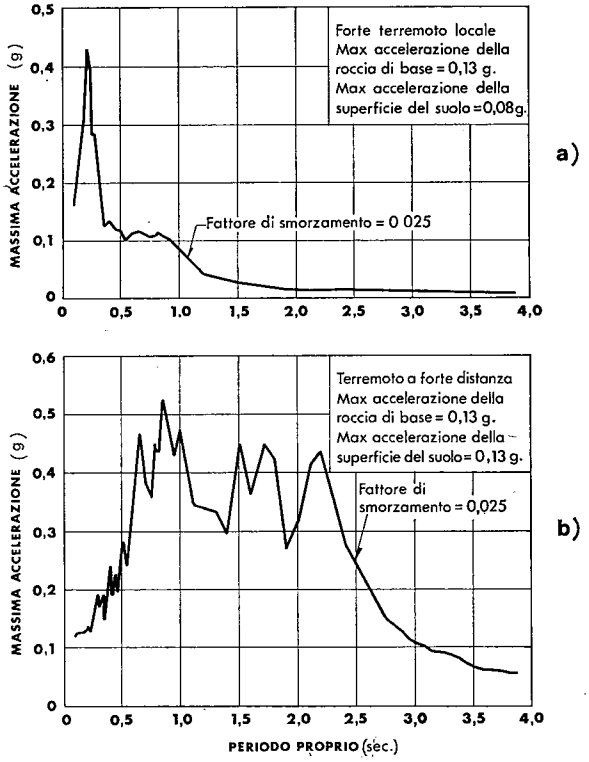


Fig. 19.45 – Spettri di risposta dello stesso terreno per sismi con epicentro a distanza diversa.

luogo: due terremoti, egualmente possibili e di uguale intensità, produrrebbero sforzi radicalmente diversi. Ciò conferma che la valutazione della risposta di un determinato sottosuolo deve essere fatta con riferimento a tutta la gamma delle possibili eccitazioni alla base.

19.4.4.3 *Determinazione della risposta sismica locale.* — Si è visto nel paragrafo precedente come il calcolo sismico di un'opera che sorga su depositi superficiali sciolti o soffici, condurrebbe ad errori sostanziali se venisse fatto senza tener conto dello spettro di risposta modificato per le condizioni locali.

Sono d'altra parte rari i casi, come quello citato di Città del Messico, per i quali i dati sperimentali, raccolti in occasione di numerosi terremoti aventi magnitudo e distanze epicentrali diverse, consentano di elaborare direttamente degli spettri di risposta locali.

Nè può sopperire all'accumulo dei dati sperimentali l'uso delle registrazioni dei microsismi, eventualmente più agevoli da ottenersi: l'effetto di una stratificazione nel modificare il moto della base varia infatti notevolmente in funzione

dell'intensità del moto. Ciò d'altra parte è semplice da spiegare, dato che il comportamento dei suoli molli è quasi sempre non lineare.

Il modulo di elasticità ed il coefficiente di smorzamento possono dunque rispettivamente diminuire ed aumentare, in funzione dell'ampiezza della deformazione dinamica, anche nel rapporto 10 a 1, modificando completamente la risposta del deposito.

Nel campo dei procedimenti analitici per determinare la risposta dinamica del suolo, una distinzione va fatta tra modelli bi e tri-dimensionali e modelli monodimensionali.

I primi, che usano in massima parte una discretizzazione agli elementi finiti, si prestano allo studio di casi particolari, con stratificazioni a morfologia complessa; il modello monodimensionale si riferisce invece necessariamente a stratificazioni orizzontali indefinite ai lati, con moto oscillatorio orizzontale e quindi con deformazione del materiale a taglio puro.

È evidente che in questo caso le dimensioni trasversali non intervengono, potendosi isolare una colonna verticale di suolo di larghezza unitaria: il problema si riconduce a quello di una trave « a taglio », di caratteristiche anelastiche e variabili a tratti lungo l'altezza, soggetta ad una oscillazione della base. Si suppone naturalmente noto il moto sismico nel luogo considerato, ma su un'area con sottosuolo roccioso.

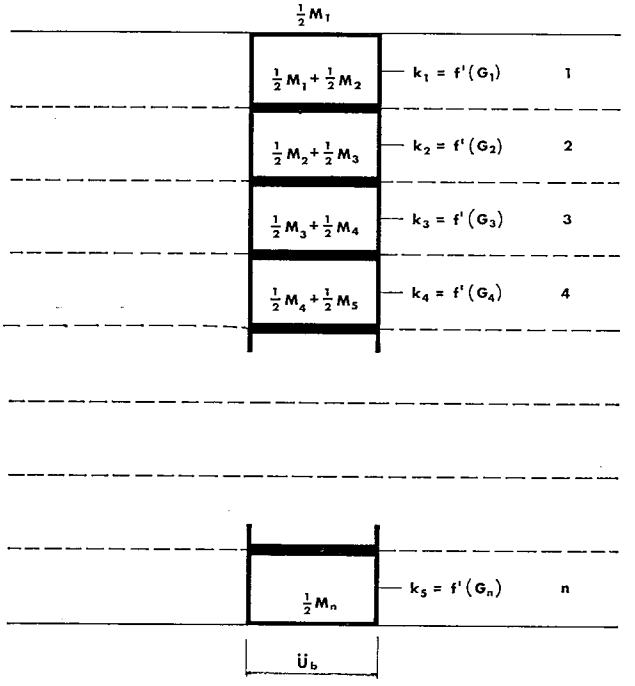


Fig. 19.46 – Schematizzazione di un terreno stratificato con un modello composto di masse collegate da molle ed elementi smorzanti (Idriss e Seed).

Tra i diversi procedimenti in uso il più flessibile è quello proposto da Idriss e Seed (1967).

Il deposito può consistere in numerosi strati a caratteristiche diverse: per l'analisi esso viene discretizzato suddividendo ogni strato effettivo in un conveniente numero di strati, tale che gli spostamenti di questi possano riprodurre l'effettiva deformata continua del deposito. Come si vede dalla fig. 19.46, lungo le separazioni tra strati di calcolo sono disposte le masse, direttamente legate agli

spessori, le quali sono collegate tra loro da molle ed elementi smorzanti. La rigidezza delle molle deriva direttamente dalla legge sforzo-deformazione a taglio del materiale, generalmente non lineare ed isteretica (vedi n. 11.4). Gli elementi smorzanti possono aggiungere alla dissipazione dovuta all'isteresi un ulteriore contributo di natura viscosa.

L'integrazione delle equazioni del moto può essere condotta, essendo il problema non lineare, con uno dei procedimenti al passo, disponibili per sistemi a più gradi di libertà, oppure mediante l'analisi modale in un regime elastico « equivalente », introducendo opportuni valori « medi » dei moduli a taglio e degli smorzamenti per ciascuno strato (per aggiustare i valori medi sono necessari più calcoli iterativi).

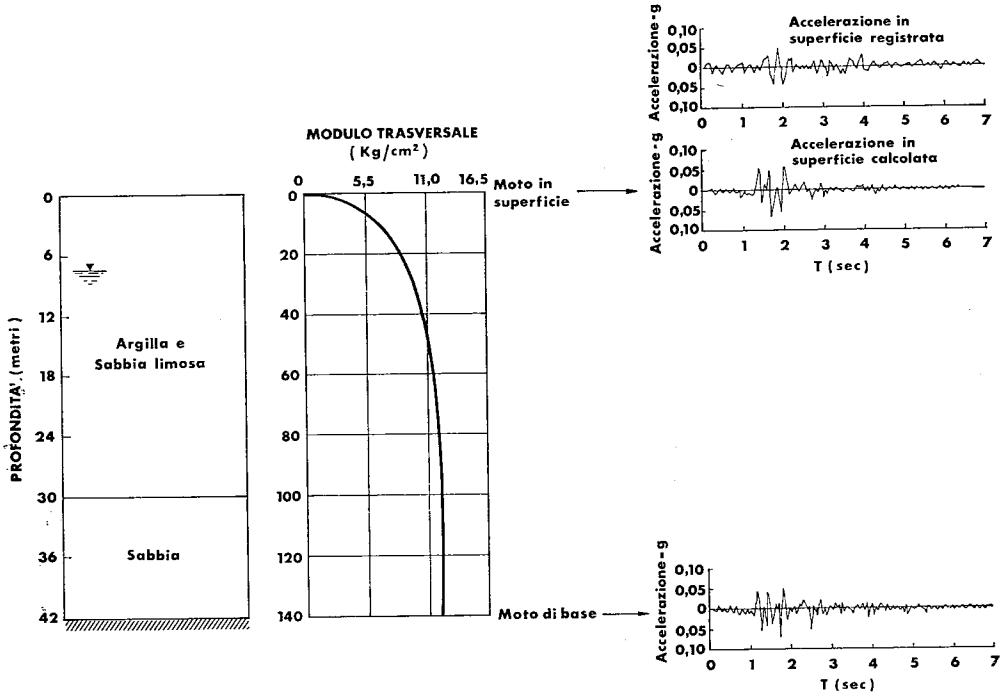


Fig. 19.47 – Accelerazioni misurate e calcolate alla superfice del suolo per il moto di base del terremoto di San Francisco (Idriss e Seed).

Il metodo è molto generale, perchè può incorporare legami costitutivi qualsiasi, ricavati per ogni caso particolare mediante prove di laboratorio con la prova diretta di taglio (ciclica) ovvero con la triassiale in prove di compressione ciclica.

Uno degli esempi di calcolo presentati dagli autori è illustrato nelle figure 19.47 e 19.48. La stratigrafia del suolo sottostante l'Alexander Building

in San Francisco è composta da 30 m di sabbia argillosa, sotto i quali ve ne sono 12 di sabbia.

L'accelerogramma applicato alla base del deposito è relativo al terremoto del 1957, registrato su suolo roccioso in una diversa area di San Francisco. Il calcolo è stato condotto suddividendo l'altezza totale in 20 strisce, assegnando ad ognuna un modulo di elasticità medio G come indicato nel diagramma, ed un coefficiente di smorzamento globale dell'11%.

I due accelerogrammi alla superficie del deposito: quello registrato e quello calcolato, hanno somiglianza notevole. La concordanza si apprezza meglio esaminando gli spettri di risposta al moto in superficie, che mostrano un picco evidente intorno a 0,3 secondi. L'accelerazione massima calcolata è un poco superiore a quella registrata. Ciò è forse da attribuire ad un difetto teorico del metodo il quale, considerando rigida la roccia di base, trascura la dissipazione di energia dovuta alle onde che vi ritornano, e fornisce quindi in generale risposte in eccesso. (Questo difetto tende a perdere importanza quanto maggiore è il rapporto tra le rigidezze dello strato di base e del deposito).

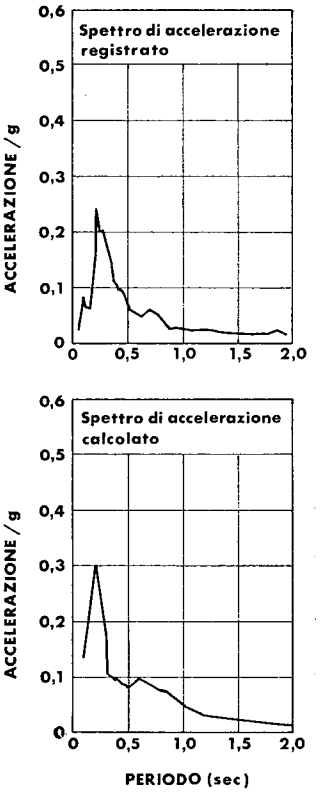


Fig. 19.48 – Spettri di risposta calcolato e registrato per il sisma della figura precedente.

19.4.4.4 *Rotture e perdite di stabilità del suolo.* — I casi di rottura e di perdita di stabilità del suolo si presentano molte volte accompagnati da situazioni morfologiche e geotecniche complesse, ed è spesso impossibile eseguire analisi quantitative. Una conoscenza ordinata dei possibili problemi basta tuttavia, in generale, a sviluppare adeguate contromisure in fase di progettazione.

Conviene esaminare separatamente i casi di rocce lapidee e quelli di rocce sciolte.

Su roccia lapidea i pericoli possono derivare da situazioni di degradazione, di fratturazione, di faglie geologiche e di cavità sotterranee.

Le onde trasversali, ad esempio, producono tensioni di taglio, e quindi possibili scorrimenti lungo superfici predisposte in rocce fessurate. Anche le onde di dilatazione possono danneggiare formazioni lapidee, nel caso ad esempio che esse trovino il vuoto al di sotto della superficie di uno strato: le tensioni di trazione, composte con quelle di gravità, possono superare la resistenza della

roccia producendo fessurazioni oppure crolli. Nel caso di strati di piccolo spessore, la rottura può essere prodotta dalla riflessione continua delle onde tra il tetto e le mura.

La formazione di nuove fratture, sotto l'azione dinamica, con eventuale innesco di crolli sotterranei, implicano da una parte un certo assorbimento di energia, ma anche la nascita di sollecitazioni impulsive, che si sovrappongono e modificano il moto sismico iniziale.

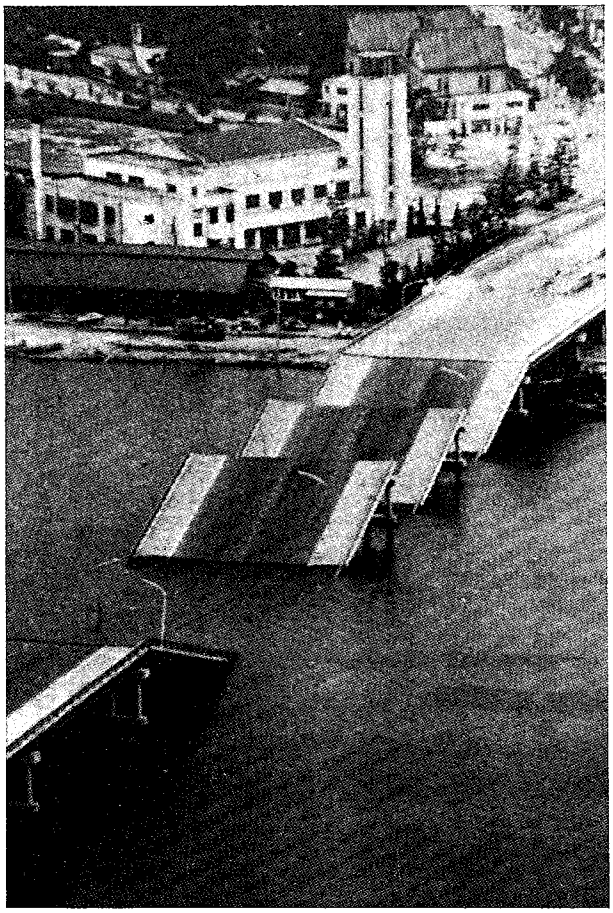


Fig. 19.49 – Crollo di un ponte a travate appoggiate per spostamenti degli appoggi nel 1964 a Nijgata: (Seed-M. Idriss).

Un crollo, anche modesto, che avvenga a poca profondità, può produrre alla superficie immediatamente superiore, effetti rilevantissimi e con caratteristiche del tutto diverse da quelle del terremoto in atto (sismi del tipo 1, n. 19.4.2.2.1), consistenti in impulsi isolati, trovando perciò impreparata a resistervi una qualunque buona costruzione che ivi sorgesse.

Le linee di faglia, così frequenti nelle valli lapidee del nostro Paese, costituiscono punti particolarmente delicati, di discontinuità e di amplificazione del moto sismico.

Non ci si riferisce evidentemente a faglie attive, connesse cioè con la generazione del terremoto: queste sono generalmente individuate in anticipo dai geofisici, ed ogni costruzione in prossimità è da evitare. Ma anche una faglia inerte può subire, per effetto del sisma, scorrimenti dinamici, permanenti, di decine di centimetri.

Un viadotto che attraversi una linea di faglia deve essere progettato tenendo conto di spostamenti relativi tra le pile di questo ordine di grandezza. Per una indagine dinamica completa si potrebbe considerare la fondazione di

ogni pila (o gruppi di pile vicine) soggetta ad un sisma debolmente correlato con quello delle altre, assumendo, inoltre, numerose direzioni per il moto sismico, anche esse diverse da pila a pila.

Una ipotesi limite è quella di verificare la struttura considerando i moti ai lati opposti della faglia come totalmente incorrelati. Tenendo conto che in un sisma violento su roccia sana lo spostamento del suolo può essere dell'ordine dei 30 cm (quello dinamico in sommità delle pile naturalmente maggiore, dell'ordine del 50%), l'ipotesi di moti incorrelati conduce ad ammettere per la struttura spostamenti relativi tra gli appoggi dell'ordine di 60 cm.

Non tenendo conto di questi ordini di grandezza si potrebbero avere caduta dell'impalcato per mancanza d'appoggio sulle pile (fig. 19.49), o gravi dissesti per sollecitazioni non sopportabili nel caso di impalcati continui o solidali con pile.

Peraltro la struttura a schema staticamente indeterminato se è più soggetta ai dissesti è pure vero che offre un minor rischio di crollo, a seguito di moti orizzontali degli appoggi, sotto lo scuotimento sismico, anche se gli appoggi vengono corredati di robusti vincoli trasversali.

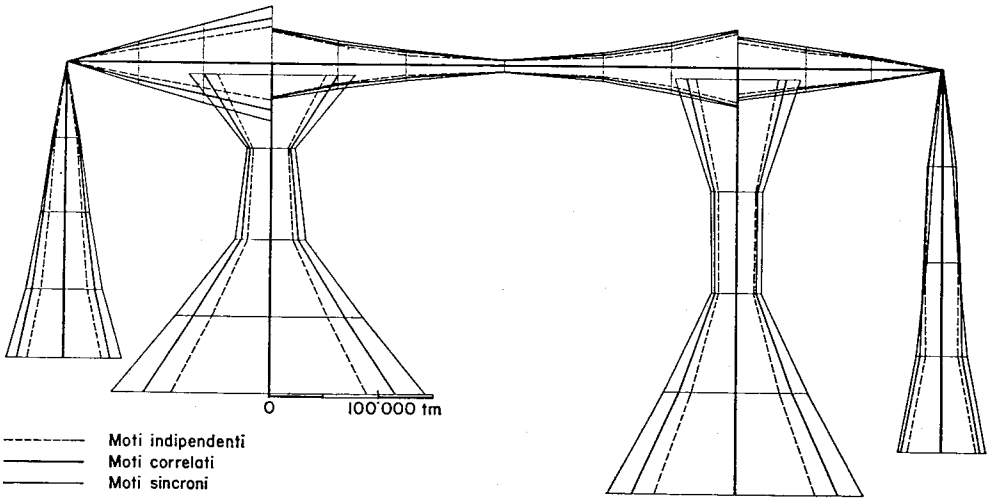


Fig. 19.50 – Momenti flettenti indotti nel telaio in c.a.p. progettato per il viadotto Italia (luce centrale 180 m) con diverse ipotesi sulla contemporaneità del moto sismico alla base delle pile (Giuffrè 1974).

La fig. 19.50 mostra i differenti momenti indotti nel telaio in c.a.p., progettato per il « viadotto Italia » (1), da un sisma nelle tre ipotesi: moti completamente indipendenti, moti correlati con velocità dell'onda sismica di 300 m/sec e moti perfettamente sincroni (massime sollecitazioni).

(1) Progetto di C. Cestelli Guidi, G. Croci e G. Turazza (*Cemento armato precompresso*, Hoepli).

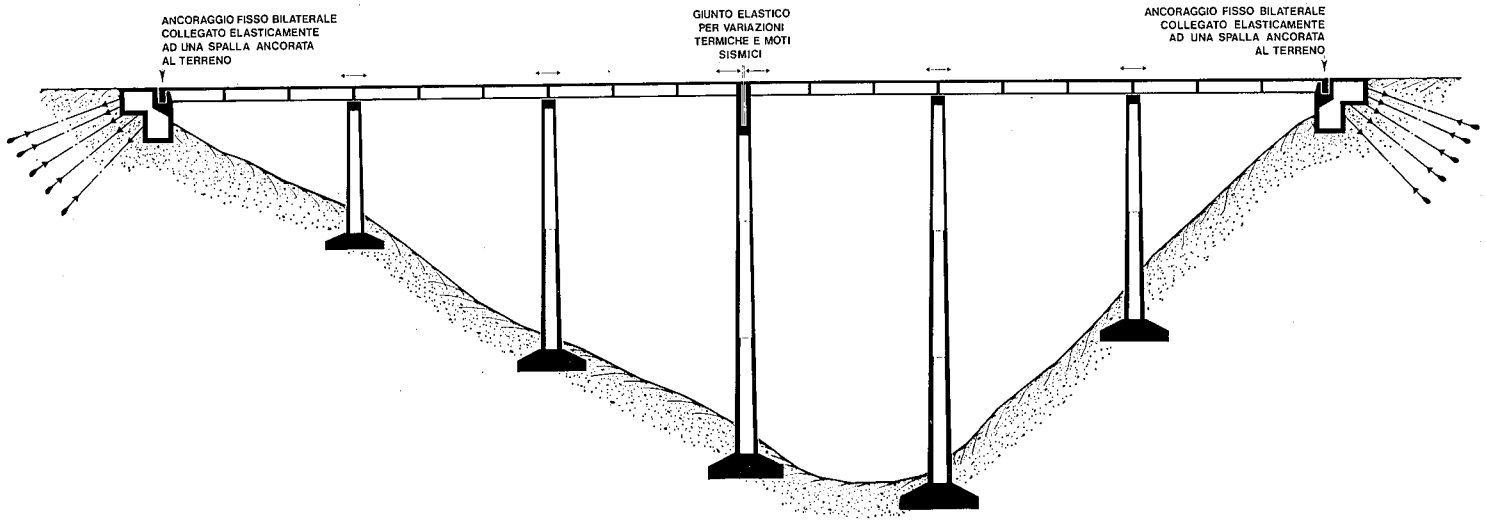


Fig. 19.51 – Travata continua ancorata al terreno attraverso le spalle e tiranti profondi con giunto al centro in modo da consentire oscillazioni longitudinali asincrone delle due parti di impalcato collegate alle spalle sui versanti opposti (Cestelli-Guidi).

La fig. 19.51 mostra un accorgimento per non gravare le pile di un altro viadotto dell'azione longitudinale di risposta sismica dell'impalcato. Le spalle sono state ancorate al terreno in profondità mediante tiranti e collegate alla trave continua, giuntata al centro del ponte. Gli appoggi sulle pile sono scorrevoli longitudinalmente e bloccati trasversalmente mentre quelli di giunto sono collegati elasticamente alla pila, in direzione longitudinale, in modo da garantire l'appoggio anche durante le variazioni termiche e l'oscillazione della pila per il sisma. È così consentito lo scuotimento longitudinale indipendente dei due tratti della travata e relative pile separati dal giunto.

È comunque sempre opportuno che le fondazioni delle pile dei ponti siano

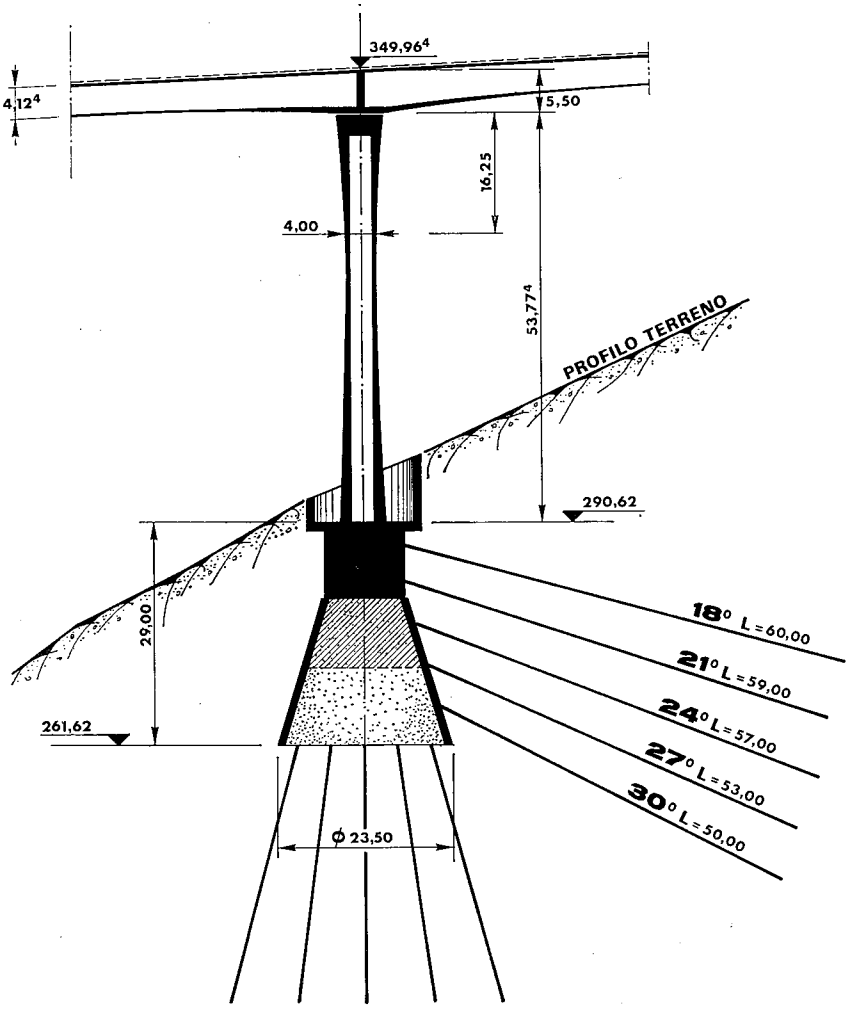


Fig. 19.52 – Ancoraggio di una pila del Viadotto sulla Fiumarella a Catanzaro (Cestelli-Guidi).

incassate profondamente nella roccia mediante pozzi, in modo da non essere investite dalle onde superficiali del moto sismico che (cap. 11) si è visto sono le più dannose e proprio per questa ragione conviene poi isolarle dal terreno lungo il perimetro per un tratto di discreta profondità a partire dalla superficie del terreno. Quando poi le fondazioni cadono su erti pendii occorre ancorarle alla roccia mediante tiranti o chiodature veramente efficaci, lunghe, diffuse e profonde, ed inoltre solidarizzare con iniezioni le rocce fessurate come per la pila della fig. 19.52. Nella disposizione dei tiranti, e nello stabilirne la lunghezza, si tenga conto che lo scuotimento sismico riduce l'inclinazione sulla orizzontale delle eventuali superfici di rottura, le quali interessano perciò porzioni di suolo più estese.

Nei suoli costituiti da rocce sciolte, che sono la situazione più frequente, i problemi di sicurezza possono derivare sia da particolari configurazioni morfologiche, le quali esaltino localmente la accelerazione sismica, sia dalla natura instabile del suolo stesso. Si possono citare i casi di dossi isolati, orli di terrazzi alluvionali, pendii ripidi ed, ovviamente, tutte le zone in cui sia presente uno stato potenziale di frana.

Situazioni particolarmente pericolose si verificano in prossimità delle sponde di valli dal fondo roccioso e riempite di depositi alluvionali. Nella zona tratteggiata della fig. 19.53, ad esempio, si hanno nella roccia sciolta accelerazioni molto forti e disordinate che hanno spesso, come conseguenza, assestamenti raramente uniformi.

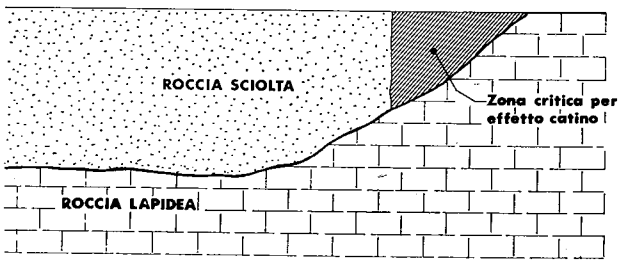


Fig. 19.53 – Zona particolarmente sensibile all'azione sismica: terreno alluvionale di piccola potenza su roccia lapidea.

Il fenomeno è analogo a quello di un fluido entro un catino agitato orizzontalmente: le particelle di fluido in prossimità dei bordi compiono oscillazioni molto maggiori (lambendo anche in verticale le pareti, se queste esistono, altrimenti debordando) di quelle al centro del catino.

Sistemi artificiali di vibrazione, come ad es. rulli vibranti, sono comunemente in uso per compattare depositi di rocce sciolte: non sorprende quindi che per effetto delle vibrazioni sismiche simili terreni possano compattarsi dando luogo a cedimenti in superficie. Un esempio caratteristico del fenomeno è illustrato nella fig. 19.54, che si riferisce ad un suolo in Alaska durante il terremoto del 1964 (magnitudo 8,4, epicentro a 75 miglia da Anchorage). Il tubo-forma

metallico, installato per lo scavo di un pozzo, sporgeva prima del sisma circa 30 cm dalla superficie del suolo. Dopo il sisma considerando anche l'abbassamento tettonico del fondo roccioso ($\sim$ 60 cm) l'assestamento verticale dello strato alluvionale di 140 m è risultata di circa 1,30 m.

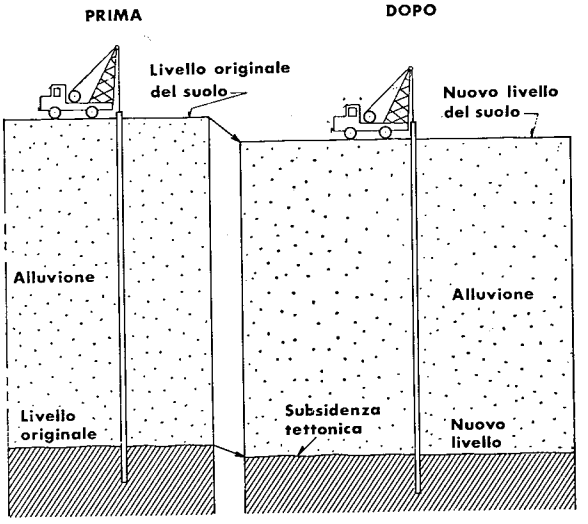


Fig. 19.54 – Assestamento del terreno in corrispondenza di un pozzo per effetto del terremoto del 1964 in Alaska (Grantz).

Le spalle dei ponti offrono spesso esempi dello stesso fenomeno.

La struttura delle spalle infatti, data la sua funzione, è generalmente fondata su pali o approfondita, se diretta. Il rilevato posteriore appoggia invece sul suolo di campagna ed è inoltre esso stesso soggetto a compattazione. Nella fig. 19.55 è mostrato il crollo del rilevato retrostante alla spalla di un ponte ferroviario (Nijgata, 1964).

Rocce sciolte sature, con densità inferiore alla critica, presentano un riconosciuto pericolo di perdita di resistenza durante un sisma. Come detto al Cap. 11, la tendenza a diminuire di volume, quando i grani sono posti in movimento da una deformazione tangenziale impressa, si traduce in un aumento delle pressioni interstiziali a scapito di quelle efficaci, con una diminuzione o annullamento della resistenza a taglio della roccia. Se l'acqua può successivamente evacuare, in modo più o meno veloce, la pressione interstiziale progressivamente diminuisce ed il terreno recupera resistenza: questa compattazione postuma è però in molti casi preceduta da cedimenti o rotture del suolo.

Il verificarsi della liquefazione in un determinato suolo, durante un sisma, dipende da numerosi fattori, la cui quantificazione non è a tutt'oggi possibile. I principali sono: le caratteristiche geotecniche della roccia, le condizioni di drenaggio e la pressione di confinamento.

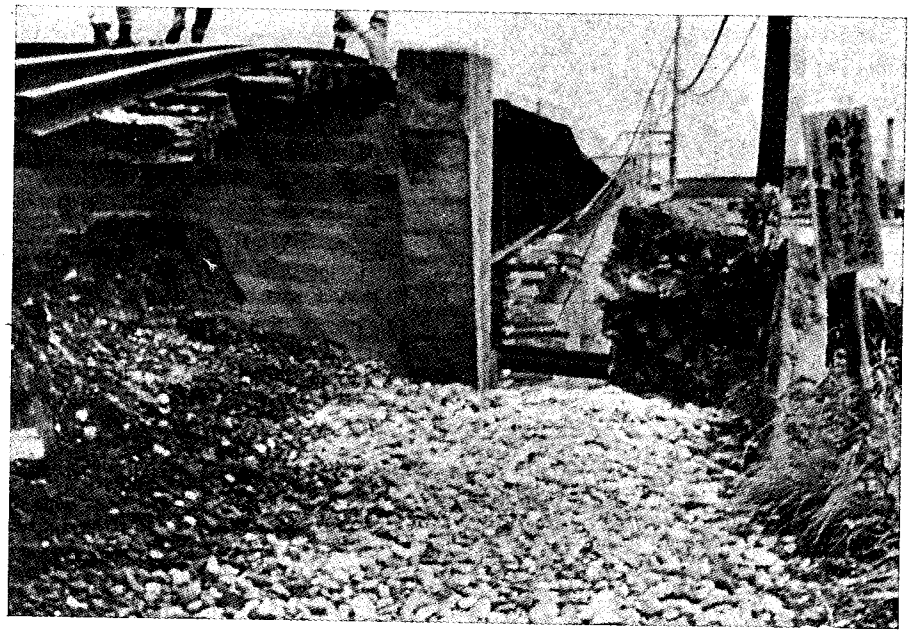


Fig. 19.55 – Crollo del terrapieno retrostante la spalla di un ponte per effetto del terremoto di Nijgata del 1964 (Wiegel).

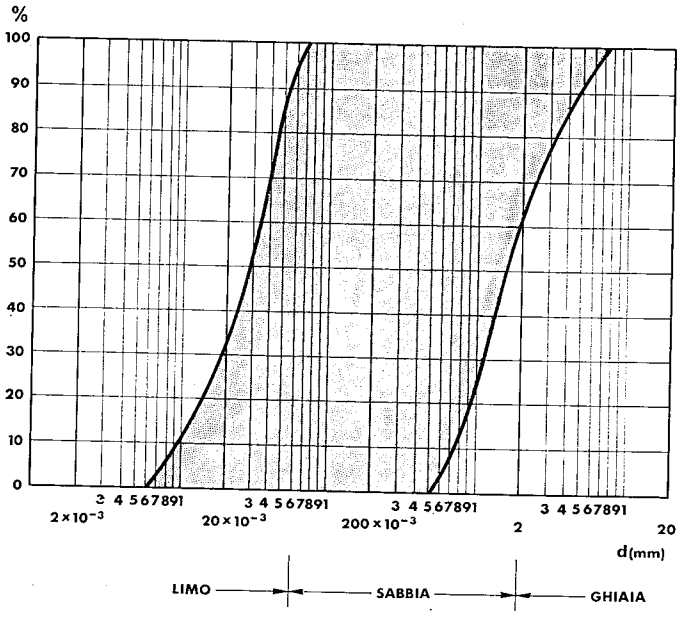


Fig. 19.56 – Fascia granulometrica di terreni passibili di liquefazione.

Sono maggiormente suscettibili di liquefazione i terreni monogranulari fini (più in generale aventi curva granulometrica compresa entro la fascia di fig. 19.56, e coefficiente di uniformità compreso tra 2 e 10) con densità relativa inferiore al 75% e resistenza penetrometrica inferiore a 25 colpi per piede.

Effetti spettacolari di liquefazione, estesi ad aree molto vaste, si sono verificati nei due terremoti in Alaska (1964) ed a Nijgata (1964). Quest'ultima città è costruita su un terreno alluvionale, di 60 m di potenza media, con falda ad un metro dal piano di campagna, e resistenza penetrometrica di 6 colpi/piede in superficie e 30 colpi/piede a 12 m di profondità.

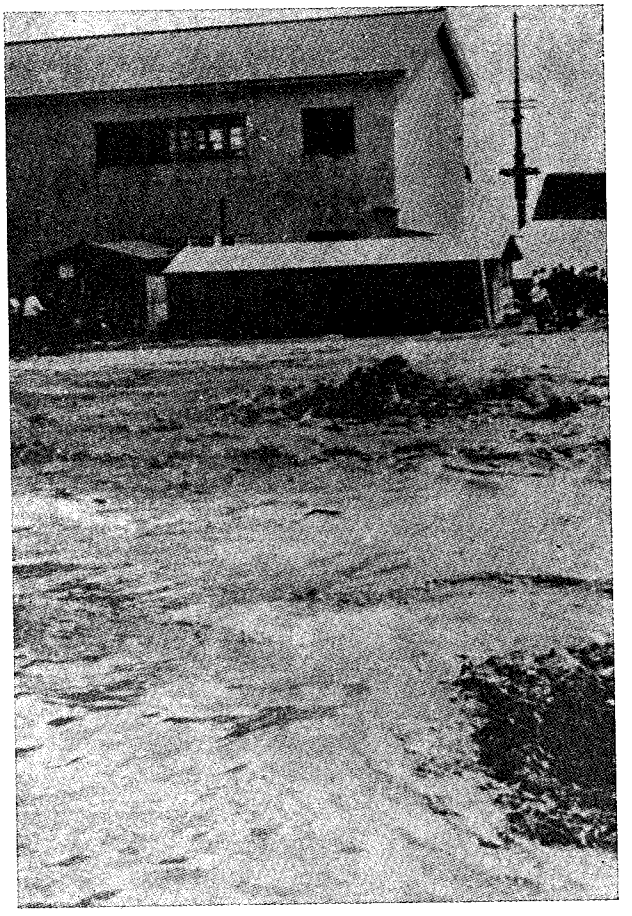


Fig. 19.57 – Panorama del flusso d'acqua dal terreno per il terremoto (Nijgata 1964) (Wiegel).

Il terremoto, di magnitudo 7,3, con epicentro a 35 miglia dalla città, produsse danni gravissimi. Nelle aree non edificate la liquefazione del suolo si manifestò con apertura di spaccature dalle quali zampillava l'acqua (fig. 19.57) la quale poi, in breve, sommerse i suoli che nel frattempo avevano subito cedimenti fino ad un metro. Nelle zone costruite, alcuni edifici affondarono, altri più leggeri ed inizialmente seminterrati emersero a galla, altri ribaltarono rigidamente (fig. 19.58 *a*). È probabile che il tipo di fondazione a platea di molti edifici abbia contribuito ad ostacolare il drenaggio in superficie dell'acqua e quindi abbia favorito la perdita di resistenza del suolo.

Potrebbe dirsi, con una certa fantasia, che, in sostanza l'effetto successivo alla liquefazione sotto un'opera non è altro che un consolidamento sotto il carico trasmesso al terreno, consolidamento reso enormemente rapido dalle vibrazioni prodotte dal sisma.

È stato notato da Seed ed Idriss (1967) che a Nijgata non si ebbe liquefa-

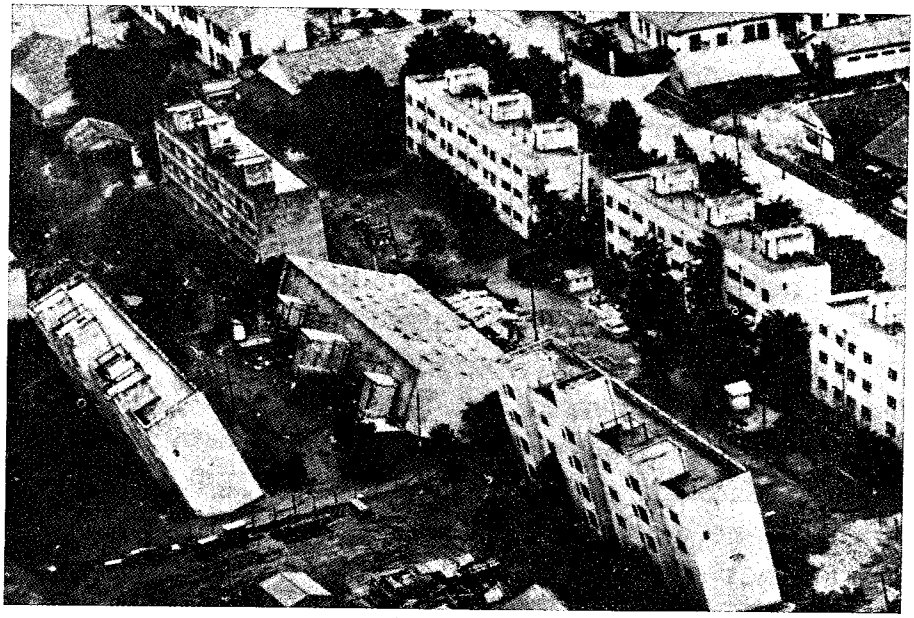


Fig. 19.58 *a* – Ribaltamento di fabbricati per liquefazione del terreno (Nijgata 1964).

Fig. 19.58 *b* – Sprofondamento dell'argine della diga di S. Fernando in California.

zione sotto dei riporti, alti circa 3 m e costruiti da tempo. Si potrebbe dunque pensare a dei riporti come mezzo di bonifica del suolo. Il sistema è tuttavia delicato, perchè c'è il pericolo che la liquefazione avvenga lungo i bordi del rilevato, dove cioè l'effetto stabilizzante di questo sul suolo sottostante viene a cessare, producendo in definitiva dissesti ancor più rilevanti, come dimostra ad es. il caso della diga di San Fernando in California, mostrato nella fig. 19.58.

In Italia i terreni caratterizzati da un forte potenziale di liquefazione sono fortunatamente rari.

Eventi caratteristici che vale la pena di ricordare si sono verificati a Skopje. L'area di Skopje, ricadente nella vallata della Vadar, è soggetta a frequenti lievi scosse ma si ha il ricordo di quattro forti sismi, verificatisi periodicamente ogni 500 anni circa, uno dei quali, nel 518, distrusse completamente la città romana.

La vallata della Valdar è costituita da depositi alluvionali di ghiaia, sabbia ed argilla nel versante ovest della città, mentre a sud si incontrano estese terrazze di arenaria.

Il sisma del settembre 1963, che ha coinvolto la città in un raggio di 5 miglia dal suo centro, con un forte moto orizzontale accompagnato da moto verticale, ha avuto una durata di 5 secondi e viene classificato tra il 7° e 8° grado della scala Mercalli Modificata. Gli studiosi denunciano ampiezze degli spostamenti orizzontali del suolo da 10 a 20 cm, accelerazione massima 0,3 g in molte zone, con punte fino a 0,45 g. È interessante rilevare che la zona di maggiore distruzione fu quella che subì una inondazione nel novembre del 1962. Ciò viene spiegato dal fatto che, a seguito dell'asportazione delle parti più fini del misto ghiaioso del sottosuolo, prodotta dall'alluvione, le fondazioni dei fabbricati si vennero a trovare su un sottosuolo più sensibile ad un costipamento per azione dinamica; insomma quasi un fenomeno di liquefazione su grossa pezzatura.

19.4.5 Scelta del sistema di fondazione.

19.4.5.1 *Fondazioni dirette.* — I criteri di scelta del tipo di fondazione in zone sismiche non differiscono, altro che per un più attento studio, da quelli seguiti per le condizioni statiche e sono sempre legati alla natura del terreno. In terreni di scarsa portanza la migliore soluzione è quella di una platea rigida unica, la quale annulla gli spostamenti relativi in verticale ed in orizzontale alla base dei pilastri. Si noti che in un suolo molle gli spostamenti relativi, oltre che dovuti al non sincronismo del moto sismico, possono nascere anche per effetto di interazione dinamica con la struttura. Le risposte dinamiche dei vari plinti, considerati isolati, dipendono infatti sia dai carichi gravanti su di essi che dalle loro caratteristiche geometriche, e possono quindi risultare molto diversi tra loro.

Naturalmente fondazioni realizzate con delle maglie ortogonali di travi (a reticolo chiuso) possono svolgere funzioni analoghe a quelle della platea.

Ove la scelta, per ragioni economiche, vada al sistema a plinti, è necessario collegarli con degli elementi resistenti almeno a trazione e compressione che

limitano gli spostamenti relativi in orizzontale tra pilastri. Si rinuncia ovviamente in tal caso ad impedire quelli in verticale. Per il dimensionamento di questi tiranti-puntoni solo regole empiriche sono disponibili: alcuni regolamenti, tra cui quello italiano, specificavano uno sforzo assiale di trazione o compressione proporzionale al maggiore carico verticale relativo ai due plinti collegati. Le norme italiane prescrivono il rapporto 1/10. Norme estere 1/4 della azione sismica orizzontale alla base del pilastro. Quando la struttura possiede appoggi al suolo molto distanziati, come nel caso ad esempio di capannoni industriali o sale di impianti sportivi, i collegamenti del tipo detto risulterebbero o inefficaci o troppo onerosi, e meglio vale quindi progettare la struttura in modo che possa accettare senza danno spostamenti relativi di ampiezza prestabilita. Per valutare l'ordine di grandezza degli spostamenti relativi non è sufficiente considerare la differenza di tempo d'arrivo delle onde sismiche da un punto all'altro: si troverebbero in questo modo valori troppo modesti per suoli comuni e distanze non superiori a 100 m. Il non sincronismo dipende in realtà da molte altre cause di disturbo nella propagazione delle onde, tra cui principalmente le sempre presenti disomogeneità del suolo. È ragionevole tuttavia pensare che il grado di correlazione del moto di due punti sia una funzione decrescente della loro distanza reciproca, e che quindi l'entità dello spostamento relativo cresca con la distanza.

Per questo le norme danno in generale un valore alla variazione unitaria della distanza: quelle italiane specificano $\Delta\varepsilon = 1 \cdot 10^{-3}$ (equivalente all'incirca ad una variazione termica di 100 °C nel c.a., valore eccessivamente elevato.

Su terreni compatti l'entità degli spostamenti relativi attesi tra i plinti di un fabbricato è trascurabile. In alcuni casi tuttavia può esservi il pericolo di formazione di fessure nel suolo e risultano allora efficaci elementi di collegamento, funzionanti anche solo a trazione. Il dimensionamento di questi elementi è tuttavia oltremodo incerto, tenendo conto che la loro funzione non può essere quella di arrestare le fessure. I collegamenti fra i plinti debbono poi essere particolarmente efficienti quando questi poggiano su pali.

Circa i valori delle pressioni ammissibili di contatto con il suolo da adottare nelle verifiche sismiche, vi è in alcuni regolamenti la tendenza a fissare valori più elevati, in considerazione della eccezionalità e della breve durata delle sollecitazioni. Gli aumenti, talvolta anche dosati in funzione del tipo di suolo e di fondazione sono in media del 50% ma, arrivano fino al 100% a seconda delle proprietà dinamiche del terreno. È tuttavia difficile giustificare quantitativamente tali coefficienti ed è importante che tale indagine venga accompagnata da particolare accuratezza sia nella valutazione delle forze agenti sul suolo che nella determinazione delle appropriate caratteristiche meccaniche, ricorrendo con maggiore larghezza a prove in sito ed in laboratorio.

Gli elementi che caratterizzano il caso sismico rispetto al caso ordinario sono: la presenza, in generale contemporanea, di rilevanti tensioni orizzontali e verticali sul suolo, la rapidità di applicazione del carico, la ripetitività delle applicazioni.

Alcune rocce, ad esempio le sabbie, risentono sfavorevolmente dei carichi

dinamici, con una diminuzione sia dell'indice dei vuoti (compattazione) sia dell'angolo d'attrito. Sull'entità di questi effetti hanno principale influenza le dimensioni dei grani e la presenza dell'acqua: in ogni caso è da pensare per sabbie sciolte ad una diminuzione, non ad un aumento, dei tassi di lavoro ammissibili. In suoli coerenti, due effetti opposti possono in diversa misura compensarsi. Da una parte vi è la rapidità di applicazione del carico che, per le frequenze contenute nei sismi, può trovare una maggiore resistenza del terreno, dall'altra vi è la ripetitività del carico, che diminuisce sistematicamente sia la resistenza che la rigidezza.

Il risultato dipende dalla natura del suolo: in argille di scarsa sensitività, ad esempio, può aversi un aumento delle caratteristiche meccaniche anche dopo 50 cicli di sollecitazione (si considera comunemente che nel corso di un sisma di 25 sec circa di durata si abbiano 50 cicli di forte intensità, superiore cioè alla metà del massimo). Solo dunque attraverso prove specifiche, effettuate in uno stato di sollecitazione simile a quello previsto in sito durante il sisma, è possibile determinare le caratteristiche di resistenza di un determinato suolo dalle quali dedurre poi, attraverso fattori di sicurezza, eventualmente aggiustati per la rarità dell'evento, i tassi di lavoro ammissibili.

19.4.5.2 *Le palificate.*

19.4.5.2.1 Contrariamente a quanto ritengono alcuni, le fondazioni su pali del tipo sia sospeso che misto, rappresentano una soluzione efficiente anche nel caso di terreni investiti dal sisma.

Il palo di fondazione va peraltro visto nell'ottica della interazione dinamica palo-terreno, per cui esso riceve dal terreno sia alla base che lateralmente lo scuotimento sismico e lo trasmette alla sovrastruttura dalla quale, a sua volta, gli torna la risposta. Il palo è così sollecitato dinamicamente sia dal terreno che lo circonda, che in testa dalla sovrastruttura. La prima azione può essere molto più gravosa della seconda in quanto il peso del volume di terreno agente sui pali può superare di gran lunga il peso portato, al punto da rendere trascurabile l'azione orizzontale in testa ai pali. Quindi è un tipo di sollecitazione ben diverso da quello prodotto dal vento che agisce solo in testa ai pali.

Al n. 14.4.2.2.3 si è visto che lo spostamento di un palo sotto una forza orizzontale applicata alla sua testa, si riduce grandemente al crescere della velocità di applicazione del carico stesso: a meno della metà per velocità 10 volte maggiore di quella convenzionale. Ne consegue che il valore limite della forza sopportabile del palo, per una azione veloce, risulta pure notevolmente maggiore di quella per azione statica. Ciò è a favore della fondazione su pali sollecitati dal sisma la cui resistenza ultima può, per la detta ragione, risultare maggiorata, senonchè l'azione laterale del terreno lungo il fusto e l'alternarsi della sollecitazione indotta dallo scuotimento riduce la resistenza del palo.

Va anche tenuto conto che quando il palo attraversa una alluvione sottoposta a scuotimento, può verificarsi un'abbassamento del sostentamento laterale, sia perchè il terreno si muove con il palo, e forse oltre, il quale è governato, in testa, dalla risposta della struttura, sia perchè può verificarsi un distacco

fra palo e terreno, sia in fine perchè lo scuotimento produce una caduta della resistenza tangenziale del terreno alluvionale.

I tipi di terreno entro i quali la fondazione su pali subisce forti spostamenti sotto l'azione sismica, risultano dalla indagine eseguita da Ross (1969), sul comportamento delle fondazioni di ponti dirette o su pali durante il terremo dell'Alaska, casistica riassunta nella tab. 19.2. Si vede che la saturazione del terreno e la sua bassa densità sempre sfavorevoli alla stabilità delle fondazioni su pali, come ugualmente avviene per le fondazioni dirette.

TABELLA 19.2 – **Comportamento di fondazioni dirette e su pali in diversi tipi di terreno.**

CONDIZIONI DELLE FONDAZIONI DI PILE DI PONTI	SPOSTAMENTO DELLA FONDAZIONE			
	FORTE	MODERATO	LEGGERO	NULLO
Poggianti su roccia				▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲
Poggianti su roccia attraverso un suolo granulare				▲
Parte del ponte fondato su roccia direttamente o attraverso pali e per il resto su pali in suolo granulare	▲	▲	▲ ▲ ▲	▲ ▲
Pali nella ghiaia o sabbie ghiaose	▲	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲
Pali in sabbie sature (densità media o elevata) e limi (20 < N < 40)	▲ ▲ ▲			
Pali poggianti su sabbie di densità media o elevata e limi (N > 20) attraverso sabbie di densità media debole o media e limi	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲			
Pali in sabbie e limi saturi a densità debole o media (N<20)	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲	▲	▲ ▲	

I criteri di progettazione di una palificata in zona sismica si differenziano quindi da quelli di una sottoposta ad azione statica. Principalmente riflettendo

sull'influenza della flessibilità del palo e quindi delle sue dimensioni trasversali sul comportamento di insieme pali-terreno, appare sconsigliabile il palo di grande diametro mentre si richiede che l'armatura (dei pali in c.a.) sia abbondante e diffusa. Poichè in ogni attraversamento del palo di una zona di separazione fra due strati di consistenza diversa esso subisce localmente un trauma può essere anche opportuna una armatura variabile, lungo il palo, con addensamento in tali tratti.

In particolare l'infissione della punta in uno strato solido costituisce un vincolo della base che costringe il palo ad un moto incongruente con quello degli strati sovrastanti. Il palo in acciaio, od anche in c.a. ma intubato, è allora la soluzione ottimale anche se antieconomica.

In fine va detto che il rischio di liquefazione, troppo spesso paventato nel nostro Paese, si riduce con i pali profondi poichè la liquefazione è fenomeno superficiale. Va però posto attenzione che nelle esecuzioni di pali preforati non si eseguono eccessive asportazioni di terreno, e quindi abbassamento della densità del terreno circostante, predisponendo il temuto fenomeno della liquefazione.

Per una costruzione antisismica di tipo normale, l'uso corrente è di calcolare le fondazioni in tempo successivo a quello dell'analisi statica e dinamica della sovrastruttura anzichè unitamente con essa. Si determinano così, generalmente nell'ipotesi di fondazione rigida, le azioni massime al piano di posa. Queste consistono in una risultante verticale, pari al peso del fabbricato (se si trascura la possibile variazione dovuta alla componente sussultoria del sisma), un momento ribaltante d'insieme ed una risultante orizzontale di taglio: questo sistema di forze viene quindi assunto per il progetto della palificata, seguendo gli stessi criteri che per un'azione statica.

La presenza di tagli notevoli alla base potrebbe suggerire l'uso di pali inclinati, più adatti ad assorbirle. Considerati tuttavia gli svantaggi di avere un traliccio rigido che non si adatta a seguire l'ondulazione sismica del terreno, è preferibile in generale la disposizione verticale. Naturalmente i pali devono essere verificati per l'azione orizzontale, adottando ad esempio il criterio di Winkler. La costante di sottofondo sarà in generale variabile con la profondità, specie nel caso che si attraversino strati di caratteristiche diverse, e ciò può richiedere una soluzione alle differenze finite (v. 14.4).

Determinato il regime flessionale del palo, la disposizione delle armature deve essere tale da assicurare, oltre la resistenza, anche una situazione di buona duttilità mediante una armatura longitudinale all'incirca del 0,5% della szieone del palo, costituita da almeno 6 barre fortemente staffate. Le tensioni nel conglomerato dovranno essere basse, sempre per favorire la duttilità della sezione. I punti in cui la duttilità è specialmente utile sono l'attacco in testa con la sovrastruttura ove per un tratto di almeno due diametri le staffe debbono essere poste con passo non superiore a 10 cm ed ogni zona di transizione tra strati diversi, ad esempio nel tratto terminale inferiore di palo, se questo si attesta in uno strato di consistenza molto superiore. Nella disposizione dei pali, inoltre, deve essere sempre rispettata la regola che sotto il carico permanente tutti i pali siano ugualmente caricati. Non sono consigliabili pali in c.a. precompressi.

Come indicazione di carattere generale infine, per i pali sospesi, specie in terreni sciolti di densità non elevata, occorre molta cautela nel fissate la portanza ammissibile, stante la possibilità di diminuzione dell'aderenza laterale per effetto delle sollecitazioni cicliche. Ove non si proceda a determinazioni sperimentali dirette del terreno (prove a taglio a carico ciclico) i coefficienti di sicurezza del calcolo convezionale statico devono essere tenuti elevati ($\eta = 3 \div 4$).

Le semplici considerazioni esposte sono quelle della pratica corrente. Più attentamente l'opera in elevazione con i pali ad essa solidali ed il terreno in cui sono immersi, debbono essere visti come un sistema unico ad elevato grado di interazione tra i suoi componenti.

Si consideri ad esempio il caso di un deposito di terreno soffice a strati orizzontali. Si è visto in precedenza che il fenomeno vibratorio più importante, in caso di sisma, consiste nella trasmissione di onde dirette verticalmente, con scorrimenti relativi orizzontali dei vari strati elementari incontrati. Una palificata immersa in quel deposito verrebbe in parte forzata a seguire la deformazione del terreno ed in parte ostacolata. Mediante semplici valutazioni si conclude che i pali possano trovarsi in condizioni di curvatura limite, con formazione di vere cerniere plastiche in uno o più punti. Di qui l'importanza di una buona duttilità dei pali, in modo che la portanza verticale non ne risulti compromessa.

19.4.5.2.2 Metodo Penzien. — Lo studio rigoroso del sistema struttura-pali-terreno è di una complessità veramente notevole. Si accenna qui al metodo proposto da Penzien [1], tuttora il più completo, ed a qualche risultato delle indagini numeriche eseguite per un problema particolare. Nella fig. 19.59 è riportato lo schema considerato nel metodo. Sia la struttura che i pali di fondazione sono discretizzati concentrando le masse e le flessibilità in un numero sufficiente di nodi. Con riferimento ai soli pali, in ciascun nodo dello schema sono presenti:

a) una massa che comprende, oltre alla massa di un tratto di palo, anche una massa di suolo circostante. Questa viene determinata rigorosamente dalla uguaglianza dell'energia cinetica propria e del volume di suolo che partecipa alla interazione;

b) delle forze elastiche dipendenti dalla configurazione deformata del palo;

c) delle forze di interazione con il suolo. Il modello che fornisce queste forze è illustrato nella fig. 19.61. Consiste in una molla ed uno smorzatore in parallelo, cui si aggiunge in serie un altro smorzatore. La molla ha le caratteristiche non lineari-isteretiche rappresentate nella fig. 19.62; le sue costanti elastiche sono ottenute mediante la soluzione di Mindlin. Lo smorzatore in pa-

---

[1] Penzien I., « *Soil-Pile-foundation-Interaction* » in « *Earthquake Engineering* », a cura di Wiegel R. C., Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. Y. (1970).

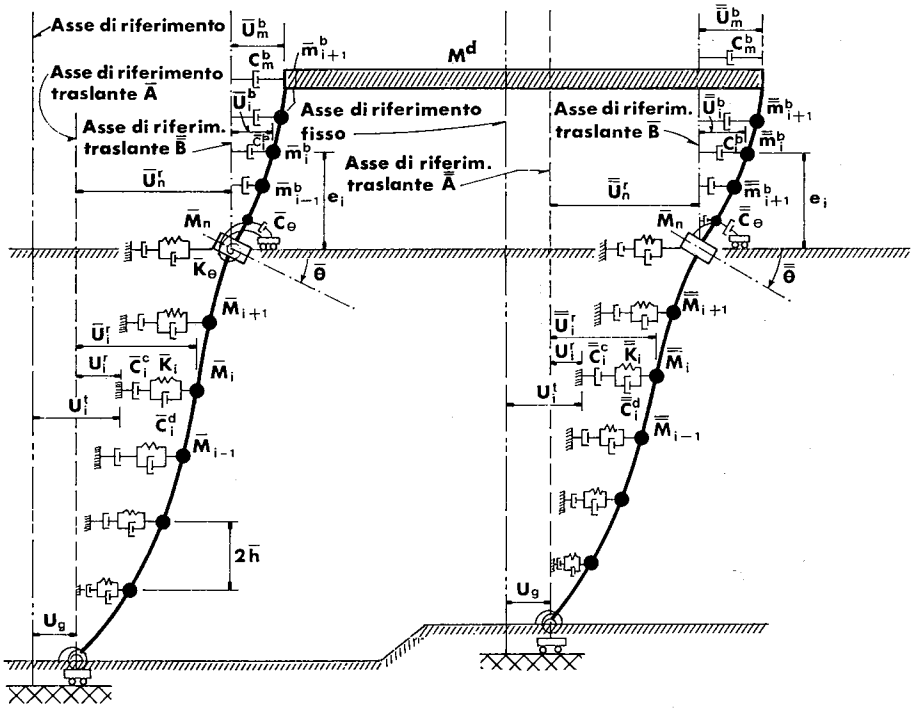


Fig. 19.59 – Modello di pali di fondazione collegati in testa ad una struttura rigida (Penzien).

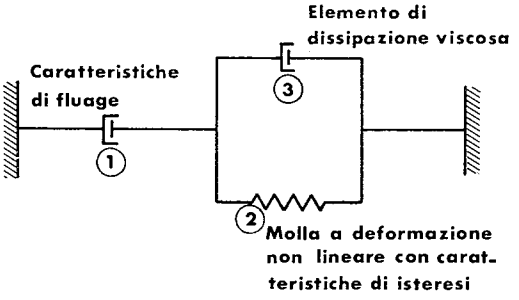


Fig. 19.60 – Modello della legge costitutiva di un'argilla per carichi ciclici di breve durata (Penzien).

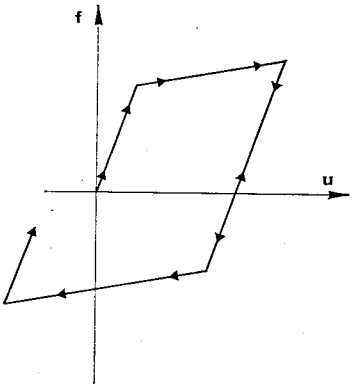


Fig. 19.61 – Caratteristiche di deformazione delle molle della figura precedente.

rallelo tiene conto della dissipazione viscosa, quello in serie degli effetti irreversibili di fluage.

Lo studio dinamico dello schema in fig. 19.59 viene eseguito fornendo alla base dei pali un accelerogramma di assegnate caratteristiche e contemporaneamente, ad ogni nodo della discretizzazione, un accelerogramma uguale a quello che si avrebbe allo stesso livello dello strato in assenza di struttura e di pali (per effetto dell'accelerogramma applicato alla base). È quindi necessaria una analisi dinamica preventiva del solo deposito.

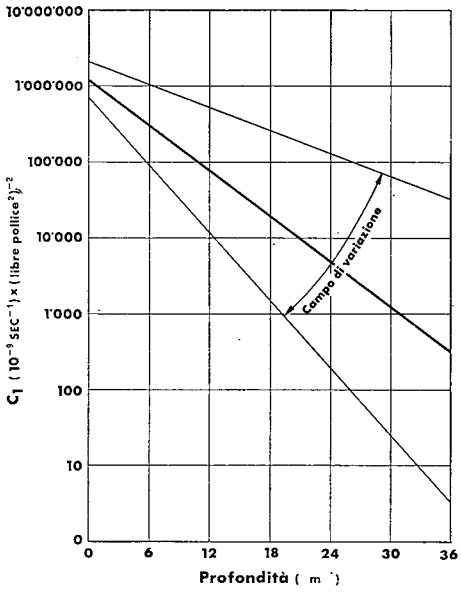


Fig. 19.62 – Coefficiente di viscosità c_1.

Il metodo è stato applicato per lo studio di un viadotto fondato su pali attraversanti uno strato di argilla di 50 m di potenza, attestati in un sottofondo compatto. Le caratteristiche del modello sono state ricavate accuratamente mediante prove dinamiche in sito e su campioni: ne è risultata una resistenza a taglio variabile linearmente da ~0,1 kg/cm² in superficie a ~5,2 kg/cm² a 30 m di profondità, un rapporto di smorzamento del 9%, ed un coefficiente di fluage c_1 ($\varepsilon = c_1 \cdot \sigma_0^2$), definito nella fig. 19.62.

L'altezza dello strato è stata suddivisa mediante 18 livelli equidistanti.

Nel calcolo sono stati considerati due tipi di pali, di diametro rispettivamente di 90 e 140 cm. Alcuni risultati significativi sono riportati nelle figg. 19.63 *a*) e 19.63 *b*, relative ai pali da 140 cm.

La fig. 19.63 *a* contiene, per diversi istanti successivi del sisma, la linea deformata assunta dai pali (curve P), a fianco della linea deformata che avrebbe assunto l'argilla (curva C) in assenza dei pali e della sovrastruttura. La differenza tra le due linee è prodotta dall'azione inerziale della sovrastruttura e dalla rigidezza dei pali, ed è quindi una misura del grado di interazione pali-argilla. Gli spostamenti relativi tra le curve P e C appaiono in molti istanti piccoli rispetto agli spostamenti totali, misurati rispetto la linea verticale di riferimento (alla base è indicato lo spostamento impresso u_g), ma sono in realtà sufficienti a produrre forti curvature nei pali. Nella figura (in corrispondenza dell'istante $T = 2$ sec) il raggio di curvatura plastica corrispondente ad M_{ult} (v. fig. 14.58) dei pali, è stato raggiunto in diversi punti ed analogamente per altri periodi maggiori le linee hanno raggi di curvatura dello stesso ordine di grandezza.

La linea inclinata tratteggiata, ancora in corrispondenza di $T = 2$ sec, indica la deformazione tangenziale di rottura dell'argilla.

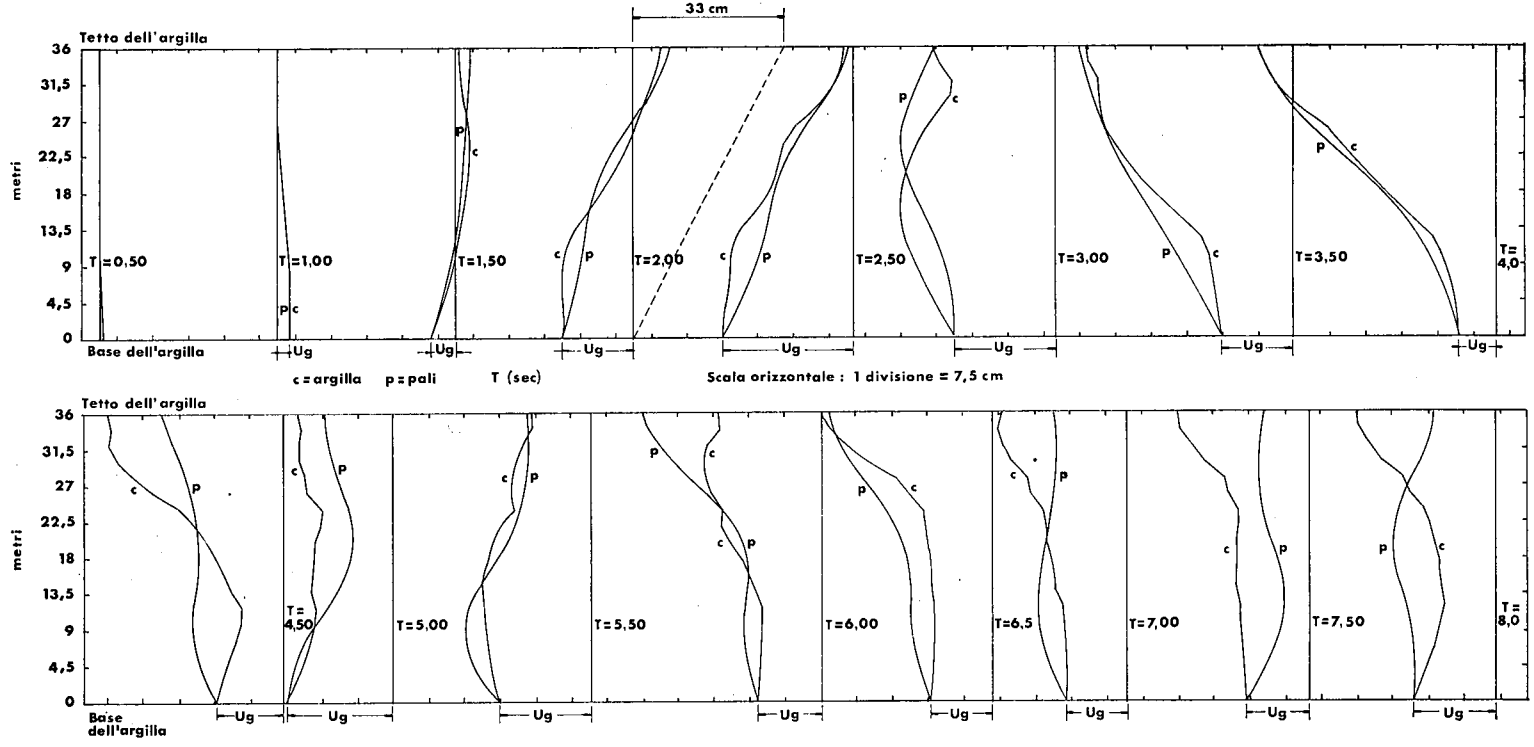


Fig. 19.63 *a* – Deformate, relative alla base, dei pali (*p*) e dello strato di argilla libero (*c*) (Penzien).

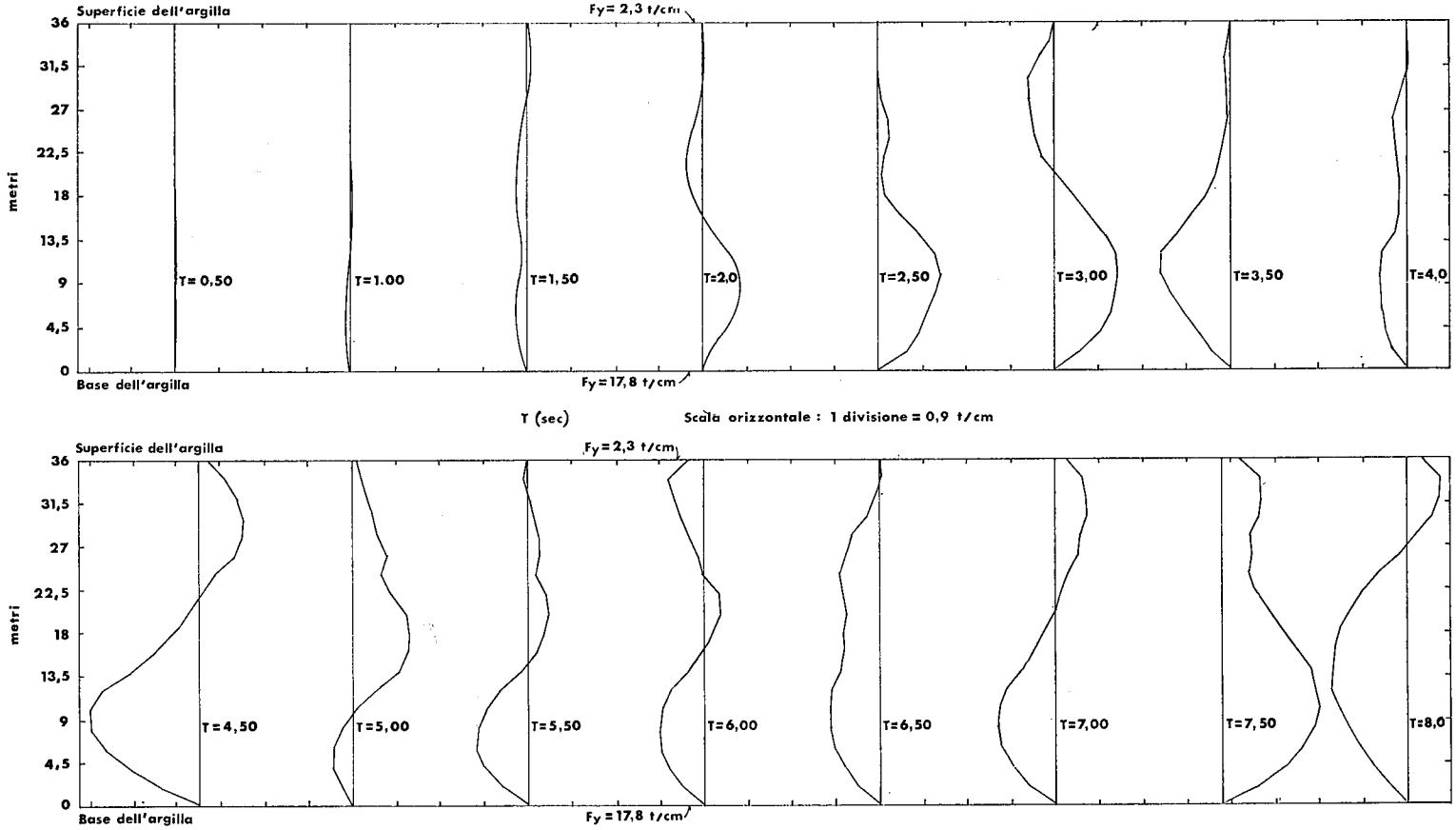


Fig. 19.63 *b* – Azioni mutue fra pali e argilla nelle deformazioni della figura precedente confrontate con la resistenza di rottura passiva F_y della argilla.

Dall'esame della figura si rileva che solo in zone ristrette e per brevi istanti si raggiunge tale deformazione; ciò significa, nello schema bi-lineare adottato per la curva σ-ε dell'argilla, che essa risponde in campo prevalentemente elastico (tratto iniziale del diagramma, assenza di isteresi) all'eccitazione della base.

Nella fig. 19.63 *b* sono riportate, agli stessi istanti di tempo, le azioni orizzontali scambiate tra pali ed argilla. Sono anche indicati, alla base ed in superficie, i valori F_y della pressione di rottura (passiva) del suolo, ed è interessante notare che le pressioni massime raggiunte sono sempre molto inferiori ai valori limiti.

Dai risultati di questo studio emerge, dunque, la conclusione che dei pali, anche di diametro medio-grande, funzionanti per attrito in un suolo soffice come quello considerato, vengono coinvolti nella deformazione del suolo senza che la loro rigidezza impegni il suolo con pressioni elevate. Inoltre, in un deposito di suolo soffice, la deformazione dinamica del suolo lungo i pali è tale da provocare, in generale, forti deformazioni flessionali, anche di plasticizzazione, dei pali immersi in esso. Ciò si verifica indipendentemente dal diametro del palo, dato che la sua rigidezza è comunque piccola nei confronti delle forze d'inerzia del suolo. Conviene allora l'uso di pali di minor diametro, che sono più flessibili e per i quali è anche più facile realizzare una buona duttilità flessionale.

Se i pali venissero prolungati in uno strato inferiore compatto, per ottenere il contributo della resistenza alla punta, le considerazioni precedenti restano qualitativamente valide: sono tuttavia da attendersi forti curvature nella zona di interfaccia tra i due strati. Per una azione sismica intensa e prolungata si può pervenire alla rottura del palo alla base cosicchè l'incastro della punta nello strato solido anzichè efficiente può essere dannoso per la portanza.

19.4.5.2.3 Smorzamento e variazione di frequenza per la presenza di palificate. — È stato constatato (Weissmann 1962) che smorzamento specifico $\varphi = \dfrac{\Delta A}{A}$ dei pali durante lo scuotimento sismico (fig. 19.64) è circa indipendente dall'entità del carico applicato. Da esso risulta che il coefficiente di smorzamento è dell'ordine del 5%, anche se sono stati misurati smorzamenti del 15% (Prakash 1973) e Tassios osserva quindi che una palificata, differentemente da quanto potrebbe supporsi può, a volte, essere considerata a comportamento elastico.

La presenza dei pali di fondazione nel terreno, e quindi in mezzo resistente all'azione tagliante, ha inoltre l'effetto di irrigidire la base dell'edificio e quindi aumentare la frequenza della risposta sismica.

Nel caso di fondazioni su uno strato di suolo soffice sovrastante un sottosuolo roccioso, l'effetto irrigidente dei pali può venire qualificato attraverso procedimenti [1] di prima approssimazione utili a fornirne l'ordine di grandezza.

---

[1] Tassios-Levendis, « *Efforts répétitifs horizontaux sur pieux verticaux* », ITBT N. 315, marzo 1974.

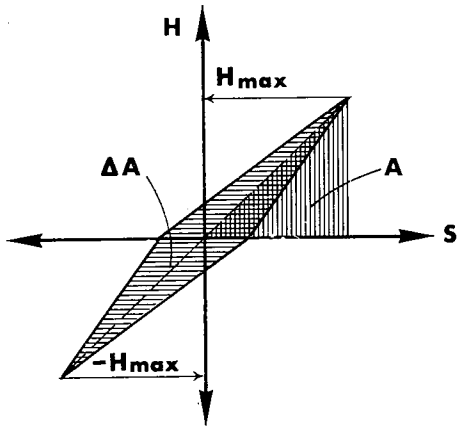
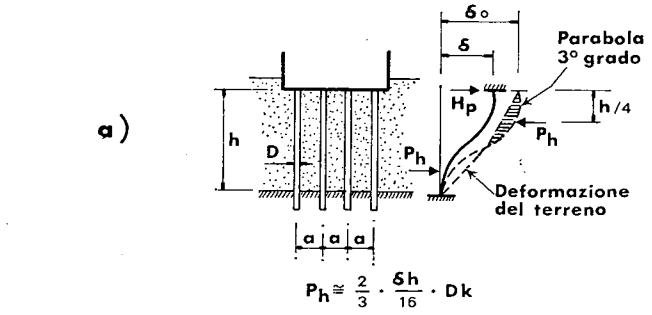


Fig. 19.64

Smorzamento specifico dei pali $\Delta A/A$ durante lo scuotimento sismico H.

A titolo di esempio, si consideri il caso di una sovrastruttura rigida su strato soffice in un moto di oscillazione puramente traslazionale (fig. 19.65 *a*). In assenza di pali, il periodo fondamentale del complesso suolo-struttura coincide con quello dello strato di suolo: $T_s = \dfrac{4 \cdot h}{V_s}$, essendo $V_s = \sqrt{\dfrac{G}{\rho}}$ la veloci-



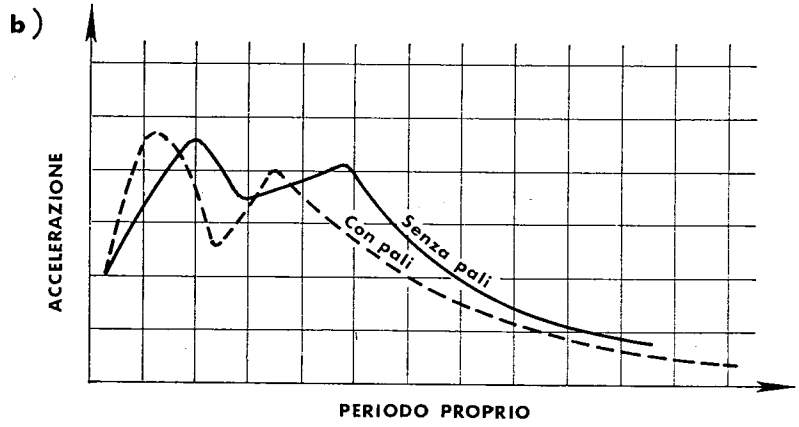


Fig. 19.65

a, sovrastruttura rigida, su palificata portante alla base, sottoposta a moto di oscillazione traslazionale (Tassios); *b*, variazione dello spettro di risposta dovuto alla presenza della palificata (Ohsuki).

tà delle onde di taglio; a tale periodo è associata la rigidezza dello strato: $k_s = G/h$.

Sia ora $\delta_0 = \dfrac{H_p\, h^3}{12\, E\, J}$ è lo spostamento orizzontale della fondazione su pali, prodotta da una forza orizzontale H_p agente al livello della fondazione, senza considerare la presenza del terreno (pali incastrati alle due estremità). Il terreno ostacola la deformazione libera dei pali, dando in realtà luogo ad uno spostamento minore δ in sommità.

La differenza: $\Delta_h = \delta_0 - \delta$ è dunque il risultato della interazione pali-suolo. Attribuendo ai pali una linea deformata descritta da una parabola del 3° ordine, la risultante delle pressioni esercitate dal suolo sul palo (nella semilunghezza superiore) è pari a:

$$P_h = \frac{\delta \cdot h}{16} \left(\frac{2}{3} D \right) k \tag{19.40}$$

essendo k il modulo di Winkler del suolo. È poi facile calcolare che per effetto delle due risultanti P_h, di segno opposto ed agenti alla quota $h/3$ e $3\,h/4$ la sommità del palo si sposta della quantità:

$$\Delta h = 0{,}01\, \delta\, D\, k\, \frac{h^4}{E\, J} = \delta_0 - \delta = \frac{H_p\, h^3}{12\, E\, J} - \delta \tag{19.41}$$

Dalla uguaglianza precedente, ricavando il rapporto $\dfrac{H_p}{\delta}$ si ottiene il contributo alla rigidezza offerto dai pali:

$$k_p' = \frac{H_p}{\delta} = \frac{12\, E\, J}{h^3} \left(1 + 0{,}01\, \frac{D\, k\, h^4}{E\, J} \right) \tag{19.42}$$

e quindi la rigidezza complessiva del sistema pali-suolo:

$$k = k_s + k_p' \tag{19.43}$$

Confrontando tale rigidezza con quella del solo strato si ottiene:

$$\frac{k}{k_s} = 1 + \frac{12\, E\, J}{G\, h^2} \left(1 + 0{,}01\, \frac{D\, k\, h^4}{E\, J} \right) \tag{19.44}$$

Nei casi concreti tale rapporto è compreso tra 1 e 2.

In vibrazioni libere, il periodo fondamentale del complesso suolo-struttura, in presenza ed in assenza dei pali, varia in ragione inversa della radice quadrata della rigidezza. Si ha quindi:

$$\frac{T_p}{T_s} = \left(\frac{k_s}{k_p} \right)^{1/2} \tag{19.45}$$

Sotto azione sismica, la riduzione del periodo proprio si riflette, naturalmente, sullo spettro di risposta, come mostrato ad es. nella fig. 19.65 *b*) (Ohsaki).

19.4.6 Interazione dinamica terreno-struttura.

19.4.6.1 *Caratteristiche del fenomeno.* — Si è visto che l'interazione terreno-struttura ha l'effetto di ridurre l'energia sismica trasmessa alla costruzione in quanto riduce, rispetto alla ipotesi di suolo rigido, la forza di taglio di base e quindi le forze sismiche sul fabbricato ed il momento di rovesciamento, anche se accresce gli spostamenti e, di conseguenza, gli effetti P-Δ.

Il moto del terreno durante il sisma si trasmette alla struttura, la quale risponde con delle forze, che a loro volta sollecitano il terreno: le deformazioni che ne risultano rendono il moto del suolo, al di sotto della fondazione, diverso dal moto che si avrebbe in assenza dell'opera.

L'indice più significativo dell'importanza dell'interazione dinamica è dato non dal rapporto tra le rigidezze ma da quello tra le due frequenze proprie: della sola struttura su suolo rigido e del suolo.

L'interazione terreno-struttura può essere indagata con due diversi approcci. Il primo valuta la risposta della struttura al moto del terreno modificato dalla presenza della struttura stessa, il secondo la risposta della struttura di cui vengono variate le proprietà dinamiche, al moto del terreno libero. In generale viene preferito il secondo.

Nel caso di terremoti forti e costruzioni di peso notevole, come ad esempio la struttura per un reattore nucleare, in alcune zone al di sotto delle fondazioni si possono produrre delle deformazioni anelastiche, accompagnate anche da variazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche del suolo: le rocce sciolte, ad esempio, reagiscono alle azioni dinamiche con variazioni sia della densità che del modulo a taglio. L'analisi della interazione suolo-struttura deve, in tali casi, essere svolta considerando sia il comportamento anelastico del suolo (interazione plastica) sia il variare delle sue caratteristiche nel corso dell'azione dinamica.

In casi estremi le sollecitazioni indotte dalla costruzione nel suolo possono raggiungere entità tale da produrre la rottura lungo intere superfici, con conseguente perdita totale di equilibrio (ribaltamento). Si deve al riguardo pensare che l'oscillazione delle pressioni verticali σ_1 (fig. 19.66) per effetto del moto ondulatorio della struttura favorisce la deformazione per taglio prodotta dal moto traslatorio e diminuisce la resistenza: sommando le tensioni statiche a quelle dinamiche il circolo delle tensioni può giungere a contatto con la curva critica.

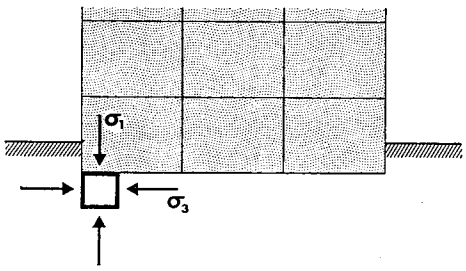


Fig. 19.66 – Schematizzazione della variazione dello stato tensionale di un elemento di roccia sottostante una fondazione sottoposta a sisma.

Qualitativamente, la deformabilità del suolo di fondazione produce sulla risposta dinamica della struttura i seguenti effetti:

a) aumento degli spostamenti massimi, sia assoluti che relativi al suolo.

A titolo di esempio, nella fig. 19.67 fornita da Ferry-Borges, è rappresentato lo spostamento orizzontale in sommità di un edificio di 10 piani a pannelli, quindi relativamente rigido, al crescere dell'azione sismica orizzontale. La parte dello spostamento dovuta alla rotazione (elastica) della fondazione costituisce circa il doppio della freccia dovuta alla sola deformazione della struttura, finchè questa si mantiene in campo elastico.

L'aumento degli spostamenti assume importanza nella valutazione degli spostamenti relativi tra strutture adiacenti, e nella progettazione di eventuali collegamenti tra di esse;

b) diminuizione delle frequenze proprie della struttura, quella fondamentale e, in misura minore, le successive. Poichè tale variazione non è, in generale, molto forte (normalmente è di qualche unità per cento; nel caso di strutture molto rigide può arrivare al 15÷20%), il suo effetto sull'entità delle forze sismiche è modesto.

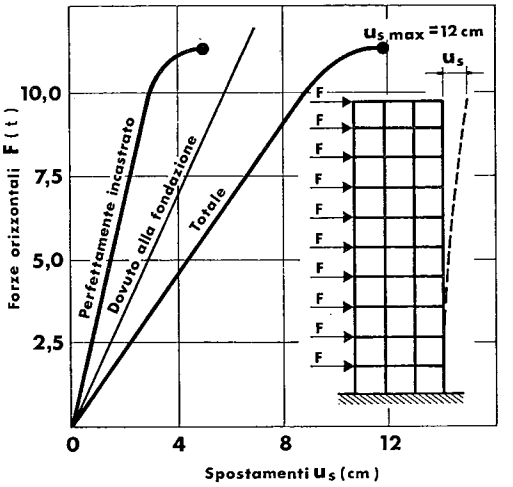


Fig. 19.67 – Influenza della deformabilità del terreno sull'oscillazione sismica della sovrastruttura (Ferry-Borges).

Con riferimento alle norme sismiche italiane, ad esempio, se la variazione della frequenza propria è tale che il suo valore rimane nel tratto costante dello spettro di risposta non si ha evidentemente alcuna variazione delle sollecita-

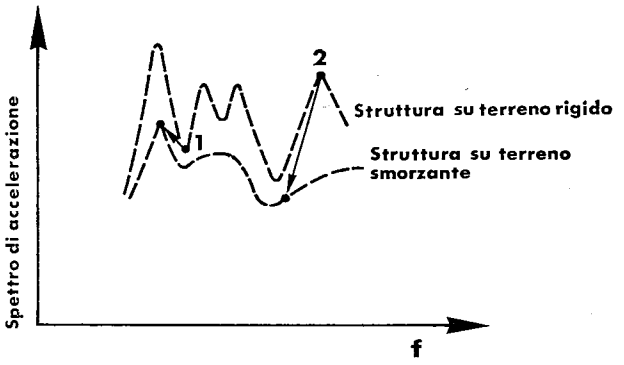


Fig. 19.68

Effetto della deformabilità del terreno (rigido o soffice) sulla risposta al sisma (Whitman).

zioni di progetto. Se si facesse invece riferimento ad uno spettro di risposta irregolare come quello in fig. 19.68 (ottenuto per un unico specifico terremoto), la diminuzione della frequenza propria potrebbe dar luogo sia ad un aumento (punto 1) che ad una diminuzione (punto 2) della risposta, a seconda che la

frequenza propria su suolo rigido cada in corrispondenza di un punto di minimo oppure di un picco.

Nella media dei casi, comunque, la diminuzione della frequenza propria conduce ad una diminuzione delle sollecitazioni prodotte dal sisma;

c) aumento, in generale, dello smorzamento relativo al primo modo di vibrare del sistema struttura-suolo rispetto a quello della sola struttura. Le sollecitazioni della struttura ne risultano percentualmente tanto più alleggerite quanto più lo scuotimento è forte.

19.4.6.2 *Simulazione del suolo mediante elementi equivalenti.* — Il modello più diffuso per lo studio dell'interazione terreno-struttura è quello che rappresenta il suolo mediante una terna di parametri costanti per ogni grado di libertà: una molla, uno smorzatore ed una massa. Le espressioni dei parametri sono le stesse già viste nello studio delle vibrazioni delle fondazioni di macchine. Esse provengono dalla soluzione della risposta dinamica di un semispazio elastico sollecitato, su un'area circolare o rettangolare della sua superficie, da pressioni o coppie dinamiche sinusoidali (distribuite sopra l'area secondo varie ipotesi) agenti verticalmente, orizzontalmente, torsionalmente e ondulatoriamente. Le tre costanti sono ricavate in modo da minimizzare lo scarto tra la risposta del modello e quella del suolo in corrispondenza della prima frequenza di risonanza del suolo soggetto alla particolare distribuzione di forze. La perdita di validità di queste costanti, al di sopra della frequenza fondamentale, non comporta tuttavia, di solito, errori apprezzabili, come si deduce dalle considerazioni che seguono. In primo luogo è da dire che l'interazione produce, in generale, alterazioni sensibili solo sul primo modo o frequenza di vibrazione delle strutture. (Si può dimostrare che nel caso che la struttura abbia il primo modo di vibrare rappresentato da una retta, caso che si verifica con buona approssimazione per molti edifici, i modi superiori non danno luogo a momenti ribaltanti alla base, ma solo a forze di taglio via via decrescenti, per cui il suolo è impegnato molto debolmente dalla interazione). Poichè allora nella massima parte dei casi la frequenza fondamentale della struttura, per di più diminuita per effetto della interazione, risulta inferiore alla frequenza fondamentale del sistema suolo+struttura rigida, si conclude che le costanti vengono sempre ad essere usate nel loro campo di precisione.

Circa i valori da attribuire alla rigidità delle molle, si possono prendere come riferimento le espressioni riportate nel par. 19.1, tenendo conto che il fattore di più delicata valutazione, nel caso sismico in particolare, è il modulo trasversale G, dato che esso è in realtà variabile, sia con la profondità che con il livello della deformazione. Occorre quindi scegliere un valore medio, considerando sia l'approfondimento del bulbo di pressione sia il livello medio atteso della deformazione del suolo. Quando la fondazione non è circolare nè rettangolare la ridigità della molla si può ricavare facendo ragionevoli ipotesi sulla distribuzione delle pressioni, calcolando poi i cedimenti nei diversi punti sotto la relativa pressione, come se la fondazione fosse del tutto flessibile, ed integrando, infine, sia la pressione che i cedimenti su tutta l'area. Il rapporto tra

i due integrali fornisce un valore sufficientemente approssimato della rigidezza. Per quanto riguarda i due tipi di smorzamento, quello interno e quello geometrico, valgono i valori delle costanti riportati al Cap. 11.

Come il modulo G, così anche lo smorzamento interno dipende in modo essenziale dal livello di deformazione, per cui è necessaria una valutazione preventiva della deformazione attesa. I due tipi di smorzamento si sommano per dare lo smorzamento totale del suolo: nel calcolo è comunque prudente ridurre i valori eccessivamente elevati che possono risultare dalle formule, specie per la traslazione orizzontale.

Quando si esegue l'analisi modale di una struttura includendo anche le molle alla base (ad es. una molla rotazionale ed una traslazionale), si presenta il problema di assegnare uno smorzamento ai vari modi di vibrazione del sistema. Un criterio intuitivo di uso frequente è quello di considerare un valore dello smorzamento pesato tra quello della struttura e quello delle molle, adottando come pesi l'energia di deformazione immagazzinata nelle due componenti del sistema in ciascun modo.

La determinazione della massa (o del momento di inerzia) di suolo, da associare a quella della struttura per i diversi modi di vibrare presenta delle difficoltà concettuali e pratiche: dei parametri equivalenti che servono a simulare la risposta del suolo, la massa è quello che meno si lascia rappresentare da un valore costante, indipendente cioè dalla frequenza. Si dimostra infatti che al tendere della frequenza all'infinito la massa virtuale deve tendere a zero. Poichè, comunque, su tutto il campo delle frequenze il valore di questa costante influenza poco la risposta del sistema, solitamente meno ad es. di quanto non faccia l'incertezza sul valore di G, essa viene generalmente trascurata.

19.4.6.3 *Effetti della interazione.* — Gli aspetti qualitativi essenziali del fenomeno della interazione appaiono più chiaramente se esaminati su semplici modelli, che estendano al caso in esame il classico modello dell'oscillatore ad un grado di libertà.

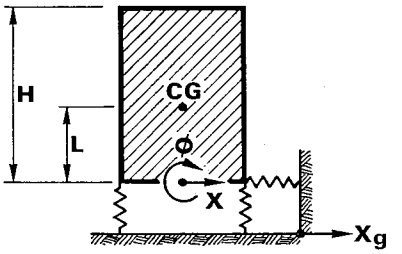


Fig. 19.69 – Modello di una struttura rigida con due gradi di libertà.

Il caso più semplice è quello mostrato nella fig. 19.69, ossia una struttura rigida fondata su suolo deformabile. Tale schema può essere adatto, ad esempio, allo studio di un contenitore di reattore nucleare. Poichè il baricentro della massa non coincide con la linea di azione della molla di traslazione, le forze di inerzia producono alla base un momento: il moto del sistema risulta, in conseguenza, sia traslatorio che ondulatorio. Questo sistema a due gradi di libertà

ha due frequenze proprie e relative forme di oscillazione (entrambe accoppiano traslazione e rotazione); i valori delle frequenze sono compresi tra i due valori della traslazione pura: f_x, e del solo ondeggiamento: f_0; normalmente risulta $f_0 < f_x$. Lo spostamento in sommità della massa è di solito dovuto prevalentemente alla rotazione della base, più che alla traslazione.

In scala di complessità crescente viene poi lo schema in fig. 19.70, che rappresenta un oscillatore ad un grado di libertà posto su suolo deformabile. Lo spostamento orizzontale del suolo in assenza della struttura è indicato con u_g e si incrementa della quantità u_1^* per effetto dell'interazione. Le tre grandezze: lo spostamento della base u_1^*, la rotazione della base φ, e lo spostamento re-

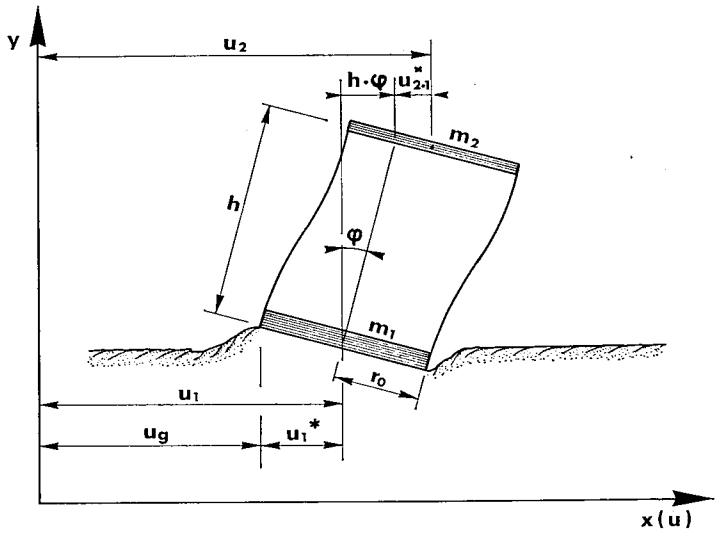


Fig. 19.70 – Modello di un oscillatore ad un grado di libertà su suolo deformabile.

lativo orizzontale tra la base e la sommità u^*_{21}, possono essere assunte a definire i tre gradi di libertà del sistema. Lo schema equivalente con le molle è

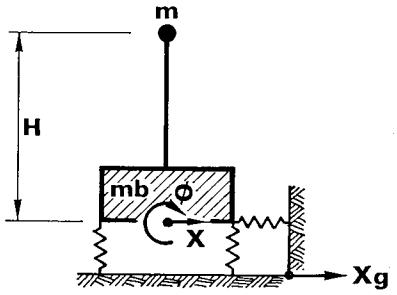


Fig. 19.71 – Modello di struttura deformabile su basamento a due gradi di libertà.

rappresentato in fig. 19.71. Uno studio parametrico su di esso, utilizzando i valori delle costanti del suolo per base circolare, è stato effettuato da Parmelee,

ed i risultati sono riportati nella fig. 19.72. I diagrammi sono calcolati per un suolo di densità pari a 1,8 t/m³, modulo di Poisson $\nu = 0$, e per uno smorzamento strutturale del 1%. Nelle ordinate figurano due indici: Θ^* e T_v/T_r, che possono essere assunti a misura dell'interazione dinamica.

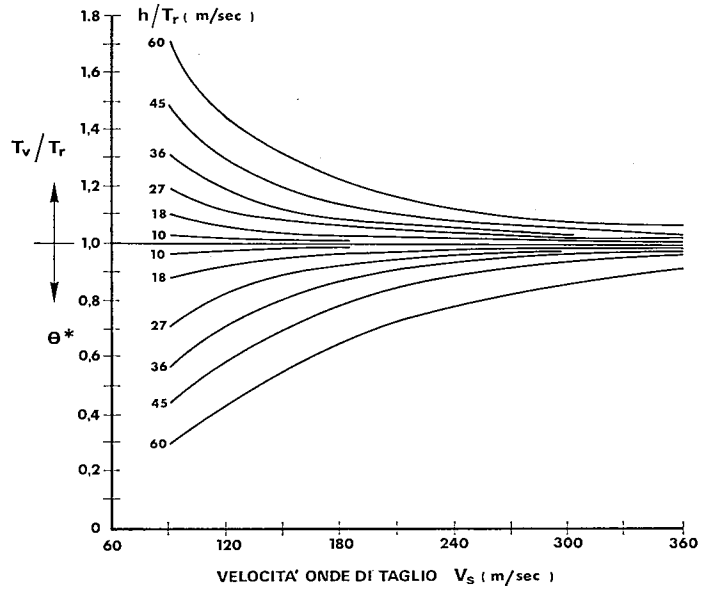


Fig. 19.72 – Effetto dell'interazione dinamica in relazione alla velocità delle onde di taglio (Parmelee).

L'indice Θ^* è infatti il rapporto tra lo spostamento flessionale massimo della struttura su suolo elastico ed il corrispondente spostamento di un oscillatore semplice avente lo stesso periodo T_v, mentre l'indice T_v è il periodo proprio del sistema a 3 gradi di libertà e l'indice T_r quello dello stesso sistema ma su suolo rigido (1 grado di libertà). Poichè Θ^* è il rapporto tra spostamenti massimi di due sistemi aventi lo stesso periodo proprio, il suo valore è un indice della quantità di energia dissipata nel suolo per effetto dell'interazione. I due indice Θ^* e T_v/T_r risultano funzioni di due soli parametri: la velocità delle onde di taglio nel suolo V_s (funzione a sua volta di G, e quindi della rigidezza del suolo) ed il rapporto h/T_r, in cui h è l'altezza dal suolo della massa superiore. È interessante notare che altri parametri del sistema, quali ad esempio il rapporto tra le due masse, hanno una influenza praticamente trascurabile.

Si consideri, a titolo d'esempio, un sistema dalle seguenti caratteristiche:

$$h = 4{,}5 \text{ m}, \qquad T_r = 0{,}1 \text{ sec}. \qquad V_s = 180 \text{ m/sec}$$

dal diagramma si ottiene per $(h/T_r = 45 \text{ m/sec})$:

$$T_v/T_r = 1{,}15 \quad \text{e} \quad \Theta^* = 0{,}76$$

ossia una variazione del 15% nei periodi propri e nella risposta strutturale.

19.4.6.4 *Fondazioni su strati soffici.* — Si è visto in precedenza come strati di terreno soffice, disposti sopra una base rocciosa, diano luogo, in superficie, ad un sisma di caratteristiche diverse (alcune frequenze filtrate, altre amplificate) rispetto a quelle della base: si usa chiamare brevemente questo effetto « amplificazione » del suolo. In un certo senso potrebbe dirsi che il comportamento del terreno rispetto al bedrock può assimilarsi a quello della struttura rispetto al suolo.

Per una costruzione che si trovi su uno strato di roccia sciolta, i due fenomeni di interazione e di amplificazione vengono dunque a coesistere.

Se tuttavia la potenza H degli strati è sufficientemente elevata in rapporto al raggio medio r della fondazione ($H/r \geq 4$) i due fenomeni possono essere studiati separatamente: si determinano cioè prima le caratteristiche del moto sismico alla superficie, come se la struttura non vi fosse (problema di amplificazione), e poi si applica il moto, così determinato, allo studio della interazione. Per rapporti H/r minori, lo studio dei due fenomeni diviene inscindibile. Attualmente sono solo disponibili delle regole empiriche che consentono ancora l'analisi mediante l'uso di molle, masse e smorzatori, con valori opportunamente modificati rispetto a quelli validi per il semispazio. Nel caso, ad esempio, di $0{,}5 \leq H/r \leq 4$, Whitman suggerisce lo schema a due masse e due molle di fig. 19.73 *c*, in cui la costante della molla traslazionale è pari alla rigidezza a taglio

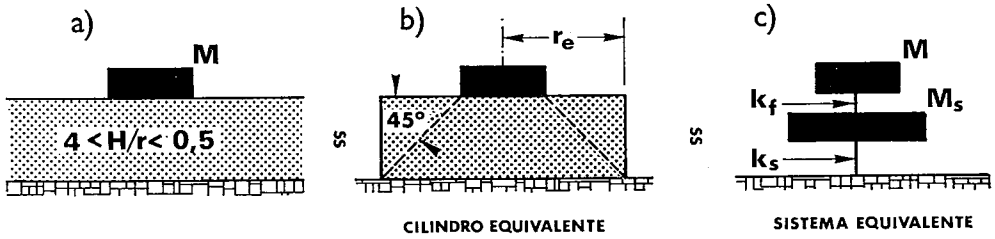


Fig. 19.73 – Schematizzazione del sistema equivalente ad una stratificazione alluvionale di limitato spessore poggiante su roccia lapidea (Whitman).

del tronco di cono indicato in fig. 19.73 *b*). Per spessori minori, ad esempio $H/r = 0{,}3$, lo stesso autore suggerisce di triplicare la rigidezza orizzontale k_x e di moltiplicare per 10 quella alla rotazione (rispetto ai valori del semispazio). Se il sottofondo roccioso si suppone rigido, viene inoltre a mancare la dispersione di energia per radiazione, e resta quindi la sola componente di smorzamento interno. Vi è poi da considerare la massa virtuale di suolo ΔM: un criterio di scelta è quello di fare in modo che la frequenza $\sqrt{k_x/\Delta M}$ sia pari alla frequenza fondamentale dello strato: $2\pi \cdot V_s/4 \cdot H$.

19.4.6.5 *Fondazioni incassate nel terreno.* — In questo caso è necessario tenere conto che l'interazione tra la struttura ed il terreno si esplica non solo attraverso la superficie di base ma anche attraverso quelle laterali. Una soluzione completa del problema è ottenibile mediante il metodo agli elementi finiti, in campo bi o tridimensionale, assumendo come modello di calcolo la

struttura assieme ad una conveniente porzione di terreno laterale. In tal modo è possibile considerare la variazione del moto del suolo con la profondità, la variazione delle caratteristiche del terreno nello spazio ed in funzione dello stato tensionale, nonchè la deformabilità della struttura di fondazione che interagisce con il suolo, ed eventuali effetti mutui con strutture adiacenti.

In alcune situazioni tuttavia non tutti gli aspetti elencati hanno importanza sensibile, sì che risulta più semplice e sufficientemente accurato riferirsi alla teoria delle fondazioni superficiali (blocco rigido su semispazio elastico) con opportune modifiche per tener conto dell'incasso.

Per una visione intuitiva del problema possono considerarsi due situazioni ideali:

a) il terreno laterale alla struttura tende a muoversi meno di questa, e quindi contrasta con azione passiva il moto naturale della struttura stessa (fig. 19.74 *a*);

b) il terreno laterale tende a muoversi più della struttura e quindi incrementa il moto naturale di questa con una azione attiva di trascinamento (fig. 19.74 *b*).

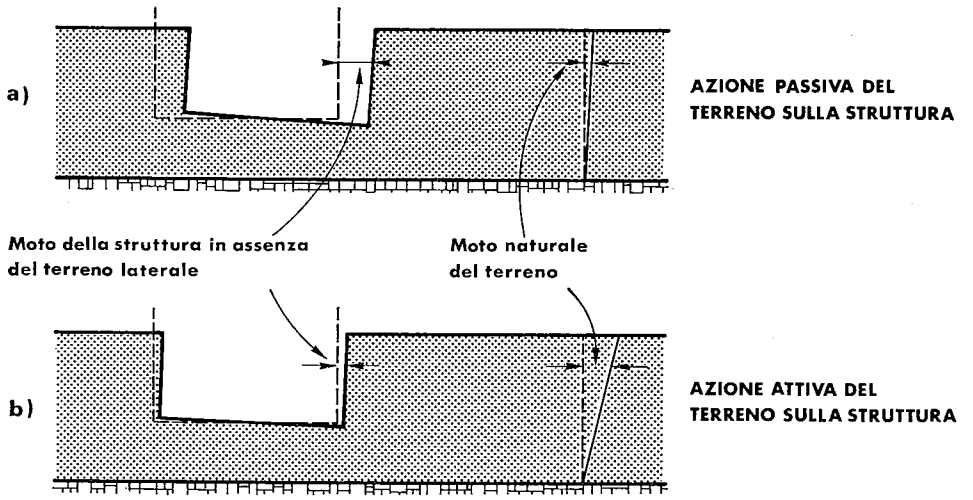


Fig. 19.74 – Azione mutua struttura-terreno laterale nella risposta al sisma (Whitman).

La situazione *a*) si verifica sempre quando l'eccitazione proviene non dal suolo ma dalla fondazione stessa (ad es. nel caso di fondazioni di macchine vibranti), od anche sotto eccitazione sismica nel caso di una struttura deformabile incassata entro un suolo duro. In entrambi i casi la presenza dell'incasso ha per effetto di aumentare la frequenza fondamentale del sistema suolo-struttura, di aumentare lo smorzamento complessivo (per maggiore dissipazione interna e per irraggiamento), ed in definitiva quindi di ridurre la deformabilità del sistema all'azione dinamica.

La situazione *b*) si verifica invece tutte le volte in cui esiste un rilevante effetto di amplificazione del moto del suolo nella direzione verticale, in presenza quindi di stratificazioni soffici. In tal caso le situazioni *a*) e *b*) si alternano durante il moto, e non è possibile considerarle separatamente.

Per una trattazione analitica, risultati generali sono disponibili solo per la situazione *a*), ossia quando il suolo laterale offre essenzialmente un'azione di contenimento. Per tutti i modi fondamentali di oscillazione di una fondazione rigida cilindrica parzialmente immersa sono stati ricavati i corrispondenti parametri di rigidezza e di smorzamento, analoghi per significato ed uso a quelli presentati al cap. 19.1 (1), (2). Il calcolo di tali costanti modificate richiede la specificazione del modulo G del suolo laterale e del rapporto tra parte immersa ed altezza totale del blocco di fondazione.

Per la situazione più comune *b*), oltre ai programmi di calcolo cui si è fatto cenno, esistono prove sperimentali (Giappone, Akino, K., et al., 1969) con impiego di modelli in grande scala (altezza 7,5 m) di reattori nucleari parzialmente immersi in diversi siti nell'area di Tokio. Nel corso di alcuni deboli terremoti sono state rilevate le vibrazioni sul basamento ed in sommità dei modelli, ed anche il moto del suolo in superficie.

Nonostante il moto in fondazione risultasse di ampiezza metà rispetto a quello del suolo libero in superficie, il moto in sommità del modello era prossimo a quest'ultimo, chiara indicazione dell'effetto di trascinamento da parte del suolo laterale.

Si può in conclusione affermare che se l'approfondimento delle fondazioni ai fini sismici apporta in generale un beneficio, la sua quantificazione deve farsi caso per caso tenendo conto, anche mediante strumenti analitici relativamente complessi, della stratigrafia e della struttura locale del terreno.

19.4.7 Opere di sostegno di rocce sciolte.

19.4.7.1 *Aspetti generali.* — Una soluzione analitica rigorosa di questo problema è particolarmente difficile. Si tratta infatti di un caso di interazione dinamica suolo-struttura nel quale per ipotesi (come nel caso statico) il suolo è assunto in condizioni di equilibrio limite. Interviene quindi il comportamento di un suolo granulare soggetto ad azioni cicliche di grande ampiezza, in condizioni di coesione e di tensione verticale variabili da punto a punto.

Nel caso poi di terreni saturi entra in gioco il complesso interscambio tra pressione interstiziale e pressione efficace, condizionato dalle possibilità di drenaggio in fase dinamica.

Teorie drasticamente semplificate, appoggiate d'altronde a risultati sperimentali su modelli che ne indicano un accettabile grado di validità, nonchè

---

(1) Beredugo X., Nolak M. *Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings*, Canadian Geotechnical Journal, November 1972.

(2) Novak M., Sachs K., *Torsional and Conpled Vibration of Embedded Footing*, Int. Inl. of Earthq. Engng. and Struct. Dyn. 1974.

l'esame di opere reali che hanno subito l'effetto di sismi, sono gli strumenti che guidano attualmente il dimensionamento di tali opere.

Alcune esperienze su modelli di opere di sostegno di terrapieni incoerenti sono state eseguite da Murphy (1). La fig. 19.75 *a*) mostra la dinamica del movimento di un muro di sostegno a gravità, sito sopra il livello di falda.

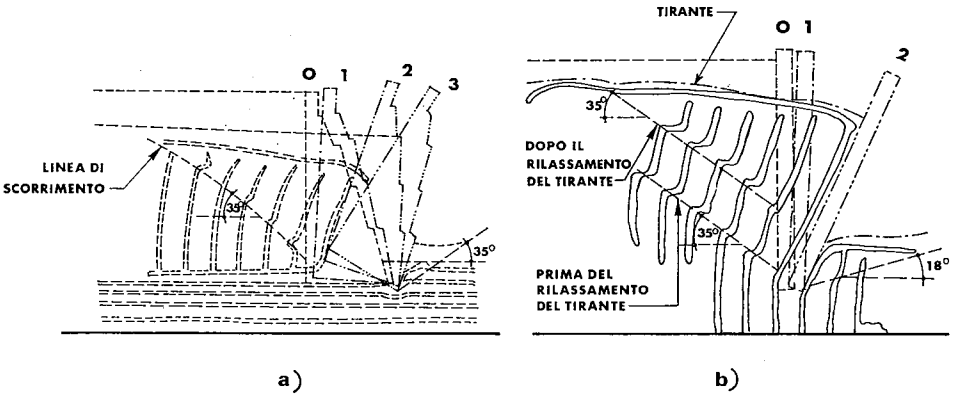


Fig. 19.75 – Prove sismiche su modelli di opere di sostegno: *a*, muro a gravità; *b*, paratia ancorata.

Il muro venne posto in vibrazione alla base con accelerazione orizzontale pari a 0,25 g per circa $2^1/_2$ minuti e furono rilevate la superficie di scorrimento del terrapieno segnata in figura e le successive fasi di rotazione, dopo minuti: 1; $1^3/_4$ e $2^1/_2$.

Nella fig. 19.75 *b*) sono segnati i rilevamenti eseguiti nelle stesse condizioni su un terrapieno sostenuto da una paratia ancorata. Si vedono le due superfici di slittamento nel terreno prima e dopo il rilassamento del tirante.

In ambedue le prove le superfici di slittamento sono inclinate di 35° e quindi hanno pendenza inferiore a quella di collasso statico che risulterebbe, dal calcolo, di 60° per un'angolo di attrito interno di 30°.

La situazione statica diviene più gravosa quando la roccia sciolta si trova sotto il livello di falda. Nei terremoti giapponesi sono stati misurati spostamenti di banchine marittime fino a 7 m e ciò per una sfavorevole concomitanza di spinta a tergo della parete, riduzione della pressione d'acqua a valle e perdita di resistenza della roccia sciolta per effetto di liquefazione.

19.4.7.2 *Cenno ad alcune teorie.* — Monoboe (1929) e Okabe (1926) hanno condotto un'analisi del coefficiente sismico per rocce incoerenti asciutte.

Sostanzialmente essi trattano il problema secondo la teoria di Coulomb

(1) Murphy V. A., « *The effect of Ground characteristics on the Aseismic Design of Structures* », Proc. II World Conf. Earthq. Engng., Tokyo, Japan (1960)

facendo intervenire fra le forze agenti anche le forze d'inerzia, orizzontale $W\,C_h$ ($W = m\,g$) e verticale (diretta verso l'alto) $W\,C_v$ essendo $C_h\,g$ e $C_v\,g$ le componenti dell'accelerazione sismica alla base del muro (fig. 19.76). La spinta per una parete alta h risulta così dalla formula:

$$S = 1/2\,h^2\,\gamma\,(1 - C_v)\,K_{ad} \tag{19.46}$$

dove:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \Theta - \beta)}{\cos\Theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \Theta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \Theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \Theta)\cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

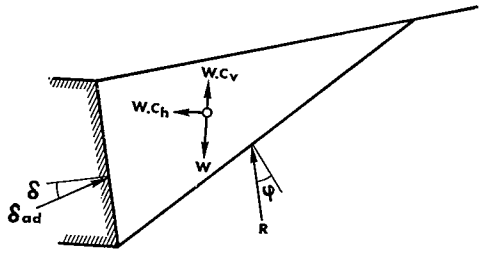


Fig. 19.76 – Forze dinamiche agenti sul prisma di spinta sottoposto al sisma.

con:

$$\Theta = \mathrm{tg}^{-1}\frac{C_h}{1 - C_v}$$

δ = angolo d'attrito sul muro;

β [1] = angolo della superficie d'intradosso del muro con la verticale;

i [1] = inclinazione terrapieno;

h = altezza della parete.

Seed e Whitman hanno rilevato che poichè l'alleggerimento C_v ha scarso effetto sul valore della spinta esso può essere trascurato. Per un paramento verticale il grafico della fig. 19.77 *a* fornisce il coefficiente di spinta K_{ad}. Dal grafico si vede anche la scarsa influenza di δ.

Il grafico evidenzia il forte incremento del coefficiente, e quindi della spinta, all'aumento del coefficiente dinamico C_h. Rispetto al valore statico, ad es., la spinta si raddoppia per $C_h = 0{,}30$.

Il grafico della fig. 19.77 *b* fornisce il coefficiente della componente orizzontale di spinta per diversi valori dell'angolo di attrito e per $\delta = 1/2\,\varphi$.

---

[1] In questo capitolo, a differenza del cap. 16: $\beta = 90° - \alpha$ ed $i = \beta$.

I grafici sono calcolati per superficie orizzontale del terrapieno ed è da osservare che anche una lieve inclinazione, aumenta sensibilmente la spinta. Ad es. per una inclinazione di soli 20° la spinta per un sisma con $C_h = 0{,}25$ diviene tripla di quella statica.

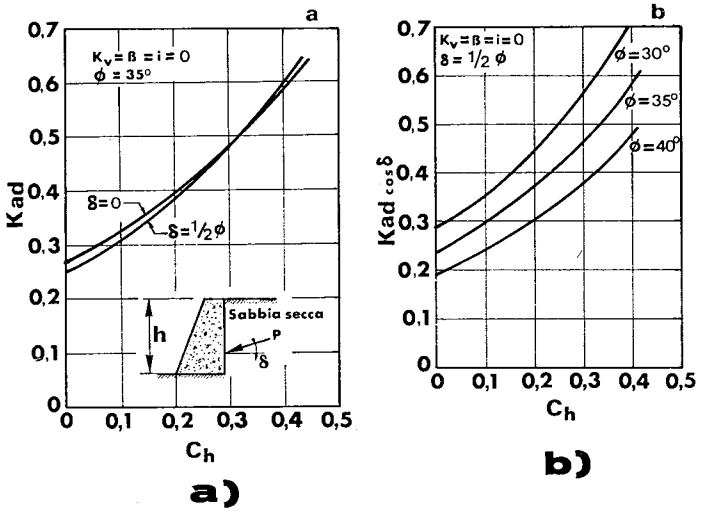


Fig. 19.77 – Diagrammi dei coefficienti di spinta in condizione dinamica (Seed e Whitman).

Gli autori rilevano infine che per parete di sostegno verticale e terrapieno orizzontale, per un angolo di 35°, che può considerarsi caratteristico di un terreno medio, il coeficiente di spinta, somma di quello statico K_a e dell'incremento dinamico ossia:

$$K_{ad} = K_a + \Delta K_{ad} \tag{19.47}$$

può assumersi con buona approssimazione:

$$K_{ad} = \frac{3}{4} C_h$$

ossia un incremento di spinta leggermente inferiore al coefficiente sismico (non convenzionale bensì reale). Quindi la spinta totale risulterebbe:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left(K_a + \frac{3}{4} C_h\right) \tag{19.48}$$

In considerazione della scarsa conoscenza del fenomeno la proposta di semplificare così il calcolo della spinta dinamica appare logica e conforme a criteri ingegneristici ed anzi, sempre per la notevole alea insita nella valutazione di una spinta, tanto vale adottare la formula:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left(K_a + C_h\right) \tag{19.49}$$

La posizione della risultante di spinta dipende, come nel caso statico, dal movimento di primo assestamento del muro ma, nelle ipotesi della teoria considerata, può prevedersi che durante l'azione dinamica la risultante si sposti al di sopra del terzo dal 20 al 50% al crescere di C_h da 0,1 a 0,3.

Secondo le norme sismiche indiane la quota dinamica della spinta cadrebbe ai 2/3 dell'altezza (baricentro del prisma di spinta dinamica) restando la quota statica ad 1/3.

Le esperienze hanno poi mostrato che un terrapieno di roccia incoerente mantiene, dopo cessata la sollecitazione dinamica, una sovrappressione residua percentualmente sensibile.

Prove eseguite dai Giapponesi indicano aumenti di spinta di massi sabbiosi, sotto le vibrazioni, fino al 100% mentre prove eseguite negli USA su pareti alte 15 m, per accelerazioni di 0,5 g, hanno fornito spinte 5 volte quella statica.

Per la resistenza passiva si perviene ad un'espressione analoga a quella della spinta attiva.

$$R_p = 1/2\,\gamma\,h^2\,(1 - C_v)\,K_{pd} \tag{19.50}$$

dove:

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta + \Theta)}{\cos\Theta\cos^2\beta\cos(\delta - \beta + \Theta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi + i + \Theta)}{\cos(1 - \beta)\cos(\delta - \beta + \Theta)}}\right]^2}$$

19.4.7.3 *Normativa italiana.* — Le norme sismiche italiane, sulla scia di quelle indiane forniscono per i muri di altezza superiore a 3 m il coefficiente di spinta laterale totale (statica + dinamica):

$$C_s = \frac{\cos^2(\beta + \Theta)}{\cos^2\beta\cos\Theta} \tag{19.51}$$

dove:

Θ = arcotangente C, essendo C il coefficiente di intensità sismica (0,1 per zone di 1° categoria e 0,07 per zone di 2° categoria);

β = angolo formato dalla superficie di intradosso del muro con la verticale.

La spinta totale si ottiene poi dalla:

$$S_{as} = C_s \cdot S_a' \tag{19.52}$$

in cui S_a' è la spinta statica calcolata per $i' = i + \Theta$; $\beta' = \beta + \Theta$ essendo i l'angolo di inclinazione della superficie del terrapieno.

L'incremento di spinta per effetto dinamico:

$$S_a' = S_{as} - S_a$$

deve essere applicato a 2/3 dell'altezza del muro, ed il suo effetto sommato a quello della spinta statica.

Tale criterio di calcolo dà l'impressione che si possa raggiungere una notevole approssimazione nella valutazione della spinta, impressione però illusoria in quanto lo stesso valore della spinta statica, che ne è la quota principale, è fortemente disperso per l'indeterminatezza delle caratteristiche del terreno. Quindi il procedimento non offre maggiore approssimazione della (19.49).

19.4.8 Il fattore terreno nella normativa sismica.

Nella normativa sismica il fattore rappresentativo del terreno assume grande rilievo per la valutazione del coefficiente sismico, di cui esso è un moltiplicatore, essendo, per l'interazione dinamica terreno-struttura, decisive le caratteristiche locali del terreno.

Tale fattore, che esprime in definitiva l'amplificazione dell'accelerazione del terreno, è notevolmente disperso dipendendo da varie cause incerte, quali la distanza dall'epicentro ed il tipo di sisma ed infine dipende dal periodo proprio della costruzione rapportato al periodo dominante del moto del terreno.

Agli effetti della valutazione di questo fattore possono considerarsi i tre tipi di terreno di cui la fig. 19.36 mostra la diversa amplificazione dell'accelerazione (per un oscillatore semplice):

Tipo S_1: *a*) Roccia lapidea (velocità onde di taglio > 800 m/sec).

b) Deposito di roccia sciolta compatta (sabbia, ghiaia, argilla) di spessore < 50 m.

Tipo S_2: Deposito di roccia sciolta incoerente o argilla dura per spessore > 50 m.

Tipo S_3: Deposito di roccia sciolta: sabbia e argilla di consistenza da soffice a media, di spessore > 10 m.

Per questi tre tipi di terreno l'A.T.C. [1] indica fattori di fondazione rispettivamente: $C_{f1} = 1{,}0$; $C_{f2} = 1{,}2$; $C_{f3} = 1{,}5$.

Tale fattore di terreno C_f, può poi essere ancora corretto per tener conto della situazione morfologica del terreno.

Si vuol soprattutto far pesare il rischio che si corre costruendo su pendii di rocce sciolte penalizzando, per l'inclinazione massima consentita di 20°, il fattore di terreno con un coefficiente $\alpha_1 = 1{,}3$. È contemplata l'interpolazione lineare per pendenze inferiori: da 0 a 20°. Tale limitazione vale in particolare per i dossi ove l'effetto sismico risulta notevolmente amplificato.

Resta comunque il divieto di costruire su pendii anche lievi ove sussista il potenziale pericolo di frana, da verificare su superfici di slittamento trattate con la resistenza di taglio residua del terreno.

---

[1] Applied Technology Council (Associated with the Structural Engineers Association of California). L'A.T.C. indica per i depositi una potenza di 250 piedi che è stata qui ridotta a 50 m.

Viene per contro consentito di tenere conto dell'effetto benefico con rocce sciolte dell'interazione terreno-struttura operando una riduzione della forza di taglio, indotta dal sisma al piede dell'opera, variabile da 0 al 30%.

Il problema è trattato dagli autori (ad es. Seed, 1976) analiticamente pervenendo a formule nelle quali interviene lo smorzamento del terreno, il periodo proprio della struttura, l'intensità del sisma ed il rapporto altezza-dimensione di base dell'edificio.

Peraltro, a semplificazione, data la forte aleatorietà dell'effetto di tali cause, sembra ragionevole dosare tale riduzione, di volta in volta, a sentimento, in relazione alle caratteristiche del caso specifico, assumendo un valore della riduzione tanto maggiore quanto più il terreno è soffice e l'edificio è snello, ma anche tanto più pesante è l'edificio (ad esempio il massimo per un edificio reattore). Va comunque sempre tenuto presente il pericolo del rocking per edifici alti su terreni soffici.

Tale premio può anche essere valutato con un ulteriore coefficiente α_2 che tenga conto, come detto, della interazione terreno-struttura. Il valore massimo del 30% di cui si è detto sopra, può essere assegnato a terreni sciolti compatti quali $\alpha_2 = 0{,}7$ mentre per terreni sciolti medi occorre salire ad $\alpha_2 = 0{,}85$.

Se gli edifici, sempre in c.a. sono bassi ovvero alti ma irrigiditi da pareti di taglio semplici o doppie, si sale al valore $\alpha_2 = 0{,}9$. Per edifici in c.a. a pannelli, ovvero in muratura, il premio non va dato e quindi $\alpha_2 = 1{,}0$.

I coefficienti per gli edifici con ossatura in acciaio non sono molto diversi da quelli in c.a.

Con tali criteri viene valutata la natura del terreno, anche in rapporto al periodo proprio della costruzione, con un fattore che assume la forma:

$$C_f = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot C_f$$

Sarebbe logico introdurre anche un altro coefficiente riguardante il tipo della fondazione ma esso è ancor più difficilmente quantizzabile.

Comunque un valore unitario per esso, ossia non richiedere penalizzazione, presuppone un orizzontamento strutturale resistente anzitutto a forze nel suo piano, tale da impedire spostamenti orizzontali relativi; resistente anche flessionalmente quando lo richieda la sovrastruttura, il che vuol dire platea o graticcio di rigide travi nelle due direzioni principali. Se tale condizione non è verificata i valori di C_f vanno aumentati anche del 20%.

A questo proposito però va considerata l'interazione fondazione-elevazione per cui una fondazione flessionalmente rigida ha effetto di salvaguardia della elevazione e quindi è necessaria solo se può raggiungersi un rapporto elevato rigidezza delle fondazioni-somma delle rigidezze degli orizzontamenti in elevazione. Nel caso ad esempio di un alto edificio a pannelli la rigidezza della fondazione non può intervenire mentre essa è decisiva per un edificio deformabile.

Comunque va detto che fondazioni deformabili, ad esempio del tipo a plinti direttamente poggianti sul terreno ovvero su pali resistenti solo per aderenza laterale (sospesi), sono da evitarsi con terreni del tipo S_3.

19.4.9 Sintesi dei criteri di progettazione delle fondazioni in zone sismiche.

In quanto precede si è cercato di fare il punto sull'attuale conoscenza del comportamento del terreno investito dal sisma e della influenza della sua natura sulla risposta dell'opera, ma appare non inutile che le cognizioni svolte vengano integrate da alcune considerazioni di pratica progettazione che possano guidare il progettista di fondazioni in zone sismiche, considerazioni che scendono più dal buon senso e dall'esperienza di casi vissuti che dalla teoria.

Anzitutto deve dirsi, per quanto possa sembrare ovvio, che quando in determinate zone qualità intrinseche ed estrinseche del sottosuolo si presentano particolarmente sfavorevoli a conseguire soluzioni sicure anche mediante una accorta progettazione, si deve avere il coraggio di rinunziare a costruirvi. Quindi vanno individuate quelle aree « infette » ove il rischio di gravi danni, all'intervento del sisma, stia su una probabilità troppo elevata.

Non ci si poggerà quindi su rocce sciolte (incoerenti o coerenti) di densità inferiore alla critica (n. 19.4.4.4) od anche di poco superiore, tanto più se esse, a loro volta, poggiano su roccia lapidea a breve profondità, a meno di operare bonifiche preventive. Non si costruirà in presenza di faglie attive ed anche inerti, pur ricoperte da rocce sciolte, nè su pendii con inclinazione superiore a 20° e tanto meno se franosi, non solo con scoscendimenti in atto ma anche potenziali e tanto meno in prossimità di cigli. Nel caso che si debba fondare su pendii sono opportune opere di salvaguardia, come realizzato mediante applicazione di lunghi ancoraggi per le fondazioni del viadotto di Catanzaro (fig. 19.52).

Si è visto come fabbricati alti, e quindi fortemente flessibili, vorrebbero fondazioni su rocce lapidee mentre su queste fabbricati rigidi (ad esempio bassi fabbricati, ovvero fabbricati a pannelli portanti) risultano maggiormente sollecitati. Quindi fabbricati flessibili e terreni soffici, come pure fabbricati rigidi e terreni lapidei vanno male d'accordo nello scuotimento sismico.

Il Duke, dall'osservazione di edifici fondati su rocce sciolte, durante 36 terremoti in località diverse, desume appunto che edifici flessibili subiscono su tali terreni danni maggiori di quelli rigidi.

Tale risultato non va però interpretato nella sua generalità senza un esame critico esteso al rapporto rigidezze elevazione-fondazione. È da ritenersi infatti che il diverso comportamento del fabbricato deformabile e di quello rigido non sia dovuto solo ad una diversa interazione terreno struttura bensì anche al fatto che nei fabbricati rigidi i cedimenti differenziali per sismi di media intensità sono ostacolati. Ciò perchè la struttura in elevazione, essendo rigida, cede rigidamente sul terreno (abbassandosi ed eventualmente ruotando) senza danneggiarsi, mentre i fabbricati deformabili con fondazioni anche deformabili o discontinue (ad esempio su plinti), subiscono facilmente cedimenti differenziali.

Da tale considerazione consegue che munendo di fondazioni molto rigide fabbricati deformabili su rocce sciolte cedevoli, come ad esempio possono realizzarsi con pareti cementizie ricavate nei piani scantinati, in modo da ottenere

una struttura scatolare, si può salvare la sovrastruttura preservandola da cedimenti differenziali e ciò con criterio analogo a quello da tempo indicato (edizioni precedenti del volume) indipendentemente dal sisma, per le costruzioni su terreni cedevoli. Ugualmente di casi per edifici in muratura.

Con terreni, poi, del tipo S_3 (n. 19.4.8) ed anche per situazioni intermedie fra S_2 ed S_3, ove si adottino fondazioni dirette può essere consigliabile la soluzione di platea approfondita in modo da compensare parzialmente o totalmente il peso dell'edificio, con attenzione però all'azione laterale del terreno.

Ad evitare pericolose estrapolazioni da quanto detto, va rilevato che complessi edificatori molto rigidi anche in elevazione, e quindi di bassa duttilità, quali i fabbricati a pannelli portanti, sono resistenti ma fragili per la presenza dei giunti e quindi essi, tanto più se fondati su roccia lapidea, si comportano bene solo fino ad una certa magnitudo del sisma poichè quando si raggiunge la resistenza limite dei giunti, e qui giuoca molto il fattore « durata del sisma », le distruzioni sono repentine e complete.

Uno degli errori che si commette frequentemente nel ristrutturare vecchi fabbricati in zona sismica, fondati direttamente su terreni soffici ma ormai consolidati dopo tanti anni dal peso dei fabbricati stessi, è proprio il sottofondarli con pali per raggiungere il terreno solido.

L'intervento razionale è invece di irrobustire ed irrigidire la struttura basamentale onde preservare il fabbricato dai cedimenti differenziali ma lasciare sempre l'appoggio sulla stratificazione soffice al cui effetto smorzante della scossa va il merito di avere evitato danni peggiori.

Nella progettazione di opere particolari, di limitata ampiezza ed in cui la risposta alle azioni sismiche è notevole, quali le alte pile dei viadotti, va considerata invece la convenienza dell'approfondimento delle fondazioni perchè maggiore è la profondità di posa, minore è il danno sismico in quanto meno sentito è l'effetto delle onde superficiali (Cap. 11) e maggiore è la pressione litostatica. Potrebbe poi risultare conveniente di evitare il contatto della fondazione con il terreno perimetrale isolandola per un tratto superficiale con una intercapedine.

La casistica mostra poi che, in linea generale, i fabbricati con intelaiatura in c.a. subiscono danni ridotti, anche per forti scosse, quando le strutture siano dotate di elevata duttilità complessiva con fattore superiore anche a 5. Ciò vuol dire progettare con particolare attenzione le armature, principalmente le staffe in prossimità di nodi in modo che, contenendo il conglomerato, predispongano cerniere plastiche ad elevata duttilità nelle travi ed assicurino esuberante resistenza ai pilastri che devono sempre sopravvivere ad evitare il collasso.

Soprattutto quando il complesso sia organizzato con sensibilità agli effetti di azioni dinamiche trasversali ed alla doppia funzione del terreno come corpo di trasmissione della perturbazione sismica e, nello stesso tempo, come corpo di sostegno dell'opera.

La questione della scelta della pressione di contatto ammissibile per le fondazioni dirette in zona sismica deve essere considerata attentamente. Si sente dire, a volte, che, nel dimensionamento delle fondazioni su terreni soffici,

conviene avere elevate pressioni di contatto, in modo che questi si trovino più addensati dallo stesso peso della costruzione, quando interviene il sisma. Il criterio di fare assegnamento su tale compattamento del terreno è discutibile.

È necessario, invece, consentire punte massime delle pressioni di contatto maggiori dei valori medi ammissibili, nella verifica dell'azione sismica orizzontale. Altrimenti, se si dimensionassero tutte le parti della fondazione, considerando l'azione ondulatoria, per un unico valore delle pressioni di contatto, avverrebbe che, in assenza di sisma le varie parti della fondazione avrebbero pressioni di contatto del tutto diverse e quindi in regime statico si avrebbero assestamenti differenziali con evidenti danni alla sovrastruttura. Ad esempio, per un alto fabbricato potrebbero risultare per il carico permanente fondazioni esuberanti, e quindi cedimenti minori, per le file esterne dei pilastri, più sollecitati dalla azione orizzontale: ciò sarebbe evidente causa di dissesti.

Occorre, quindi, dimensionare sempre la fondazione per i carichi statici, ossia in assenza del sisma, adottando delle pressioni di contatto scelte in modo che, nella verifica sismica non si superino le pressioni locali, ammissibili in regime dinamico (circa il 50% maggiori di quelle statiche). La maggiorazione giustificata dalla breve durata di uno scuotimento sismico dipende dalle proprietà dinamiche del terreno. Sarà maggiore per un terreno coerente SC, sarà minore per uno incoerente a densità non elevata. Una analisi dei coefficienti di sicurezza basata sui criteri nel Cap. 12 è particolarmente opportuna precisando però che non si riduce il rischio solo aumentandone i valori.

Opere di bonifica, oltre che con preconsolidamento per carichi, possono realizzarsi con palificate di costipamento, anche di piccola lunghezza, che hanno il benefico effetto di ancorare la struttura al terreno; pali in legno sono ottimi perchè meno rigidi. Vi sono poi vari sistemi di compattazione: costruzione di rilevati provvisori, drenaggi, vibroflottazione ecc. (v. Cap. 20).

In complesso si può dire che sono le rocce sciolte a richiedere uno studio più accurato e quindi, oltre a considerare la possibilità di migliorarne le caratteristiche e principalmente la loro densità, occorre rivolgere l'attenzione alla scelta del più idoneo sistema di fondazione ed alla determinazione del suo dimensionamento, particolarmente nel rapporto delle rigidità fondazione-elevazione. Con le rocce lapidee la soluzione è più evidente, richiedendosi solo che le strutture siano sufficientemente incassate in esse, in modo da escludere il pericolo di scorrimenti per scossa ondulatoria, e può dirsi che risultano superflui i collegamenti orizzontali fra gli elementi fondali perchè, se si dovesse produrre la rottura della roccia, nessuna struttura sarebbe capace di opporvisi.

La scossa sussultoria produce, alla base delle opere fondate su roccia lapidea, incrementi dinamici della pressione anche oltre il doppio della pressione di contatto statica, ma ciò non preoccupa per la stabilità delle fondazioni dati i forti margini di sicurezza che si assumono nel fissare le pressioni di contatto delle rocce lapidee.

Una roccia lapidea, se da un lato consente una buona fondazione, ed esclude quindi il pericolo di cedimenti differenziali, è sotto un altro aspetto sfavorevole per la sovrastruttura, alla quale porta la scossa sismica sussultoria, ma soprat-

tutto ondulatoria, con minimi smorzamenti, cosicchè l'attenzione va posta principalmente alla sovrastruttura. Quindi nelle zone sismiche il progetto della fondazione è ancora più strettamente legato a quello dell'elevazione ed occorre contemporaneamente agire su ambedue per ottenere complessi antisismici.

Con le rocce sciolte assume invece particolare rilievo la necessità di avere, come detto, rigide fondazioni, poichè i maggiori dissesti delle strutture sottoposte a terremoti sono provocati da cedimenti differenziali dovuti sia alla scossa ondulatoria sia a quella sussultoria che, contrariamente a quanto si suole considerare, a volte è tutt'altro che trascurabile.

I criteri di progettazione delle fondazioni su rocce sciolte in zone sismiche sono quindi molto simili a quelli richiesti dalle normali costruzioni fondate su terreni fortemente cedevoli ed infatti l'azione dinamica sulle rocce sciolte ha l'effetto di peggiorarne le caratteristiche meccaniche.

Peraltro, come detto, sono diversi i comportamenti dei terreni incoerenti e di quelli coerenti. Un terreno incoerente manifestando rapidamente l'assestamento può offrire immediati cedimenti differenziali al corpo sottoposto all'azione dinamica. Un terreno coerente argilloso, se consolidato, si comporta meglio poichè l'acqua integranulare non fa a tempo a permeare ma si comporta peggio se scarsamente consolidato (NC) poichè nascono rapidamente pressioni interstiziali che annullano la resistenza tangenziale e di qui la liquefazione.

Per quanto riguarda l'impiego dei pali può dirsi che essi costituiscono una valida fondazione in zone sismiche. Meglio si presentano i pali di diametro normale o piccolo, perchè conferiscono una buona duttilità alla fondazione ma debbono essere armati per tutta la loro lunghezza fino alla base, ed anzi se incastrati in un terreno solido l'armatura è ivi ancor più necessaria. In terreni molli è raccomandabile l'involucro di lamierino di forte spessore. In zone a forte sismicità sono sconsigliabili pali di grosso diametro più rigidi e maggiormente investiti dallo scuotimento del terreno. I pali debbono essere poco caricati e frettati in modo da conseguire elevata duttilità e quindi attitudine ad assorbire l'energia sismica.

I pilastri poi vanno considerati come un proseguimento delle fondazioni nell'edificio, in particolare dei pali ed anche essi debbono essere poco sollecitati per conseguire elevata duttilità ma non avere sezioni enormi, per soddisfare le esigenze di un banale calcolo sismico, come si vede alcune volte. Si aumenta la massa oscillante, si riduce il periodo e si hanno strutture rigidissime, con ulteriore danno di creare vincoli, quasi fissi, alle deformazioni termiche ed al ritiro, talchè non sono infrequenti fessurazioni negli elementi orizzontali di queste strutture ciclopiche, indipendentemente dal sisma.

Nella progettazione occorre però dosare appropriatamente duttilità e resistenza tenendo conto che a maggiore armatura corrisponde minore duttilità ma maggiore estensione del tratto elastico. Ciò è vantaggioso per i pilastri del piano terra, se privi di pannelli murari, che possono essere di minore sezione.

La rigidezza delle strutture orizzontali è invece benefica poichè fraziona il diagramma dei momenti flettenti dei pilastri, prodotti dalla forze orizzontali.

Edifici con rigidi pilastri e travi a spessore hanno un comportamento a mensola ed è una cattiva soluzione.

Sull'ultimo argomento trattato in questo capitolo, quello della spinta sulle opere di sostegno, si è già detto che tutti i metodi di calcolo proposti per tenere conto dell'azione dinamica presentano le stesse incertezze, ed in misura ancor maggiore di quelle insite nello stesso problema della valutazione della spinta statica perchè derivano da modelli ben raramente verificati. Peraltro è certo che la vibrazione del terrapieno provoca un aumento della spinta ed un innalzamento della risultante, almeno per il masso incoerente.

D'altra parte sull'incremento di spinta sulle opere di sostegno, durante un sisma che ha breve durata, intervengono fattori favorevoli, a cui non si dà peso per la spinta statica e particolarmente la coesione quasi sempre presente, anche se apparente, e che non è vulnerabile all'azione dinamica come ad una azione prolungata nel tempo.

Si può quindi concludere che per la indeterminatezza del problema non è giustificato ricorrere a procedimenti di calcolo complessi, nella speranza di av vicinare la realtà, e quindi sono accettabili i metodi più semplici, ai quali è stato fatto cenno, anche se scarsamente approssimati.

Nel calcolo del muro è invece importante considerare l'azione dinamica dovuta alla stessa massa del muro ed al prisma di terreno che si sposta con il muro. Ciò è particolarmente sentito nei muri a sbalzo per i quali si deve includere il terreno gravante sulla soletta di base.

Nel concludere sull'evento sismico non si può fare a meno di riflettere sulla convenienza che anche per il progetto della fondazione in zone sismiche ci si vada orientando verso l'uso dell'analisi dello stato limite ultimo non solo della sezione ma di tutto il complesso strutturale, terreno-struttura, per il terremoto di progetto per il quale deve essere escluso solo il rischio di collasso. Ciò considerato anche che le norme sismiche vogliono cautelare l'opera dal collasso pur accettando che per il massimo sisma possono prodursi dissesti gravi alle sue strutture.

Si vorrebbe inoltre correlare la resistenza della fondazione a quella della elevazione al limite del collasso, ad evitare che la fondazione non consenta alla elevazione di raggiungere la sua massima resistenza e nello stesso tempo non avere fondazione inutilmente esuberanti rispetto all'elevazione.

Semplificando il problema, fino a prescindere dall'interazione fondazione elevazione pur sensibile in prossimità del collasso, si potrebbe addirittura progettare la fondazione in zona sismica con riferimento al suo stato limite ultimo determinato dall'azione delle massime forze che la sovrastruttura è in grado di trasmettere in prossimità del suo collasso (secondo il sisma di progetto).

I cosiddetti stati limiti di esercizio possono intervenire per assicurare l'integrità strutturale per sismi più probabilmente frequenti meno gravosi del massimo prevedibile (primo sisma di progetto) consentendo danni solo alle strutture portate a cui è affidato l'assorbimento d'energia proprio attraverso la loro distruzione.

BIBLIOGRAFIA

RICHART F. E., HALL J. R., WOODS R. D., « *Vibrations of Soils and Foundations* », Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1970).

SEED H. B., « *Soil Problems and Soil Behavior* », in « *Earthquake Engineering* », a cura di WIEGEL, R. L., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).

SEED H. B., IDRISS I. M., « *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis* », E.E.R.C., Report N. 70-10, University of California, Berkeley, California U.S.A. (1970).

SEED H. B., IDRISS I. M., « *Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes* », ASCE Jnl. of Soil Mech. and Found. Div. (Jan. 1969).

SEED H. B., WHITMAN R., « *Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads* », ASCE Specialty Conf. Ithaca, N. Y. (1970).

BARKAN D. D., « *Dynamics of Bases and Foundations* », Mc Graw-Hill, N. Y. (1962).

WHITMAN R. V., RICHART F. E., « *Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations* », Jnl. Soil Mech. and Found Div. ASCE, Vol. 93 (1967).

PRAKASH S., BASAVANNA B. M., « *Earth Pressure Distribution Behind Retaining Walls During Earthquakes* », 4° Conf. Mond. Ing. Sism. Santiago del Cile (1969).

PENZIEN I., « *Soil-Pile-Foundation-Interaction* », in « *Eeathquake Engineering* », a cura di WIEGEL, R. L., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. Y. (1970).

NOVAK M., *Dynamic Stiffness and Damping of Piles*, Canadian Geotechnical Journal, N. 11 (1974).

BLUME, NEWMARK, CORNING, « *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions* », P.C.A. Chicago (1961).

TERZAGHI, « *Theoretical Soil Mechanics* », J. Wiley.

RAUSCH, « *Maschinen Fundamente und andere dynamische Bauaufgaben* ». Vertrieb VDI G.M.B.H. Berlin (1943).

NEWMARK-ROSENBLUETH, « *Fundamentals of Earthquake Engineering* » Prentice-Hall, Englewood Cliffs (1971).

OKAMOTO S., « *Introduction to Earthquake Engineering* » University of Tokyo Press (1973).

MELE M. (A cura di), « *Ingegneria Sismica* » Springer Verlag - CISM, Udine (1976).

LOMNITZ-ROSENBLUETH, « *Seismic Risk and Engineering Decisions* » Elsevier Publishing Company, Amsterdam (1976).

A.T.C, *Tentative Provisions for The development of Seism Regulations for Buildings.* Washington, June 1978.

CAPITOLO 20

DISSESTI E CONSOLIDAMENTI DELLE FONDAZIONI

20.1 Manifestazioni dei dissesti.

Il consolidamento della fondazione di un'opera è la terapia dei dissesti dovuti ad inadeguatezza del sistema di fondazione, in rapporto alla natura del sottosuolo e, non raramente, ad un aggravamento delle azioni: ad esempio, per la costruzione di una sopraelevazione su un fabbricato ovvero, anche, per mutate condizioni locali, quali scavi o riporti, o traffico pesante nelle adiacenze dell'opera ovvero per subsidenze naturali od artificiali.

La manifestazione più frequente, ed anche più significativa del dissesto imputabile alla fondazione, è l'apparizione di fessure nelle strutture murarie dell'elevazione, siano esse portanti che di tamponamento di intelaiatura in c.a. od in acciaio. Le fessure sono sintomo di cedimento differenziale del basamento e compaiono, in generale, alcun tempo dopo il completamento dell'opera; esse infatti hanno origine da uno stato di coazione il cui processo può avere inizio durante lo stesso corso dei lavori di costruzione. Con i terreni peggiori il fenomeno si evolve lentamente, manifestandosi esternamente dopo che è stata vinta la resistenza del materiale.

Per tale ragione la fessurazione ha inizio nei primi anni di vita dell'opera, in generale nei primi dieci anni, a meno che l'equilibrio del sottosuolo venga successivamente alterato da fatti nuovi che possono intervenire in qualsiasi momento, anche a età avanzata. Il fenomeno appariscente prosegue con continuità ovvero è discontinuo per scarico dell'energia accumulata ad intermittenze nel tempo.

Il quadro fessurativo denuncia il carattere del movimento ed ove le lesioni abbiano una distribuzione sistematica, consente la individuazione della deformazione della struttura e quindi dell'andamento del cedimento differenziale del terreno.

Nella fig. 20.1 si vede, ad esempio, il quadro fessurativo di un fabbricato per uno stato di sollecitazione di flessione e taglio, corrispondente ad una deformazione sinclinale. I tracciati delle lesioni sono guidati dalla rete delle isostatiche di trazione, trattandosi di materiale debole a trazione, ma anche da percorsi

di minore resistenza e quindi il tracciato di una lesione viene, in generale, richiamato da cause locali quali la presenza di vani, di canne fumarie, di riprese non ammorsate delle murature ecc.

Nell'analisi del quadro fessurativo va tenuto presente che le lesioni verticali di trazione su flessione nella deformazione sinclinale dell'edificio non si estendono in basso e si verificano solo schiacciamenti in alto in quanto l'attrito sul terreno impedisce scorrimenti della base del fabbricato, mentre lesioni di apertura si producono in alto su deformazioni anticlinali.

Va anche detto che le lesioni delle murature non sono una sicura testimonianza della colpevolezza del terreno di fondazione. Per accertarsene, e poter decidere della necessità, o meno, di intervenire e programmare seri interventi nelle fondazioni, non è quindi sufficiente basarsi sulle manifestazioni visive,

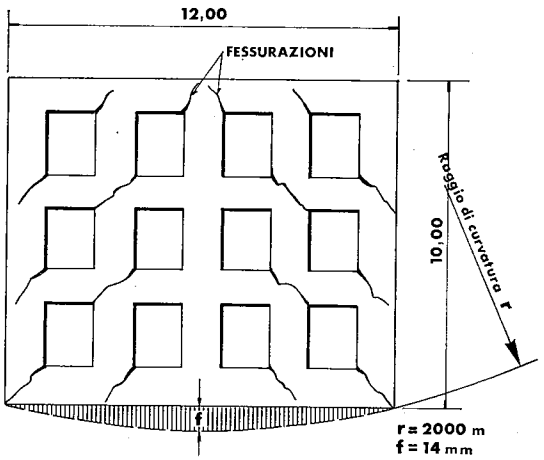


Fig. 20.1 – Quadro fessurativo caratteristico per una deformazione sinclinale di un fabbricato.

bensì occorre predisporre sui fabbricati le basi per una rete di livellazione che controlli l'evoluzione del movimento. Naturalmente queste vanno ripetute per un certo tempo in quanto sono le derivate prima e seconda della legge del cedimento rispetto al tempo, sintomatiche dell'attività e gravità del fenomeno.

Qualora il segno della derivata seconda mostri che il cedimento non tende a smorzarsi, le livellazioni saranno seguite da indagini geotecniche del sottosuolo, se questo non è conosciuto, così da avere gli elementi per progettare consapevolmente le opere di consolidamento. Se il moto è cessato e l'analisi dell'ambiente assicura che la causa si è assopita non vi è ragione di intervenire nelle fondazioni.

Cedimenti differenziali dannosi, non per la stabilità delle costruzioni, bensì per la loro agibilità, possono aversi, ove si verifichi una inclinazione per moto rigido, pur essendo l'insieme indeformabile. In tal caso non sempre appaiono fessurazioni ma, se l'inclinazione è forte, oltre al disagio degli utenti può aggravarsi la situazione statica di alcuni elementi della struttura portante, per intervento delle eccentricità dei carichi. Tale è il caso del complesso edilizio della

fig. 20.2 fondato su pali di 40 cm di diametro in un terreno alluvionale recente con bedrock a profondità variabile (20 m da un lato del fabbricato e 40 dall'altro).

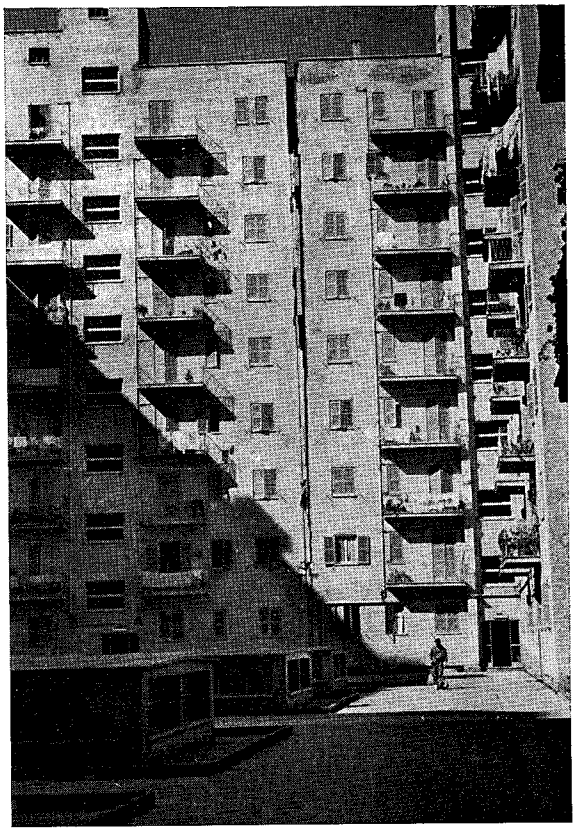


Fig. 20.2 – Fabbricato in Roma dissestato per diversa portanza dei pali di fondazione.

La diversa portanza dei pali, per effetto anche dell'esecuzione di rilevati stradali nell'intorno, ha causato dissesti dell'opera per rotture di tramezzature e strutture in c.a., con inclinazione dei pavimenti così rilevante da rendere un corpo del complesso edilizio inabitabile e pericoloso, al punto di richiederne la demolizione.

20.2 Le cause dei dissesti.

20.2.1 Cedimenti differenziali.

È principalmente il cedimento differenziale della fondazione, più che l'assoluto, a produrre il dissesto dell'opera, essendo però il primo sempre collegato al secondo nel senso che a maggiori cedimenti assoluti corrispondono maggiori cedimenti differenziali (v. capp. 8 e 13).

Nell'analisi delle cause dei dissesti, dovuti alle fondazioni, occorre distinguere le nuove dalle antiche costruzioni. Per le nuove può attribuirsene la causa ad inadeguatezza delle fondazioni, per le vecchie all'età, ma più frequentemente ad intervento di fatti nuovi.

Cedimenti di forte entità sono caratteristici dei terreni coerenti ed hanno sempre un lento decorso, strettamente legato alla lenta evoluzione della pressione interstiziale, nel processo di consolidazione che si prolunga per molto tempo, dopo ultimata la costruzione, per impegno della componente viscosa, provocando i dissesti. I cedimenti dei terreni incoerenti hanno invece minore entità, e quindi lo sono i differenziali ma sopratutto questi cedimenti sono rapidi tanto da venire scontati, per la maggior parte, nello stesso periodo di edificazione dell'opera, cosicchè le strutture si adattano nel tempo più facilmente senza soffrirne, almeno apparentemente.

Sono quindi i terreni coerenti, gli argillosi, che si assestano gradatamente provocando dissesti che si manifestano progressivamente in tempi molto lunghi.

Anormali comportamenti delle fondazioni, generalmente, non sono dovuti ad unica causa e si può dire che per il 25% dei casi vi concorrono modifiche dello stato del sottosuolo prodotte dall'acqua (v. 20.2.2).

Frequenti sono pure le alterazioni indotte da costruzioni vicine, o comunque esecuzione di opere nel terreno limitrofo.

Molte sono le cause sorte durante la vita dell'opera ma frequentemente esse vanno collegate all'origine della costruzione per inadeguatezza delle fondazioni anche in relazione alla distribuzione della capacità portante offerta dal terreno. A volte vengono realizzate fondazioni su terreni in pendii potenzialmente instabili concepite come per terreni pianeggianti, cosicchè aver edificato in quel sito è un errore.

Frequente poi è l'errore di aver studiato il problema su sezioni piane, senza averne avvertito il diverso comportamento tridimensionale.

Oltre all'eterogeneità della consistenza del sottosuolo in direzione orizzontale, dovuta ad es. a forte variazione della potenza di una stratificazione cedevole, è anche frequente causa di dissesto la non congruenza della distribuzione degli elementi resistenti del sistema fondale con la distribuzione dei carichi permanenti, due fatti, questi, che producono effetti analoghi.

Di tutto ciò è stato detto al Cap. 1 ove è messa in rilievo la vastità del quadro delle possibili cause di dissesto che ogni volta ne rende oltremodo difficile la precisa individuazione. Il successo di un intervento su una fondazione, disordinatamente cedevole, dipende proprio dalla buona conoscenza delle cause che hanno richiesto l'intervento del tecnico.

Si è visto anche, però, come molte volte trattasi di una insidia in agguato, che può sfuggire anche alla mente più esercitata all'indagine geotecnica. Quindi negli insuccessi può dirsi che, eccettuati i casi di grave trascuratezza nelle indagini del terreno, più che di colpa del progettista deve parlarsi di sfortuna.

I movimenti delle fondazioni sono o verticali o accompagnati da una componente orizzontale di lieve entità, a meno che trattisi di fenomeni franosi; difficilmente sono esclusivamente orizzontali. Se verticali uniformi sono sop-

portabili dall'elevazione senza danno ma possono provocare rottura di collegamenti dei servizi con l'esterno (tubazioni, fogne), con perdite di liquidi che, immettendosi nel sottosuolo, ne menomano ulteriormente la resistenza.

Moti di fondazione, non esclusivamente verticali, possono essere dovuti a scoscendimenti su stratificazioni inclinate a franappoggio, per lenti fenomeni di creep naturali o prodotti da manomissioni del terreno a valle. Anche su morfologia pianeggiante possono verificarsi spostamenti orizzontali delle opere, per cedimento di strutture di sostegno o per lavori di scavo, quali esecuzione di gallerie o per dewatering.

Parlando dei moti verticali delle fondazioni, implicitamente, si intende sempre che debba trattarsi di cedimento ma vi sono dei casi di dissesto provocati da innalzamento della fondazione, per bradisismi dovuti a scorrimenti sotterranei, o rigonfiamenti di stratificazioni che vengano a contatto dell'acqua. Noto è il caso di un ponte ferroviario in Lucania che ha subito il rialzamento di una pila di alcune decine di centimetri, tanto da rendere l'opera inagibile, e noti pure sono gli eventi di Pozzuoli.

20.2.2 Il caso particolare della subsidenza.

20.2.2.1 *Generalità.* — Un fenomeno molto diffuso nel nostro Paese, che si pone ai primi posti nella classifica delle cause di dissesto delle costruzioni, è la subsidenza del terreno, intendendosi per « subsidenza » un lento consolidamento del sottosuolo, che si manifesta in un abbassamento della superficie, anche se il significato di origine della parola è di decantazione delle particelle fini in sospensione in acqua. L'abbassamento dei livelli del sottosuolo alle varie quote, che è massimo in superficie, si smorza con la profondità.

Il fenomeno di subsidenza può avere origini diverse, naturali ed artificiali. Per fenomeno di subsidenza si intende più frequentemente l'incremento delle pressioni efficaci negli strati cedevoli prodotto da abbassamento della piezometrica. Ma effetto analogo, ossia di incremento delle pressioni interstiziali in stratificazioni cedevoli con abbassamento della superficie del terreno, si consegue anche per apporti terrigeni naturali, per trasporti fluviali, sia per applicazione di pesi sulla superficie del suolo ed in particolare di terreno, come avviene ad es. nei centri abitati per quota del P.R. maggiore di quella di campagna.

La subsidenza può provocare cedimenti differenziali nelle fondazioni superficiali per azione diretta ed in quelle profonde (pali) indirettamente per intervento del cosiddetto attrito negativo.

20.2.2.2 *Subsidenze naturali.* — Subsidenze naturali, in misura più o meno sentita, sono in atto in tutti i terreni giovani, cosiddetti cedevoli, a fine granulometria e saturi. A differenza dei terreni granulari, di pronta risposta, tali terreni tendono, nel tempo, a passare lentamente dallo stato di sottoconsolidazione naturale a quello corrispondente alla locale pressione geostatica efficace.

Sono questi terreni, e soprattutto i sedimi recenti, che si rinvengono in pros-

simità di quei corsi d'acqua che restringendosi hanno perso la maestosità delle ere remote, sedimi costituiti da limi con elevata componente argillosa e grado di saturazione prossimo al 100%. Tali tipi di terreno hanno in genere solo una crosta superficiale consolidata per essiccamento e si estendono per profondità diverse ma difficilmente inferiori ai 20 m.

Le manifestazioni di subsidenza si attenuano gradualmente nel tempo se la causa motrice è stazionaria. Il fenomeno può avere invece decorso accelerato se la causa è in evoluzione, come avviene, ad es., per apporti terrigeni agli estuari dei fiumi, ovvero per continuo abbassamento della piezometrica di una falda per emungimento, che possa portare anche successive emersioni di strati.

Una subsidenza differenziata nell'area di impronta di una costruzione provoca danni se ingenera in essa curvature negli elementi strutturali ma, anche se a deformazione piana, può provocare inagibilità per inclinazione rigida eccessiva del complesso.

Subsidenze naturali anche notevoli sono meno dannose per le opere se la causa agisce su largo raggio ed il terreno presenta uniforme caratteristiche meccaniche poichè, allora, l'azione differenziata non è percettibile in aree poco estese, quali le aree di impronta dei fabbricati.

Influiscono peraltro sulla rete urbana delle fognature, sugli impianti di depurazione ed in tutti i casi in cui il mantenimento del livello dei liquidi su lunghe distanze è essenziale per la funzionalità di un impianto.

Se però fa difetto la condizione della uniformità meccanica del terreno in direzione orizzontale allora possono aversi seri danni alle opere, anche se la causa è uniforme. La risposta del terreno ad un abbassamento piezometrico può essere, infatti, diversa per diversa natura del sottosuolo sia per inclusione di lenti sabbiose ovvero strati di argilla di potenza variabile, sia, più frequentemente di quanto non si creda, per variabile grado di consolidazione di uno stesso strato cedevole.

Una variazione del grado di consolidazione, anche in brevi tratti, può infatti essere stato causato dalla azione di preesistenti pesi poi asportati, quali rilevati od anche costruzioni poi demolite, che abbiano prodotto azione di precarico localizzata.

Del resto lo stesso terreno sottostante ad una costruzione è diversamente consolidato al centro ed alla periferia e questa può già essere causa di differenziazione della subsidenza poichè l'incremento di pressione efficace agisce su tratti diversi della curva di compressibilità del terreno cedevole e quindi su tratti a diversa tangente.

E non solo è temuta una variazione della cedibilità lungo uno strato ma anche della sua permeabilità perchè, se questa varia, la consolidazione, evolvendosi con velocità diversa, da luogo a luogo, può provocare, ad un certo tempo, un diverso assestamento delle varie zone di terreno sottostante un'opera.

20.2.2.3 *Subsidenze artificiali.* — Più diffuse, ed ancora più temute dalle costruzioni, sono le subsidenze da cause artificiali che, essendo più localizzate

ed investendo quindi aree meno estese, possono avere differenziazioni sensibili, anche nel ristretto impianto di una costruzione.

La causa più frequente della subsidenza artificiale è l'estrazione di liquido dal sottosuolo e, in misura certamente minore, di gas. Principalmente è la coltivazione di falde che, dal principio del secolo, con la diffusione delle pompe sommerse, si è andata sempre più approfondendo alla ricerca di falde più generose, mentre contemporaneamente le aree con pozzi sono andate aumentando.

Se l'attenzione è rivolta, generalmente, alla variazione delle falde superficiali sono, in realtà, quelle profonde a produrre le maggiori subsidenze di più lunga durata. Gli abbassamenti delle piezometriche in stratificazione profonde sono, a volte, rilevanti, anche oltre i 30 m, con velocità di caduta di molti metri all'anno ove l'emungimento sia continuo ed intenso.

Fig. 20.3 – Fratture delle murature del Palazzo Ducale di Modena, prodotte dalla subsidenza del terreno di fondazione.

Un caso tipico di subsidenza artificiale, ma estesa, e per la quale il danno maggiore proviene da disomogeneità del sottosuolo, è quello della città di Modena ove l'abbassamento della piezometrica di una falda, ospitata da una stratificazione ghiaiosa relativamente profonda, ha trovato due zone della città l'una a sud-ovest e l'altra a nord-est, separate da una linea netta, che hanno risposto, e stanno rispondendo, in modo diverso ad un abbassamento della falda sia pure uniforme, creando gravi danni ai fabbricati.

Ne hanno sofferto, in particolare, i fabbricati che si sono trovati a cavallo di tale linea quale il Palazzo Ducale che, per di più, essendo molto esteso è risultato più vulnerabile degli altri fabbricati al fenomeno. La fig. 20.3 mostra una frattura verticale estesa a tutta l'altezza del palazzo.

Altra nota situazione di disagio per abbassamento della falda è quella della città di Milano. Nella fig. 20.4 è rappresentato un grafico delle isoipse di

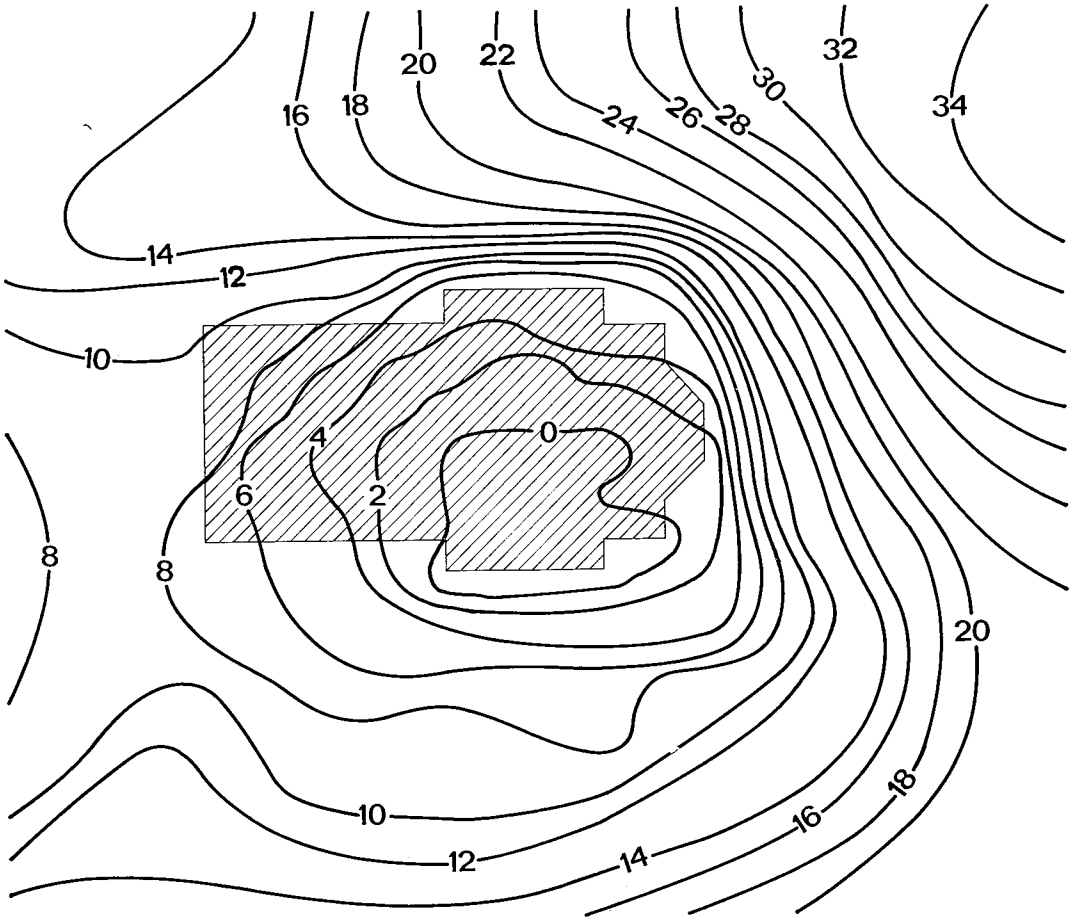


Fig. 20.4 – Isoipse di subsidenza del suolo del Duomo di Milano (quote in mm).

subsidenza (per gradienti di 2 mm) della zona del Duomo che evidenziano sensibili differenziazioni, in un periodo di 8 anni, a cui non è estraneo il carico del Duomo stesso. La subsidenza ha contribuito ad accentuare i dissesti delle strutture, tanto che si sta procedendo ad un massiccio intervento di consolidamento.

Subsidenze sono anche dovute, alcune volte, a cause temporanee, quali

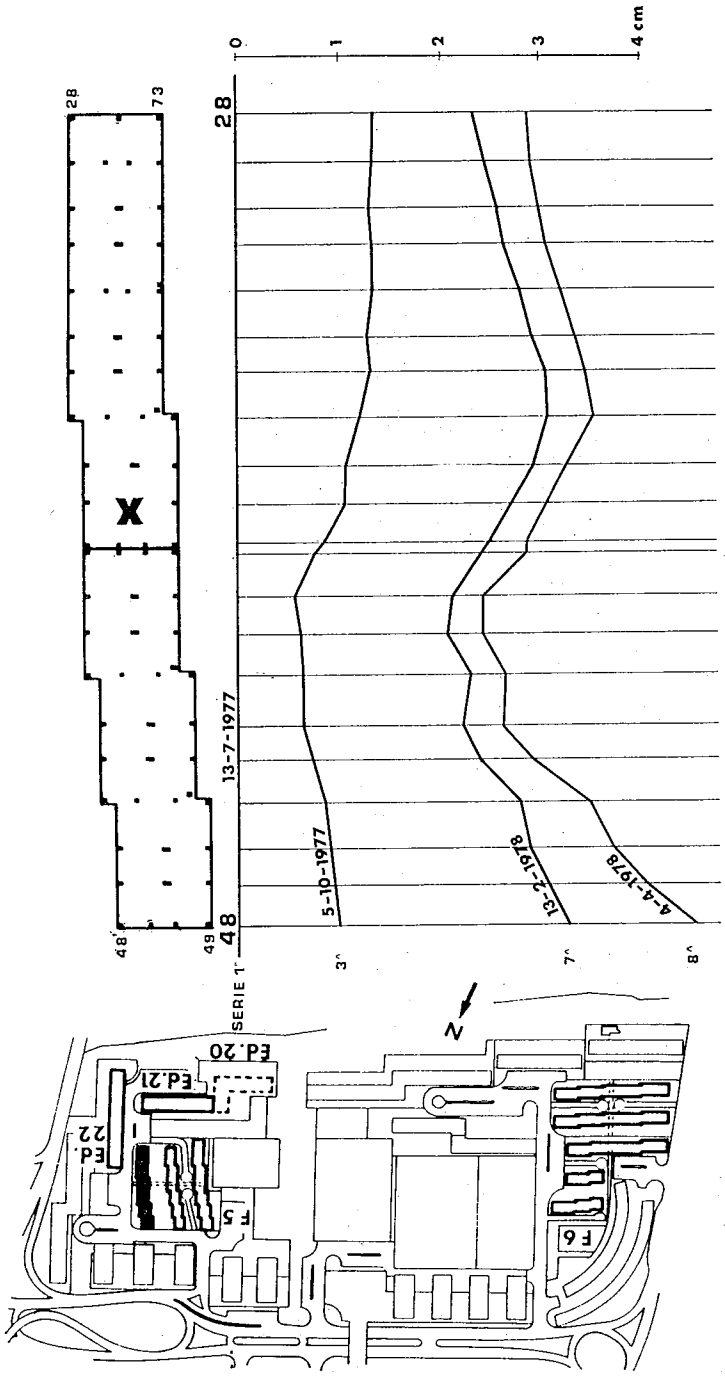


Fig. 20.5 – Decorso dei cedimenti in un periodo di 9 mesi di un complesso edilizio per subsidenza dovuta a riporti di terreno dello spessore variabile da 2 a 4 m sopra alla superficie di campagna, per raggiungere la quota del P.R.

prosciugamenti per esecuzione di scavi ad es. per impianti di well-point che provocano nelle vicinanze curvature della falda superficiale e conseguenti deformazioni del terreno (v. 15.1.3).

Fra i fenomeni che possono ancora includersi nella subsidenza, riteniamo di annoverare, per equivalenze nel risultato di aumentare le pressioni efficaci, anche quelli che hanno una particolare origine nella quale la falda è estranea: è il caso dei riporti di terreno che agendo su raggio limitato, hanno effetto ancor più dannoso per le opere, essendo più sentita la differenziazione dei cedimenti. Molto frequentemente tali riporti sono imposti dagli stessi Piani Regolatori redatti da tecnici che dimostrano scarsa sensibilità alle esigenze delle costruzioni in rapporto alla natura del sottosuolo.

A tale riguardo può citarsi il caso di una zona di Roma ove il P.R. ha previsto una quota del finito maggiore di quella originaria di campagna, su un sottosuolo per notevole profondità di natura alluvionale, fortemente cedevole ed eterogeneo. Nonostante il riporto sia stato eseguito alcun tempo prima della costruzione dei fabbricati, il consolidamento del terreno si è manifestato fortemente differenziato principalmente per la variabilità dello spessore del riporto e quindi del carico circa da 2 a 4 m, essendo la superficie originaria di campagna sensibilmente ondulata. La subsidenza, di cui la fig. 20.5 mostra il rapido decorso, ha prodotto gradualmente gravissimi dissesti dei fabbricati, che sono stati insediati nella zona, benchè questi fossero di modesta altezza (2 piani) e fondati su lunghi pali.

Pertanto i cedimenti differenziali non sono stati certo prodotti da carico eccessivo sulle fondazioni bensì dall'attrito negativo sul tratto superiore dei pali, che ne ha fortemente ridotto la portanza.

Ancor più dannoso, poi, è l'effetto di rilevati stradali eseguiti a ridosso di fabbricati producendo, il peso del rilevato, inclinazione del fabbricato verso di esso. Infatti essendo la immissione di tensioni variabile al disotto del fabbricato ne derivano gravi dissesti nelle strutture che vengono così sollecitate da distribuzione non piana delle reazioni di sottofondo (Cap. 1).

20.2.2.4 *Analisi teorica della subsidenza.* — Lo studio della subsidenza si riallaccia, in modo evidente, alla teoria della consolidazione dei terreni scarsamente permeabili. Anche qui il decorso dell'assestamento delle stratificazioni è legato alla evoluzione della pressione interstiziale (n. 8.3.3) dalla relazione:

$$\Delta u = u_0 - u$$

dove la u è la pressione interstiziale ad un certo tempo del decorso della subsidenza e u_0 è la pressione idrostatica, nello stesso punto, prima dell'avvento del fenomeno. Il fenomeno è analogo a quello per pompaggio di acqua descritto in fig. 7.6.

Sul decorso di una subsidenza dovuta a variazione di falda vi influisce anche la velocità di abbassamento della piezometrica ed anche, per abbattimenti molto prolungati, l'emersione di stratificazioni, prima investite dalla falda in pressione. Se la piezometrica si abbassa lentamente lo strato superiore fa in

tempo a deformarsi in condizioni drenate, altrimenti lo sarà parzialmente (v. fig. 3.46).

La fig. 20.6 mostra un tentativo di schematizzazione, ad un certo istante, della distribuzione delle tensioni nel sottosuolo. La schematizzazione è del tutto teorica in quanto la variazione delle tensioni con la profondità, rappresentate con linee quasi rette, è tuttaltro che lineare. Naturalmente in presenza di una costruzione andrebbe considerato anche il diagramma delle pressioni indotte dal carico della costruzione stessa.

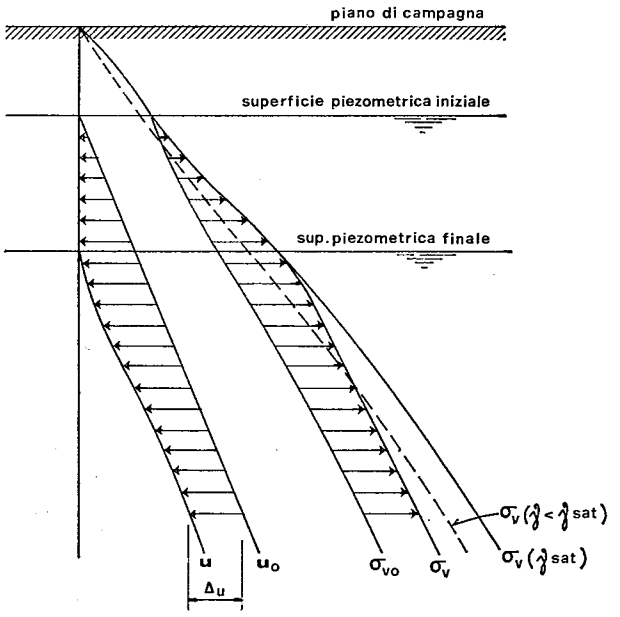


Fig. 20.6 – Schematizzazione della distribuzione delle sovrapposizioni interstiziali e della pressione efficace nel sottosuolo per abbassamento della superficie piezometrica, causa del fenomeno di subsidenza.

Il moto di subsidenza prosegue fintantochè la variazione Δu si è scaricata interamente sulla pressione efficace regolatrice dell'equilibrio finale, ossia si raggiunge $\Delta u = 0$. Ulteriori assestamenti possono essere dovuti a fenomeni di creep.

Se il prosciugamento è molto forte, tanto da far perdere la saturazione al terreno, per cui il suo peso di volume $\gamma < \gamma_{sat}$, allora avviene una riduzione delle σ_v verso le σ_v ($\gamma < \gamma_{sat}$), come indicato con linea a tratto in fig. 20.6, con conseguente rallentamento dei fenomeni di subsidenza.

Come già detto, se la sovrapressione Δu ha una evoluzione diversa da punto a punto sotto un'opera con struttura fondale di scarsa rigidezza, come ad esempio avviene per una costruzione su plinti indipendenti, la elevazione

può essere soggetta a forti distorsioni e quindi potranno raggiungersi situazioni statiche particolarmente critiche.

Con strutture in elevazione iperstatiche, ed è il caso corrente dei fabbricati anche per la iperstaticità dei soli orizzontamenti avviene, infatti, una ridistribuzione dei carichi fra i pilastri con trasmigrazione dei carichi stessi dai pilastri con appoggio più cedevole a quelli meno. Come è stato posto in evidenza al capitolo 13 parlando della interazione terreno-struttura non è improbabile allora che in alcuni pilastri meno cedevoli possa raddoppiarsi lo sforzo, così da avvicinare le condizioni di collasso, ed i pilastri sono gli elementi più delicati per la stabilità di una costruzione; se essi entrano in crisi può pervenirsi rapidamente al crollo.

Deve pur dirsi che, trattandosi di fenomeni lenti, alle intelaiature in c.a., che sono le più frequenti, si dà il tempo di far intervenire le deformazioni di fluage che, notoriamente, attenuano tutte le sollecitazioni derivanti da stati di coazione talchè, potrebbe dirsi, si verifica una sorta di gara di velocità fra l'azione esterna e la difesa interna della struttura per cui l'effetto risultante potrebbe anche essere minimo.

Non sono però della stessa idea le rigide e fragili pannellature in muratura delle intelaiature che, all'intervento delle deformazioni di insieme, si cospargono subito di lesioni.

20.2.2.5 *Rilievo della subsidenza.* — Una volta che sia avvertita la subsidenza quale causa di dissesto di un'opera essa va analizzata per programmare gli interventi attraverso l'indagine della sua origine e lo studio della natura del sottosuolo come pure della risposta delle stesse strutture investite dal fenomeno.

Occorre quindi, oltre alla predisposizione di una adeguata rete di caposaldi, collegati a basi sicuramente fisse (a volte reperite a distanza di chilometri), eseguire sondaggi ed analisi geotecniche per pervenire alla conoscenza delle pressioni interstiziali nel tempo.

La applicazione oltre di piezometri anche di assestimetri, a varie quote, completa il quadro di indagini necessarie per una previsione del decorso del fenomeno di subsidenza (con approssimazione a volte superiore anche al 50%).

20.2.3 Altre cause.

Una causa di dissesti possono essere le vibrazioni dovute al transito veicolare od a macchine in quanto le vibrazioni sono fonti determinanti degli assestamenti del terreno e quindi dei cedimenti dell'opera. Tanto più il fabbricato è esteso tanto più tali cedimenti sono dannosi perchè, allontanandosi dalla sorgente, la perturbazione si attenua con legge non lineare, e quindi anche l'effetto, così da provocare distorsioni delle strutture.

Le vibrazioni possono danneggiare anche le strutture portanti in elevazione, in generale murature di antiche costruzioni, cosicchè i risentimenti non sono da ascriversi al terreno di fondazione. Avviene, infatti che, in tali opere le mani-

festazioni di dissesto sono dovute a lenti schiacciamenti localizzati delle stesse murature, accentuati proprio dalle vibrazioni del traffico sempre più intenso. Le vibrazioni danneggiano, frequentemente, antiche opere monumentali ricadenti nel centro cittadino soggetto ad intenso traffico stradale. Occorre però fare attenzione ai sismografi troppo sensibili che rivelano vibrazioni anche lievi che possono meglio definirsi tremori che hanno un effetto psicologico ma che non raggiungono intensità tale da aggravare realmente il dissesto (v. cap. 19).

Altra causa tipica di dissesto è l'aggravamento delle sollecitazioni per riduzione delle sezioni resistenti a seguito di apertura di vani o allargamento di esistenti, di incisioni per impianti ecc., come pure l'aumento di peso per esecuzione di tramezzature, ripristino del piano di pavimenti avvallati o addirittura sopraelevazioni, lavori questi effettuati successivamente nelle varie epoche. Si ha allora la concomitanza della fatiscenza dell'elevazione e delle fondazioni.

L'aspetto statico dei lavori di ristrutturazione degli appartamenti viene sempre sottovalutato dagli abitanti ed essi intervengono indiscriminatamente non ponendovi attenzione finchè non si palesano i dissesti.

Infine non possono tacersi i casi di aggravamento del dissesto provocato proprio da lavori eseguiti nell'intento di consolidare le fondazioni, il che avviene più frequentemente di quanto non si creda, o per intervento concettualmente errato o per esecuzione non cautelata.

Tale è il caso di sottofondare localmente la zona più cedevole di un fabbricato: avviene così che consolidando la zona che ha dato maggior segno di debolezza, questa si ferma e la maggior debolezza si trasferisce alle altre zone di cui è ancora in atto l'assestamento. La differenziazione del cedimento cambia segno e ne può derivare un dissesto maggiore di quello originario, proprio nell'intorno della zona consolidata.

Il quadro delle cause di dissesto è quindi molto ampio e può essere individuato sicuramente solo a seguito di una attenta analisi visiva e sperimentale.

20.3 Gli interventi.

20.3.1 Criteri di scelta e misure in opera.

Lo studio dell'intervento di consolidamento della fondazione di un'opera è un'arte molto complessa altrettanto congeniale allo strutturista che al geotecnico. Il miglior risultato verrà conseguito quando il progettista avrà programmato l'intervento interpretando le manifestazioni di risposta dell'opera al disservizio del sottosuolo, con ricorso alle cognizioni sia della Scienza delle Costruzioni che della Geotecnica.

Sui criteri di base dello studio degli interventi poco vi è da aggiungere a quanto detto nei precedenti capitoli, trattando delle fondazioni in rapporto alla natura del terreno. E, come per il progetto delle fondazioni, così per il loro consolidamento non si possono enunciare delle regole di validità generale, che indirizzino la scelta della metodologia che meglio si attaglia al caso specifico. La scelta ottimale è affidata, principalmente, alla sensibilità del proget-

tista poichè più che le complesse calcolazioni del caso, che possono svilupparsi con i moderni strumenti, sarà principalmente l'analisi qualitativa della interazione terreno-struttura che potrà evidenziare i reali effetti dei diversi sistemi di intervento.

Lo studio del consolidamento di una fondazione è, peraltro, ancora più complesso di una progettazione ex novo principalmente perchè l'opera, ed in particolare la sua fondazione, sono state concepite con criteri in generale sconosciuti, ne si conoscono i successivi interventi.

In tale stato d'incertezza la materia del consolidamento si presenta fluida e non schematizzabile, come invece avviene per i modelli tradizionali di calcolo delle strutture, cosicchè essa corre il rischio di essere trattata empiricamente il che, peraltro, può anche essere valido se, a monte, vi è una profonda conoscenza della Teoria delle Strutture.

Raramente esiste, poi, la possibilità di redigere, a priori, un progetto veramente esecutivo di consolidamento cosicchè il progettista, una volta che abbia effettuato la scelta dell'intervento, dovrà controllare in fase esecutiva ancora la risposta della struttura alla esecuzione dell'intervento stesso così da apportare, mano a mano che il lavoro procede, le varianti opportune alle sue previsioni. Progetto esecutivo e costo dell'intervento si conosceranno solo a lavoro ultimato se si vuole eseguire ciò che durante i lavori apparirà veramente necessario ed anche opportuno a ridurre il rischio di insuccesso.

Occorre pertanto che il progettista assuma il ruolo di progettista « in corso d'opera » a lato della D.L.

In definitiva il progettista dovrà operare nel seguente ordine:

1) Indagine storica dell'opera da consolidare.
2) Localizzazione della origine del dissesto mediante ispezioni e misure:
   a) nella fondazione
   b) nella elevazione
   c) esterna
3) Analisi della causa o cause del dissesto:
   a) degradazione
   b) errata progettazione
   c) cattiva esecuzione
   d) avvento di fatti nuovi; *d'*) naturali; *d''*) per opera dell'uomo.
4) Esecuzione del progetto di massima dell'intervento e della metodologia esecutiva.
5) Redazione in corso d'opera del progetto esecutivo.

Particolare attenzione richiede la progettazione degli interventi in zone sismiche dovendo essere accompagnata da un'analisi dinamica della struttura e quindi da uno studio della interazione dinamica con il terreno che ponga in evidenza la opportunità, o meno, di irrigidire la base.

Nello studio degli interventi deve porsi sempre la massima attenzione a che i lavori stessi, anche se rispondenti, in fine, allo scopo, come già evidenziato, non danneggino, per la loro esecuzione, ulteriormente la costruzione prima di stabilizzarla,

Chi si accinge allo studio di un intervento di consolidamento di una fondazione deve poi tener sempre presente che il terreno è un materiale a risposta lenta nel tempo, specialmente certi terreni, cosicchè è influente sia il periodo di consolidamento, rispetto alla data di nascita dell'opera, sia la successione nel tempo delle varie fasi operative dell'intervento.

Va poi detto che non sono rari gli interventi inutili, dovuti a scarsa coscienza geotecnica: il far nulla nelle fondazioni, durante il restauro di un'opera, può essere, a volte, la più equilibrata decisione poichè, se non altro, certamente economica e non produce nuovi danni.

Non deve dimenticarsi che un terreno anche di natura fortemente cedevole, portante da secoli una costruzione, è ormai consolidato per il carico da essa trasmesso. Nè va trascurato che la componente viscosa della deformazione del terreno può ridurre sensibilmente, se non annullare, l'effetto di certi interventi: ad esempio di iniezioni di consolidamento ovvero allargamento di fondazioni dirette.

Deve quindi, per ogni caso, essere accertata attentamente l'effettiva necessità di intervenire nelle fondazioni e, comunque, se sia invece possibile, e preferibile, stabilizzare l'opera limitando l'intervento alla elevazione il che, come verrà detto, può essere anche organizzato in modo da influire indirettamente sul comportamento della fondazione.

Il consolidamento di una fondazione può infatti effettuarsi, oltre che direttamente sottofondando, in modo da approfondire od estendere la zona di trasmissione del carico dall'opera al terreno, anche agendo sulla struttura in elevazione, ad es. alleggerendola, ovvero irrigidendola, od anche aumentandone la deformabilità, e quindi la adattabilità a cedimenti differenziali, con l'inserimento di giunti, ottenuti mediante opportuni tagli verticali dell'elevazione, il tutto da analizzarsi alla luce di una interazione doppia terreno-fondazione-elevazione.

Infine l'opportunità di intervenire nella fondazione sussiste, anche se il terreno è consolidato dal carico della costruzione, solo quando nella ristrutturazione del fabbricato vengono aumentati i carichi permanenti per esecuzione di solai più pesanti, di tramezzature ed anche aumento di peso delle murature per effetto di iniezioni cementizie, aggravio, questo, spesso trascurato.

20.3.2 **Classifica degli interventi.**

I sistemi di intervento per il consolidamento delle fondazioni possono essere così classificati:

A) *Interventi diretti.*

20.3.2.1 Approfondimento della zona di trasmissione del carico.

20.3.2.1.1 Sottofondazione per sottomurazione.

20.3.2.1.2 Sottofondazione con pali e paratie.

20.3.2.1.3 Sottofondazione con micropali.

20.3.2.2 Ampliamento della superficie di trasmissione del carico.

20.3.2.3 Irrigidimento delle strutture di fondazione.

B) *Interventi indiretti.*

20.3.2.4 Variazione dello stato tensionale del sottosuolo con applicazione od asportazione di carichi.

20.3.2.5 Variazione dello stato tensionale del sottosuolo con drenaggi e sovraccarichi.

20.3.2.6 Interventi sulla falda.

20.3.2.7 Intervento con iniezioni.

20.3.2.7.1 Malte ternarie cementizie.

20.3.2.7.2 Malte di argille.

20.3.2.7.3 Malte di leganti.

20.3.2.8 Congelamento provvisionale del terreno.

20.3.2.9 Prosciugamento per elettrosmosi.

20.3.3 Interventi a distanza.

A) Interventi diretti.

20.3.2.1 *Approfondimento della zona di trasmissione del carico.*

20.3.2.1.1 Sottofondazione per sottomurazione. — Il sistema più antico di consolidamento delle fondazioni dirette consiste nel consegnare, mediante una sottomurazione, il carico dell'opera ad una stratificazione di terreno più profonda, migliore di quella di appoggio della fondazione originaria, sia perchè di natura diversa, sia perchè maggiormente consolidata dalla pressione geostatica.

L'approfondimento, peraltro, può essere richiesto non solo a seguito di dissesti prodotti da cedimenti ma anche quando si debba abbassare il piano del terreno circostante, ad esempio per l'esecuzione di costruzioni adiacenti più profonde, ovvero quando si verifichino erosioni naturali in alveo e comunque quando si voglia sottrarre la zona di posa della fondazione all'azione degli agenti esterni superficiali ad es. all'azione delle acque di filtrazione e del gelo.

Se lo scopo è il consolidamento di una fondazione cedevole, l'intervento presuppone che approfondendo la zona di trasmissione del carico della struttura si reperisca un terreno di migliori caratteristiche di portanza, il che vuol dire che

gli strati più profondi siano migliori di quello in superficie. Che la resistenza del terreno migliori con la profondità, anche, come accennato sopra, per maggiore compattezza dovuta all'incremento della pressione geostatica, non è però sempre vero perchè, anche con natura del terreno costante, può accadere che gli strati superficiali abbiano subito un processo di consolidazione per essiccamento e quindi acquisito maggiore resistenza.

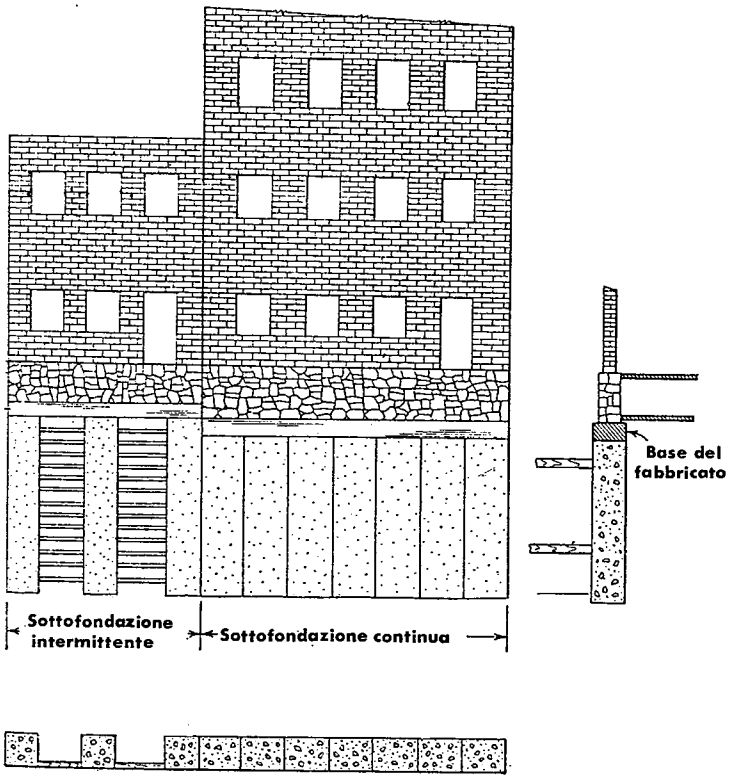


Fig. 20.7 – Sottomurazione di un fabbricato (Leonard).

La sottomurazione viene agevolmente eseguita con mattoni e malta cementizia od anche getto di conglomerato, con continuità sulle verticali ed in tratti successivi in direzione orizzontale, in modo da interrompere durante i lavori il contatto fra l'opera ed il terreno portante solo lungo limitate zone senza ricorrere, così facendo, ad opere provvisionali di sostegno. Il procedimento, di cui la fig. 20.7 mostra un'applicazione; è ben noto ed adottato da tempo tanto da non richiedere di soffermarsi su di esso. Se l'approfondimento è piccolo si procede rapidamente, le difficoltà sorgono quando si incontri una falda anche per il pericolo dei risentimenti prodotti nel vicinato dagli emungimenti necessari per lavorare all'asciutto (v. 15.1).

20.3.2.1.2 Sottofondazione con pali e paratie. — Maggiore profondità che con sottomurazione, e senza dover agire sul livello di falda, può raggiungersi sottofondando con pali che vengono collegati alla preesistente fondazione. L'intervento richiede appositi accorgimenti per riportare su pali il carico della costruzione, in modo da non danneggiare la fondazione stessa con delle reazioni concentrate.

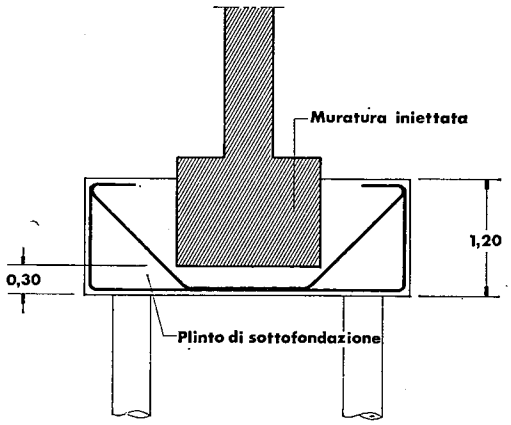


Fig. 20.8 – Sottofondazione di un muro con pali preforati collegati con plinto in c.a.

Ciò può essere realizzato con selle di sostegno, come indicato nella fig. 20.8 ovvero afferrando la muratura con ganasce, come per le fondazioni della chiesa da Saarbruck della fig. 20.9.

Anzichè procedere alla scalpellatura per creare l'ammorsamento, indebolendo così la muratura, l'aderenza può essere meglio assicurata facendo uso delle apposite resine, previo asporto delle parti ammalorate e preparazione delle superficie.

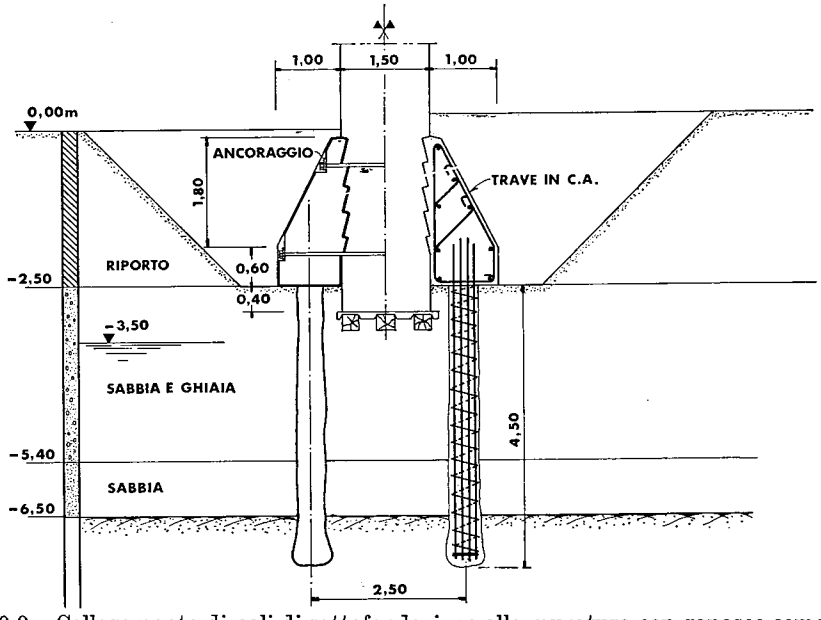


Fig. 20.9 – Collegamento di pali di sottofondazione alla muratura con ganasce cementizie.

Il trasferimento del carico può anche essere realizzato proseguendo il palo a stampella da un lato.

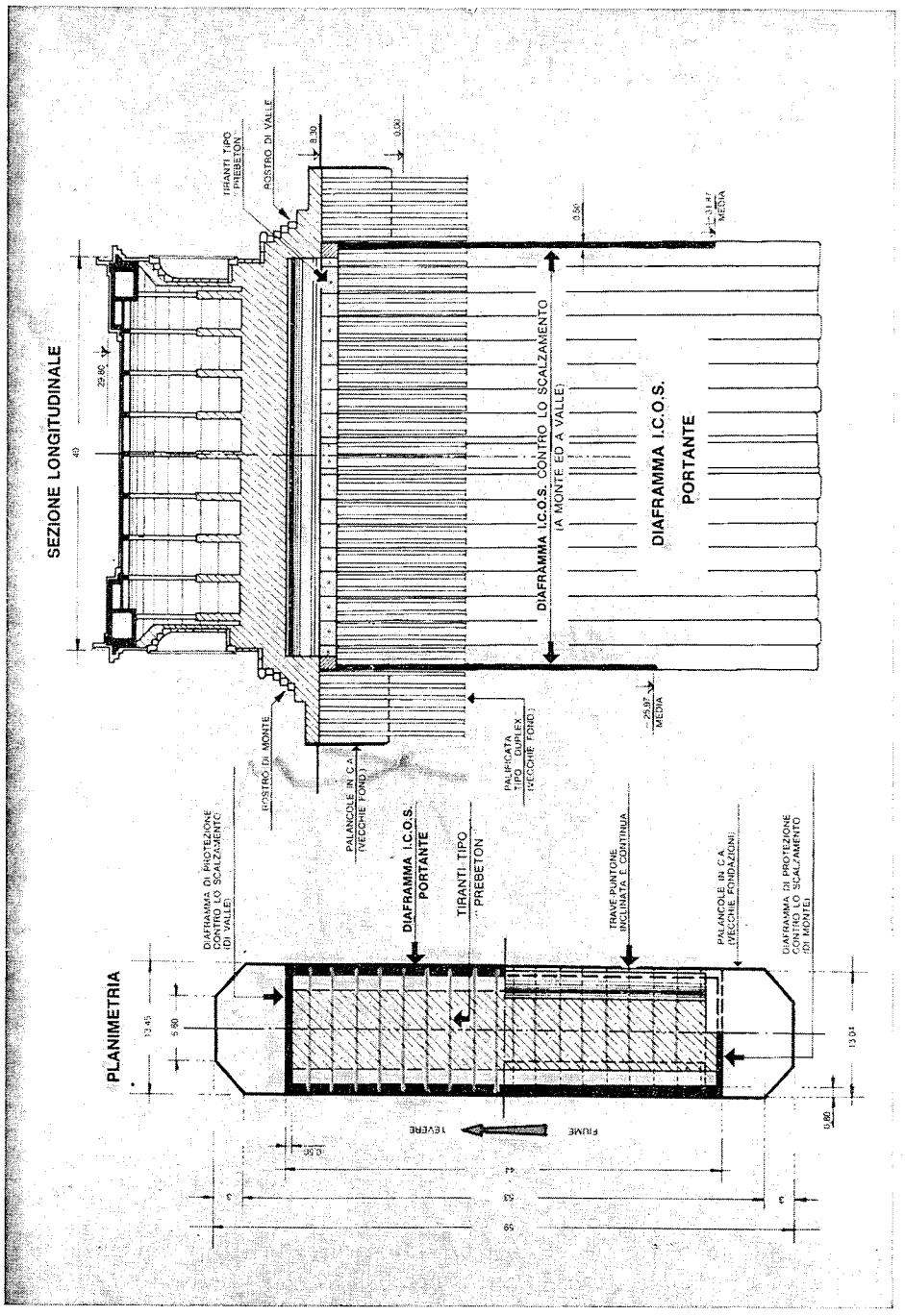


Fig. 20.10 – Sottofondazione della pila del Ponte Flaminio in Roma: pianta e sezione longitudinale (Prof. Carè, Impresa I.C.O.S.).

Nelle figg. 20.10 e 20.11 è descritta l'opera di sottofondazione della pila di un ponte, fondata su pali difettosi (fig. 1.54) e di insufficiente lunghezza cosicchè, a seguito di uno sbancamento della golena, richiesto da esigenze idrauche, la fondazione è entrata in crisi manifestando progressivi cedimenti.

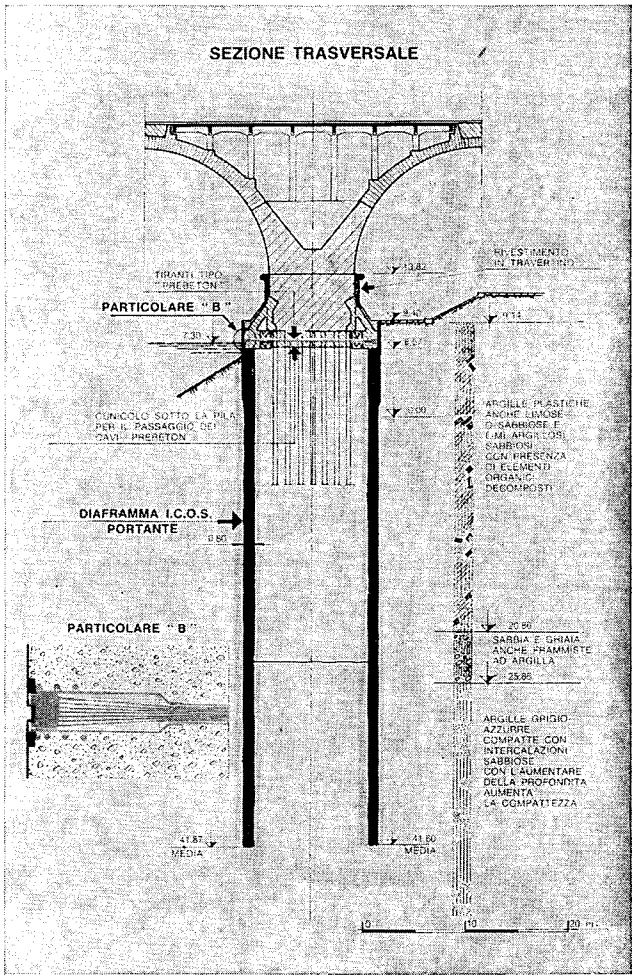


Fig. 20.11 – Sezione trasversale della pila della figura precedente.

Il consolidamento è consistito nel riportare il carico della pila su una paratia ad essa perimetrale, che raggiunge l'argilla pliocenica a circa 50 m di profondità.

Il trasferimento del carico di 20 000 t è stato realizzato attraverso una struttura formata da puntoni in c.a. e tiranti metallici, tipo cavi da c.a.p., come si vede in figura, ottenendo un sistema di cavalletti che ha consentito, agendo sui

tiranti, la messa in carico graduale della paratia, scontando così la deformazione dei cavalletti (puntoni in c.a. e tiranti in acciaio) della paratia e dello stesso terreno portante.

Il procedimento di porre in forza i pali, anche solo per scontare i loro cedimenti di assestamento, viene spesso adottato e può ottenersi con la semplice tecnologia di inserire, fra testa dei pali e struttura, martinetti che poi vengono eliminati, ovvero martinetti piatti (tipo Freyssinet) incorporati e bloccati a cemento.

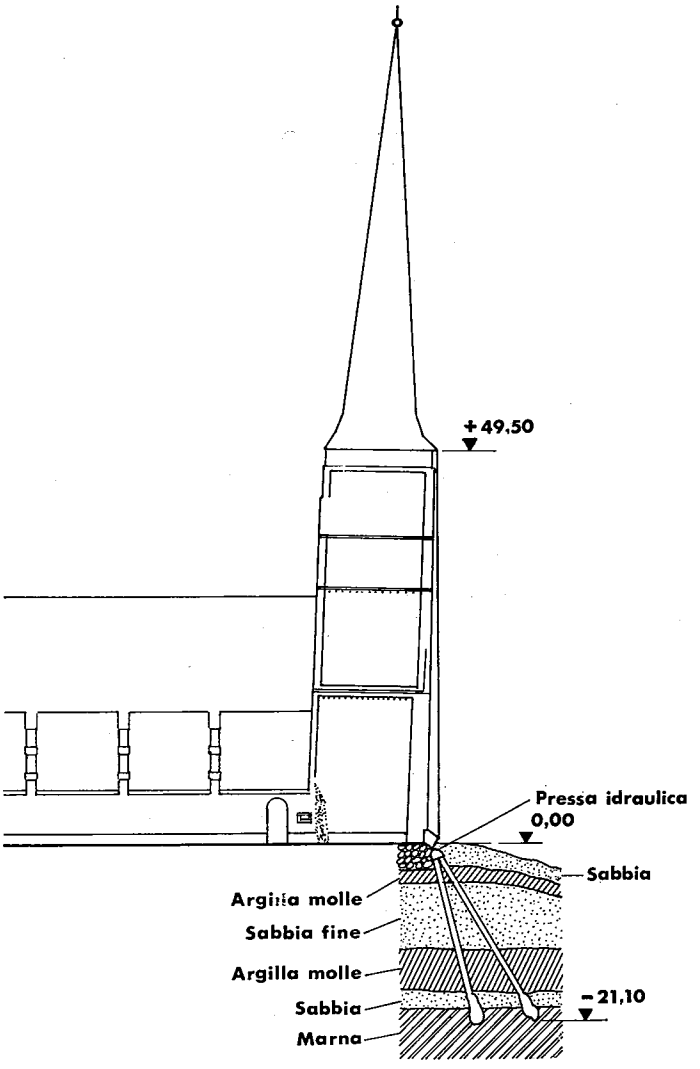


Fig. 20.12 – Stabilizzazione del Campanile del Duomo di Lubecca mediante martinetti agenti su pali e sulla muratura opportunamente rinforzata.

Il provvedimento, certamente oneroso, può tuttavia presentare interesse per sottofondare opere di particolare soggezione poichè consente di realizzare il collegamento pali-struttura contemporaneamente per tutti i pali, a palificata completata, e non singolarmente, mano mano che i pali vengono eseguiti. Si evita così che, ove i cedimenti progrediscano sensibilmente durante i lavori, si creino degli aggravi locali variabili da elemento ad elemento e che, a lavoro ultimato, si abbiano portanze differenziate.

L'interposizione dei martinetti fra pali di sottofondazione e struttura può essere richiesta, oltre che per mettere in forza i pali, scontando il cedimento delle teste dei pali, anche per produrre, mediante un'azione attiva, uno spostamento della struttura, quale ad esempio il rialzo di zone che abbiano ceduto più di altre. La fig. 20.12 mostra un'applicazione alla stabilizzazione e parziale raddrizzamento della torre del Duomo di Lubecca inclinatasi, evidentemente, per il maggior peso unitario al piano di fondazione rispetto a quello del Duomo a cui è collegata.

La fig. 20.13 è la sezione di un ponte la cui fondazione di una pila ha perso l'appoggio per abbassamento dell'alveo, a seguito di erosione, cosicchè questa, abbassandosi e ruotando, ha messo in crisi la stabilità dell'opera. È stata allora affidata la pila a due pali di grosso diametro, l'uno a monte e l'altro a valle, tramite un collare in c.a., come si vede in fig. 20.14. Prima di costruire i grossi pali, temendo l'effetto della loro esecuzione sulle precarie condizioni di stabilità della pila, questa è stata assicurata al terreno mediante micropali attraversanti la pila stessa.

Il consolidamento con pali di diametro normale o grande, presenta maggiori difficoltà per le fondazioni dei fabbricati poichè è difficoltoso il piazzamento del macchinario all'interno del fabbricato, ove l'altezza disponibile nelle cantine o nel primo piano è insufficiente, a meno di demolire il primo solaio.

Si possono tuttavia sottofondare le murature perimetrali di un fabbricato tramite pali singoli esterni, fornendo l'appoggio con una mensola costruita in testa al palo stesso. Ne risulta uno schema a stampella ed il trasferimento del carico avviene attraverso forza tagliante, e quindi momento, che richiede una robusta armatura del palo, continua con quella della mensola. Una messa in carico con martinetti appare opportuna, se si vuole scontare la notevole deformabilità della stampella, prima che essa recepisca il carico assegnatole.

È evidente che quando i pali di sottofondazione, di qualsiasi diametro, siano in aderenza alla fondazione da consolidare, debbono essere eseguiti con cura in modo da non alterare la compattezza del terreno e quindi non aggravare ulteriormente le condizioni statiche della fondazione.

Con il sistema detto resta sempre la difficoltà di sottofondare le murature interne del fabbricato.

Altro sistema di sottofondazione, che non richiede l'impiego di macchinari ingombranti per l'esecuzione dei pali, e rende facile il collegamento, consiste nell'infiggere nel terreno, mediante martinetti che prendono il contrasto direttamente dalla fondazione, dei tronconi cilindrici cavi in calcestruzzo, di diametro fino a 40 cm, che, collegati in serie tra loro, vengono a formare il palo.

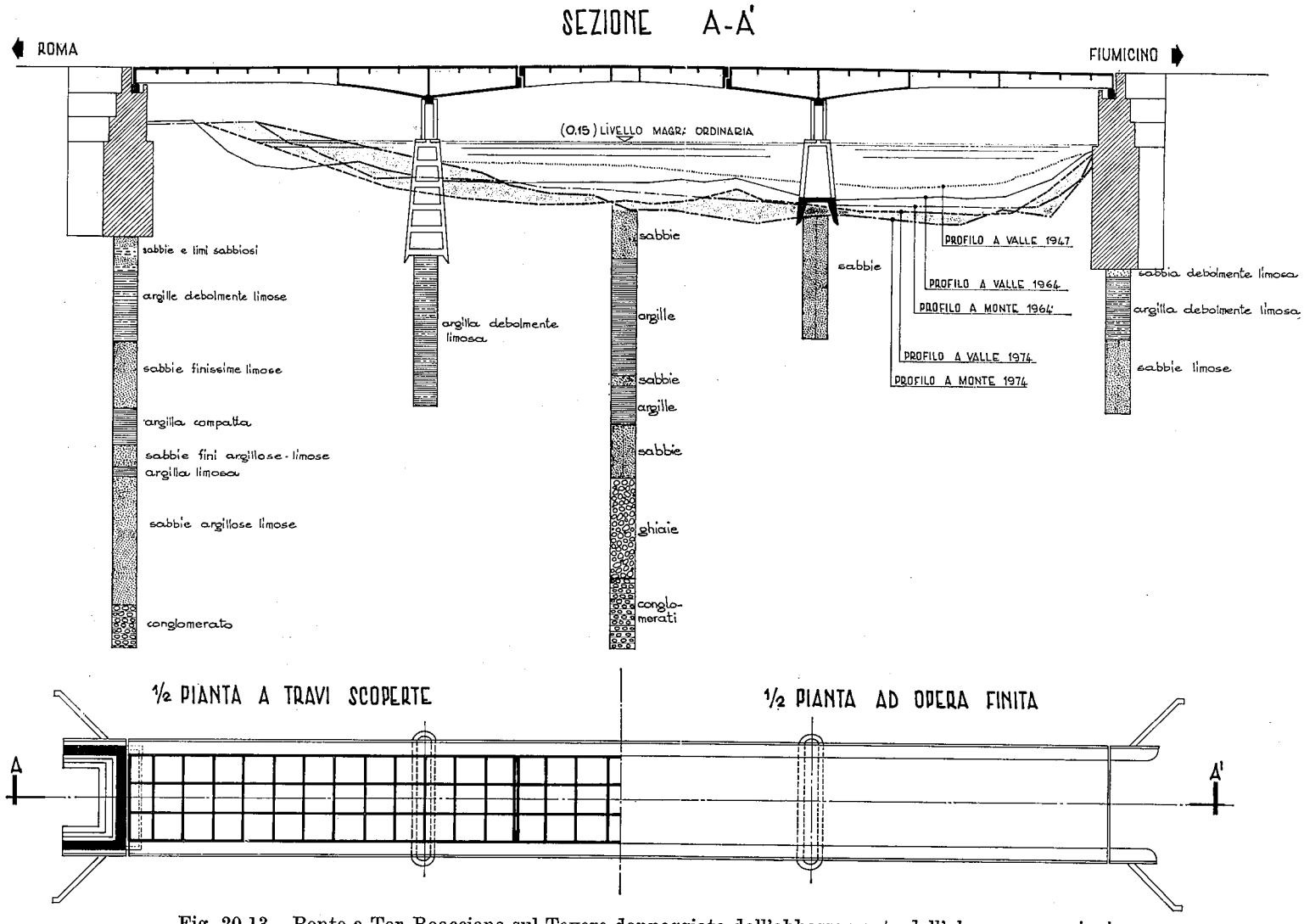


Fig. 20.13 – Ponte a Tor Boacciana sul Tevere danneggiato dall'abbassamento dell'alveo per erosioni.

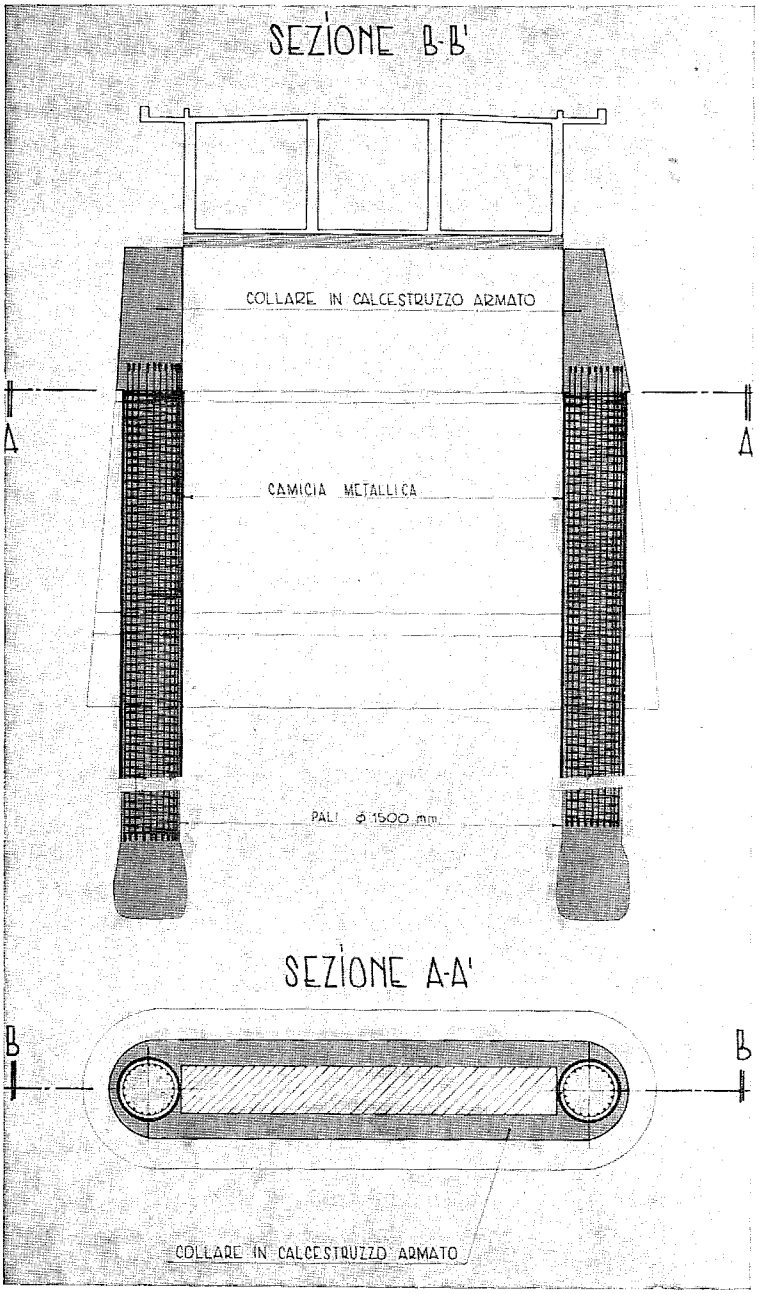


Fig. 20.14 – Collegamento della pila della figura precedente a due pali di grosso diametro mediante collare in c.a. (Geosonda).

Il palo, essendo infisso, è già messo in forza, il che può essere un vantaggio ma solo se la sua base raggiunge un terreno solido, altrimenti attraversando un terreno inconsistente (inconsistente in quanto richiede una sottofondazione) l'effetto di precompressione si disperde nel tempo e la portata ne risulta quasi indipendente.

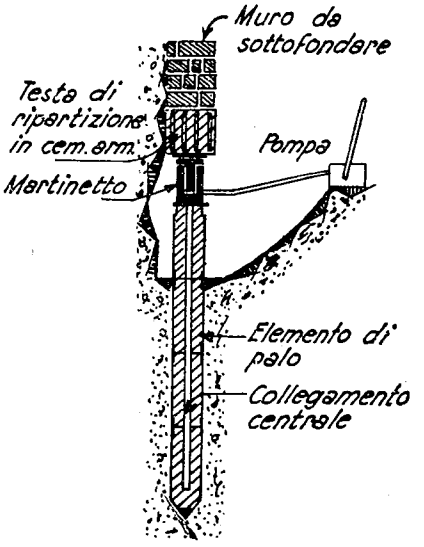


Fig. 20.15 – Sottofondazione con pali a tronconi in cemento armato infissi a pressione.

La fig. 20.15 mostra un'applicazione alla sottofondazione di un edificio in muratura.

Si compongono con lo stesso metodo pali ad elementi tubolari di acciaio saldati fra loro.

20.3.2.1.3 Sottofondazioni con micropali. — Da tempo molte delle difficoltà di sottofondare le opere, specialmente di struttura muraria, sono state brillantemente superate dall'impiego di micropali i quali, essendo di piccolo diametro (da 10 a 20 cm, ma anche fino a 30 cm), eseguiti per perforazione, non disturbano lo scheletro resistente del terreno e si collegano facilmente alla struttura da sottofondare a costituire delle vere « radici » (v. 14.2.3.5) di collegamento al terreno, come indicato nel tipico esempio della fig. 20.16 di sottofondazione del muro di un edificio.

La funzione statica assolta dai micropali deve essere distinta da quella dei pali di diametro normale e grande anche se i micropali, in alcuni casi, parimenti ai pali normali, vengono impiegati come elementi di trasferimento del carico alla base in una stratificazione profonda.

I micropali sono stati concepiti, infatti, come elementi armati di malta iniettata con ufficio di cucitura del terreno. Essi mediano così la resistenza degli

strati attraversati costituendo, con il terreno, un complesso resistente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio, da cui la dizione di « terra armata ».

La facilità di poterli disporre comunque orientati, consente una diffusione del carico della sovrastruttura da sottofondare in una zona più ampia di quella di impronta della struttura stessa.

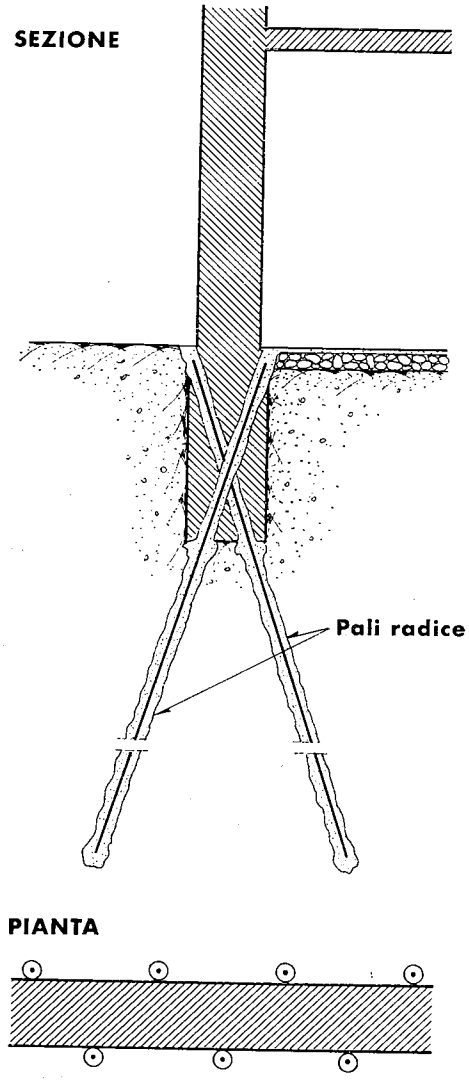


Fig. 20.16 – Sottofondazione con pali radice della muratura di un edificio.

Il micropalo del tipo tradizionale, come visto al Cap. 14, viene formato da una malta cementizia, in generale una composizione ternaria, iniettata ad alta pressione nel preforo ed armata con una barra di acciaio.

Se si inizia la perforazione attraverso la struttura da sottofondare, il mi-

cropalo resta direttamente collegato per aderenza ad essa, nel tratto attraversato, come si vede nelle figg. 20.16 e 20.17. La lunghezza del tratto di struttura perforata dipende dal tipo ma anche dalla qualità del materiale di cui è formata la struttura e comunque il micropalo viene a costituire un rinforzo dello stesso materiale attraversato.

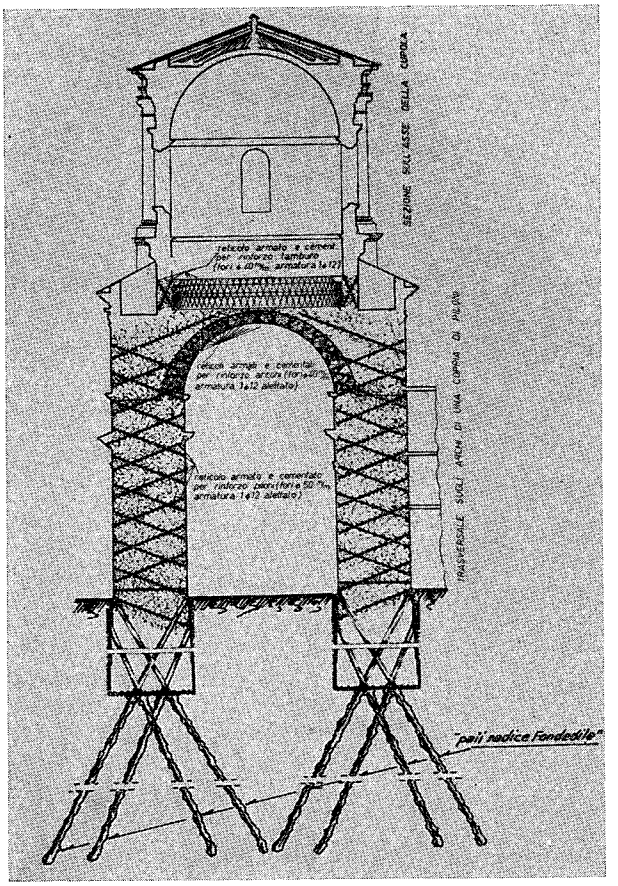


Fig. 20.17 – Consolidamento dei piloni della Chiesa di S. Andrea delle Fratte (Fondedile).

Se poi trattasi di muratura scarsamente resistente a ricevere il carico concentrato del micropalo, essa può essere ulteriormente rinforzata mediante cucitura con barre metalliche, disposte secondo il procedimento che va sotto il nome di « consolidamento a spine » di cui la fig. 20.17 mostra una applicazione.

La fig. 20.18 illustra la pila di un ponte sul canale Usciana a Fucecchio, monumento di notevole interesse storico, che aveva subito gravi dissesti per cedimento delle fondazioni posanti direttamente su terreno limo argilloso.

La distribuzione dei micropali, resistenti per aderenza laterale, è stata

progettata affidando ad essi l'integrale carico e sovraccarico. Durante l'esecuzione dei lavori, come avviene frequentemente, i cedimenti si sono accentuati ma, a lavoro ultimato, si è raggiunta una perfetta stabilizzazione della struttura. Si vede anche il consolidamento della muratura di timpano effettuato con barre di acciaio ed iniezione.

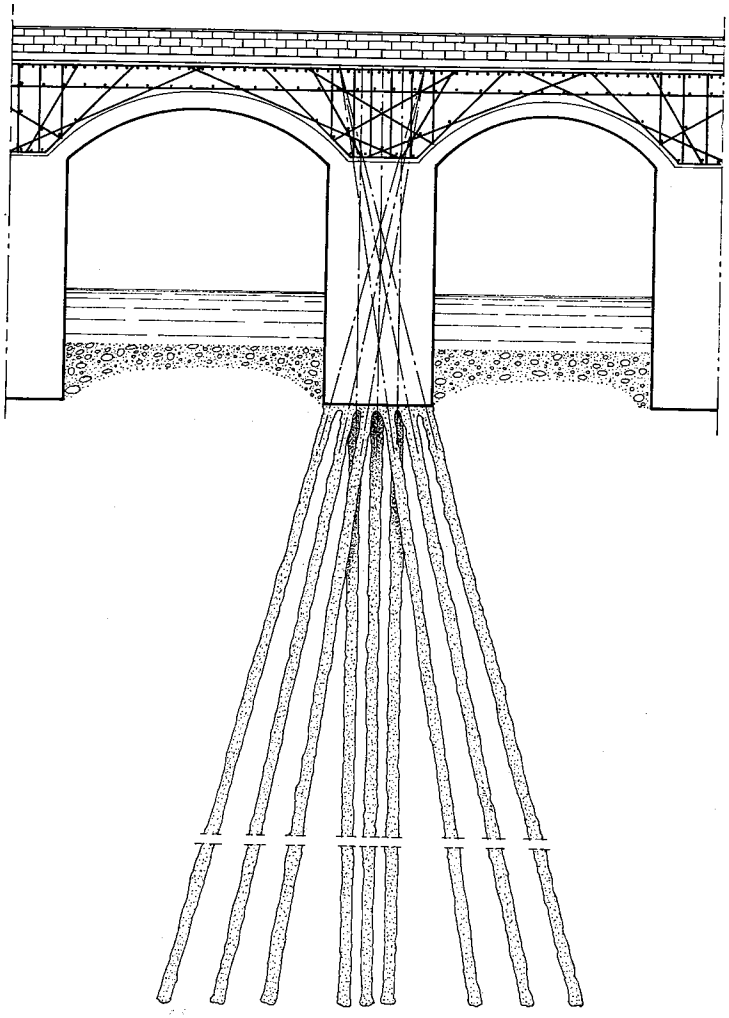


Fig. 20.18 – Consolidamento delle fondazioni e delle murature del ponte sul canale Usciana presso Fucecchio (Fondedile).

La fig. 20.19 mostra un singolare impiego dei micropali. Micropali con funzione portante alla base hanno consentito l'esecuzione, con piccolo macchinario nello scantinato di un edificio, delle fondazioni di una notevole sopraelevazione senza interferire con le fondazioni della parte preesistente.

Pali di piccolo diametro, per sottofondazione di opere, vengono eseguiti anche con microtubi di acciaio a pareti sfinestrate, di forte spessore così da totalizzare una sezione trasversale di acciaio di notevole area e quindi elevata portanza (v. 14.2.3.5).

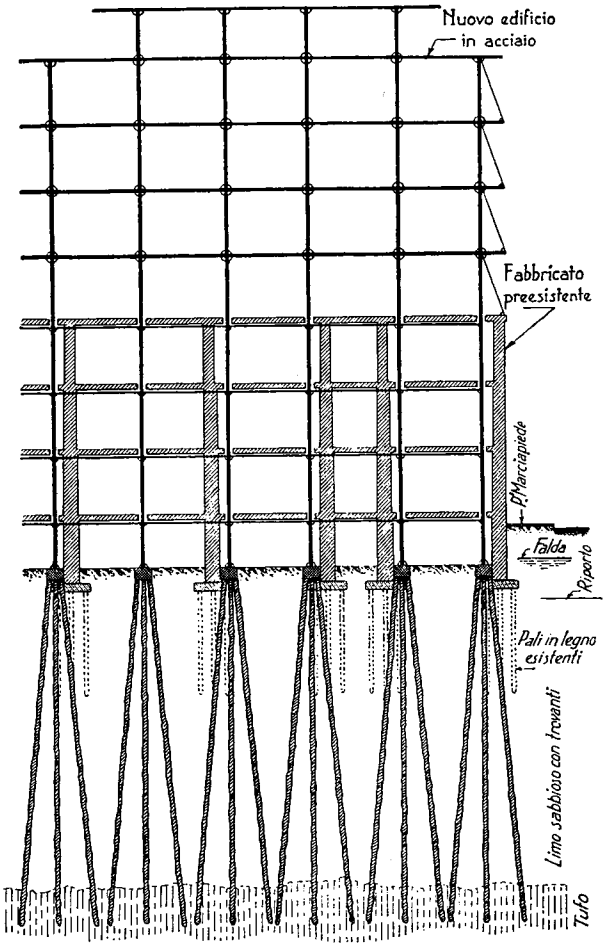


Fig. 20.19 – Fondazione di una sopraelevazione con micropali.

Attraverso il tubo infisso nel preforo viene iniettata a forte pressione la miscela ternaria che fuoriesce dai fori penetrando nel terreno circostante. Micropali di tale tipo sono adatti a riportare il carico alla base, anche a sensibile profondità.

Infine va rilevato che l'intervento con micropali, posti direttamente sotto il piano di appoggio di una fondazione, richiede particolari cautele esecutive ad evitare un allentamento della compattezza del sottosuolo e, quindi, il peggioramento, sia pure temporaneo, della stabilità della fondazione stessa.

20.3.2.2 *Ampliamento della superficie di trasmissione del carico.* — Trattando del consolidamento delle fondazioni non si può fare a meno di accennare ad un criterio seguito, alcune volte, per migliorare il comportamento delle fondazioni dirette che danno segni di stanchezza e cioè di ampliarne la superficie di contatto con il terreno, nell'intento di conseguire una riduzione della pressione sotto le preesistenti fondazioni. L'ampliamento viene, di solito, realizzato estendendo, perimetralmente a sbalzo, la struttura esistente.

Va subito detto che è ben raro il caso che un attento esame della situazione dell'opera, in rapporto alla natura del terreno, condotto con sensibilità geotecnica e statica, porti a confermare la validità del criterio di allargare la fondazione, retaggio di antiche consuetudini.

Quanto si sente dire frequentemente, e cioè che il consolidamento di una fondazione può essere ottenuto indifferentemente approfondendo o allargando la sua base, ponendo così sullo stesso piano le due metodologie di intervento, può facilitare la formazione di false opinioni. Il primo provvedimento è di gran lunga, quasi sempre, il più efficace, il secondo, spesso, inutile.

Basti considerare che i dissesti di una struttura fondata direttamente possono essere dovuti ad assestamenti o della stratificazione di posa o di quelle profonde o di ambedue.

Il primo caso è infrequente perchè con terreno superficiale cattivo e sottostante buono si sarebbe fatto ricorso ad una fondazione profonda. Comunque estendendo l'appoggio si vorrebbe trasferire parte del carico sul terreno laterale il quale, però, non essendo consolidato, come quello sottostante la fondazione, richiederebbe forti cedimenti prima di fornire un reale contributo al sostentamento. L'efficacia del provvedimento è quindi dubbia e comunque, nel caso migliore, ritardata.

Nel secondo caso poi, ossia di dissesto della struttura dovuto alla cedevolezza di strati profondi, questi non apprezzano l'attenzione di aver ridotto l'intensità della pressione di contatto in superficie in quanto ad essi perviene sempre lo stesso carico totale, di ben poco più ripartito, e quindi il provvedimento è inefficace, come del resto si è già evidenziato al Cap. 13 parlando delle fondazioni superficiali.

Schültze [1] ci mostra in fig. 20.20 il procedimento adottato per allargare la fondazione di un monumento ove il terreno argilloso laterale, interessato dall'allargamento, venne precompresso mediante martinetti applicati sull'allargamento e quindi messo subito in forza.

Non si può fare a meno di rilevare, anche qui, che la precompressione di un'argilla sotto gli sbalzi si attenua, più o meno rapidamente, mano a mano che procede la consolidazione di questa, fenomeno ben lungo se l'argilla è satura. Quindi la pressione andrebbe ripresa nel tempo con i martinetti il che sembra un processo incerto e macchinoso ed il risultato del tutto illusorio.

Inoltre lo scavo necessario intorno alla muratura, spinto fino al suo piano

---

[1] SCHÜLTZE, « *Techniques de conservation et de restauration des monuments* », Facoltà di Architettura, Università di Roma.

di posa, può compromettere la stabilità della vecchia fondazione. Si aggiunga che disservizi dei martinetti nel tempo possono produrre distribuzioni non simmetriche delle azioni con effetti imprevedibili.

In conclusione può dirsi che, in generale, l'allargamento della base di una fondazione diretta cedevole abbia effetto più psicologico che reale.

Come sempre però anche tale giudizio non è da considerarsi tassativo ed ammette valide rare accezioni quale, ad es. la rilivellazione delle pareti di serbatoi circolari prevedendo il contrasto su trave anulare.

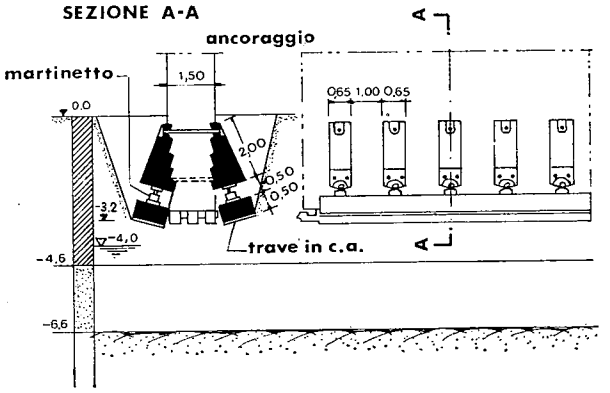


Fig. 20.20 – Allargamento di una fondazione con piastre di precompressione del terreno.

20.3.2.3 *Irrigidimento delle strutture di fondazione e variazione dei carichi permanenti.* — Si è parlato fin qui di interventi di risanamento intesi come incremento dell'efficienza delle fondazioni per arrestare un processo in atto di cedimento. Poichè l'intento principale che si vuol conseguire è sempre di arrestare i cedimenti differenziali che, più degli assoluti, provocano i dissesti delle opere, può ottenersi il risultato non solo aumentando la portanza della fondazione, bensì, e forse meglio, intervenendo sulla struttura di base aumentandone la rigidezza e resistenza, così da arrestarne la deformazione, anche nel proseguio dei cedimenti, e quindi salvaguardare l'elevazione. Non è escluso che l'intervento possa essere esteso all'elevazione stessa con particolare attenzione alla interazione doppia terreno-fondazione-elevazione.

Evidentemente, così facendo, non si evitano ulteriori cedimenti rigidi dell'opera, che possono comportare inclinazioni, ma può dirsi che l'intervento sulla sua struttura di base è di risultato più sicuro che non la sottofondazione in quanto si agisce sull'effetto in modo certo. Del resto le inclinazioni possono essere constrastate, ridotte ed anche annullate con opportuni accorgimenti.

Al Cap. 13 si è già accennato alle strutture di fondazioni scatolari che realizzano alla base del fabbricato un orizzontamento fortemente rigido. Volendo intervenire con tale criterio in un fabbricato esistente che stia subendo dei dissesti, se esso ha intelaiatura in c.a. tamponata con muratura, come già detto, si può asportare la muratura del primo ordine e sostituirla con pareti in c.a.

collegate ai pilastri, alle travi del solaio sovrastante ed alla struttura di fondazione. Qualora il fabbricato abbia uno scantinato, la sostituzione delle tamponature si realizza agevolmente, come indicato schematicamente nella fig. 20.21, anche per la maggior facilità di poter ottenere nello scantinato pareti rigide trasversali, essendo ridotti i vincoli di spazio fruibile.

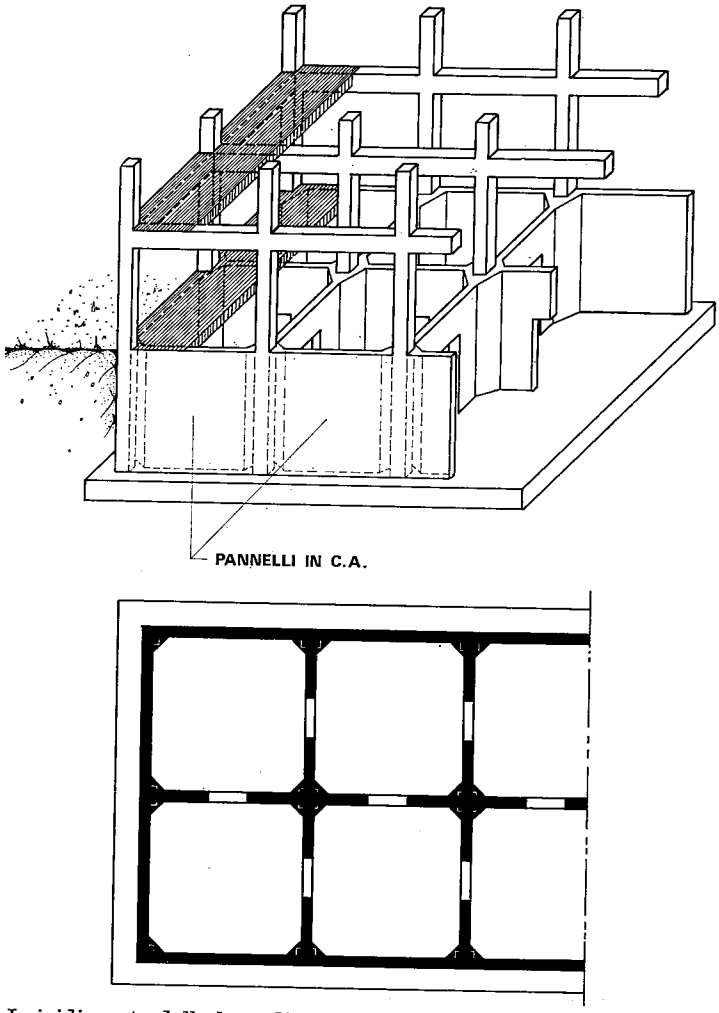


Fig. 20.21 – Irrigidimento della base di una intelaiatura di edificio mediante sostituzione delle murature con pareti in c.a.

Con edificio a struttura portante muraria si può consolidare ed irrigidire direttamente la stessa muratura del primo piano mediante applicazione in aderenza, previa asportazione dell'intonaco, di un rivestimento in ferro cementato, ammorsato nella muratura mediante zanche opportunamente distanziate. Tale

parete di rivestimento può consistere in un grigliato diagonale di tondini ad aderenza migliorata o addirittura reti elettrosaldate e getto di spessore non inferiore a 4 cm applicato, eventualmente, con il sistema a spruzzo.

Se lo stato della muratura lo richiede, nelle zone più sollecitate il rivestimento può essere organizzato a sandwich su ambedue le facce della muratura, con collegamento delle due pareti con ferri passanti ed eventualmente essere completato con iniezioni nella muratura.

L'impiego di cavi pretesi, estesi anche a tutta la lunghezza dell'edificio, concentrati alla base ed in sommità della struttura scatolare che si vuole realizzare (passanti lateralmente ai pilastri) anche se non consegue una vera precompressione della parete, perchè essa non è nè indipendente dall'elevazione, nè scorrevole sul terreno, assicura la continuità dell'armatura su tutta la lunghezza della fondazione e ne sconta gli allungamenti per entrata in forza, mediante l'operazione di pretensione.

I cavi pretesi possono trovare applicazione anche nel caso che il consolidamento ed irrigidimento della base si voglia effettuare parzialmente con uno o due cordoli esterni alla muratura, in modo da costituire una fasciatura.

Con il provvedimento di fornire una base rigida e resistente alle ossature di edifici è stato possibile arrestare il dissesto di molti fabbricati, costruiti su terreni alluvionali recenti, in zone di espansione urbana.

Alcuni di questi edifici avevano pochi anni di vita ed opere di sottofondazione sarebbero state inefficaci, come si è avuto modo di constatare in alcuni casi, in quanto attraversanti terreni cattivi ed essendo irraggiungibile il bed-rock.

Il criterio dell'irrigidimento può essere efficacemente applicato a tutta l'elevazione intervenendo con catene o consolidamento a spina delle murature.

L'irrigidimento della struttura fondale è procedimento idoneo, particolarmente quando la causa che produce il cedimento differenziato è una subsidenza naturale e tanto più se artificiale.

Poichè la rigidezza è inversamente proporzionale alle dimensioni planimetriche, per fabbricati molto estesi, non potendosi aumentare le sezioni delle strutture di base oltre un certo limite, si può aumentare la rigidezza del complesso riducendo le lunghezze del corpo di fabbrica, separandolo in blocchi sufficientemente rigidi. Ciò può farsi tagliando le strutture in elevazione, così da creare uno o più giunti nei quali vengono a concentrarsi le deformazioni. Il taglio può essere esteso alla struttura fondale annullando ivi lo stato di coazione ancora conservato, ma può anche essere preferibile mantenere la continuità delle fondazioni accettando ulteriori segni di dissesto in esse, e ciò ad evitare anche la formazione di dislivelli fra le due parti separate da un giunto totale che pervenisse al terreno di appoggio.

Il provvedimento è stato applicato al palazzo Ducale di Modena di cui si è parlato al n. 20.2.2.3.

L'irrigidimento della base non esclude inclinazioni dei fabbricati le quali, come visto al Cap. 1, sono frequentemente prodotte dall'esecuzione di rilevati stradali nelle vicinanze.

Spesso, con terreni cedevoli, le inclinazioni sono dovute anche alla forma irregolare delle pareti o a corpi di altezza diversa. Si può allora intervenire con ricarichi di materiale povero; la stessa terra, all'interno degli scantinati, come indicato in fig. 20.24.

B) Interventi indiretti.

Un accertamento approfondito dei vari aspetti collegati al fenomeno lamentato di dissesto, basato su una buona conoscenza della natura del sottosuolo, può consigliare un'azione indiretta di salvataggio dell'opera, senza intervenire direttamente sulle fondazioni.

Ciò per il criterio, già evidenziato, che per risanare l'opera, non è necessario arrestare i moti di cedimento della sua fondazione essendo in generale sufficiente arrestare l'incremento di curvatura. È stato indicato al riguardo il provvedimento di procurare una base rigida alla costruzione, senza sottofondare agendo così sull'effetto. Ma altra soluzione valida, principalmente con terreni coerenti, è di intervenire sul terreno, con il vantaggio di poter modificare anche l'assetto dell'opera provocando una sua deformazione, se necessaria, e nel caso più semplice uno spostamento rigido agendo, in tal modo, sulla causa.

Per conseguire tale risultato, tramite un'azione sul terreno, si può allora seguire un doppio criterio: o affrettare l'evoluzione del cedimento nelle zone ove esso è più lento, ovvero ritardarlo ove è più rapido, ossia annullare la differenza delle velocità di assestamento ovvero, addirittura, invertire il senso della velocità relativa, in modo da recuperare i cedimenti differenziali già verificatesi.

L'operazione difficilmente può essere esattamente programmata a priori, per la difficoltà di prevedere il dosaggio necessario dell'intervento, che quindi va definito in corso lavori, basandosi sulla risposta dell'opera misurata in sito.

20.3.2.4 *Variazione dello stato tensionale del sottosuolo con applicazione od asportazione di carichi.*

20.3.2.4.1 Principalmente quando si debba intervenire per riportare a livello opere che hanno subito rotazioni, si possono ottenere favorevoli risultati producendo delle variazioni dello stato tensionale del terreno nell'intento di utilizzarne le deformazioni.

Già nella fig. 1.38 è stato illustrato il caso di un edificio inclinatosi per l'esecuzione di un rilevato stradale, edificio che è stato possibile riportare a piombo mediante un rinterro nella zona del cortile situata dal lato opposto a quello del rilevato.

Il rilevato, che viene impiegato, a volte, anche come precarico per consolidare il sottosuolo di zone da edificare, può quindi trovare utile applicazione per lo scopo detto di produrre rotazioni di opere.

Infatti essendo il sovraccarico esteso a zona limitata produce nel sottosuolo diagrammi di pressione a campana che si estendono sotto adiacenti co-

struzioni e, di conseguenza, assestamenti differenziati sotto l'opera sulla quale si vuole agire.

L'effetto è massimo per le fondazioni dirette ma non è trascurabile per le fondazioni su pali del tipo sospeso per evidente azione di attrito negativo su di essi, come è dimostrato dal caso citato della fig. 1.38, essendo il fabbricato fondato su pali della lunghezza di 30 m.

Comunque il dosaggio di questi provvedimenti, effettuati nell'intento di influenzare l'evoluzione dei cedimenti in favore della stabilizzazione della fondazione, è molto delicata specie in terreni con elevata componente viscosa e, come detto, il risultato deve essere attentamente seguito per poter modificare, in corso d'opera, se necessario, il programma previsto.

20.3.2.4.2 Non è però sempre agevole predisporre ingombranti rilevati che peraltro con alcuni sottosuoli debbono restare in sito per molto tempo per conseguire il risultato voluto. Si può allora ottenere un analogo effetto applicando la pressione sulla superficie del suolo, anzichè con il rilevato, mediante un piastrone su cui la gravità è sostituita da forze fornite da tiranti pretesi che prendono la reazione da strati profondi (fig. 20.22).

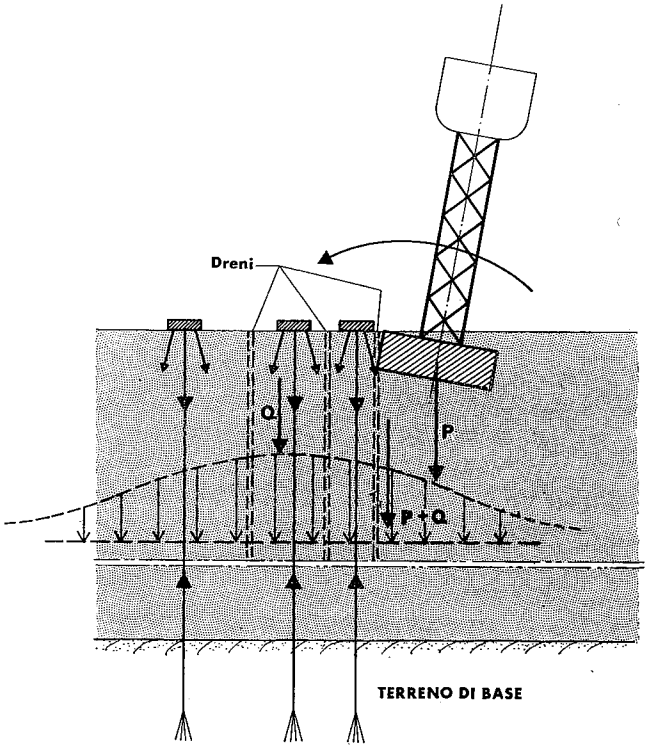


Fig. 20.22 – Raddrizzamento di un serbatoio pensile mediante pressione sul terreno a monte, applicata da piastra intirantata nel terreno di base (Cestelli Guidi).

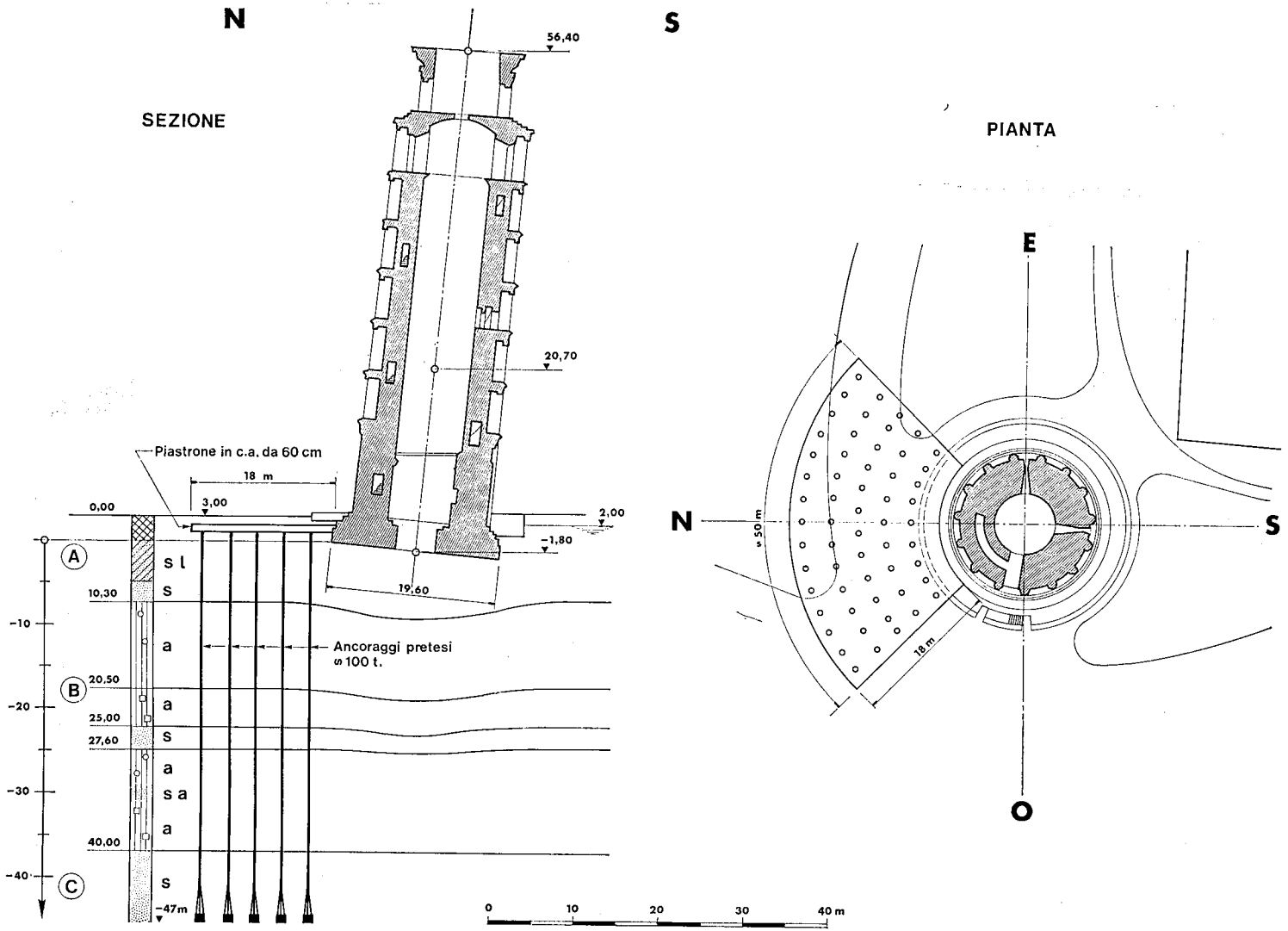


Fig. 20.23 – Proposta di contenimento della rotazione della Torre di Pisa mediante piastra di pressione, a monte della Torre, collegata a tiranti profondi (Leonhard).

È evidente che, avendo il terreno basso modulo rispetto a quello dell'acciaio dei tiranti e la sua deformazione sotto la precompressione un decorso molto lento, in quanto è procedimento che si applica principalmente ai terreni coerenti, la tensione deve essere ripresa frequentemente mano a mano che procede il consolidamento, fino a conseguire l'effetto voluto.

Trattasi indubbiamente di provvedimento costoso ma che può risultare utile in casi particolari come ad esempio è stato proposto [1] per stabilizzare la Torre di Pisa secondo le modalità che appaiono dalla fig. 20.23.

L'intervento consistente nell'applicare sul terreno perimetralmente alla Torre una pressione, tramite le piastre, senza toccare la Torre stessa così da produrre un consolidamento favorevole del sottostante pancone di argilla (B), presenta l'incomparabile pregio del rispetto della originaria concezione statica del monumento, oltre che costituire una elegante soluzione di stabilizzazione dello stato attuale di equilibrio raggiunto dalla Torre.

È superfluo rilevare la delicatezza della programmazione e del controllo dei dosaggi sia delle pressioni sia dei drenaggi nel pancone sul quale si agirebbe.

La fig. 20.24 mostra come si possa contrastare facilmente moti di rotazione di edifici con il peso di materiale pesante, quando si abbia la possibilità di usare gli scantinati.

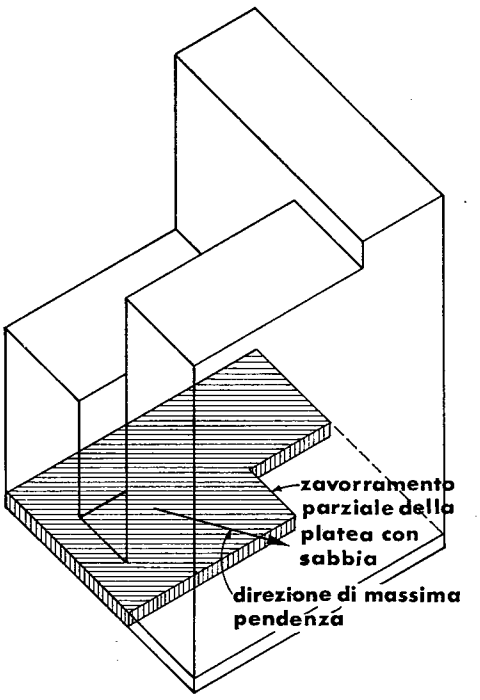


Fig. 20.24 – Ricarico della platea di fondazione di un fabbricato per recuperare l'inclinazione per cedimento differenziato.

20.3.2.4.3 Ma la stabilizzazione dei fabbricati, per miglioramento dello stato tensionale del sottosuolo, può ottenersi anche con alleggerimento dei suoi pesi e qui di seguito se ne illustrano due applicazioni caratteristiche.

Il primo caso è un grattacielo di 15 piani eseguito in riva al mare per la cui stabilità si nutrivano delle preoccupazioni, risultando i pali della fondazione fortemente caricati. Inoltre i plinti del tipo a 3 o 4 pali erano stati calcolati ipotizzando una ripartizione del carico del pilastro, entro il plinto, at-

---

[1] La proposta riportata in figura è del Prof. F. Leonhard di Stoccarda. Analoga proposta è stata presentata dai Proff. Meardi di Milano e Veder di Graz (Imp. Fondisa).

traverso un tronco di piramide a 45°, e quindi riducendo fortemente lo sbalzo e, di conseguenza, l'armatura che era così risultata veramente insufficiente.

La fig. 20.25 mostra l'armatura perimetrale di rinforzo del plinto il quale si era fessurato lungo i due piani verticali ortogonali principali scomponendo così il plinto in quattro blocchi.

L'intervento di risanamento è consistito essenzialmente in un alleggerimento dello stabile asportando ad ogni piano il pesante pavimento in marmo

Fig. 20.25 Armatura perimetrale di contenimento di un plinto di fondazione su 4 pali di un grattacielo, fessuratosi lungo gli assi principali per insufficiente armatura.

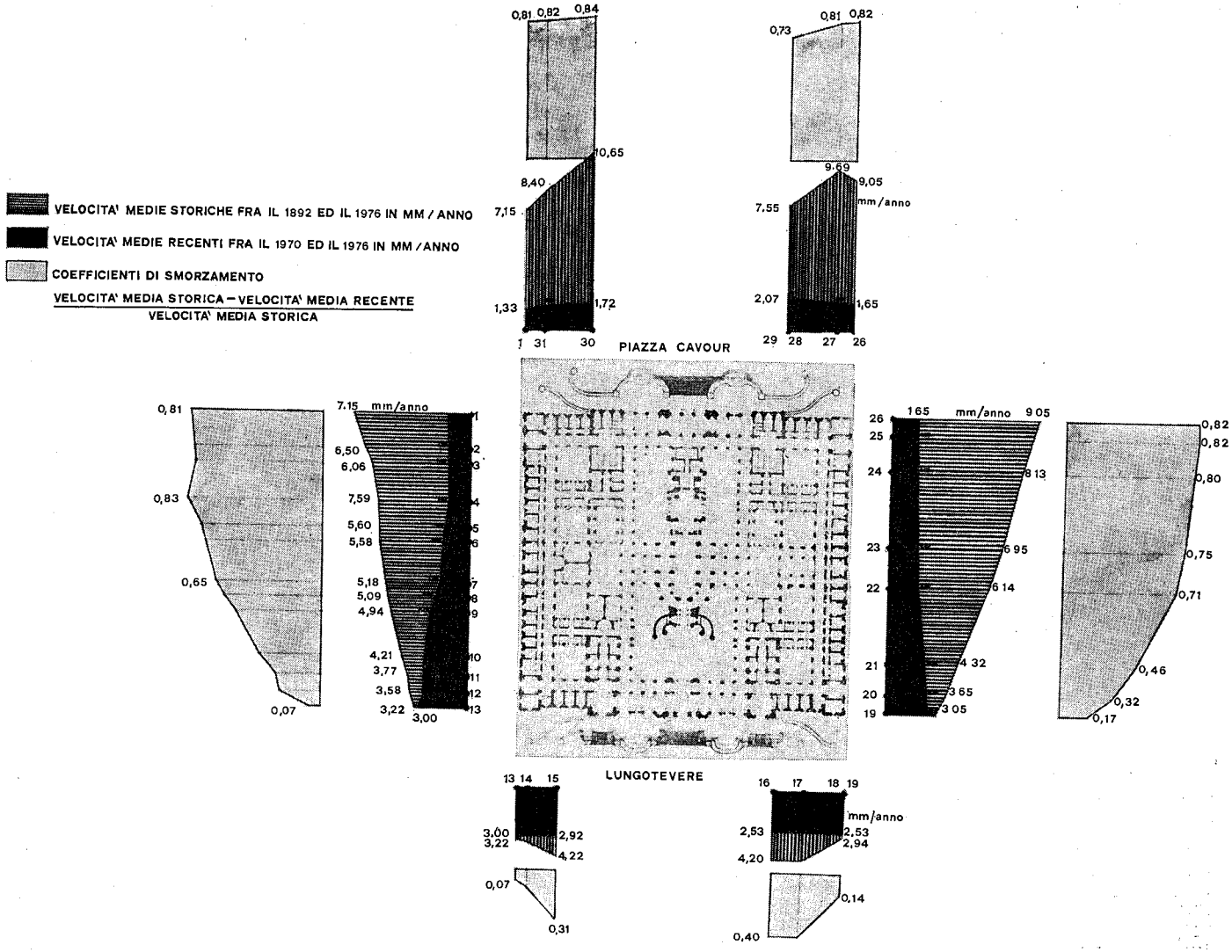


Fig. 20.26 – Palazzo di Giustizia in Roma - Diagrammi delle velocità di abbassamento delle facciate del Palazzo. Sono distinti due periodi: quello a partire dalla ultimazione dei lavori (1892-1976) e quello recente (1970-1976).

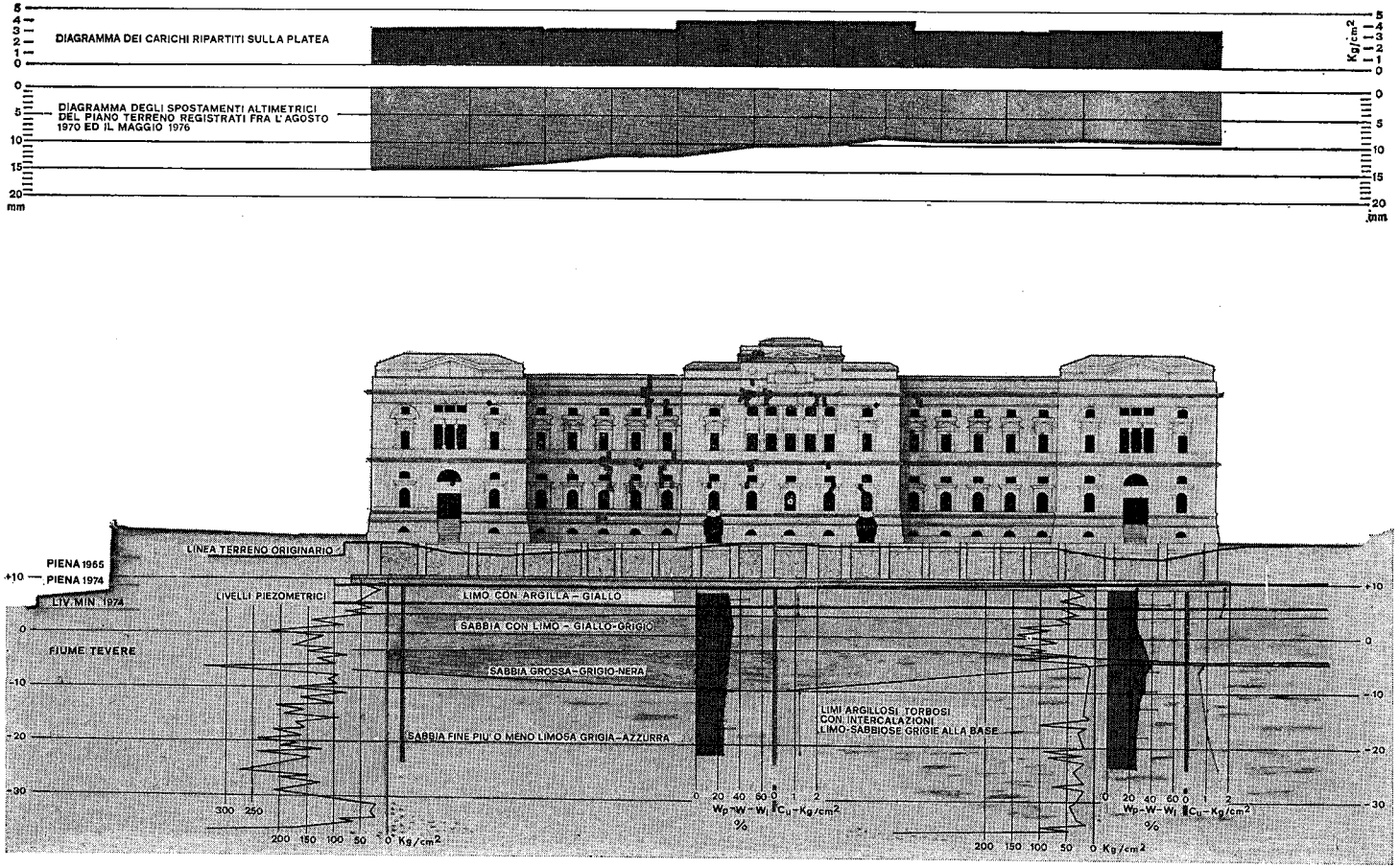


Fig. 20.27 – Palazzo di Giustizia in Roma - Sezione normale al Tevere - Diagramma delle pressioni di contatto, dei recenti spostamenti altimetrici e della stratigrafia. Sono anche indicate le caratteristiche del terreno (livello piezometrico, contenuto in acqua riferito ai limiti w_p e w_l, resistenze penetrometriche statiche e coesione non drenata).

ed il sottofondo in conglomerato, che era particolarmente spesso per alloggiare le tubazioni di un impianto di riscaldamento a pavimento, e sostituendolo con un leggero pavimento in linoleum, previa abolizione dell'impianto di riscaldamento.

È stato così possibile operare una riduzione di circa 5000 t pari ad 1/4 del peso totale. Dopo effettuato l'alleggerimento, particolarmente benefico anche per i pilastri fortemente caricati, si è avuto un respiro del terreno e della struttura in c.a., con rialzo della copertura, così sensibile da porre in allarme l'aeronautica militare che vi aveva piazzato un caposaldo.

20.3.2.4.4 Altro intervento caratteristico sullo stato tensionale del sottosuolo riguarda la stabilizzazione delle fondazioni del Palazzo di Giustizia in Roma.

La costruzione, iniziata nel 1891, fu realizzata in più riprese e terminata nel 1911. La fig. 20.26 ne descrive la pianta e la fig. 20.27 un prospetto laterale, normale al Lungotevere su cui è prospiciente l'edificio.

L'opera è fondata su una platea in muratura di spessore variabile da 2 a 2,4 m la cui quota di posa ha comportato lo scavo indicato nella fig. 20.27, ove è riportata anche la traccia della superficie topografica prima dei lavori.

Eseguita la platea, vennero riportati sopra di essa detriti terrosi e discariche pubbliche durante la sospensione dei lavori a seguito delle prime lesioni fino a costruire la base del pavimento dell'attuale piano archivi e servizi sotterranei.

La pressione di contatto media varia, come indicato in fig. 20.27 nell'ipotesi, peraltro azzardata, che la platea ripartisca linearmente il carico concentrato delle murature che, allo spiccato, hanno invece pressioni da 5,1 a 11,3 bar.

Il terreno è caratterizzato dalla sezione stratigrafica di fig. 20.27 su cui sono indicati i livelli di minima e di massima della superficie piezometrica in concomitanza alle oscillazioni del livello del Tevere. Sono segnati anche i profili penetrometrici del sottosuolo e quelli di laboratorio.

La stratigrafia rivela sabbie mediamente addensate dal lato del fiume Tevere, secondo la tipica deposizione dei sedimi trasportati dalle piene, e limi argillosi normal-consolidati dal lato opposto (Piazza Cavour).

I cedimenti del palazzo in circa 80 anni, sono descritti in fig. 20.26: dal lato dei limi normalconsolidati si sono avuti cedimenti dell'ordine di ben 80 cm, mentre dal lato Lungotevere si aggirano sui 20 cm, congruentemente con le possibili previsioni, deducibili dai predetti profili del sottosuolo.

Il decorso dei cedimenti, ricostruito in base a numerosi documenti dell'opera, è segnato in fig. 20.28 ed è interessante rilevare che attualmente, mentre il terreno è praticamente stabilizzato dal lato di Piazza Cavour, ove si sono prodotti i maggiori cedimenti, non lo è dal lato prospiciente al fiume Tevere, con inversione quindi del moto di inclinazione del palazzo negli ultimi anni.

Ai cedimenti detti delle estremità corrisponde una deformazione del complesso edificatorio che ha causato la rottura della platea e lesioni diffuse nella elevazione, molto rigida. In particolare si è verificato una spaccatura del Palazzo su tutta la sua altezza che in pianta corre, all'incirca, lungo una dia-

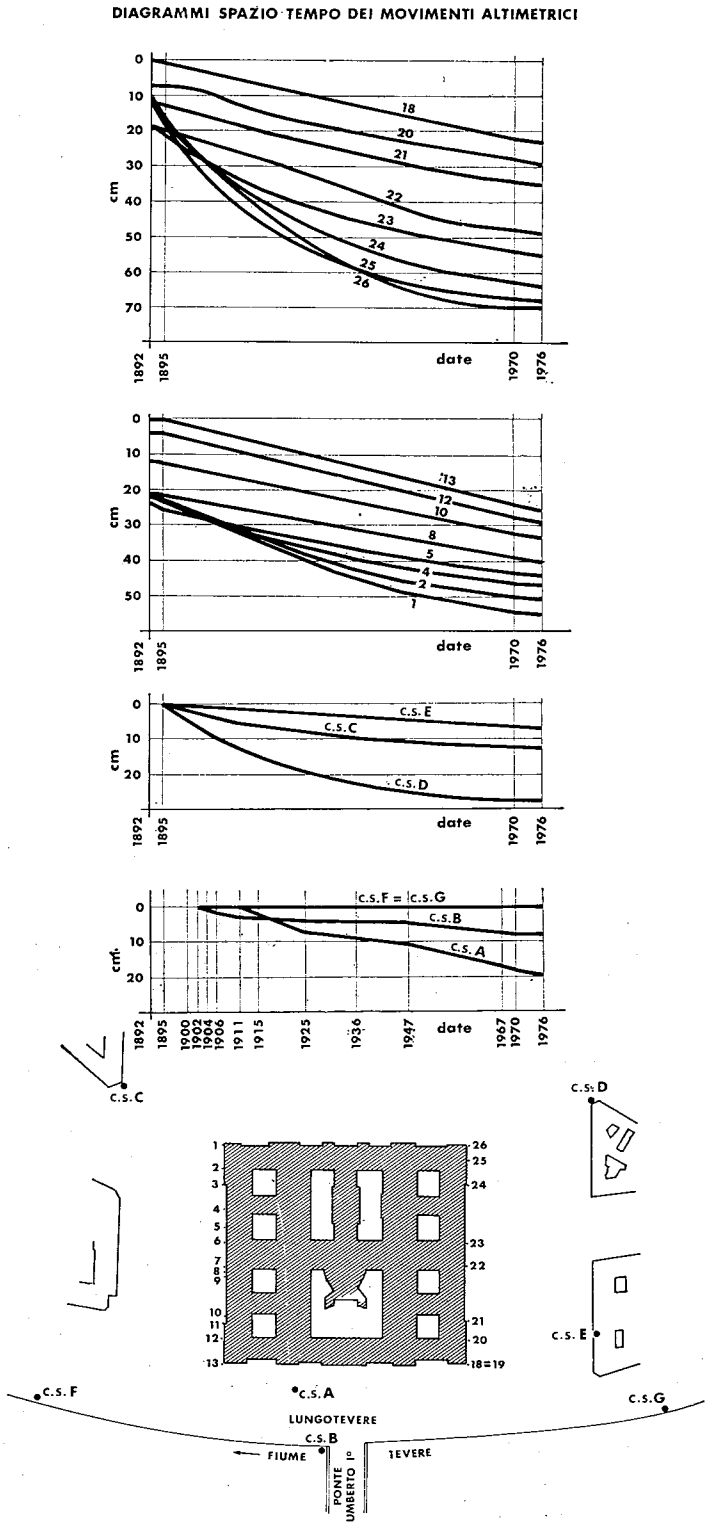


Fig. 20.28 – Palazzo di Giustizia in Roma - Diagrammi dei cedimenti nel tempo dei caposaldi sul palazzo e degli edifici circostanti (i numeri di riferimento dei diagrammi si leggono sulla pianta).

gonale così da costituire un vero giunto che ha consentito l'assestamento differenziale delle due parti in cui è restato diviso il palazzo stesso.

Distacchi delle pietre di architravi e capitelli e di rivestimenti in genere, a seguito dei moti delle fondazioni, hanno richiesto l'inagibilità del Palazzo.

Dalle attente indagini eseguite si è accertato che la principale causa del dissesto, tutt'ora in atto, risiede nei maggiori cedimenti del terreno dal lato Tevere che, essendo terminata la consolidazione primaria, sono da ritenersi cedimenti viscosi.

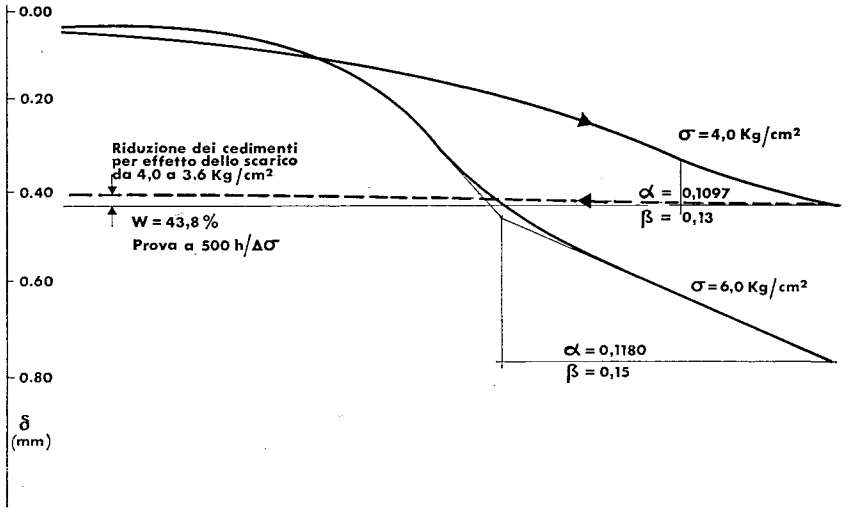


Fig. 20.29 – Palazzo di Giustizia in Roma - Curve di deformazione - log α tempo di prove edometriche che evidenziano i fenomeni di creep ed il recupero di deformazione per uno scarico percentuale di tensione analogo a quello in sito.

Le notevoli tensioni tangenziali, indotte dal Palazzo nel sottosuolo, in particolare in prossimità dell'alveo, ove le tensioni geostatiche orizzontali hanno intensità minore di quelle « verticali » essendo l'alveo a quota inferiore delle fondazioni del Palazzo (v. fig. 20.27), agiscono appunto sulla componente viscosa del terreno.

Per arrestare la deformazione in atto (1), verrà prodotta una variazione

(1) Il progetto illustrato è stato presentato, all'apposito appalto concorso indetto dal Provveditorato alle OO.PP., dalla Fondedile S.p.A. con la consulenza di C. Cestelli Guidi, A. Croce, V. De Benedetti e la collaborazione di P. Ventura. Sulla base di questo progetto e d'altro presentato dalla Imp. Manfredi, progetto che, per quanto concettualmente in parte diverso da quello Fondedile, aveva in comune la proposta di asportare il terreno sovrastante la platea di fondazione e di irrigidire le strutture di base, la SCAR ha redatto un progetto esecutivo improntato a questi due criteri, progetto che è in corso di attuazione.

benefica dello stato tensionale del sottosuolo mediante un'alleggerimento della pressione di contatto della platea (fig. 20.30) asportando il materiale terroso, depositato sopra di essa all'origine della costruzione, agendo così proprio sui residui fenomeni di creep.

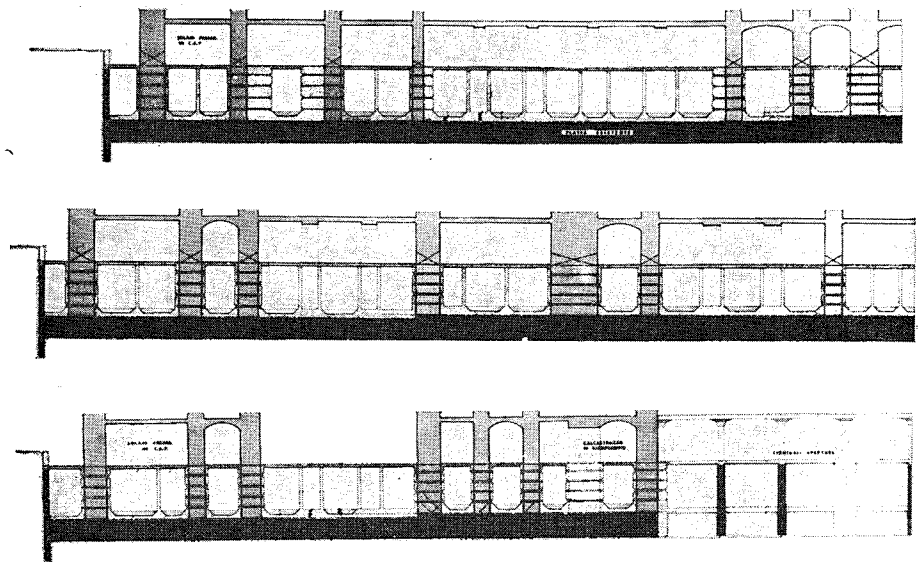


Fig. 20.30 – Sezioni rappresentative dello svuotamento dello scantinato e consolidamento delle sue murature.

Nello stesso tempo si aumenterà la rigidità e la resistenza della struttura di base del Palazzo incamiciando le sue murature, allo spiccato sulla platea, con pareti in cemento armato, come si vede nella fig. 20.31, così da costituire, con la platea ed il solaio di copertura, che dovrà essere eseguito dopo l'asportazione della terra, una rigida e resistente struttura scatolare in c.a. Il provvedimento verrà esteso anche ai cortili, in modo da realizzare un'unica struttura di base collaborante su tutta l'estensione del Palazzo.

L'intervento nelle strutture del basamento del Palazzo dovrà essere, in seguito, completato dalla esecuzione di almeno un giunto nella elevazione che attraversi tutto il Palazzo. L'ubicazione più logica è quella della attuale lesione principale che va in direzione leggermente obliqua rispetto agli assi dalla via Ulpiano alla via Triboniano. Si interpreta così il desiderio palesemente espresso dal Palazzo stesso.

Dalle prove edometriche di laboratorio di lunga durata su campioni di terreno, si è constatato che l'alleggerimento della pressione di circa 0,5 bar (— 10% del totale) che verrà conseguita con il detto provvedimento di svuotamento, oltre che agire sul fenomeno di creep, provocherà sensibili recuperi

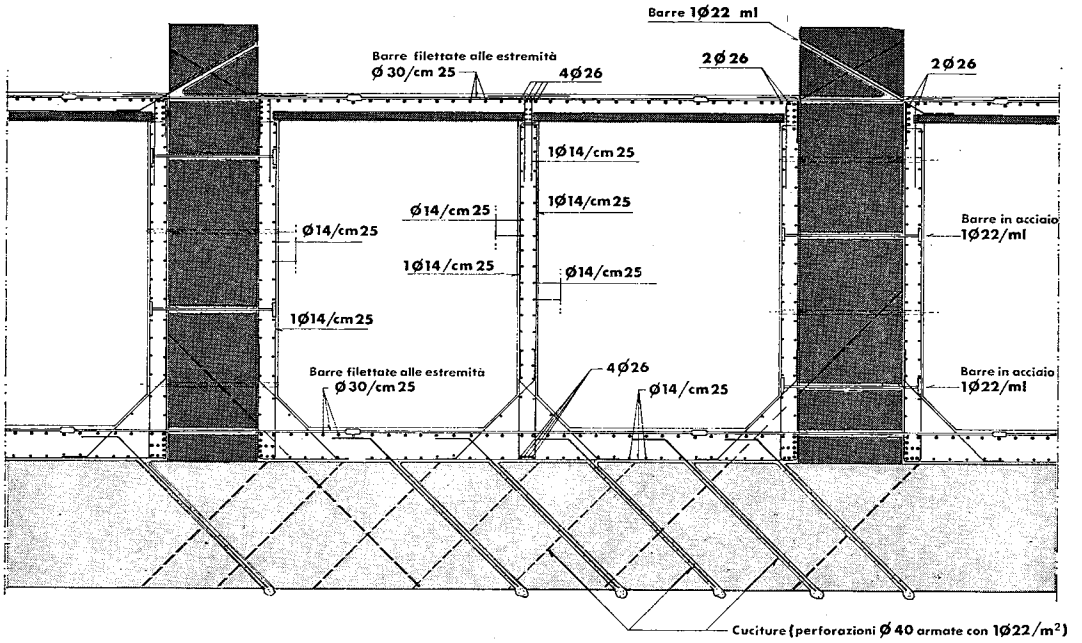


Fig. 20.31 – Struttura scatolare in c.a. di irrigidimento e consolidamento delle murature di fondazione del Palazzo di Giustizia in Roma.

Fig. 20.32 – Rottura del muretto di recinzione per cedimento di un fabbricato.

degli abbassamenti, come evidenziato in fig. 20.29. Ciò conforta sulla validità del procedimento di stabilizzazione.

Nel progetto è stata presa in considerazione la convenienza di eseguire una profonda paratia semipermeabile estesa a tutto il fronte del Palazzo lato Tevere, con il doppio scopo, sia idraulico di attenuare l'influenza delle variazioni di livello del Tevere sui cedimenti del Palazzo lato Tevere, sia di intercettare ogni deformazione del terreno, riportando con la paratia le azioni sul bedrock al quale la paratia deve essere spinta.

20.3.2.5. *Variazione allo stato tensionale del sottosuolo con drenaggi e sovraccarichi.* — In presenza di terreni argillosi saturi il consolidamento del ter-

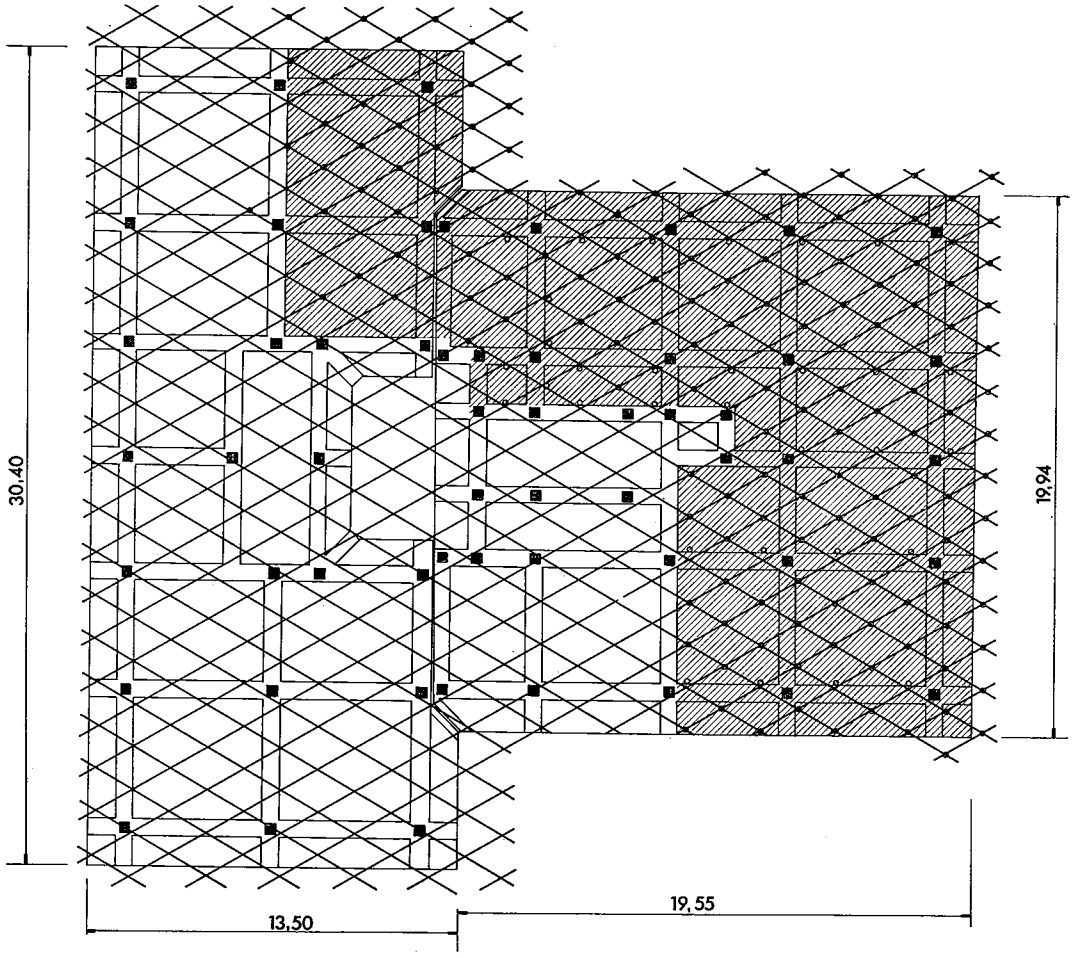


Fig. 20.33 – Distribuzione dei dreni eseguiti attraverso la platea di un fabbricato per accelerare il consolidamento del terreno e provocare il raddrizzamento del fabbricato con l'azione di un sovraccarico temporaneo (Rodio).

reno dal lato ove si vuole accelerare il fenomeno può essere agevolato mediante l'inserimento di dreni (Cap. 7).

I dreni vengono eseguiti all'esterno del fabbricato, eventualmente inclinandoli, così da portarli nel cuore della zona di terreno interessata, ovvero eseguiti dall'interno dello stesso fabbricato, ove ve ne sia la possibilità.

I dreni debbono essere predisposti in modo da poterne regolare, ed anche escludere, il funzionamento, a seconda dell'esito del drenaggio.

Il processo di consolidamento può essere efficacemente favorito, come visto al paragrafo precedente, dall'applicazione di sovraccarichi, quali riporti di terreno nell'area circostante ed eventualmente anche all'interno dell'edificio, negli scantinati.

In sostanza l'effetto perseguito è sempre di ridurre i cedimenti differenziali e spesso il provvedimento viene integrato, oltre che dall'applicazione di carichi, da un sia pur parziale, irrigidimento delle strutture di fondazione, se queste sono molto deformabili, secondo quanto detto al paragrafo precedente.

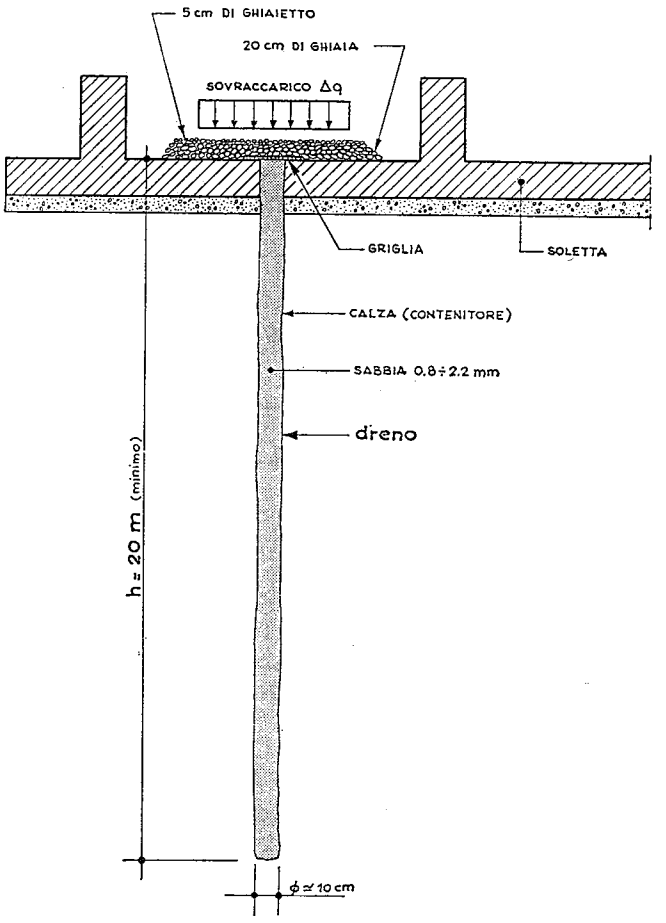


Fig. 20.34 – Sezione tipo di un palo drenante impiegato nell'intervento del fabbricato della fig. 18 (Rodio).

L'intervento con i dreni può anche essere indiscriminato, nel senso di affrettare ovunque il consolidamento con una loro disposizione a tappeto. È il caso di un fabbricato che aveva subito forti cedimenti differenziati, come si vede dalla fig. 20.32, che evidenzia l'abbassamento di oltre mezzo metro del fabbricato, rispetto al muro di cinta. L'abbassamento era accompagnato da una rotazione con inclinazione dell'ordine del 2%, senza dissesti delle strutture

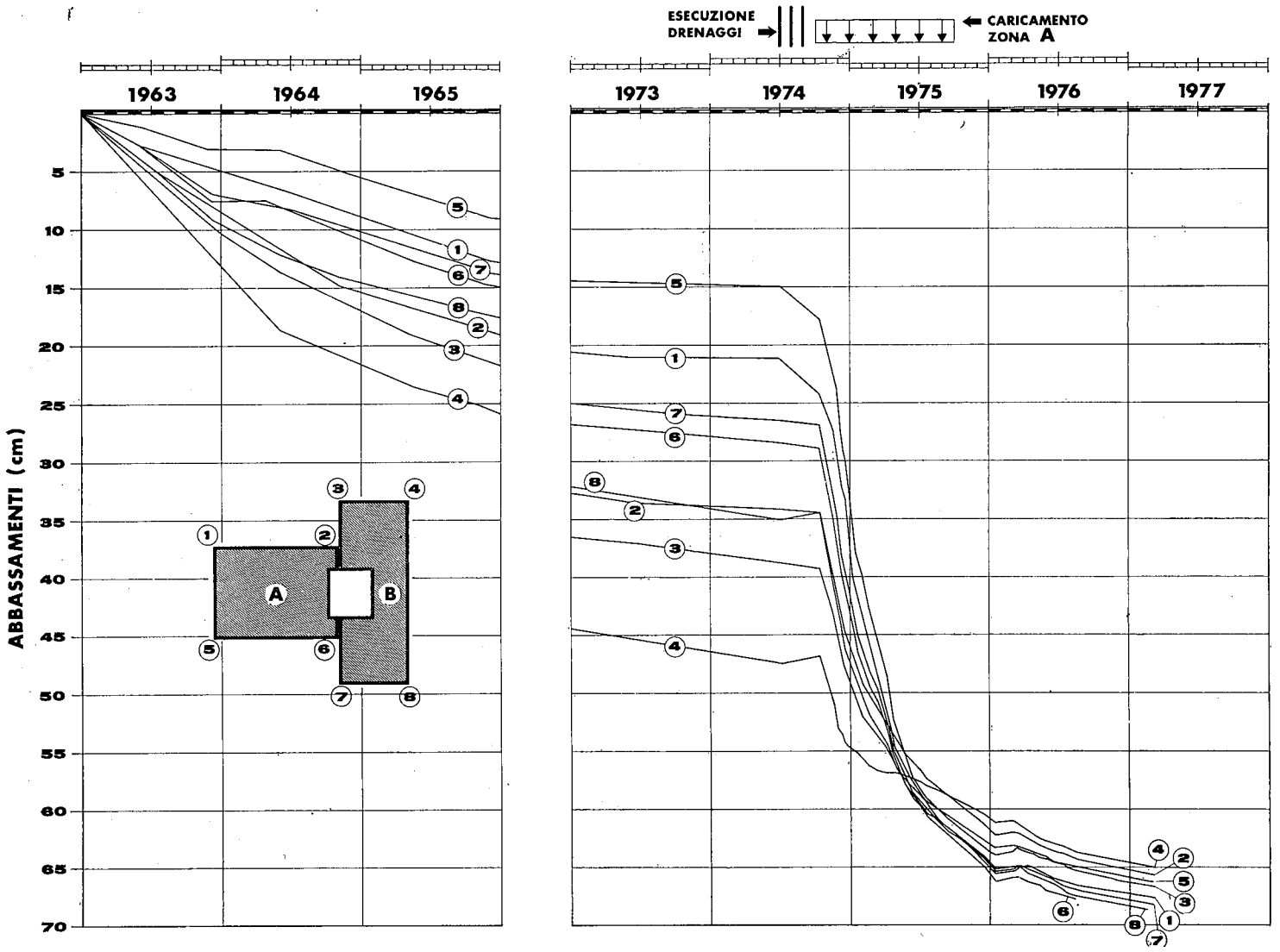


Fig. 20.35 – Grafico del decorso dei cedimenti del fabbricato di cui alla fig. 20.32

in quanto rotazione rigida grazie ad una robusta struttura scatolare con cui era stata realizzata la fondazione a platea.

Il sottosuolo è costituito da argilla molle che alle prove penetrometriche statiche aveva offerto resistenza alla punta solo di circa 5 bar, con leggero aumento verso i 20 m di profondità.

La causa principale della rotazione era stata un rilevato stradale, eseguito dal lato della barra del T, come pure causa non trascurabile, la stessa forma a T della pianta, fatti questi ambedue di effetto concomitante.

La fig. 20.33 contiene la planimetria della rete prevista dei dreni. La zona campita è stata drenata mentre l'estensione era di riserva nel caso che l'effetto si fosse dimostrato non rispondente.

La fig. 20.34 illustra il tipo di dreno.

Completati i dreni venne inserito un carico di sabbia negli scantinati, maggiore nella zona a monte della pendenza. Il grafico della fig. 20.35 mostra il forte cedimento globale, verificatosi dopo entrati in azione i dreni ed applicato il carico di sabbia, ed anche il graduale raddrizzamento del fabbricato, evidenziato dal raggrupparsi delle curve rappresentative dei cedimenti dei vari punti della platea.

20.3.2.6 *Interventi sulla falda.* — L'intervento sulle acque di falda, allo scopo di governare i movimenti di una fondazione, quando sono le variazioni della falda dannose all'opera, è un mezzo efficace poichè agisce direttamente sulla causa, ma può esserlo anche quale azione correttiva di movimenti di altra origine.

Una variazione del livello di falda può avere riflessi sfavorevoli di subsidenza (20.2.2) o per un abbassamento della falda, ovvero per l'oscillazione stagionale aggravata da altre cause, quale la vicinanza di un corso d'acqua.

Nel primo caso non vi è altro da fare che eliminare i pozzi, consentendo il rialzo della falda; nel secondo, ed eccezionalmente anche nel primo, si può creare un sistema automatico di stabilizzazione, ad es. con pozzi di ricarico che prelevano a distanza da una falda più profonda. Eventualmente può recintarsi con paratie la zona da stabilizzare.

Il provvedimento richiede l'esecuzione di pozzi di prelievo e pozzi di ricarico e quindi l'installazione di una complessa attrezzatura, con automatismi, funzionante per un lungo periodo di tempo. L'intervento deve essere predisposto con attenzione all'influenza sulle opere vicine.

Un caso noto è quello della Torre di Pisa il cui moto di rotazione si accentua ad ogni abbassamento della piezometrica con lieve sfalsamento nel tempo, come evidenziato dal grafico della fig. 20.36 in cui sono segnate le variazioni della piezometrica in metri e delle inclinazioni della Torre in secondi. Che sia principalmente l'inclinazione a risentirne può spiegarsi con la distribuzione delle pressioni di contatto, nell'ipotesi di plasticità integrale del terreno, rappresentata in fig. 8.42, certamente più vicina alla reale di quella teorica lineare, dell'elasticità perfetta.

Per evitare anomale accentuazioni dell'inclinazione della Torre, dovuta ad

un vero fenomeno di subsidenza, che provoca un abbassamento e rotazione della stessa piazza, fenomeno questo, che concorre alla inclinazione della Torre nella misura di circa 1/3 del totale, è stata decisa la stabilizzazione della falda mediante l'esecuzione di 6 pozzi distribuiti intorno alla torre lungo una ellisse, di ricarico della falda alla profondità di 60 m, con prelievo dell'acqua a distanza ed a profondità di oltre 100 m. Provvedimento questo che senz'altro controllerà il moto di rotazione della Torre ma che certamente non può essere considerato risolutivo per assicurare la permanente stabilità della Torre.

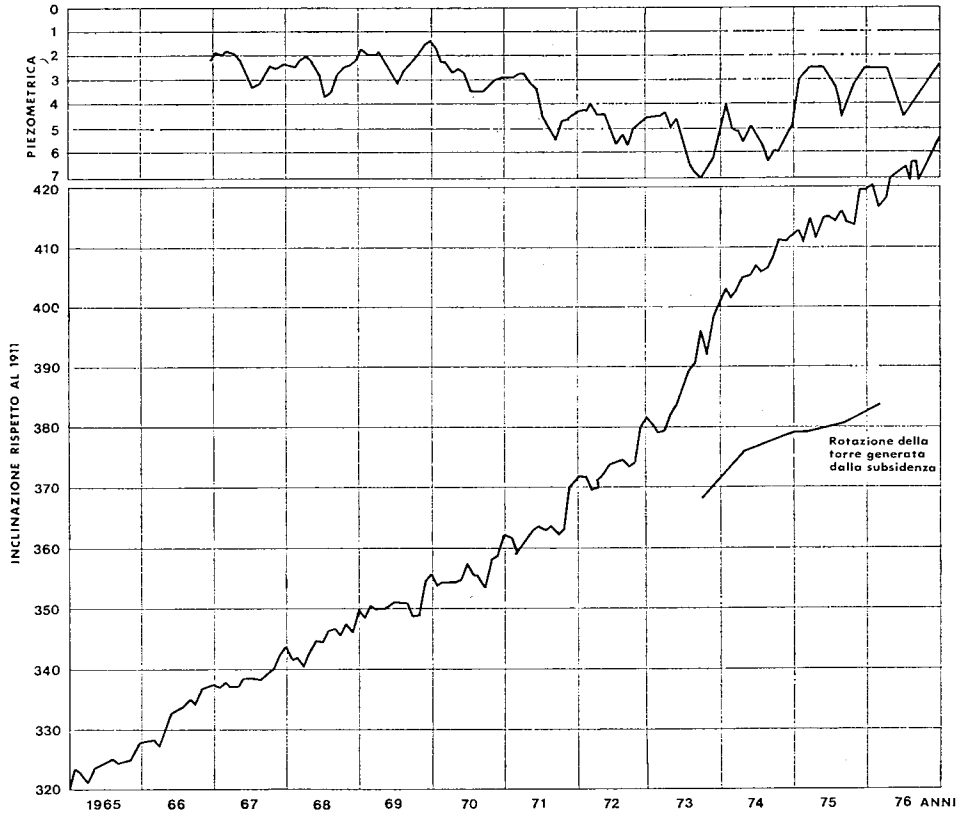


Fig. 20.36 – Correlazione fra l'incremento dell'inclinazione della Torre di Pisa in secondi e l'oscillazione in metri della quota piezometrica della falda a 60 m. È indicato l'incremento di rotazione dovuto alla subsidenza.

Per opere di notevole interesse, che abbiano subito rotazioni (ad es. campanili) potrebbe addirittura pensarsi di provocare inclinazione della falda favorevole al raddrizzamento. Una differenza di pressione efficace sui sottostanti strati cedevoli (maggiore ove la falda è più bassa) produrrebbe infatti una rotazione della fondazione nel senso voluto.

Intervento opposto è quello d'emungere localmente acqua nelle zone ove si sono verificati minori cedimenti, come effettuato per l'edificio nastriforme di fig. 13.10, fondato su platea compensata, nel quale si erano prodotti assestamenti non uniformi.

20.3.2.7 *Interventi con iniezioni.* — Interventi indiretti di stabilizzazione della fondazione sono anche i consolidamenti del terreno di sedime, effettuati mediante iniezioni di opportune miscele che vanno dalle ternarie di cemento a quelle di resine, l'una preferibile all'altra, a seconda della granulometria del terreno (fig. 20.45).

Il provvedimento è efficace se i cedimenti sono dovuti esclusivamente alle stratificazioni superficiali poichè, se anche a quelle profonde, non va trascurato l'effetto nocivo dell'aumento di peso per inserimento del materiale nei vuoti del terreno.

Un aspetto, a volte favorevole, è che il terreno direttamente sottostante la fondazione, se consolidato per iniezione, può assumere la funzione di una vera platea rigida e quindi ammorbidire i cedimenti differenziali della fondazione. Peraltro tali terreni molto compressibili non sono iniettabili.

Non si può dare un giudizio in senso assoluto sull'efficacia dell'intervento poichè, di volta in volta, il progettista dovrà vagliarne i vari aspetti ma è certo che quello delle iniezioni è un intervento delicato e costoso che richiede familiarità con la metodologia e che facilmente non raggiunge lo scopo.

20.3.2.7.1 Iniezioni di malte ternarie cementizie. — Le iniezioni di pasta cementizia vengono eseguite nell'intento di ridurre la deformabilità del terreno e aumentarne la resistenza tangenziale.

Esse possono utilizzarsi per consolidare terreni resistenti ma fessurati, quali rocce lapidee, ed allora si inietta una malta fino a ricostituire la monoliticità della roccia. Possono intervenire favorevolmente spezzoni di acciaio inseriti nei fori delle iniezioni, se il terreno tende ad avere dislocamenti trasversali, come nei pendii (Cap. 15) o nelle gallerie (Cap. 18).

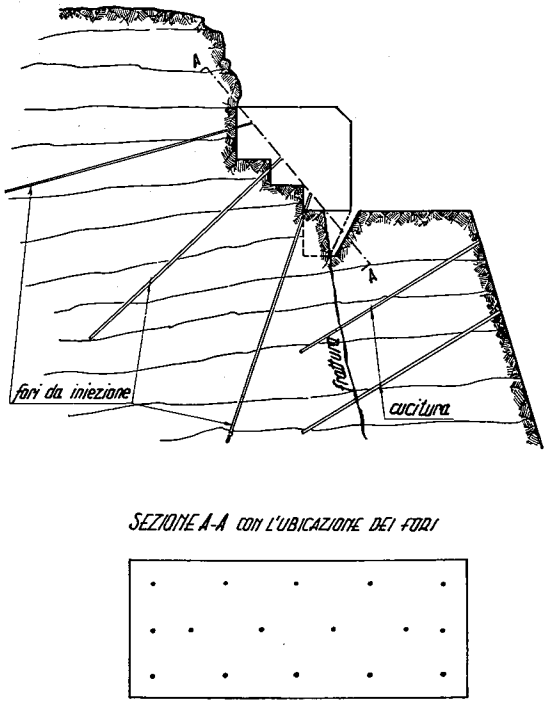
La fig. 20.37 mostra il consolidamento del terreno di fondazione della spalla di un ponte.

Le iniezioni di cemento vengono impiegate per consolidare anche rocce sciolte e per riempire cavità originate in esse da particolari cause, naturali od artificiali, ma raramente con successo. Il buon esito e la possibilità pratica di eseguire le iniezioni in questi casi dipende infatti dalla granulometria del terreno da consolidare in quanto il cemento non riesce a passare attraverso terreni troppo fini, i quali operano una vera azione di filtro separando il cemento dall'acqua; ciò avviene quando i grani del terreno da iniettare hanno dimensioni inferiori a circa 10 volte quelle dei grani del cemento. Poichè la dimensione media dei grani di cemento è di 0,1 mm, il fenomeno si verifica per terreni con diametro efficace inferiore ad 1 mm. Ad esempio è del tutto illusorio l'effetto di iniezioni di cemento in terreni limo-argillosi.

Anche la compattezza del terreno ha la sua influenza ed infatti si trova che

in sabbia compatta si ha separazione con grani di dimensione inferiore ad 1,5 mm e con sabbia sciolta con grani inferiori a 0,8 mm.

Iniettando la pasta di cemento in terreni sciolti troppo fini, si formano delle sacche di cemento (claquage) che hanno l'effetto meccanico di costipazione ma allora, a questo scopo, è sufficiente iniettare della sabbia eventualmente con bassissima percentuale di cemento.



SEZIONE A-A CON L'UBICAZIONE DEI FORI

Fig. 20.37 – Consolidamento tramite iniezioni della roccia fessurata di fondazione della spalla di un ponte ad arco.

La pasta di acqua e cemento viene resa più fluida, e quindi riesce a passare anche attraverso sabbie medie, quando si aggiungano fluidificanti che riducono gli agglomeramenti del cemento e consentono, in molti casi, di eseguire iniezioni di malta cementizia.

Le iniezioni nella roccia sciolta permeabile possono essere rese particolarmente efficaci recintando la zona da consolidare con palancole ed iniettando in più punti con fioretti di piccolo diametro.

Il numero dei fioretti, che hanno diametri variabili da 40 a 100 mm, viene stabilito in relazione alla permeabilità della sabbia; sabbie meno permeabili richiedono un maggior numero di fioretti, con sabbie medie si può considerare un raggio di azione di cementazione di circa 0,50 m. In ogni caso, tanto più frequenti sono i fori di iniezioni tanto più omogenea è la massa cementata.

I fioretti vengono affondati a quote variabili nel terreno in modo da interessare lo spessore voluto; le loro estremità superiori sono collegate a tubi flessibili, a loro volta in comunicazione con un compressore.

La quantità di cemento per ogni 100 litri di acqua varia da 15 a 70 kg e dipende dalla permeabilità del terreno e dal grado di consolidamento che si vuole ottenere; in alcuni casi può scendere anche a 5 kg.

Quando il sottosuolo è costituito da ghiaia con scarsi elementi sabbiosi conviene iniettare della malta di cemento e sabbia così che, venendo essa a riempire i vuoti, si forma un vero conglomerato.

Molte sono le applicazioni del sistema; nella fig. 20.38 è indicato, ad esempio, un ampliamento della base di una fondazione profonda eseguita con il sistema dell'aria compressa, appoggiata su terreno sabbioso e nella fig. 20.39 una cementazione eseguita dalla superficie del suolo per sottofondare la pila di un ponte.

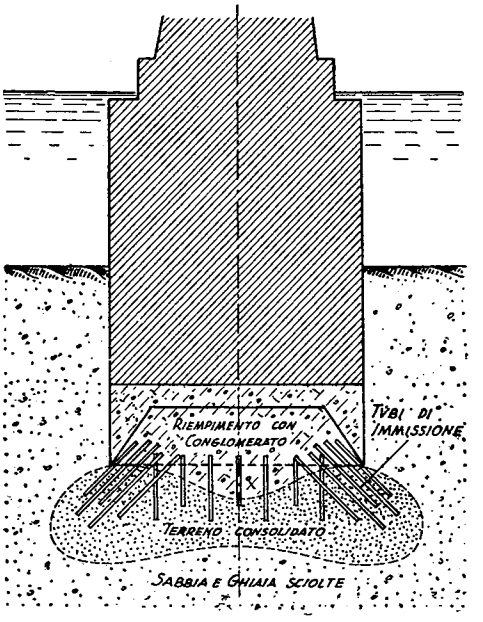


Fig. 20.38 – Consolidamento mediante cementazione del terreno direttamente sottostante ad una fondazione eseguita con il sistema dell'aria compressa.

Possono realizzarsi delle sensibili economie di cemento aggiungendo ad esso rocce sciolte fini quale bentonite od anche semplice argilla. La miscela binaria o ternaria se anche con sabbia, appena iniettata si rigonfia riempiendo bene le cavità del suolo, rendendolo impermeabile e consolidandolo.

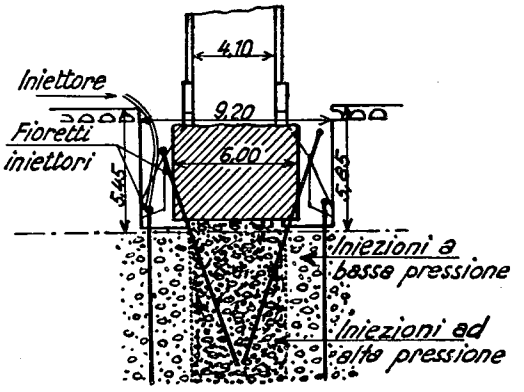


Fig. 20.39 – Cementazione del terreno incoerente sotto una fondazione.

Il consolidamento con iniezioni di cemento trova frequenti applicazioni per i terreni immersi in acqua. Prima di iniettare il cemento, l'acqua viene espulsa con getto di aria. Occorre però sempre assicurarsi che l'acqua non sia in forte movimento, od almeno è necessario deviarne la corrente con protezione di palancole durante il lavoro, altrimenti il cemento verrebbe asportato prima di avere il tempo di far presa. Non è consigliabile l'impiego di cemento a rapida presa, sorgendo con esso difficoltà esecutive di altro genere.

La fig. 20.33 mostra un'applicazione di consolidamento di un terreno sabbioso il cui addensamento era stato enormemente alterato dall'escavazione di

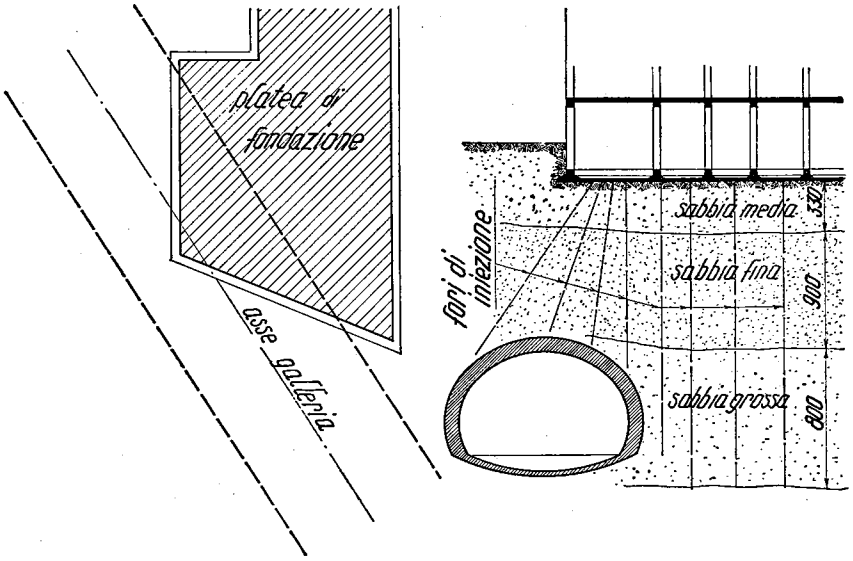


Fig. 20.40 – Consolidamento mediante iniezioni del terreno dissestato dalla costruzione di una galleria.

una galleria metropolitana. Essendo stati prodotti, durante l'avanzamento, ampi fornelli e diminuita fortemente la densità della sabbia in molte zone, sono state iniettate importanti quantità di malta primaria di sabbia e cemento, nelle proporzioni di 1 di cemento e 4 di sabbia attraverso le perforazioni indicate in figura.

20.3.2.7.2 Iniezioni di malte di argilla. — Iniezioni si eseguono anche di argilla pura e di miscele.

Il procedimento fa assegnamento sulla proprietà di certe argille di dare delle soluzioni tixotropiche, ossia di formare dei geli quando restano in quiete per qualche tempo.

L'attitudine dell'argilla a formare dei geli è legata alle sue proprietà di assorbire acqua (n. 3.123) e questa è tanto maggiore quanto lo è il rapporto di composizione $\frac{\text{silice}}{\text{allumina}}$.

Usando la bentonite, il materiale secco e polverizzato può restare in sospensione fissando acqua per oltre 10 volte il suo peso.

Avviene la gelificazione se si lascia riposare ma, agitando nuovamente, il gelo si rompe e la miscela diviene liquida; quindi il processo è reversibile.

Possono impiegarsi argille anche con grani delle maggiori dimensioni, purchè contengano sufficienti colloidi. Una aggiunta di materiale inerte permette di irrigidire il gelo senza togliergli le sue proprietà; ponendo del cemento, esso farà presa assorbendo una parte dell'acqua del gelo.

Iniezioni binarie o ternarie di sospensioni argillose non si lasciano dilavare dall'acqua, come avverrebbe per una pasta cementizia, mentre il cemento può prelevare dalla sospensione l'acqua necessaria alla presa.

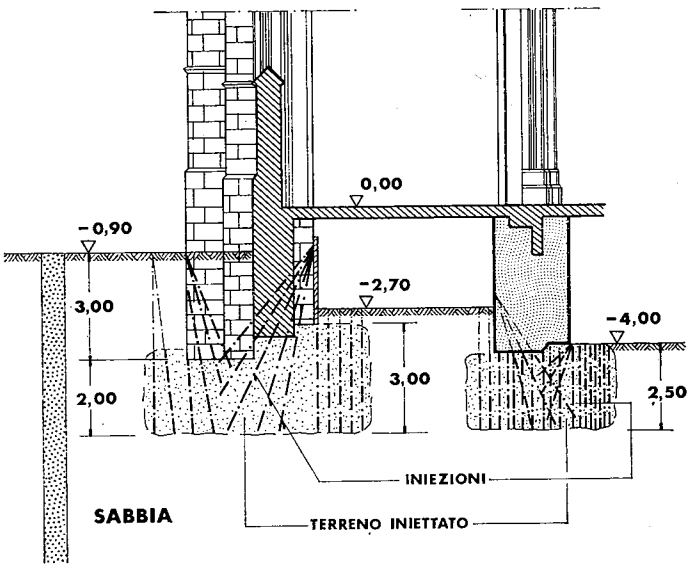


Fig. 20.41 – Sottofondazione con iniezioni nel sottosuolo del pilastro di una cattedrale.

A presa avvenuta il fenomeno non è più reversibile.

La fig. 20.41 mostra il consolidamento del sottosuolo del pilone di una Cattedrale in Germania (v. anche fig. 16.92).

20.3.2.7.3 Iniezioni di malta di leganti. — Con terreni così fini da escludere la penetrazione del cemento, si può ricorrere ai silicati che sono dei prodotti artificiali che si comportano similmente ai fanghi di argilla. I silicati, in presenza di una soluzione salina e di un reattivo, danno un precipitato cristallino e gelatinoso che costituisce un ottimo legante dei materiali incoerenti. Esso è compatto, fa presa ed indurisce. La precipitazione può essere accentuata aggiungendo una sabbia silicea molto fine.

Il procedimento consiste nell'iniettare una soluzione di silicato di sodio che

amalgama i granuli di terreno, dopodichè si inietta la soluzione salina che dà luogo alla silice colloidale, che costituisce il definitivo legante dei granuli.

L'iniezione si esegue ad alta pressione per strati di 50 cm in media, procedendo dall'alto verso il basso con la prima soluzione ed in senso opposto, nel ritorno, con la seconda. Il raggio di azione di una iniezione difficilmente supera il metro.

Il procedimento dà buoni risultati principalmente in presenza di sabbia fina, anche di dimensioni inferiori a 0,1 mm, ma è molto costoso ed in generale se ne limita l'impiego, come mezzo d'opera, alla consolidazione, e quindi alla impermeabilizzazione solo di alcune zone, così da consentire l'esecuzione all'asciutto delle fondazioni od il risanamento di murature o del c.a.

Nella fig. 20.42 si vede il consolidamento del suolo di fondazione di una macchina eseguito con questo sistema.

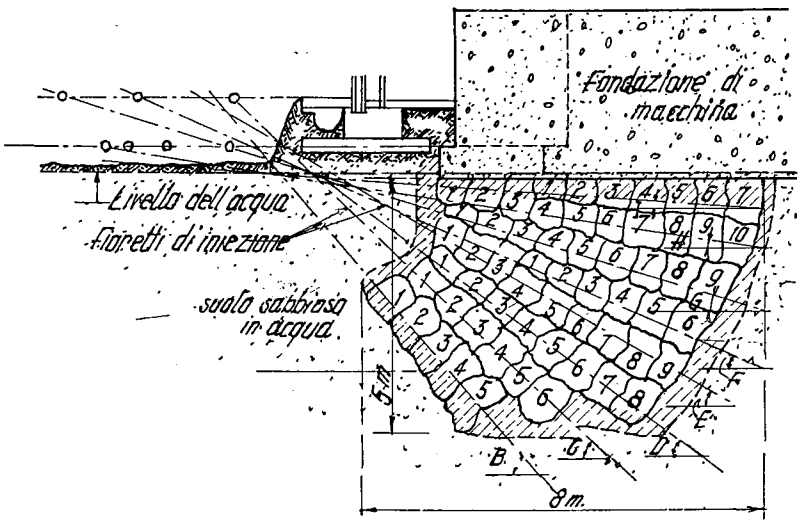


Fig. 20.42 – Consolidamento chimico del sottosuolo di una macchina vibrante (Riedel).

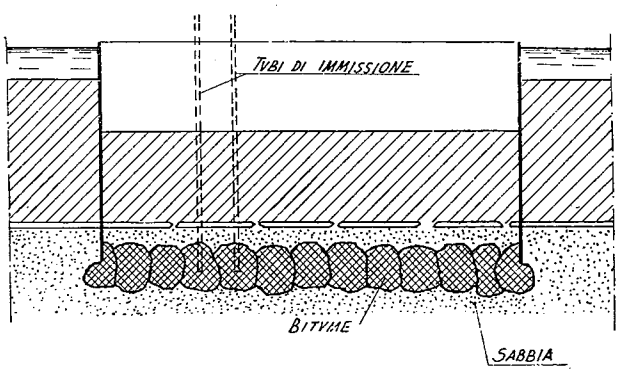


Fig. 20.43 – Impermeabilizzazione del fondo di uno scavo mediante iniezioni di emulsione bituminosa (Loos).

Iniezioni si eseguono anche con sostanze bituminose, in terreni di granulometria inferiore a 0,1 mm. Queste però, più che come consolidamento, interessano per creare delle superfici impermeabili, come nel caso della fig. 20.43, ove si vede un fondo reso stagno per consentire il getto all'asciutto della muratura di una fondazione.

Fra i procedimenti di consolidamento del terreno per iniezione, può includersi quello della C.C.P. (Konoike) consistente nell'infiggere nel terreno, con moto di rotazione, un iniettatore la cui base è munita di due ugelli attraverso

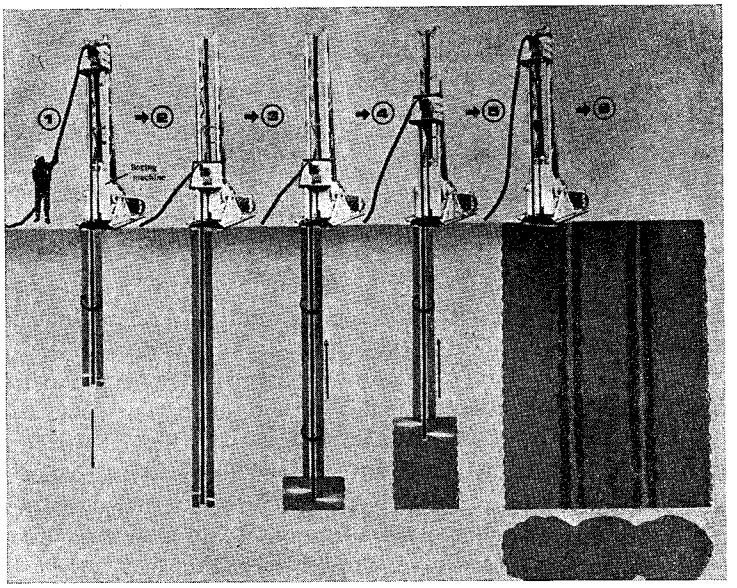


Fig. 20.44 – Stadi successivi della stabilizzazione del terreno con il processo C.C.P.

cui viene iniettata, ad elevatissima pressione, una miscela a base di resine (fig. 20.44). Il getto della miscela distrugge la struttura del terreno e lo impasta così da lasciarsi dietro, nella lenta estrazione, un cilindro del diametro di circa 30 cm, di materiale che, facendo presa, diviene sensibilmente resistente (oltre 50 bar a compressione).

Tali cilindri di terreno trattato si presentano sostanzialmente come pali fatti in opera. Essi possono eseguirsi perforando con frequenza la struttura di una fondazione, come si usa fare per i micropali, realizzando una massa consolidata di terreno, quasi continua, che forma una vera sottofondazione diretta profonda.

20.3.2.8 *Congelamento del terreno.* — Il consolidamento del terreno mediante congelamento trova applicazione come mezzo d'opera. È costoso così da poter

essere impiegato solo per zone limitate ed opere di notevole soggezione, quando non sia possibile adottare uno dei sistemi esposti nei precedenti paragrafi.

In Roma ne è stata fatta una interessante applicazione per il recupero dell'Ara Pacis (1).

Il procedimento si presta per la formazione di vere paratie di terreno congelato, che costituiscono dei diaframmi impermeabili, consentendo di porre all'asciutto le zone di lavoro.

Applicazioni possono aversi anche nella formazione di sostegni provvisori di fondazioni in terreni acquitrinosi, quando si debbano eseguire opere di sottofondazione. Si creano allora delle colonne portanti di terreno congelato spinte fino al terreno solido.

20.3.2.9 *Prosciugamento per elettrosmosi.* — Il consolidamento di un terreno prevalentemente limoso può essere affrontato con un procedimento ideato da Casagrande e basato sul principio dell'elettrosmosi.

Si infigge nel terreno un elettrodo positivo (anodo) ponendo l'elettrodo negativo (catodo) ad una conveniente distanza, in un pozzo dal quale venga pompata l'acqua. Facendo passare attraverso gli elettrodi una corrente continua di intensità da 15 a 20 ampere, con salto di potenziale da 80 a 90 volt, si provoca un incremento del gradiente cosicchè l'acqua affluisce più facilmente al pozzo di pompaggio.

Il fenomeno è dovuto al concentramento degli ioni positivi della soluzione intorno alle particelle di terreno, le quali hanno carica negativa. Al passaggio della corrente gli ioni positivi e le particelle di acqua aderenti agli ioni vengono attratti dall'elettrodo negativo e respinti da quello positivo cosicchè l'acqua libera dei pori è trascinata dal flusso nel pozzo. Il terreno perdendo acqua passa dallo stato fluido a quello solido, cosicchè il metodo trova applicazione anche per il consolidamento di masse terrose in movimento franoso.

Affinchè il procedimento dia risultati soddisfacenti occorre che il terreno abbia dimensioni dei pori fra 0,1 ed 1 mm.

Secondo Casagrande il coefficiente di permeabilità elettromotrice (ovvero il costo del flusso) è all'incirca uguale per sabbia, limo e argilla e può assumersi $K_e = 0{,}5 \times 10^{-4}$ cm/sec per un gradiente di 1 volt per cm.

Una variante del metodo consiste nell'adottare elettrodi in alluminio. Al passaggio della corrente ha luogo allora anche un apporto chimico, per effetto del quale si riesce ad ottenere la solidificazione di argille molli. Poichè il fenomeno non è reversibile l'argilla si mantiene in seguito nello stato consolidato, anche in presenza di acqua.

Applicazioni sono state fatte per consolidare il terreno in corrispondenza delle punte dei pali e quindi con elettrodi posti molto vicini l'uno all'altro.

20.3.2.10 *Iniettabilità del terreno.* — Si è visto che la possibilità di impiego delle diverse miscele dipende dalla granulometria del terreno da iniettare.

---

(1) Dalla Ditta Rodio.

L'iniettabilità di un terreno viene definita dal rapporto di due diametri caratteristici:

$$\frac{D\,15\,\%\text{ del terreno da iniettare}}{D\,85\,\%\text{ del materiale iniettato}}$$

che deve risultare maggiore di 25 per avere un soddisfacente risultato (v. figura 7.40).

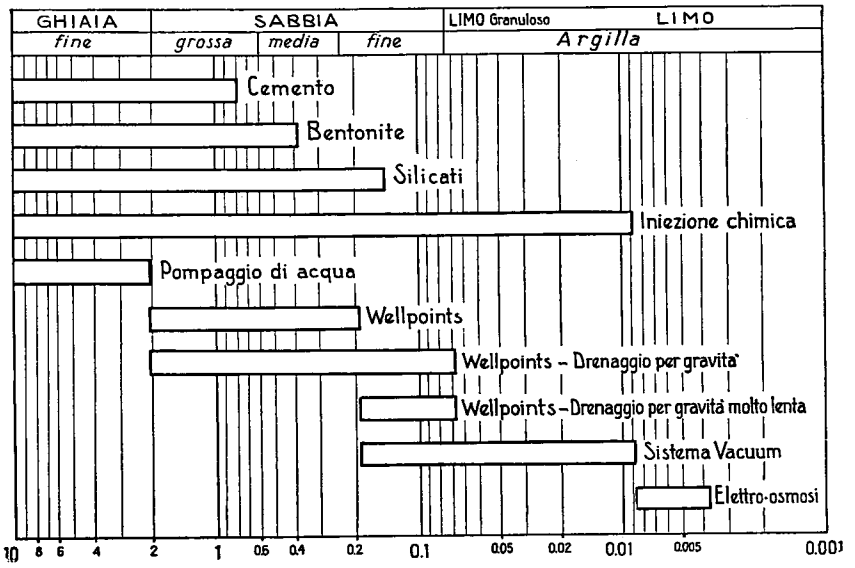


Fig. 20.45 – Attitudine dei terreni ad essere iniettati e prosciugati con procedimenti diversi a seconda della loro granulometria (Karol).

Quando si debbono iniettare delle fessure in roccia occorre che la dimensione massima dei grani della miscela non superi 1/3 della larghezza della fessura.

Nella fig. 20.45 sono indicati i limiti di applicabilità dei diversi procedimenti di consolidamento.

20.3.3 **Interventi a distanza.**

Quando il dissesto di un'opera sia dovuto a movimenti del terreno, estesi ad una zona più ampia dell'impianto dell'opera stessa, ed indipendenti dalla funzione assoluta dalle sue fondazioni, possono essere efficaci interventi a distanza.

Si tratta in generale di moti a sensibile componente orizzontale e possono essere naturali, quali fenomeni franosi lungo pendii, ovvero prodotti dall'uomo ed allora anche su morfologia pianeggiante quali i moti prodotti dall'esecuzione di scavi (v. cap. 15).

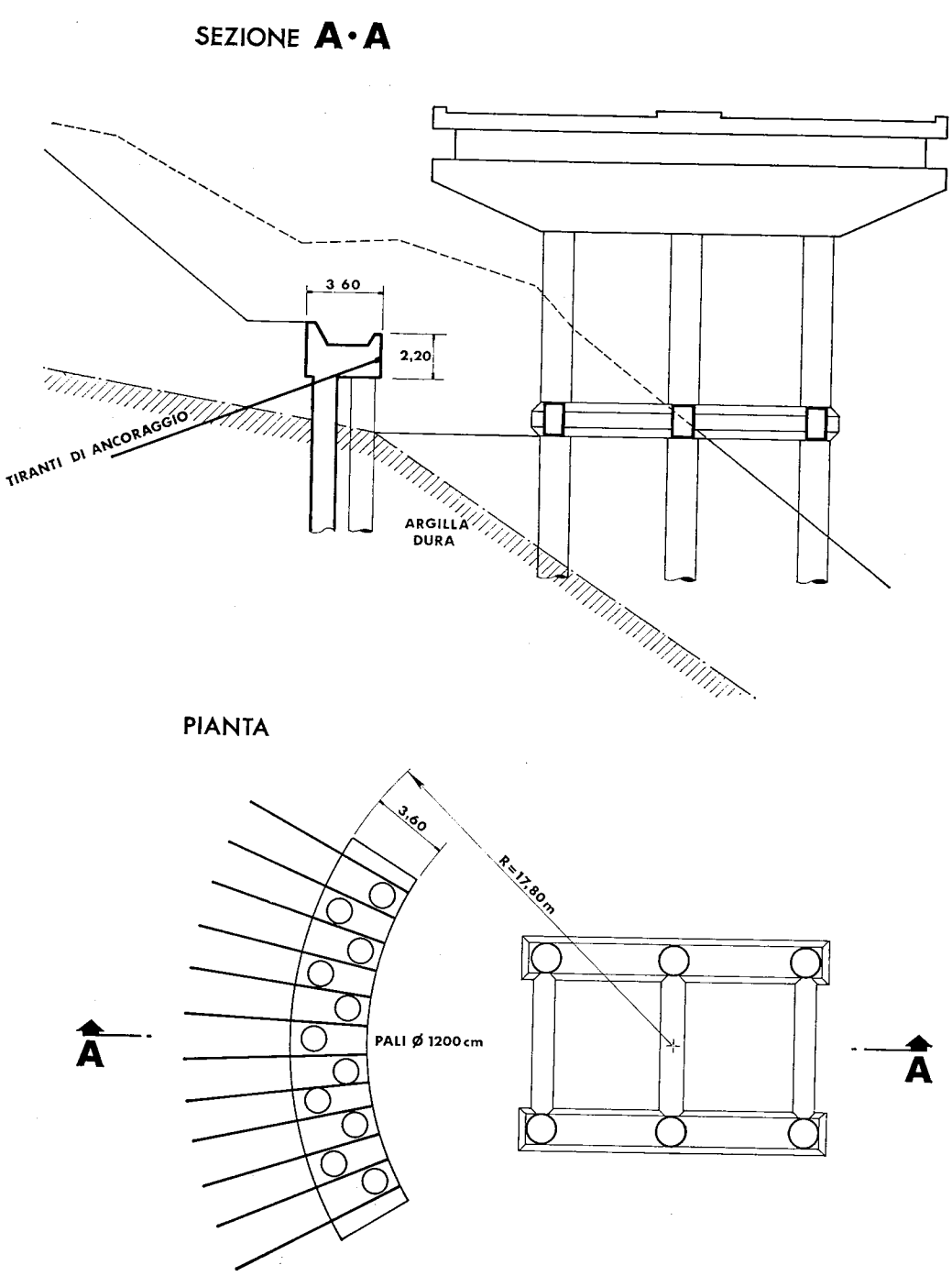


Fig. 20.46 – Difesa delle pile di un viadotto investite da movimento franoso della pendice.

Gli interventi consistono nell'esecuzione di elementi, quali muri di sostegno, pozzi, paratie (cap. 16), che si oppongono ai dislocamenti del terreno, da soli ovvero mediante l'ausilio di ancoraggi in strati profondi. Le figure riportate nel Cap. 17 ne illustrano delle applicazioni. La fig. 20.46 rappresenta in pianta e sezione una delle coronelle di pali ancorati a tiranti eseguiti a protezione delle pile di un viadotto investite da un moto franoso della pendice che ne ha messo in pericolo la stabilità.

BIBLIOGRAFIA

MASTRODICASA S., « *Dissesti statici delle strutture edilizie* », Hoepli (1978).

DEI POLI, « *Crolli e lesioni delle strutture* », Hoepli.

ZUCCOLO, « *Il restauro statico nell'Architettura di Venezia* », Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti.

SCHÜLTZE, « *Tecniques de conservation et de restauration des monuments,* ICBOM, Roma.

CROCI G., « *Intuizione e calcolo nella progettazione delle strutture* », Hoepli.

Atti delle giornate AICAP - 6-8 ott. 1977, Venezia.

APPENDICE

La normativa riportata di seguito è stata elaborata da una apposita commissione del Ministero dei LL.PP., come previsto dalla Legge n. 64 del '74.

Tale stesura, per quanto già discussa ed approvata dalla Assemblea Generale del Consiglio Superiore potrà subire ancora delle modifiche prima che il relativo decreto venga pubblicato nella Gazzetta Ufficiale.

Il decreto sarà poi affiancato da una circolare, sempre emanata dal Consiglio Superiore dei LL. PP., contenente delle integrazioni ed interpretazioni del Decreto che dovranno facilitarne l'applicazione.

Stabilire quali debbono essere i limiti di estensione ed approfondimento di una normativa geotecnica non è certo compito agevole e se nel corso di questo volume è stato più volte rilevato quanto sia difficile porre « la natura in equazione » si comprende quali gravi difficoltà si presentino a porre « la natura in normativa ».

Perciò la normativa non ha potuto trattare alcune condizioni essenziali di buona conduzione dei lavori.

Si segnala ad esempio alcuni aspetti:

1) *Strutture in elevazione e fondazione andrebbero sempre progettate dalla stessa persona. Comunque la progettazione della seconda non può ignorare la prima in quanto l'interazione fondazione-elevazione è altrettanto importante che la interazione terreno-fondazione.*

2) *Il committente, sia esso privato che Ente dovrebbe finanziare anzitutto le indagini geotecniche ed i controlli in sito non solo prima della esecuzione delle opere ma già prima della progettazione.*

Auspicabile è che l'organizzazione delle indagini venga affidata allo stesso progettista.

3) *Il Collaudatore delle fondazioni dovrebbe sempre essere collaudatore in corso d'opera e pure in corso d'opera dovrebbe considerarsi il progettista di opere di fondazione di un certo rilievo dandogli così la possibilità di ascoltare la risposta della interazione terreno-struttura e quindi apportare le dovute varianti.*

NORME GEOTECNICHE

elaborate dalla Commissione del Ministero dei LL. PP.

(Legge n. 64)

INDAGINI SUI TERRENI E SULLE ROCCE - STABILITÀ DEI PENDII NATURALI E DELLE SCARPATE - CRITERI GENERALI E PRESCRIZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DELLE OPERE A SOSTEGNO DELLE TERRE E DELLE OPERE DI FONDAZIONE

INDICE

A **Disposizioni generali** 858
A.1 Oggetto delle norme 858
A.2 Prescrizioni generali 858
A.3 Elaborati geotecnici e geologici 859
A.4 Collaudo 859

B **Indagini geotecniche** 859
B.1 Oggetto delle norme 859
B.2 Indagini nelle fasi di progetto e di costruzione 859
B.3 Ampiezza dell'indagine 860
B.4 Mezzi di indagine 860

C **Opere di fondazione** 860
C.1 Oggetto delle norme 860
C.2 Criteri di progetto 860
C.3 Prescrizioni per le indagini 861
C.4 Fondazioni dirette 861
C.4.1 Criteri di progetto 861
C.4.2 Carico limite e carico ammissibile del complesso fondazione-terreno . 861
C.4.3 Cedimenti 862
C.4.4 Elemento strutturale di fondazione 862
C.4.5 Scavi di fondazione 862
C.5 Fondazioni su pali 862
C.5.1 Criteri di progetto 862
C.5.2 Indagini specifiche 863
C.5.3 Carico limite ultimo e carico ammissibile del palo singolo 863
C.5.4 Carico ammissibile della palificata 863
C.5.5 Prove di carico 863

D **Opere di sostegno** 864
D.1 Oggetto delle norme 864
D.2 Criteri di progetto 864

D.3 Indagini specifiche 864
D.4 Verifiche dei muri di sostegno con fondazioni superficiali 865
D.4.1 Azioni sul muro di sostegno 865
D.4.2 Verifica allo slittamento del muro 865
D.4.3 Verifica al ribaltamento del muro 865
D.4.4 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione del muro-terreno . 865
D.4.5 Verifica di stabilità generale 865
D.5 Modalità costruttive 865

E **Manufatti di materiali sciolti** 866
E.1 Oggetto delle norme 866
E.2 Indagini sui terreni e sui materiali da costruzione 866
E.3 Criteri di progetto 866
E.4 Posa in opera dei materiali 867

F **Manufatti sotterranei** 867
F.1 Oggetto delle norme 867
F.2 Indagini specifiche 867
F.3 Progetto 867
F.3.1 Criteri di progetto 867
F.3.2 Metodi di scavo 867
F.3.3 Verifica del rivestimento 868
F.4 Controllo del manufatto 868

G **Stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo** 868
G.1 Oggetto delle norme 868
G.2 Pendii naturali 868
G.2.1 Verifica di stabilità 868
G.2.2 Indagini specifiche 869
G.2.3 Calcoli di stabilità 869
G.2.4 Interventi 869
G.3 Fronti di scavo 869
G.3.1 Indagini specifiche 869
G.3.2 Criteri di progetto e calcoli di stabilità 869

H **Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree** 870
H.1 Oggetto delle norme 870
H.2 Indagini specifiche 870
H.3 Verifica di fattibilità 870

I **Discariche e colmate** 870

L **Emungimenti da falde idriche** 871

M **Consolidamento dei terreni** 871

N **Drenaggi e filtri** 871

A DISPOSIZIONI GENERALI

A.1 Oggetto delle norme.

Con le presenti norme si stabiliscono i criteri di carattere generale da seguire:

- per il progetto e per l'esecuzione di indagini sui terreni, intesi quali terre o rocce nella loro sede;
- per il progetto, per la costruzione, per il collaudo di opere di fondazione, opere di sostegno, manufatti di materiali sciolti, manufatti sotterranei, fronti di scavo, discariche, colmate, drenaggi e filtri;
- per lo studio della stabilità di pendii naturali;
- per lo studio di fattibilità di opere su grandi aree, nei riguardi dei problemi geologici e geotecnici;
- per il progetto e per la realizzazione di interventi nel sottosuolo, quali consolidamenti dei terreni ed emungimenti di fluidi.

Le presenti norme si applicano a tutte le opere pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, come disposto dall'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64. Per le opere speciali di cui al punto (*d*) dell'art. 1 della sopra richiamata legge, le presenti norme vanno integralmente applicate, salvo quanto disposto nelle norme tecniche relative alle singole opere speciali.

Per le zone classificate come sismiche, le presenti norme debbono essere integrate con quanto stabilito dalle norme sulle costruzioni in zone sismiche, di cui all'art. 3 della legge su indicata.

Per quanto attiene al calcolo ed al dimensionamento delle strutture, dei manufatti considerati nelle presenti norme, ai relativi materiali, ai procedimenti e metodi costruttivi, si rimanda alle vigenti norme specifiche, e in particolare alle norme emanate in applicazione della legge 5-11-1971, n. 1086, salvo quanto diversamente prescritto nelle sezioni seguenti.

A.2 Prescrizioni generali.

Le scelte di progetto devono essere sempre basate sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove.

I calcoli di progetto devono comprendere le verifiche di stabilità. La scelta dei coefficienti di sicurezza deve essere motivata. L'assunzione di valori diversi da quelli prescritti nei capitoli successivi deve essere giustificata con una analisi documentata.

Il progetto deve comprendere anche una valutazione dei prevedibili spostamenti dell'insieme opera-terreno, nonchè un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in rapporto alla sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli ad esso adiacenti.

La grandezza dei carichi e delle azioni da considerare nei calcoli geotecnici deve essere stabilita sulla base di una analisi che tenga conto della probabilità e della frequenza della loro applicazione, del loro tempo di permanenza, della natura dei terreni presenti nel sottosuolo nonchè del tipo di opera.

Si deve tener conto anche di sovraccarichi che gravino direttamente sul terreno nelle zone interferenti con l'opera.

Nel progetto debbono essere considerati gli aspetti costruttivi di carattere generale.

In fase costruttiva si deve controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica di progetto e le effettive condizioni del sottosuolo.

Nel caso di costruzioni di modesto rilievo in rapporto alla stabilità globale dell'insieme opera-terreno, che ricadono in zone già note, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo può essere ottenuta per mezzo della raccolta di notizie e dati sui quali possa responsabilmente essere basata la progettazione.

In questo caso i calcoli geotecnici di stabilità e la valutazione degli spostamenti possono essere omessi ma l'idoneità delle soluzioni progettuali adottate deve essere motivata con apposita relazione.

A.3 Elaborati geotecnici e geologici.

I risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici, devono essere esposti in una relazione geotecnica, parte integrante degli atti progettuali.

Nei casi in cui le presenti norme prescrivano uno studio geologico, deve essere redatta anche una relazione geologica, che fa parte integrante degli atti progettuali.

A.4 Collaudo.

Il collaudo dovrà accertare la rispondenza delle opere eseguite alle previsioni progettuali, tenendo conto di tutti i dati rilevati in corso di costruzione e la rispondenza della esecuzione alla presente normativa.

Ulteriori indagini e prove saranno effettuate nel corso del collaudo in quanto ritenute necessarie, al fine di accertare l'idoneità dell'opera all'uso cui è destinata.

B INDAGINI GEOTECNICHE

B.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme riguardano il progetto e l'esecuzione delle indagini geotecniche. Queste indagini hanno lo scopo di raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto e per il controllo del comportamento dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno.

B.2 Indagini nelle fasi di progetto e di costruzione.

Nella fase dell'accertamento di fattibilità dovrà essere effettuata un'indagine geologica e geotecnica, anche storica, per valutare la stabilità di insieme della zona, prima ed a seguito della costruzione dell'opera in progetto, e per individuare i problemi che la natura e le caratteristiche geotecniche dei terreni pongono nelle scelte delle soluzioni progettuali e dei corrispondenti procedimenti costruttivi.

In questa fase possono essere utilizzati dati geologici e geotecnici deducibili dalla letteratura e da rapporti su lavori eseguiti nella stessa zona.

Nella fase di progetto le indagini devono essere dirette ad approfondire la caratterizzazione geotecnica e qualitativa e quantitativa del sottosuolo per confrontare le soluzioni possibili, scegliere quella esecutiva e definire i procedimenti costruttivi.

Per i manufatti di materiali sciolti l'indagine deve comprendere anche la ricerca e lo studio dei materiali da impiegare nella costruzione.

Le indagini, gli studi ed i rilievi devono essere portati a termine nei tempi utili alla compilazione del progetto, salvo successivi sviluppi in relazione alle esigenze della fase costruttiva.

Nel caso di modesti manufatti (v. A.2) che ricadano in zone già note, le indagini

ed i rilievi possono essere ridotti alla raccolta di notizie e dati in precedenza acquisiti, sui quali possa responsabilmente essere basata la progettazione.

L'idoneità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la costruzione, considerando oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori e adattando, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.

B.3 Ampiezza della indagine.

Lo studio geotecnico va esteso alla parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il comportamento del manufatto stesso (volume di roccia significativo).

L'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera da costruire, alla complessità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame.

B.4 Mezzi di indagine.

Il programma delle indagini deve essere formulato in base alla prevedibile costituzione del sottosuolo, tenuto conto dei problemi in esame.

Le indagini geotecniche consistono in:

a) perforazioni o scavi;
b) prelievo di campioni;
c) modalità di individuazione delle falde e misure relative alle corrispondenti caratteristiche idrologiche;
d) prove in sito e di laboratorio per la determinazione delle proprietà dei terreni;
e) eventuali indagini geofisiche.

I mezzi di indagine devono essere scelti caso per caso in relazione ai terreni presenti nel sottosuolo, alle finalità e caratteristiche dell'opera.

Il programma delle indagini deve essere sufficientemente flessibile per consentire eventuali modifiche conseguenti alle conoscenze che si otterranno nel corso delle indagini stesse.

C OPERE DI FONDAZIONE

C.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme riguardano le fondazioni di manufatti di qualsiasi tipo.

Per quanto attiene al calcolo delle strutture costituenti la fondazione, ai materiali impiegati, ai procedimenti e metodi costruttivi, valgono le vigenti norme specifiche.

Per le fondazioni di manufatti ricadenti in zone sismiche devono essere rispettate le prescrizioni di cui al titolo II della legge 2-2-1974, n. 64.

C.2 Criteri di progetto.

Il progetto della fondazione di un'opera va eseguito congiuntamente al progetto dell'opera in elevazione e comprende anche l'indicazione dei metodi di costruzione.

I requisiti di un'opera di fondazione devono essere i seguenti:

— lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno stesso, nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente verificarsi nel tempo;

— gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere tali da non compromettere la statica e la funzionalità delle strutture in elevazione.

Deve essere tenuta in debito conto l'influenza che l'opera in progetto può avere su fondazioni e su costruzioni esistenti nelle vicinanze.

Il progetto deve comprendere:

— indagini, rilievi, studi per individuare e valutare i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione;
— scelta del tipo di fondazione;
— verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione;
— previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo;
— scelta dei procedimenti costruttivi;
— proporzionamento delle strutture di fondazione e relative verifiche di sicurezza.

C.3 Prescrizioni per le indagini.

I rilievi e le indagini — da effettuare in conformità alle direttive riportate alla sezione B — hanno lo scopo di accertare la costituzione del sottosuolo e la presenza di acque sotterranee a pelo libero ed in pressione e di misurare o consentire la valutazione delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni.

La profondità da raggiungere con le indagini va computata dalla quota più bassa dell'opera di fondazione. Essa va stabilita e giustificata caso per caso in base alla forma, alle dimensioni, e alle caratteristiche strutturali del manufatto, al valore dei carichi da trasmettere in fondazione, alle caratteristiche degli stessi terreni di fondazione ed alla morfologia di una conveniente area circostante all'opera.

Indagini specifiche devono essere eseguite nelle aree dove per motivate ragioni geologiche, storiche e minerarie possono essere presenti cavità nel sottosuolo.

C.4 Fondazioni dirette.

C.4.1 Criteri di progetto.

Il piano di posa deve essere situato al disotto della coltre di terreno vegetale, nonché al disotto dello strato interessato dal gelo e da significative variazioni di umidità stagionali. Una scelta diversa deve essere adeguatamente giustificata.

Le fondazioni devono essere direttamente difese o poste a profondità tale da risultare protette dai fenomeni di erosione del terreno superficiale.

Nel progetto di una fondazione diretta si deve verificare che il comportamento della fondazione, tanto nei suoi elementi quanto nel suo complesso, sia compatibile con la sicurezza e con la funzionalità dell'opera.

A tal fine si devono determinare il carico limite del complesso fondazione-terreno e i cedimenti, sia per le singole strutture di fondazione che per l'intera opera.

Nei casi in cui una lunga e soddisfacente pratica locale consenta di definire il tipo e le dimensioni delle fondazioni le scelte devono essere documentate e giustificate in base ad un giudizio globale con esplicito riferimento alla situazione geotecnica del sottosuolo.

C.4.2 Carico limite e carico ammissibile del complesso fondazione-terreno.

Il carico limite del complesso fondazione-terreno deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione.

Nel calcolo devono essere considerate anche le eventuali modifiche che l'esecuzione dell'opera può apportare alle caratteristiche del terreno ed allo stato dei luoghi.

Nel caso di manufatti situati su od in prossimità di pendii naturali od artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio stesso, secondo quanto disposto alla sezione G, includendo nelle verifiche le forze trasmesse dalla fondazione.

Il carico ammissibile deve essere fissato come un'aliquota del carico limite.

Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 3 (v. A.2) a meno che caratteristiche dell'opera, indagini particolarmente accurate, o omogeneità ed uniformità del comportamento del terreno, approfondita conoscenza delle azioni sulla struttura e metodi di calcolo più aderenti alla realtà consentano l'adozione di valori più bassi.

C.4.3 CEDIMENTI.

I cedimenti assoluti e differenziali ed il loro decorso nel tempo devono essere compatibili con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura e con la funzionalità del manufatto.

La previsione dei cedimenti deve essere basata sul calcolo riferito alle condizioni geotecniche del sottosuolo, valutando opportunamente l'entità dei carichi e sovraccarichi.

Tale previsione può essere limitata ad un giudizio globale se una lunga e soddisfacente pratica locale consente di valutare il comportamento del complesso terreno-strutture.

C.4.4 ELEMENTO STRUTTURALE DI FONDAZIONE.

Per le verifiche di resistenza delle singole membrature o elementi strutturali di una fondazione si deve tenere conto delle reazioni del terreno, di eventuali spinte dovute all'acqua e dell'influenza di eventuali sovraccarichi direttamente applicati al terreno.

I carichi e le azioni sopracitati vanno combinati in modo tale da dar luogo, in ciascun elemento strutturale della fondazione, al più gravoso stato di sollecitazione.

Nella valutazione degli stati di sollecitazione degli elementi strutturali di fondazione si deve tener conto dell'interazione terreno-struttura di fondazione-struttura in elevazione.

C.4.5 SCAVI DI FONDAZIONE.

Nell'esecuzione degli scavi per raggiungere il piano di posa della fondazione si deve tener conto di quanto specificato al punto A.2, al punto D.2 ed alla sezione G.

Il terreno di fondazione non deve subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione dell'opera. Eventuali acque ruscellanti o stagnanti devono essere allontanate dagli scavi.

Il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione deve essere regolarizzato e protetto con un getto di conglomerato magro.

Nell'eventualità di scavi eseguiti in terreni permeabili sotto il livello della falda si devono rispettare le prescrizioni di cui alla sezione L.

C.5 **Fondazioni su pali.**

C.5.1 CRITERI DI PROGETTO.

Il progetto di una fondazione su pali comporta il dimensionamento della palificata e delle relative strutture di collegamento; esso comprende la scelta del tipo di palo e delle relative modalità di esecuzione e lo studio del comportamento del complesso palificata-terreno.

Deve essere determinato il carico limite del singolo palo e quello della palificata e verificata l'ammissibilità dei cedimenti della palificata in relazione alle caratteristiche delle strutture in elevazione sotto le condizioni precisate nel punto A.2.

Devono essere valutate le eventuali variazioni delle caratteristiche del terreno e le conseguenze che l'esecuzione della palificata può provocare su manufatti esistenti in zone vicine.

Qualora sussistano le condizioni geotecniche per cui si possa verificare il fenomeno dell'attrito negativo si deve tener conto nella scelta del tipo di palo, nel dimensionamento e nelle verifiche, del corrispondente effetto.

C.5.2 INDAGINI SPECIFICHE.

Le indagini devono essere eseguite in conformità alla sezione B e devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle azioni delle acque del sottosuolo.

La profondità delle indagini va computata a partire dalla quota della punta dei pali.

C.5.3 CARICO LIMITE ULTIMO E CARICO AMMISSIBILE DEL PALO SINGOLO.

La determinazione del carico ultimo del complesso palo-terreno deve essere effettuata con uno o più dei seguenti procedimenti:

a) metodi analitici per la valutazione della resistenza alla base e lungo il fusto;
b) correlazioni basate sui risultati di prove in sito;
c) sperimentazione diretta su pali di prova (vedi punto C.5.5);
d) analisi del comportamento dei pali durante la battitura.

Nel progetto si deve giustificare la scelta del o dei procedimenti di calcolo adottati.

La valutazione del carico assiale sul palo singolo deve essere effettuata prescindendo dal contributo delle strutture di collegamento direttamente appoggiate sul terreno.

La sperimentazione diretta con prove di carico su pali singoli o gruppi di pali, deve essere in ogni caso eseguita per opere di notevole importanza e quando, per la natura del sottosuolo, i risultati delle indagini non consentano di esprimere giudizi affidabili sul comportamento del palo.

Il valore del carico ammissibile del palo singolo rispetto al carico assiale ultimo deve essere fissato applicando un coefficiente di sicurezza da stabilire in relazione alle caratteristiche del terreno, al tipo e alle modalità costruttive del palo.

Il valore del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,5.

Per il calcolo del carico limite dovranno anche considerarsi le eventuali forze orizzontali.

C.5.4 CARICO AMMISSIBILE DELLA PALIFICATA.

Il calcolo del carico ammissibile della palificata deve essere eseguito sulla base del carico ammissibile del palo singolo e dell'influenza della configurazione geometrica della palificata, del tipo costruttivo di palo e della costituzione del sottosuolo.

Il carico ammissibile della palificata deve essere stabilito anche in relazione al valore dei cedimenti assoluti e differenziali compatibili con la sicurezza e la funzionalità dell'opera e di quelle adiacenti.

C.5.5 PROVE DI CARICO.

Le prove di progetto per la determinazione del carico limite del palo singolo di cui al punto C.5.3 devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a

rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi abbassamenti-carichi e abbassamenti-tempi.

Le prove di collaudo di una palificata devono essere spinte fino 1,5 volte il carico ammissibile del palo valutato secondo quanto specificato al punto C.5.3.

Il numero dei pali da sottoporre alla prova di carico deve essere stabilito in base all'importanza dell'opera ed al grado di omogeneità del sottosuolo. Per opere di notevole importanza tale numero deve essere pari ad almeno il 2% del numero totale dei pali che compongono la palificata, con un minimo di due.

Per pali prefabbricati e infissi la percentuale dei pali da sottoporre a prova può essere ridotta all'1% fermo restando il minimo di 2.

D OPERE DI SOSTEGNO

D.1 Oggetto delle norme.

Le norme contenute nella presente sezione si applicano ai muri di sostegno, alle paratie, alle palancolate ed alle armature per il sostegno di scavi.

D.2 Criteri di progetto.

Il comportamento dell'opera di sostegno, intesa come complesso struttura-terreno deve essere esaminato tenendo conto dei seguenti fattori:

a) successione e caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione e di eventuali materiali di riporto, interessati dall'opera;
b) falde idriche;
c) profilo della superficie topografica del terreno prima e dopo l'inserimento dell'opera;
d) manufatti circostanti;
e) caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'opera;
f) drenaggi e dispositivi per lo smaltimento delle acque superficiali e sotterranee;
g) modalità di esecuzione dell'opera e del rinterro.

Deve essere verificata la stabilità dell'opera di sostegno e del complesso opera-terreno. Le verifiche debbono essere effettuate nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione tenendo conto delle possibili oscillazioni del livello dell'acqua nel sottosuolo.

Quando il terreno sia sede di moti di filtrazione, l'opera deve essere verificata nei riguardi del sifonamento.

Nel caso di opere su pendio o prossime a pendii si deve esaminare anche la stabilità di questi, secondo quanto indicato alla sezione G.

Il progetto deve comprendere inoltre il dimensionamento delle opere di drenaggio e di raccolta delle acque superficiali, tenuto conto anche di quanto indicato alla sezione N e con le limitazioni prescritte alla sezione L.

Nel caso di scavi armati o delimitati da pareti, deve essere verificata anche la stabilità del fondo nei riguardi della rottura per sollevamento.

D.3 Indagini specifiche.

Per i criteri generali di indagine si fa riferimento alla sezione B.

Il volume significativo di cui al punto B.3 deve contenere le superfici di scorrimento

possibili relative alla stabilità globale dell'opera e del terreno circostante. In particolare, nei terreni sede di moti di filtrazione tale volume deve comprendere le zone dove possono aver luogo fenomeni di sifonamento.

D.4 Verifiche dei muri di sostegno con fondazioni superficiali.

D.4.1 Azioni sul muro di sostegno.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua, ai sovraccarichi ed al peso proprio del muro devono essere calcolate e composte in modo da pervenire di volta in volta, alla condizione più gravosa nei confronti delle verifiche di cui ai punti seguenti.

Le ipotesi per il calcolo delle spinte sui muri devono essere giustificate con considerazioni sugli spostamenti prevedibili in relazione alla funzione assolta dal muro. In particolare la spinta attiva può essere adottata nei casi in cui questo valore della spinta sia compatibile con i possibili spostamenti del muro.

Ai fini della verifica di cui al successivo punto D.4.2, non si tiene conto, nel calcolo, del contributo di resistenza del terreno antistante il muro; in casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi del muro, si può tenerne conto con valori non superiori al 50% della resistenza passiva.

D.4.2 Verifica allo slittamento del muro.

Per la sicurezza allo slittamento lungo il piano di posa del muro, il rapporto tra la somma delle forze resistenti nella direzione di slittamento e la somma delle componenti, nella stessa direzione, delle azioni sul muro deve essere non inferiore ad 1,3.

D.4.3 Verifica al ribaltamento del muro.

La risultante del peso proprio delle azioni permanenti e di quelle di lunga durata non deve cadere al di fuori del nocciolo d'inerzia dell'intera sezione di base. Il rapporto fra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti rispetto al lembo anteriore della base deve essere non inferiore ad 1,5.

D.4.4 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione del muro-terreno.

Questa verifica deve essere eseguita secondo quanto prescritto alla sezione C, tenendo conto dell'inclinazione ed eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione. Il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 2.

D.4.5 Verifica di stabilità generale.

Questa verifica riguarda la stabilità del terreno, nel quale è inserito il muro, nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo.

Il coefficiente di sicurezza non deve risultare inferiore ad 1,3.

D.5 Modalità costruttive.

A tergo dei muri di sostegno deve essere realizzato un drenaggio in grado di garantire anche nel tempo un adeguato smaltimento delle acque piovane e di falda. Tale drenaggio deve essere dimensionato secondo quanto prescritto alla sezione N.

Il muro deve essere interrotto da giunti trasversali, estesi alla fondazione quando lo richiedano la lunghezza del manufatto e la natura del terreno.

Nel caso in cui alle spalle del muro debba essere eseguito un rinterro, sono da seguire le norme del punto E.3.

Il costipamento del rinterro, quando previsto, deve essere eseguito secondo quanto prescritto alla sezione E.

E MANUFATTI DI MATERIALI SCIOLTI

E.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti ed ai rinterri.

Le colmate e le discariche sono trattate alla sezione I.

Le dighe di ritenuta di materiali sciolti sono oggetto di norme tecniche specifiche.

E.2 Indagini sui terreni e sui materiali da costruzione.

Le indagini devono essere programmate e svolte secondo quanto prescritto alla sezione B.

Nel progetto occorre considerare globalmente l'insieme manufatto-sottosuolo. A tal fine devono essere definite la stratigrafia, le proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione e le caratteristiche di eventuali falde idriche.

Il progetto deve prevedere la scelta dei materiali; questa deve essere effettuata tenendo presenti le risorse naturali della zona, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

A tal fine, dove si prevede l'apertura di cave di prestito devono essere effettuate indagini geologiche e geotecniche per accertare la disponibilità di materiali idonei e la possibilità di eseguire i lavori.

Sui materiali prescelti devono essere eseguite indagini di laboratorio per definire la classificazione geotecnica e le caratteristiche di costipamento e, quando necessario, le proprietà meccaniche e la permeabilità.

E.3 Criteri di progetto.

Il manufatto deve essere progettato tenendo conto dei requisiti richiesti per la sua funzione nonchè delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Devono essere altresì indicate le fonti di approvvigionamento e le disponibilità dei materiali.

La stabilità dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere indicata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione ed all'esercizio, adottando i valori delle caratteristiche fisico-meccaniche determinati con le indagini di cui al punto E.2. Per i rilevati il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore ad 1,3. Per gli argini vale quanto previsto nelle norme tecniche per le dighe di ritenuta di materiali sciolti.

Si deve verificare che i cedimenti, dovuti alle deformazioni dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il manufatto, siano compatibili con la funzionalità e la sicurezza del manufatto stesso.

Si deve accertare l'influenza del manufatto in progetto sui manufatti esistenti e indicare gli interventi occorrenti per limitarne gli effetti sfavorevoli.

Nel caso di manufatti su pendii, si deve esaminare anche l'influenza che la realizzazione dei manufatti può avere sulle condizioni di stabilità generali del pendio. L'analisi deve essere sviluppata come indicato al punto G.2.

Il progetto di opere correnti o modeste per dimensioni e funzione, può essere basato su stime cautelative delle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale impiegato e del terreno di fondazione.

Il progetto deve considerare anche tutti gli interventi occorrenti per proteggere il manufatto dagli agenti esterni.

E.4 Posa in opera dei materiali.

I materiali costituenti i manufatti devono essere posti in opera a strati e costipati. Al riguardo devono essere indicate in progetto le prescrizioni relative alla posa in opera, precisando i controlli da eseguire durante la costruzione ed i limiti di accettabilità dei materiali.

La posa in opera senza costipamento è consentita, nel caso di manufatti di pietrame e nel caso di opere subacquee quale che sia il materiale impiegato, avuto riguardo all'importanza del manufatto.

Di ciò si deve tener conto in progetto, sia nella definizione della sezione tipo dell'opera, sia nella valutazione delle proprietà fisico-meccaniche dei materiali.

F MANUFATTI SOTTERRANEI

F.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano ai manufatti completamente immersi nel terreno che si realizzano mediante scavo in sotterraneo.

F.2 Indagini specifiche.

Le indagini geologiche e geotecniche per la scelta dell'ubicazione o del tracciato del manufatto e per la raccolta dei dati da porre a base dei calcoli geotecnici devono essere programmate ed eseguite secondo i criteri indicati nella sezione B ed al successivo punto F. 4.

F.3 Progetto.

F.3.1 Criteri di progetto.

Nel progetto di manufatti sotterranei devono essere specificati ed adeguatamente giustificati:

a) la scelta dell'ubicazione o del tracciato dell'opera, in dipendenza dei caratteri geologici, idrogeologici e geomorfologici del territorio, delle proprietà geotecniche dei terreni, della posizione e delle caratteristiche dei manufatti preesistenti;

b) la previsione dei metodi di scavo, delle opere provvisionali, dei mezzi occorrenti per l'aggottamento eventuale o della intercettazione dell'acqua sotterranea e degli eventuali procedimenti speciali per il consolidamento temporaneo o permanente del terreno;

c) la previsione degli effetti che gli scavi e l'eventuale aggottamento d'acqua avranno sulla stabilità dei manufatti ricadenti nella zona di influenza dello scavo e degli eventuali provvedimenti da adottare;

d) la previsione sull'eventuale presenza di gas tossici od esplosivi, sulle acque dre-

nate dal sottosuolo, sulle condizioni geotecniche, sulla ventilazione occorrente nel corso dei lavori ed in fase di esercizio;

e) la definizione delle caratteristiche geometriche e strutturali del manufatto;

f) il piano degli strumenti per il controllo del comportamento delle strutture e del terreno durante il corso dei lavori ed eventualmente in fase di esercizio.

Nel progetto devono essere chiaramente indicati le ipotesi assunte per la valutazione delle componenti di sollecitazione che si destano nel sottosuolo nell'intorno del manufatto ed il significato delle approssimazioni che ne conseguono.

F.3.2 METODI DI SCAVO.

La scelta dei metodi di scavo deve effettuarsi tenendo conto delle proprietà geotecniche dei terreni che si prevede di attraversare, e della eventuale presenza di falda, e di altri manufatti.

Il materiale di risulta dello scavo deve essere sistemato in aree da indicare in progetto, tenendo conto delle prescrizioni della sezione I.

F.3.3 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO.

Le ipotesi per la verifica del rivestimento devono essere compatibili con il metodo e con i tempi di costruzione.

Nel progetto si deve tenere conto della presenza di altri manufatti superficiali o sotterranei e si devono indicare gli eventuali vincoli da imporre per nuove costruzioni.

F.4 Controllo del manufatto.

La soluzione di progetto deve essere controllata sulla base delle osservazioni e dei dati sperimentali che si raccolgono nel corso dei lavori. Le osservazioni devono essere proseguite durante l'esercizio per un congruo periodo di tempo, da indicare in progetto.

G STABILITÀ DEI PENDII NATURALI E DEI FRONTI DI SCAVO

G.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano a:

a) pendii naturali interessati da movimenti franosi;

b) pendii naturali nei quali debbano realizzarsi lavori di qualsiasi tipo;

c) pendii la cui stabilità interessi la sicurezza di opere esistenti;

d) fronti di scavo.

G.2 Pendii naturali.

G.2.1 VERIFICHE DI STABILITÀ.

L'accertamento della stabilità deve comprendere i calcoli per determinare il grado di sicurezza del pendio, nella situazione naturale ed in quella eventualmente modificata dai lavori.

Tali calcoli devono essere basati su dati geologici e geotecnici acquisiti con indagini specifiche.

G.2.2 INDAGINI SPECIFICHE.

I rilievi e le indagini devono effettuarsi secondo le prescrizioni della sezione B e secondo i criteri particolari seguenti:

a) la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia;

b) lo studio geologico deve precisare la natura dei terreni, il loro assetto tettonico-strutturale, i caratteri geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo;

c) le indagini geotecniche devono precisare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, la distribuzione delle pressioni dell'acqua interstiziale o nelle discontinuità, gli spostamenti di punti in superficie e in profondità.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi indicati ai punti *a* e *b*, alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Nel caso di pendii in frana le indagini devono definire anche le caratteristiche geometriche e cinematiche della frana.

G.2.3 CALCOLI DI STABILITÀ.

La scelta del metodo di calcolo per la verifica della stabilità deve essere fatta tenendo conto della posizione e della forma delle prevedibili superfici di scorrimento, dell'assetto strutturale, nonché delle caratteristiche meccaniche del terreno.

Nel caso di pendii in frana si devono adottare quei metodi — in quanto applicabili — che permettono di eseguire la verifica lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella ricostruita con le indagini.

In generale, deve essere esaminato il numero di possibili superfici di scorrimento sufficienti ad individuare il coefficiente di sicurezza con un'approssimazione accettabile.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire un'agevole determinazione delle pressioni neutre, i calcoli di verifica devono essere effettuati assumendo le più sfavorevoli condizioni che ragionevolmente si possono prevedere.

G.2.4 INTERVENTI.

Il progetto degli interventi di consolidamento di un pendio deve essere corredato dei calcoli di stabilità sviluppati secondo quanto indicato al punto precedente.

Il piano dei controlli sulla efficacia dei provvedimenti deve costituire parte integrante degli elaborati progettuali.

G.3 Fronti di scavo.

G.3.1 INDAGINI SPECIFICHE.

Le indagini specifiche sono quelle indicate al punto G.2.2 esse possono essere eseguite anche parzialmente e diversamente sviluppate a seconda delle condizioni locali, della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e della durata di apertura dello scavo.

G.3.2 CRITERI DI PROGETTO E CALCOLI DI STABILITÀ.

Il progetto deve definire un profilo del terreno che sia stabile con adeguato margine di sicurezza, da valutarsi con i metodi di calcolo indicati al punto G.2.3.

Nel caso di terreni uniformi e omogenei e nei quali le pressioni neutre siano note con sufficiente attendibilità, il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1,3. Nelle altre situazioni il valore del coefficiente di sicurezza da adottare deve essere scelto caso

per caso, tenuto conto principalmente della complessità strutturale del sottosuolo e delle reali conoscenze del regime delle pressioni neutre.

Si deve tener conto dell'esistenza di manufatti e sovraccarichi in prossimità del ciglio dello scavo.

Nel progetto deve essere esaminata l'eventuale influenza dello scavo sulla situazione idraulica dell'area interessata.

H FATTIBILITÀ GEOTECNICA DI OPERE SU GRANDI AREE

H.1 Oggetto delle norme.

Le presenti norme comprendono i criteri di carattere geotecnico da adottare nella elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti che interessano ampie superfici e che possono comportare variazioni significative nelle condizioni del sottosuolo e precisamente:

a) nuovi insediamenti urbani o industriali;
b) ristrutturazione di insediamenti già esistenti, compresi quelli da consolidare e trasferire ai sensi della legge 9-7-1908, n. 445 e successive modificazioni ed integrazioni;
c) reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
d) strade, ferrovie ed idrovie;
e) porti;
f) aeroporti;
g) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
h) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o di gas dal sottosuolo.

H.2 Indagini specifiche.

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti.

Le indagini devono in particolare accertare le condizioni di stabilità dei pendii, tenuto conto anche di eventuali dannosi effetti dell'inserimento delle opere.

Saranno inoltre considerati i fenomeni di subsidenza prodotti da modifiche del regime delle acque superficiali e profonde nonchè da asportazioni o riporti di materiale.

H.3 Verifiche di fattibilità.

Prima di passare alla progettazione delle singole opere per le quali valgono le norme specifiche, occorre verificare e documentare con relazione tecnica la fattibilità dell'insieme dal punto di vista geologico e geotecnico e, se necessario, individuare i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo.

I DISCARICHE E COLMATE

La presente norma si applica agli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura.

Nel rispetto degli strumenti urbanistici e delle norme vigenti sulla protezione dei corsi d'acqua, sulla salvaguardia del paesaggio e dell'igiene pubblica, la scelta delle aree

da destinare a discarica o colmata va eseguita sulla base di uno studio geologico e geotecnico.

Le discariche e le colmate devono essere realizzate sulla base di un progetto che ne stabilisca le dimensioni e le modalità di posa in opera, indichi i provvedimenti necessari per la conservazione della stabilità nel tempo, tenendo conto anche della futura destinazione dell'area, esamini la stabilità dell'insieme terreno di fondazione-discarica, con particolare riguardo alla stabilità dei pendii e consideri l'influenza sulle opere presenti nei dintorni.

Lo studio idraulico dell'area da destinare a discarica o colmata deve prevedere tutte le opere di raccolta e canalizzazione delle acque superficiali e profonde, nonché delle eventuali acque drenate nel tempo dal corpo stesso della discarica.

L EMUNGIMENTI DA FALDE IDRICHE

La presente norma si applica alle opere ed agli interventi riguardanti l'estrazione di acqua dal sottosuolo.

Nel progetto delle opere di emungimento si deve accertare che eventuali conseguenti cedimenti della superficie del suolo siano compatibili con la stabilità e la funzionalità dei manufatti presenti nella zona interessata dall'emungimento.

Il progetto deve stabilire anche i mezzi e le modalità di estrazione in modo da evitare che con l'acqua venga anche estratto il terreno o la sua frazione più fina.

M CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI

La presente norma si applica agli interventi di consolidamento dei terreni e delle rocce volti ad ottenere modifiche permanenti o temporanee delle caratteristiche meccaniche per mezzo di procedimenti tecnologici di vario tipo.

Il progetto di consolidamento deve comprendere:

a) analisi delle condizioni che rendono necessario l'intervento in relazione alle opere da realizzare ed agli scopi che si devono conseguire;
q) acquisizione dei dati geologici e geotecnici specifici necessari al progetto mediante indagini in sito e di laboratorio;
c) progetto esecutivo dei lavori di consolidamento e dei processi costruttivi;
d) prescrizioni sulla verifica delle previsioni progettuali attraverso indagini in corso d'opera con relativo controllo in sito.

N DRENAGGI E FILTRI

Le presenti norme si applicano ai manufatti formati da uno o più strati di materiale sabbio-ghiaioso o di materiali sintetici costruiti allo scopo di controllare e regolare la filtrazione e le pressioni neutre delle acque nel sottosuolo, nell'interno di manufatti di materiali sciolti ed al contatto tra strutture e terreno.

Il progetto di drenaggi e filtri deve comprendere la scelta dei materiali tenendo conto dei requisiti richiesti per la funzionalità dei filtri stessi e delle caratteristiche del terreno con il quale essi sono a contatto.

INDICE ANALITICO ALFABETICO (1)

A

Accelerazione, 715, 717
Adesione palo-terreno, 177, 182, 198, 530
— tirante-terreno, 574, 575
Aggottamento, 319 *s*(2), 326
Air lifting (v. aspiratore)
Alleggerimento di fondazioni, 829, 835
Altezza critica, 304, 410, 411
— *di pressione interstiziale*, 50, 146, 308, 343, 402, 462, 466, 559, 602, 803
— premente su una galleria, 605, 606, 611, 613
Ampiezza di oscillazione, 690, 703, 708, 716, 718, 726
Ampliamento di fondazioni, 720
Amplificazione del suolo, 778
Analisi modale, 736
Ancoraggi, 475, 520, 551, 554, 556
Anello plastico (v. arco di autodifesa)
Angolo di naturale declivio o di riposo, 332
Arco rovescio, 601, 655
— di autodifesa o naturale, 537, 604, 621
Aria compressa, 615
Armature di strutture in c. a.: 69, 72, 74, 75, 82, 101, 241, 243, 260, 265, 269, 270, 442, 451, 507 *s*, 579, 643 *s*, 661, 671, 810, 816, 837
Artesianità, 157, 304
Aspiratore (o sorbona), 149, 151
Astine deformometriche, 181
Attenuazione (v. smorzamento)
Attrito negativo, 181 *s*, 205
Auger (trivella) ,147, 321
Azioni, 20, 21, 48, 261, 394 *s*, 524, 600, 695, 704, 724 *s*

B

Barriere d'intercettazione delle vibrazioni, 720
Base failure (scorrimento al piede), 338
Bedrock (strato di base), 55, 109, 255, 260, 272, 307, 338 *s*, 405, 465, 503, 564
Bentonite (fanghi di), 149, 323
Berma o banca di contrappeso, 316, 318, 372
Bierbaumer (teoria di), 611, 612
Bishop (metodo delle striscie di), 344
Blocchi di ancoraggio, 518 *s*, 530 *s*
Blum (paratie ancorate), 479 *s*
Bucket (benna o secchia), 147
Bullonatura, 668 *s*

C

Cake (pannello bentonitico), 149
Calcimetria, 176
Calotta di galleria, 601, 654
Campionamento, 10
Campo critico di una macchina (v. risonanza), 692
Capillarità, 119 *s*, 311, 406, 411
Carte di stabilità delle scarpate, 339, 341, 346

(1) L'indice va integrato con quello del I volume.
(2) Se il numero della pagina è seguito da una *s* vuol dire vedere anche pagine *seguenti*.

Caratteristico (valore), 20, 26, 271 *s*
Cavità sotterranee, 34
Cavitazione, 322
Cedimenti o spostamenti assoluti, 13, 56, 57, 96, 157 *s*, 160 *s*, 227, 252 *s*, 311 *s*, 370, 391, 445, 473, 487, 542 *s*, 621, 672 *s*, 800 *s*, 834
— *o spostamenti assoluti ammissibili*, 59 96, 158, 313
— *o spostamenti differenziali*, 53, 55 *s*, 414, 416, 674 *s*, 707 *s*, 795 *s*
— *o spostamenti differenziali ammissibili*, 58 *s*
Centinatura, 616
Centro di una palificata, 279, 294
Centro di rotazione (v. asse)
Chiodature, 555, 668 *s*
Claquage, 153, 155, 844
Clough (modello di), 739
Coefficiente di attenuazione di vibrazioni, 716
— di flessibilità di palancole, 477
— di forma di blocchi d'ancoraggio, 541, 544 *s*
— di maggiorazione incastro paratie, 455 *s*
— di reazione laterale ai pali, 210 *s*
— di rigidezza di una molla, 684 *s*
— di spinta e resistenza radiali, 521
— energetico, 717 *s*
— sismico, 733, 782
Coefficiente di sicurezza:
— blocchi, 523, 529, 543, 546
— fondazioni profonde, 160, 161, 168, 180, 201 *s*, 224, 762
— fondazioni superficiali, 40, 42, 47, 63, 91
— generalità, 4, 15 *s*, 18, 28
— muri a gravità, 389, 419 *s*, 424
— paratie, 456, 463, 477, 482
— scavi e pendii, 306 *s*, 330 *s*, 336 *s*, 343 *s*, 348
— tiranti, 582
— vibrazioni 718, 785 *s*
Coesione apparente, 411
Colata (frana di), 362
Colpi di montagna, 601
Compenso dei carichi in fondazione, 49 *s*
Congelamento, 847
Conicità dei pali, 192 *s*
Consolidamento, 806 *s*, 819
Contractor (betonaggio tipo), 150
Controlli in opera (v. misure in sito), 9
Convogliamento delle acque superficiali, 35, 119, 319, 327, 375 *s*, 386, 501 *s*, 567
Cordoli di fondazione, 32, 87
Correzione energetica della resistenza blocco-terreno, 537 *s*
Corrosione, 554, 578
Costante di smorzamento, 685
Creep (v. viscosità)
Culmann, 284, 298, 333, 351, 404
Curve di densità di probabilità, 20, 25, 27

D

Davidov (metodo di) 645
Decompressione, 310, 385, 622
Decorso dei cedimenti, 61, 62, 161, 173, 252, 367, 370, 383, 586 *s*, 676, 834, 840, 842
Decorso delle sollecitazioni, 98, 473, 644, 737 *s*
Decorso delle tensioni, 39, 160, 161, 312, 390
Dewatering (v. aggottamento)
Diagramma di carico (metodo del), 285
Dilavamento, 319
Discariche, 305
Disciplina delle acque (v. drenaggi), 6
Dispersione dei valori di una misura, 19, 20
Dissabbiatore, 149
Disservizi, 322, 324
Distorsioni (v. cedimenti differenziali)
Domini di rottura del c.a. 243
Draw down (svaso rapido), 369
Drenaggi, 119, 324, 373 *s*, 377 *s*, 440, 501 *s*, 602, 808
Duomo di Milano, 800
Durabilità delle rocce, 366
Durata di un sisma, 725
Duttilità di una struttura, 640, 732, 740, 763, 788

E

Eccentricità dei carichi, 49, 64, 85, 96 *s*, 261, 417, 557 *s*

Eduzione, 321
Effetto catino, 754
Efficienza di una palificata, 249 *s*
Elettrosmosi, 848
Energia eccitatrice, 717
— dissipata, 738
Esercizio (carico di) (v. portanza)
Estensione di una fondazione, 65

F

Faglia, 592, 594
Fastidio delle vibrazioni, 718, 719
Fatiscenza, 805
Fattore di correzione di *N*, 43
— di portanza, 40, 42, 44, 163, 175
— di smorzamento, 734
— di stabilità (v. numero di stabilità)
— di viscosità, 161
Fellenius (metodo delle strisce di), 342
Fessurazione di argille, 305 *s*, 352, 386
Fluage (v. viscosità)
Fondazioni compensate e galleggianti, 49 *s*, 51 *s*
Formula francese, 522
Forza d'inerzia; di richiamo; dissipativa, 732
Fourier (spettro di, v.), 726
Frane, 356 *s*
Frattile, 25
Frequenza propria, 693, 696, 704, 726

G

Gabbionate (o difese elastiche), 388, 435
Galleggiamento, 51, 308 *s*, 329
Geli chimici, 846, 849
Gelività, 387
Giunti, 115, 116, 297 *s*, 380, 433, 437, 497, 503, 660, 691, 721 *s*, 752, 825
Gradiente critico, 309 *s*
Grado di isolamento di una barriera, 723
Graticci armati, 666

I

Imbarcamento, 55 *s*, 109 *s*, 123, 128, 792
Impermeabilizzazione, 120, 318, 387, 602, 848
Indagini, 7, 9, 44, 159, 172, 271, 383, 512, 832
Indice di qualità del terreno, 613
Inerzia (di una macchina), 695
Iniettabilità, 847
Iniezioni, 318, 551, 574, 577, 662 *s*, 823, 841
Inizio lavori, 7
Intasamento, 323
Intensità di un sisma, 727
Interasse dei pali 253, 255, 259
Interazione dinamica, 751, 760, 762, 765, 772 *s*
— *statica*, 14, 103 *s*, 121 *s*, 258, 313 *s*, 477 *s*, 542 *s*, 620 *s*
Interferenze:
— con edifici, 35, 38, 116 *s*, 795
— con opere di sostegno, 451, 571
— con rilevati, 373, 801
— con scavi, 49 *s*, 55, 314, 363, 558, 672 *s*
— con vibrazioni, 701 *s*, 751 *s*
Irrigidimento di fondazioni, 823
Isolamenti antivibranti, 721
Isostatiche, 66, 267
Isteresi, 738, 748

J

Jetting, 320

K

Krey, 421, 425, 455, 474

L

Lamierino dei pali, 146
Leaking test (prova di durabilità), 366
Lentiformi (*strati*), 62
Linee caratteristiche (metodo delle), 621 *s*
Liquefazione, 322, 755 *s*
Lunghezza caratteristica, 97, 210, 225, 227, 234
— dei tiranti, 492, 572 *s*, 582, 584, 586
— d'onda, 711, 725 *s*

M

Magnitudo, 727, 731
Malte e miscele ternarie, 843
Manutenzione, 4, 17
March (imbuto di), 149, 577
Martinetti, 151, 297 *s*, 823
Massa equivalente, 688

Meccanica delle terre teorica (schema della), 4
Metodo dell'estremo libero, 475
— dell'estremo incastrato, 479
— delle strisce, 333 *s*
— semiprobabilistico, 18, 25
Micropali, 152, 381, 437, 554, 666, 817
Misure in sito:
— blocchi e tiranti, 534 *s*, 585 *s*
— consolidamento, 781, 801, 834, 840, 842
— fondazioni profonde, 152, 159, 166, 172 *s*, 178 *s*, 183, 186, 189, 196, 213 *s*, 217, 223, 252, 256, 271
— fondazioni superficiali, 53, 123
— gallerie, 604, 622, 672 *s*
— generalità (v. coefficiente di sicurezza), 9
— geodinamica, 713, 715, 718, 722, 726 *s*, 748, 751
— opere di sostegno, 416, 462, 466, 470, 487, 490, 496
— scavi e pendii, 302, 305 *s*, 312, 325 *s*, 367, 371, 374, 382 *s*
Modulo elastico trasversale, 684
Molla (costante di una), 683 *s*
Murature (rigidità delle), 126
Murette, 601, 654
Muri a cataste, 435

N

Normative, 138, 426, 429, Appendice
Numero di stabilità, 307, 334, 339 *s*, 469, 478, 493 *s*

O

Ondeggiamento, 689
Onde trasversali o di taglio, 748 *s*
Organico (terreno), 176
Oscillatori, 683, 741

P

Palancole, 388
Pali drenanti, 839
— tesi, 281, 558
Paramento di muri (tipi di), 427 *s*, 431
Parietale (galleria), 610
Pensilvano (metodo di perforazione), 145
Penzien (metodo di), 764
Perdita di tiro, 585 *s*
Permeabilità, 325 *s*
— elettromotrice, 850
Piani Regolatori, 34, 803
Piano di posa, 36
Piastra di ancoraggio, 547
— di fondazione, 78, 531
Piping (v. sifonamento)
Placcaggio, 388
Platee, 33, 45, 106, 108
Plinti, 32, 66, 69, 72, 74, 78, 85, 263 *s*, 830
Portanza:
— fondazioni superficiali (v. pressione di contatto ammissibile)
— pali, 168, 201, 763
Pozzi:
— di fondazione (e di spina in frane), 139, 382, 388, 518, 520 *s*
— di pompaggio (e di ricarico in scavi), 315, 322, 799
Precarico, 151 *s*, 559, 827, 829
Precompressione, 113 *s*, 150, 152, 298, 553, 579 *s*, 661, 700 *s*, 825
Prerivestimento, 617
Pressione di contatto:
— ammissibile, 36, 39, 42, 44 *s*, 123, 760 *s*, 788, 828
— equivalente, 48 *s*, 92, 94, 96
— indotta, 48 *s*, 85, 118 *s*
— netta, 50
— ultima, 40, 46, 92, 98, 396 *s*, 454 *s*, 525 *s*, 600 *s*
Pressofiltrazione, 153
Probabilità, 20, 28
Profondità d'indagine, 44
Protodyakonov (teoria di), 613 *s*
Prove di carico:
— su pali, 160, 161, 172 *s*, 202
— su piastra, 37-38
— di tiro, 586 *s*
Puntellatura (v. sbadacchiatura)
Punto neutro (attrito negativo), 183

Q

Quadro fessurativo 794

R

Rapporto di massa, 686
Regola modale, 736
Resistenza laterale dei pali, 165 *s*, 178 *s*, 192, 198
— specifica di un palo, 261 *s*, 283
Rete filtrante, 327
Ribaltamento (verifica al), 420 *s*, 526 *s*
Rifiuto dei pali infissi, 193 *s*
Rifollamento (ancoraggi), 580
Rigidezza:
— del terreno, 78, 80
— elastica di una molla, 683, 703, 774
— palo terreno, 771
— relativa, 65, 97, 124, 129, 131, 210, 473, 592
Rigidità, 124 *s*, 129
Rigonfiamento, 52, 310 *s*, 315, 615
Rimodellamento di pendii, 372
Riporti di bonifica, 108
Risonanza, 690, 692
Ritter (teoria di), 613
Rivestimenti (gallerie), 521, 590 *s*, 616, 621
Rotazione rigida, 52, 56, 78, 238 *s*, 526 *s*, 703 *s*
Rottura progressiva, 40, 159, 349, 352
Rowe (paratie ancorate), 477 *s*, 483

S

Sabbiometro, 149
Sagome di gallerie, 624 *s*, 630 *s*, 633 *s*, 654 *s*
Sbadacchiature (spinte su), 487, 489, 491, 493, 498, 515 *s*
Scatolare (fondazione), 51, 106, 110, 112
Scavo a campioni, 305, 308
Scivolamento piano (frane per), 361
Scorrimento (verifica allo) (v. superficie di), 419
Scoscendimento (frana per), 359, 364
Sequenza esecutiva, 65
Sicurezza (v. coefficiente di)
Sifonamento, 155, 302, 308, 319, 322, 462, 465
Silicati (miscele di), 844 *s*
Sincronismo, 751, 759
Slope failure (scorrimento di superficie), 338
Slump test (prova di sformatura del conglomerato), 146
Smear (rimaneggiamento per infissione), 198
Smorzamento, 685 *s*, 716, 730, 734, 770, 775
Softening (rammollimento), 366
Sottofondazioni, 522, 807 *s*, 810, 817
Sottopressione idraulica, 50 *s*, 309, 361, 386, 404
Spettro di risposta, 726, 733, 735, 744, 746, 790
Spinta dinamica, 782 *s*, 791
— di quiete, 392, 540
— idraulica, 343, 351, 404, 407, 411, 558
— terreno, 394 *s*
Spostamenti assoluti (v. cedimenti)
— orizzontali, 227, 256, 393, 471, 487, 546
— oscillatori, 689
Spritz beton (conglomerato proiettato), 316, 617, 825
Standard Penetration Test (SPT), 41, 43, 159, 163 *s*, 244, 271, 273
Stati limite, 25, 87 *s*
Strato collaborante (galleria), 648, 651
Strisce (metodo delle), 342, 344 *s*
Subsidenza, 313, 390, 795 *s*
Superficie di saturazione, 311
Superficie di scorrimento, 338 *s*, 343, 347 *s*, 350, 353
Svergolamento, 199 *s*

T

Taglione (basamento muri), 432
Talus slopes (frane), 358
Tenore organico, 176
Tensione trasferita palo-terreno (v. resistenza laterale)
Terreno armato, 388, 437, 818
Terzaghi, 42, 251, 369
Testa di un ancoraggio, 552, 575, 579
Tirante (v. ancoraggio)
Tiranti (o cordoli) antisismici, 760
Tiro, 475 *s*, 526, 533, 549, 550, 555, 575 579, 583, 586 *s*
Torre di Pisa, 828, 841
Torsione oscillatoria, 689
Trasferimento (funzione di), 705, 745

Traspirazione, 385
Trave equivalente di fondazione, 124 *s*
— equivalente di paratie ancorate, 471, 481
Travi rovesce, 32, 86 *s*, 96 *s*, 103 *s*
Tschbotarioff, 438, 472, 483, 495

V

Vacuum method (pompaggio a vuoto), 321
Valore caratteristico (v. caratteristico)
Varianza, 20
Velocità delle onde di taglio, 684
Vento (effetti in fondazione), 76 *s* (v. eccentricità)
Vibrazioni, 681, 713, 725, 804
Vibroflottazione e vibrointrusione, 143
Viscosità del terreno, 135 *s*, 157, 161, 173, 180, 183, 199, 224, 357, 368, 469, 485, 555, 620 *s*, 685, 732, 734, 766, 803 *s*, 807, 835
V.V.S. (norme svizzere per i muri), 431

W

Wedges method (metodo dei prismi di scorrimento), 350 *s*
Well point (punte di pompaggio), 302, 320 *s*
Winkler, 87, 96 *s*, 225 *s*

Composizione e stampa della
Tipografia U. Allegretti di Campi
Milano