HEVELIUS EDIZIONI

FONDAZIONI

CARLO VIGGIANI

C. Viggiani/Fondazioni

116/06

Carlo Viggiani

FONDAZIONI

nuova edizione

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BOLOGNA
FACOLTA' DI INGEGNERIA
BIBLIOTECA CENTRALE "G. P. DORE"
INV. N° 18240

HEVELIUS EDIZIONI

© HEVELIUS EDIZIONI 1999
Prima edizione gennaio 1993
Seconda edizione febbraio 1999
Prima ristampa maggio 2000
Seconda ristampa febbraio 2003

ISBN 88-86977-12-3

Prefazione alla prima edizione

Molti anni fa (ma non tanti da non essere già ultracinquantenne) venni preso dall'uzzolo di correre la Maratona di New York. Non avevo nessuna particolare qualificazione in questo senso: non avevo mai corso per più di mezz'ora; non avevo nessuna dote atletica. Avevo solo, e ho ancora, una testa durissima e pertanto la misi a frutto, comprando un manuale di corsa nell'edicola di una stazione ferroviaria e lavorando per un anno ad allenarmi. Poi andai a New York, corsi la Maratona e la portai a termine (decoubertinianamente, assumiamo che il tempo e la classifica non abbiano rilievo); oggi il mio certificato di "finisher" e la fotografia sul traguardo mi danno una soddisfazione certo puerile, ma non per questo meno grande.

L'esperienza di scrivere questo libro è in qualche modo analoga, ma più intensa, nel senso che ci è voluta più testa dura e più di un anno di lavoro, ma anche nel senso che la soddisfazione nell'essere, comunque, un finisher è molto, ma molto maggiore.

Quanto alla classifica....: secondo un'aurea regola un libro (almeno un libro di questo tipo) dovrebbe servire a chi lo legge, e non a chi lo scrive. Io spero che mi sia consentita una lieve modifica: mi auguro che questo libro sia utile a chi lo legge anche solo la metà di quanto ha divertito me lo scriverlo.

Il libro è destinato principalmente agli studenti di Ingegneria; tuttavia, in una materia dal carattere così spiccatamente applicativo, il confine fra la didattica e la pratica professionale è, anzi deve essere, molto sottile. Anche l'ingegnere professionista, quindi, potrà trovare in questo libro un utile strumento di lavoro; proprio per questo sono stati inclusi richiami a concetti e nozioni di Geotecnica forse superflui per gli studenti ancora freschi dei corsi di base, e alcune informazioni (formule, valori numerici, descrizioni di tecnologie) di carattere essenzialmente professionale.

Come in tutte le opere di questo tipo, la maggior parte del materiale presentato deriva dalla compilazione del lavoro di altri. Il principale contributo dell'autore dovrebbe consistere nella scelta del materiale, nel peso attribuito ai vari argo-

menti, nella chiarezza della presentazione; in questo mi sono sforzato di seguire l'impostazione della scuola napoletana di geotecnica. Mentre la responsabilità di involontarie omissioni e di mancanze di chiarezza ed imprecisioni è solo mia, sono in debito con molti miei colleghi, giovani ed anziani, e non solo napoletani, per gli eventuali pregi dell'opera. In particolare sono in debito con il mio maestro, Arrigo Croce, che più di ogni altro ha influito sulla mia formazione.

Devo inoltre un particolare ringraziamento all'instancabile Alessandro Mandolini per il suo aiuto.

Quasi tutti i libri che io conosco, e sui quali ho passato ore e giorni a studiare, sono dedicati a qualche misterioso nome di donna. Anche in questo non voglio sfuggire alla consuetudine. Questo libro è dedicato a Nietta; senza la sua testardaggine esso non sarebbe mai stato scritto.

Napoli, settembre 1992

Prefazione alla seconda edizione

Nel suo libro su Federico Caffè, "L'ultima lezione", Ermanno Rea riporta la seguente citazione di mio cugino Paolo Sylos Labini:

"Le cose della mia vita vanno in maniera abbastanza soddisfacente. Tranne il rimpianto degli anni che passano, non ho molti motivi per lamentarmi. E, tuttavia, giorno dopo giorno, mi sento risucchiare da una sorta di doloroso vortice; gli inglesi lo chiamano social despair, la disperazione sociale, il vuoto che ti procura lo sconforto di una battaglia che il più delle volte ti capita di sentire come irrimediabilmente perduta, in cui gli onesti, i buoni, i colti ti appaiono sempre più pochi, disarmati e pavidi e i disonesti, i cattivi, gli ignoranti più sfrontati e aggressivi".

Sarà la crisi depressiva tipica dell'età, ma io sento molto forte questa stessa disperazione; ormai sono gli altri, i cattivi, gli ignoranti che vanno a correre la Maratona di New York, mentre noi buoni, sempre più disarmati e pavidi, non ce la facciamo più!

Occorre assolutamente reagire; e se non è possibile rinverdire le gesta podistiche, forse c'è ancora voglia e materiale per aggiornare questo libro.

Come il lettore vedrà, l'impianto generale è rimasto immutato, ma la maggior parte dei capitoli sono stati qua e là ritoccati, aggiornati, ampliati. In particolare il capitolo 2 si è arricchito di una succinta trattazione di alcuni metodi della teoria della plasticità, che vengono poi applicati nel capitolo 7 al problema della determinazione del carico limite delle fondazioni dirette; nuova è anche la trattazione dei domini di interazione. Il capitolo 8 esamina ora anche il problema dei cedimenti indotti in superficie da scavi a cielo aperto e in sotterraneo. Il capitolo 14 è stato ampliato ed aggiornato in modo sostanziale, utilizzando i risultati delle ricerche condotte a Napoli su questo argomento negli ultimi anni. Il capitolo 16 è stato anch'esso esteso alla considerazione della non linearità. In tutto il testo si è cercato infine di correggere i numerosi refusi, ma questo è implacabilmente un processo asintotico, probabilmente ancora lontano dal limite.

La qualità della veste tipografica e delle figure è ora meno sgangherata; sono

molto grato a Rossella Maiorano ed a Gianpiero Russo per il loro aiuto, ed all'Editore Hevelius per l'eccellente lavoro.

Certo, una nuova Maratona sarebbe stata assai meglio; ma, chissà...in futuro?

Napoli, dicembre 1998

Indice

1. Requisiti generali di progetto
1.1. Premessa 1
1.2. Requisiti di progetto 3
1.3. Normative e raccomandazioni 7

2. Richiami di Meccanica dei Terreni
2.1. Caratteristiche fisiche e proprietà indice 13
2.2. Tensioni nei mezzi porosi 17
1. Generalità 17
2. Alcune applicazioni 19
2.3. Permeabilità e condizioni di drenaggio 22
1. Condizioni drenate e moti di filtrazione 22
2. Condizioni non drenate e consolidazione 24
2.4. Richiami di plasticità 28
1. Generalità 28
2. Snervamento, incrudimento e scorrimento plastico 30
3. Analisi limite 33
4. Metodo delle caratteristiche 41
2.5. Teoria dello stato critico 46
1. Generalità 46
2. Stato critico 46
2.6. Scelta dei parametri di deformabilità e di resistenza 52
1. Generalità 52
2. Terreni incoerenti 53
3. Terreni coesivi poco consistenti 57
4. Terreni coesivi di elevata consistenza 60

3. Indagini geotecniche
3.1. Premessa 63
3.2. Articolazione delle indagini 64
3.3. Estensione e frequenza delle indagini 66
3.4. Raccomandazioni e normative 69

4. Mezzi di indagine

4.1. Generalità 71
4.2. Scavi accessibili 72
4.3. Perforazioni di sondaggio 73
4.4. Campionamento 77
4.5. Prove penetrometriche statiche (CPT, CPTU) 82
4.6. Standard Penetration Test (SPT) 89
4.7. Altri penetrometri dinamici 92
4.8. Scissometro o "vane" 93
4.9. Dilatometro piatto (DMT) 95
4.10. Pressiometro 97
4.11. Misura della permeabilità 101
1. Generalità 101
2. Prove in foro 102
3. Prove di pompaggio con piezometri 105
4.12. Misure di velocità delle onde elastiche 107

5. Misure in sito

5.1. Generalità 113
5.2. Misure di pressione neutra 115
1. Generalità 115
2. Tipi di strumenti 116
3. Prontezza 120
4. Il caso di un rilevato sperimentale 123
5.3. Misure di cedimenti 126
1. Generalità 126
2. Cedimenti e rotazioni di un edificio 126
3. Copertura di un impianto sportivo 132
4. Cedimenti di fondazioni su pali 135
5.4. Altre misure 141
1. Opere di sostegno 141

6. Tipologia delle fondazioni dirette

6.1. Scelta del piano di posa 145
6.2. Fondazioni su plinti 149
1. Plinti isolati 149
2. Plinti composti 150
6.3. Fondazioni continue 153
1. Travi rovesce 153

2. Platee 154

7. Carico limite delle fondazioni dirette
7.1. Definizione e fenomenologia 157
7.2. Rottura generale 159
1. Analisi limite 159
2. Metodo delle linee caratteristiche 164
3. Formula trinomia del carico limite 171
7.3. Punzonamento 173
7.4. Altre correzioni 175
1. Forma della fondazione 175
2. Carichi eccentrici 176
3. Carichi inclinati 177
4. Inclinazione del piano di posa e/o della superficie del terreno 178
7.5. Domini di interazione 179
7.6. Caratteristiche del terreno ed influenza della falda 182
7.7. Coefficiente di sicurezza 184

8. Cedimenti delle fondazioni dirette
8.1. Sistema terreno-fondazione-sovrastruttura 187
8.2. Calcolo dei cedimenti, terreni a grana fina 188
1. Generalità 188
2. Metodo edometrico 191
3. Metodo di Skempton e Bjerrum 210
4. Commenti 214
8.3. Decorso dei cedimenti nel tempo 216
1. Teoria della consolidazione 216
2. Teoria unidimensionale di Terzaghi 218
3. Problemi bi- e tridimensionali 224
4. Dreni verticali 227
8.4. Calcolo dei cedimenti, terreni a grana grossa 229
1. Generalità 229
2. Metodo di Schmertmann 233
3. Metodo di Terzaghi e Peck 235
4. Metodo di Burland e Burbidge 236
5. Commenti 238
8.5. Cedimenti indotti da scavi a cielo aperto ed in sotterraneo 239
1. Generalità 239
2. Gallerie 240

3. Scavi a cielo aperto 243

9. Interazione terreno-fondazione
9.1. Generalità 247
9.2. Metodo del trapezio delle tensioni 249
9.3. Modello di Winkler 251
1. Generalità 251
2. Soluzioni 252
3. Determinazione di k 264
4. Commenti 266
9.4. Modelli derivati da quello di Winkler 269
9.5. Metodo di Barden 269
9.6. Metodo di Kœnig e Sherif 275
9.7. Piastra circolare sotto carichi assialsimmetrici 277
9.8. Considerazioni conclusive 281

10. Interazione terreno-fondazione-sovrastruttura
10.1. Generalità 289
10.2. Influenza della sovrastruttura 296
1. Metodo delle situazioni limite 296
2. Metodo della rigidezza equivalente 302
10.3. Deformazioni della sovrastruttura e loro conseguenze 305
1. Metodi empirici per la previsione delle distorsioni 305
2. Metodo della rigidezza equivalente 310
3. Valori ammissibili delle distorsioni 312
4. Metodi per ridurre le distorsioni in fondazione 315

11. Criteri di dimensionamento delle strutture di fondazione
11.1. Fondazioni dirette 319
1. Premessa 319
2. Plinti 319
3. Travi di fondazione 324
4. Platea di fondazione 324
11.2. Plinti su pali 328

12. Tipologia dei pali di fondazione
12.1. Generalità 333
12.2. Pali battuti 336
1. Pali battuti prefabbricati 336

2. Pali battuti in acciaio 342
3. Pali battuti in calcestruzzo gettati in opera 345
12.3. Pali trivellati 347
1. Generalità 347
2. Pali trivellati di piccolo diametro (micropali) 348
3. Pali trivellati di medio e grande diametro 351
4. Pali trivellati con elica continua 366
12.4. Pali trivellati pressati con elica continua 367

13. Carico limite dei pali di fondazione
13.1. Carichi verticali 371
1. Generalità 371
2. Formule statiche 372
3. Correlazioni con i risultati di prove in sito 378
4. Formule dinamiche 381
5. Pali trivellati di grande diametro 387
6. Pali trivellati di piccolo diametro (micropali) 390
7. Effetto di gruppo 396
13.2. Carichi orizzontali 397
1. Generalità 397
2. Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi 400
3. Pali a rotazione in testa impedita, terreni coesivi 404
4. Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti 408
5. Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti 413
6. Varie 416

14. Analisi delle fondazioni su pali sotto i carichi di esercizio
14.1. Cedimenti 417
1. Premessa 417
2. Palo isolato 418
3. Pali in gruppo 429
4. Programma GRUPPALO 440
14.2. Interazione terreno-fondazione 447
1. Premessa 447
2. Programma NAPRA 450
14.3. Pali per il controllo del cedimento 456
1. Premessa 456
2. Riprogettazione di due fondazioni 460
3. Considerazioni conclusive 462

14.4. Carichi orizzontali 464
1. Palo isolato 464
2. Pali in gruppo 481

15. Sperimentazione sui pali di fondazione
15.1. Prove di carico 483
1. Generalità 483
2. Attrezzature 484
3. Modalità di prova 489
4. Elaborazione dei risultati 489
15.2. Controlli non distruttivi 494
1. Generalità 494
2. Diagrafia sonica 495
3. Ammettenza meccanica e prove di carico dinamiche 497

16. Stabilità dell'equilibrio
16.1. Generalità 501
1. Il modello di pendolo rovescio 501
2. Vincoli elastici e plastici 503
3. Equilibrio, stabilità e sicurezza per un modello elastico lineare 506
4. Modello elastoplastico 509

Appendice 513

Bibliografia 549

1. REQUISITI GENERALI DI PROGETTO

1.1. *Premessa*

Il progetto di un'opera di ingegneria è basato su di un procedimento detto riduzionismo, che consiste nel sostituire alla realtà fisica un modello retto da leggi più o meno semplici che ne consentano l'analisi quantitativa. Questa procedura è affetta da un notevole schematismo. Basti pensare che, in linea di principio, non vi è alcuna differenza fra l'analisi statica ed il progetto della struttura di un aeroplano e, che so, del rivestimento di una galleria. Eppure, in pratica, le differenze sono così profonde che lo specialista di un settore non riesce forse nemmeno a comprendere il linguaggio dell'altro settore.

E' evidente quindi che il passaggio dalla realtà fisica al modello avviene attraverso una sostanziale mediazione empirica. Lo stesso concetto si esprime spesso dicendo che l'Ingegneria è si una scienza, ma anche un'arte; dove la scienza copre lo studio del modello, e l'arte consiste nella costruzione di un modello che descriva adeguatamente la realtà fisica.

Nell'ingegneria civile, ed in particolare nell'ingegneria geotecnica, la componente "arte" gioca un ruolo molto rilevante. Questo pone in essere una sfida difficile per chi si accinge ad insegnare, o a trattare in un libro, argomenti di questo settore; è infatti possibile, ed anzi relativamente agevole, esporre una scienza mentre è certo molto difficile, e forse impossibile, trasmettere un'arte.

Nel suo bel libro sulla scienza in epoca ellenistica Lucio Russo (1996) esprime concetti molto simili quando afferma che una teoria scientifica (ad esempio la geometria euclidea o la termodinamica), per essere tale, deve possedere tre caratteristiche:

1. deve trattare non di oggetti concreti, ma di "enti teorici" specifici. La geometria euclidea, ad esempio, può fare affermazioni su angoli e segmenti e la termodinamica sull'entropia; angoli, segmenti o entropie sono entità astratte, che in natura non esistono;
2. deve avere una struttura rigorosamente deduttiva, e cioè essere costituita da pochi enunciati fondamentali (assiomi, postulati o principi) sui propri enti caratteristici, e da un metodo universalmente accettato per dedurne un numero illimitato di conseguenze. In altre parole, la teoria fornisce metodi generali per risolvere un numero indeterminato di problemi, quasi a mo' di esercizi; i metodi fondamentali per risolvere i problemi e per controllare la correttezza della soluzione sono la dimostrazione ed il calcolo;
3. le applicazioni di una teoria scientifica al mondo reale sono basate su "regole

di corrispondenza" tra gli enti della teoria e gli oggetti concreti. Le regole di corrispondenza, a differenza delle affermazioni interne alla teoria, non hanno alcuna garanzia assoluta. Il metodo fondamentale per controllare la validità delle regole di corrispondenza, cioè l'applicabilità della teoria, è il metodo sperimentale. L'ambito di validità delle regole di corrispondenza è però in ogni caso limitato.

La grande utilità di una teoria siffatta consiste nel fornire modelli del mondo reale all'interno dei quali esiste un metodo garantito per distinguere le affermazioni false da quelle vere. Tali modelli permettono di descrivere e prevedere fenomeni naturali, trasferendoli a livello teorico con le regole di corrispondenza, risolvendo gli esercizi, e trasferendo le soluzioni ottenute nuovamente al mondo reale. Vi è però anche un'altra possibilità, ben più interessante: quella di muoversi liberamente all'interno della teoria, arrivando a punti cui le regole di corrispondenza non associano nulla di esistente. A quel punto, avendone il modello teorico, si può spesso costruire la realtà corrispondente, modificando il mondo esistente. Le teorie scientifiche divengono quindi modelli di settori di attività tecnologiche, di progettazione di oggetti che inizialmente non esistevano. Questo sarebbe accaduto, secondo Russo, in epoca ellenistica; è certamente accaduto, nei decenni centrali di questo secolo, per l'ingegneria geotecnica.

E' interessante riportare ancora una diversa espressione dello stesso concetto, tratta da un testo abbastanza imprevedibile in questo contesto: il trattato di Baran e Sweezy (1968!) sul capitale monopolistico.

"La conoscenza scientifica progredisce mediante la costruzione e l'analisi di modelli di segmenti o aspetti della realtà da studiare. Tali modelli non hanno lo scopo di rispecchiare *sic et simpliciter* la realtà, né di comprendere tutti i suoi elementi nelle loro esatte dimensioni e proporzioni, ma piuttosto di individuare gli elementi decisivi e di metterli a disposizione di un'indagine approfondita. Noi facciamo astrazione dagli elementi non essenziali, eliminiamo quelli trascurabili per pervenire ad una visione non perturbata di quelli importanti; e questi ultimi li ingrandiamo allo scopo di migliorare la portata e la precisione della nostra osservazione. Un modello è e deve essere astratto, nell'accezione comune di questo termine. Tuttavia, ed in un certo senso in modo paradossale, se il modello è buono esso fornisce la chiave per comprendere la realtà".

I caratteri originali di quel complesso di discipline e di tecniche che viene indicato con il nome di "Ingegneria Geotecnica" (e che comprende, oltre alla Meccanica delle Terre ed alla Meccanica delle Rocce, materie quali Fondazioni, Opere di Sostegno, Costruzioni in Terra, Stabilità dei Pendii, Costruzioni in Sotterraneo, Dinamica dei Terreni, Indagini e Controlli Geotecnici, etc.) sono essenzialmente tre.

Il primo è, per così dire, interno alla teoria. Il terreno, e cioè il mezzo sul quale, all'interno del quale o con il quale sono costruite le opere di cui tratteremo, è costituito da più fasi: uno scheletro solido poroso, ed il fluido (acqua nei terreni saturi, aria in quelli asciutti, miscela di acqua, vapor d'acqua e aria in quelli parzialmente saturi) che ne occupa i pori. Ciò determina un particolare comportamento meccanico, che consegue all'interazione fra le fasi, e la necessità di sviluppare una vera e propria meccanica del mezzo multifase.

In secondo luogo è da ricordare la variabilità del mezzo con cui si ha a che fare nello studio di un qualsiasi problema di Ingegneria Geotecnica; variabilità nella stratigrafia, e quindi presenza di terreni diversi; variabilità di comportamento passando da un terreno ad un altro; variabilità nei valori dei parametri all'interno di uno stesso terreno. Ciò comporta la necessità di specifiche indagini da condurre caso per caso, anche nel più modesto dei problemi.

Infine, grande rilievo assume l'aspetto costruttivo e tecnologico, che deve sempre essere tenuto presente nel progetto e talvolta ne costituisce il fattore determinante.

Il nodo principale dell'Ingegneria Geotecnica è comunque quello della formulazione di un adeguato modello del problema in studio, tenendo conto di questi aspetti. Tale modello, necessariamente semplificato rispetto alla complessità della situazione naturale, viene poi analizzato con i metodi dell'ingegneria; tuttavia, per potente e raffinato che possa essere il metodo di analisi, esso non può ovviare ad un'eventuale scelta non appropriata del modello.

Per dirla con Russo, il nodo sta nell'individuazione delle relazioni di corrispondenza con le quali entrare a monte in una teoria scientifica, ed uscirne a valle per utilizzarne i risultati.

Come si diceva poc'anzi, è relativamente agevole insegnare una scienza e molto meno un'arte; anche questo libro non sfugge alla regola, ed è dedicato quasi esclusivamente alle teorie, e cioè ai metodi di analisi del modello. Per correggere questa impostazione si è avuto cura di premettere alcuni sintetici richiami di Meccanica dei Terreni (ma viene assunta nel lettore una conoscenza dei principi di questa disciplina, ed una buona comprensione del comportamento dei terreni naturali); si è trattato in modo abbastanza diffuso l'argomento delle indagini geotecniche; si è cercato di dare il giusto rilievo agli aspetti tecnologici, ad esempio nel trattare dei pali di fondazione.

1.2. *Requisiti di progetto*

La fondazione è quella parte di una struttura a diretto contatto con il terreno, al

quale vincola stabilmente la struttura stessa ed al quale trasmette i carichi su di essa agenti.

La struttura in elevazione è costituita da materiali con carichi unitari di lavoro dell'ordine di molti MPa (calcestruzzo) o di centinaia di MPa (acciaio); come vedremo, invece, i carichi unitari sopportabili dai terreni di fondazione sono dell'ordine delle decine o centinaia di kPa. La struttura di fondazione costituisce il necessario elemento di raccordo, ed è appunto concepita per ripartire le sollecitazioni provenienti dall'elevazione su di una superficie sufficientemente grande da assicurare il rispetto di determinati requisiti.

Questi sono essenzialmente:

- sicurezza rispetto ad un fenomeno di rottura per carico limite del terreno di fondazione;
- limitazione degli spostamenti assoluti e differenziali a valori compatibili con la statica e la funzionalità della sovrastruttura;
- resistenza della struttura di fondazione alle sollecitazioni cui è chiamata a rispondere;
- possibilità di costruire, in modo per quanto possibile agevole e sicuro, la progettata opera di fondazione;
- economicità.

In linea generale, i requisiti elencati non differiscono da quelli cui deve soddisfare una qualsiasi struttura; alcuni di essi, tuttavia, assumono un peso assai maggiore che in altri settori della stessa ingegneria civile. Ad esempio: la limitazione degli spostamenti risulta quasi sempre il fattore principale in un progetto di fondazione, mentre costituisce in genere un aspetto tutt'affatto secondario del progetto, mettiamo, della struttura portante di un edificio; i fattori tecnologici e costruttivi acquistano un peso talora determinante.

Per soddisfare i requisiti suddetti, il progetto di una fondazione deve tener conto di:

- *fattori connessi al terreno di fondazione* (costituzione del sottosuolo; natura e caratteristiche dei terreni; presenza e regime delle acque sotterranee; situazioni particolari quali fenomeni franosi o di subsidenza etc.);
- *fattori connessi all'opera in progetto* (forma in pianta; dimensioni; carichi permanenti ed accidentali; materiali; tipo strutturale);
- *fattori ambientali* (morfologia del terreno; regime delle acque superficiali; presenza e caratteristiche di altri manufatti o sottoservizi; fattori climatici; azioni sismiche).

Il progetto stesso, di norma, si articola in una successione di fasi che possono essere individuate come segue.

1. Indagini, rilievi e prove tendenti alla *caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.*
2. Determinazione dell'*entità e distribuzione dei carichi* esercitati dalla sovrastrut-

tura, distinguendo fra carichi fissi, sovraccarichi, carichi dinamici o ciclici.

3. Scelta del *tipo di fondazione* e della profondità del piano di posa. Viene condotta sulla base dei dati acquisiti con le indagini di cui al punto 1, ma anche in base alle esigenze funzionali della struttura. Per esempio, l'adozione di una fondazione su platea può conseguire alla necessità di realizzare piani interrati al di sotto del livello della falda idrica.
4. Calcolo del *carico limite* di rottura del complesso terreno-opera di fondazione. Tale carico, diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza, fornisce un valore preliminare del carico di esercizio che consente un primo dimensionamento dell'area di impronta della fondazione.
5. Analisi del regime di tensioni e deformazioni che consegue all'*interazione terreno-fondazione-sovrastruttura* sotto l'azione dei carichi di esercizio. Questa analisi assume forme diverse a seconda della finalità che si prefigge (previsione dei cedimenti totali e differenziali; calcolo strutturale delle membrature di fondazione; valutazione degli effetti sulla struttura in elevazione); può condurre ad una modifica del carico di esercizio, ad un approfondimento del piano di posa, o perfino all'adozione di un diverso tipo di fondazione.
7. Studio delle *modalità esecutive*, quali scavi, abbassamenti della falda, palificazioni, interventi a presidio di strutture adiacenti. Preparazione delle *specifiche tecniche.*
8. Piano dei *controlli in corso d'opera* ed eventualmente del monitoraggio in fase di esercizio.
9. Computo metrico e *preventivo di spesa*, eventualmente anche allo scopo di scegliere fra diverse possibili soluzioni.

I carichi da considerare nell'analisi si distinguono in:

- *carichi fissi*, costituiti dal peso proprio della struttura, della fondazione e di tutto il materiale, le attrezzature, i finimenti ad esse permanentemente collegati. Fra questi va considerato il peso proprio del terreno di rinterro al di sopra della fondazione;
- *sovraccarichi*, distinguendo: quelli che agiscono sempre o per lunghi periodi di tempo, che chiameremo sovraccarichi permanenti (ad esempio, materiali accumulati in magazzini o silos, liquidi in serbatoi, spinta dei terreni su opere di sostegno); i sovraccarichi intermittenti, che agiscono per brevi periodi di tempo (ad esempio: azioni del vento o della neve; folla compatta negli edifici); i sovraccarichi dinamici (ad esempio: vibrazioni indotte dal traffico o da macchinari; azioni sismiche); i sovraccarichi ciclici (ad esempio: l'azione delle onde sulle strutture marittime).

In generale, l'entità dei sovraccarichi permanenti può essere calcolata, mentre

quella dei sovraccarichi intermittenti, ciclici o dinamici viene fissata sulla base di indicazioni normative.

Se la fondazione è immersa nella falda idrica, essa è assoggettata ad una sottospinta, o spinta di galleggiamento, che deve essere sottratta ai carichi agenti. La sottospinta può eccedere i carichi agenti per strutture leggere, oppure durante le prime fasi di una costruzione; in questi casi è indispensabile prevedere misure quali lo zavorramento della struttura in costruzione, l'ancoraggio al terreno o l'abbassamento della falda.

Nel calcolo del carico limite verranno considerati tutti i carichi agenti, e cioè i carichi fissi più tutti i sovraccarichi di qualsiasi natura. Per quanto riguarda l'azione contemporanea dei sovraccarichi, sono ammesse le stesse combinazioni che si adottano per il progetto degli elementi verticali della sovrastruttura immediatamente sovrastanti le fondazioni.

Gli stessi carichi devono essere portati in conto per il calcolo dei cedimenti, quando il sottosuolo sia costituito da terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie). Quando invece il sottosuolo è costituito da terreni a grana fina (limi, argille), nel calcolo dei cedimenti viene considerato un carico pari alla somma dei carichi fissi, dei sovraccarichi permanenti e di un'aliquota dei sovraccarichi intermittenti che dipende dalla frequenza e dalla durata della loro applicazione. In mancanza di più precise indicazioni, l'aliquota dei sovraccarichi intermittenti può assumersi pari ad 1/2.

Il valore da attribuire al coefficiente di sicurezza, da applicare al carico limite, non può essere stabilito univocamente. In effetti il problema viene affrontato deterministicamente, sulla base di un'analisi che pone a confronto il sistema di forze che provocherebbe la rottura e quello che si prevede agirà durante e dopo la costruzione dell'opera. Il coefficiente di sicurezza può essere inteso come un moltiplicatore dei carichi o come un fattore di riduzione della resistenza; il valore da attribuire dipende dal grado di affidabilità dell'insieme dei dati e dei procedimenti adottati, oltre che dall'importanza che si annette alla temuta eventualità che la rottura abbia a verificarsi.

L'osservazione del comportamento delle opere e la pratica progettuale hanno consentito di individuare valori o campi di valori del coefficiente di sicurezza da adottare per le varie applicazioni; in molti casi questi sono anche indicati o prescritti da raccomandazioni e normative. Valori numerici verranno indicati nei successivi capitoli a seconda del problema in studio.

La visione deterministica del coefficiente di sicurezza tende oggi ad essere sostituita da metodi di tipo probabilistico, o dal concetto di coefficienti di sicurezza parziali. Questi ultimi sono ad esempio suggeriti dalla normativa europea, di cui si dirà al successivo § 1.3.

Ricordiamo infine che una fondazione si dice *superficiale* o *diretta* quando il rapporto fra la profondità del piano di posa D e la larghezza in pianta B risulta minore o non molto maggiore dell'unità; si dice *profonda* quando lo stesso rapporto è molto maggiore dell'unità (fig. 1.1). Pur essendo i requisiti di progetto identici per i due tipi di fondazione, il loro progetto differisce per aspetti non secondari. Ad esempio, nelle fondazioni dirette si assume, senza che ciò comporti un sensibile errore, che i carichi esercitati dalla sovrastruttura vengano trasmessi al terreno solo attraverso la base della fondazione, e principalmente come tensioni normali; nelle fondazioni profonde, invece, un'aliquota non secondaria e spesso prevalente del carico viene trasmessa al terreno attraverso le tensioni tangenziali sulla superficie laterale della fondazione stessa. Nelle fondazioni su pali, che sono le più comuni fondazioni profonde, gli aspetti tecnologici assumono un peso determinante. E via esemplificando.

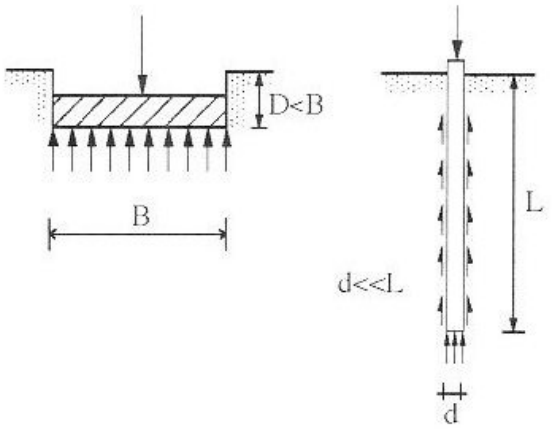


Fig. 1.1.

Appare quindi opportuno che i due tipi di fondazione vengano trattati separatamente.

1.3. *Normative e raccomandazioni*

Nel nostro Paese gli aspetti geotecnici del progetto di un'opera sono regolati dalla Legge 2.2.1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. L'art. 1 di questa Legge dispone che vengano emanati, sotto forma di decreti delegati, norme tecniche per la disciplina delle costruzioni.

In questo quadro è stato emesso il Decreto Ministeriale 21.01.81, poi modificato con successivo D.M. 11.03.88, intitolato: "*Norme tecniche riguardanti le*

indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Il testo di tale decreto è riportato in Appendice al presente volume. La materia è trattata in maniera del tutto generale; le disposizioni sono relativamente flessibili, in modo da lasciare al progettista ampia libertà di regolarsi autonomamente.

Un complesso di raccomandazioni più specifiche, anche se senza alcun carattere di legge, sono quelle pubblicate dall'Associazione Geotecnica Italiana su vari argomenti di Ingegneria Geotecnica. Fra queste ricordiamo quelle sulle "Indagini geotecniche" (1977) e sui "Pali di fondazione" (1982); ambedue sono in corso di aggiornamento e revisione.

Infine è da ricordare il complesso di norme in corso di preparazione da parte della Comunità Europea, che va sotto il nome di Eurocodici. La norma EC7, che riguarda l'Ingegneria Geotecnica, è divisa in tre parti:

EC7/1. *Progettazione geotecnica,* varata come norma provvisoria nell'ottobre 1994 ed individuata con la sigla EN(V) 1997/1. L'EC7/1 è attualmente in fase di revisione e conversione in norma definitiva; in essa sono definiti i principi essenziali della progettazione geotecnica con particolare riferimento ad alcune tipologie di opere geotecniche (fondazioni superficiali, fondazioni su pali, opere di sostegno, rilevati e scarpate, rinterri, consolidamenti ed abbassamenti del livello della falda idrica);

EC7/2. *Progettazione assistita da prove di laboratorio,* varata come norma provvisoria nel 1997 ed individuata con la sigla EN(V) 1997/2; in essa sono definiti i requisiti essenziali per l'esecuzione e l'interpretazione di molti tipi di prove di laboratorio;

EC7/3. *Progettazione assistita da prove in sito,* varata come norma provvisoria nel 1997 ed individuata con la sigla EN(V) 1997/3; in essa sono definiti i requisiti essenziali per l'esecuzione e l'interpretazione di molti tipi di prove in sito; in tale parte della norma si tratta anche della programmazione generale delle indagini geotecniche.

Nel progetto originario del sistema degli Eurocodici era prevista anche una quarta parte della normativa geotecnica dedicata alle opere geotecniche di maggiore rilevanza (gallerie, dighe in terra e così via), che attualmente non sono considerate dall'EC7/1.

La norma europea, che in prospettiva alquanto prossima acquisterà valore di legge nei Paesi della Comunità, è alquanto innovativa rispetto a quella italiana pur continuando a costituire una norma quadro di grande generalità.

In tabella 1.1 è riportato l'indice della norma EC7/1 nella sua formulazione attuale.

0.	PREMESSA
1.	GENERALITÀ
2.	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA
3.	DATI GEOTECNICI
4.	SUPERVISIONE IN CORSO D'OPERA, CONTROLLI E MANUTENZIONE
5.	RIPORTI, ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DELLA FALDA IDRICA, MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEL TERRENO
6.	FONDAZIONI SUPERFICIALI 6.1 Generalità 6.2 Stati limite 6.3. Azioni e situazioni di progetto 6.4. Considerazioni sul progetto e sulla costruzione 6.5. Progetto alla stato limite ultimo 6.6. Progetto allo stato limite di servizio 6.7. Fondazioni su roccia: considerazioni progettuali complementari 6.8. Progetto strutturale delle fondazioni superficiali
7.	FONDAZIONI SU PALI 7.1. Generalità 7.2. Stati limite 7.3. Azioni e situazioni di progetto 7.4. Metodi e considerazioni di progetto 7.5. Prove di carico su pali 7.6. Pali soggetti a compressione *Coefficienti x da applicare al calcolo di* R_{cx} *Valori di* γ_b, γ_s *e* γ_t 7.7 Pali soggetti a trazione *Rottura per sollevamento di un gruppo di pali in trazione* *Coefficienti da applicare nel calcolo di* R_{tk} 7.8. Pali sottoposti a carichi trasversali 7.9. Progetto strutturale dei pali 7.10. Supervisione della costruzione
8.	OPERE DI SOSTEGNO
9.	RILEVATI E PENDII

Tab. 1.1. Eurocodice EC7, edizione 1997.
E' riportato per esteso il solo indice dei capitoli 6 e 7, relativi alle fondazioni.

Tra le innovazioni dell'EC7, particolarmente utile appare il concetto di "Categoria Geotecnica". Allo scopo di fissare degli standards minimi per la mole ed il tipo di indagini geotecniche, calcoli di progetto e controlli durante la costruzione, occorre identificare con chiarezza la difficoltà e la complessità di ciascun progetto. A tal fine, la norma definisce tre Categorie Geotecniche; il progetto geotecnico delle opere che ricadono nelle categorie 1 e 2 può essere condotto secondo le indicazioni della norma; i casi più complessi ricadono invece nella categoria 3.

La *Categoria 1* include strutture di ridotte dimensioni e relativamente semplici, per le quali è possibile soddisfare i requisiti di progetto sulla base dell'esperienza e della raccolta di informazioni anche solo qualitative sulle caratteristiche del sottosuolo. Fra queste:

1. Edifici leggeri con carico massimo per pilastro dell'ordine di 250 kN e per metro lineare di muro di 100 kN/m, senza particolari esigenze per quanto riguarda i cedimenti e con fondazioni di tipo convenzionale.
2. Opere di sostegno per altezze di ritenuta non superiore a due metri.
3. Movimenti di terra con riporti stradali di altezza non superiore a tre metri e rilevati al di sotto di fondazioni di spessore non superiore ad un metro.
4. Fondazioni di ridotta importanza e di piccole dimensioni che possano essere progettate su base empirica.
5. Edifici agricoli o per civili abitazioni a uno o due piani.
6. Piccoli scavi per drenaggi o posa di condotte.

In aggiunta, viene specificato che le opere che rientrano nella Categoria 1 non hanno apprezzabile influenza sull'ambiente, si riferiscono a condizioni di sottosuolo relativamente uniformi, non interessano la falda freatica e si trovano in zone non sismiche.

La *Categoria 2* comprende i manufatti per i quali sono necessari dati e calcoli geotenici quantitativi per garantire che siano soddisfatti i requisiti di progetto, e per i quali è possibile usare procedure convenzionali di progetto e costruzione. A tal fine è necessario l'apporto di un ingegnere qualificato ed esperto. Le strutture di questa categoria, però, non presentano carichi eccezionali o particolari situazioni di rischio. Ad esempio, rientrano nella Categoria 2:

1. Tipi convenzionali di fondazioni dirette, isolate e continue, e di fondazioni su pali
2. Muri ed altre strutture di sostegno del terreno o di ritenuta di acqua
3. Scavi, rilevati ed opere di terra
4. Pile e spalle di ponti
5. Ancoraggi di vario tipo.

Nel progetto occorrerà prestare attenzione alle strutture circostanti, alle condizioni del terreno, al regime delle acque sotterranee, alla sismicità, all'influenza sull'ambiente. Ciascuno di questi fattori può normalmente essere considerato nel progetto con i procedimenti tipici della Categoria 2; qualora alcuni di essi assumano carattere di eccezionale importanza o difficoltà, il manufatto dovrà essere considerato di Categoria 3.

La *Categoria 3* comprende i manufatti che trascendono i limiti delle due precedenti categorie; per essi è necessaria l'opera di ingegneri specializzati in geotecnica. Le prescrizioni della norma per la Categoria 2 costituiscono un minimo indispensabile anche per i manufatti di Categoria 3 ai quali, comunque, non si applicano le prescrizioni dell'Eurocodice.

Sono esempi di opere di Categoria 3:

1. Edifici con carichi eccezionali
2. Scavi a molti livelli sotterranei
3. Dighe di ritenuta ed altre opere idrauliche
4. Impianti di abbassamento della falda
5. Movimenti di terra e pavimentazioni per strade ad alto traffico
6. Grandi ponti e gallerie
7. Fondazioni di macchine vibranti o con carichi dinamici
8. Centrali elettriche, impianti nucleari, impianti industriali che trattino sostanze tossiche
9. Strutture molto sensibili alle azioni sismiche o strutture in zone a sismicità molto elevata
10. Scavi in ambiente urbanizzato
11. Strutture su terreni rigonfianti o collassabili.

Come l'EC7/1, e salvo avviso contrario, anche questo libro si occuperà principalmente della Categoria Geotecnica 2, che comprende la larga maggioranza delle opere civili.

La principale novità del sistema degli Eurocodici rispetto alla vigente normativa italiana consiste nel diverso approccio alla definizione del grado di sicurezza delle opere. Mentre la norma geotecnica italiana concentra tutte le incertezze della progettazione in un unico coefficiente globale di sicurezza, la norma europea consiglia di adoperare un approccio di progettazione agli stati limite basato su coefficienti parziali di sicurezza.

Vengono definiti due stati limite:

Stato limite ultimo, che corrisponde a situazioni di rottura o di collasso strutturale. Per questo stato, tramite i coefficienti parziali di sicurezza, si attribuiscono alle azioni ed ai parametri di resistenza valori cautelativi rispetto a quelli considerati

rappresentativi;

Stato limite di servizio, che corrisponde a situazioni di esercizio della struttura oltre le quali non sono più soddisfatti alcuni requisiti di servizio (o funzionalità) dell'opera; la norma europea non prevede coefficienti parziali di sicurezza in tali verifiche.

In ogni verifica allo stato limite ultimo (ad esempio, la verifica a carico limite del complesso terreno-fondazione per una fondazione superficiale) si confronta la resistenza di progetto (carico limite di progetto), calcolata con i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno, con il carico di esercizio di progetto, calcolato tenendo conto delle azioni di progetto. La verifica è soddisfatta se la resistenza di progetto è maggiore o uguale all'effetto delle azioni di progetto. Nel confronto non compare alcun coefficiente globale di sicurezza poiché si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza nella definizione di azioni e resistenze di progetto. In particolare, i valori di progetto delle azioni sono ottenuti moltiplicando i relativi valori caratteristici per opportuni coefficienti parziali di sicurezza, mentre i valori di progetto dei parametri di resistenza sono ottenuti dai relativi valori caratteristici dividendoli per opportuni coefficienti parziali di sicurezza. I valori caratteristici delle azioni (ad esempio, il carico per unità di superficie su di un solaio) sono definiti dalla norma; i valori caratteristici delle resistenze dei materiali strutturali sono determinati su base statistica (ad esempio, la resistenza a compressione uniassiale del calcestruzzo, R_{ck}). E' ormai comunemente accettato che i valori dei parametri di resistenza del terreno, usualmente adoperati nelle verifiche eseguite con normative basate sul coefficiente globale di sicurezza, possano esser considerati alla stregua di valori caratteristici.

Nel calcolo dell'effetto delle azioni si devono utilizzare anche i coefficienti di combinazione che tengono conto della probabilità che più carichi variabili agiscano contemporaneamente.

La differenza con la norma italiana è dunque significativa. Quest'ultima, infatti, per alcuni stati limite ultimi definisce un coefficiente globale di sicurezza dato dal rapporto tra resistenze ed effetto delle azioni ed impone che tale coefficiente sia maggiore o al più uguale di un valore limite indicato dalla norma stessa.

Non è opportuno, in questa sede, dilungarsi ulteriormente sulle differenze tra le due normative. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla letteratura [Jappelli, 1996; Costanzo e Lancellotta, 1996; Cortellazzo e Mazzucato, 1996; Manassero, 1996; Aversa, 1996].

Nei capitoli 7 e 13, dedicati rispettivamente al carico limite delle fondazioni superficiali e su pali, saranno brevemente illustrate le verifiche di sicurezza per tali tipi di opere sulla base della norma italiana e di quella europea.

2. RICHIAMI DI MECCANICA DEI TERRENI

2.1. *Caratteristiche fisiche e proprietà indice*

Un terreno è costituito da un insieme di particelle solide di varie dimensioni (lo scheletro solido) e da un sistema di vuoti o pori che possono essere occupati da aria (terreno asciutto), acqua (terreno saturo) o da una miscela di aria, vapor d'acqua e acqua (terreno parzialmente saturo). Il sistema scheletro solido - fluido interstiziale - pori viene descritto attraverso le seguenti grandezze geometriche e gravimetriche (fig. 2.1):

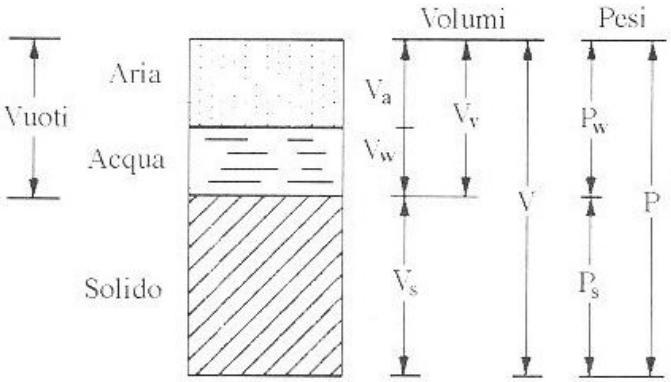


Fig. 2.1. Volume elementare di terreno suddiviso idealmente nelle fasi che lo compongono

Porosità
$$n = \frac{V_a + V_w}{V} = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = \frac{e}{1+e}$$

Indice dei pori
$$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{n}{1-n}$$

Peso specifico della sostanza solida
$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

Peso specifico dell'acqua
$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w}$$

Contenuto d'acqua
$$w = \frac{P_w}{P_s}$$

Peso secco dell'unità di volume
$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = \gamma_s(1-n) = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

Peso dell'unità di volume
$$\gamma = \frac{P_s + P_w}{V} = \gamma_d(1+w)$$

Grado di saturazione $$S_r = \frac{V_w}{V_a + V_w} = \frac{w}{w_{max}}$$

Peso dell'unità di volume per $S_r = 1$ $$\gamma_{sat} = \gamma_s(1-n) + n\gamma_w$$

Contenuto d'acqua per $S_r = 1$ $$w_{sat} = w_{max} = \frac{\gamma_w}{\gamma_s} e$$

Peso dell'unità di volume del terreno immerso in acqua $$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Valori orientativi delle caratteristiche fisiche di alcuni terreni in sede sono riportati nella tabella 2.1.

Terreno	γ_s (kN/m^3)	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	n	w
Argille estremamente dure	27	21 ÷ 23	19 ÷ 21	0,20 ÷ 0,30	0,1 ÷ 0,2
Argille dure e molto dure	27	18 ÷ 21	14 ÷ 18	0,30 ÷ 0,50	0,2 ÷ 0,4
Argille molli e molto molli	26 ÷ 27	14 ÷ 17	7 ÷ 11	0,55 ÷ 0,75	0,5 ÷ 1,0
Materiali torbosi	18 ÷ 22	9 ÷ 12	1 ÷ 4	0,80 ÷ 0,95	2,0 ÷ 6,0
Limi	27	16 ÷ 21	13 ÷ 19	0,30 ÷ 0,50	-
Sabbia fine uniforme	27	15 ÷ 21	14 ÷ 18	0,30 ÷ 0,50	-
Sabbia	26 ÷ 27	16 ÷ 21	13 ÷ 18	0,25 ÷ 0,45	-
Ghiaia sabbiosa	26 ÷ 27	18 ÷ 23	14 ÷ 21	0,20 ÷ 0,40	-
Terreni piroclastici	22 ÷ 25	9 ÷ 17	7 ÷ 13	0,50 ÷ 0,65	0,1 ÷ 0,4

Tab. 2.1. Valori orientativi delle caratteristiche fisiche delle terre in sede

La natura del terreno viene descritta attraverso le sue proprietà indice, che sono la granulometria e la plasticità.

Il diametro dei granelli viene definito convenzionalmente mediante la tecnica con la quale esso viene determinato, e quindi come luce della maglia di uno staccio o come diametro della sfera che presenta la stessa velocità di sedimentazione. La composizione granulometrica viene descritta attraverso la curva granulometrica, e cioè il diagramma di frequenze cumulate delle percentuali in peso dei granelli di un certo diametro (fig. 2.2). Per le varie frazioni granulometriche si adopera la terminologia riportata in fig. 2.2 (argilla, $d < 0{,}002$ mm; limo, $0{,}002 < d < 0{,}06$ mm; sabbia, $0{,}06 < d < 2$ mm; ghiaia $2 < d < 60$ mm; ciottoli e blocchi, $d > 60$ mm). Se in un terreno sono presenti più frazioni, esso viene indicato con il nome della frazione

prevalente seguito dagli altri. Ad esempio, limo sabbioso indica un limo con una percentuale di sabbia compresa fra il 25% ed il 10%; sabbia debolmente limosa una sabbia con una percentuale di limo compresa fra il 10% ed il 5%; ghiaia con sabbia una ghiaia con una percentuale di sabbia compresa fra il 50% ed il 25%.

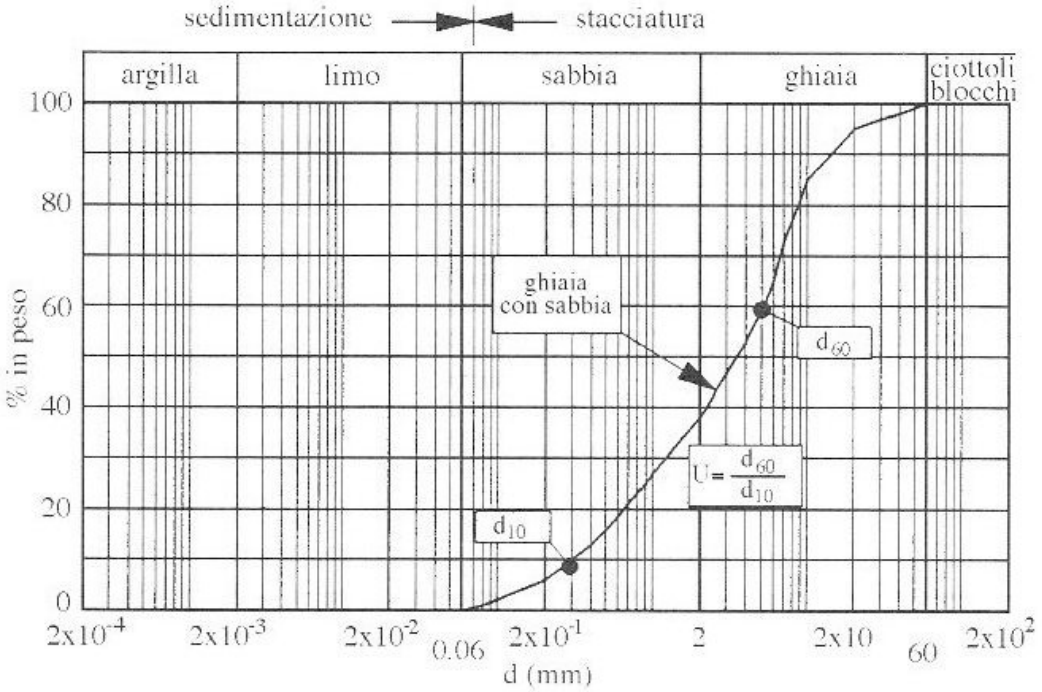


Fig. 2.2. Curva granulometrica e definizione delle frazioni granulometriche

Per i terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie) la descrizione granulometrica è sufficiente. Per i terreni a grana fina (limi, argille) occorre anche caratterizzare la composizione mineralogica; ciò viene fatto attraverso la *plasticità.*

La plasticità viene descritta in modo empirico attraverso i limiti di Atterberg, che sono valori caratteristici del contenuto d'acqua. Il limite di liquidità w_L segna il passaggio dallo stato fluido allo stato plastico; il limite di plasticità w_P segna il passaggio dallo stato plastico allo stato solido; l'indice di plasticità $I_p = w_L - w_P$ rappresenta il campo di contenuti d'acqua entro il quale il terreno è plastico. I limiti di Atterberg vengono determinati in laboratorio con procedure standardizzate.

Per la classifica delle terre si adotta la carta di plasticità, rappresentata in fig. 2.3. E' stato osservato che, se si esaminano numerosi campioni di uno stesso deposito, i relativi punti rappresentativi nella carta di plasticità si dispongono all'incirca parallelamente alla linea A.

Per caratterizzare la composizione mineralogica si può anche far riferimento all'attività colloidale, espressa dall'indice di attività:

$$I_A = \frac{I_p}{CF}$$

dove CF rappresenta la frazione argilla (*Clay Fraction*), e cioè la percentuale in peso della frazione con d < 0,002 mm.

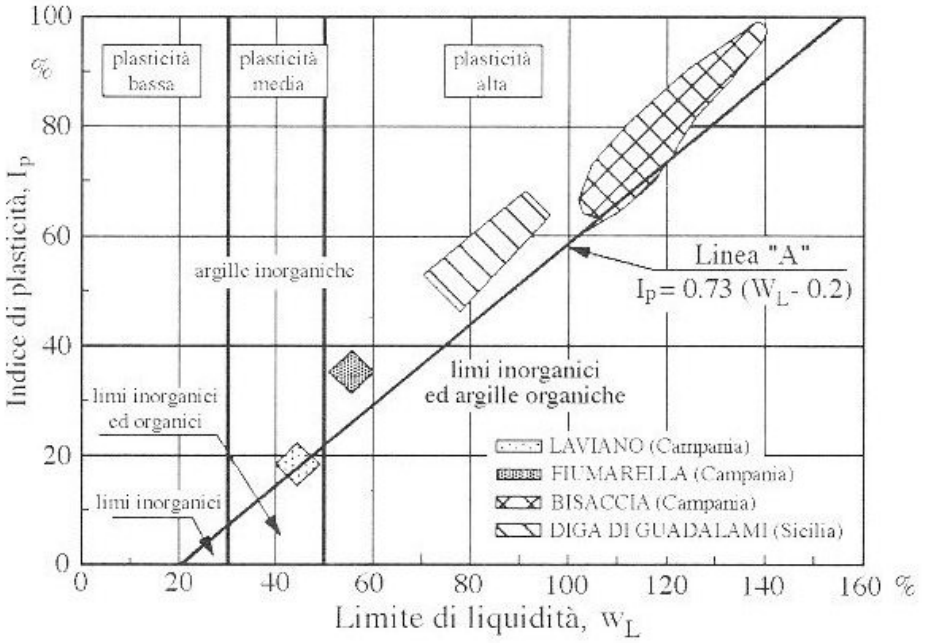


Fig. 2.3. Carta di plasticità di Casagrande e caratteristiche di formazioni tipiche

A seconda del valore di I_A, le terre si classificano come:

- argille inattive: $I_A < 0,75$
- argille normali: $0,75 < I_A < 1,25$
- argille attive: $I_A > 1,25$.

Il comportamento meccanico di un terreno a grana fina è influenzato dal valore che assume il contenuto d'acqua w rispetto ai limiti di Atterberg. A tal fine si definisce un *indice di consistenza:*

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$$

La consistenza può essere anche riferita alla resistenza a compressione semplice del terreno σ_r, determinata con prove di compressione ad espansione laterale libera o con prove di compressione triassiale non consolidate non drenate in laboratorio, oppure stimata con il penetrometro tascabile. A seconda della consistenza, le terre a grana fina si classificano come in tabella 2.2.

Per i terreni a grana grossa un parametro corrispondente all'indice di consistenza è il grado di addensamento o densità relativa:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

dove con e_{max} ed e_{min} si indicano rispettivamente il massimo ed il minimo valore dell'indice dei vuoti, ottenuti con procedure standardizzate. Con riferimento al grado di addensamento si adotta la classifica riportata in tabella 2.3.

Consistenza	Ic	σ_r (kPa)	Riconoscimento sommario
Nulla	< 0	< 25	Si estrude fra le dita se pressata nella mano
Poco consistente o molle	0 ÷ 1	25 ÷ 50	Si modella con leggera pressione delle dita
Moderatamente consistente	1	50 ÷ 100	Si modella con forte pressione delle dita
Consistente	> 1	100 ÷ 200	Si penetra con forte pressione del pollice
Molto consistente	>> 1	200 ÷ 400	Incisa dall'unghia
Estremamente consistente (dura)	>> 1	> 400	Incisa con difficoltà dall'unghia del pollice

Tab. 2.2. Consistenza delle terre a grana fina

Addensamento	D_r	Riconoscimento sommario
Sciolto	< 0,2	E' possibile infiggere a mano una barra di ferro per circa 1m
Poco addensato	0,2 ÷ 0,4	
Moderatamente addensato	0,4 ÷ 0,6	
Addensato	0,6 ÷ 0,8	E' possibile infiggere un picchetto per 5 ÷ 10 cm con mazza battente
Molto addensato	> 0,8	

Tab. 2.3. Addensamento delle terre a grana grossa

2.2. *Tensioni nei mezzi porosi*

2.2.1. *Generalità*

Nelle applicazioni di ingegneria i terreni vengono assimilati a mezzi continui, sicché è possibile definire in ogni "punto" i tensori degli sforzi e delle deformazioni, senza curarsi se il punto geometrico considerato ricada all'interno di una particella solida o di un vuoto. Così operando, in effetti, si sostituisce al punto geometrico un volume elementare sufficientemente grande da contenere un gran numero di particelle e di vuoti, ma allo stesso tempo sufficientemente piccolo rispetto alle dimensioni geometriche del problema.

Facciamo riferimento, per semplicità, ad un terreno completamente saturo ($S_r = 1$). Con questa specificazione la trattazione non soffre di significative limitazioni in quanto i terreni a grana fina, in natura e nei nostri climi, sono praticamente sempre saturi; i terreni a grana grossa sono saturi se disposti al di sotto del pelo libero della falda idrica; se disposti al di sopra, ai fini meccanici possono essere considerati asciutti.

Il comportamento meccanico di un mezzo poroso saturo è retto dal cosiddetto principio delle tensioni effettive o efficaci, che in realtà è una relazione di carattere empirico enunciata da Terzaghi nel 1924 e la validità della quale, almeno nel campo di sollecitazioni che interessano l'ingegneria civile, è ormai provata da un'amplissima evidenza sperimentale (Skempton, 1961). Il "principio" può enunciarsi come segue:

"detta tensione effettiva la differenza fra la tensione normale totale agente sul complesso scheletro solido - acqua e la pressione dell'acqua (pressione interstiziale o pressione neutra), le deformazioni del terreno e la sua resistenza a rottura dipendono solo dalla tensione effettiva".

Per studiare dal punto di vista meccanico il mezzo poroso saturo, esso viene assimilato a due mezzi continui (lo scheletro solido poroso e l'acqua) sovrapposti e mutuamente interagenti, che occupano la stessa regione dello spazio; in ogni punto è allora possibile definire un tensore delle deformazioni, un tensore delle tensioni totali che agiscono sul complesso acqua+scheletro solido, un tensore delle pressioni interstiziali (trattandosi di un fluido, il tensore delle tensioni si riduce al prodotto tra il tensore unitario e lo scalare pressione del fluido) ed un tensore delle tensioni effettive.

Come è ovvio, deve essere verificato l'equilibrio di ciascun elemento di volume; questa condizione si esplicita imponendo che siano soddisfatte le equazioni indefinite dell'equilibrio in termini di tensioni totali σ_x, σ_y, σ_z. Assumendo una terna cartesiana di riferimento con l'asse z verticale ed orientato verso l'alto, ed assumendo positive le tensioni di compressione, tali equazioni si scrivono:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma_{sat} &= 0 \end{aligned} \qquad (2.1)$$

Se indichiamo con h la quota piezometrica, con u la pressione neutra e con σ'_x,

σ'_y, σ'_z le tensioni effettive, si ha:

$$u = \gamma_w(h-z) \quad \sigma'_i = \sigma_i - u = \sigma_i - \gamma_w(h-z)$$

Le (2.1) possono quindi scriversi:

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \\
&\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \\
&\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z} + \gamma' = 0
\end{aligned} \tag{2.2}$$

Le (2.2) descrivono l'equilibrio dello scheletro solido sotto l'azione delle tensioni effettive e delle forze di trascinamento o forze di filtrazione (*seepage forces*) che l'acqua in moto esercita su di esso. In termini di tensioni efficaci, poi, il peso dell'unità di volume risulta alleggerito della spinta di Archimede.

Le forze di filtrazione sono assimilabili ad un sistema di forze di volume di componenti $\gamma_w \partial h / \partial x, \gamma_w \partial h / \partial y, \gamma_w \partial h / \partial z$; in un mezzo a permeabilità isotropa, esse hanno la direzione del vettore velocità di filtrazione.

Il campo della quota piezometrica h può essere studiato a partire dalla legge di d'Arcy (1856) generalizzata che, per un mezzo isotropo, in notazione vettoriale si scrive:

$$\vec{V} = k \cdot \mathrm{grad}(-h) \tag{2.3}$$

dove $\vec{V}$ rappresenta il vettore velocità di filtrazione, di componenti V_x, V_y, V_z, e k il coefficiente di permeabilità o conduttività idraulica. In termini scalari la (2.3) si scrive:

$$V_x = -k\frac{\partial h}{\partial x} \qquad V_y = -k\frac{\partial h}{\partial y} \qquad V_z = -k\frac{\partial h}{\partial z} \tag{2.4}$$

2.2.2. *Alcune applicazioni*

Tensione litostatica. In un mezzo pesante delimitato superiormente da un piano orizzontale indefinito (situazione alla quale è spesso lecito riferirsi nello studio di problemi di fondazione), le direzioni orizzontale e verticale sono direzioni principali di tensione. Per tale motivo la tensione normale agente su di un elemento piano orizzontale σ_z può essere calcolata dal peso della colonna di materiale sovrastante; le relative espressioni sono riportate nella fig. 2.4. Si rammen-

ta che, per i terreni a grana fina, l'altezza di risalita capillare h_2 può giungere fino ad alcune decine di metri; per questo motivo tali terreni sono praticamente sempre saturi. Nei terreni a grana grossa, invece, l'altezza di risalita capillare non supera pochi centimetri e pertanto la fascia capillare viene in genere trascurata.

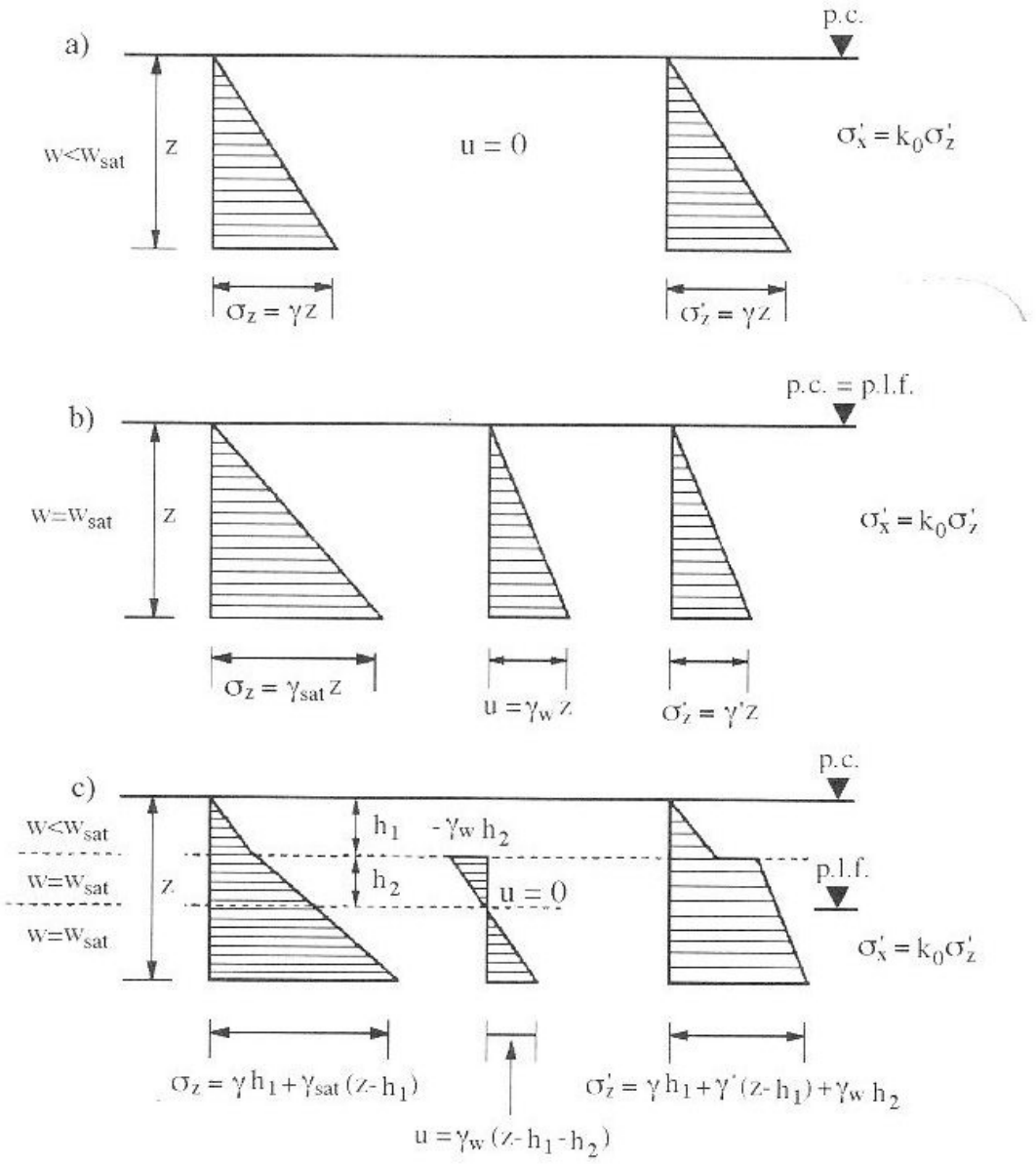


Fig. 2.4. Tensioni litostatiche

La tensione effettiva orizzontale non può essere ottenuta con sole considerazioni di equilibrio, ma occorre sfruttare la condizione di congruenza imposta dalla geometria del problema:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

In queste condizioni, si pone:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = k_o \sigma'_z$$

Al coefficiente k_o, pari al rapporto fra le tensioni effettive orizzontale e verticale in condizioni di deformazione orizzontale nulla, si dà il nome di coefficiente di pressione a riposo.

Per un mezzo linearmente elastico ed isotropo il valore di k_o si può calcolare imponendo:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma'_x - \nu\left(\sigma'_y + \sigma'_z\right)\right] = 0$$

Ricordando che $\sigma'_x = \sigma'_y$, si ricava:

$$k_o = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = \frac{\nu}{1-\nu} \tag{2.5}$$

Nei terreni reali, che non sono linearmente elastici, il valore di k_o dipende essenzialmente dalla storia delle sollecitazioni. Nei terreni normalmente consolidati un'ampia evidenza sperimentale avvalora la relazione di Jaky (1936):

$$k_o = 1 - \operatorname{sen}\varphi' \tag{2.6}$$

Combinando fra loro le (2.5) e (2.6) si ottiene:

$$\nu = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{2 - \operatorname{sen}\varphi'} \tag{2.7}$$

Nei terreni sovraconsolidati e/o influenzati da fattori quali l'invecchiamento (*ageing*) o processi di diagenesi, il valore di k_o deve essere determinato sperimentalmente; operazione, questa, tutt'altro che semplice e per la quale sono state suggerite numerose procedure, sia in sito, sia in laboratorio. Gli effetti della sovraconsolidazione possono essere valutati con l'espressione (Kulhawy *et al.*, 1989):

$$k_{o(OC)} = (1 - \operatorname{sen}\varphi')\,OCR^{\operatorname{sen}\varphi'} \tag{2.8}$$

nella quale con il simbolo $k_{o(OC)}$ si è indicato il valore di k_o per un terreno sovraconsolidato, e con OCR (*Over Consolidation Ratio*) il grado di sovraconsolidazione, e cioè il rapporto fra la massima tensione effettiva verticale cui il terreno è stato assoggettato nel corso della sua storia precedente, e la presente tensione effettiva verticale in sito.

Sifonamento. Se consideriamo un terreno interessato da un moto stazionario uniforme dell'acqua con gradiente piezometrico i diretto verso l'alto e sboccante in una superficie libera (fig. 2.5), la forza di filtrazione vale

$$\gamma_w \frac{\partial h}{\partial z} = \gamma_w i.$$

Se tale forza uguaglia in modulo le forze di massa agenti sullo scheletro solido e dovute al peso proprio, pari al peso immerso γ', le tensioni effettive si annullano ed il terreno, se è privo di coesione, viene trasportato liberamente dall'acqua. A questo fenomeno si dà il nome di sifonamento.

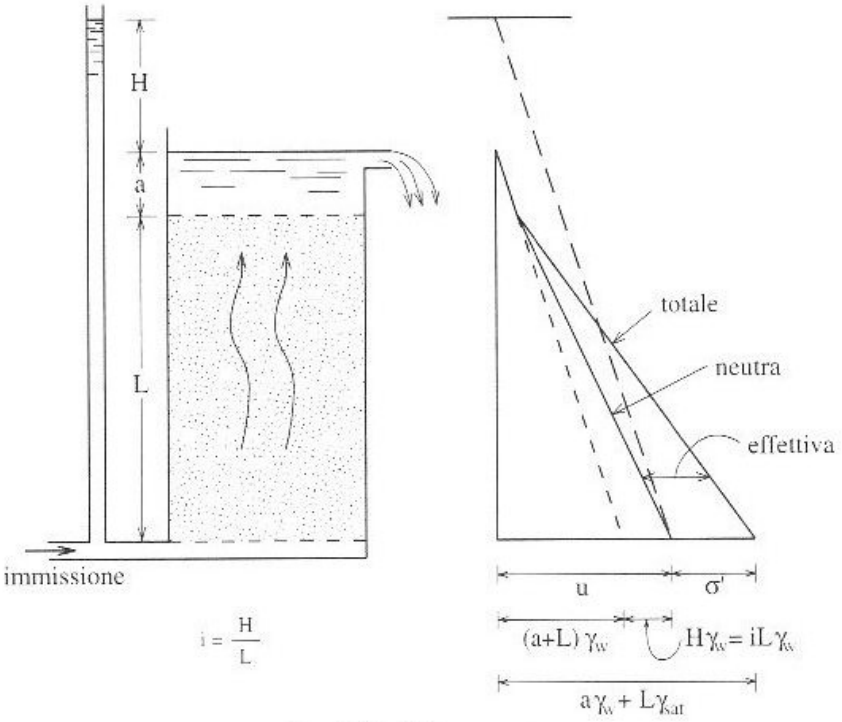


Fig. 2.5. Sifonamento

Le condizioni di sifonamento richiedono che il gradiente idraulico attinga un valore critico i_c che può ricavarsi imponendo appunto che il prodotto $i_c\gamma_w$ uguagli il valore di γ'. Si ottiene:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \tag{2.9}$$

Indicazioni pratiche per lo studio del sifonamento in casi meno schematici sono contenute nel § 6.1.

2.3. *Permeabilità e condizioni di drenaggio*

2.3.1. *Condizioni drenate e moti di filtrazione*

Il coefficiente di permeabilità delle rocce sciolte può variare entro limiti estremamente ampli, passando da valori fino a 10 cm/s per le ghiaie a valori fino a 10^{-9} cm/s per argille omogenee (si veda il § 4.11). Tale enorme campo di variazione della permeabilità è all'origine di una profonda differenza nell'interazione fra le due fasi di un mezzo poroso, a seconda che si sia in terreni a grana grossa (sabbie

e ghiaie, con $k \geq 10^{-4}$ cm/s) oppure in terreni a grana fina (limi ed argille, con $k \leq 10^{-4}$ cm/s). In effetti, le due classi di terreni vengono spesso differenziate con riferimento appunto alla granulometria (terreni a grana grossa o fina), alla resistenza a taglio (terreni incoerenti o coesivi), alla natura (terreni granulari e non); ma le differenze di comportamento, dal punto di vista dell'ingegneria, sono da addebitare essenzialmente a differenze nel valore della permeabilità.

Nei terreni a grana grossa, per la loro elevata permeabilità, il regime di tensioni e deformazioni dello scheletro solido ed il regime di pressioni e velocità dell'acqua possono essere disaccoppiati, nel senso che essi risultano l'uno indipendente dall'altro e possono essere trattati separatamente. Infatti un eventuale moto vario dell'acqua, derivante da deformazioni volumetriche dello scheletro solido, avviene in tempi brevissimi e può quindi essere trascurato. L'acqua si trova in quiete o in moto permanente e le caratteristiche del moto sono quindi costanti nel tempo e funzione delle sole condizioni idrauliche al contorno. Anche un eventuale moto vario, provocato da una variazione nel tempo delle condizioni di contorno (ad esempio, cicli di invaso e svaso di un serbatoio), può essere trattato come una successione di moti permanenti.

In queste condizioni, che in geotecnica vengono dette *condizioni drenate,* la continuità della fase fluida richiede che sia:

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0$$

Essendo:

$$\operatorname{div} \vec{V} = \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \tag{2.10}$$

ricordando le (2.4), si ottiene:

$$-k\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) = -k\Delta^2 h = -\frac{k}{\gamma_w}\Delta^2 u = 0 \tag{2.11}$$

La (2.11) mostra che, in condizioni di moto permanente, la quota piezometrica h è una funzione armonica. Con le opportune condizioni di contorno, essa consente di calcolare il valore di h, e quindi di u, in ogni punto del mezzo; le forze di filtrazione appaiono dunque nelle (2.2) come termini noti (problema disaccoppiato). Esse inoltre ammettono un potenziale, il che semplifica la soluzione delle (2.2).

Per la soluzione della (2.11) con le opportune condizioni al contorno esistono tecniche analitiche, analogiche e attualmente soprattutto numeriche molto sviluppate, relative a problemi di filtrazione in regime piano ed assialsimmetrico ai quali di norma possono essere ricondotti i casi reali. L'argomento è troppo ampio per poter essere anche solo sfiorato in questa sede; il lettore interessato potrà consultare i classici trattati di Muskat (1953), Polubarinova Kochina (1956), Aravin e Numerov (1964), Bear (1972).

2.3.2. *Condizioni non drenate e consolidazione*

Per i terreni a ridotta permeabilità il moto transitorio provocato dalle deformazioni volumetriche dello scheletro solido è di lunga durata e non può essere trascurato; ne consegue un accoppiamento fra regime di tensioni e deformazioni nello scheletro solido e regime di pressioni e velocità dell'acqua. Assumendo che il fluido e la sostanza solida siano incomprimibili, la condizione di continuità della fase fluida si scrive:

$$\operatorname{div}\vec{V} = \frac{\partial}{\partial t}\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right)$$

dove, come è noto, il primo invariante di deformazione, pari alla somma delle tre dilatazioni lineari, rappresenta la variazione di volume unitaria.

Se assumiamo che lo scheletro solido del terreno sia assimilabile ad un mezzo elastico ed isotropo di costanti E e ν, può scriversi:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right) = \frac{1-2\nu}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z\right) =$$

$$= \frac{1-2\nu}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - 3u\right) = \frac{1-2\nu}{E}\left(\frac{\partial T}{\delta t} - 3\frac{\partial u}{\partial t}\right)$$

nella quale con $T = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ si è indicato il primo invariante delle tensioni totali. Si ottiene allora, ricordando l'espressione (2.10) della divergenza:

$$\frac{kE}{3\gamma_w(1-2\nu)}\Delta^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{3}\frac{\partial T}{\partial t} \qquad (2.12)$$

La (2.12), da risolvere assieme alle (2.1) ed alle condizioni di congruenza, rappresenta la formulazione della teoria della consolidazione di un mezzo elastico poroso saturo, o teoria di Biot-Mandel (Biot, 1941; Mandel, 1950). La necessità di una soluzione simultanea del sistema di equazioni differenziali (2.1) e (2.12) riflette l'accoppiamento del problema.

La soluzione completa del problema della consolidazione, e cioè del decorso nel tempo dello stato di tensione e deformazione nel terreno, non è però sempre necessaria, bastando spesso far riferimento a due situazioni particolari: quella iniziale e quella finale.

Se immaginiamo che il processo abbia inizio ad un tempo t = 0 al quale, ad esempio, vengano applicati i carichi ad una fondazione, essendo finito (ed anzi molto ridotto) il valore della permeabilità, all'inizio del processo non può aversi alcun moto di acqua, né al finito, né nell'infinitesimo. Per questo motivo tale ideale condizione iniziale viene detta *condizione non drenata.* In effetti, nelle applicazioni di ingegneria i carichi sono sempre applicati in tempi finiti, dell'ordine di giorni o settimane, talvolta di mesi o anche di anni. Tuttavia i *tempi di consoli-*

dazione (e cioè i tempi necessari perché in un banco di terreni argillosi si abbia un sostanziale esaurimento del processo) sono spesso molto più lunghi, dell'ordine di decenni o secoli; può essere allora accettata l'ipotesi di condizioni perfettamente non drenate che, per i problemi di fondazione, è fra l'altro anche cautelativa.

Per un mezzo saturo di un liquido praticamente incompressibile, in condizioni non drenate non può verificarsi alcuna deformazione volumetrica ma solo deformazioni distorsionali senza variazioni di volume. Ciò significa che le pressioni neutre generate istantaneamente dall'applicazione dei carichi assumono nei vari punti del corpo valori tali da soddisfare la (2.11), e cioè:

$$\Delta^2 u_o = 0 \tag{2.13}$$

dove con il simbolo u_o si sono indicate appunto le pressioni neutre non drenate al tempo $t = 0$. La (2.13), con le opportune condizioni al contorno, consente il calcolo del campo di u_o.

La condizione di variazione di volume nulla comporta però, oltre alla condizione che non abbia luogo alcun movimento di acqua, anche quella che le variazioni di volume dello scheletro solido siano a loro volta nulle. Deve cioè aversi:

$$\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right) = 0$$

e quindi, per un mezzo elastico:

$$\left(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z\right)_o = \left(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - 3u\right)_o = 0$$

nella quale le tensioni totali ed effettive vanno intese come incrementi e la pressione neutra come sovrappressione. Da questa espressione si ricava immediatamente:

$$u_o = \frac{\left(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z\right)}{3} \tag{2.14}$$

La (2.14) ci offre un'altra via per il calcolo delle sovrappressioni neutre iniziali, e cioè quella di correlarle con gli incrementi delle tensioni totali. In effetti, nella formulazione qui ricavata essa è valida solo per un mezzo elastico ed isotropo, nel quale le deformazioni volumetriche conseguono solo a variazioni delle tensioni normali, e non vi è accoppiamento fra variazioni di volume e sforzi tangenziali.

Nei terreni reali invece, come è noto, tale accoppiamento esiste e pertanto la (2.14) viene sostituita da espressioni concettualmente analoghe, ma che tengano conto di tale circostanza. La più antica e diffusa di tali espressioni è dovuta a Skempton (1954), ed è valida a rigore per uno stato di tensione assialsimmetrico con $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Esplicitando, per chiarezza, il simbolo di incremento, tale espressione si scrive:

$$\Delta u_o = B\left[\Delta\sigma_3 + A\left(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3\right)\right] \tag{2.15}$$

Ai coefficienti A e B si dà il nome di coefficienti di pressione neutra o coefficienti

di Skempton; per terreni saturi, il coefficiente B è pari all'unità. Il coefficiente A dipende essenzialmente dal grado di sovraconsolidazione; valori tipici sono riportati in tabella 2.4

Tipo di terreno	Valore di A
Argille molli sensibili	> 1
Argille normalmente consolidate	0,5 ÷ 1,0
Argille sovraconsolidate	0,2 ÷ 0,5
Argille sabbiose fortemente sovraconsolidate	0 ÷ 0,25

Tab. 2.4. Valori del coefficiente A di Skempton

Nelle condizioni non drenate il complesso scheletro solido + acqua si comporta, in termini di tensioni totali, come un mezzo incompressibile e dotato di una resistenza a taglio di tipo coesivo; nelle applicazioni risulta pertanto conveniente, sempre in condizioni non drenate, studiare i problemi di deformazione e di rottura in termini di tensioni totali.

Nei problemi di deformazione il mezzo sarà quindi caratterizzato, in termini di tensioni totali, da moduli o rigidezze determinate in condizioni non drenate e da un coefficiente di Poisson $\nu_u = 0{,}5$. Per un mezzo elastico poroso il modulo di elasticità normale non drenato E_u si può calcolare notando che è:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau}{\frac{E}{2(1+\nu)}} = \frac{\tau}{\frac{E_u}{2(1+0{,}5)}}$$

dalla quale si ottiene:

$$E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)}$$

Nei problemi di rottura il mezzo sarà caratterizzato, sempre in termini di tensioni totali, da un peso dell'unità di volume pari a γ_{sat} e da una coesione non drenata pari a c_u, con $\varphi_u = 0$.

E' appena il caso di ricordare che, essendo il reale comportamento dei terreni determinato dalle tensioni effettive e non da quelle totali, l'analisi in termini di tensioni totali deve essere considerata solo alla stregua di un utile espediente. L'apparente semplificazione dell'analisi viene controbilanciata dalla difficoltà di scelta dei valori della rigidezza e della resistenza non drenate E_u e c_u. L'intera procedura, infatti, assume implicitamente che le prove attraverso le quali vengono determinati tali parametri riproducano il problema in studio in termini non solo di livello e di storia tensionale, ma anche di sviluppo delle sovrappressioni neutre.

Al termine del processo di consolidazione le sovrappressioni neutre legate al

moto transitorio sono ormai completamente dissipate, le deformazioni volumetriche si sono esaurite ed il regime delle pressioni neutre è nuovamente controllato dalle condizioni idrauliche di contorno. In altri termini, alla fine del processo di consolidazione si ristabiliscono le condizioni drenate.

Lo studio del processo di consolidazione, come si è detto, non è sempre richiesto; in ogni caso, alcuni casi pratici di consolidazione, con riferimento al problema del decorso nel tempo dei cedimenti, sono trattati nel § 8.3.

Ad esemplificazione di quanto sinteticamente esposto, nelle figure 2.6 e 2.7 sono rappresentati schematicamente due tipici problemi di consolidazione.

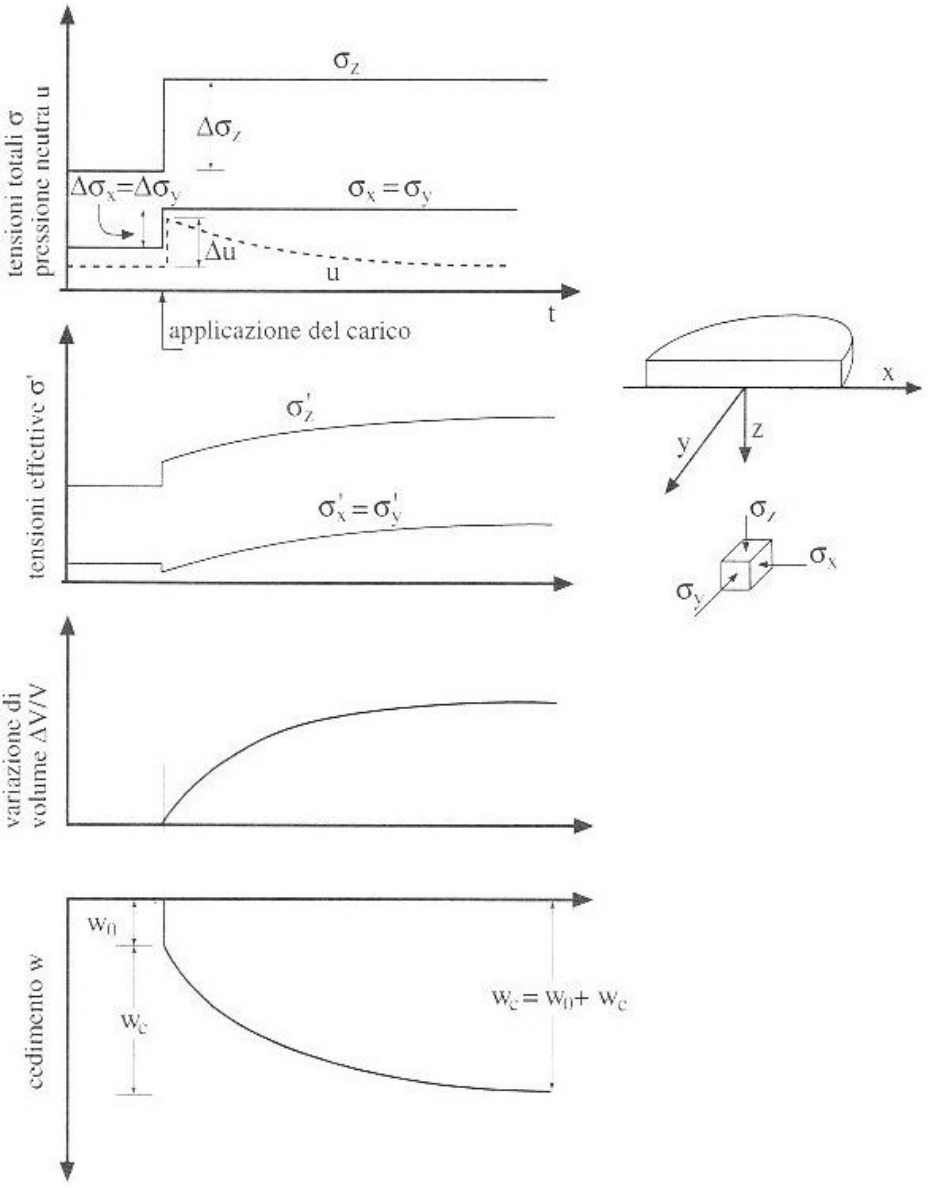


Fig. 2.6. Illustrazioni schematiche del decorso dei cedimenti di una fondazione superficiale a seguito del processo di consolidazione

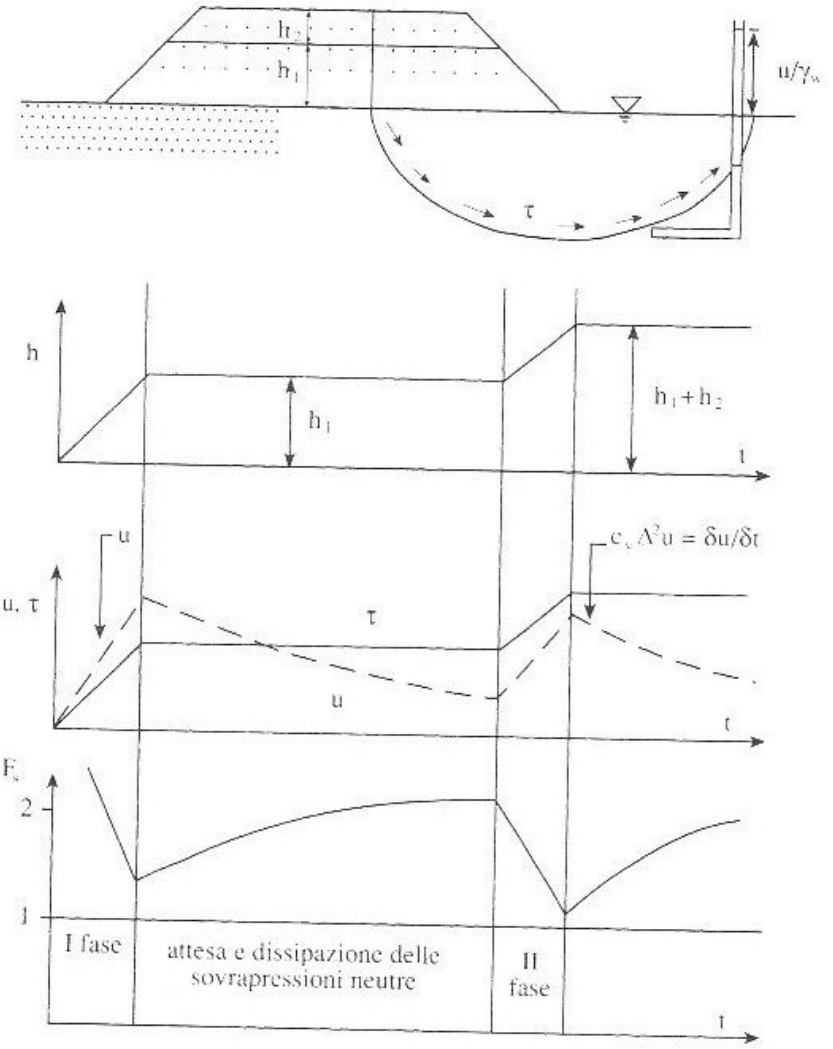


Fig. 2.7. Illustrazione schematica del decorso della stabilità di un rilevato su argille molli a seguito del decorso del processo di consolidazione

2.4. *Richiami di plasticità*

2.4.1. *Generalità*

Nell'accezione più generale, le equazioni costitutive di un mezzo sono relazioni matematiche fra variabili statiche, cinetiche e termiche, atte a descrivere il comportamento del mezzo stesso quando esso venga sottoposto a sollecitazioni meccaniche o termiche. Poiché i materiali naturali rispondono alle sollecitazioni in modo molto complesso, le equazioni costitutive non mirano generalmente a descrivere tutti i fenomeni osservati relativamente ad un particolare materiale reale, ma piuttosto a descrivere il comportamento di materiali ideali o, come vengono anche chiamati, di "modelli materiali".

Esempi classici di modelli materiali sono il solido linearmente elastico ed il liquido linearmente viscoso; per essi sono state sviluppate formulazioni molto complete (si pensi alla teoria matematica dell'elasticità) e risolti numerosi problemi al contorno.

L'utilità dei modelli materiali risiede nella circostanza, da verificare sperimentalmente, che essi riproducano il comportamento di alcuni materiali naturali, entro un determinato intervallo di carichi e di temperature, in modo abbastanza fedele da consentire l'analisi di problemi di interesse applicativo. La finalità degli studi sui modelli materiali è, quindi, spiccatamente applicativa, ingegneristica. Se si perde di vista tale finalità, il significato stesso dei modelli viene totalmente a cadere.

In questa sede verranno trascurate le interazioni fra processi meccanici e termici, che pure non sono prive di interessanti applicazioni (ad esempio: il congelamento dei terreni; le fondazioni di edifici in zone di permafrost; le fondazioni di fornaci; il seppellimento di scorie radioattive), e lo studio sarà ristretto ai problemi isotermi, ai quali possono essere ricondotti la maggioranza dei problemi di ingegneria civile. Le equazioni costitutive contengono allora solo variabili statiche (sforzi) e cinetiche (velocità, spostamenti, deformazioni), e sono anche dette relazioni sforzi-deformazioni.

Per molti decenni l'ingegneria geotecnica ha vissuto su due modelli materiali estremamente semplici: il corpo elastico lineare, posto a base dei cosiddetti problemi di deformazione, ed il corpo perfettamente plastico nello studio dei problemi di rottura.

Una tipica curva tensioni-deformazioni per un terreno è ad esempio la curva OXC in fig. 2.8a.

Nei problemi di deformazione, come ad esempio lo studio del cedimento di una fondazione sotto i carichi di lavoro (fig. 2.8b), si fa uso dei parametri di deformabilità del terreno. Una assunzione molto semplice, per livelli di carico lontani dal collasso come sono appunto i carichi di lavoro di una fondazione, è quella di comportamento lineare ed elastico (linea OA in fig. 2.8a). Quando invece si studia il carico di rottura della fondazione (fig. 2.8c), ci si occupa di una condizione nella quale, a seguito della rottura, si verificano spostamenti molto grandi. Diventa allora superflua una descrizione accurata del comportamento del terreno in corrispondenza delle piccole deformazioni che si verificano a bassi livelli di carico, e si fa ricorso al modello di comportamento rigido-perfettamente plastico rappresentato in fig. 2.8a dalla linea OBC.

Recentemente, a seguito dello sviluppo dei metodi numerici e delle potenzialità computazionali rese disponibili dai moderni calcolatori, è diventato possibile affrontare problemi al contorno di interesse applicativo anche con modelli più ela-

borati, quale ad esempio il mezzo elastoplastico con incrudimento; tuttavia, appunto, l'uso di tali modelli comporta il ricorso a procedure di calcolo che esulano dai limiti di questo libro.

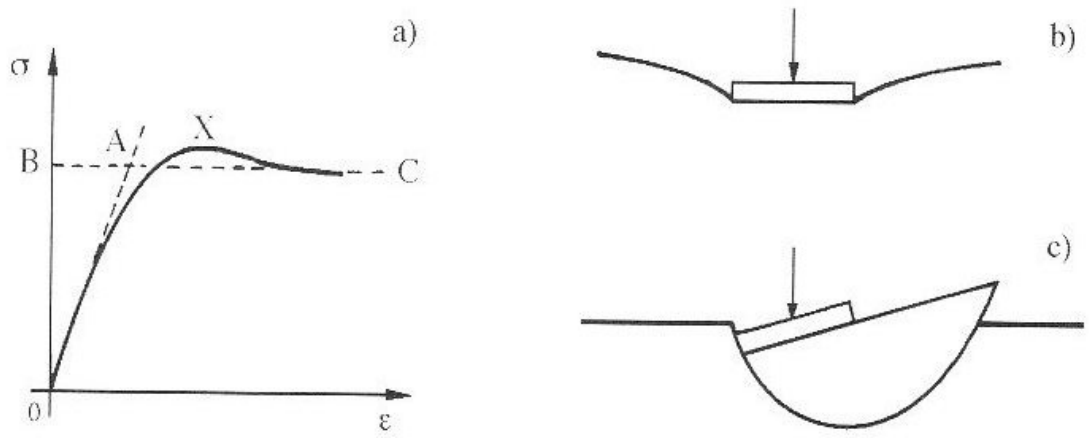


Fig. 2.8. Modelli elastico e perfettamente plastico

Nella pratica corrente, quindi, i due classici modelli di corpo elastico e perfettamente plastico hanno ancora un ruolo preminente, in quanto entrambi mettono a nostra disposizione procedimenti e soluzioni di uso corrente.

La teoria matematica dell'elasticità e le sue applicazioni sono ben radicate nella cultura di tutti gli ingegneri civili, e pertanto la loro conoscenza viene qui data per scontata; una serie di soluzioni di interesse per i problemi di fondazione sono riportate, ad esempio, nel capitolo 8. Non sempre si riscontra una simile conoscenza della teoria della plasticità; si ritiene pertanto utile riportarne alcuni sommari richiami, che consentano la comprensione delle applicazioni elementari riportate nei capitoli 7 e 16.

2.4.2. *Snervamento, incrudimento e scorrimento plastico*

Si consideri una semplice prova di compressione monoassiale su di un provino di terreno (fig. 2.9), e si assuma che la curva tensioni-deformazioni sia rappresentata dalla spezzata OYGF in figura. Nel tratto OY le deformazioni sono reversibili ed il comportamento è linearmente elastico. Superata la soglia di elasticità le deformazioni risultano in parte elastiche (ε^e) ed in parte plastiche (ε^p), e la curva tensioni-deformazioni assume l'andamento non lineare rappresentato schematicamente in fig. 2.9 dal ramo YG. Il punto Y è definito punto di snervamento (*yield point*) e la relativa tensione σ_y tensione di snervamento; é importante notare che nel ramo YF, per quanto siano presenti deformazioni plastiche, per ottenere un incremento di deformazione è necessario applicare un incremento di tensione.

Se si opera un ciclo di scarico a partire da un punto come G appartenente al ramo elastoplastico YF, si riscontra una curva tensioni-deformazioni parallela al ramo iniziale OY; tuttavia nel tratto YG, oltre alla deformazione elastica ε_G^e, sono state accumulate deformazioni plastiche irreversibili ε_G^p, che si ritrovano nel punto B alla fine dello scarico. Se ora carichiamo nuovamente il provino, riscontriamo un comportamento elastico fino al punto G, che diviene il nuovo punto di snervamento; il primo processo di carico ha prodotto un accumulo di deformazione plastica ed un ampliamento da OY a BG del tratto elastico (incrudimento).

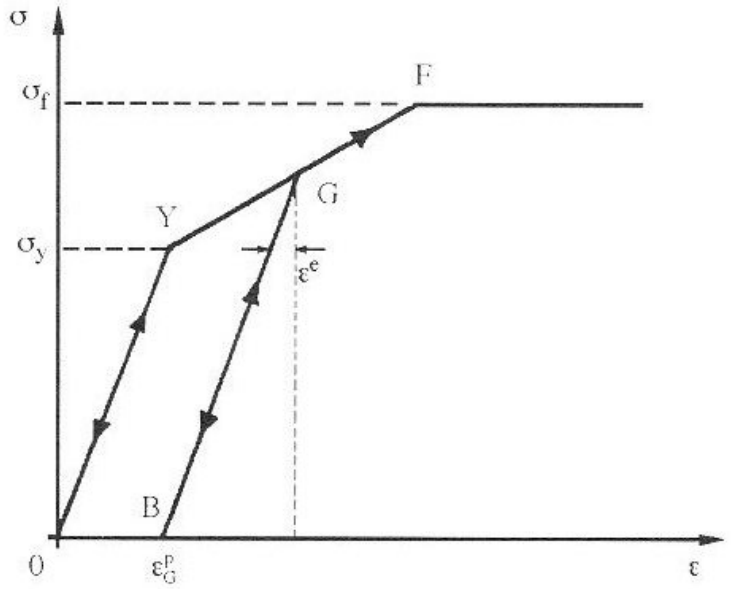


Fig. 2.9. Idealizzazione del comportamento di un provino di terreno in una prova di compressione uniassiale

Proseguendo nel processo di carico, si raggiunge infine il punto F in corrispondenza del quale si ha la rottura; si ottengono cioè deformazioni illimitate senza applicare ulteriori incrementi di tensione.

In uno stato tensionale più generale, ai concetti di tensione di snervamento e punto di snervamento devono essere sostituiti quelli di stato tensionale di snervamento e superficie di snervamento. Ad esempio, se ci riferiamo ad un provino soggetto ad una prova di compressione triassiale con una tensione assiale $\sigma_a = \sigma_1$ ed una tensione radiale $\sigma_r = \sigma_3$, è possibile definire nel piano (σ_1, σ_3) una curva o luogo di snervamento simile a quella rappresentata in fig. 2.10; i punti interni a tale curva rappresentano stati tensionali che danno luogo a deformazioni elastiche. Gli incrementi di tensione che attraversano il luogo di snervamento, come quello fra il punto A ed il punto B in fig. 2.10, danno luogo anche a deformazioni plastiche e ad uno spostamento del luogo di snervamento che, per così dire, viene trascinato con sé dal punto rappresentativo dello stato tensionale.

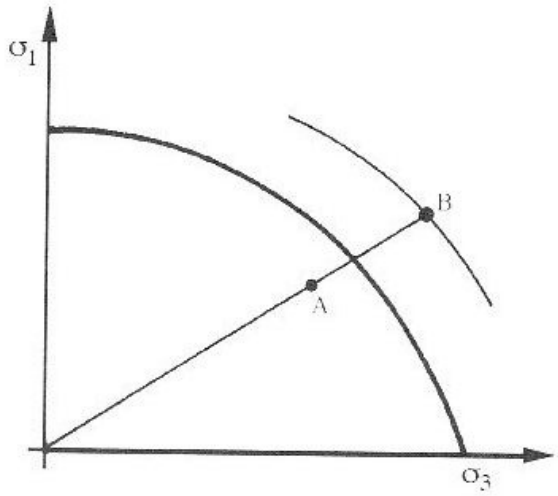


Fig. 2.10. Espansione della superficie di snervamento

L'equazione della superficie di snervamento esprime il criterio di snervamento o di plasticizzazione; essa si scrive nella forma:

$$F\left(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p}\right) = 0$$

Nello spazio degli stati di tensione, ad esempio in una sezione di Meldahl, l'equazione

$$F\left(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p}\right) = 0$$

rappresenta il luogo geometrico degli stati tensionali limite, ossia la superficie di snervamento. La dipendenza di tale superficie dalla deformazione plastica (incrudimento) si traduce nel fatto che, nel corso della deformazione plastica, la superficie cambia di forma e di dimensioni (fig. 2.11).

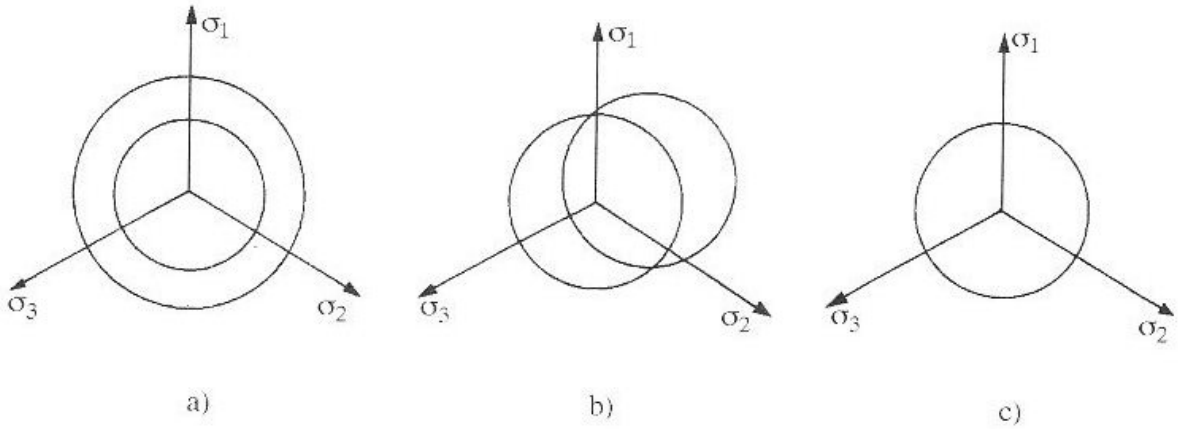


Fig. 2.11. a) incrudimento isotropo; b) incrudimento cinematico; c) plasticità perfetta

Se il luogo di snervamento si espande senza cambiare di forma si parla di incrudimento isotropo (fig. 2.11a); se si ha solo una traslazione, si parla di

incrudimento cinematico (fig. 2.11b). Se invece la condizione di plasticizzazione è indipendente dalla deformazione plastica, l'equazione del luogo diventa semplicemente:

$$F(\sigma_{ij}) = 0$$

In questo caso nel corso della deformazione plastica la superficie rimane fissa nello spazio delle tensioni (fig. 2.11c), ed il comportamento del mezzo viene definito perfettamente plastico. In fig. 2.9, ciò significa che il punto Y viene a coincidere con il punto F; manca la fase di incrudimento.

Per un mezzo perfettamente plastico, la condizione di plasticizzazione o di snervamento coincide con il criterio di rottura.

La superficie di snervamento segue l'evoluzione dello stato tensionale in modo che sia sempre verificata la condizione:

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p}) \leq 0$$

che esprime la condizione che il punto rappresentativo dello stato tensionale può essere solo sulla superficie di snervamento o all'interno di essa. E' allora possibile definire in modo generale un incremento di sollecitazione come carico o scarico a seconda che esso comporti $dF > 0$ o $dF < 0$; il primo comporta deformazioni elastoplastiche, il secondo deformazioni elastiche. Se $dF = 0$ si parla di un incremento di tensione neutrale.

Gli incrementi di deformazione elastica sono funzione solo dei corrispondenti incrementi di sforzo. Se sovrapponiamo agli assi delle tensioni principali gli assi delle componenti principali di deformazione, in un'opportuna scala il vettore delle deformazioni elastiche coincide con il vettore degli incrementi di sforzo che le hanno causate (coassialità dei vettori di sforzo e deformazione). La direzione del vettore delle deformazioni plastiche, invece, dipende dallo stato tensionale complessivo; in altre parole gli incrementi di sforzo determinano il valore degli incrementi di deformazione plastica, ma non la loro direzione che risulta normale ad un potenziale plastico.

Per una classe di materiali, detti materiali standard o con legge di flusso associata, il potenziale plastico coincide con la funzione di snervamento. In questi casi la trattazione analitica del problema diviene molto più semplice; è possibile dimostrare l'unicità della soluzione di problemi al contorno, e sono soddisfatti i requisiti perché il materiale possa essere definito stabile secondo Drucker (1959):

- la superficie di snervamento deve essere convessa;
- l'incremento di deformazione plastica deve essere normale alla superficie di snervamento e diretto verso l'esterno.

2.4.3. *Analisi limite*

L'analisi limite è una tecnica semplice che consente di calcolare un limite superio-

re *(upper bound)* ed un limite inferiore *(lower bound)* del carico di collasso di una struttura. Essa può essere applicata: ad un elemento strutturale, come una trave; ad una struttura; ad un continuo. I due teoremi dell'analisi limite, che consentono il calcolo, sono validi a rigore solo per materiali perfettamente plastici.

Un materiale perfettamente plastico raggiunge la rottura senza incrudimento; il criterio di rottura rappresenta un potenziale plastico, e quindi la legge di flusso è associata. Poiché a rottura tutte le forze e tutti gli sforzi interni sono costanti, non si hanno incrementi di deformazione elastica e quindi gli incrementi di deformazione sono totalmente plastici. Il vettore degli incrementi di deformazione è normale all'inviluppo di rottura.

In queste ipotesi è possibile dimostrare i due teoremi che qui vengono enunciati; la dimostrazione, che si omette, è derivata dal principio dei lavori virtuali.

Teorema del limite superiore (o teorema cinematico, o teorema del maggiorante). Se esistono un sistema di carichi esterni ed un meccanismo di collasso plastico tali che il lavoro dei carichi esterni per un incremento di spostamento sia uguale al lavoro degli sforzi interni, si verifica il collasso ed il sistema di carichi esterni risulta non minore del vero carico di collasso.

Teorema del limite inferiore (o teorema statico, o teorema del minorante). Se esiste un sistema di carichi esterni che é in equilibrio con una distribuzione di sforzi interni che non eccede in alcun punto la resistenza del materiale, il collasso non si verifica e quindi il sistema di carichi esterni risulta non maggiore del vero carico di collasso.

Si può notare che nel primo teorema non appaiono le condizioni di equilibrio, ed il meccanismo di collasso considerato non deve necessariamente essere quello reale. Analogamente nel secondo teorema non appaiono le condizioni di congruenza, e lo stato di sforzo interno non deve necessariamente essere quello che effettivamente si verifica al collasso. In tutti e due i casi abbiamo quindi trascurato uno dei requisiti della soluzione esatta (che deve soddisfare, ovviamente, equilibrio e congruenza); così facendo otteniamo in modo relativamente semplice soluzioni approssimate, che però godono dell'importante proprietà di costituire limite superiore ed inferiore della soluzione esatta.

L'analisi limite ci consente quindi di definire un intervallo entro il quale deve essere contenuta la soluzione; studiando diversi meccanismi, è spesso possibile restringere notevolmente questo intervallo e talvolta individuare la soluzione esatta, nella quale limite superiore ed inferiore coincidono.

Nei problemi reali, i calcoli si eseguiranno in termini di tensioni totali per un terreno a grana fina in condizioni non drenate (mezzo di Tresca, o coesivo; $c = c_u$; $\varphi = 0$), oppure in termini di tensioni effettive nelle condizioni drenate per le quali

si potrà assumere c'= 0; φ'≠ 0. Nel primo caso, l'ipotesi di legge di flusso associata può essere considerata senz'altro valida. Nel secondo caso, tale ipotesi conduce ad un comportamento irrealistico, e pertanto può essere assunta solo in via approssimata. E' stato mostrato che il teorema del limite superiore continua a valere anche per un materiale con legge di flusso non associata, mentre il teorema del limite inferiore può essere usato solo in via approssimata.

In uno stato di deformazione piano i meccanismi di collasso sono costituiti da superfici di scorrimento, le cui direttrici vengono dette linee di scorrimento. Si dimostra che, per φ = 0, queste possono essere rette o archi di circonferenza; per φ' ≠ 0, rette o archi di spirale logaritmica di anomalia φ'. Nel seguito, per semplicità, esamineremo solo il caso di mezzo coesivo, e cioè di rottura non drenata.

Discontinuità delle tensioni. Gli stati tensionali, che vengono considerati nei calcoli del limite inferiore, possono presentare delle discontinuità, purché non vengano violate le equazioni indefinite di equilibrio. Ad esempio, in fig. 2.12a é rappresentata una di queste discontinuità

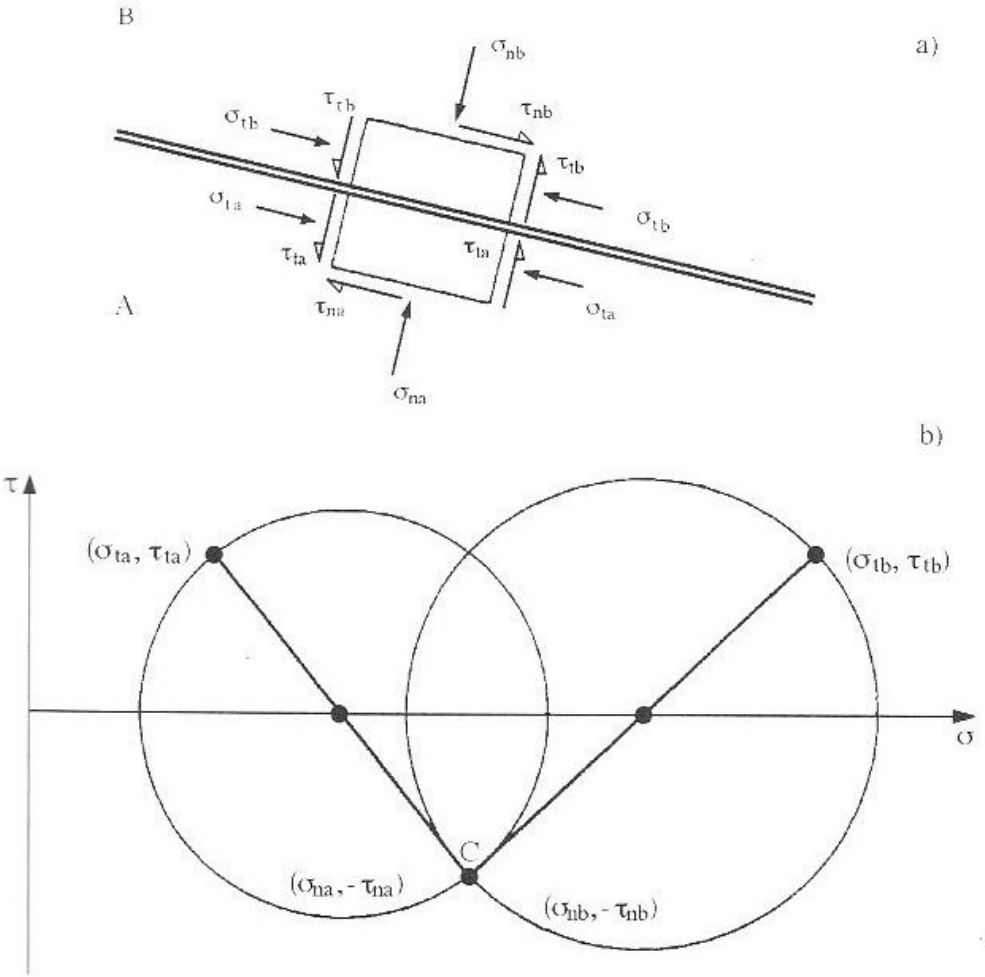


Fig. 2.12. Stato di sforzo su di una discontinuità tensionale

Lo stato di sforzo nella regione A, da un lato della discontinuità, non è identico a quello nella regione B, dall'altro lato; devono però essere soddisfatte le condizioni di equilibrio anche in un elemento di volume a cavallo della discontinuità stessa. Ciò comporta che sia:

$$\sigma_{na} = \sigma_{nb} \qquad \tau_{na} = \tau_{nb} \tag{2.16}$$

mentre le tensioni normali σ_{ta} e σ_{tb}, agenti sugli elementi piani normali alla discontinuità, possono essere diverse fra di loro. In fig. 2.12b sono riportati i cerchi di Mohr degli stati tensionali nelle regioni A e B del corpo separate dalla discontinuità; essi hanno in comune il punto C.

Gli stati di sforzo nelle regioni A e B possono essere caratterizzati dalle quantità p_a, r_a ed p_b, r_b, che rappresentano l'ascissa del centro ed il raggio dei rispettivi cerchi di Mohr.

In fig. 2.13 sono riportati gli stessi cerchi di Mohr, con la costruzione della tensione principale massima σ_1 e della sua retta di azione. Nel passare dalla regione A alla regione B attraverso la discontinuità, la tensione principale ruota di un angolo $\delta\theta = \theta_b - \theta_a$.

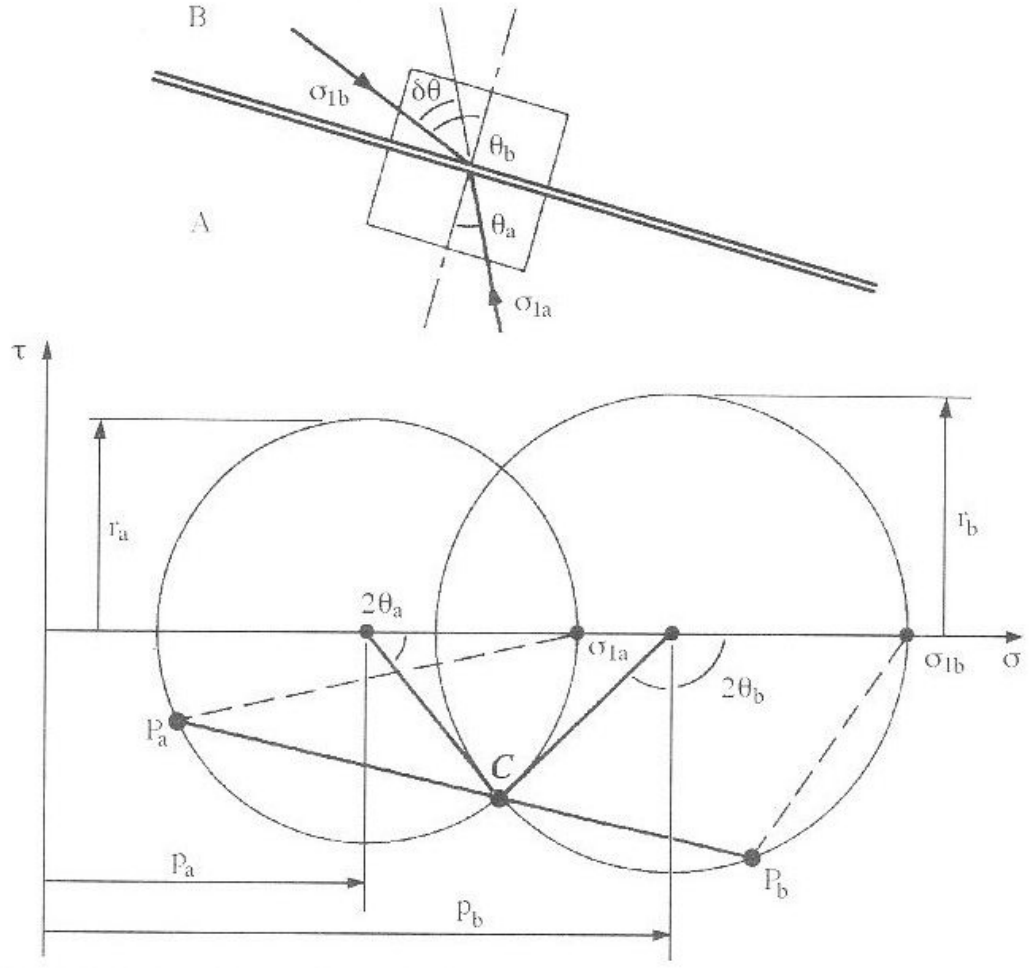


Fig. 2.13. Deviazione della tensione principale massima attraverso una discontinuità tensionale

Se il mezzo è coesivo, caratterizzato da una coesione non drenata c_u, ed ambedue le regioni A e B sono in stato di rottura, i relativi cerchi di Mohr saranno tangenti all'inviluppo di rottura non drenato $\tau = r = c_u$. Dalla fig. 2.14, notando che $AC = c_u$, si ottiene:

$$\delta p = 2c_u \operatorname{sen} \delta\theta$$

$$(p_b - p_a) = 2c_u \operatorname{sen}(\theta_b - \theta_a) \qquad (2.17)$$

In altri termini, la variazione della tensione totale media nel passare da un lato all'altro della discontinuità è legata alla rotazione della tensione principale massima.

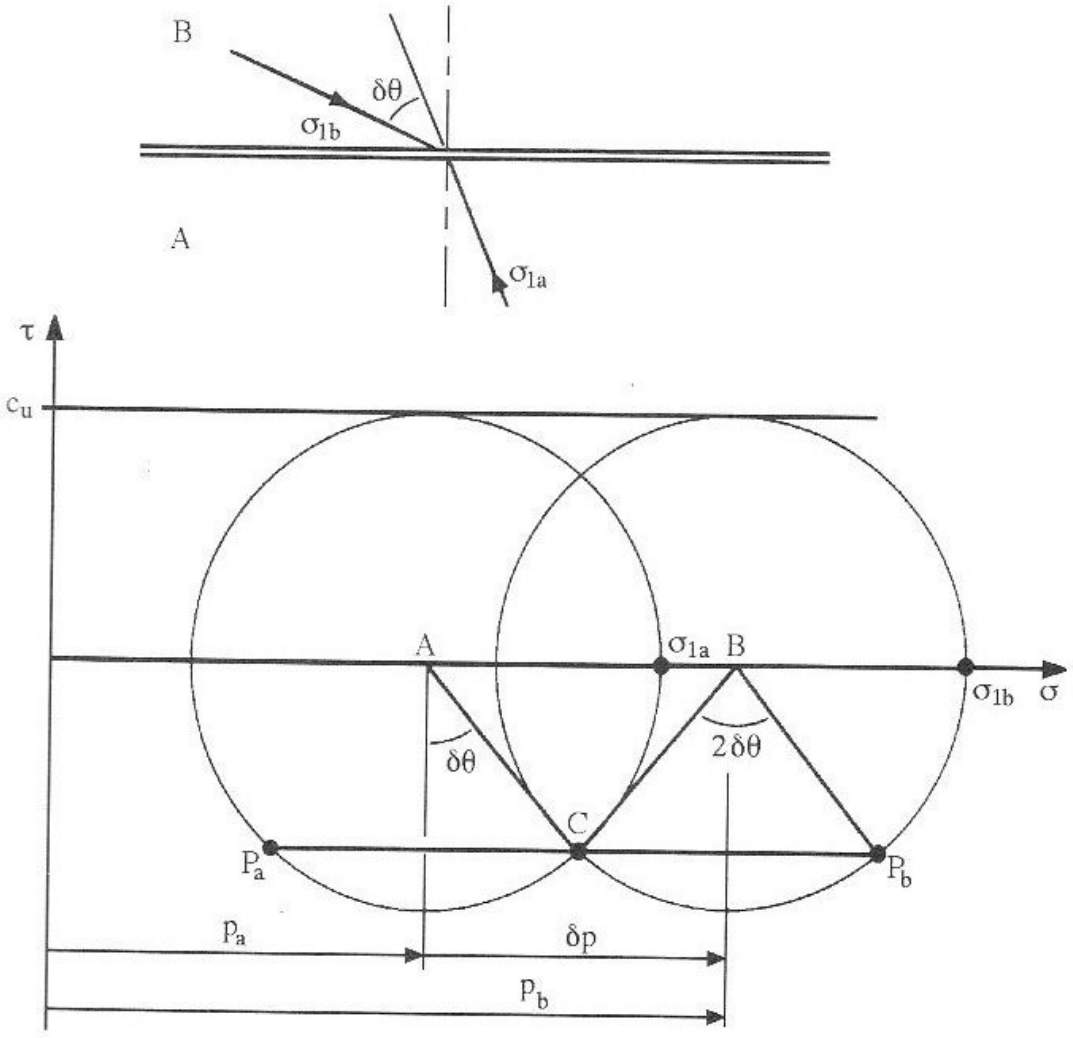


Fig. 2.14. Variazione dello sforzo attraverso una discontinuità tensionale in condizioni non drenate

Ventagli di discontinuità delle tensioni. Un fascio di discontinuità delle tensioni che convergono in un punto consente di simulare una variazione graduale di sforzo fra due zone, invece della variazione brusca che si ha con una singola discontinuità.

In fig. 2.15 è riportato un fascio di n discontinuità dello sforzo (con n = 4), che separa la regione A dalla B. Le direzioni della tensione principale massima nelle regioni A e B formano tra di loro un angolo $\Delta\theta$; se imponiamo che le discontinuità suddividano l'angolo al centro del fascio in angoli uguali, ad ogni discontinuità si avrà una rotazione $\delta\theta$ della tensione principale massima tale che sia $n\delta\theta = \Delta\theta$. La variazione dello sforzo attraverso il fascio sia Δp.

Si può mostrare che l'ampiezza θ_f del fascio è legata all'angolo $\Delta\theta$ fra le direzioni della tensione principale massima nelle regioni A e B dalla relazione:

$$\theta_f = (n-1)\delta\theta = \left(\frac{n-1}{n}\right)\Delta\theta$$

Si ha anche, ricordando la (2.17):

$$\Delta p = n\left(2c_u \operatorname{sen}\delta\theta\right) = n\left(2c_u \operatorname{sen}\frac{\theta_f}{n-1}\right)$$

Se facciamo tendere all'infinito il numero di discontinuità del fascio, otteniamo quello che viene chiamato un ventaglio di discontinuità. Per n tendente all'infinito si ha:

$$\theta_f = \Delta\theta \tag{2.18}$$

e cioè la variazione della direzione della tensione principale massima attraverso il ventaglio è uguale all'angolo al centro del ventaglio stesso. Si ha inoltre:

$$\Delta p = 2c_u\Delta\theta \tag{2.19}$$

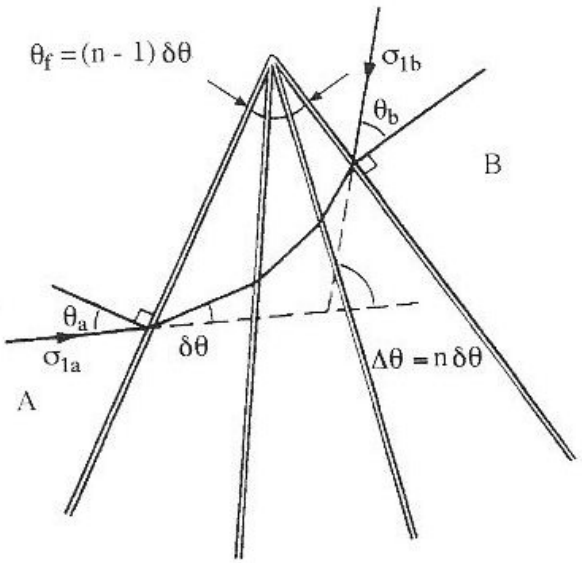


Fig. 2.15. Rotazione della direzione della tensione principale massima attraverso un ventaglio di discontinuità tensionali

Diagrammi degli spostamenti. Per eseguire calcoli con il teorema cinematico è necessario calcolare non solo gli spostamenti dei punti di applicazione di tutte le

forze esterne, ma anche quelli dei baricentri dei corpi in movimento, onde valutare il lavoro compiuto dalle forze peso. A tal fine molto utili risultano i cosiddetti diagrammi degli spostamenti.

Per costruire un diagramma di spostamenti ogni regione del corpo viene indicata con una lettera maiuscola, inclusa la regione che non partecipa al moto, che si indica con O. Ad esempio, in fig. 2.16a i due blocchi sono indicati con A e B, ed il resto del corpo con O. In un diagramma di spostamenti (fig. 2.16b) lo spostamento di ogni blocco è rappresentato da un punto, indicato con la corrispondente lettera minuscola; ad esempio, i punti o, a e b rappresentano gli spostamenti delle regioni O, A e B rispettivamente.

Un diagramma di spostamenti ha la proprietà che il vettore congiungente due punti rappresenta lo spostamento relativo delle due regioni corrispondenti; ad esempio, il segmento ab rappresenta in grandezza e direzione lo spostamento fra i blocchi A e B.

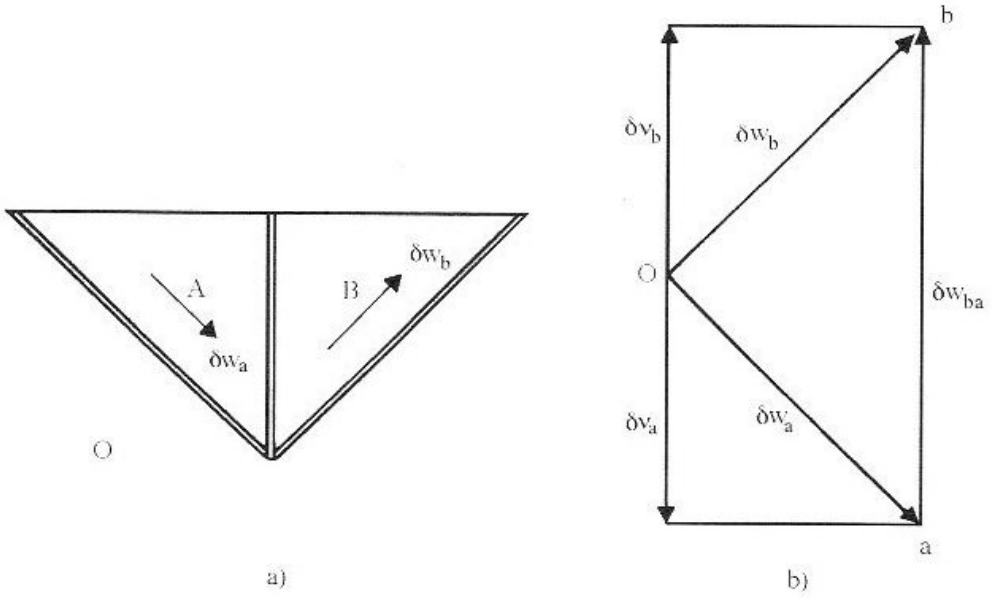


Fig. 2.16. Diagramma degli spostamenti per un semplice meccanismo di collasso in condizioni non drenate

Ventagli di linee di scorrimento. Se consideriamo la superficie la cui traccia è riportata in fig. 2.17a, ci accorgiamo che essa non costituisce un possibile meccanismo di collasso plastico, perché se il settore circolare ruota come un blocco rigido i due cunei laterali, anch'essi rigidi, non possono spostarsi se non creando delle separazioni (fig. 2.17b). Se invece il settore circolare è suddiviso da una serie di altri piani di scorrimento radiali, che formano fra di loro un piccolo angolo $\delta\theta$, il meccanismo diventa compatibile e si può costruire un diagramma di spostamenti come in fig. 2.18b. Al tendere a zero di $\delta\theta$ sia la superficie di scorri-

mento, sia il diagramma degli spostamenti relativi al ventaglio diventano delle curve continue. Nel caso di mezzo coesivo, tali curve sono archi di cerchio. Detta $\Delta\theta$ l'apertura totale del ventaglio, sempre per un mezzo coesivo il lavoro degli sforzi interni si ottiene sommando fra loro il lavoro sugli elementi di arco circolare con il lavoro sulle superfici di scorrimento radiali. Lo spostamento fra due settori contigui vale (fig. 2.18b):

$$\delta w_{i,i+1} = \delta w_a \delta\theta$$

mentre lo scorrimento lungo l'arco di circonferenza vale δw_a. Si ha allora la seguente espressione del lavoro degli sforzi interni:

$$\delta W = \sum c_u R(\delta w_a \delta\theta) + \sum c_u (R\delta\theta)\delta w_a$$

da cui, al limite:

$$\delta W = \int_0^{\Delta\theta} 2c_u R\delta w_a \delta\theta = 2c_u R\Delta\theta\delta w_a \qquad (2.20)$$

Come si può verificare nella figura 2.18, l'apertura del ventaglio $\Delta\theta$ è uguale alla variazione nella direzione del vettore spostamento δw.

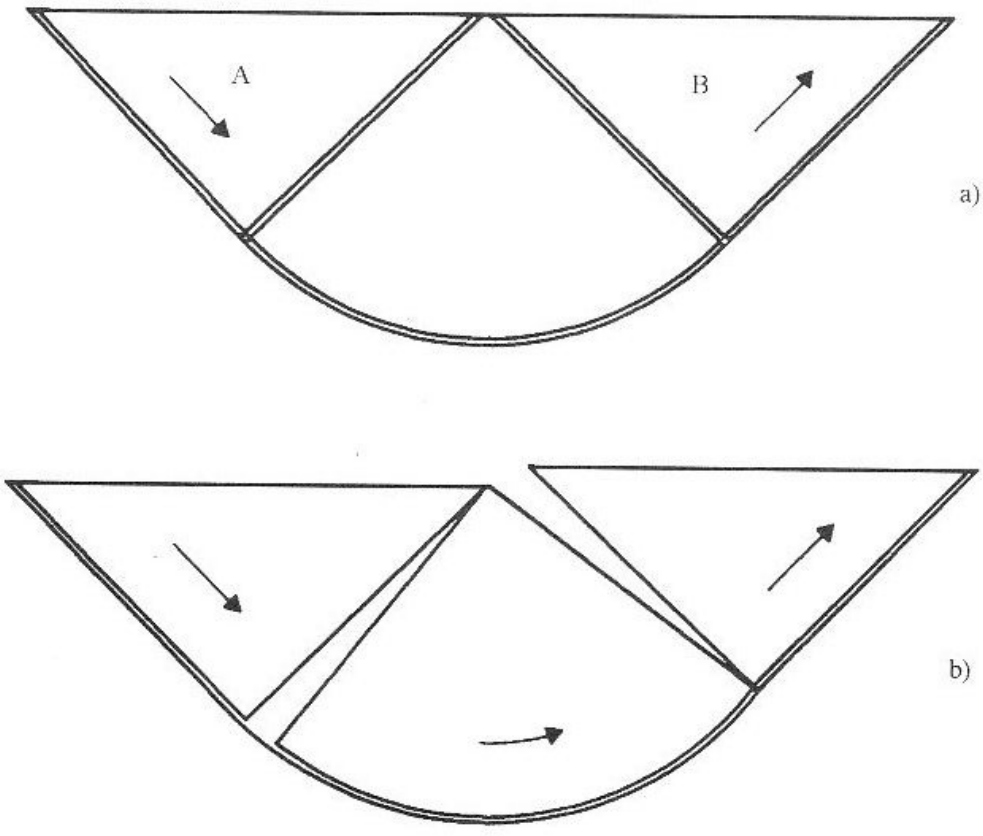


Fig. 2.17. Meccanismo di deformazione cinematicamente incompatibile

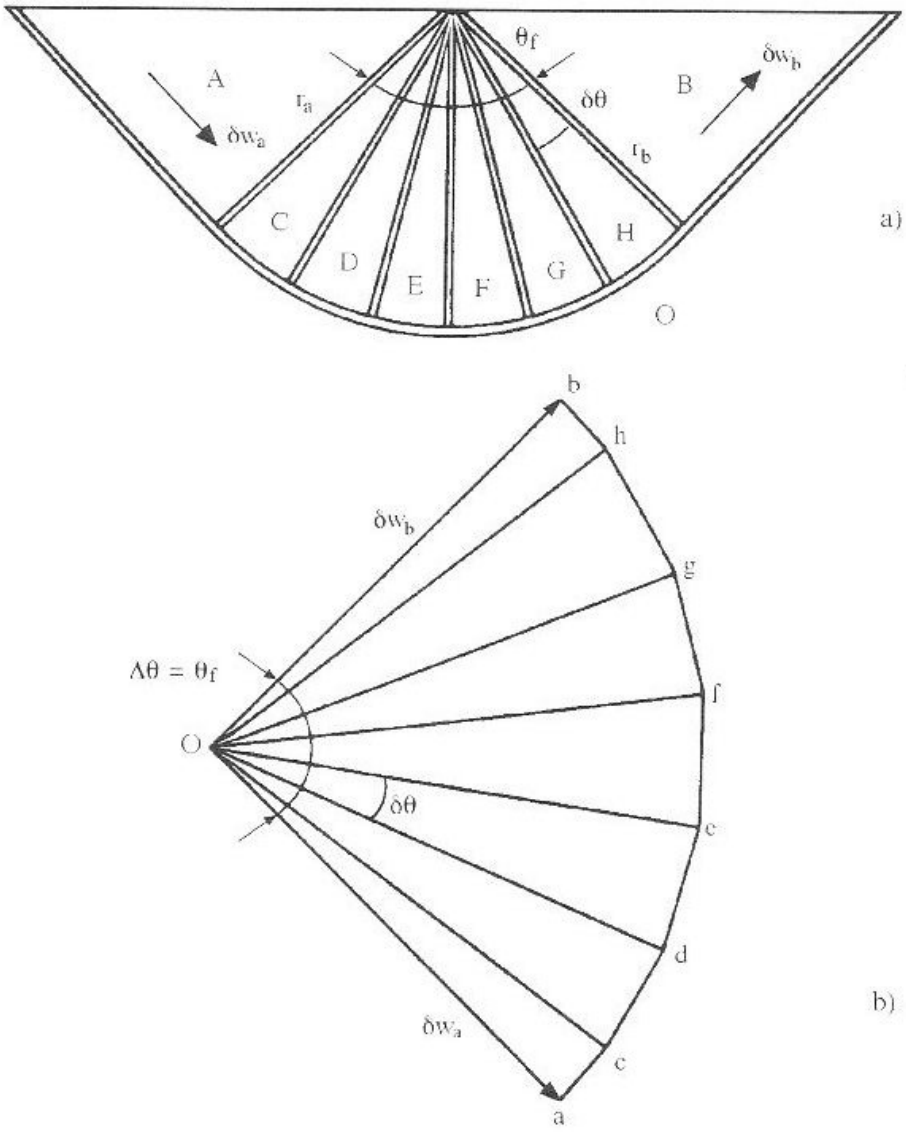


Fig. 2.18. a) Ventaglio di linee di scorrimento che formano un meccanismo cinematicamente compatibile; b) diagrammi degli spostamenti

2.4.4. *Metodo delle caratteristiche*

Equazioni differenziali dell'equilibrio plastico. Come è noto, le equazioni indefinite dell'equilibrio per uno stato tensionale piano nel piano x, z, si scrivono:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0$$
$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \qquad (2.21)$$

nelle quali si è assunto l'asse x orizzontale e l'unica forza di massa agente è il peso proprio γ.

Inoltre, poiché si assume che tutto il volume del mezzo racchiuso dalla superficie di scorrimento sia allo stato plastico, le componenti di tensione all'interno di tale volume devono soddisfare le condizioni di plasticizzazione. Definendo lo stato tensionale in un punto mediante l'ascissa p del centro (tensione media) ed il raggio r del cerchio di Mohr:

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \qquad r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \tag{2.22}$$

la condizione di plasticizzazione, per un mezzo dotato di solo attrito (mezzo di Coulomb), si esprime:

$$r = p \operatorname{sen}\varphi \tag{2.23}$$

Si dispone delle tre equazioni (2.21) e (2.23), nelle tre incognite componenti di tensione; il problema è quindi staticamente determinato, ovvero risolubile mediante equazioni nelle sole tensioni.

Introducendo l'angolo θ formato dalla direzione della tensione principale massima σ_1 con l'asse delle x, considerato positivo se antiorario, lo stato tensionale risulta completamente definito da p, θ, φ.

Si ha:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= p(1 + \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) \\ \sigma_z &= p(1 - \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) \\ \tau_{xz} &= -p \operatorname{sen}\varphi \operatorname{sen} 2\theta \end{aligned} \tag{2.24}$$

Per un mezzo privo di peso ($\gamma = 0$), sostituendo le (2.24) nelle (2.21) si ottengono le equazioni indefinite dell'equilibrio plastico in coordinate cartesiane:

$$\begin{aligned} &\frac{\partial p}{\partial x}(1 + \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) + \frac{\partial p}{\partial z}(-\operatorname{sen}\varphi \operatorname{sen} 2\theta) + \frac{\partial \theta}{\partial x}(-2p \operatorname{sen}\varphi \operatorname{sen} 2\theta) + \\ &+ \frac{\partial \theta}{\partial z}(-2p \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) = 0 \\ &\frac{\partial p}{\partial x}(-\operatorname{sen}\varphi \operatorname{sen} 2\theta) + \frac{\partial p}{\partial z}(1 - \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) + \frac{\partial \theta}{\partial x}(-2p \operatorname{sen}\varphi \cos 2\theta) + \\ &+ \frac{\partial \theta}{\partial z}(2p \operatorname{sen}\varphi \operatorname{sen} 2\theta) = 0 \end{aligned} \tag{2.25}$$

Il sistema di equazioni differenziali (2.25) è dotato di due famiglie di curve caratteristiche reali e distinte, definite dalle equazioni differenziali:

$$\frac{dz}{dx} = \operatorname{tg}(-\theta \pm \varepsilon) \tag{2.26}$$

dove $\varepsilon = (\pi/4 - \varphi/2)$. Il sistema è quindi di tipo iperbolico, e può appunto essere

studiato mediante il metodo delle linee caratteristiche.

Le (2.26) sono le equazioni di due famiglie di curve, che verranno indicate come caratteristiche α e β, inclinate in ogni punto rispettivamente di $-(\theta + \varepsilon)$ (curve α) e di $-(\theta - \varepsilon)$ (curve β) rispetto all'asse x (fig. 2.19). Poiché θ è, per definizione, l'angolo formato dalla direzione principale massima σ_1 con l'asse x, le curve α e β sono inclinate rispettivamente di $\mp\varepsilon$ rispetto alla direzione della tensione principale σ_1. D'altro canto, tali angoli sono proprio quelli formati dalle linee di scorrimento con la direzione della σ_1 (fig.2.20); se ne deduce che le curve caratteristiche coincidono con le linee di scorrimento.

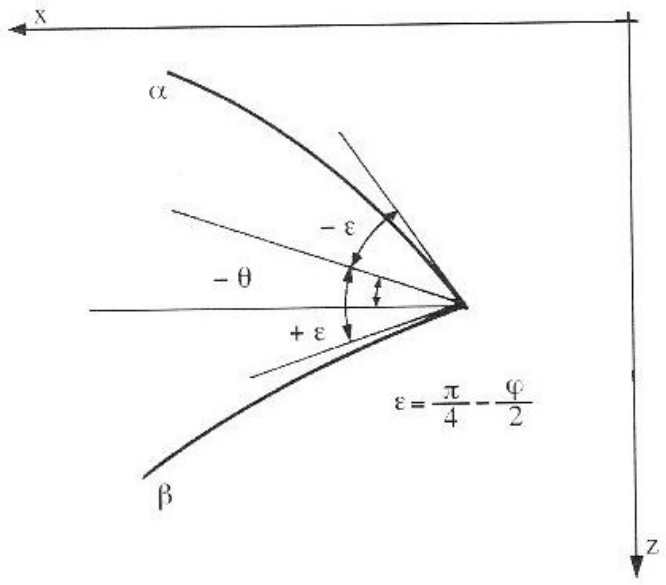


Fig. 2.19. Curve caratteristiche α e β

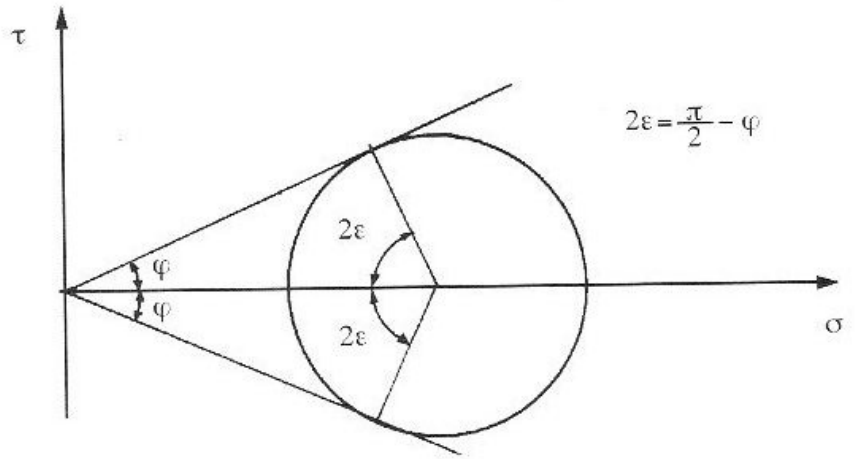


Fig. 2.20.

Definendo due ascisse curvilinee s_α lungo le curve α ed s_β lungo le curve β, è possibile trasformare le (2.24), espresse nel riferimento cartesiano (x,z), nelle equazioni dell'equilibrio plastico rispetto alle curve caratteristiche:

$$\begin{aligned} \frac{\mathrm{ctg}\varphi}{2}\frac{1}{p}\frac{dp}{ds_\alpha}+\frac{d\theta}{ds_\alpha}&=0 \\ \frac{\mathrm{ctg}\varphi}{2}\frac{1}{p}\frac{dp}{ds_\beta}-\frac{d\theta}{ds_\beta}&=0 \end{aligned} \qquad (2.27)$$

Come si può notare, le (2.27) costituiscono un sistema di equazioni differenziali ordinarie, e non alle derivate parziali. Tale aspetto, che costituisce il principale vantaggio del metodo delle caratteristiche, è però bilanciato dall'aumentato numero delle incognite; infatti, rispetto alle ascisse curvilinee s_α ed s_β, sono incognite anche x e z, oltre a p e θ. Si ha quindi un sistema di quattro equazioni differenziali ordinarie (le 2.26 e 2.27) invece di due equazioni differenziali alle derivate parziali (le 2.25).

Introducendo il parametro adimensionale (Sokolowski, 1965):

$$\chi=\frac{\mathrm{ctg}\varphi}{2}\ln\frac{p}{p_r} \qquad (2.28)$$

dove p_r è una tensione di riferimento, le (2.27) assumono la forma:

$$\begin{aligned} \frac{d}{ds_\alpha}(\chi+\theta)&=0 \\ \frac{d}{ds_\beta}(\chi-\theta)&=0 \end{aligned} \qquad (2.29)$$

che, integrate, forniscono:

$$\begin{aligned} \chi+\theta &= \text{cost.} \quad \text{(lungo una generica curva } \alpha) \\ \chi-\theta &= \text{cost.} \quad \text{(lungo una generica curva } \beta) \end{aligned} \qquad (2.30)$$

Le quantità $(\chi+\theta)$ e $(\chi-\theta)$ sono denominate invarianti di Riemann.

Teorema di Hencky. Consideriamo una generica maglia del reticolo di caratteristiche, definita dalle intersezioni A, C, B, D fra due curve caratteristiche α e due curve caratteristiche β (fig. 2.21). Applicando le (2.30) si può scrivere:

$$\begin{aligned} \chi_A+\theta_A&=\chi_B+\theta_B \\ \chi_D+\theta_D&=\chi_C+\theta_C \\ \chi_A-\theta_A&=\chi_D-\theta_D \\ \chi_B-\theta_B&=\chi_C-\theta_C \end{aligned} \qquad (2.31)$$

Dalle (2.31) è facile ottenere la seguente relazione:

$$\theta_D - \theta_A = \theta_C - \theta_B \qquad (2.32)$$

La (2.32) è nota come primo teorema di Hencky; esso può essere enunciato come segue:

"la variazione di θ che si verifica lungo una generica caratteristica β nel passaggio fra una caratteristica ed un'altra della famiglia α, è la stessa per ogni caratteristica della famiglia β".

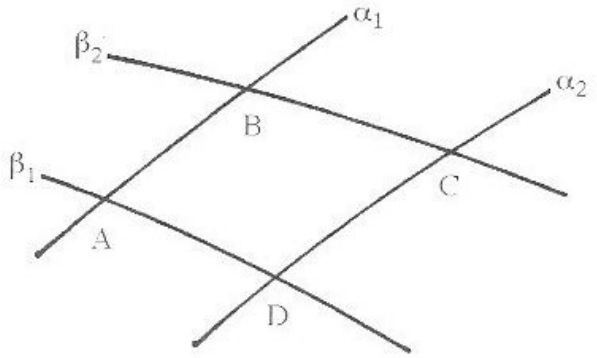


Fig. 2.21. Teorema di Hencky

Evidentemente l'enunciato resta valido invertendo fra di loro le curve α e β; per convincersi di ciò basta riscrivere la (2,32) nella forma:

$$\theta_A - \theta_B = \theta_D - \theta_C$$

Nelle applicazioni del teorema di Hencky risultano di grande utilità i seguenti corollari.

1. Se una curva di una famiglia è rettilinea nel tratto compreso fra due curve dell'altra famiglia, allora tutte le curve della prima famiglia sono rettilinee nel tratto compreso fra le due curve suddette.
   In effetti, se una curva di una famiglia è rettilinea in un tratto, la variazione di θ in tale tratto è nulla, e quindi per il teorema di Hencky deve essere nulla per tutte le altre curve della famiglia. E' utile osservare che, lungo una caratteristica rettilinea, lo stato tensionale è costante; infatti, essendo costante θ, per le (2.30) risulta costante anche χ.
2. Se una famiglia di caratteristiche é costituita da rette parallele, anche l'altra famiglia è costituita da rette parallele e lo stato tensionale è costante in tutto il dominio.
   Infatti, se le curve di una famiglia sono rette parallele, esse sono caratterizzate da un valore costante di θ. Le curve dell'altra famiglia sono inclinate rispetto a quelle della prima di $2\varepsilon = 90° - \varphi$, e quindi di un valore anch'esso costante.
3. Se le curve di una famiglia sono costituite da un fascio di rette uscenti da un punto, le curve dell'altra famiglia sono spirali logaritmiche di anomalia φ, aventi tale punto come polo.

2.5. *Teoria dello stato critico*

2.5.1. *Generalità*

Negli ultimi anni, come si è detto, si è assistito ad uno sviluppo estremamente ricco, vario ed intenso di ricerche sulle relazioni costitutive delle terre; in proposito si possono consultare gli interessanti e completi rapporti di sintesi dovuti a Desai e Siriwardane (1984); Gudehus *et al.* (1984); Bazant (1985); Pietruszczak e Pooroshasb (1985); Scott (1985); Wroth e Houlsby (1985); Pande e Pietruszczak (1986); ISSMFE (1989). Questa improvvisa concentrazione di interesse è stata dovuta essenzialmente allo sviluppo dei metodi di analisi numerica ed alla disponibilità generalizzata di elaboratori di grande potenza, che consentono l'implementazione di procedure per l'analisi di problemi al finito di interesse applicativo. Ciò conferma, indirettamente, il carattere marcatamente applicativo di queste ricerche che invece, a volte, tendono ad apparire astratte.

La classe di modelli materiali più interessante sviluppata dalla moderna Meccanica dei Terreni è quella dei mezzi elasto plastici ad incrudimento isotropo o cinematico, il capostipite dei quali è il noto modello di Cam Clay. Nel § 2.5.2 verranno pertanto presentati alcuni brevi richiami su tali modelli e sulla teoria dello stato critico, che ne descrive il comportamento.

2.5.2. *Stato critico*

La teoria dello stato critico (Roscoe *et al.*, 1958), sviluppata sulla base dell'osservazione del comportamento in prove triassiali di provini di terreni argillosi preparati artificialmente in laboratorio, consente di cogliere gli aspetti essenziali del comportamento meccanico dei terreni e di ricondurre in un quadro unico sia i fenomeni deformativi precedenti la rottura che le caratteristiche di resistenza.

Lo stato del terreno è caratterizzato tramite i valori correnti assunti dal volume specifico $v = 1 + e$, che rappresenta il volume occupato dall'unità di volume della fase solida ($v = V/V_s$) e dallo stato tensionale effettivo nelle condizioni assialsimmetriche della prova triassiale. Lo stato tensionale è convenientemente descritto dagli invarianti p' (tensione effettiva media) e q (tensione deviatorica), definiti come segue:

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3}; \quad q = \frac{3}{\sqrt{2}}\tau_{oct} = \sigma'_a - \sigma'_r$$

dove i pedici a ed r si riferiscono rispettivamente alla direzione assiale e radiale nella prova triassiale.

La teoria postula l'esistenza, nello spazio v, q, p', di una superficie di stato limite *(state boundary surface)* che separa gli stati che il terreno può assumere da quelli impossibili. Un'idealizzazione della superficie di stato limite nel semispazio corri-

spondente a condizioni di compressione triassiale (q > 0) è rappresentata in fig. 2.22.

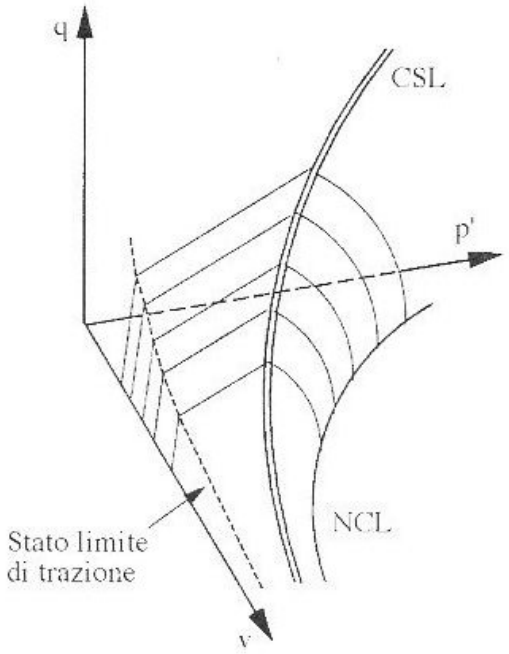


Fig. 2.22. Superficie di stato limite

Con riferimento alla terminologia classica della teoria della plasticità, la superficie di stato limite assume il carattere di una superficie di snervamento *(yield surface)*. In altre parole si assume che il comportamento del terreno sia puramente elastico negli stati corrispondenti a punti interni alla superficie di stato limite, e che le deformazioni plastiche si verifichino solo quando il punto rappresentativo dello stato del terreno raggiunge la superficie di stato limite e si muove su di essa.

Questo schema concettuale permette di rappresentare geometricamente e modellare analiticamente il comportamento del terreno con riferimento a percorsi di carico qualsiasi. In particolare i percorsi di carico caratterizzati da componenti di tensione esclusivamente o prevalentemente sferiche (compressione isotropa, compressione edometrica) individueranno le proprietà di compressibilità, mentre ai percorsi nei quali è preponderante la componente deviatorica vanno associate deformazioni essenzialmente distorsionali, fino al raggiungimento dei valori limite della resistenza del materiale.

Compressibilità. L'intersezione della superficie di stato limite con il piano q = 0, che corrisponde a condizioni di sollecitazione sferica o isotropa ($\sigma'_a = \sigma'_r = p'$) individua la linea di normale consolidazione *(Normal Compression Line NCL)*, come mostrato in fig. 2.23a. La NCL è quindi parte della superficie di stato limite e separa, nel piano v, p', gli stati possibili (quelli alla sua sinistra) da quelli impossibili (quelli alla sua destra). Il punto rappresentativo di un provino normalmente

consolidato in condizioni isotrope si muove lungo la NCL, linea avente caratteri analoghi a quelli della curva vergine di una prova di compressione edometrica e ad essa parallela; lo stesso avviene per la proiezione sul piano v, p', di ogni curva di compressione con un valore costante del rapporto fra q e p'. I punti rappresentativi di provini sovraconsolidati si muovono lungo le curve di scarico e ricarico, anch'esse indicate in fig. 2.23a, almeno finché il valore di p' non eccede il valore critico p'_p (pressione di preconsolidazione).

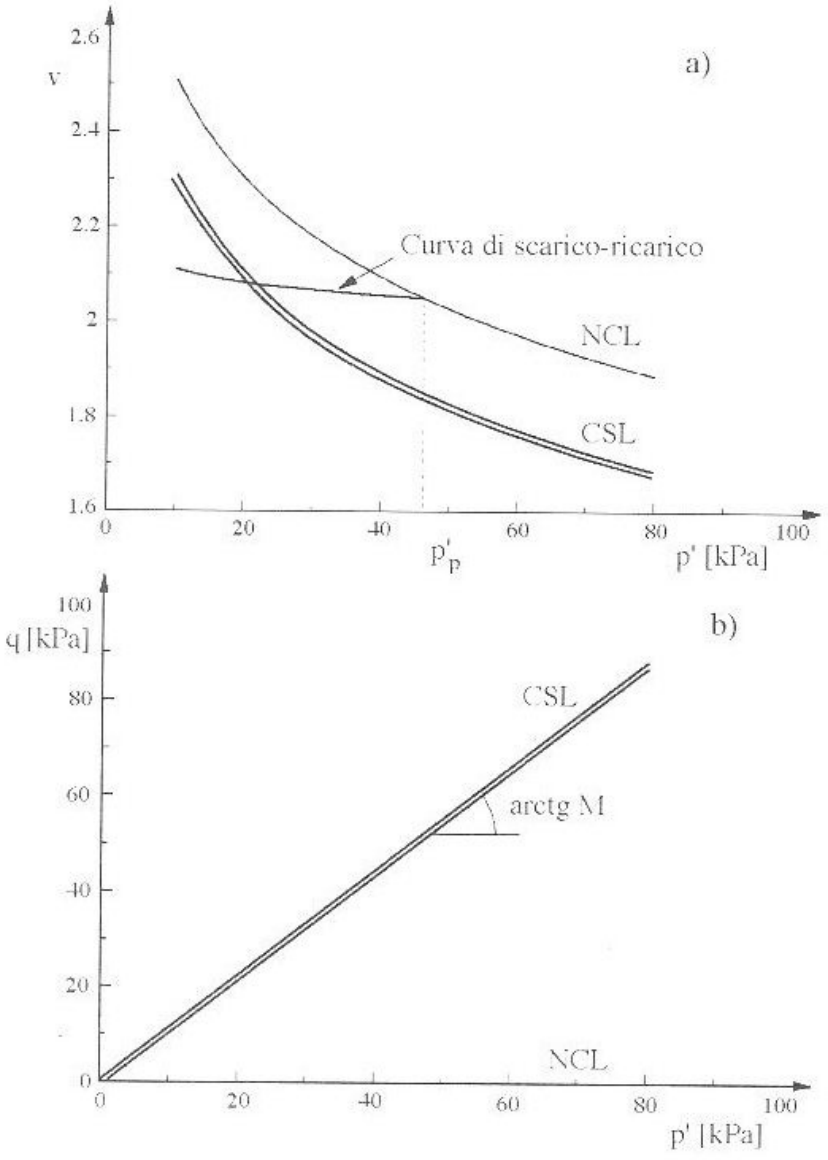


Fig. 2.23. Sezione della superficie di stato limite: a) con il piano v, p'; b) con il piano q, p'

Lungo la curva di scarico e ricarico, all'interno della superficie di stato limite, le deformazioni sono puramente elastiche e quindi reversibili. Sulla NCL, invece, si verificano contemporaneamente deformazioni elastiche e plastiche; a seguito di

queste ultime, il valore di p'_p aumenta. Ciò corrisponde ad un'amplificazione della superficie di snervamento o superficie di stato limite; il materiale manifesta cioè un *incrudimento positivo.*

Sia la NCL (come la curva vergine edometrica), sia le curve di scarico e ricarico possono essere assunte rettilinee nel piano v, lnp', e vengono espresse dalle seguenti relazioni:

$$v = N - \lambda \ln p'$$

$$v = v_k - k \ln p'$$

In conseguenza del ricordato parallelismo fra la NCL e la curva vergine edometrica, il parametro λ può essere espresso in funzione del parametro C_c (pendenza del ramo vergine di una curva di compressione edometrica, cfr. § 8.2.2) con la relazione:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3}$$

E' altresì possibile stabilire un'analoga relazione fra il parametro di rigonfiamento-ricompressione k e l'indice C_s: tuttavia la relazione $k = C_s / 2,3$ vale solo in via approssimata, in quanto il rapporto fra q e p' non è costante durante lo scarico in condizioni edometriche. Durante tale processo, infatti, cresce continuamente il valore del grado di sovraconsolidazione OCR, e quindi si modifica continuamente secondo la (2.8) il valore di k_o, rapporto fra σ'_r e σ'_a.

Resistenza. Come accennato in precedenza, la teoria dello stato critico consente di descrivere le condizioni ultime di resistenza del terreno, prodotte per effetto del raggiungimento della superficie di stato limite a seguito dell'applicazione di carichi a prevalente componente deviatorica, quali quelli applicati nel corso delle prove triassiali di compressione ($q > 0$) o di estensione ($q < 0$), ed indipendentemente dalle condizioni di drenaggio. I percorsi di carico nel piano p', q, possono infatti essere relativi sia a condizioni di drenaggio libero (v variabile nel corso della prova), sia a condizioni non drenate (v = costante). In ogni caso si riconosce l'esistenza di una condizione di stato critico raggiunta la quale il provino continua a deformarsi senza variazioni del volume specifico né delle tensioni p' e q. Le condizioni di stato critico sono individuate nello spazio v, p', q, dalla curva di stato critico indicata in fig. 2.22 con CSL *(Critical State Line),* anch'essa giacente sulla superficie di stato limite. La proiezione della CSL sul piano p', q, (fig. 2.23b) è una retta di equazione:

$$q = Mp'$$

mentre la proiezione della stessa CSL sul piano v, lnp' è un'altra retta parallela alla NCL e di conseguenza alla curva vergine di compressione edometrica. Essa può venire espressa dall'equazione:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p'$$

Il parametro M rappresenta il rapporto fra q e p' in condizioni di stato critico ed è legato all'angolo di attrito a volume costante φ'_{cv} dalle relazioni:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}{3 - \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}$$

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}{3 + \operatorname{sen} \varphi'_{cv}}$$

valide rispettivamente in condizioni di compressione ($\sigma'_a > \sigma'_r$) ed estensione ($\sigma'_a < \sigma'_r$) triassiale.

Le condizioni di stato critico, caratterizzate dalle relazioni analitiche precedenti, vengono tuttavia raggiunte con modalità (percorso di carico, legame tensioni-deformazioni) diverse a seconda dello stato iniziale (in particolare, a seconda del grado di sovraconsolidazione OCR) del terreno.

Le argille poco consistenti, ossia normalmente consolidate o debolmente sovraconsolidate, sono caratterizzate da uno stato iniziale rappresentato nel piano v, p', da punti che ricadono sulla linea di normale consolidazione NCL o comunque fra di essa e la linea di stato critico CSL. Esse hanno un comportamento meccanico di tipo duttile, di modo che le condizioni di stato critico coincidono con la massima resistenza. In condizioni drenate, le variazioni di volume sono positive (diminuzione di volume) e crescenti fino al raggiungimento della condizione di stato critico con valori della deformazione volumetrica finale $\varepsilon_{vc} > 0$ (fig. 2.24).

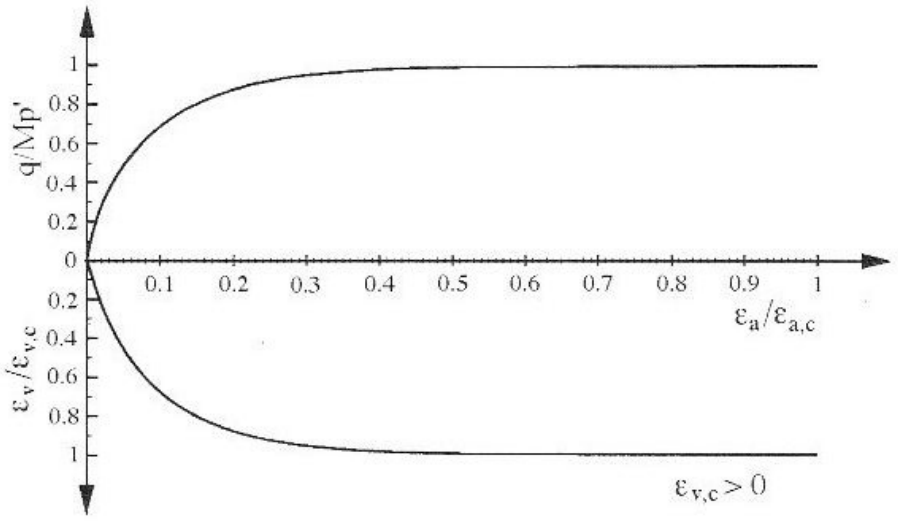


Fig. 2.24. Comportamento duttile delle argille poco consistenti

Le argille consistenti, ossia in pratica quelle fortemente sovraconsolidate, sono

rappresentate nel piano v, p', da punti che ricadono alla sinistra della linea di stato critico CSL. Esse hanno comportamento meccanico di tipo instabile, caratterizzato da un picco di resistenza seguito da una diminuzione fino al valore di stato critico; in condizioni drenate presentano dapprima una lieve contrazione volumetrica, poi un comportamento dilatante con aumento di volume fino alla condizione di stato critico, caratterizzata da $\varepsilon_{vc} < 0$ (fig. 2.25).

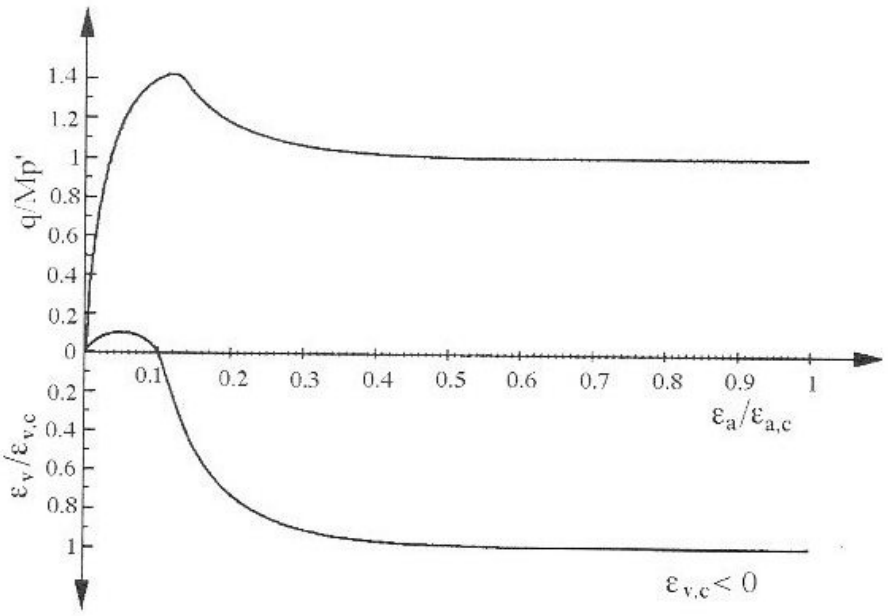


Fig. 2.25. Comportamento fragile delle argille sovraconsolidate

Facendo ricorso alla teoria dello stato critico, in definitiva, è possibile rappresentare il comportamento di un elemento di volume del terreno sollecitato lungo un qualsiasi percorso di carico descrivibile con le variabili v, p' e q, mediante un ridotto numero di parametri di chiaro significato fisico e determinabili sperimentalmente in modo diretto e con tecniche sperimentali semplici e diffuse, quali le prove triassiali. I parametri in questione sono cinque, e cioè M, Γ, λ, N e k, ai quali possono eventualmente aggiungersi:

- il modulo di elasticità tangenziale G, per rappresentare il comportamento distorsionale all'interno della superficie di snervamento;
- i parametri che definiscono il cosiddetto inviluppo di Hvorslev, che caratterizza la resistenza di picco delle argille fortemente sovraconsolidate.

In funzione dei parametri suddetti, fra l'altro, si possono esprimere in maniera oggettiva alcune grandezze molto usate in pratica, come ad esempio la coesione non drenata c_u o il coefficiente di pressione neutra A di Skempton, che vengono considerati alla stregua di parametri meccanici del terreno pur descrivendone il

comportamento solo in situazioni particolari.

In definitiva, con l'impianto concettuale ed analitico della teoria dello stato critico è possibile esplicitare relazioni costitutive atte a rappresentare compiutamente, in termini di invarianti delle tensioni effettive e di componenti volumetriche e distorsionali della deformazione dello scheletro solido, gli effetti provocati da una qualsiasi variazione delle condizioni di contorno di tipo statico, cinematico o idraulico, su di un volume finito di terreno.

2.6. *Scelta dei parametri di deformabilità e resistenza*

2.6.1. *Generalità*

Una teoria generale del comportamento dei terreni, come la teoria dello stato critico, permette di inquadrare i fenomeni osservati in un riferimento unitario, di spiegarne l'origine ed individuarne i caratteri essenziali, ma generalmente non è ancora in grado di fornire soluzioni quantitative e praticamente utilizzabili dei problemi di ingegneria geotecnica. Fattori quali l'anisotropia, l'eterogeneità nella costituzione e la variabilità delle caratteristiche, il comportamento fragile e meccanicamente instabile, la presenza di discontinuità sono all'origine di inevitabili divergenze fra le previsioni teoriche e l'effettivo comportamento dei depositi naturali in vera grandezza alla scala dei problemi di ingegneria.

Indubbiamente questa situazione è in rapida evoluzione; tuttavia, tenendo conto da un lato delle difficoltà di una caratterizzazione che richieda per ogni terreno la determinazione di un gran numero di parametri, e dall'altro del grado di precisione che si richiede alle analisi ai fini del progetto, non può non riconoscersi che attualmente, e nel futuro prevedibile, l'applicazione dei moderni metodi di analisi numerica con modelli costitutivi di carattere avanzato sarà riservata a quei casi nei quali si verifichino contemporaneamente due condizioni: il problema di progetto sia di notevole rilievo, e la costituzione del sottosuolo consenta una approfondita caratterizzazione dei terreni. D'altro canto, anche in questi casi i metodi di analisi tradizionali costituiscono la base e la premessa per ogni applicazione di metodi più avanzati.

Nella attività professionale corrente (l'aggettivo è usato senza alcuna connotazione negativa), per analizzare e descrivere dal punto di vista delle applicazioni tecniche il comportamento dei terreni naturali si ricorre quindi a metodi semplici, scontandone le inevitabili limitazioni e facendo un accorto uso dell'esperienza accumulata per situazioni e problemi analoghi.

I modelli materiali che si adottano in pratica sono connessi ai metodi di analisi utilizzati. Nella maggior parte delle applicazioni si assimila il terreno ad un mezzo elastico poroso per la risoluzione di problemi di analisi della deformazione

(cedimenti, interazione terreno-struttura) e ad un mezzo perfettamente plastico caratterizzato dal criterio di resistenza di Mohr Coulomb o di Tresca per le analisi di sicurezza rispetto alla rottura (carico limite, spinta delle terre) dette anche, con qualche improprietà di linguaggio, verifiche di stabilità. Si assume pertanto che il lettore sia a conoscenza dei fondamenti della teoria dell'elasticità, mentre è stato riportato qualche richiamo della teoria classica della plasticità.

Questi modelli materiali particolarmente semplici sono compiutamente definiti da pochissimi parametri. E' proprio attraverso la determinazione sperimentale di tali parametri e la scelta di valori rappresentativi di un dato terreno in un dato problema che si adatta il modello materiale semplice al complesso di condizioni e di fattori (costituzione del sottosuolo, condizioni iniziali, storia delle sollecitazioni e stato tensionale corrente, velocità di applicazione dei carichi, etc.) che si verificano in ciascun problema particolare, e di cui il modello semplice non può tener conto esplicitamente.

Le indagini geotecniche in sito, della cui esecuzione ed interpretazione si tratterà in seguito, e quelle in laboratorio dovrebbero fornire i valori dei parametri in questione. In pratica, a causa dell'eterogeneità e della complessità strutturale dei depositi naturali e della conseguente dispersione o indeterminatezza dei risultati sperimentali, in genere i valori misurati non vengono assunti direttamente nell'analisi a rappresentare il terreno in sito. Quasi sempre, inoltre, sarà necessario associare all'insieme dei valori dei parametri alcune informazioni complementari, dalle quali dipende la scelta di fattori empirici che vengono generalmente introdotti nelle analisi per tenere conto di aspetti che non si riesce ad analizzare quantitativamente.

La scelta dei parametri di deformabilità e resistenza di un deposito naturale da introdurre in un'analisi progettuale è dunque un'operazione non semplice, nella quale interviene in notevole misura l'esperienza, direttamente acquisita dall'operatore o trasmessa attraverso la letteratura tecnica, relativa a situazioni analoghe ed a condizioni ambientali simili.

Proprio per cercare di esporre in modo ordinato questi fattori empirici, è opportuno trattare il problema della scelta dei parametri meccanici separatamente per classi di terreni di caratteristiche simili, tenendo conto degli aspetti che singolarmente li contraddistinguono. In tale esame seguiremo lo schema di Calabresi (1986).

2.6.2. *Terreni incoerenti*

Si dicono incoerenti, o non coesivi, o granulari i terreni che hanno resistenza allo scorrimento nulla ($\tau_f = 0$) in assenza di tensione normale effettiva ($\sigma' = 0$). Questi terreni, in natura, sono le ghiaie, le sabbie ed alcuni terreni limosi; si tratta di terreni che presentano anche una elevata permeabilità, e per i quali quindi si veri-

ficano in genere le condizioni drenate. In realtà, come vedremo, anche alcuni dei materiali cosiddetti coesivi, come ad esempio le argille poco consistenti, sono caratterizzate da una resistenza nulla per tensioni effettive nulle; tuttavia, essendo poco permeabili, danno luogo in genere ad un comportamento non drenato nel quale si generano sovrappressioni neutre e tensioni effettive non nulle, e quindi una resistenza a taglio non nulla; pertanto essi vengono detti coesivi.

Per analogia di comportamento meccanico converrà considerare insieme ai terreni incoerenti anche quelli che presentano una certa coesione per effetto di agenti cementanti, generalmente calcarei, ma che sono comunque privi di minerali argillosi.

Si comprende dunque che la caratteristica principale dei terreni dei quali ci occupiamo in questo paragrafo non è tanto quella di essere incoerenti, ma piuttosto quella di essere molto permeabili.

Nella determinazione dei parametri del comportamento meccanico dei terreni incoerenti e nella scelta di valori rappresentativi si presentano innanzitutto due problemi. Il primo è costituito dalla difficoltà, o meglio dalla pratica impossibilità, di prelevare campioni indisturbati sui quali eseguire prove di laboratorio. Il secondo si presenta con particolare difficoltà nei terreni di origine alluvionale, caratterizzati da notevole eterogeneità di granulometria e di addensamento dovute al frequente mutare delle condizioni di trasporto e sedimentazione. In queste condizioni risulta sempre difficile individuare valori dei parametri che caratterizzino l'intero deposito in base a determinazioni sperimentali su provini che possono essere significativamente diversi tra di loro.

Da un punto di vista teorico il comportamento dei terreni incoerenti è molto complesso, ed ha dato luogo a modelli materiali altrettanto complessi. La tendenza attuale, al solito, è invece quella di adottare modelli semplici sfruttando la conoscenza dei limiti di tali modelli per una realistica valutazione dei parametri.

La resistenza a taglio massima o di picco, che si misura ad esempio in prove di compressione triassiale, risulta dalla somma di tre contributi: l'attrito interparticellare, il riassestamento dei grani e la dilatanza. Detto φ_μ l'angolo di attrito interparticellare e φ l'angolo di attrito a volume costante, corrispondente alla cosiddetta porosità critica, in fig. 2.26 è illustrata la variazione delle tre componenti con la porosità.

A parità di valori della porosità iniziale l'angolo di attrito φ' diminuisce al crescere della pressione media, probabilmente per effetto della rottura dei granelli.

Per un primo orientamento nella scelta dei parametri meccanici di un terreno incoerente si usa riferirsi al grado di addensamento o densità relativa D_R (§ 2.1), scontando il fatto che una caratterizzazione basata solo sui valori di tale indice è incompleta, non tenendo conto di altri fattori molto importanti quali l'anisotropia

intrinseca ed indotta e la storia delle sollecitazioni.

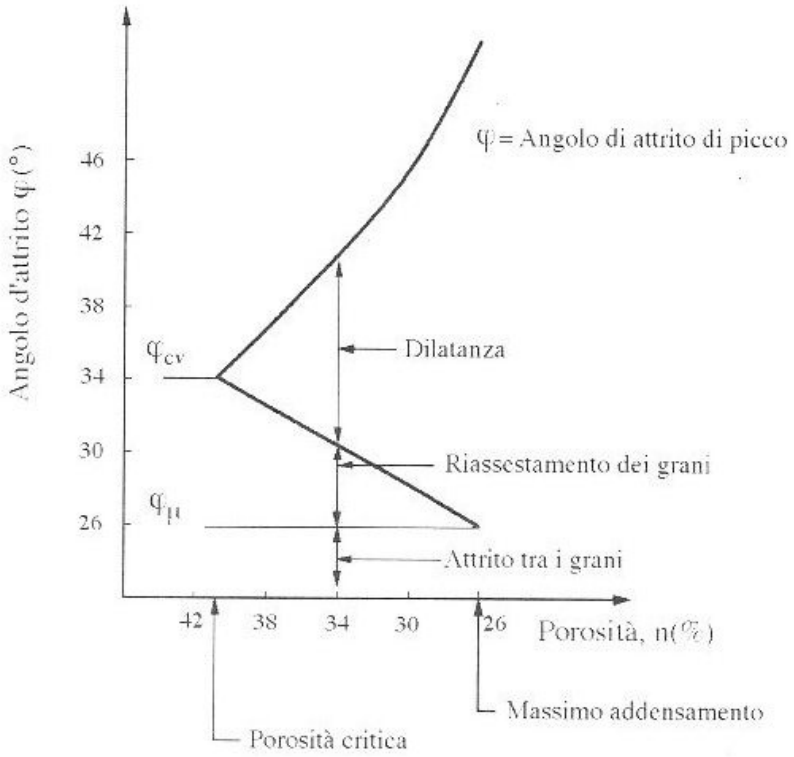


Fig. 2.26. Componenti della resistenza a taglio di un materiale incoerente

La resistenza a taglio viene determinata con prove di compressione triassiale o di taglio diretto su campioni ricostituiti, e viene rappresentata attraverso il criterio di Mohr Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \, tg\varphi'$$

dove di norma, e salvo effetti di cementazione, c' = 0.

Il valore di φ' dipende dalla tensione normale, diminuendo all'aumentare di questa in maniera tanto più pronunciata quanto maggiore è la densità relativa. In un intervallo tensionale sufficientemente esteso, pertanto, l'inviluppo di rottura risulta curvilineo e può essere approssimato con una relazione lineare solo se i valori dei parametri vengono fatti variare con lo stato tensionale.

La tensione principale intermedia σ'_2, che non compare nel criterio di Mohr, in realtà esercita una certa influenza sulla resistenza; per tale motivo prove di rottura condotte in condizione di deformazione piana forniscono valori di φ' maggiori di circa 2° rispetto a quelli determinati in stato di tensione assialsimmetrico (triassiale); lo stesso avviene con le prove di taglio diretto.

Nella soluzione dei problemi applicativi si adotta in genere l'angolo di attrito di picco. Ai fini pratici, è utile considerare le correlazioni fra tale valore e la den-

sità relativa (fig. 4.18) o le resistenze penetrometriche (§ 4.5, 4.6).

Per quanto riguarda la deformabilità, i moduli di elasticità tangenziale $G = \tau/\gamma$ e normale $E = \sigma'/\varepsilon$ sono fortemente influenzati dal livello di sollecitazione; in altri termini, il comportamento del materiale è marcatamente non lineare. Per adottare il modello di mezzo linearmente elastico nei problemi applicativi si possono introdurre i valori iniziale, secante o tangente di tali moduli (fig. 2.27).

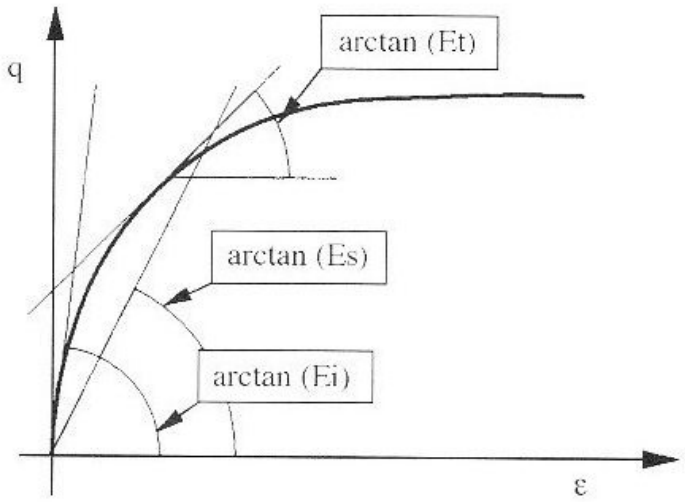


Fig. 2.27. Modulo iniziale, secante e tangente

Sperimentalmente si osserva che i valori dei moduli crescono al crescere della tensione effettiva media. Spesso il modulo di elasticità normale viene descritto dalla relazione empirica (Janbu, 1963; Rowe, 1971):

$$E = Kp_a\left(\frac{p'}{p_a}\right)^n$$

nella quale p_a indica una qualsiasi pressione di riferimento e p' la tensione normale media. I parametri K ed n si determinano sperimentalmente e dipendono dallo stato tensionale corrente, e dal percorso di carico seguito nella prova (fig. 2.28). Alcuni valori di K ed n (Jamiolkowski, Pasqualini, 1983) sono riportati nella tabella 2.5 in funzione del parametro

$$f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

che esprime il livello della tensione deviatorica applicata.

Si osserva che i valori di E decrescono sensibilmente al crescere del livello di tensione deviatorica; i valori iniziali (f = 0) valgono all'incirca il doppio di quelli (E_{50}) relativi ad f = 0,5.

I valori iniziali del modulo, relativi a livelli di deformazione molto ridotti ($\gamma < 10^{-4}$) possono essere determinati con tecniche dinamiche sia in laboratorio (prove di colonna risonante), sia in sito (§ 4.12).

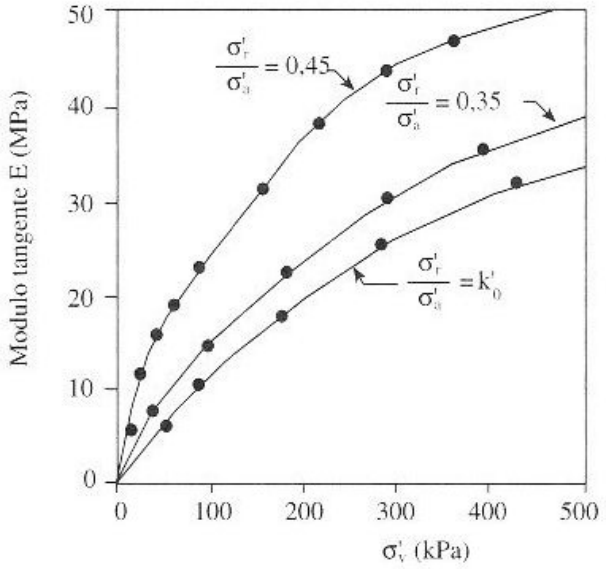


Fig. 2.28. Andamento del modulo tangente con la tensione verticale efficace

f	D_R %	K	n
0	90	556	0,57
	65	407	0,63
	35	197	0,90
0,25	90	287	0,54
	65	176	0,65
	35	77	0,83
0,5	90	196	0,55
	65	123	0,64
	35	43	0,94

Tab. 2.5. Valori dei parametri K ed n per la sabbia del Ticino

2.6.3. *Terreni coesivi poco consistenti*

Per facilitare l'esame delle caratteristiche meccaniche dei terreni coesivi conviene distinguere quelli poco consistenti o molli (*soft*), che sono in pratica normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati, da quelli di elevata consistenza o duri (*stiff*), che sono in pratica sovraconsolidati. Convenzionalmente la distinzione è associata all'indice di consistenza, ponendo il confine fra terreni poco e molto consistenti in corrispondenza del valore $I_c = 1$.

I terreni coesivi poco consistenti sono caratterizzati da una ridotta resistenza e da un'elevata deformabilità, in condizioni sia drenate, sia non drenate. Le curve

tensioni-deformazioni sono di tipo duttile, nel senso che esiste una differenza nulla o molto piccola fra il valore massimo e quello finale della resistenza. Queste caratteristiche li rendono adatti ad essere descritti con la teoria dello stato critico.

Per esaminare la compressibilità dei terreni argillosi molli conviene riferirsi alla relazione fra la pressione effettiva media p' e l'indice di porosità e. Il diagramma e - log p' riportato in fig. 2.29a è caratteristico di un'argilla satura preparata in laboratorio a partire da un contenuto d'acqua molto elevato; andamento molto simile ha il diagramma e, σ'_v che si ottiene in una prova di compressione edometrica (si noti che tali diagrammi corrispondono a quelli v, p' presentati in fig. 2.23 per esporre la teoria dello stato critico). Sono evidenti i fenomeni irreversibili di incrudimento che accompagnano l'aumento di σ'_v e la conseguente influenza della pressione di preconsolidazione p'_c e del grado di sovraconsolidazione OCR (e cioè della storia tensionale del materiale) sul comportamento del terreno.

Allo stato naturale (fig. 2.29b) il comportamento è più complesso; per piccole variazioni dello stato tensionale è sempre possibile linearizzare le relazioni e, log σ'_v, ma la valutazione dei corrispondenti parametri è meno agevole.

I terreni molli sono normalmente consolidati o lievemente sovraconsolidati, e molto spesso gli incrementi di carico ad essi applicati sono assai ridotti, sicché anche una debole sovraconsolidazione può avere notevole influenza pratica. Se si confrontano i valori tipici degli indici di compressibilità C_c e di rigonfiamento-ricompressione C_s, con i quali si calcolano rispettivamente le deformazioni drenate dei terreni normalmente consolidati o sovraconsolidati, appare chiaro infatti che il fattore che maggiormente influenza i risultati di tale analisi è la valutazione dello stato di consolidazione dei depositi naturali, e cioè del carico di preconsolidazione rispetto alla pressione litostatica attuale.

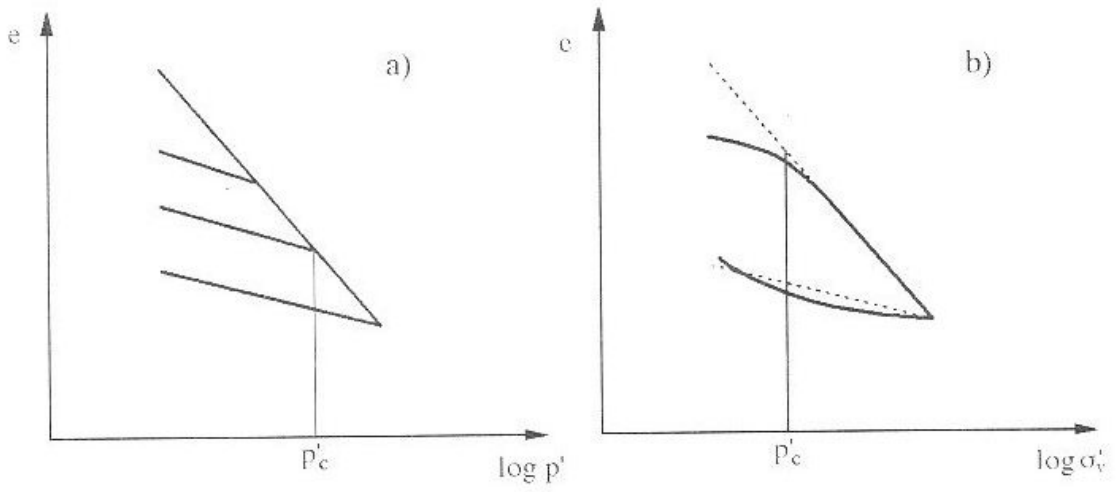


Fig. 2.29. Curve vergini di campioni ricostituiti ed indisturbati

In condizioni non drenate, come si è detto, la deformazione viene studiata in termini di tensioni totali utilizzando il modulo non drenato E_u. A causa dell'influenza che numerosi fattori esercitano sulla forma delle relazioni sforzi-deformazioni nelle prove non drenate, il valore di E_u che si determina dalle prove di laboratorio è molto poco affidabile; in genere i valori di laboratorio risultano molto inferiori a quelli ricavabili dall'analisi a posteriori del comportamento reale di depositi naturali in vera grandezza. Dal punto di vista applicativo, pertanto, spesso si preferisce correlare il valore di E_u alla coesione non drenata c_u (§ 8.2.3).

La resistenza a taglio dei terreni coesivi molli, espressa in termini di tensioni effettive, è caratterizzata da valori nulli o molto ridotti della coesione ($c' < 10 \div 20$ kPa); per terreni normalmente consolidati e per percorsi di carico con aumento della tensione normale media p' si può generalmente assumere $c' = 0$.

Il decorso delle deformazioni volumetriche nel tempo è lento ($c_v = 10^{-3} \div 10^{-5}$ cm²/s); sono anche presenti significative deformazioni viscose o effetti secondari ($c_\alpha = 0{,}03 \div 0{,}06$). Il coefficiente di consolidazione c_v è definito al § 8.3.2; il coefficiente di consolidazione secondaria c_α è definito come il decremento di indice dei pori per ciclo logaritmico di tempo in condizioni di deformazione edometrica.

L'angolo di attrito φ' è legato alla composizione mineralogica del terreno ed assume valori tanto più ridotti quanto più elevata ed attiva è la frazione argillosa. Molto raramente, comunque, φ' scende al di sotto di 18°, mentre per terreni con forti componenti limo-sabbiose i valori di φ' sono molto maggiori.

In condizioni non drenate, che per questi terreni sono in pratica le più frequenti, si assume che la resistenza sia caratterizzata dalla coesione non drenata c_u. In effetti questa non è una proprietà del terreno, dipendendo in modo abbastanza marcato dal tipo di prova in sito o in laboratorio adottata per la sua determinazione; si veda, in proposito, anche il § 4.8.

Nei depositi omogenei normalmente consolidati, poiché la pressione di consolidazione coincide con quella litostatica, la coesione non drenata c_u cresce linearmente con la profondità. Nei terreni emersi la parte più superficiale è spesso sovraconsolidata per essiccamento, e quindi in superficie si ha una "crosta" più consistente dello spessore di qualche metro. Al contrario, nei terreni sommersi dei fondali lacustri o marini i valori di c_u alla superficie sono praticamente nulli.

Per la maggior parte dei depositi normalmente consolidati vale con buona approssimazione la relazione empirica proposta da Skempton (1953):

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0{,}11 + 0{,}0037\, I_p(\%)$$

Nella tabella 2.6 sono riportati alcuni valori tipici delle caratteristiche di argille normalmente consolidate del nostro Paese.

Ambiente di deposizione		γ (kN/m^3)	w (%)	C_c	c_u/σ'_v
costiero	depositi deltizi	12 ÷ 16	30 ÷ 70	0,35 ÷ 1,00	0,20 ÷ 0,30
	depositi lagunari	18 ÷ 20	20 ÷ 60	0,30 ÷ 1,00	0,15 ÷ 0,30
continentale	depositi palustri	12 ÷ 16	70 ÷ 90	0,50 ÷ 1,20	0,15 ÷ 0,30
	depositi fluviali	16 ÷ 20	30 ÷ 40	0,25 ÷ 0,35	0,30 ÷ 0,40

Tab. 2.6. Caratteristiche di compressibilità e resistenza di alcuni terreni coesivi normalmente consolidati

2.6.4. *Terreni coesivi di elevata consistenza*

All'aumentare della pressione di consolidazione e per la conseguente diminuzione del contenuto d'acqua, i terreni coesivi divengono via via meno deformabili e più resistenti. Un'elevata pressione di consolidazione si può avere a grandi profondità, o anche nei depositi superficiali che abbiano subito una preconsolidazione (terreni sovraconsolidati). La seconda condizione è quella che si presenta più frequentemente nei problemi di fondazione, tanto che in pratica terreni consistenti e terreni sovraconsolidati sono impropriamente diventati sinonimi.

La compressibilità è generalmente assai ridotta. Le variazioni di pressione effettiva producono modeste variazioni di volume corrispondenti a fasi di rigonfiamento-ricompressione; l'indice C_s ha generalmente valori compresi fra 0,05 e 0,15.

Il decorso delle deformazioni nel tempo si discosta da quello classico previsto dalla teoria della consolidazione, ed è in genere più rapido per l'influenza dei fattori macrostrutturali e del gas presente nelle discontinuità e nei pori. Anche i fenomeni di consolidazione secondaria sono modesti ($c_\alpha < 0{,}002$).

Nelle relazioni sforzi-deformazioni si evidenzia un comportamento essenzialmente elastico, ovviamente finché non si supera la pressione di preconsolidazione.

Per descrivere il comportamento a rottura dei terreni argillosi sovraconsolidati osserveremo preliminarmente che in essi ha grande importanza pratica il comportamento drenato; infatti, per la presenza di discontinuità e la rapidità dei processi di consolidazione, ad esso si può quasi sempre far riferimento in pratica.

Riferiamoci ad un'ideale prova di taglio semplice ed alle corrispondenti relazioni τ, γ. Le tensioni tangenziali (fig. 2.30) inizialmente crescono molto rapidamente con la deformazione e raggiungono un valore di picco per piccoli valori di γ. A questo punto τ diminuisce molto bruscamente, mettendo in luce l'intrinseca fragilità del materiale; si tratta di un comportamento meccanicamente instabile, che tende a produrre la concentrazione degli scorrimenti in uno strato di piccolo spessore e, al limite, lungo una superficie (localizzazione delle deformazioni). Con la rottura si produce una distruzione dei legami microstrutturali con la forma-

zione di due corpi rigidi che scorrono lungo una superficie di discontinuità, vincendo una resistenza di tipo attritivo.

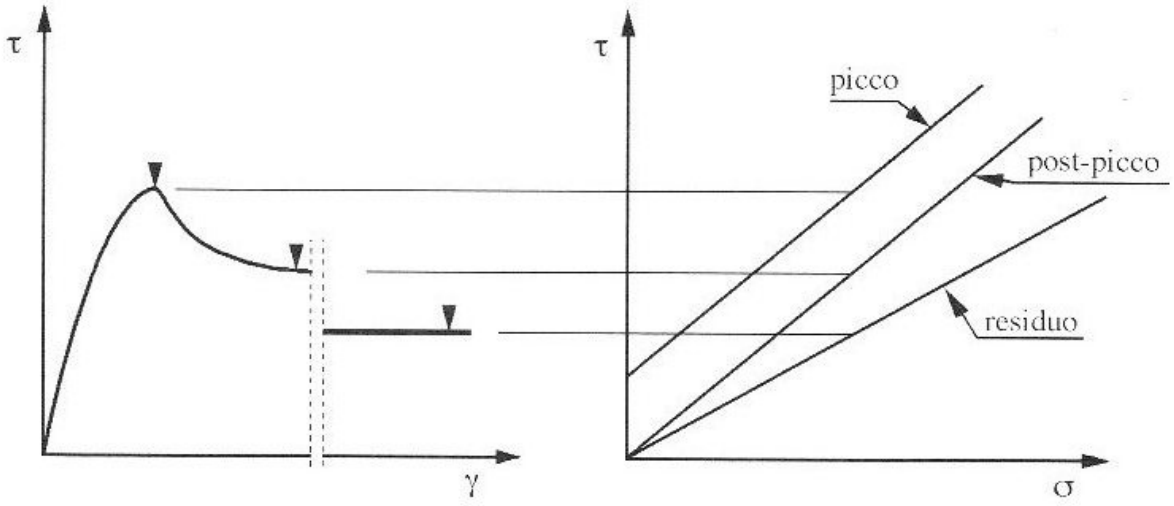


Fig. 2.30. Curve τ, γ per un terreno argilloso sovraconsolidato

Se lo scorrimento relativo tra le due parti viene portato molto avanti, si produce gradualmente un'alterazione microstrutturale delle due superfici a contatto ed una riduzione della resistenza. Dopo uno scorrimento di qualche decimetro, la resistenza raggiunge un valore minimo τ_r detto resistenza residua.

La caduta di resistenza, che si verifica per un piccolo incremento della deformazione al momento della rottura, libera energia elastica che contribuisce alla propagazione della frattura; il processo di rottura, molto complesso, è in contrasto con l'ipotesi di continuità alla base dei modelli costitutivi classici e viene studiato con i criteri della meccanica della frattura.

In termini di parametri di resistenza, si possono definire tra diverse coppie di valori:

$c' > 0; \varphi' = \varphi'_p$	per una rottura che non interessa discontinuità;
$c' = 0; \varphi' = \varphi'_p$	lungo superfici di discontinuità, preesistenti o di neoformazione, senza significativi scorrimenti;
$c' = 0; \varphi' = \varphi'_r$	lungo superfici di discontinuità dopo elevati scorrimenti.

La terza condizione, in genere, si può riconoscere abbastanza facilmente, ed ha rilievo soprattutto nei problemi di stabilità dei pendii. Al contrario, la presenza di fessure e discontinuità o il verificarsi di fenomeni di rottura progressiva, che possono fare la differenza fra prima e seconda condizione, sono difficilmente accertabili. Ne consegue che in quei problemi nei quali la coesione gioca un ruolo importante, come ad esempio la stabilità di fronti di scavo, il grado di indeterminazione delle analisi è elevato.

Le ricerche sperimentali sui terreni coesivi consistenti hanno chiarito molti aspetti del loro comportamento (Calabresi *et al.*, 1990), ma hanno anche messo in luce la difficoltà di rappresentare con sufficiente approssimazione il comportamento dei terreni nel loro stato naturale sulla base dei risultati ottenuti in laboratorio su piccoli campioni. Restano quindi molto significativi i metodi approssimati di risoluzione dei problemi di ingegneria fondati sull'esame statistico e la correlazione empirica delle osservazioni sperimentali.

3. INDAGINI GEOTECNICHE

3.1. *Premessa*

La progettazione di una qualsiasi opera, ed in genere la soluzione di un problema di Ingegneria, richiede l'acquisizione di una certa quantità di informazioni e dati, quali ad esempio dati di carattere geometrico, caratteristiche di materiali, informazioni di carattere storico, dati metereologici etc.

In alcuni casi l'acquisizione di questi dati è assai semplice; ad esempio, nella progettazione e costruzione delle strutture i materiali che vengono adoperati (acciaio, calcestruzzo) hanno caratteristiche ben note e poco variabili; l'ingegnere può assumere valori di tali caratteristiche molto attendibili, ed anzi in genere è lui stesso a prescrivere tali valori, salvo ad effettuare saltuari controlli durante la costruzione. Il tutto è generalmente regolato da indicazioni normative.

In altri casi occorre raccogliere preliminarmente un insieme di dati; ad esempio, nelle Costruzioni Idrauliche, dati quali l'altezza di pioggia e la portata di un corso d'acqua. Anche in questo caso il reperimento delle necessarie informazioni non presenta particolari difficoltà e spesso ci si può avvalere di dati già raccolti e pubblicati da appositi uffici. Inoltre l'elaborazione e l'uso di questi dati si basano su criteri e metodologie relativamente ben definiti e collaudati.

Nell'Ingegneria Geotecnica è necessario caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico quella parte del sottosuolo che influenza il comportamento dell'opera in progetto. A tal fine occorre considerare elementi assai vari: costituzione del sottosuolo e geometria delle stratificazioni in esso presenti; presenza e regime delle acque sotterranee; proprietà fisico-meccaniche dei terreni; stato tensionale attuale e passato; etc.. Tutti questi elementi devono essere determinati attraverso un complesso di indagini, che ci consentano di schematizzare la complessa situazione naturale in un modello sottoponibile all'analisi. Questa operazione viene indicata sinteticamente come *caratterizzazione geotecnica del sottosuolo,* e rappresenta il fattore predominante nello stabilire quelle relazioni di corrispondenza fra la realtà fisica e la teoria scientifica, che consentono l'uso delle stesse teorie scientifiche nei problemi di ingegneria.

Affinché il modello rappresenti la situazione reale senza trascurare o portare in conto in modo erroneo o inadeguato alcuno dei fattori determinanti del problema in studio, ogni indagine, dalla più semplice alla più elaborata, deve essere programmata ed attuata con una chiara visione dei suoi obiettivi e dei suoi limiti, ed interpretata con attenzione e competenza. L'estensione e l'approfondimento di una indagine geotecnica, le apparecchiature e le tecniche sperimentali, i criteri di elaborazione ed interpretazione dei dati ottenuti dipendono, caso per caso, dalle

caratteristiche dell'opera in progetto e del sottosuolo.

Per condurre le indagini geotecniche occorrono tre soggetti: il progettista, l'impresa specializzata ed il laboratorio.

Il progettista elabora il programma delle indagini, sovrintende alla loro esecuzione adattando il programma alla situazione che via via viene messa in luce, ne interpreta i risultati. Queste funzioni possono essere svolte direttamente o per il tramite di un consulente specializzato, ma comunque sono inequivocabilmente riferite alla figura del progettista in quanto, appunto, finalizzate al progetto.

Molto spesso non solo l'esecuzione delle indagini, ma la loro stessa concezione sono affidate a professionisti od organizzazioni estranei al progetto, e totalmente all'oscuro di esso. Questa pratica deve essere considerata del tutto inappropriata, ed è spesso all'origine di gravi inconvenienti e manchevolezze nella caratterizzazione geotecnica del sottosuolo. In proposito non è inopportuno ricordare che, in ogni caso, il progettista fa propria la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo sulla quale basa le proprie analisi di progetto, e se ne assume le relative responsabilità; ciò rende evidente la necessità che lo stesso progettista controlli la concezione e l'esecuzione delle indagini.

I sondaggi, le prove in sito, l'installazione di apparecchiature di misura vengono eseguiti da un'impresa specializzata nel ramo delle indagini geotecniche; le analisi e prove di laboratorio sui campioni di terreno prelevati nel corso delle indagini vengono eseguite da un laboratorio universitario o commerciale. Talvolta la stessa Impresa specializzata nelle indagini in sito dispone anche del laboratorio geotecnico.

La scelta dell'impresa specializzata e del laboratorio sono della massima delicatezza ed importanza, in quanto la riuscita delle indagini e quindi in definitiva il successo nella caratterizzazione geotecnica del sottosuolo dipendono in ultima analisi dalla qualificazione e dalla scrupolosità di questi soggetti. Si raccomanda pertanto di non affidare tali attività sulla sola base di un'offerta economica, ma di porre in essere accorgimenti quali gare fra partecipanti invitati sulla base di una prequalifica, e preparazione di specifiche tecniche molto dettagliate e vincolanti.

3.2. *Articolazione delle indagini*

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo deve essere spinta a diversi livelli di approfondimento a seconda degli obiettivi che ci si prefigge. Per una stessa opera questi obiettivi possono essere molteplici e portare all'articolazione delle indagini in fasi successive.

Indagini in fase di studio della fattibilità

Il quesito della fattibilità dal punto di vista tecnico e/o economico si presenta nello

studio di qualsiasi opera di Ingegneria Civile, ma assume peso diverso a seconda del tipo e dell'importanza del manufatto. Per le opere di minore importanza (edifici per civili abitazioni, ponti di piccola luce, canali e strade di modeste dimensioni) spesso è possibile dare una risposta immediata sulla base della semplice osservazione delle opere già esistenti nella zona prescelta.

Il quesito si pone invece in maniera significativa per opere quali le dighe, i grandi impianti industriali, le autostrade, i grandi ponti etc. Molto spesso sono proprio i fattori geotecnici a condizionare in misura sostanziale la fattibilità di un'opera dal punto di vista sia tecnico, sia economico; basti pensare ad una galleria, ad una diga di terra, ad una pista aeroportuale. Altre volte i fattori geotecnici influenzano essenzialmente il costo dell'opera, come ad esempio nel caso delle fondazioni di un impianto industriale.

Nella fase di studio della fattibilità è sufficiente una caratterizzazione geotecnica di larga massima; è cioè richiesta la conoscenza della stratigrafia, l'identificazione dei principali tipi di terreni e la posizione delle eventuali falde idriche. E' da aggiungere che, in questa fase, talvolta non sono ancora state fissate l'esatta ubicazione dell'opera e le sue caratteristiche di dettaglio; l'indagine deve quindi essere estesa ad un volume di sottosuolo di gran lunga maggiore di quello che verrà infine effettivamente interessato dal manufatto.

Indagini in fase di progetto

In caso di risposta affermativa al quesito sulla fattibilità, si passa alla vera e propria fase di progetto nella quale la caratterizzazione deve diventare più completa e dettagliata sia per quanto riguarda la struttura stratigrafica del sottosuolo, sia per quanto riguarda le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni. Al tempo stesso si va individuando la soluzione e l'ubicazione più conveniente per l'opera in progetto, e pertanto è possibile circoscrivere la caratterizzazione ad un volume più ridotto.

Le indagini devono essere finalizzate a raccogliere, oltre agli elementi necessari al progetto, anche quelli che consentano una previsione delle tecniche esecutive e delle eventuali modifiche all'ambiente derivanti dalla realizzazione dell'opera. Di norma, la finalità di raccogliere i dati necessari alla progettazione è predominante; tuttavia non mancano casi nei quali hanno notevole rilievo i problemi esecutivi (fondazioni con piano di posa sotto falda; scavo e rivestimento provvisorio di gallerie; scelta del più adatto tipo di palo) o gli effetti sull'ambiente (opere in sotterraneo che interferiscano con il deflusso di falde idriche; bacini artificiali; discariche).

Possono essere previste indagini particolari tendenti a studiare elementi costruttivi o tecnologie particolari (prove di carico di progetto di pali o tiranti; prove di iniezione).

Indagini in corso d'opera

La caratterizzazione geotecnica alla quale si è pervenuti in fase di progetto è sempre di necessità approssimata, e pertanto le indagini possono utilmente proseguire in corso d'opera per verificare le schematizzazioni di progetto e, se del caso, adattare il progetto stesso alle effettive condizioni del sottosuolo. Questo tipo di indagine assume particolare rilievo per alcune classi di opere, come ad esempio le gallerie.

Sono inoltre possibili indagini con finalità di collaudo, come ad esempio le prove di carico su pali.

Monitoraggio delle opere

Viene condotto osservando, con adatta strumentazione, il comportamento delle opere sia durante la costruzione, sia in seguito durante l'esercizio. Ha finalità di controllo delle opere, ma anche di accumulazione ed oggettivazione dell'esperienza per il perfezionamento delle procedure di progetto. Come si vedrà nel seguito, questa funzione risulta preminente nello sviluppo di molti importanti argomenti.

Le quattro fasi di indagine si attuano integralmente, e nell'ordine riportato, solo per opere di grande impegno. Nella maggior parte dei casi esse si sovrappongono in tutto od in parte, ed alcune possono mancare completamente. Così le indagini di fattibilità e di progetto sono quasi sempre sovrapposte; il monitoraggio viene quasi sempre omesso e spesso mancano anche le indagini in corso d'opera.

In effetti nella pratica corrente e per opere normali le indagini vengono quasi sempre eseguite in un'unica fase, sulla base di un programma prestabilito con riferimento alle informazioni disponibili sul sottosuolo, e via via aggiornato qualora i primi accertamenti mettano in luce situazioni inattese. Anche da questo punto di vista, pertanto, è indispensabile che il progettista dell'opera sovrintenda allo svolgimento delle indagini o ne sia tenuto continuamente al corrente.

3.3. *Estensione e frequenza delle indagini*

Definiremo "volume significativo" di un'opera quel volume di terreno che, con le sue proprietà, influenza in modo apprezzabile il comportamento dell'opera stessa. Evidentemente è a tale volume che vanno estese le indagini.

Il volume significativo dipende dal tipo e dalle dimensioni dell'opera, dai carichi applicati e dalla costituzione del sottosuolo. Con riferimento ai problemi di fondazione, esso può essere definito come quel volume entro il quale l'incremento $\Delta\sigma'_z$ della tensione effettiva verticale eccede una certa aliquota (ad esempio, il 15%) della tensione effettiva σ'_{z0} preesistente.

Un'indicazione pratica dell'estensione del volume significativo per alcuni tipi

di opere ed in condizioni di sottosuolo relativamente uniformi è contenuta nella fig. 3.1. E' evidente come tali indicazioni debbano essere adattate alle effettive condizioni del sottosuolo; ad esempio, le profondità indicate dovranno essere convenientemente maggiorate in presenza di terreni molto eterogenei o di stratificazioni profonde di terreni di caratteristiche scadenti, mentre potranno essere ridotte, ad esempio, nel caso di rinvenimento di un substrato lapideo.

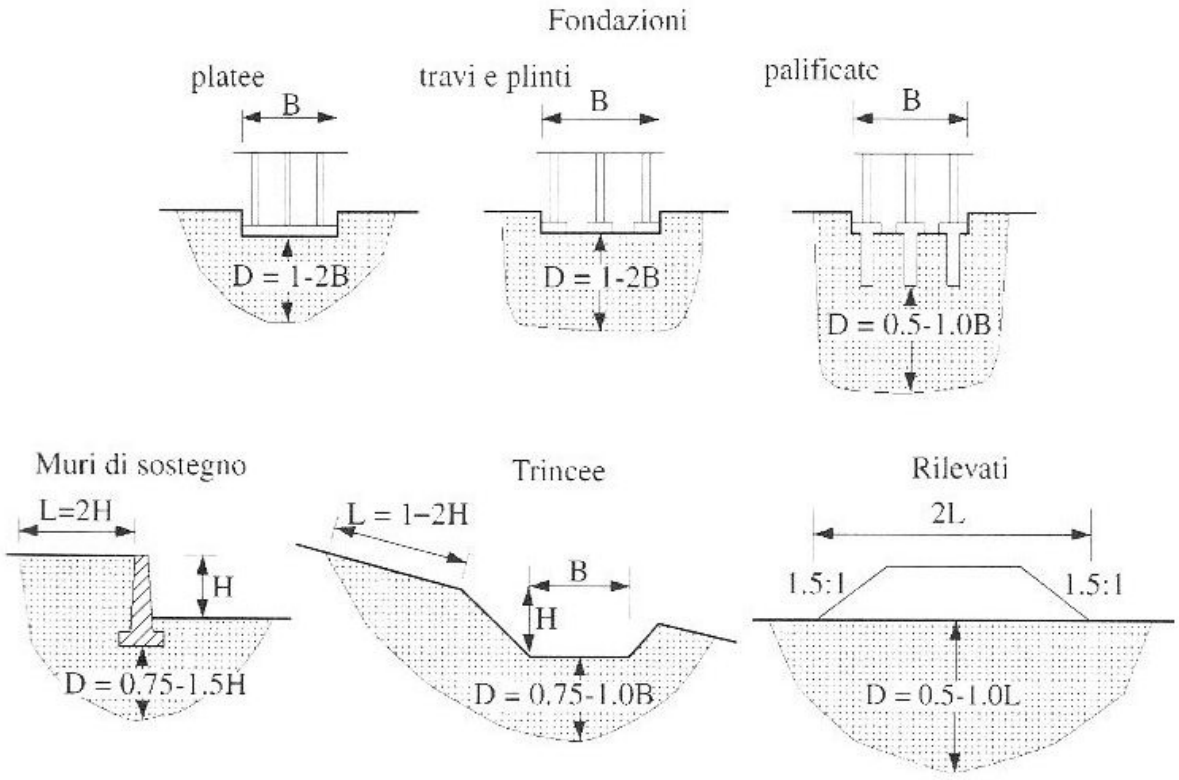


Fig. 3.1. Indicazioni sul volume significativo di sottosuolo per vari tipi di opere, nel caso di terreno omogeneo

Per un fabbricato a pianta rettangolare con lati di 15 e 30 m e con una sollecitazione media sull'impronta in fondazione di 100 kPa (quale corrisponde all'incirca ad un'altezza di sette od otto piani), il volume significativo è dell'ordine di 10^4 m^3. Per un impianto industriale con dimensioni in pianta di 250 x 150 m^2 e con carichi in fondazione di 70 kPa, il volume da indagare raggiunge i cinque milioni di metri cubi. Si tratta, quindi, di volumi che vanno da alcune migliaia ad alcuni milioni di metri cubi.

Nei casi nei quali il volume significativo assume dimensioni assai rilevanti, oppure è caratterizzato da un'estensione lineare o areale assai grande (ad esem-

pio, una strada), risulta utile o addirittura necessario premettere allo studio geotecnico uno studio geologico. I due tipi di indagine hanno finalità ben distinte. Il geologo individua le strutture del sottosuolo, descrivendo i differenti tipi litologici, la loro genesi ed i loro rapporti. Sulla base di tali elementi l'ingegnere finalizza le vere e proprie indagini geotecniche, circoscrivendone l'estensione.

Altra situazione nella quale può risultare utile o necessario uno studio geologico è quella in cui l'area da edificare ricade in un'area più ampia per la quale si tema l'esistenza o l'insorgere, a seguito della costruzione, di problemi connessi al sottosuolo (ad esempio: pendio potenzialmente in frana; area soggetta al rischio di caduta di massi, etc.). In questi casi lo studio geologico viene appunto finalizzato a lumeggiare tali problemi.

Occorre qui ricordare che la normativa italiana richiede lo studio geologico solo in alcuni casi; nelle zone dichiarate sismiche, lo studio geologico è richiesto per qualsiasi progetto di fondazioni. Alcune normative locali (ad esempio, quella della Regione Campania), richiedono in ogni caso uno studio geologico. In proposito, esiste nel nostro Paese una notevole confusione, e le posizioni degli Enti preposti sono spesso diverse e talvolta contraddittorie. In alcuni casi si consente che la relazione geologica sia redatta da un ingegnere, purché esista una documentazione geologica generale ed ufficiale dell'area (ad esempio, uno studio geologico connesso ad uno strumento urbanistico vigente); all'estremo opposto, in altri casi si sostiene addirittura (orrore!) che la relazione geotecnica debba essere redatta da un geologo.

A giudizio di chi scrive, è fondamentale riconoscere la diversità culturale e pratica dei due studi, geologico e geotecnico. Il secondo, proprio dell'ingegnere, è sempre necessario ogni volta che si pon mano ad un qualsivoglia progetto. Lo studio geologico può invece non essere necessario per molti problemi di fondazione. Ad ogni modo, se prescritto dalla normativa, uno studio geologico non potrà certo far danno, ancorché non indispensabile, a patto di aver sempre presenti le differenze di cui si è detto.

Per quanto riguarda la "densità" o la frequenza delle indagini, bisogna tener presente che il volume di terreno effettivamente indagato (qualche frazione di metro cubo) è comunque una percentuale estremamente ridotta del volume significativo. Anche ricorrendo ad indagini le più fitte possibili, compatibilmente con i vincoli di tempo e di spesa, si tratta di percentuali tanto piccole da rendere praticamente impossibile un trattamento statistico delle informazioni. I valori rappresentativi delle proprietà dovranno dunque essere il risultato di un'attenta considerazione di tutti i fattori in gioco.

Un'indicazione di massima della frequenza usuale delle indagini in funzione del tipo di opera e dei caratteri del sottosuolo è comunque contenuta nella tabella 3.1.

Tipo di opera	Distanza fra i sondaggi (m)			Numero minimo di sondaggi
	Stratificazione			
	uniforme	media	caotica	
Edificio a 1-2 piani	50	30	15	3
Edificio a molti piani	45	30	15	4
Pile e spalle di ponti; torri; ciminiere				1-2 per ciascuna fondazione
Strade	300	150	30	
Gallerie				
progetto di massima	500			
progetto esecutivo	100	50		

Tab. 3.1. Frequenza usuale delle indagini

3.4. *Raccomandazioni e normative*

La prescrizione fondamentale, in materia di indagini, contenuta nella normativa italiana, stabilisce che: *...la progettazione geotecnica deve sempre essere basata sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ottenuta a mezzo di rilievi, indagini e prove.*

Come gli altri argomenti, le indagini sono trattate dalla normativa italiana in maniera del tutto generale; le disposizioni sono relativamente flessibili, in modo da lasciare libertà al progettista di regolarsi autonomamente nel formulare il piano delle indagini e dei controlli da finalizzare alla caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce. Si insiste opportunamente sulla stretta relazione esistente fra il programma degli accertamenti e delle prove geotecniche, i criteri di progetto e le modalità esecutive.

Un complesso di raccomandazioni più specifiche, anche se senza alcun carattere di legge, sono le "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche", pubblicate dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977).

Il capitolo 3 dell'EC7/1 e le parti 2 e 3 dell'EC7 contengono utili indicazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

4. MEZZI DI INDAGINE

4.1. *Generalità*

Le metodologie e le attrezzature delle quali si dispone per le indagini geotecniche sono numerose ed assai varie, dalle più semplici alle più raffinate.

Per il riconoscimento dei terreni, e cioè per definire la costituzione del sottosuolo e la natura dei terreni in esso presenti, occorre in ogni caso eseguire scavi accessibili o perforazioni di sondaggio. Per quanto riguarda invece la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, sono possibili due vie: il prelievo di campioni con successiva sperimentazione in laboratorio, oppure l'esecuzione di prove in sito.

Entrambi gli approcci presentano vantaggi ed inconvenienti.

La classica indagine con prove di laboratorio su campioni indisturbati consente una sperimentazione molto articolata ed accurata, ma opera su volumi di terreno assai ridotti ed inevitabilmente disturbati, in misura non sempre definibile, dalle operazioni stesse di prelievo.

Al contrario, con le prove in sito si opera in genere su maggiori volumi di terreno e nelle condizioni del sito; tuttavia ciò che si misura non è in genere una proprietà del terreno, ma una grandezza da correlare in modo più o meno incerto alle proprietà del terreno.

I due tipi di indagine sono quindi in qualche modo complementari e spesso vengono adottati contemporaneamente. In alcuni casi, peraltro, la scelta risulta obbligata; ad esempio, in pratica risulta impossibile prelevare campioni indisturbati di terreni incoerenti, ed è quindi giocoforza ricorrere per tali terreni alle indagini in sito.

Di recente, almeno a livello delle applicazioni più comuni, le tecniche di indagine in sito si vanno sempre più diffondendo, anche per i loro innegabili pregi di speditezza ed economia.

E' ad esse che viene dedicato questo capitolo, mentre si assume che al lettore siano familiari le tecniche di prova in laboratorio.

Un quadro riassuntivo dei principali mezzi di indagine disponibili è riportato nella tabella 4.1.

Molte delle tecniche di indagine in sito possono essere adoperate per la determinazione diretta, attraverso procedimenti semi empirici, di elementi di progetto, senza passare per la determinazione delle proprietà del terreno e l'applicazione di un procedimento di calcolo.

Esempi di questo tipo sono le correlazioni fra resistenza penetrometrica e carico limite dei pali, i metodi per la previsione dei cedimenti in terreni incoerenti, e

molti altri. Su questo tipo di utilizzazione delle prove in sito torneremo, caso per caso, nei successivi capitoli; nei paragrafi che seguono verrà invece riportata una breve descrizione dei principali apparecchi e tecniche di prova e verrà descritta la loro utilizzazione ai fini del riconoscimento dei terreni e della determinazione delle loro proprietà.

Finalità	Mezzi di indagine	
Definizione del profilo stratigrafico	*Diretti* • Scavi accessibili (pozzi, cunicoli, trincee) • Perforazioni di sondaggio	*Indiretti* • Prove penetrometriche • Indagini geofisiche
Proprietà fisico-meccaniche dei terreni	*In laboratorio* • Analisi e prove su campioni indisturbati	*In sito* • Penetrometri (CPT, CPTU, SPT, DPT) • Scissometro • Pressiometro • Dilatometro piatto (DMT) • Prove di carico su piastra • Prove di permeabilità • Velocità delle onde sismiche (In foro: CH, DH; in superficie: SASW)

Tab. 4.1. Mezzi di indagine

4.2. *Scavi accessibili*

Gli scavi accessibili possono essere (fig. 4.1) trincee, gallerie o cunicoli, pozzi. Le trincee vengono generalmente scavate con un mezzo meccanico e raggiungono la profondità di alcuni metri; i cunicoli e i pozzi vengono invece scavati a mano e richiedono armature di sostegno.

Salvo provvedimenti eccezionali, la massima profondità raggiungibile è limitata dalla presenza della falda idrica.

Gli scavi accessibili consentono l'osservazione diretta del sottosuolo (natura dei terreni, giacitura, successione e spessore delle stratificazioni, stato di fratturazione), l'esecuzione di prove in sito ed il prelievo di campioni di terreno anche di grandi dimensioni (v. § 4.4 e fig. 4.6). Pur presentando tali vantaggi, sono fortemente limitati nella profondità raggiungibile ed in genere costosi; la loro esecuzione e la loro successiva occlusione devono essere condotte in modo da non alterare il regolare deflusso delle acque superficiali e sotterranee e da non pregiudicare la stabilità di pendii o manufatti. Sono in genere impiegati o per

opere di grande importanza (ad esempio, le dighe di sbarramento), oppure per opere tanto modeste da non richiedere l'intervento di un'impresa specializzata, né la necessità di raggiungere elevate profondità.

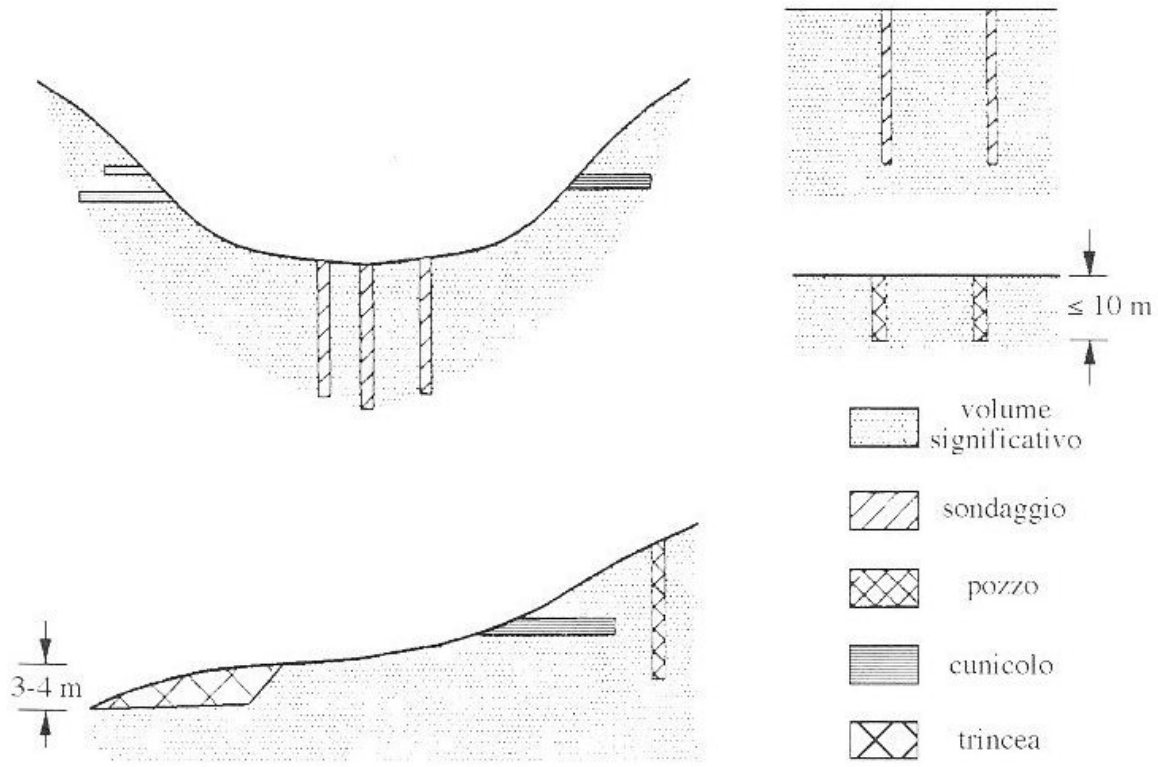


Fig. 4.1. Esempi di impiego di sondaggi, pozzi, cunicoli e trincee

4.3. *Perforazioni di sondaggio*

Le perforazioni di sondaggio hanno lo scopo: di ricostruire il profilo stratigrafico; di prelevare campioni rappresentativi per il riconoscimento dei terreni e campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio; di installare in profondità strumenti, eseguire prove in sito e rilievi sulle acque sotterranee. Rappresentano indubbiamente il più diffuso ed importante mezzo d'indagine.

Vengono eseguite quasi sempre con perforazione a rotazione, di diametro usualmente compreso fra 75 e 150 mm; è indispensabile la circolazione di un fluido (acqua, fango bentonitico, aria compressa) di raffreddamento.

L'utensile di perforazione più comune (fig. 4.2) è costituito da un tubo di acciaio (carotiere) con una corona inferiore tagliente provvista di placchette di vidia. Una manovra consiste nel procedere con la perforazione fino a riempire di terreno il carotiere (generalmente della lunghezza di alcuni metri) e riportarlo quindi in superficie. Il metodo consente un prelievo praticamente continuo di "carote" di

terreno, a patto di adattare la tecnica di perforazione alla natura del terreno mediante la scelta appropriata del tubo carotiere e della corona, della velocità di rotazione e della spinta, della portata e pressione del fluido di circolazione.

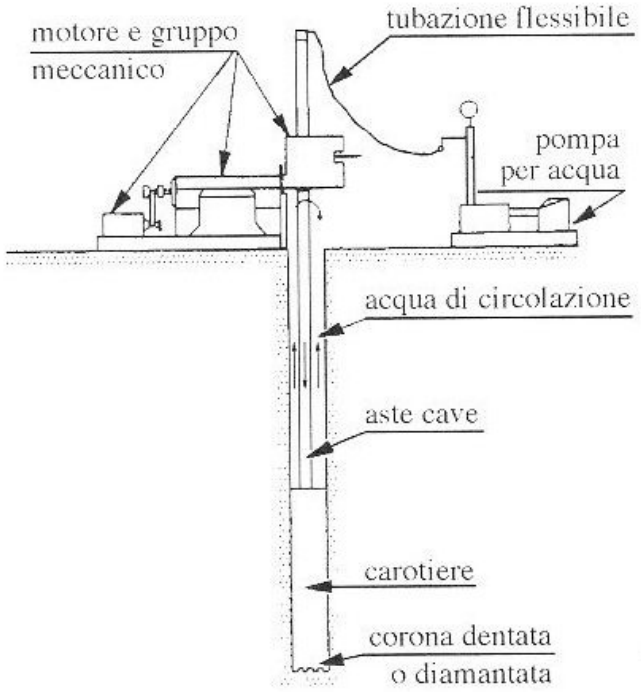


Fig. 4.2. Attrezzatura per sondaggi a rotazione

La perforazione senza circolazione di fluido (carotaggio a secco) è possibile solo per brevi tratti e provoca un sostanziale essiccamento del terreno dovuto al calore sviluppato per attrito dalla rotazione della corona.

Altro utensile di perforazione è il doppio carotiere (fig. 4.3), costituito da due tubi concentrici dei quali è messo in rotazione solo quello esterno.

Man mano che il carotiere avanza, il tubo interno riceve il campione di terreno evitando che esso venga in contatto con la parte ruotante dell'utensile e proteggendolo dall'azione dilavante del fluido di circolazione. E' così possibile ottenere campioni anche di terreni eterogenei molto fratturati.

Per perforazioni nelle quali non interessi il prelievo continuo di campioni (ad esempio, fori destinati all'installazione di strumenti) si può ricorrere alla cosiddetta perforazione a distruzione, con utensili (scalpelli, triconi o *rock bits*, utensili diamantati, fig. 4.4) che scavano l'intera sezione del foro disgregando il terreno sotto forma di detrito (*cuttings*) che viene portato in superficie dal fluido di perforazione (di regola fango).

Con questo tipo di tecnica si possono attraversare speditamente terreni di qualsiasi tipo fino a notevoli profondità.

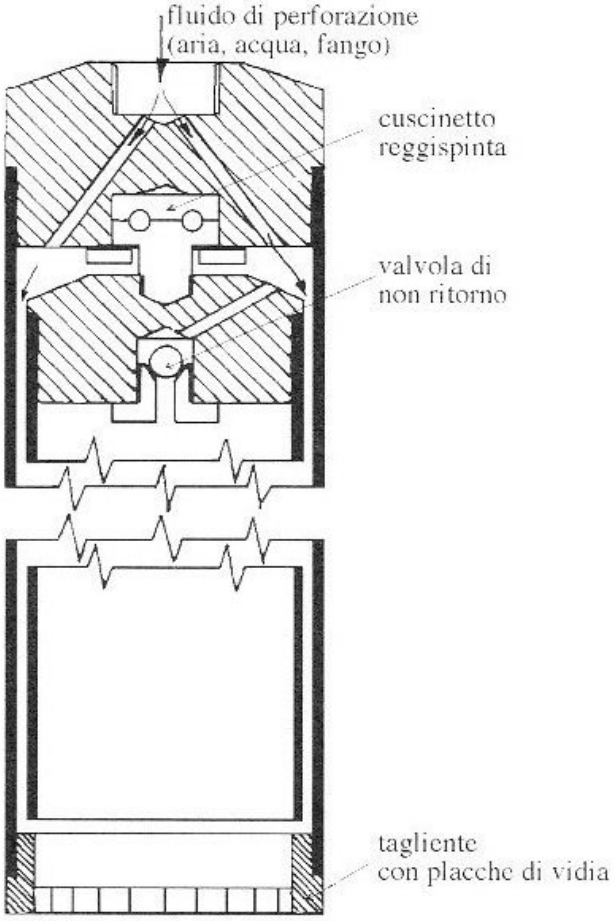


Fig. 4.3. Doppio carotiere

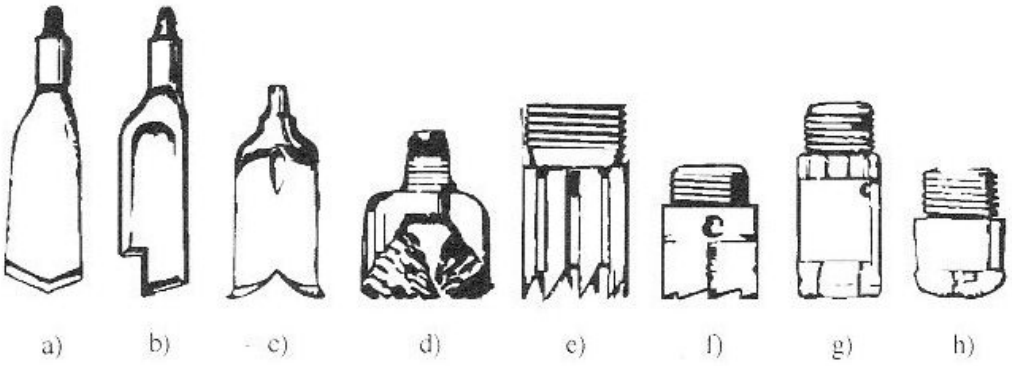


Fig. 4.4. Attrezzature per perforazione a distruzione: a), b) scalpelli per perforazione a percussione; c) scalpello a coda di pesce; d) tricono; e), f) corone dentate; g), h) corone con vidia o diamante

La perforazione a percussione, di solito, è adottata solo nei terreni a grana grossa; i diametri usuali sono di 100 ÷ 600 mm.

L'utensile più comune è la sonda a valvola o curetta (fig. 4.5), a caduta libera; il terreno penetra nella sonda attraverso la valvola a scarpa sul fondo, e viene trattenuto dalla stessa valvola durante il sollevamento.

Quando la sonda si è riempita, essa viene portata in superficie e svuotata. Di regola il foro è protetto da una tubazione di rivestimento ed in esso viene immessa acqua dall'alto. In presenza di stratificazioni lapidee o comunque molto consistenti, la sonda viene sostituita dallo scalpello, che frantuma il materiale consentendone la successiva asportazione con la sonda.

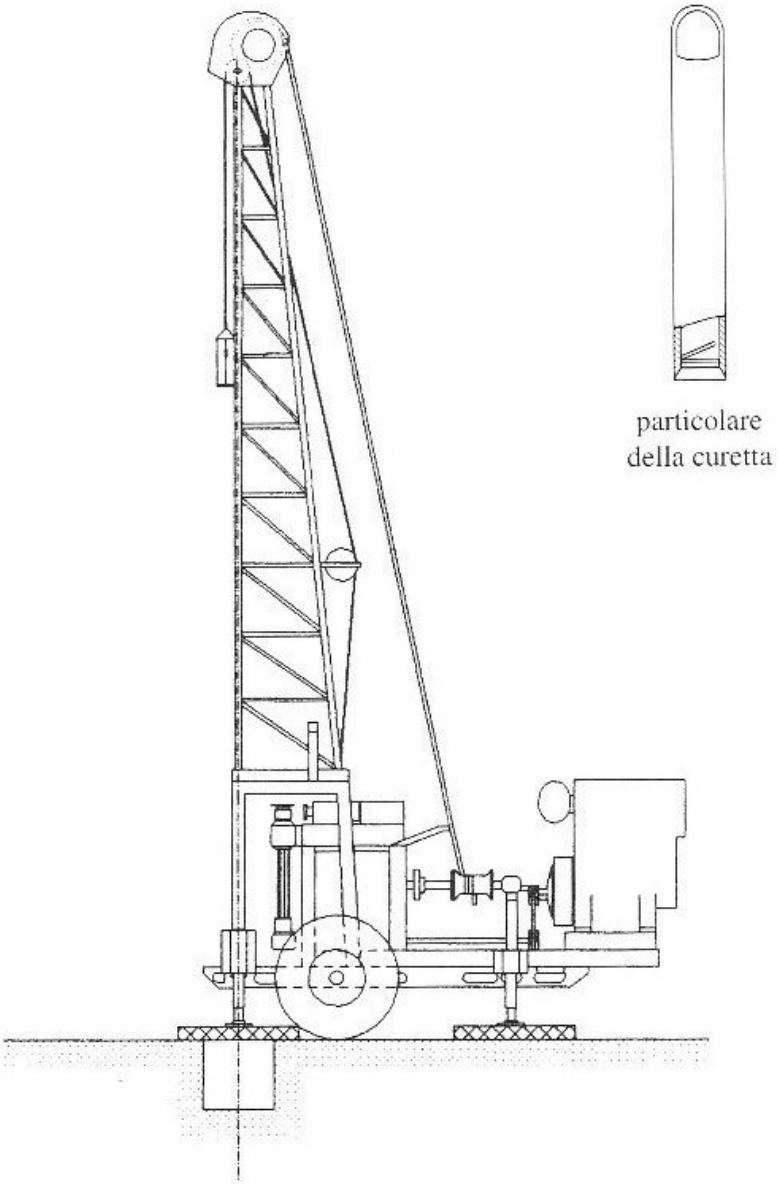


Fig. 4.5. Attrezzatura per sondaggi a percussione

La tabella 4.2 elenca le principali caratteristiche dei vari tipi di perforazione, fornendo indicazioni circa la scelta del metodo più adatto in relazione al terreno attraversato, alla profondità che si intende raggiungere, ed alle caratteristiche dei campioni da prelevare.

Metodo di perforazione	Utensile	Diametro (mm)	Profondità usuale (m)	Idoneo per	Non idoneo per	Classe di qualità delle carote*
Percussione	Curetta	100 - 600	60	Ghiaia, sabbia, limo	Terre coesive dure, rocce	Q1 (Q2)
	Scalpello	100 - 600	60	Tutti, inclusi strati lapidei	Rocce molto resistenti	Q1
Rotazione	Carotiere semplice	75 - 150	50 - 150	Tutti, esclusi i terreni a grana grossa	Terreni a grana grossa (ghiaie, ciottoli)	A secco: Q2 (Q3) con acqua: Q1 (Q2)
	Doppio carotiere	75 - 150	50 - 150			Q2 (Q3, Q4)
	Scalpello, tricono	60 - 500	illimitata			—
Trivella	Elica continua	100 - 150	40	Coesivi	Terre a grana grossa, roccia	Q1 (Q2, Q3)

* *Per la definizione di classe di qualità si veda il successivo § 4.4. Fra parentesi sono indicate le classi di qualità che possono essere ottenute in condizioni favorevoli da parte di un operatore esperto ed accurato.*

Tab. 4.2. Metodi di perforazione

4.4. *Campionamento*

I campioni di terreno, che si prelevano per fini geotecnici, possono essere classificati come indicato in tabella 4.3. in base al grado di disturbo, ovvero in base al tipo di informazioni geotecniche che da essi si possono ricavare.

I campioni disturbati o rimaneggiati (classi Q1, Q2 e Q3) possono essere prelevati da scavi accessibili e conservati in contenitori quali barattoli e sacchetti di plastica. Campioni a disturbo limitato o indisturbati (Q4 e Q5) devono essere prelevati, sempre da scavi accessibili, con cilindri campionatori o fustelle, e conservati negli stessi cilindri con tappi a tenuta. Il cilindro campionatore (fig. 4.6) deve essere infisso a pressione nel terreno senza movimenti di rotazione e/o oscillazioni. Ultimata l'infissione, il terreno circostante al campionatore viene asportato ed il campionatore staccato dal fondo per mezzo di un adatto utensile. In terreni coesivi molto consistenti o contenenti frammenti lapidei, l'infissione del campionatore può essere facilitata asportando il terreno lateralmente al cilindro durante l'infissione stessa.

Caratteristiche geotecniche determinabili	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Natura del terreno	*	*	*	*	*
Composizione granulometrica		*	*	*	*
Contenuto d'acqua			*	*	*
Peso dell'unità di volume				*	*
Caratteristiche meccaniche					*
	Campioni disturbati o rimaneggiati			disturbo limitato	indi-sturbati

Tab. 4.3. Classi di qualità dei campioni

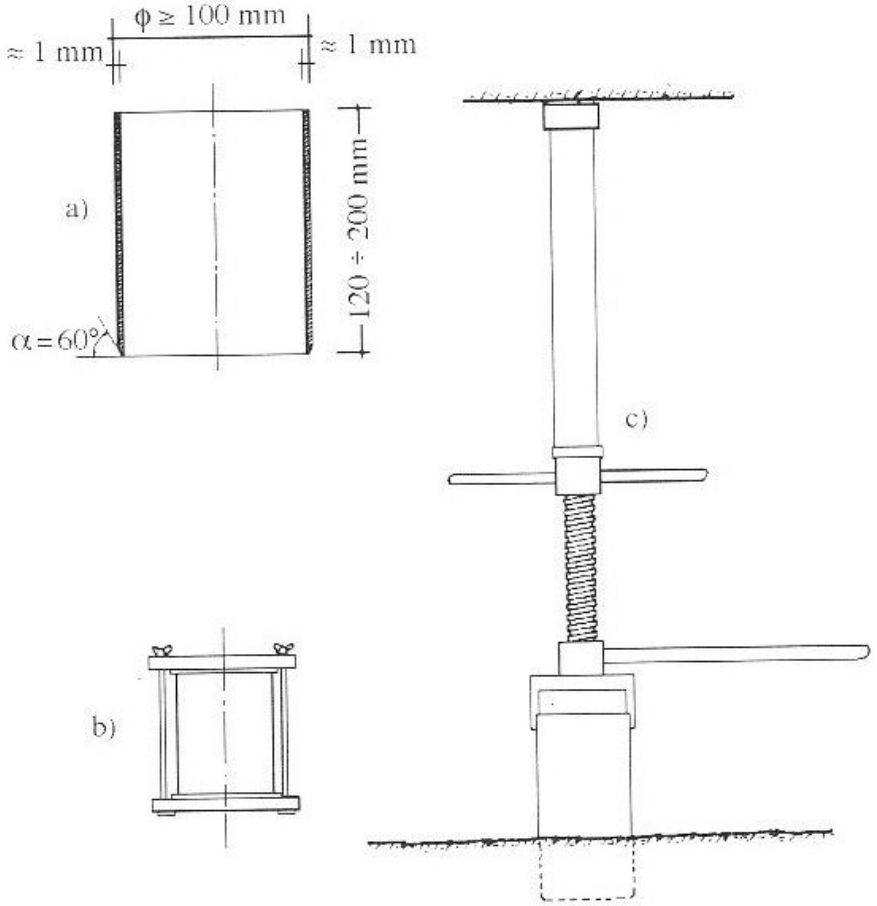


Fig. 4.6. Prelievo di campioni da scavi accessibili: a) cilindro campionatore; b) chiusura a flange con guarnizione; c) attrezzatura di spinta a vite

Per quanto riguarda il prelievo da fori di sondaggio, i campioni prelevati con i normali utensili di perforazione sono generalmente rimaneggiati (classi Q1, Q2 ed eccezionalmente Q3, Q4; si veda la tab. 4.2). Essi vengono conservati ordinatamente in apposite cassette catalogatrici (fig. 4.7).

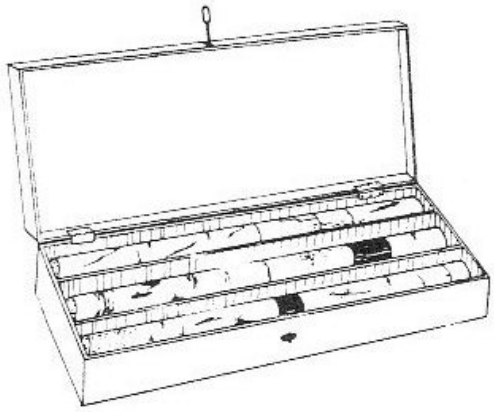


Fig. 4.7. Cassette catalogatrici

Campioni a disturbo limitato (Q4) ed indisturbati (Q5) vengono prelevati nei fori di sondaggio con l'impiego di adatti utensili detti campionatori. Fra questi i più comuni vengono brevemente descritti qui di seguito.

Campionatore a tubo aperto con valvola a sfera (Shelby)

Il campionatore Shelby (fig. 4.8) viene infisso a pressione; durante l'infissione la valvola a sfera consente la fuoriuscita dell'acqua.

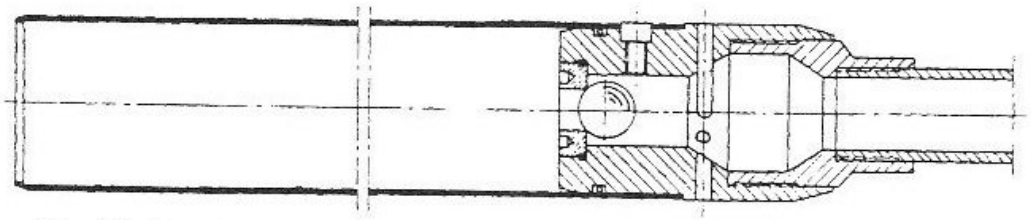


Fig. 4.8. Campionatore a tubo aperto a parete sottile con valvola a sfera (Shelby)

Nella fase di recupero del campione la valvola invece si chiude e contribuisce a trattenere il campione nel tubo campionatore, evitandone lo sfilamento e la perdita.

Il tubo a parete sottile funge anche da contenitore e pertanto deve essere resistente alla corrosione (acciaio zincato o cadmiato, o meglio acciaio inox). Il diametro è compreso fra 80 e 100 mm; lo spessore è dell'ordine di 2 mm; la lunghezza di 600 ÷ 1000 mm. Questo tipo di campionatore, molto diffuso, è particolarmente adatto per terreni coesivi di consistenza ridotta o media.

Campionatore a pistone

Il campionatore a pistone (fig. 4.9) rappresenta un miglioramento del tipo a tubo

aperto. E' dotato di un pistone comandato da una colonna di astine, indipendenti dalla colonna di tubi che comandano il cilindro campionatore.

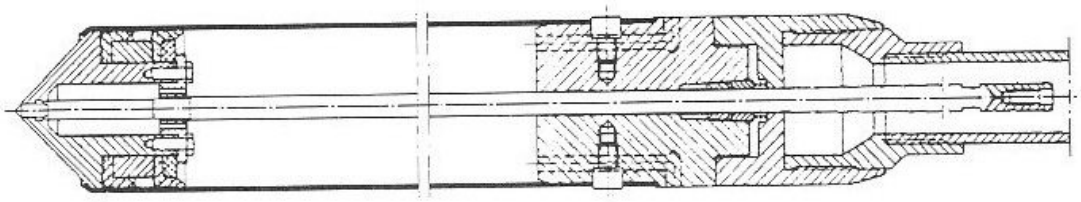


Fig. 4.9. Campionatore a pistone stazionario

In fig. 4.10 sono rappresentate le fasi di prelievo di un campione.

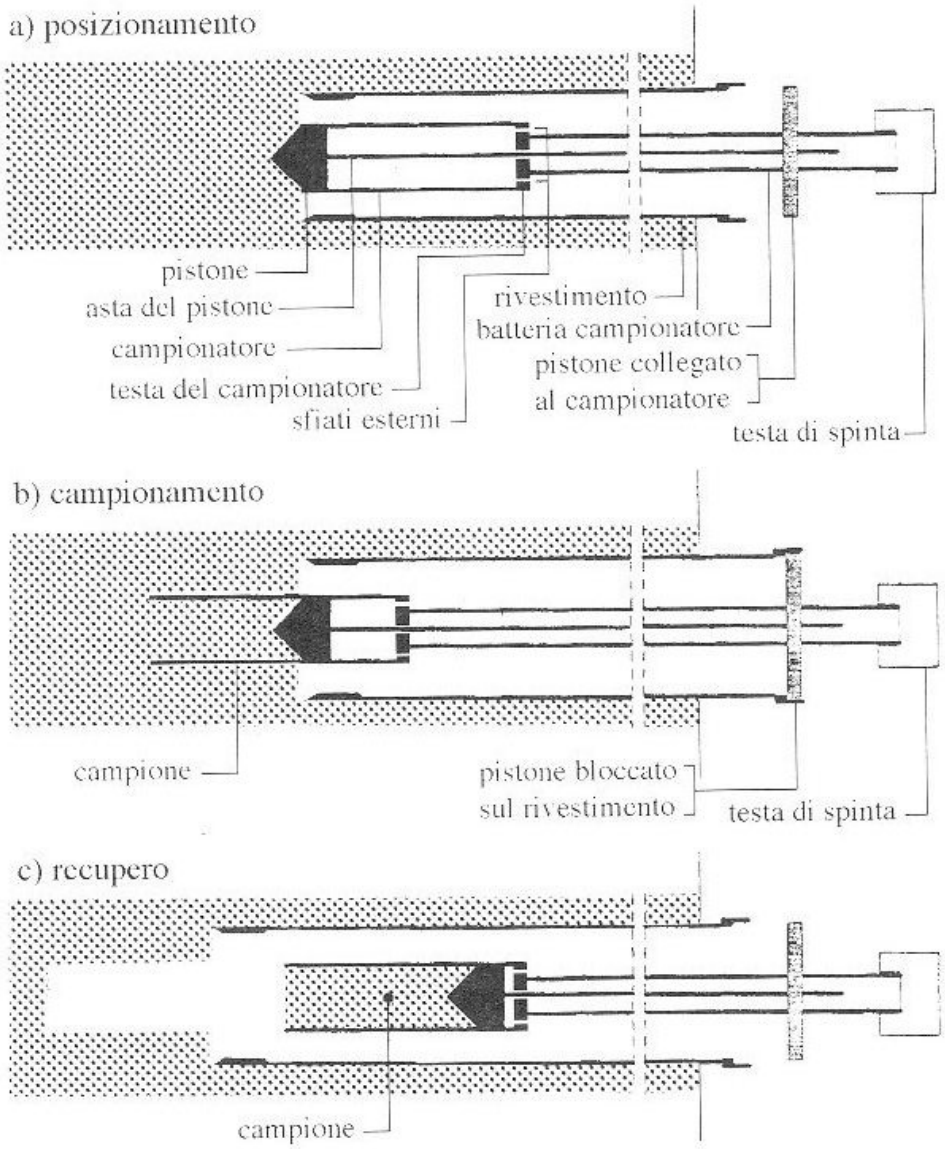


Fig. 4. 10. Fasi operative con campionatore a pistone stazionario

Durante la fase di discesa nel foro, il pistone tiene chiusa l'estremità inferiore del tubo campionatore, evitando l'ingresso di acqua o detriti presenti sul fondo del foro. Esso viene poi mantenuto fermo mentre si infigge il campionatore, restando sempre a contatto con la parte superiore del campione; in fase di recupero, sostituisce vantaggiosamente la valvola a sfera. Le dimensioni del tubo sono simili a quelle del campionatore Shelby.

Il campionatore a pistone, che viene anch'esso infisso a pressione, sostituisce vantaggiosamente lo Shelby in terreni di media e ridotta consistenza. E' l'unico che garantisca un prelievo soddisfacente in terreni di consistenza molto ridotta.

Campionatori a rotazione a doppia parete con scarpa tagliente avanzata
Questi campionatori (fig. 4.11) vengono impiegati nei terreni coesivi di elevata consistenza, nei quali non risulta possibile l'infissione.

Il tubo interno, che non partecipa alla rotazione e funge da contenitore del campione, è spinto nel terreno ove penetra per un breve tratto, mentre il tubo esterno, rotante e dotato di corona tagliente, asporta il terreno circostante ed immediatamente retrostante il bordo del tubo interno.

Per un buon campionamento è necessario che il bordo inferiore (scarpa) del tubo interno fuoriesca rispetto al tagliente del tubo ruotante, in modo che il campione non venga a contatto con il fluido di perforazione che viene fatto circolare nell'intercapedine fra i due tubi.

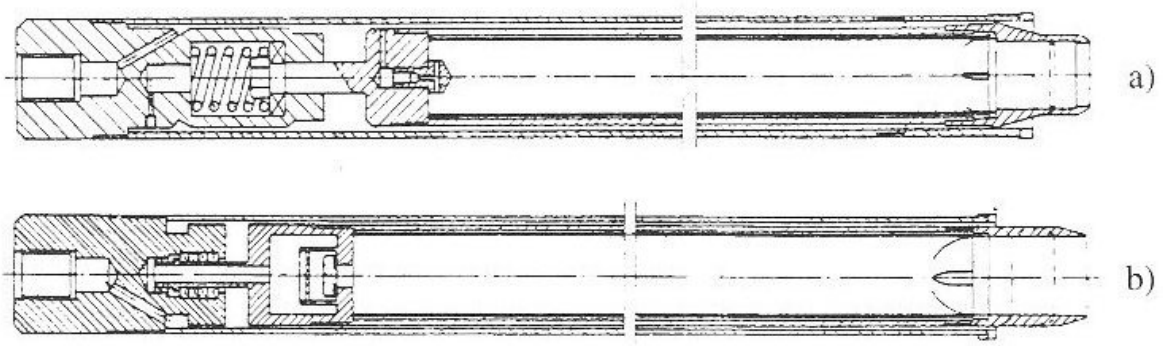


Fig. 4.11. Campionatori rotativi a doppia parete: a) tipo Mazier; b) tipo Denison

La sporgenza, che deve essere tanto minore quanto maggiore è la consistenza del terreno, viene ottenuta avvitando al tubo interno scarpette taglienti di diversa lunghezza (campionatore Denison), oppure può essere regolata automaticamente da una molla (campionatore Mazier).

Il tagliente di un campionatore viene conformato in modo da minimizzare il disturbo arrecato al campione. La conformazione viene caratterizzata dai parametri geometrici riportati in fig. 4.12; nella stessa figura sono indicati i valori di tali parametri che l'esperienza ha indicato come ottimali (Hvorslev, 1948).

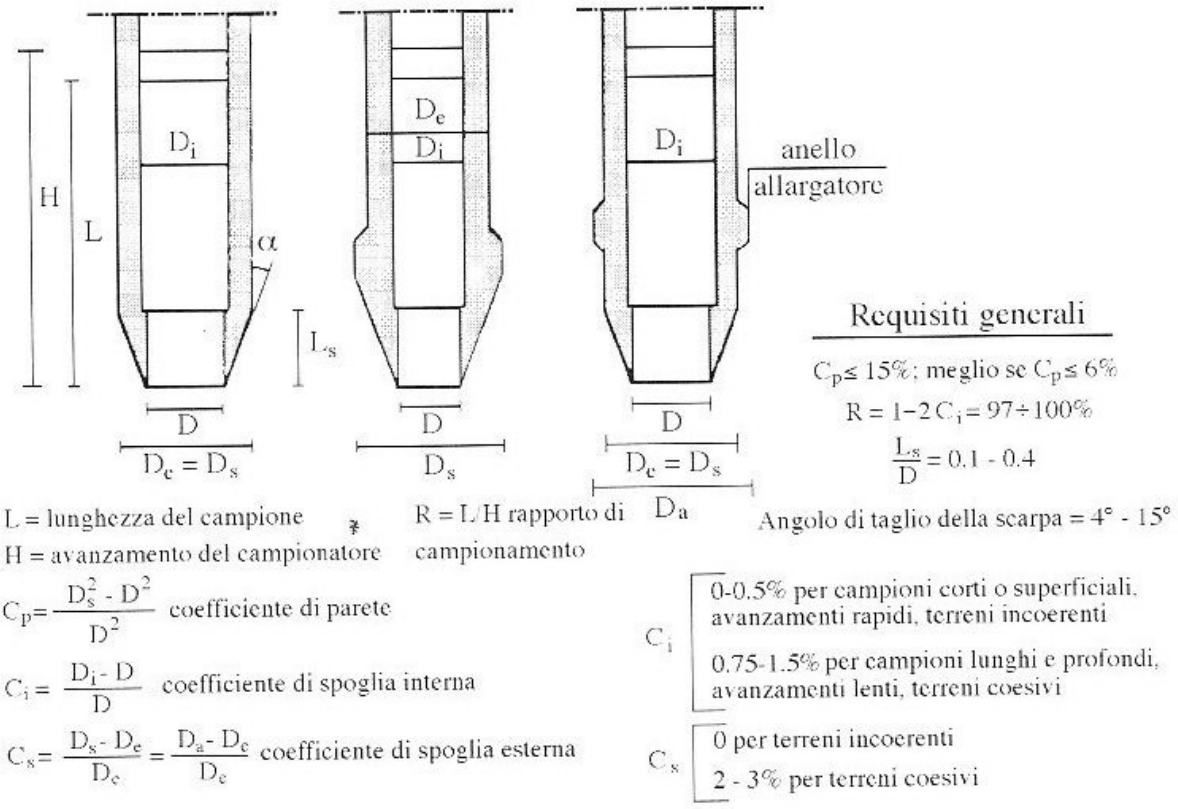


Fig. 4.12. Caratteristiche dei campionatori

4.5. *Prove penetrometriche statiche (CPT, CPTU)*

La prova penetrometrica statica o CPT *(Cone Penetration Test)* consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta conica standardizzata con apertura di 60°, che viene infissa nel terreno con un martinetto meccanico o idraulico.

Nel *penetrometro meccanico* la colonna di aste che fa avanzare la punta è protetta da una tubazione di rivestimento, avente diametro esterno uguale a quello della punta (35,7 mm, in modo che l'area della sezione sia pari a 10 cm²). Si fanno penetrare in successione la punta, la tubazione di rivestimento e tutte e due insieme, per successivi tratti di 10 cm, misurando rispettivamente la forza necessaria per infiggere la punta R_P, la resistenza laterale R_L e la resistenza totale R_T (fig. 4.13).

Fra punta e tubi è disposto un manicotto opportunamente sagomato per evitare l'ingresso di terreno nell'intercapedine fra aste e tubi.

La resistenza unitaria alla punta $q_c = R_P/10$ cm² è il dato principale che si ricava dalla prova; essa viene presentata in genere sotto forma di diagramma di q_c con la profondità.

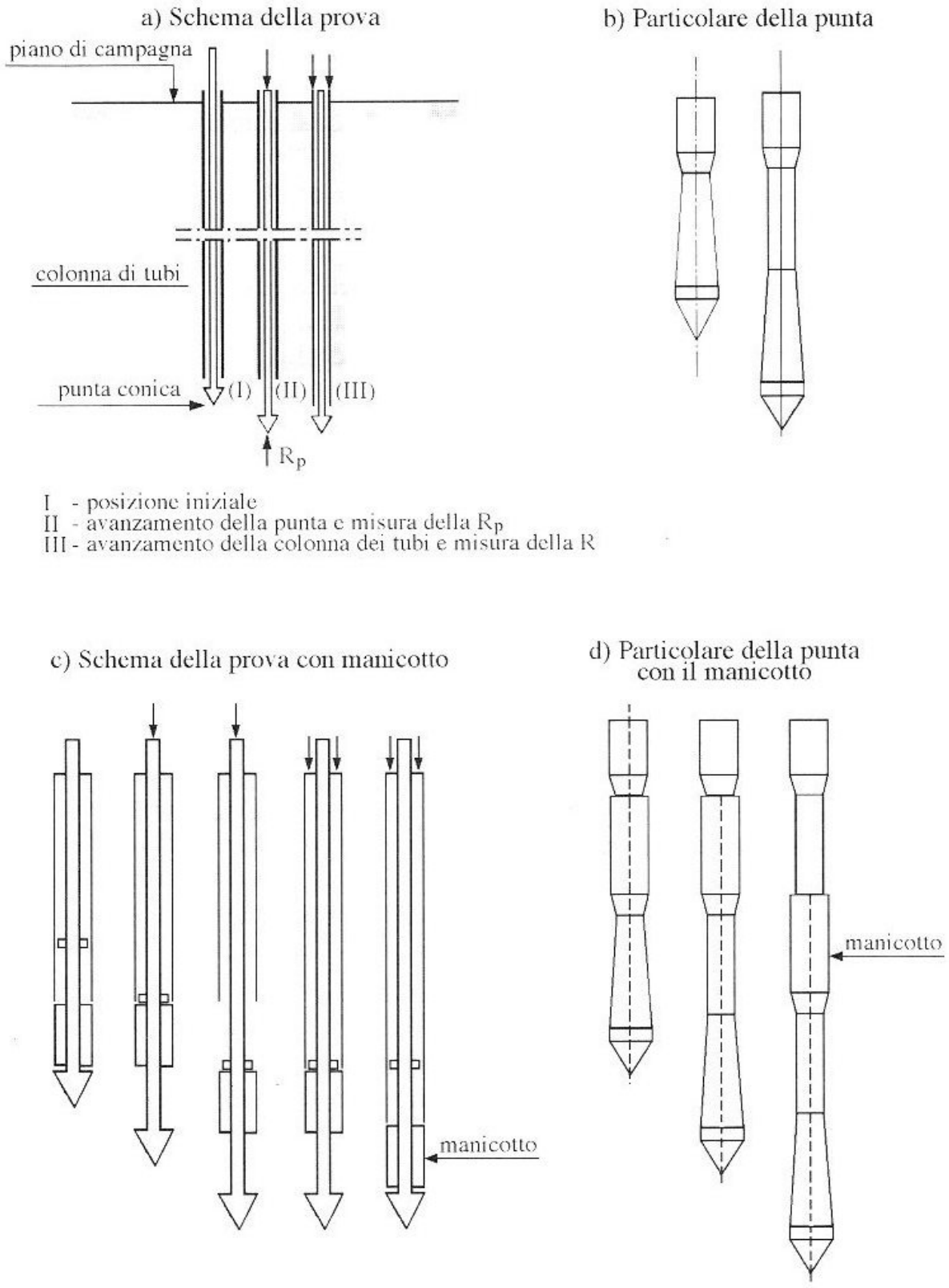


Fig. 4.13. Penetrometro a cono meccanico di tipo olandese (CPT): a) schema di conduzione della prova; b) particolare della punta; c) schema della prova con friction jacket; d) particolare della punta Begeman

Può essere usato un ulteriore manicotto scorrevole *(friction jacket)* con area di 150 cm^2, che permette la misura di una resistenza laterale locale R_{LL}; il rapporto fra R_{LL} e la superficie laterale del manicotto viene indicato con f_s. In questo caso la punta viene detta "punta Begemann"; oltre alla q_c si diagramma in funzione della profondità il rapporto:

$$FR = \frac{q_c}{f_s}$$

Nel *penetrometro elettrico* (fig. 4.14) vi è un'unica batteria di aste e le resistenze alla punta e laterale locale vengono misurate direttamente sull'attrezzo a mezzo di trasduttori elettrici (di qui il nome dell'apparecchio).

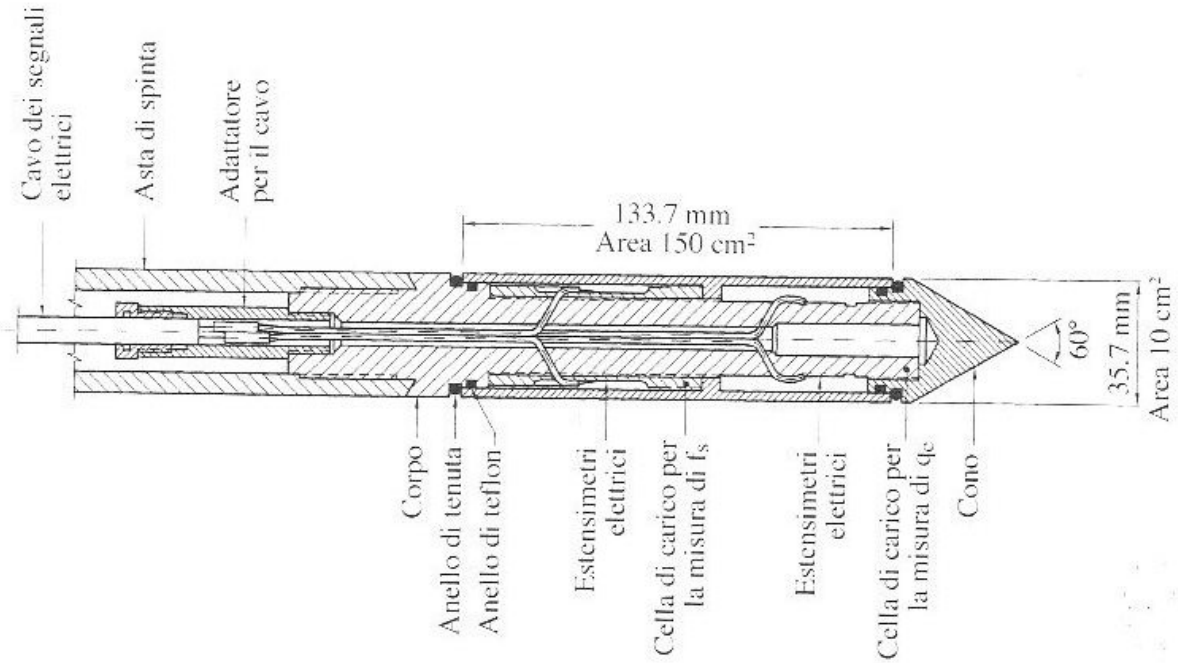


Fig. 4.14. Penetrometro elettrico

Il vantaggio di questo sistema è quello di avere una misura continua e contemporanea delle due grandezze, che inoltre può essere acquisita su di un supporto informatico ed elaborata automaticamente.

Infine nel piezocono (CPTU) alla normale punta penetrometrica elettrica vengono aggiunte una o più piastre porose, collegate a trasduttori che consentono la misura delle pressione neutra nell'intorno della punta durante l'infissione (fig. 4.15).

Con tale apparecchiatura è possibile eseguire anche prove di dissipazione della sovrappressione neutra indotta dall'infissione, arrestando la penetrazione ad una determinata profondità e registrando l'andamento nel tempo della pressione neutra.

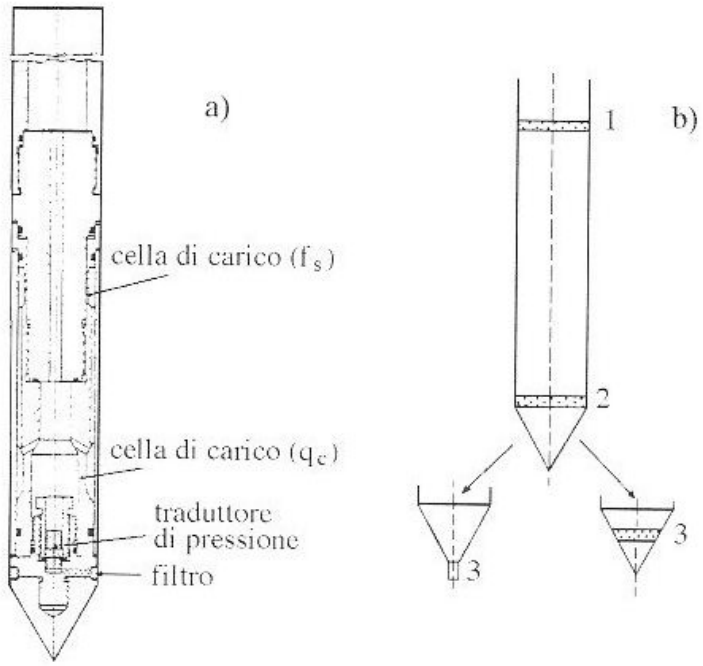


Fig. 4.15. Piezocono: a) punta ISMES; b) possibili posizioni del filtro

Tutti questi apparecchi vengono ancorati al terreno con ancoraggi a vite, oppure sono montati su di un autocarro che fornisce la necessaria reazione con il proprio peso.

Il fondo scala dei meccanismi di infissione è di 100 o 200 kN.

Le prove CPT vengono effettuate prevalentemente in terreni incoerenti. I risultati che si ottengono possono essere utilizzati per il riconoscimento della costituzione del sottosuolo, ma soprattutto per la valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

Il semplice esame del profilo della resistenza alla punta q_c consente già di formarsi un'idea abbastanza completa della costituzione del sottosuolo.

In particolare, a stratificazioni di terreni incoerenti corrisponde un tipico andamento di q_c con valori elevati e marcatamente variabili; a stratificazioni di terreni a grana fina corrispondono resistenze relativamente ridotte e ad andamento uniforme.

E' possibile quindi utilizzare il CPT per un buon riconoscimento dei terreni, eventualmente eseguendo qualche profilo in adiacenza ad un sondaggio, onde "tarare" il riconoscimento stesso (fig. 4.16).

La stessa osservazione può essere oggettivata facendo uso del rapporto F, il cui valore è determinato essenzialmente dalla natura del terreno, come indicato in tabella 4.4.

Con l'impiego della punta piezometrica (CPTU) si ha a disposizione anche il diagramma della sovrappressione neutra registrata durante l'infissione (fig. 4.17),

che consente un giudizio sulle caratteristiche di consolidazione dei terreni attraversati, oltre a fornire un quadro completo del regime delle pressioni neutre nelle stratificazioni drenanti. Come si è detto, arrestando l'avanzamento con la punta all'interno di una stratificazione di terreno a grana fine, è possibile condurre una prova di dissipazione, rilevando la legge con la quale la sovrappressione neutra indotta dall'infissione si dissipa nel tempo. Dall'interpretazione della curva di dissipazione è possibile dedurre il valore del coefficiente di consolidazione del terreno, essenzialmente in direzione orizzontale. L'interpretazione è molto legata al dettaglio della punta piezometrica ed alla posizione del filtro poroso; il lettore interessato potrà consultare in proposito il lavoro di Battaglio *et al.* (1986).

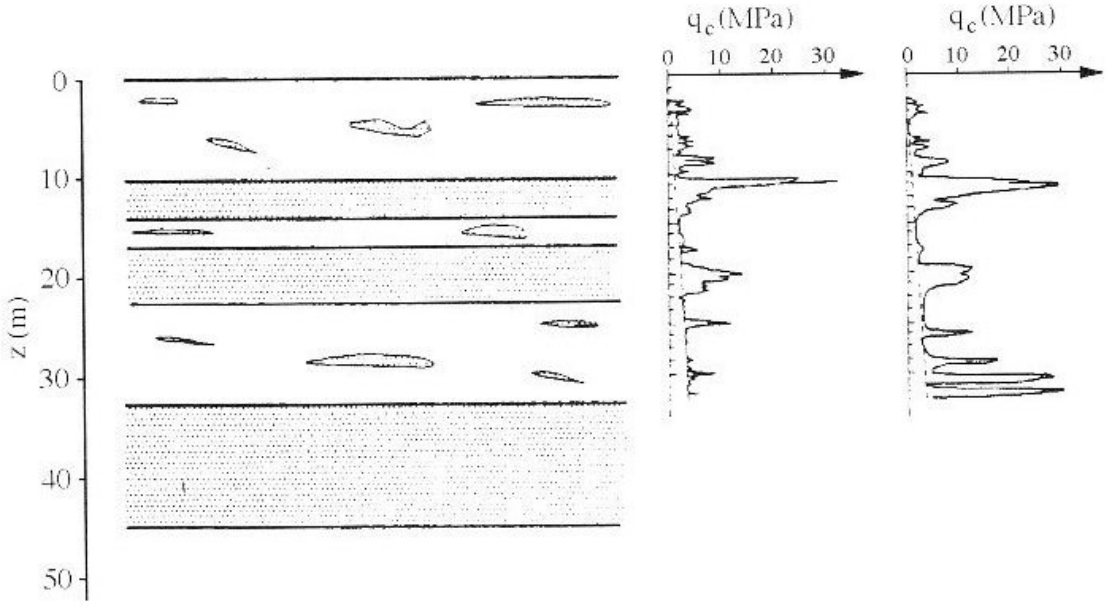


Fig. 4.16. Correlazione tra l'andamento di q_c e la natura dei terreni

Terreno	F
Torbe ed argille organiche	≤ 15
Limi ed argille	15 ÷ 30
Limi sabbiosi e sabbie limose	30 ÷ 60
Sabbie e sabbie con ghiaia	≥ 60

Tab. 4.4. Correlazione tra F e la natura del terreno

Fra i limiti del CPT è da ricordare l'impossibilità di penetrare in terreni sabbiosi molto addensati o con orizzonti cementati o con significativa frazione ghiaiosa. In questi casi si può ricorrere ad un preforo, ma così facendo si perdono le informazioni nel tratto attraversato con la perforazione e si aumenta notevolmente la complicazione ed il costo della prova.

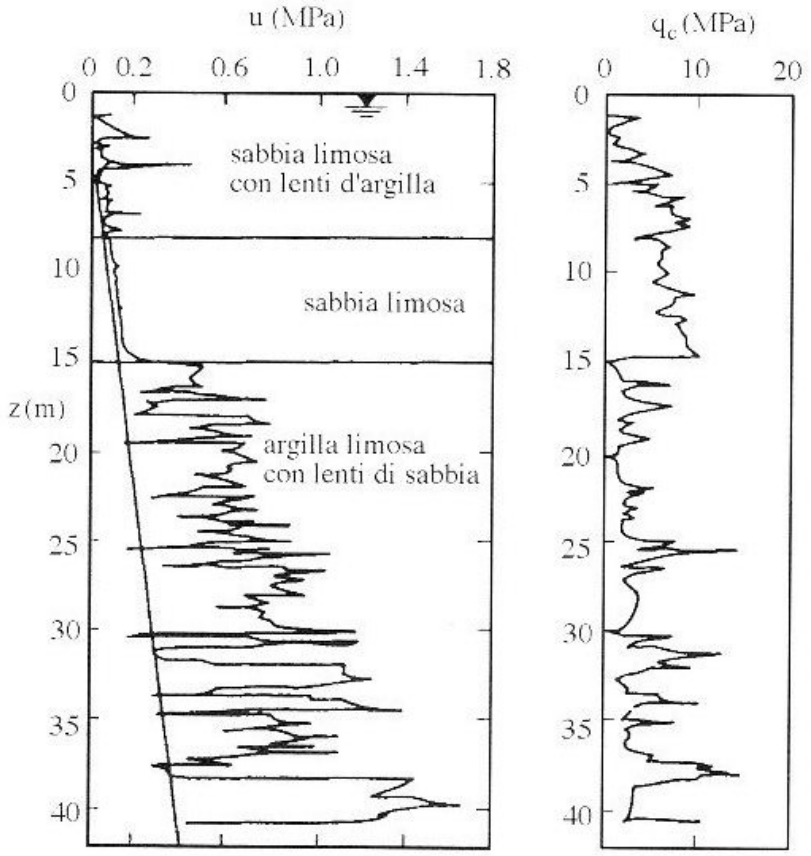


Fig. 4.17. Profilo CPTU

Per quanto riguarda le correlazioni fra resistenza penetrometrica e proprietà dei terreni, nei terreni coesivi il valore di q_c può essere messo in relazione con la pressione totale litostatica σ_v alla profondità della punta e con la coesione non drenata c_u secondo l'espressione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15 \div 25}$$

Nei terreni incoerenti la resistenza alla punta è funzione della pressione effettiva in sito σ'_v e del grado di addensamento, ovvero dell'angolo di attrito. Esistono numerose correlazioni fra queste grandezze, ottenute principalmente con prove in camera di calibrazione, e cioè operando su letti di sabbia ricostituiti in laboratorio in contenitori di grandi dimensioni, in condizioni controllate e sottoposti a stati tensionali noti.

In effetti la relazione fra q_c e l'angolo di attrito φ' è influenzata da numerosi fattori, quali la non linearità dell'inviluppo di rottura, la deformabilità del terreno, la rottura dei grani. Allo stato attuale si preferisce quindi correlare il valore di q_c alla densità relativa D_R e poi risalire da questa al valore dell'angolo di attrito φ'.

In fig. 4.18 è riportata una correlazione fra q_c, σ'_v e D_R; per la relazione fra D_R e l'angolo di attrito φ' si potrà fare riferimento alla fig. 4.19.

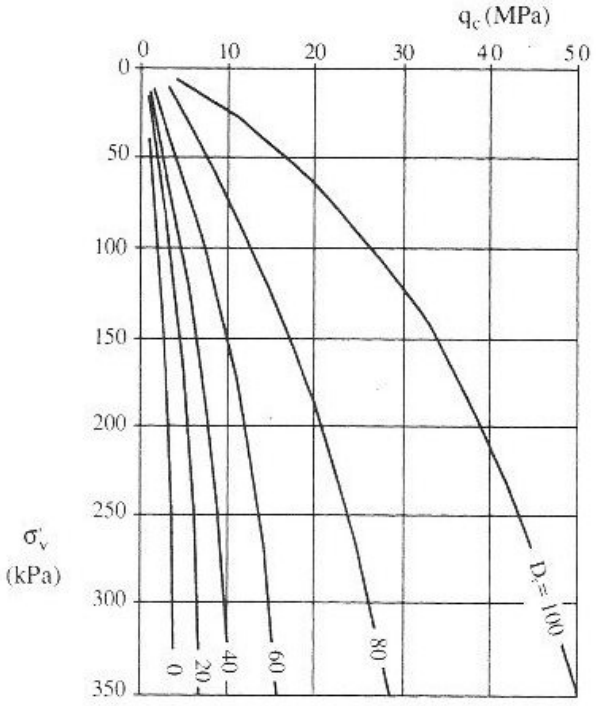


Fig. 4.18. Correlazione fra resistenza penetrometrica alla punta q_c e densità relativa D_r

E' da notare che la correlazione di fig. 4.18 si riferisce a sabbie silicee normalmente consolidate; essa può comportare una modesta sopravvalutazione di D_r nel caso il deposito di sabbia sia sovraconsolidato o cementato, o si tratti di un materiale messo in opera con un grado di compattazione tale da dar luogo ad elevate tensioni orizzontali.

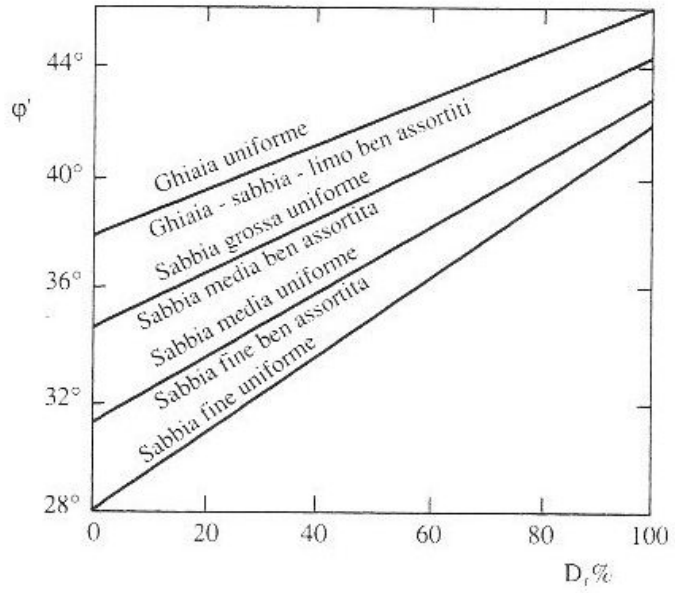


Fig. 4.19. Correlazione fra densità relativa D_r ed angolo di attrito φ

Una correlazione diretta fra q_c, φ' e σ'_v è comunque riportata in fig. 4.20.

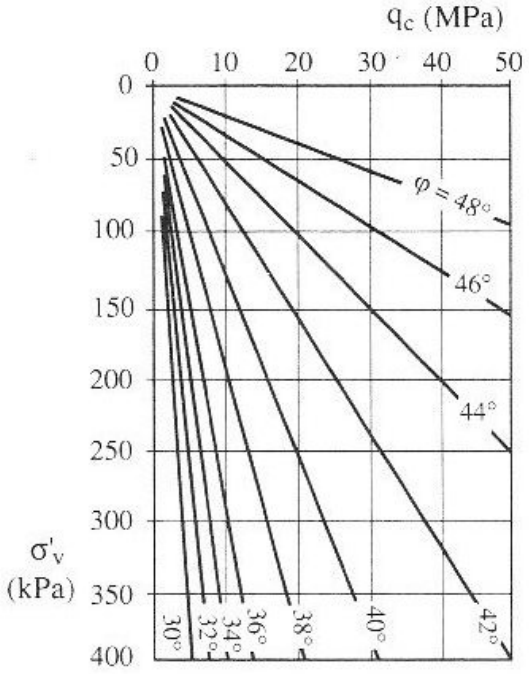


Fig. 4.20. Correlazione tra resistenza penetrometrica alla punta q_c ed angolo di attrito φ'

4.6. *Standard Penetration Test (SPT)*

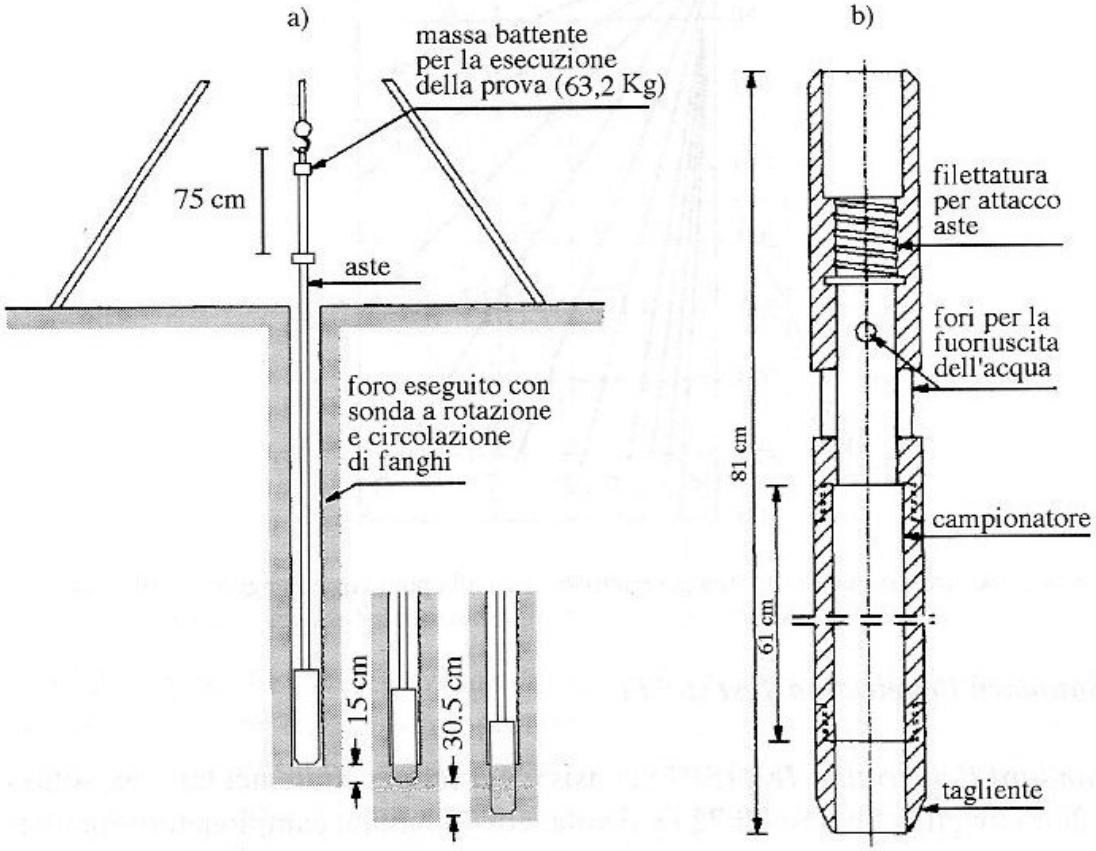
Lo *Standard Penetration Test* (SPT) consiste nel far penetrare nel terreno, sotto i colpi di un maglio con peso di 72 kg e volata di 75 cm, un campionatore standardizzato detto campionatore Raymond, dal nome della Società che lo introdusse originariamente (fig. 4.21). L'attrezzo viene infisso per tre avanzamenti consecutivi di 15 cm ciascuno, contando i tre valori N_1, N_2 ed N_3 del numero di colpi di maglio necessari per ciascun avanzamento. A caratterizzare la resistenza alla penetrazione si assume il numero di colpi $N = N_2 + N_3$.

La prova viene eseguita al fondo di un foro spinto alla profondità desiderata e può quindi essere eseguita nel corso di un sondaggio oppure, con maggiore frequenza, in un foro appositamente trivellato.

Per le operazioni di pulizia ed approfondimento del foro, comunque, anche in questo caso è praticamente impossibile eseguire prove con frequenza molto superiore di una al metro circa. La trivellazione deve essere eseguita in modo da disturbare il meno possibile l'assetto del terreno sottostante il fondo foro, entro il quale verrà eseguita la prova; pertanto converrà limitarne il diametro a $10 \div 15$ cm e procedere a rotazione, se del caso con l'impiego di fango bentonitico.

Il campionatore Raymond è fissato all'estremità inferiore di una colonna di aste, anch'esse standardizzate; alla sommità di tale colonna si fa agire il maglio, che deve essere del tipo a caduta libera.

Al termine di ciascuna prova il campionatore viene riportato in superficie per consentire l'approfondimento del foro e per recuperare il campione, che risulta di classe Q2 o Q3.



Diametro esterno D_e (mm)	Diametro interno D_i (mm)	Lunghezza utile (mm)	Indice di superficie $(D_e^2 - D_i^2)/D_i^2$ %	Spessore pareti (mm)
51	35	610	112.23	8.00

Fig. 4.21. Standard Penetration Test:
a) schema della prova; b) particolare del campionatore Raymond

La prova SPT fornisce misure discontinue; questo è un suo svantaggio rispetto al CPT, insieme ad un costo più elevato derivante dalla necessità di eseguire una perforazione, e ad una certa dipendenza dei risultati dalle modalità di esecuzione della prova e della perforazione. Di contro, i vantaggi dello SPT sono quello di poter essere eseguito in qualsiasi terreno, di permettere un riconoscimento diretto dei terreni attraversati dalla prova, ed infine la grande messe di dati accumulati e sui quali si basano le correlazioni disponibili per questa prova. Il caso riportato in fig. 4.22 mette bene in evidenza tali caratteristiche; il CPT consente infatti un riconoscimento molto più ricco, ma lo SPT consente di esplorare le stratificazioni più profonde nelle quali il CPT non riesce a penetrare.

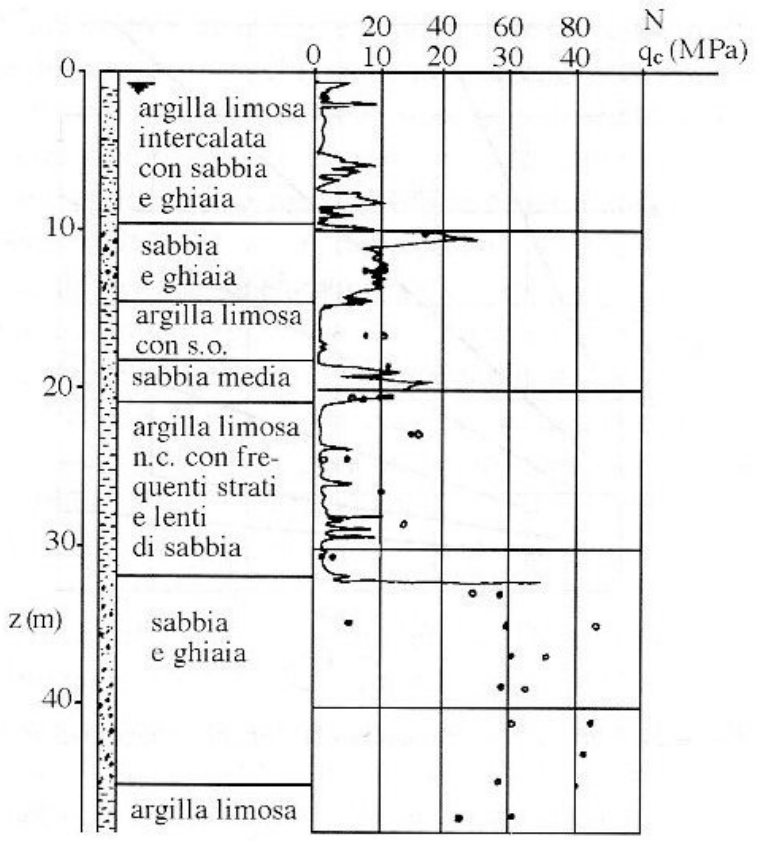


Fig. 4.22.

Le correlazioni fra N, σ'_v, D_R e φ' sono analoghe a quelle già riportate per il CPT, e sono rappresentate nelle fig. 4.23 e 4.24. In fig. 4.25, infine, è riportata una correlazione fra il numero di colpi N dello SPT e la resistenza alla punta q_c del CPT.

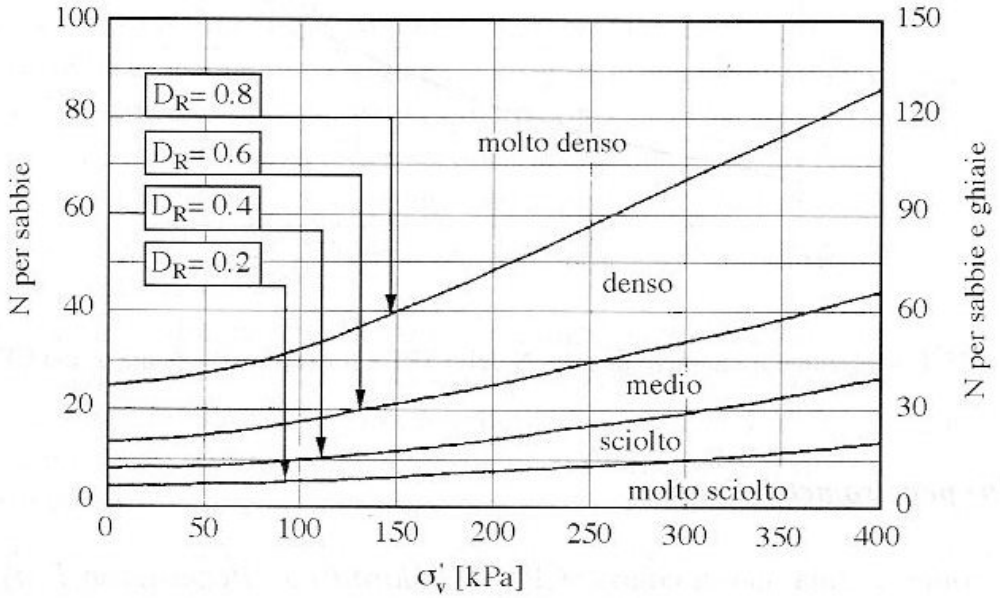


Fig. 4.23. Correlazione fra numero di colpi N e densità relativa D_r

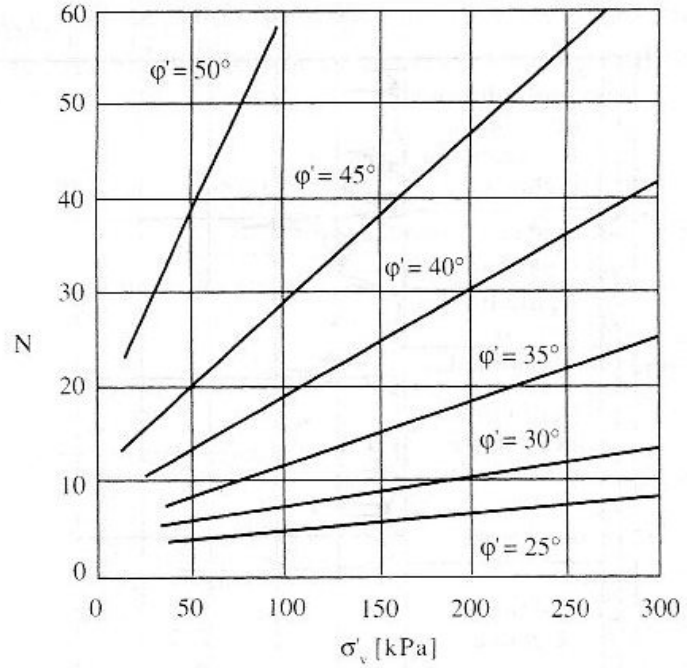


Fig. 4.24. Correlazione fra numero di colpi N ed angolo di attrito φ

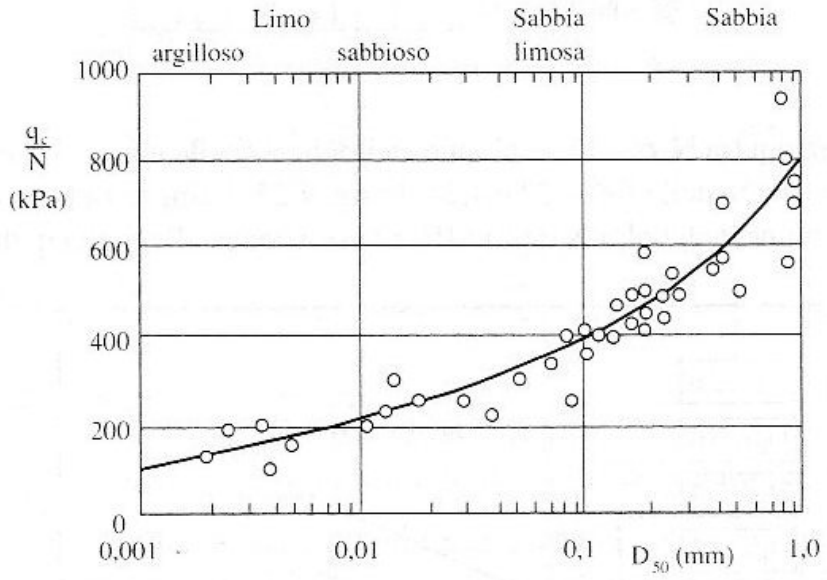


Fig. 4.25. Correlazione fra numero di colpi N dello SPT e resistenza alla punta q_c del CPT

4.7. *Altri penetrometri dinamici*

Il penetrometro dinamico a cono (SCPT, *Standard Cone Penetration Test*) è un attrezzo simile al CPT; esso è infatti costituito da una punta conica con apertura di

60° e diametro di 35,7 mm, infissa nel terreno tramite una colonna di aste protette da una tubazione di rivestimento, che viene infissa separatamente ed alternativamente alla punta. Il sistema di infissione è invece quello dello SPT, con il maglio che viene fatto agire dapprima sulle aste, infiggendo la punta, e quindi sulla colonna di tubi. Come nello SPT, la resistenza alla penetrazione è espressa dal numero di colpi necessario all'infissione della punta per un tratto di 30 cm; manca però il primo tratto di penetrazione a vuoto di 15 cm.

Il penetrometro dinamico leggero (DLPT, *Dynamic Lightweight Penetration Test*) ha una punta in ghisa a perdere identica a quella dello SCPT (diametro 35,7 mm; apertura 60°), che viene infissa con una colonna di aste di acciaio del diametro di 20 mm. Si ritiene che il maggior diametro della punta rispetto alle aste sottragga queste ultime all'azione dell'attrito laterale del terreno, e pertanto non vi sono tubi di rivestimento. Il maglio, con il quale vengono infisse le aste, ha un peso di 30 kg ed una volata di 20 cm; la resistenza alla penetrazione viene espressa dal numero di colpi necessario ad infiggere la punta per un tratto di 10 cm. Questo apparecchio ha incontrato una certa diffusione, anche in Italia, per le sue doti di economicità e speditezza d'uso.

Per ambedue questi apparecchi si assume la validità delle stesse correlazioni sviluppate per lo SPT; tuttavia di tale validità manca ancora una conferma sperimentale sufficientemente documentata, e pertanto essa deve essere accettata con cautela.

4.8. *Scissometro o "vane"*

Lo scissometro o *vane* (letteralmente: banderuola) viene adoperato per la determinazione della coesione non drenata di terreni a grana fine di consistenza ridotta o media. E' costituito (fig. 4.26) da quattro rettangoli di lamiera di acciaio dello spessore di 2 mm, saldati a croce secondo il lato maggiore all'estremità di un'asta metallica. Ruotando l'asta, le palette descrivono un cilindro di diametro d compreso fra 4,5 e 10 cm, a seconda delle palette adottate; l'altezza h è solitamente pari a due volte il diametro.

La scelta del diametro delle palette da impiegare viene fatta in funzione della massima coppia torcente che si prevede di dover applicare, in funzione della resistenza del terreno da investigare; le palette di maggiori dimensioni, quindi, vengono adottate nei terreni meno consistenti. Si ritiene che l'infissione del vane non disturbi apprezzabilmente il terreno in quanto la sezione dell'attrezzo è minore di 1/10 di quella del cilindro ottenuto dalla rotazione delle palette, che si sviluppa quindi quasi interamente in un terreno indisturbato.

L'apparecchio può essere usato al fondo di un foro di sondaggio oppure essere

infisso autonomamente; in questo caso viene detto *"vane borer"*, e la paletta è contenuta all'interno di una protezione metallica collegata alla superficie da una colonna di tubi che riveste l'asta dello scissometro. La batteria viene infissa nel terreno con un dispositivo di spinta, eventualmente con un preforo, fino ad una profondità tale da trovarsi 50 cm al di sopra della posizione alla quale si desidera eseguire la prova. La colonna di tubi viene quindi bloccata, mentre la paletta viene fatta avanzare per 50 cm, e cioè fino alla profondità di prova. A questo punto si applica all'asta la coppia torcente, imprimendo alla paletta una velocità di rotazione di circa un decimo di grado al secondo; il controllo della velocità di rotazione è importante in quanto il valore misurato della coesione non drenata è sensibilmente influenzato da tale velocità.

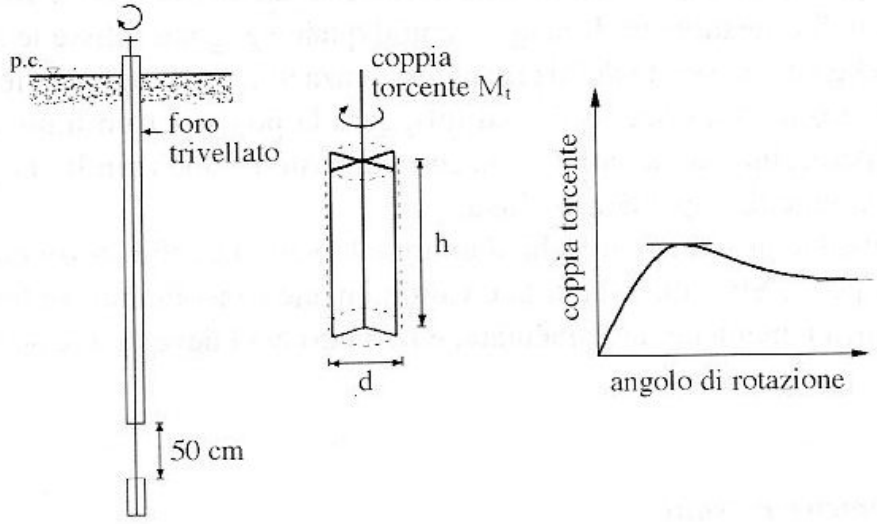


Fig. 4.26. Scissometro o "vane"

In caso si operi invece all'interno di un foro di sondaggio, la prova deve essere eseguita infiggendo la paletta per almeno 50 cm al di sotto del fondo foro.

Registrata la massima coppia torcente M, si risale al valore della coesione non drenata c_u imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'asta. Nell'ipotesi che il terreno sia isotropo nei riguardi della resistenza, e cioè che i valori della coesione non drenata agente su elementi piani verticali ed orizzontali siano uguali fra loro, si ottiene l'espressione:

$$c_u = \frac{6M}{\pi d^2 (d + 3h)}$$

Per h = 2d, come per la maggioranza degli strumenti in uso, la formula si semplifica in:

$$c_u = \frac{6M}{7\pi d^3}$$

Una volta determinata la coesione massima, o di picco, si passa alla determinazione della coesione dopo rimaneggiamento e quindi della sensibilità del terreno. A tal fine si stacca il dispositivo di misura della coppia e si fa ruotare la paletta per 10 giri completi, avendo cura di non modificare la profondità di infissione. Si fa trascorrere un tempo di circa 5', durante il quale si ricollega il dispositivo di misura; si ripete quindi la prova con le stesse modalità.

Come è noto, il valore della coesione non drenata è marcatamente influenzato dal tipo di prova con cui viene determinato. Per utilizzare i valori ottenuti con uno scissometro nel progetto di un'opera di fondazione, è pertanto necessario apportare una correzione. Bjerrum (1973), sulla base di analisi a ritroso di opere in vera grandezza, suggerì di moltiplicare i valori di c_u ottenuti con lo scissometro per un coefficiente correttivo λ, funzione decrescente dell'indice di plasticità I_p (fig. 4.27).

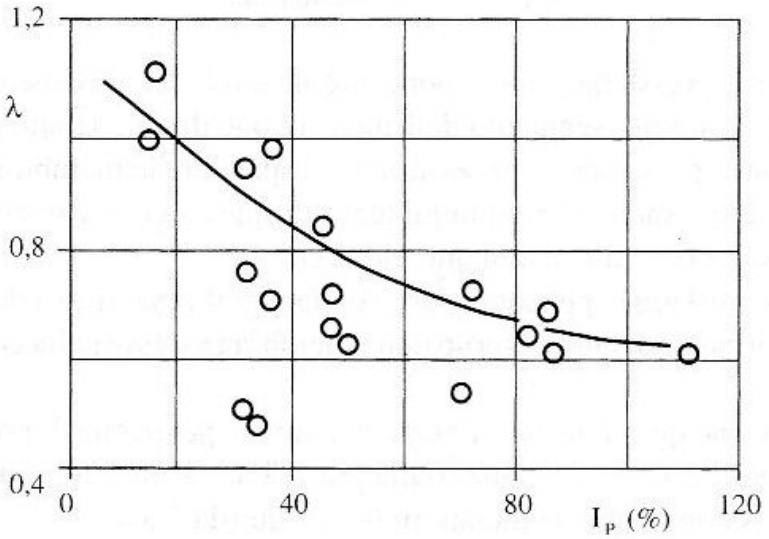


Fig. 4.27. Coefficiente λ per la correzione della coesione non drenata determinata con il "vane"

4.9. *Dilatometro piatto (DMT)*

Il dilatometro piatto, ideato e sviluppato da Marchetti (fig. 4.28), è costituito da una piastra metallica della larghezza di 95 mm e dello spessore di 14 mm, con il bordo inferiore affilato, fissata all'estremità di una colonna di aste ed infissa nel terreno a mezzo di un'apparecchiatura di spinta che può essere la stessa del CPT. Su una delle facce della piastra vi è una membrana metallica circolare del diametro di 60 mm, a tergo della quale può essere applicata una pressione nota, a mezzo di un gas compresso immesso dalla superficie attraverso un tubicino contenuto nella colonna di aste.

Raggiunta la profondità prescelta, si esegue la prova che si articola nelle seguenti fasi.

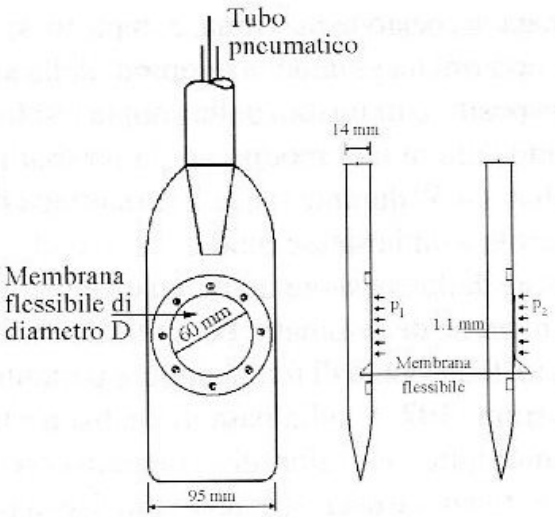


Fig. 4.28. Dilatometro piatto

1. Si determina la pressione p_1 corrispondente all'inizio del movimento della membrana verso l'esterno, segnalato dall'interruzione di un contatto elettrico.
2. Si determina la pressione p_2 necessaria per espandere la membrana di un tratto pari ad 1,1 mm; anche il raggiungimento di questa configurazione viene segnalato in superficie da un contatto elettrico.
3. Si riduce la pressione applicata a tergo della membrana, fino a determinarne il valore p_3 corrispondente al ritorno della membrana stessa nella configurazione iniziale.

L'attrezzo viene quindi infisso fino ad una nuova posizione di prova, che deve trovarsi ad almeno 20 cm di distanza dalla precedente. Una determinazione dei tre valori della pressione richiede alcuni minuti primi (da 2 a 4).

I valori rilevati vengono elaborati calcolando i seguenti parametri:

- Modulo dilatometrico $E_D = 34{,}7(p_2 - p_1)$
- Indice di sforzo laterale $K_D = \dfrac{p_1 - u}{\sigma'_{v,o}}$
- Indice del materiale $I_D = \dfrac{p_2 - p_1}{p_2 - u}$

La pressione effettiva litostatica $\sigma'_{v,o}$ e la pressione neutra u devono essere determinate a partire dal peso dei terreni sovrastanti la profondità di prova e dalla conoscenza del regime delle acque sotterranee.

L'indice K_D può essere correlato al coefficiente di pressione a riposo k_o, e quindi, indirettamente, al grado di sovraconsolidazione del terreno (fig. 4.29). I valori combinati di I_D ed E_D consentono, tramite l'abaco di fig. 4.30, di ottenere informazioni sul tipo di terreno e sulla consistenza o sul grado di addensamento.

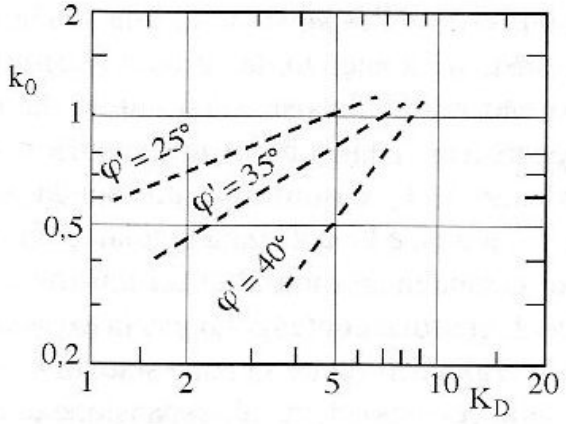


Fig. 4.29. Correlazione tra l'indice K_D e il coefficiente k_0

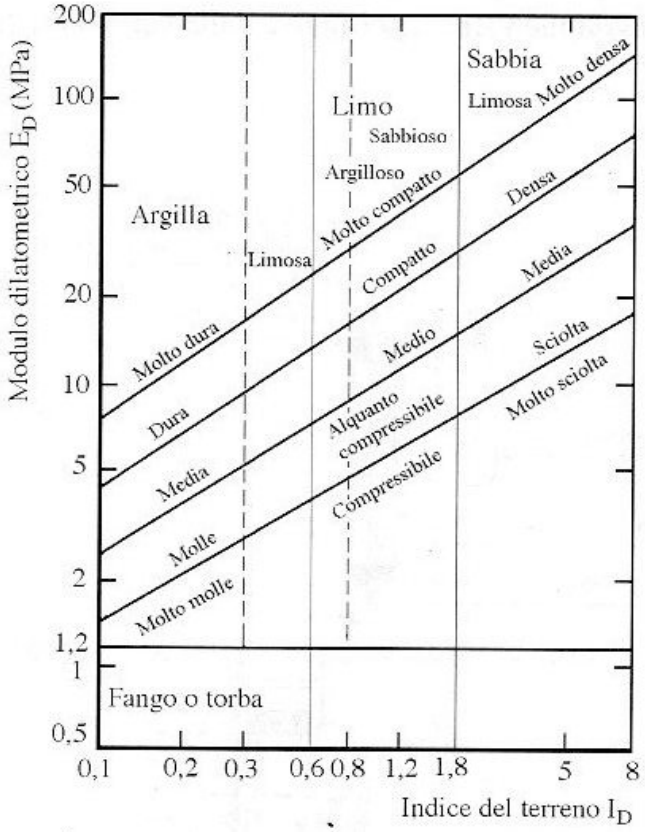


Fig. 4.30. Correlazione fra il tipo di terreno e i valori di I_D ed E_D

Marchetti (1980) e Schmertmann (1986) hanno suggerito correlazioni fra le misure dilatometriche e le caratteristiche meccaniche del terreno.

4.10. *Pressiometro*

La prova pressiometrica consiste nel misurare le deformazioni radiali provocate

nel terreno attorno ad un foro dall'espansione di una sonda cilindrica dilatabile (detta, appunto, pressiometro), ottenendo dati circa lo stato tensionale in sito, la relazione tensioni-deformazioni e la resistenza a rottura del terreno in direzione orizzontale. Il primo apparecchio ad incontrare una significativa diffusione è stato il pressiometro Ménard (fig. 4.31), costituito da una sonda suddivisa in tre celle. La cella centrale contiene acqua, ed è collegata mediante un tubo ad un serbatoio chiuso posto a piano di campagna e munito di un misuratore di livello. Le due celle laterali, dette celle di guardia, contengono gas in pressione ed hanno la funzione di realizzare, attorno alla cella centrale, uno stato di tensione e deformazione molto prossimo a quello corrispondente all'espansione di una cavità cilindrica di lunghezza infinita. Aumentando progressivamente la pressione dell'acqua con immissione di gas in pressione nel serbatoio, si provoca la dilatazione della cella, la cui variazione di volume viene determinata dalle variazioni del livello del liquido nel serbatoio.

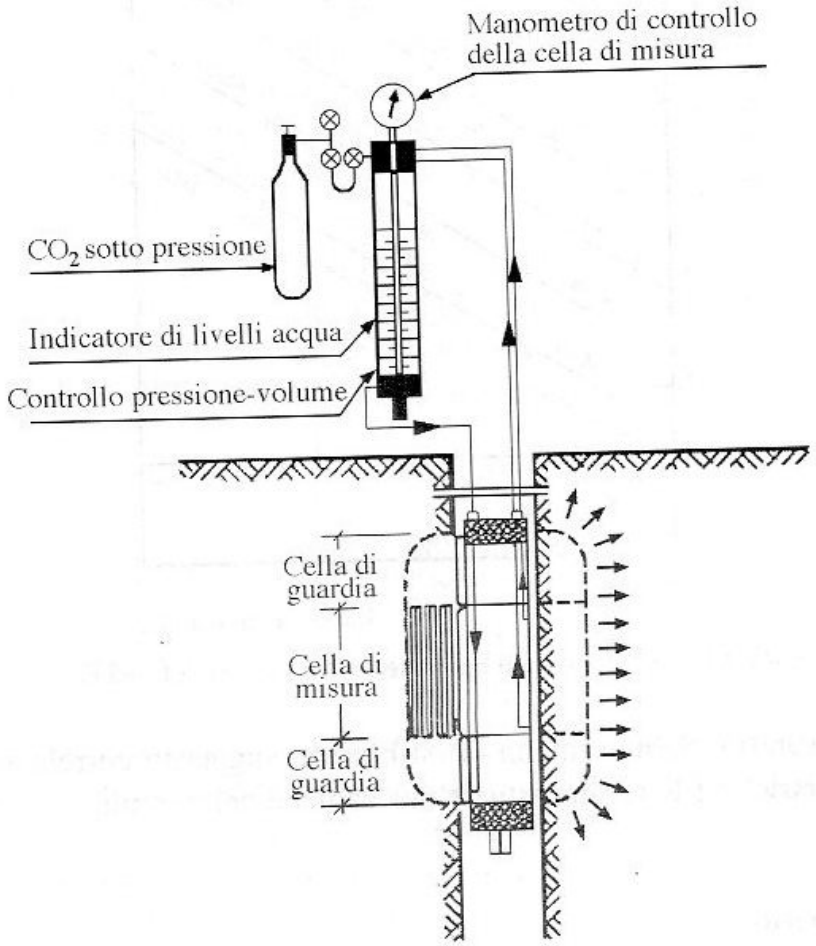


Fig. 4.31. Schema del pressiometro Ménard

Il pressiometro di Ménard ha un diametro di 58 mm ed una lunghezza di 350 mm; viene installato all'interno di un foro trivellato a rotazione del diametro di 60 mm; consente l'applicazione di pressioni fino a 2,5 MPa e la misura delle variazioni di volume con una precisione dell'ordine del centimetro cubo.

I risultati della prova vengono presentati sotto forma di diagramma della variazione di volume in funzione della pressione applicata (fig. 4.32). Nel diagramma si riconoscono tre zone distinte. Un primo tratto curvilineo viene interpretato come quello nel quale il terreno si riporta alle condizioni di tensione antecedenti l'esecuzione del foro; dal valore terminale di tale tratto si potrebbe dedurre il valore del coefficiente di pressione a riposo k_o. Il secondo tratto è rettilineo, e termina con un valore della pressione detto pressione di fluage; la terza fase comporta deformazioni rapidamente crescenti con la pressione, fino ad un valore limite di quest'ultima, che corrisponde all'espansione indefinita della cavità.

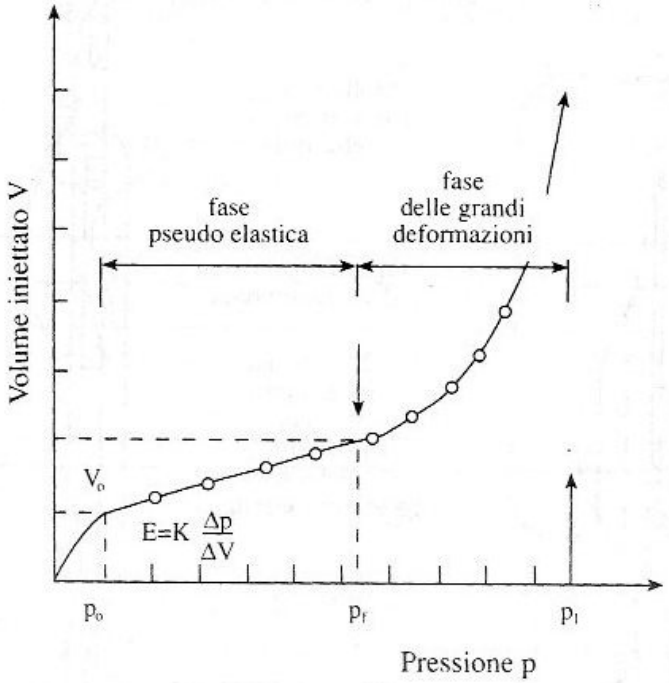


Fig. 4.32. Risultati di una prova con pressiometro Ménard

L'interpretazione della prova in termini di proprietà del terreno può essere condotta su base teorica, ma presenta notevoli incertezze soprattutto a causa dell'effetto della perforazione. In Francia, dove l'apparecchio è molto diffuso, si preferisce correlare i risultati della prova direttamente ai fattori della progettazione a mezzo di espressioni semi empiriche; si rimanda in proposito al trattato di Baguelin *et al.* (1978).

I più recenti pressiometri autoperforanti consentono una notevole riduzione del disturbo arrecato al terreno in fase di scavo. Essi equivalgono (fig. 4.33) a tubi

campionatori con la scarpa del tagliente rivolta verso l'interno; all'interno del tubo, appena al di sopra del tagliente, vi è un attrezzo a rotazione che disgrega il terreno e lo porta in superficie in sospensione in un fluido di circolazione. La cella pressiometrica è posta ad una certa distanza al di sopra del tagliente; la sua espansione viene misurata, oltre che dal volume di liquido immesso, anche da sensori elettrici.

Con i pressiometri autoperforanti la determinazione dello stato tensionale iniziale e delle caratteristiche sforzi-deformazioni e di resistenza del terreno è molto più attendibile. Si tratta, peraltro, di una prova di esecuzione delicata.

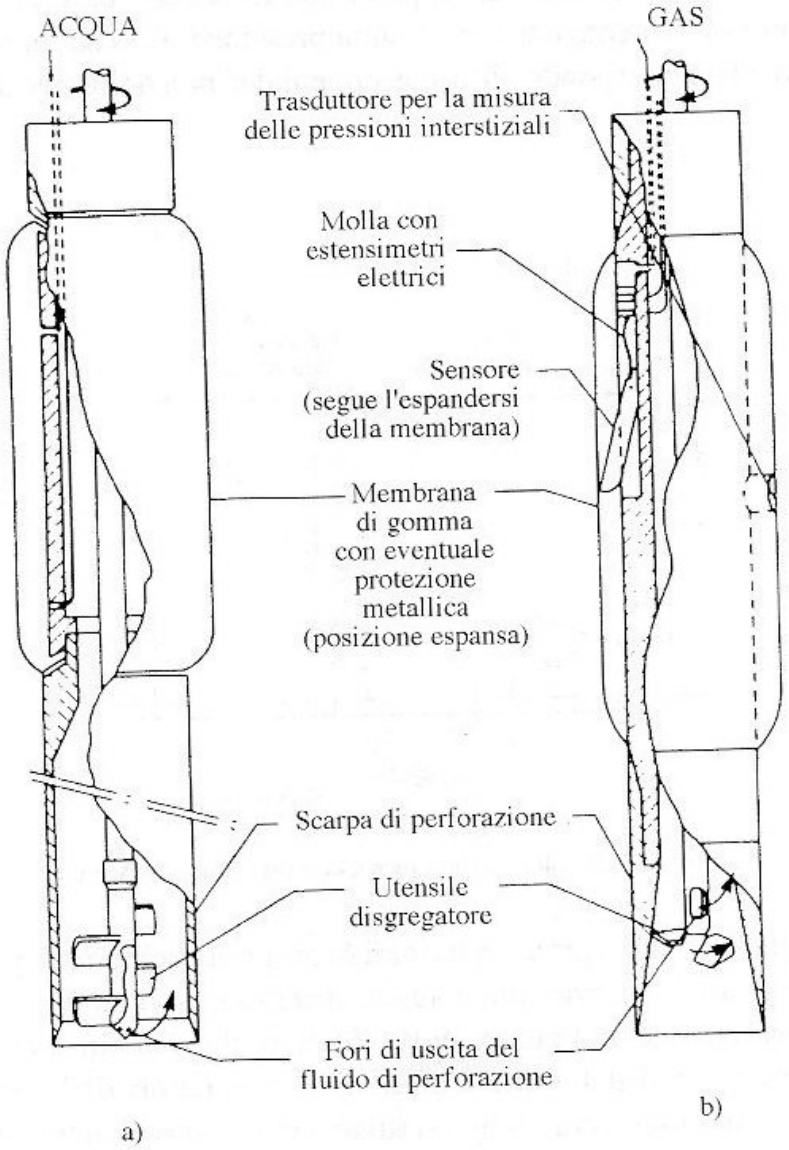


Fig. 4.33. Pressiometri autoperforanti: a) PAFSOR (Laboratoire Central des Ponts e Chaussées), b) Camkometer (Università di Cambridge)

4.11. *Misura della permeabilità*

4.11.1. *Generalità*

Il coefficiente di permeabilità o conduttività idraulica o semplicemente permeabilità k è definito dalla legge di d'Arcy (1856):

$$\vec{V} = k \bullet \text{grad}(-h)$$

dove $\vec{V}$ rappresenta il vettore velocità di filtrazione ed h la quota piezometrica.

Come è noto, i valori del coefficiente di permeabilità dei terreni possono variare entro limiti estremamente ampi, passando da valori fino a 10 cm/s per terreni a granulometria grossolana a valori fino a 10^{-9} cm/s per argille omogenee (tabella 4.5). Si tratta di una variazione di ben dieci miliardi di volte, che non trova riscontro in nessuna altra caratteristica fisica di nessun materiale, e che è determinata in primo luogo dalla granulometria e secondariamente dalla porosità e dalla struttura del terreno. Se si considerano le continue e minute variazioni di granulometria che si verificano nei terreni naturali, soprattutto nei depositi di terreni a grana grossa, si comprende facilmente come gli stessi depositi siano sempre marcatamente eterogenei nei riguardi della permeabilità.

k (cm/s)										
10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Ghiaie		Sabbie			Limi			Argille omogenee →		
				Argille fessurate						
		Rocce fratturate e fittamente giuntate					Rocce giuntate ed intatte →			

Tab. 4.5. Campo di valori della permeabilità dei terreni e delle rocce

Quasi sempre i terreni naturali presentano anche un'anisotropia della permeabilità. E' noto, ad esempio, che un'alternanza regolare di strati con permeabilità k_1 e k_2, attraversati da un flusso perpendicolare alla stratificazione presentano una permeabilità d'insieme prossima al più ridotto dei due valori k_1, k_2; se il flusso si verifica invece in direzione parallela alla stratificazione, la permeabilità equivalente è prossima a quella del materiale più permeabile. Ne consegue che, per stratificazioni orizzontali o suborizzontali, la permeabilità orizzontale k_h è sempre maggiore di quella verticale k_v.

La misura del coefficiente di permeabilità in laboratorio viene in genere effettuata solo per i terreni a grana fina, sia perché questi sono relativamente più omogenei e quindi una misura su di un piccolo campione può essere ritenuta significativa, sia perché solo per tali terreni è possibile prelevare campioni indisturbati. Per i terreni a grana media e grossa si preferisce far ricorso a misure in sito.

4.11.2. *Prove in foro*

Vengono condotte nel corso della perforazione di fori di sondaggio o in fori appositamente eseguiti, predisponendo nella parte terminale del foro un'opportuna sezione filtrante e procedendo ad instaurare un dislivello piezometrico fra l'interno del foro ed il terreno circostante. Ne consegue un moto di filtrazione che può essere diretto dal foro verso l'esterno (prove di immissione) o viceversa (prove di ritorno); inoltre la prova può essere condotta a carico costante, misurando la portata che occorre immettere (o emungere) per mantenere costante il dislivello piezometrico fra foro e terreno circostante, oppure a carico variabile, misurando la velocità di abbassamento (o di risalita) del livello dell'acqua nel foro dopo aver realizzato un innalzamento (o una depressione) iniziale.

Le prove di immissione, più semplici, sono affette da un graduale intasamento del filtro; quelle di ritorno da erosione del terreno. E' quindi buona norma eseguire ambedue i tipi di prova assumendo come permeabilità del terreno la media geometrica dei due valori misurati.

Le prove di ritorno possono essere eseguite solo al di sotto del livello della falda, e cioè in terreno saturo; quelle di immissione possono invece essere eseguite anche in terreni non saturi, ma la loro esecuzione è in questo caso più difficoltosa e la loro interpretazione diventa più incerta.

Le prove a carico costante sono eseguite secondo lo schema della fig. 4.34, misurando la portata con un contatore oppure tramite la variazione del livello d'acqua nella vasca.

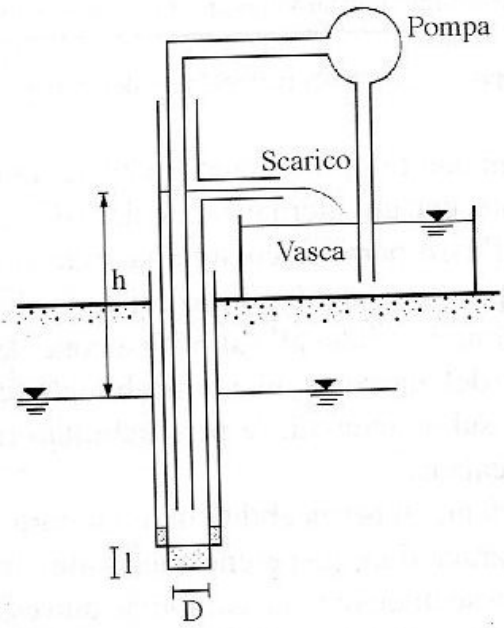


Fig. 4.34. Schema di prova di permeabilità in foro a carico costante

Il valore della permeabilità viene calcolato a mezzo della relazione:

$$Q = F\,k\,h \qquad (4.1)$$

nella quale con Q si è indicata la portata immessa od emunta, con h il dislivello piezometrico fra foro e terreno circostante e con F un coefficiente di ingresso, che ha le dimensioni di una lunghezza e dipende dalla forma e dalle dimensioni della sezione filtrante del foro. Valori di F per varie configurazioni del filtro sono riportati nella fig. 4.35 e nella tabella 4.6.

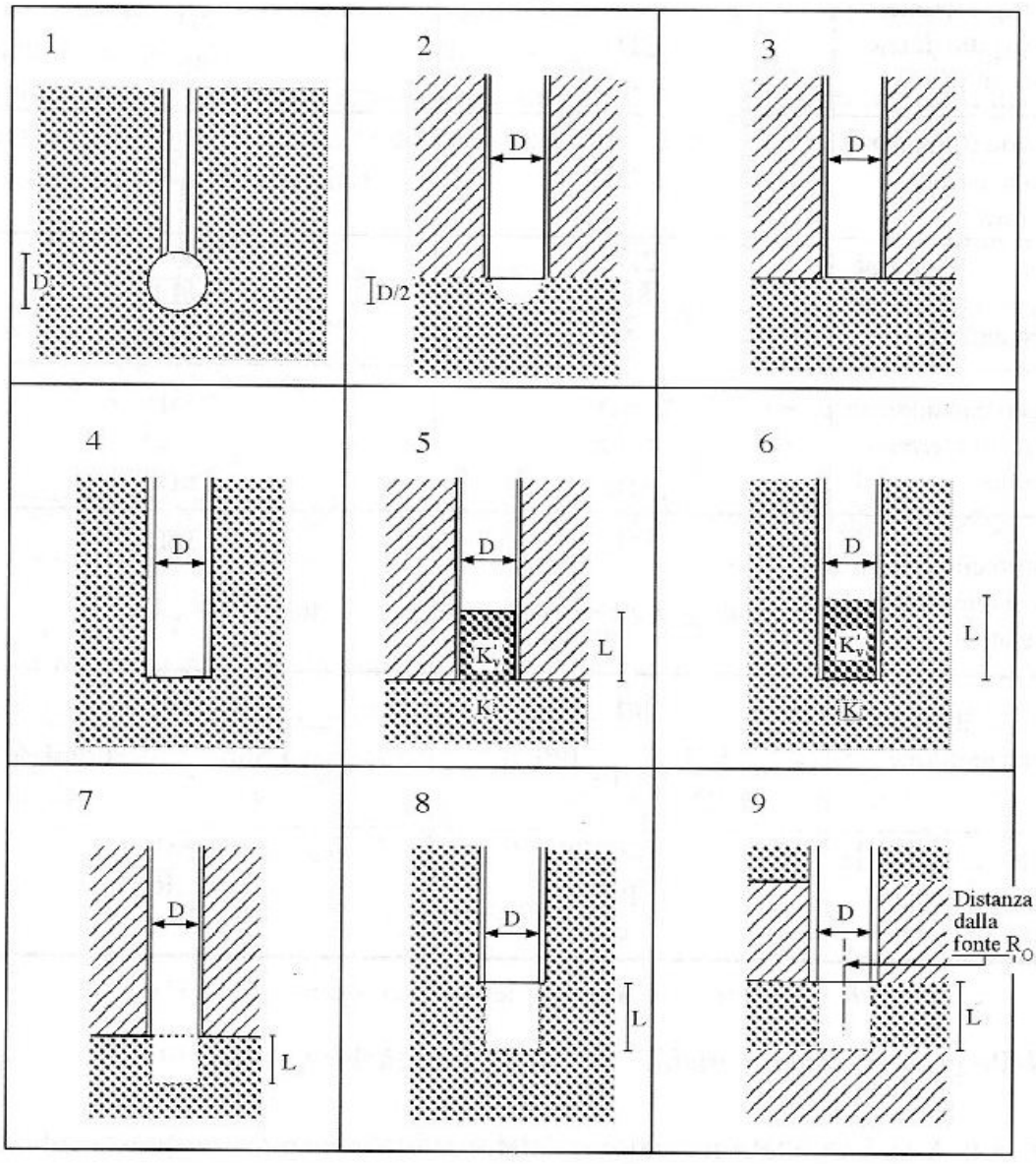


Fig. 4.35. Schemi di filtri per i quali è nota l'espressione di F (v. tab. 4.6)

Nel caso che il terreno presenti una significativa anisotropia, il valore che si misura è in genere molto prossimo al valore di k_h.

Caso	Espressione di F	
	Terreno isotropo ($k_h/k_v = 1$)	Terreno anisotropo ($\sqrt{k_h/k_v} = m$)
1. Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$	$2\pi D \ln\left(m+\sqrt{1+m^2}\right)$
2. Filtro emisferico a tetto di uno strato confinato	πD	$\pi D \ln\left(m+\sqrt{1+m^2}\right)$
3. Fondo filtrante piano a tetto di uno strato confinato	$2D$	$\frac{2D}{m}$
4. Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2.75D$	$\frac{2,75D}{m}$
5. Tubo parzialmente riempito a tetto di uno strato confinato	$\frac{2D}{1+\frac{8Lk_h}{\pi Dk'_v}}$	$\frac{2D}{m+\frac{8Lk_h}{\pi Dk'_v}}$
6. Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2,75D}{1+\frac{11Lk_h}{\pi Dk'_v}}$	$\frac{2,75D}{m+\frac{11Lk_h}{\pi Dk'_v}}$
7. Filtro cilindrico a tetto di uno strato confinato	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3L}{D}+\sqrt{1+\frac{3L}{D}}\right)^2}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3mL}{D}+\sqrt{1+\frac{3mL}{D}}\right)^2}$
8. Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5L}{D}+\sqrt{1+\frac{1,5L}{D}}\right)^2}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5mL}{D}+\sqrt{1+\frac{1,5mL}{D}}\right)^2}$
9. Filtro cilindrico in uno strato doppiamente confinato	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R_o}{R}}$	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R_o}{R}}$

Tab. 4.6. Espressioni del coefficiente d'ingresso F (v. fig. 4.35)

Nelle prove a carico variabile, per la continuità deve aversi:

$$Q\,dt = -A\,dh$$

dove con A si è indicata la sezione del foro. Introducendo in questa relazione l'espressione (4.1) della portata, integrando fra i tempi t_1 e t_2 cui corrispondono i dislivelli h_1 ed h_2, e risolvendo per k si ottiene infine:

$$k = \frac{A}{F(t_1 - t_2)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \qquad (4.2)$$

4.11.3. *Prove di pompaggio con piezometri*

Dato il ridotto volume di terreno interessato, le prove in foro possono essere riguardate come praticamente puntiformi; per tale motivo esse sono affette da una notevole dispersione e sono considerate poco affidabili per la valutazione della permeabilità di un grande volume di terreno. Quando una valutazione della permeabilità risulti critica in un progetto, sono quindi senz'altro da preferire le prove di pompaggio da pozzo con piezometri di controllo disposti a varie distanze dal pozzo stesso. L'interpretazione di tali prove richiede la considerazione della geometria del sottosuolo e delle condizioni di contorno; pertanto il più opportuno schema interpretativo va individuato caso per caso con riferimento a soluzioni già disponibili o sviluppando nuove soluzioni, eventualmente con metodi numerici. Quando possibile, tuttavia, si cerca di realizzare la prova in modo da ricondursi agli schemi rappresentati in fig. 4.36.

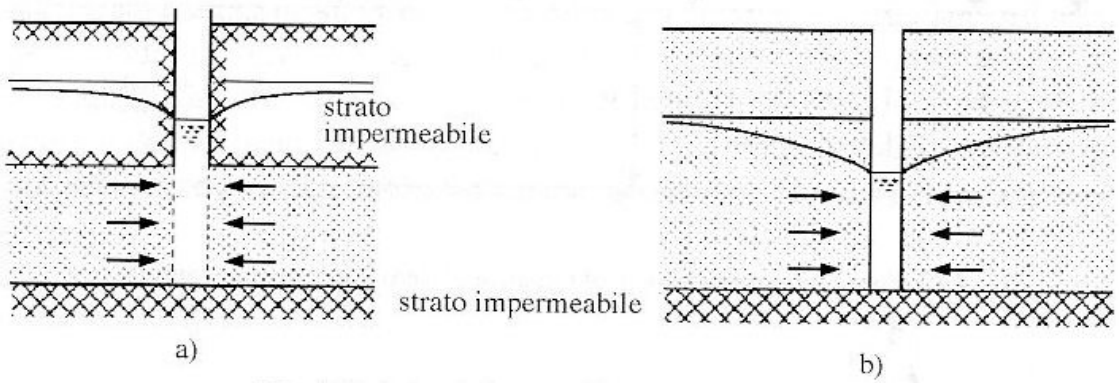


Fig. 4.36. Schemi di prove di pompaggio con piezometri

Le prove in regime stazionario, concettualmente più soddisfacenti e di interpretazione più semplice, richiedono in genere tempi di pompaggio molto lunghi; spesso, quindi, è giocoforza realizzare le prove in regime vario.

La prova in regime stazionario per un pozzo totalmente penetrante in una falda doppiamente confinata (fig. 4.37) viene interpretata con la formula di Thiem (1906):

$$Q = 2\pi k_h b \frac{h_2 - h_1}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \tag{4.3}$$

dalla quale è immediato ricavare il valore di k_h noti i valori h_1 ed h_2 nei due piezometri posti a distanza r_1 ed r_2 dall'asse del pozzo.

Nel caso di falda freatica in uno strato confinato solo inferiormente (fig. 4.38) la soluzione è la seguente (Dupuit, 1863):

$$k_h = \frac{Q}{\pi\left(h_2^2 - h_1^2\right)} \ln \frac{r_2}{r_1} \tag{4.4}$$

Per l'interpretazione delle prove in regime vario, si rinvia a trattazioni specializzate (Viggiani, 1984).

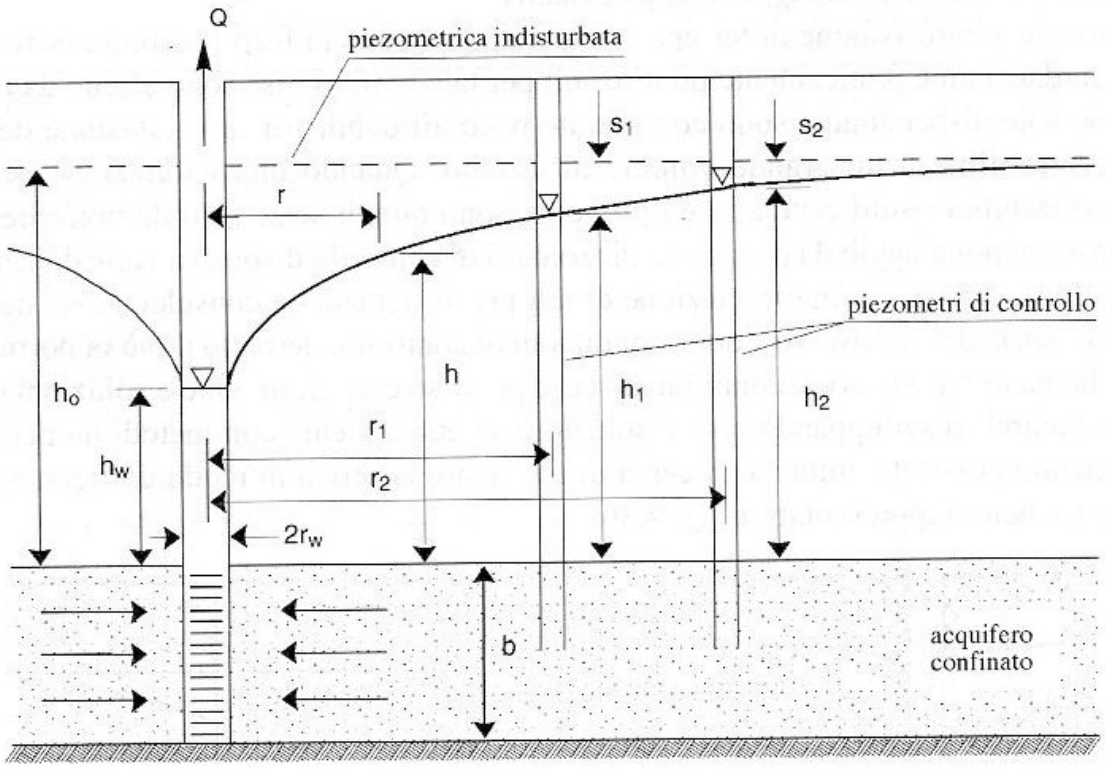


Fig. 4.37. Pozzo totalmente penetrante in un acquifero doppiamente confinato

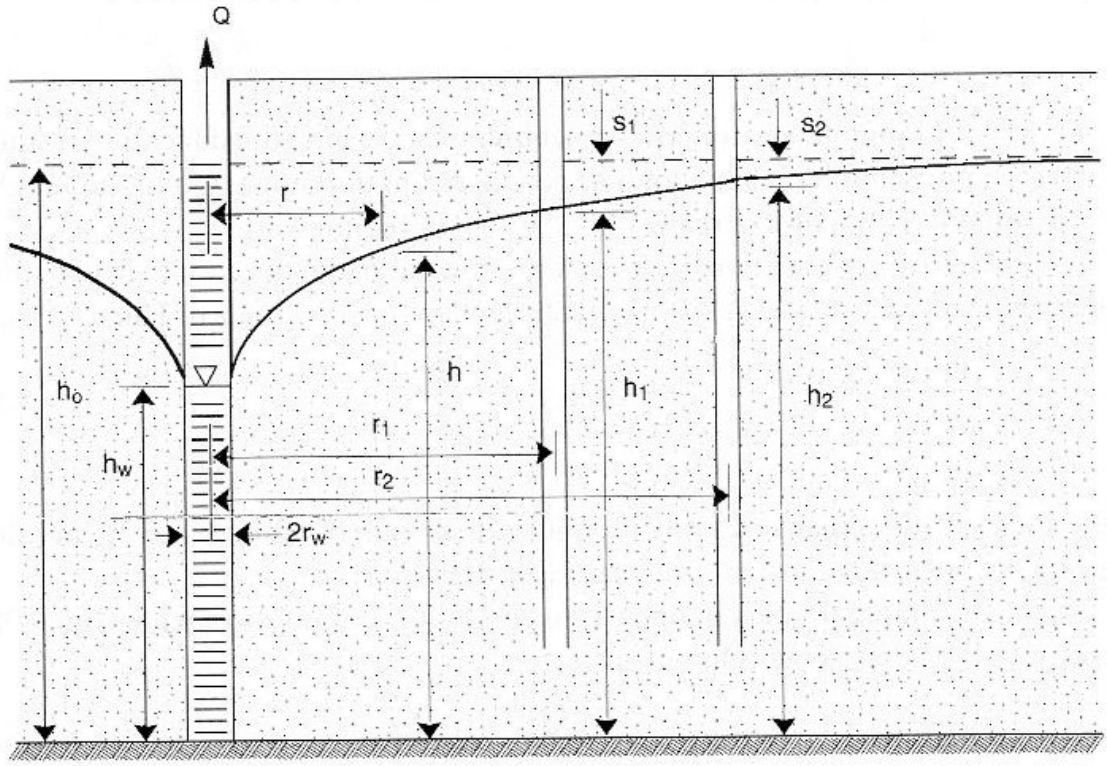


Fig. 4.38. Pozzo totalmente penetrante in un acquifero confinato solo inferiormente

4.12. *Misure di velocità delle onde elastiche*

La conoscenza dei parametri elastici dei terreni a bassi livelli di deformazione è indispensabile per la soluzione di problemi di ingegneria sismica quali la definizione della rigidezza dinamica delle fondazioni, la risposta sismica locale, l'analisi della suscettibilità alla liquefazione. Recentemente si è riconosciuto (Burland, 1989) che anche le deformazioni statiche dei terreni in numerosi problemi di fondazione sono di livello molto ridotto ($\gamma < 0{,}1\%$). La determinazione sperimentale del comportamento tensioni-deformazioni dei terreni in questo ambito di deformazioni si basa in genere su misure di tipo geofisico in sito per la determinazione del modulo di elasticità, e su prove di laboratorio per lo studio della non linearità, o della diminuzione del modulo con la deformazione.

Le procedure comunemente utilizzate per la misura in sito dei moduli iniziali e delle caratteristiche dissipative dei terreni possono essere raggruppate in due categorie: misure in foro e misure di superficie.

Le misure in foro più note e diffuse si effettuano secondo gli schemi *cross hole* e *down hole,* sebbene altri schemi piuttosto comuni siano quelli *up hole* e *bottom hole.* Tali schemi sono rappresentati nella fig. 4.39.

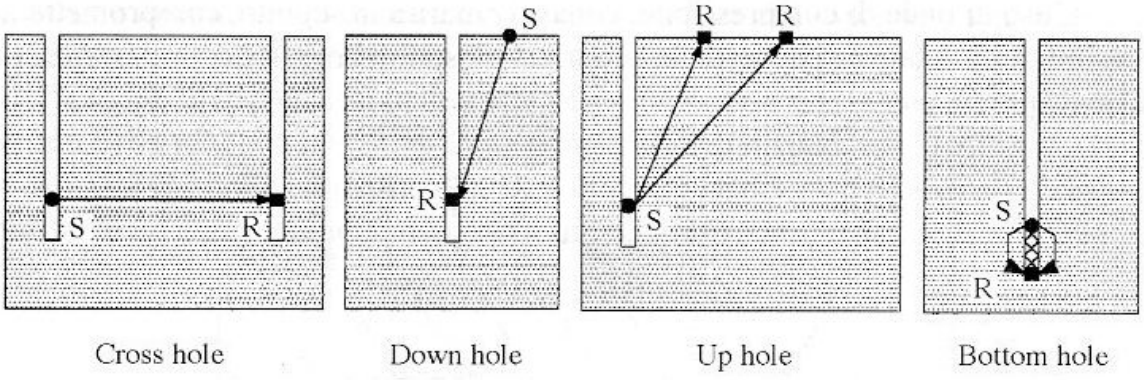


Fig. 4.39. Schema delle più comuni misure sismiche in foro; S = sorgente; R = ricevitore

Generalmente, nelle prove *cross hole* viene misurato il tempo necessario ad onde elastiche di compressione o di taglio (dette anche onde di volume) per spostarsi da una sorgente posta in un foro ad uno o più ricevitori disposti in altri fori alla stessa profondità della sorgente. Se la misura adotta invece lo schema *down hole,* viene misurato il tempo necessario alle stesse onde per essere trasmesse, in direzione subverticale, da una sorgente posta in superficie verso uno o più ricevitori disposti a differenti profondità all'interno di un singolo foro di sondaggio.

Lo schema *up hole* è simile al *down hole*, salvo il fatto che la sorgente è disposta all'interno del foro ed il ricevitore o i ricevitori collocati in superficie. Nel

metodo *bottom hole* una sonda contenente la sorgente ed uno o più ricevitori viene fatta penetrare a pressione al fondo di un foro; di conseguenza questa tecnica risulta applicabile solo in terreni argillosi poco consistenti.

Nelle misure di superficie sia la sorgente, sia i ricevitori vengono disposti a piano di campagna; tali procedure presentano quindi notevoli vantaggi rispetto a quelle in foro in termini sia di costo, sia di speditezza perché non richiedono l'esecuzione di una perforazione né il controllo della verticalità dei fori onde garantire la mutua distanza dei fori alle varie profondità. Le principali metodologie sperimentali appartenenti alla categoria delle misure di superficie sono: il metodo sismico a rifrazione, quello a riflessione, il metodo SSRW (*Steady State Rayleigh Wave)* ed il metodo SASW *(Spectral Analysis of Surface Waves).*

Il metodo sismico a rifrazione (fig. 4.40) si basa sulla misura dei tempi necessari alle onde di volume per spostarsi da una sorgente a più ricevitori disposti secondo un unico allineamento. I percorsi seguiti dalle onde più veloci dipendono dalla distribuzione delle proprietà elastiche degli strati di terreni diversi eventualmente presenti nel sottosuolo, che possono essere individuati mediante le registrazioni ottenute alle stazioni di ricezione. A seguito della notevole attenuazione alla quale sono soggette le onde rifratte di taglio il metodo viene di norma praticato eccitando onde di compressione, generalmente mediante piccole cariche esplosive. L'uso di onde di compressione, come si chiarirà in seguito, compromette la possibilità di determinazione delle proprietà elastiche dei terreni in presenza di falde acquifere.

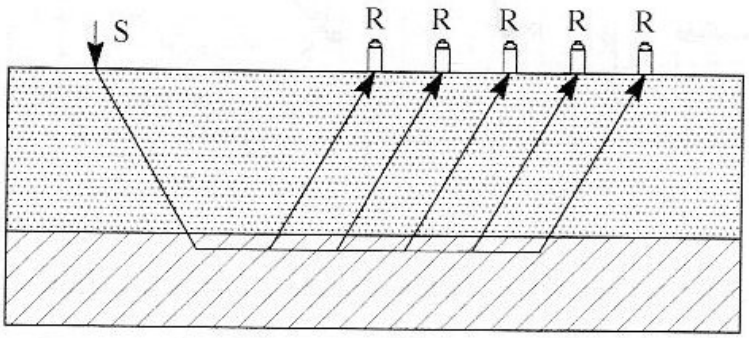


Fig. 4.40. Schema del metodo sismico a rifrazione

Dal punto di vista concettuale il metodo sismico a riflessione non è dissimile dal precedente; il suo schema è quello di fig. 4.41. La spaziatura fra sorgente e ricevitore deve però essere relativamente ridotta. Questa procedura si presta bene per indagare la geometria delle stratificazioni; con essa è infatti possibile ricavare i tratti fondamentali del profilo stratigrafico del sottosuolo, senza eccessive perdite di risoluzione al crescere della profondità.

Università di Bologna
BIBLIOTECA
CENTRALE
Facoltà di Ingegneria

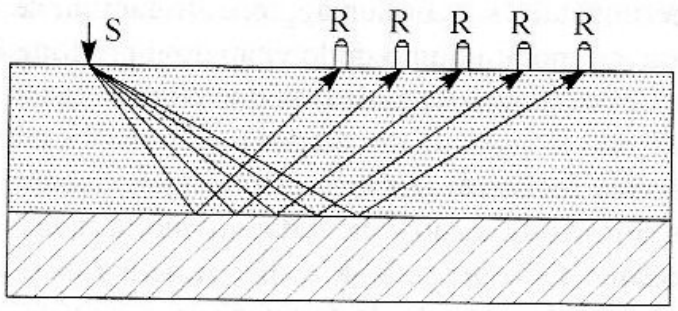


Fig. 4.41. Schema del metodo sismico a riflessione

Il metodo SSRW si basa sulle onde di superficie, ed in particolare sulle vibrazioni prodotte alla superficie del terreno da una sollecitazione verticale armonica applicata al piano di campagna. I due punti di ricezione necessari (fig. 4.42) sono anch'essi collocati in superficie ed allineati alla sorgente.

Fissata la frequenza f dell'eccitazione viene ricercata, per successive approssimazioni, la posizione dei ricevitori per la quale i segnali captati risultano perfettamente in fase con la sorgente; questa distanza è pari alla lunghezza d'onda λ della sollecitazione eccitata e consente il calcolo della velocità di propagazione delle onde di superficie ($V = \lambda f$). Facendo variare la frequenza delle sollecitazione dinamica può essere costruita la relazione che esprime il legame fra la velocità delle onde e la loro lunghezza.

Il profilo della velocità delle onde di taglio V_S può essere desunto dall'andamento della predetta relazione (nota come curva di dispersione) nell'ipotesi che le velocità misurate, correlate alla V_S dalla relazione $V_S = 1{,}1\ V$, possano essere attribuite ad una profondità compresa fra $\lambda/2$ e $\lambda/3$.

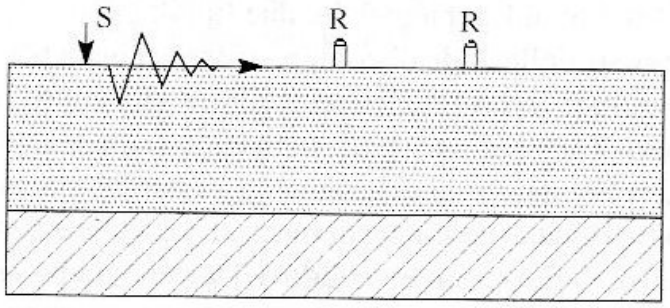


Fig. 4.42. Schema dei metodi SSRW e SASW

Il metodo SASW è anch'esso basato sulla costruzione della curva di dispersione delle onde di superficie, ed è quindi concettualmente analogo al SSRW. Esso risulta però molto più conveniente sia per la maggiore semplicità e speditezza

della procedura sperimentale, sia per la maggiore affidabilità dei risultati.

Il metodo si basa sul monitoraggio delle vibrazioni prodotte da una sollecitazione verticale impulsiva (e non armonica) in due punti allineati ad una sorgente di superficie. Sfruttando le capacità dei moderni metodi di analisi dei segnali sismici, le forme d'onda registrate possono essere agevolmente scomposte nella somma di un gran numero di armoniche, adoperando la trasformata di Fourier. Analogamente a quanto fatto per lo SSRW, per ciascuna di tali armoniche può essere valutata la lunghezza d'onda, la frequenza e quindi la velocità. In altre parole, con la procedura SASW, anziché ricercare per ogni frequenza di eccitazione la posizione dei ricevitori alla quale corrisponde l'annullamento dello sfasamento dei segnali captati, tenendo fissa la posizione dei sensori con un impulso transitorio si possono ricavare le stesse informazioni che si otterrebbero da decine e decine di applicazioni del SSRW.

Un ulteriore vantaggio del SASW è la procedura più rigorosa per dedurre dalle misure il profilo di rigidezza del sito in esame. La curva di dispersione viene infatti sottoposta ad un procedimento di inversione, basato sulla modellazione numerica della propagazione delle onde di superficie in un mezzo stratificato; il profilo di rigidezza viene assunto coincidente con quello del modello di sottosuolo che dà luogo al miglior accordo fra i risultati sperimentali e quelli della modellazione numerica.

Nelle misure in foro le velocità vengono calcolate a partire dalla determinazione del tempo t necessario alle onde per percorrere la distanza r fra sorgente e ricevitore. Dette V_p e V_s le velocità delle onde di compressione (o *primae)* e di taglio (o *secundae)*, si ha:

$$V_p = \frac{r}{t_p} \qquad V_s = \frac{r}{t_s}$$

nelle quali t_p e t_s sono i tempi impiegati dai due tipi di onda.

Il tempo di viaggio t_p delle onde di compressione (*primae* perché più veloci di quelle di taglio, e quindi le prime a raggiungere il ricevitore) è marcatamente influenzato dal grado di saturazione del terreno entro il quale avviene la propagazione dell'onda. Le velocità che si determinano in terreni non saturi ($S_r < 98\%$) risultano dell'ordine di alcune centinaia di metri al secondo, e sono caratteristiche delle onde propagantisi nello scheletro solido del terreno. In prossimità della totale saturazione ($S_r > 98\%$), invece, la V_p può essere rappresentativa delle proprietà elastiche dello scheletro solido o del fluido che ne satura i pori, in dipendenza dell'influenza combinata dei seguenti fattori: grado di saturazione, indice di porosità, compressibilità, resistenza a taglio e coefficiente di Poisson dello scheletro solido. In un terreno perfettamente saturo ($S_r = 100\%$), infine, la velocità delle onde di compressione è rappresentativa del fluido di porosità ed è pratica-

mente indipendente dalle caratteristiche elastiche dello scheletro solido.

Nelle rocce lapidee, invece, la compressibilità volumetrica dello scheletro solido è talmente ridotta da rendere possibile la misura della V_p attraverso la matrice solida anche in condizioni di saturazione.

Per i terreni sciolti, quindi, al di sotto del pelo libero della falda la velocità di propagazione delle onde di compressione V_p è determinata essenzialmente dalle proprietà dell'acqua. Per le applicazioni di geotecnica assume allora maggiore importanza la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S, la quale è scarsamente influenzata dal grado di saturazione.

Il valore del modulo di elasticità trasversale o di taglio G è legato a quello di V_S dalla relazione:

$$G = \rho V_s^2$$

nella quale ρ rappresenta la densità del mezzo bifase, e cioè il rapporto fra il peso dell'unità di volume (γ_{sat} per un terreno saturo) e l'accelerazione di gravità.

Se sono note sia la V_S, sia la V_p dello scheletro solido, modellando il mezzo di propagazione come un continuo elastico possono essere dedotte le seguenti relazioni:

$$E_b = \rho\left(V_p^2 - \frac{4}{3}V_s^2\right) \qquad E_{ed} = \rho V_p^2$$

$$\nu = \frac{0{,}5\dfrac{V_p^2}{V_s^2} - 1}{\dfrac{V_p^2}{V_s^2} - 1} \qquad E = 2\rho V_s^2(1+\nu)$$

nelle quali E_b, E_{ed} ed E sono rispettivamente il modulo di compressibilità volumetrica, il modulo di compressione edometrica ed il modulo di Young, e ν il coefficiente di Poisson dello scheletro solido.

Oltre alla determinazione dei parametri elastici di cui sopra, le misure sismiche basate sulle onde di volume si prestano ad altri tipi di interpretazione.

Una prima possibilità consiste nella determinazione del livello di deformazione eccitato dalla prova (di norma, minore di 10^{-4}%). Allo scopo, occorre misurare lungo determinate direzioni la velocità di spostamento dell'elemento di volume investito dalle onde e quella di propagazione delle onde stesse; il rapporto fra queste due quantità fornisce il valore della deformazione.

Un'ulteriore applicazione si basa sulla possibilità di determinazione delle caratteristiche dissipative del mezzo di propagazione. E' infatti evidente che, ad una certa distanza dalla sorgente, l'ampiezza delle vibrazioni dipende sia dalla diminuzione dell'energia unitaria causata dall'espansione del fronte d'onda (smorza-

mento geometrico), sia dalle proprietà dissipative intrinseche, isteretiche e/o viscose, del mezzo di propagazione. In linea teorica è possibile quantificare l'assorbimento di energia imputabile al materiale attraverso la misura dell'ampiezza dei segnali sismici in due punti posti a diversa distanza dalla sorgente. L'argomento è ancora da considerare a livello di ricerca.

5. MISURE IN SITO

5.1. *Generalità*

La sperimentazione ed il monitoraggio delle opere di fondazione, ed in generale delle opere di ingegneria geotecnica, può essere condotto con due distinte finalità.

La prima e più comune finalità è quella di controllo della particolare opera sotto osservazione. In questo quadro rientra ad esempio la sperimentazione volta a verificare ipotesi di progetto (ad esempio, le prove di carico a rottura su pali pilota o ancoraggi), la sperimentazione finalizzata al collaudo (ad esempio, prove di carico di collaudo su pali ed ancoraggi; controlli non distruttivi su pali gettati in opera), l'osservazione del comportamento di opere durante la costruzione e l'esercizio per mettere in luce eventuali anomalie (ad esempio, la strumentazione delle dighe di terra), l'uso delle osservazioni strumentali per quella che potremmo definire una vera e propria progettazione in corso d'opera (lo *"observational approach"* di Terzaghi).

Una seconda finalità, meno ovvia e forse meno chiaramente percepita dalla maggior parte degli operatori, è quella di fornire un contributo al più generale sviluppo delle conoscenze. In un settore come quello dell'ingegneria geotecnica, che è fondato in parte non secondaria sull'esperienza, il ruolo delle osservazioni in vera grandezza è di primaria importanza perché consente di correggere lo schematismo dei modelli analitici, numerici o fisici dei quali ci serviamo; schematismo inevitabile per la complessità delle situazioni naturali per quanto riguarda condizioni al contorno e variabilità dei parametri, per la complessità di comportamento dei terreni naturali, per l'influenza spesso determinante dei fattori costruttivi. La storia dell'ingegneria geotecnica è ricca di esempi nei quali i progressi più significativi sono venuti proprio dall'osservazione delle opere in vera grandezza: i rilevati su terreni molli ed i dreni verticali, le frane, i pali di fondazione, le gallerie, per non citarne che alcuni.

Fra i due livelli di sperimentazione e monitoraggio spesso non vi è alcuna comunicazione, e questo ha come conseguenza un grave spreco di risorse. In effetti anche la sperimentazione di routine sulle singole opere, se sufficientemente documentata per quanto riguarda la situazione del sottosuolo e resa disponibile con la pubblicazione o almeno attraverso rapporti intellegibili da parte di terzi, consente l'accumulazione di conoscenze molto significative. Ad esempio il semplice rilievo dei cedimenti assoluti e differenziali di edifici di vario tipo, e delle conseguenze che essi hanno sull'integrità dell'edificio stesso, ha consentito l'elaborazione di criteri di progetto semplici, ma di grande utilità (Skempton, McDonald, 1956; Polshin, Tokar, 1957; Grant *et al.*, 1974; Burland, Wroth, 1974; Burland *et*

al., 1977; Ricceri, Soranzo, 1985; Mandolini, Viggiani, 1997; si vedano in proposito il § 10.3 ed il § 14.1). Se dati di questo tipo potessero essere disponibili (o, meglio, quando dati di questo tipo saranno disponibili) in maggior numero, in ambienti geotecnici più delimitati e per tipi strutturali relativamente omogenei, la loro utilità sarebbe (sarà) molto maggiore.

Le misure ricorrenti in ingegneria geotecnica sono misure di spostamenti, rotazioni, forze, pressioni. La varietà dei problemi e la gamma degli strumenti è amplissima; si va dal semplice tubo piezometrico all'interferometro a laser. Non a caso esistono ormai numerosi trattati sull'argomento (Schultze, Muhs, 1967; Hanna, 1985; Dunnicliff, 1988; ICE, 1989; Moore, 1992) ed innumerevoli convegni sono stati dedicati ad esso negli anni recenti.

Una trattazione con pretese di completezza e sistematicità non è quindi certamente possibile in questa sede; verranno piuttosto presentati alcuni esempi concreti, tratti dall'esperienza dell'Autore, che consentono di lumeggiare qualche aspetto della problematica della sperimentazione e dei controlli geotecnici. In particolare ci si soffermerà sulle misure di pressione neutra e di cedimenti, che sono probabilmente le più frequenti e diffuse.

Nella tabella 5.1, ad ogni modo, sono elencate alcune fra le principali misure, distinte per tipo di opera.

Tipo di opera	Indagini e misure	
	Principali	Ausiliarie
Fondazioni dirette di strutture e rilevati	• Spostamenti di punti del piano di posa	• Spostamenti di punti in profondità • Pressioni neutre in terreni a grana fina • Pressioni totali al contatto terreno-struttura
Fondazioni su pali	• Prove di carico su pali • Spostamenti di punti della fondazione	• Spostamenti di punti in profondità • Pressioni neutre in terreni a grana fina • Distribuzione del carico fra i pali e lungo il fusto dei pali
Strutture di sostegno	• Spostamenti di punti della struttura ed alla superficie del terreno • Sforzi in puntoni e tiranti	• Spostamenti di punti nel terrapieno • Pressioni neutre • Pressioni totali al contatto terreno - struttura • Stato tensionale nella struttura

Tab. 5.1. Indagini e misure per l'osservazione del comportamento delle opere

Non sarà inutile premettere alcune considerazioni di carattere generale.

Un aspetto ricorrente della sperimentazione geotecnica è quello di svolgersi in condizioni ambientali disagevoli e di protrarsi su di un arco di tempo molto lungo,

che può arrivare a molti anni ed anche a decenni. In queste condizioni doti fondamentali della strumentazione sono l'affidabilità e la stabilità, mentre altre caratteristiche quali la prontezza e la precisione assumono importanza solo in casi particolari. Strumenti semplici, di tipo ottico o meccanico, sono da preferirsi a strumenti più sofisticati ma necessariamente più delicati e soggetti ad inconvenienti quali la deriva nel tempo e la sensibilità alle condizioni ambientali.

D'altro canto, proprio per misure ed osservazioni ripetute per tempi lunghi e su di un gran numero di sensori, il potenziale di automazione nell'acquisizione, trasmissione ed elaborazione dei dati offerto oggi dall'elettronica è di grande interesse.

Le due esigenze appaiono in qualche modo contraddittorie, ma devono essere contemperate in un giusto equilibrio che non può essere stabilito in astratto, ma deve essere ricercato caso per caso in funzione del particolare problema in esame.

Un'altra osservazione, per banale che possa apparire. Le misure geotecniche, concettualmente assai semplici, quasi sempre sono di fatto alquanto delicate sia nella concezione, sia nell'esecuzione. Ad esempio, se non si hanno le idee chiare sulla meccanica dei mezzi multifase, si correrà il rischio di affermare che "...nelle argille non vi sono falde", e magari si sarà solo tentato di osservarle con un piezometro a tubo aperto il cui tempo di risposta in argille è di molti mesi. Un piezometro non correttamente installato (isolato idraulicamente, saturato, etc.) dà luogo a misure erronee, per quanto sofisticato e di buona qualità sia il sensore adoperato. E via esemplificando.

Come in tutte le attività sperimentali, insomma, c'è bisogno di competenza, cura e scrupolosità. Queste doti fuori moda, purtroppo, non sono molto diffuse e quindi la qualità della sperimentazione corrente è complessivamente alquanto scadente; tuttavia non è difficile migliorarla sostanzialmente, a patto che questa attività non sia trattata come un mero adempimento burocratico, ma se ne riconosca la straordinaria utilità.

5.2. *Misure di pressione neutra*

5.2.1. *Generalità*

Le misure della pressione neutra in sito hanno la finalità di completare la conoscenza della costituzione del sottosuolo con elementi relativi al regime delle acque sotterranee; esse inoltre consentono il controllo delle previsioni di progetto per quelle opere nelle quali tale regime viene modificato, inducendo processi di filtrazione o di consolidazione. In effetti, l'attendibilità delle previsioni per processi di questo tipo è molto ridotta, essenzialmente per la marcata dipendenza dei fenomeni dai dettagli della struttura stratigrafica, che non sempre sono rilevabili

con le usuali indagini. A titolo di esempio, si possono citare: la previsione del tempo di consolidazione di un banco di terreno naturale; delle portate affluenti ad uno scavo sotto falda; dell'efficienza di un sistema di drenaggio.

La misura della pressione neutra viene eseguita a mezzo di strumenti detti "piezometri" o "celle piezometriche"; si tratta, in sostanza, di elementi porosi cavi che vengono disposti all'interno del terreno, talvolta circondandoli con un filtro di sabbia. La cavità piezometrica è riempita con acqua, in comunicazione con la fase fluida del terreno circostante attraverso l'elemento poroso; la pressione dell'acqua nella cavità piezometrica viene misurata in vari modi, che differenziano fra loro i vari tipi di strumenti.

Quando il terreno è dotato di elevata permeabilità, si può fare ricorso ad un normale tubo piezometrico. Ogni variazione della pressione neutra nel terreno provoca un flusso d'acqua da o verso il piezometro che ristabilisce l'equilibrio idraulico in un tempo breve; la presenza del piezometro non modifica apprezzabilmente il regime di pressioni neutre nell'intorno del punto di misura. D'altro canto, se il terreno è poco permeabile, la presenza del piezometro può alterare radicalmente il regime della pressione neutra. Il tempo necessario a far affluire allo strumento il volume d'acqua necessario all'equilibrio idraulico può essere tanto lungo da rendere impossibile la misura. Per ottenere risultati significativi, occorre allora usare strumenti per i quali tale volume sia molto piccolo.

E' poi importante ricordare che, per ottenere la misura della pressione nell'intorno del piezometro e per evitare di alterare il regime delle pressioni neutre, il foro entro il quale è installato il piezometro stesso deve essere accuratamente sigillato al di sopra ed al di sotto dello strumento; esigenza, questa, particolarmente importante in terreni stratificati.

5.2.2. *Tipi di strumenti*

Il più semplice modello di piezometro è il piezometro idraulico a tubo aperto (fig. 5.1). Se il terreno è molto permeabile ($k \geq 10^{-4}$ cm/s, corrispondente all'incirca ad una sabbia fina debolmente limosa) si può adottare un tubo piezometrico di acciaio zincato o di PVC, con diametro compreso fra 1" e 2".

L'installazione viene fatta all'interno di un foro, perforato con tubazione di rivestimento, del diametro di almeno 15 cm. Raggiunta la profondità desiderata, si riempie il foro di sabbia per un tratto di circa 30 cm; si dispone quindi il piezometro, e si immette altra sabbia fino a realizzare un filtro che si estenda per almeno altri 30 cm al di sopra della zona perforata del tubo piezometrico. Si estrae quindi il rivestimento fino alla sommità del filtro, aggiungendo altra sabbia per compensare lo spessore del tubo estratto; si realizza quindi il tampone, disponendo al di sopra del filtro alcuni centimetri di argilla di consistenza plastica, e riempiendo infine il foro con una miscela di cemento e bentonite.

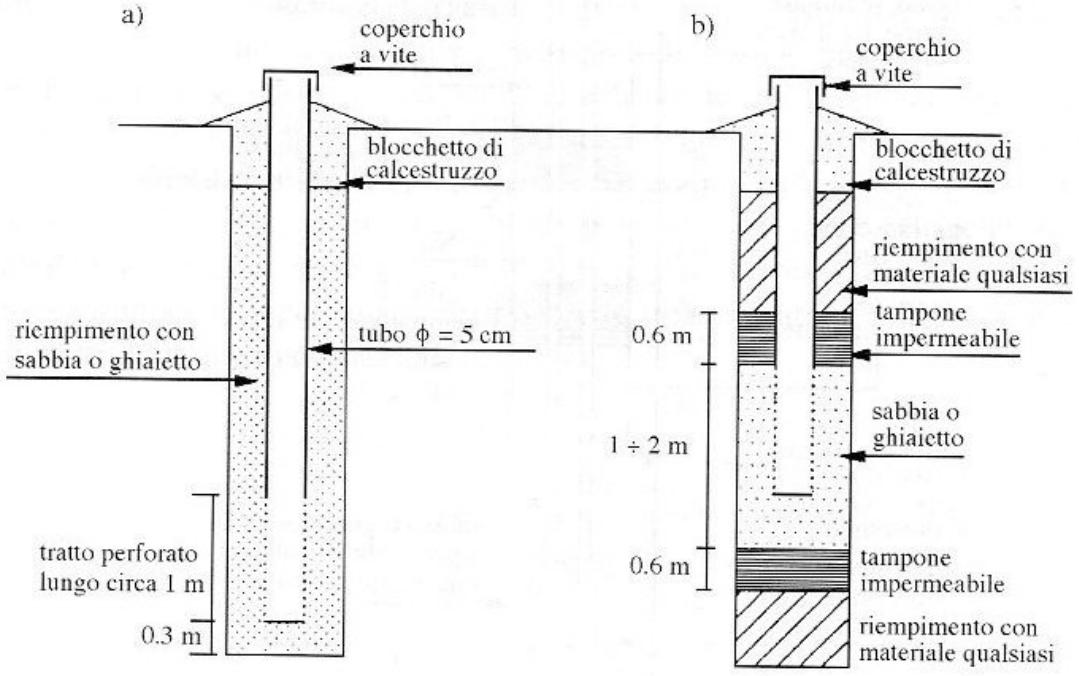


Fig. 5.1. Tubo piezometrico: a) filtro a tutta altezza; b) presa localizzata

In terreni poco permeabili, per ottenere un'adeguata prontezza viene usato il piezometro Casagrande, derivato dal precedente con l'adozione di un filtro di dimensioni maggiori, di un tubo di diametro minore e di materiali non metallici (fig. 5.2). La misura della pressione viene fatta con una sonda galvanometrica sospesa ad un nastro graduato, che viene calata nel tubo e segnala la posizione del livello dell'acqua. Per una corretta misura è fondamentale che la colonna idrica sia continua e non interrotta da bolle d'aria, che possono rimanere intrappolate nei tubi di piccolo diametro del piezometro Casagrande. Per tale motivo si preferisce dotare quest'ultimo di due tubi, anche a spese di una piccola riduzione della prontezza, ed eseguire la misura del livello dell'acqua in tutti e due; una eventuale differenza di livello è indice della presenza di bolle d'aria, che possono essere rimosse facendo circolare nei tubi stessi acqua deareata ("lavaggio" del piezometro).

Quando la pressione neutra da misurare corrisponda ad un livello d'acqua posto più in alto della superficie del terreno, l'estremità superiore del tubo piezometrico viene chiusa con un manometro; si ottiene così il piezometro idraulico a circuito chiuso, che fra l'altro è dotato di maggiore prontezza.

Un piezometro con prontezza molto elevata può essere realizzato rinunziando alla comunicazione idraulica fra la cavità piezometrica e l'esterno, e misurando invece la pressione all'interno della cavità stessa a mezzo di un adatto trasduttore di pressione. Si ottiene in tal modo una cella piezometrica.

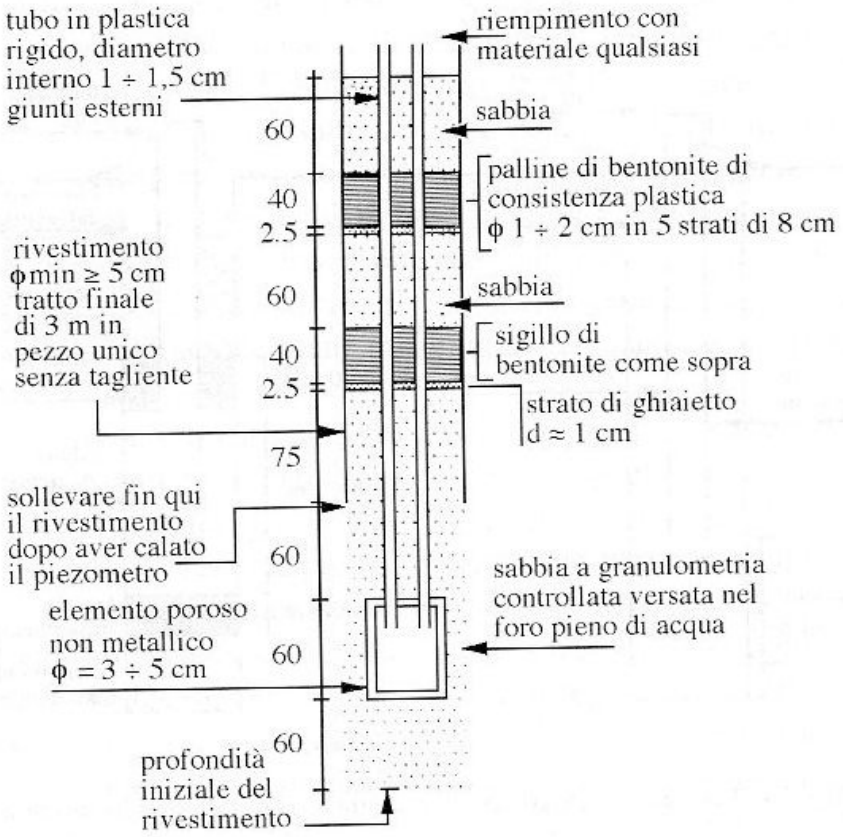


Fig. 5.2. Piezometro Casagrande

I tipi costruttivi di celle piezometriche sono assai numerosi, e si differenziano essenzialmente per il tipo di trasduttore adoperato; ricorderemo quelli a filo vibrante, quelli ad estensimetri elettrici a variazione di resistenza *(strain gages)* e quelli pneumatici. In tutti questi strumenti la misura della pressione viene ricondotta ad una misura dell'inflessione di un diaframma metallico.

Le modalità di installazione sono analoghe a quelle descritte per i piezometri idraulici; il segnale è riportato in superficie da cavi elettrici o tubi flessibili di piccolo diametro. In terreni argillosi di ridotta consistenza le celle piezometriche, come del resto i piezometri tipo Casagrande, possono essere installati per infissione (fig. 5.3).

Nella scelta del più adatto tipo di piezometro occorrerà tenere conto delle seguenti considerazioni.

I piezometri idraulici a tubo aperto sono assai semplici ed economici, ed inoltre sono certamente i più sicuri ed affidabili. Fra i loro inconvenienti vi è una prontezza limitata ed un elevato costo di esercizio, derivante dall'impossibilità di centralizzare ed automatizzare le misure. Sono quindi particolarmente adatti per piccole installazioni, o come strumenti di controllo in grandi installazioni.

Le celle piezometriche sono caratterizzate da una prontezza assai elevata, che

ne rende possibile l'uso anche in terreni a grana fina. Il campo di pressioni misurabili è illimitato; la centralizzazione ed automazione delle misure è agevole. Di contro il loro costo è elevato, anche se il maggior costo di acquisto può essere compensato dal ridotto costo di esercizio; sono quindi adatte per installazioni che comprendano un gran numero di strumenti e che richiedano misure ripetute di frequente per lunghi periodi di tempo, come ad esempio per il controllo delle dighe di ritenuta. Nelle misure di lunga durata possono dare luogo ad inconvenienti quali deriva o guasti occasionali; è quindi buona norma prevedere sempre un numero di strumenti un po' superiore allo stretto indispensabile, e disporre qualche piezometro idraulico per controlli periodici.

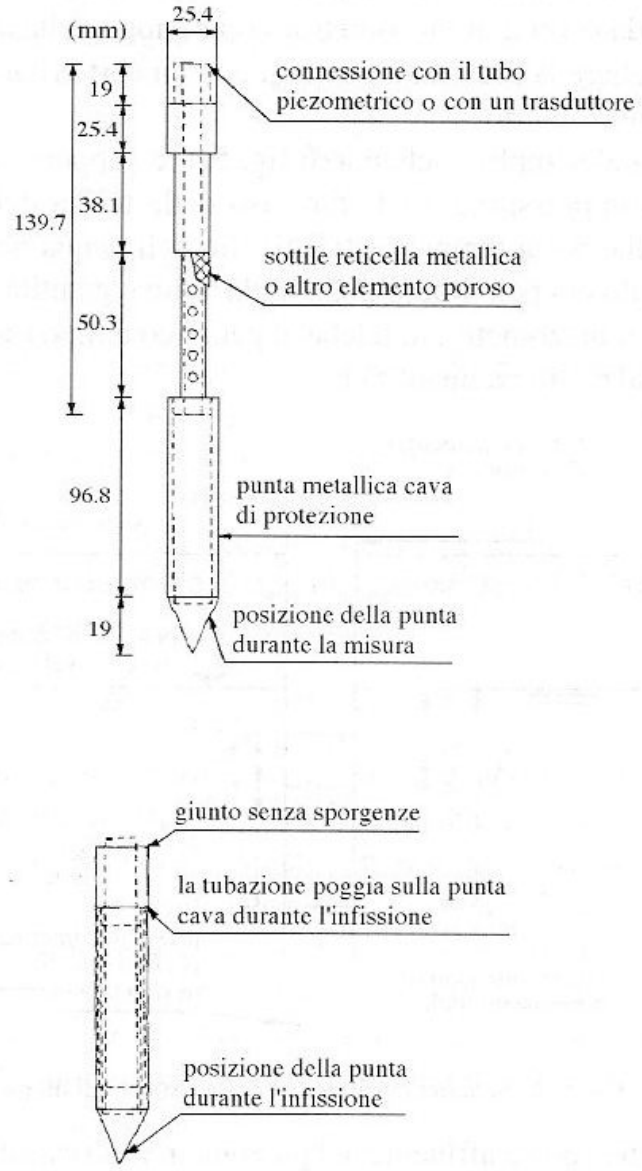


Fig. 5.3. Piezometri infissi

5.2.3. *Prontezza*

Supporremo nel seguito che il piezometro ed il suo filtro siano di dimensioni abbastanza piccole da poter considerare uniforme il campo di pressione neutra nel terreno circostante; tale ipotesi è verificata con buona approssimazione nei problemi reali, a meno che lo strumento non sia situato in zone ad elevato gradiente piezometrico, come ad esempio all'estremità inferiore di un diaframma.

In un generico istante la pressione u* all'interno della cavità piezometrica differisca dalla pressione neutra u nel terreno circostante; ciò a causa dell'installazione del piezometro o per una variazione della pressione neutra nel terreno. Sotto l'azione di questa differenza di pressione (che, a parità di quota geometrica, corrisponde ad una differenza di quota piezometrica) l'acqua fluisce attraverso l'elemento poroso da o verso il piezometro; la pressione nella cavità piezometrica u* tende ad uguagliare la pressione neutra u con un certo ritardo, che caratterizza la prontezza del piezometro.

Riferiamoci al semplice schema di fig. 5.4, e supponiamo inizialmente che il terreno sia incompressibile, onde fare uso della teoria dei moti di filtrazione a divergenza nulla. Se al tempo t = 0 il livello dell'acqua nel tubo piezometrico è inferiore a quello del pelo libero della falda di una quantità z_0, ha inizio un flusso di acqua verso il piezometro, di talché al generico tempo t > 0 il livello dell'acqua nel tubo si innalza di una quantità h.

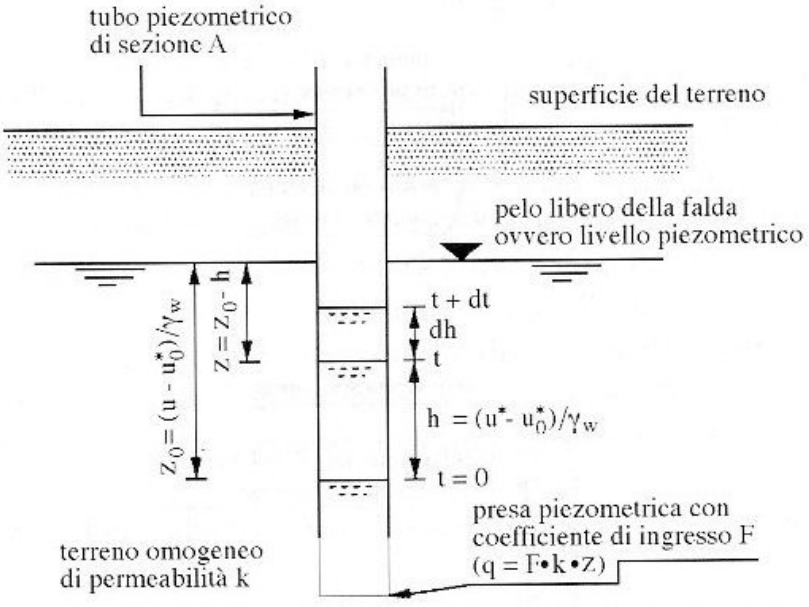


Fig. 5.4. Schema per l'analisi della risposta di un piezometro

La portata di acqua q affluente nel piezometro può esprimersi con l'eq. (4.1); si veda in proposito anche la fig. 4.33 e la tabella 4.6. Assumendo nulle le perdite di carico per il moto dell'acqua nel tubo piezometrico, e detta A la sezione del tubo

stesso, la continuità fra il flusso entrante ed il volume immagazzinato richiede che sia:

$$q\,dt = A\,dh = -A\,dz$$

da cui, per la (4.1):

$$\frac{dz}{z} = -\frac{Fk}{A}dt \tag{5.1}$$

Se la pressione da misurare è costante nel tempo (z_o = cost.), e poiché per t = 0 si ha $z = z_o$, integrando la (5.1) fra 0 e t si ottiene immediatamente:

$$\frac{z}{z_o} = \exp\left\{-\frac{Fk}{A}t\right\}$$

Definendo un rapporto di ugualizzazione:

$$\varepsilon = \frac{u^* - u_o^*}{u - u_o^*}$$

si ha:

$$\varepsilon = \frac{\gamma_w(z_o - z)}{\gamma_w z_o} = 1 - \frac{z}{z_o} = 1 - \exp\left\{-\frac{Fk}{A}t\right\} \tag{5.2}$$

Il rapporto di ugualizzazione è nullo all'inizio del processo (t = 0), e tende all'unità con il crescere di t; in altre parole, la pressione misurata u* tende al valore esatto u con legge esponenziale negativa. Il tempo necessario ad ottenere u* = u è allora teoricamente pari ad infinito.

In pratica, si definisce il tempo di risposta di un piezometro come quel tempo t_{95} necessario per ottenere un grado di egualizzazione del 95%. Ponendo $\varepsilon = 0{,}95$ nella (5.2) e risolvendo rispetto a t, si ottiene:

$$t_{95} = -\frac{A}{Fk}\ln 0{,}05 \approx \frac{3A}{Fk} \tag{5.3}$$

Se, invece di un tubo piezometrico, abbiamo a che fare con una cella piezometrica lo strumento è caratterizzato, nei riguardi della prontezza, dalla "deformabilità volumetrica" V [cm^5/N], definita come rapporto fra la variazione di volume della cella e la variazione di pressione che la ha provocata. In un tubo piezometrico, ad una variazione di pressione Δu^* fa riscontro un innalzamento del livello dell'acqua pari a $\Delta u^*/\gamma_w$, e quindi una variazione di volume pari a $A\Delta u^*/\gamma_w$. Si ha allora, sempre per il tubo piezometrico, $V = A/\gamma_w$; e quindi, per la cella piezometrica, $A = V\gamma_w$. La (5.3) può scriversi allora, in termini validi sia per un piezometro che per una cella piezometrica:

$$t_{95} = \frac{3V\gamma_w}{Fk}$$

Valori tipici di V ed F sono riportati nella tabella 5.2.

Piezometro	F (cm)	V (cm^5/N)	t_{95} (h) per $k = 10^{-8}$ cm/s
1. Piezometro Casagrande; tubo ϕ = 1,5 cm; filtro F = 15 cm, H = 60 cm	180	177	820
2. Piezometro idraulico chiuso con 150 m di tubo nylon F = 3 mm; manometro a Hg F = 3 mm; filtro come 1	180	35	1,6
3. Cella piezometrica a filo vibrante; filtro come 1	180	0,05	0,002
4. Come 3, ma con 100 cm^3 di aria nella cavità piezometrica	180	400	19
5. Come 2, ma con filtro F = 4,5 cm, H = 10 cm	40	35	7,3
6. Come 5, ma con trasduttore al posto del manometro	40	7	1,5

Tab. 5.2. Caratteristiche di piezometri e celle piezometriche

In fig. 5.5 è riportato il valore che assume il tempo di risposta per alcuni tipici modelli di piezometri e per terreni di diversa permeabilità. Su questa base è possibile scegliere, in funzione della permeabilità del terreno, il tipo di piezometro che realizzi la prontezza desiderata. Appare evidente la possibilità di eseguire misure con prontezza sufficiente anche in terreni molto poco permeabili; tuttavia solo a patto di aver scelto uno strumento adeguato e di averne curato la completa saturazione.

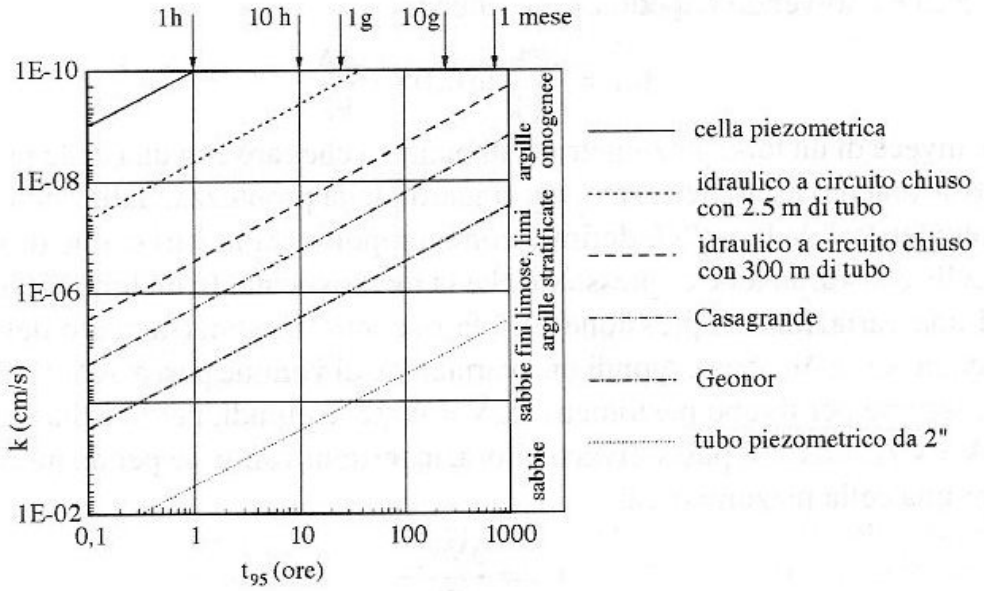


Fig. 5.5. Tempi di risposta dei piezometri

L'analisi svolta, come si è detto all'inizio, suppone terreno indeformabile ed è stata quindi basata sulla teoria dei moti di filtrazione a divergenza nulla. In realtà il processo di moto vario che si svolge fra terreno e piezometro provoca variazioni delle pressioni effettive e pertanto il processo è di consolidazione e/o rigonfiamento. L'analisi di tale processo (Gibson, 1963) mostra che la deformabilità del mezzo ha una notevole influenza sul fenomeno, nel senso di accelerare significativamente la risposta del piezometro nella fase iniziale del processo. La differenza fra la soluzione di filtrazione e la soluzione di consolidazione tende però ad attenuarsi in prossimità di $\varepsilon = 95\%$; per tale motivo la scelta del piezometro, fatta sulla base della (5.3), è da considerare moderatamente cautelativa nel senso che la effettiva prontezza del piezometro risulterà un po' maggiore di quella stimata.

5.2.4. *Il caso di un rilevato sperimentale*

Nel quadro della progettazione di un complesso di impianti termoelettrici a Porto Tolle, nel Delta Padano, si pose la necessità di una accurata previsione del decorso nel tempo dei cedimenti di un banco di terreni argillosi normalmente consolidati, caricati da una estesa colmata e da opere quali grandi serbatoi per nafta. Per la difficoltà di caratterizzare la macrostruttura del banco, ricco di sottili intercalazioni sabbiose, fu decisa la realizzazione di un grande rilevato sperimentale (Bilotta, Viggiani, 1975).

La costituzione del sottosuolo è rappresentata in fig. 5.6; l'installazione sperimentale che venne realizzata in fig. 5.7.

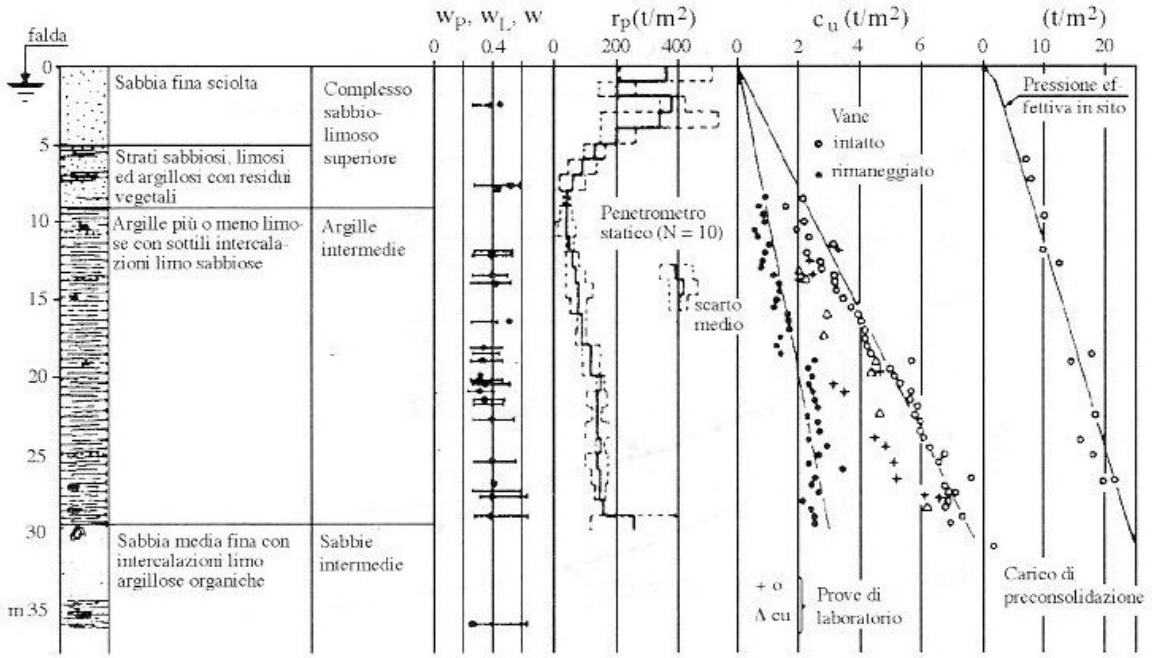


Fig. 5.6. Costituzione del sottosuolo del rilevato sperimentale di Porto Tolle

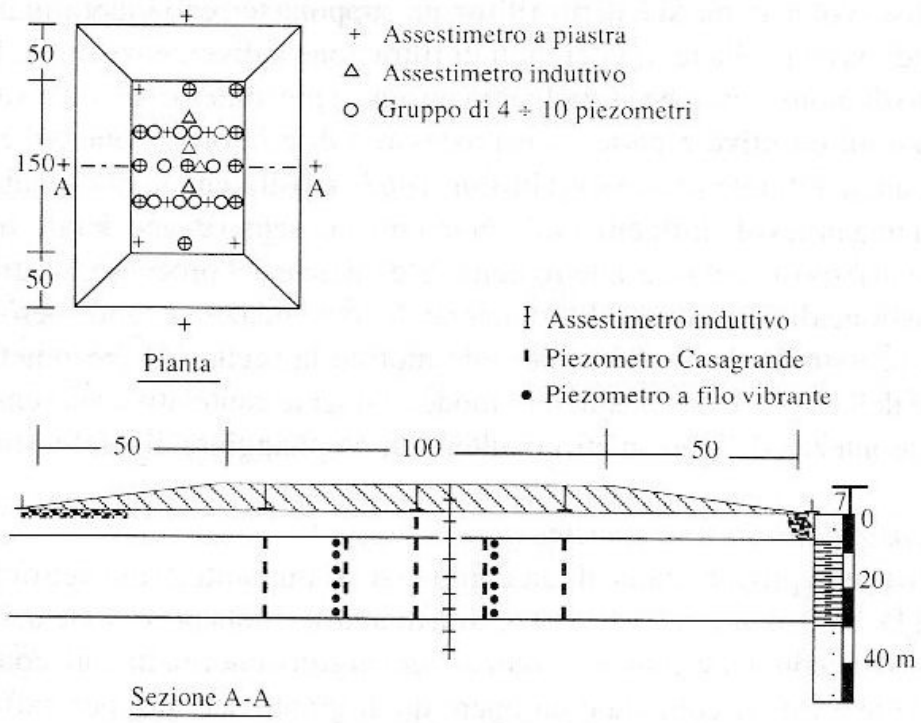


Fig. 5.7. Rilevato sperimentale e relativa strumentazione

Nel periodo di osservazione, che si è protratto per oltre tre anni, i cedimenti del piano di posa raggiunsero valori compresi fra 84 e 111 cm (fig. 5.8). L'analisi ha mostrato come, a tale epoca, si fosse sviluppato un cedimento pari a circa il 40% del valore finale, che sarebbe stato compreso quindi fra 2,1 e 2,6 m.

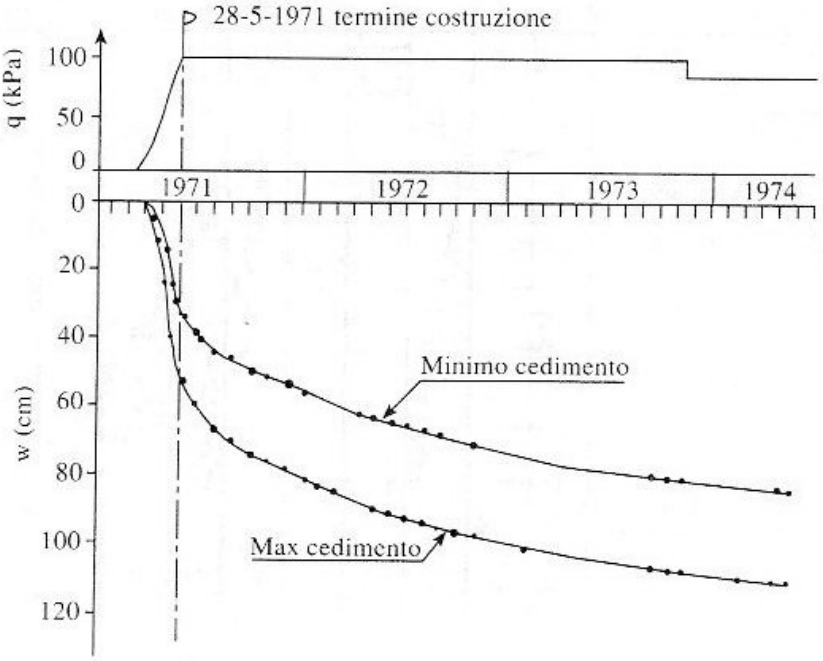


Fig. 5.8. Cedimenti del piano di posa del rilevato

L'andamento delle pressioni neutre, misurate in alcuni punti significativi con piezometri Casagrande e celle piezometriche a filo vibrante, è riportato in fig. 5.9. In fig. 5.10 è rappresentata la distribuzione delle sovrappressioni neutre nel banco argilloso al termine della costruzione del rilevato sperimentale (28.05.1971) e 2,4 anni dopo (16.10.1973).

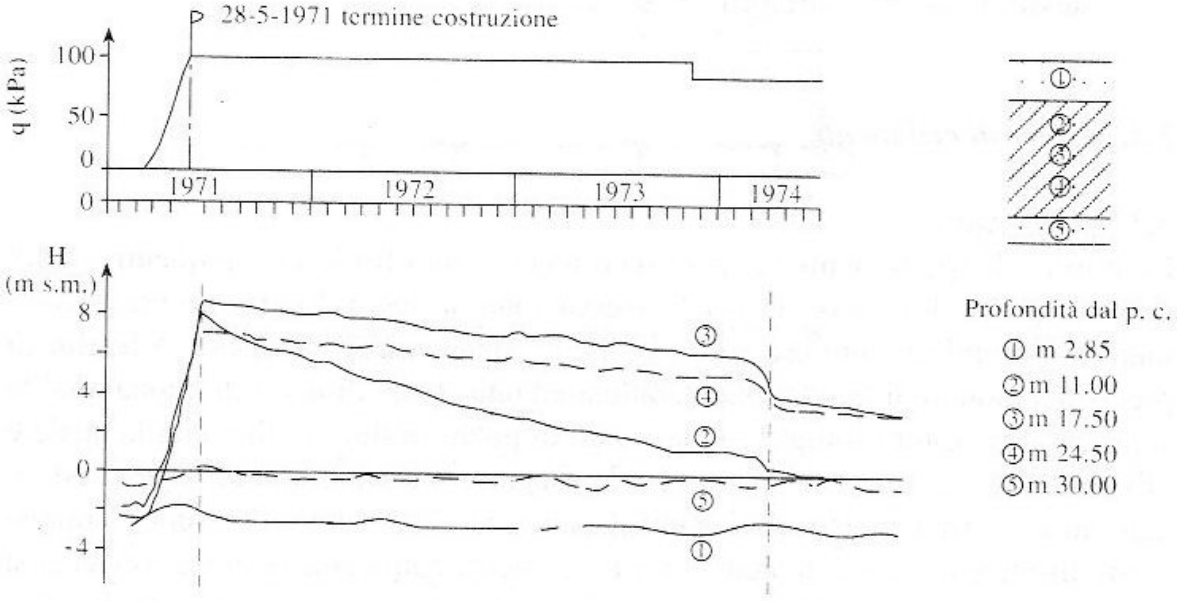


Fig. 5.9. Diagrammi cronologici delle pressioni neutre lungo la verticale

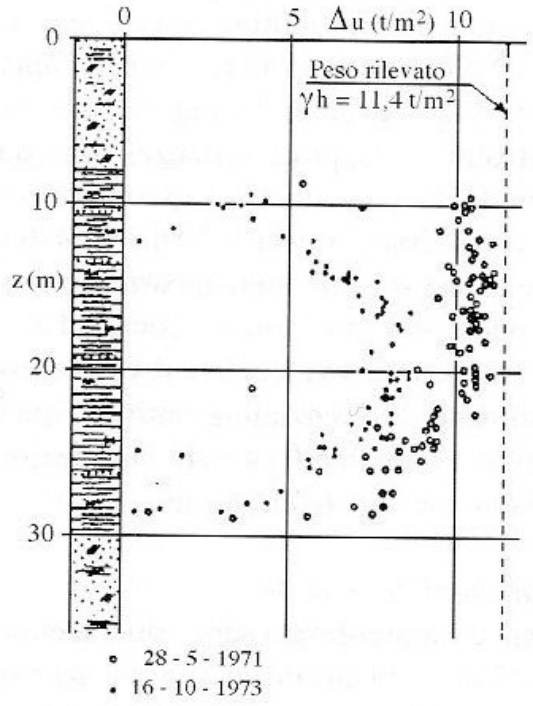


Fig. 5.10. Sovrapressioni neutre al termine della costruzione e 2,4 anni dopo

Le osservazioni in sito hanno dimostrato che il banco di argille consolida come un tutt'unico, e quindi che le intercalazioni sabbiose non hanno la continuità che sarebbe necessaria per fungere da superfici di drenaggio. Nel suo insieme, il banco argilloso è risultato caratterizzato da un valore del coefficiente di consolidazione $c_v = 3x10^{-3}$ cm^2/s, contro un valore medio delle determinazioni di laboratorio dello stesso parametro pari ad $1,1x10^{-3}$ cm^2/s.

5.3. *Misure di cedimenti*

5.3.1. *Generalità*

Le misure di spostamenti verticali (cedimenti) sono fra le più frequenti sia nel corso di prove di carico, sia per l'osservazione di opere. Esse sono prevalentemente e semplicemente eseguite per livellazione ottica; un moderno livello di precisione dotato di lamina pianparallela ed una stadia di invar di buona qualità sono un'attrezzatura semplice e del costo di pochi milioni di lire, con la quale è possibile ed anzi relativamente agevole eseguire misure di quota rispetto ad un caposaldo di riferimento. Se i punti da quotare ed il caposaldo sono compresi entro distanze in pianta di alcune decine di metri, come quasi sempre avviene, si riesce agevolmente a garantire una precisione della misura di un decimo di millimetro. Molto semplici sono anche gli accorgimenti per materializzare in modo razionale ed efficace i punti di misura ed i capisaldi di riferimento; particolare cura va dedicata alla scelta di questi ultimi, specie per misure ripetute per lunghi intervalli di tempo. Talvolta è necessario ricorrere a capisaldi di due classi diverse: capisaldi di lavoro, nelle vicinanze dei punti di misura, da usare correntemente, e capisaldi di controllo, a maggiore distanza, con i quali collegarsi saltuariamente con livellazioni di alta precisione ed a scopo di controllo.

Un'applicazione, che spesso fornisce informazioni di grande utilità, è la misura delle quote relative di una serie di punti appartenenti ad un elemento dell'edificio che ci si spetterebbe essere orizzontale, come ad esempio un solaio. Questa semplice operazione permette di evidenziare il verificarsi (e, se ripetuta nel tempo, l'evolvere) di cedimenti differenziali, a patto che questi siano di entità tale da non essere mascherati dalle inevitabili casuali imperfezioni costruttive. Nel seguito saranno presentati due esempi di questo tipo.

5.3.2. *Cedimenti e rotazioni di un edificio*

L'edificio in questione è rappresentato schematicamente in fig. 5.11. Ha dimensioni in pianta di 56x42 m^2, con un cortile centrale, ed è costituito da una struttura in c.a. a nove piani, per un'altezza fuori terra di 31 m. E' dotato di una fondazione diretta di tipo scatolare, che occupa anche l'impronta del cortile, costituita da due

piastre collegate da travi parete, dell'altezza complessiva di 4 m.

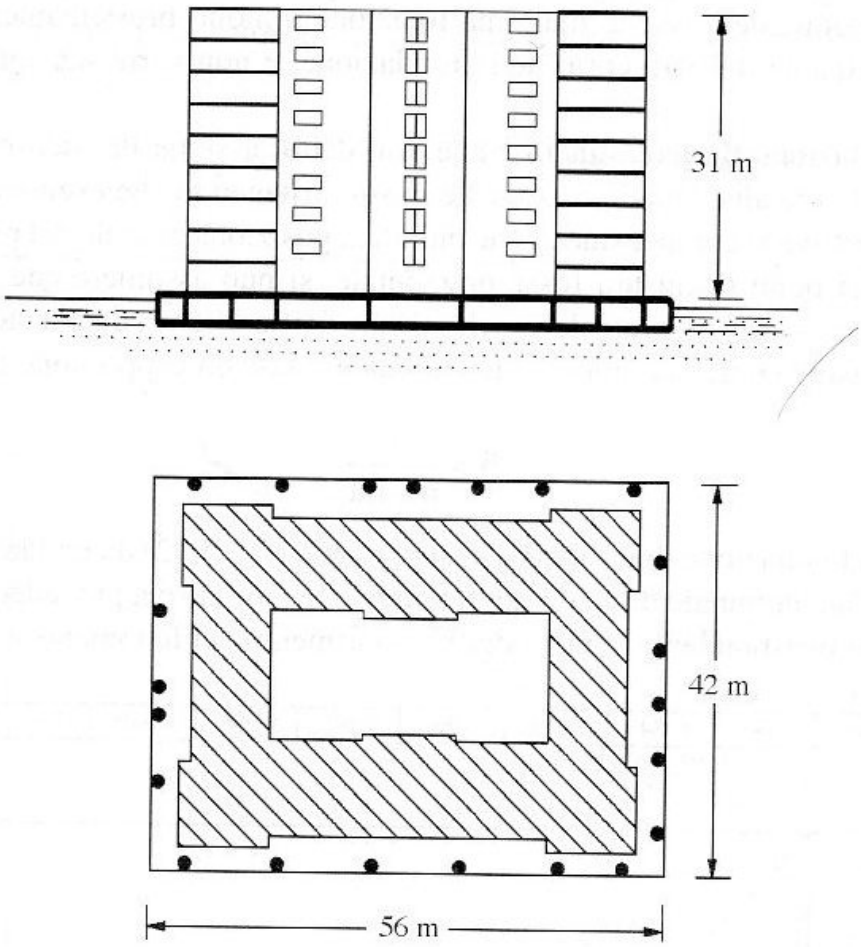


Fig. 5.11. Sezione e pianta schematica dell'edificio con ubicazione dei punti di misura dei cedimenti

L'edificio venne costruito nel periodo 1982 - 1984; verso il termine della costruzione ci si accorse casualmente di una significativa differenza di quota fra alcuni punti all'estradosso della fondazione. Vennero quindi materializzati su tale piano 22 punti di misura dei cedimenti, l'ubicazione dei quali è riportata in fig. 5.11. Di questi punti è stata tenuta sotto controllo la quota con livellazioni di precisione, iniziate nell'agosto del 1984 e ripetute da allora con frequenza dapprima all'incirca mensile, e poi via via minore; si dispone dei risultati delle osservazioni su di un arco di tempo di circa otto anni.

Interpolando la posizione altimetrica dei 22 punti di misura con un piano (ciò può essere fatto minimizzando lo scarto quadratico delle quote effettivamente misurate rispetto a quelle corrispondenti al piano), è possibile definire il moto della fondazione, supposta rigida, tramite lo spostamento verticale del suo baricentro, la massima rotazione del piano interpolante e la posizione dell'asse

intorno al quale si verifica tale rotazione. Tutte queste grandezze, come è ovvio, sono conosciute solo a partire dalla data di inizio delle misure.

La direzione dell'asse di massima rotazione è molto prossimamente coincidente con quella del lato corto della fondazione, e non varia sensibilmente nel tempo.

L'inclinazione β, determinata come si è detto, assume un valore non nullo ($\beta = 0{,}14\%$) già alla data di inizio delle misure; ritenendo che eventuali imprecisioni costruttive si compensino, e che quindi la posizione iniziale del piano contenente i vari punti di misura fosse orizzontale, si può assumere che tale valore rappresenti il valore assoluto dell'inclinazione dell'edificio a quella data. Interpolando le osservazioni sperimentali nel piano β, t, con un'espressione del tipo:

$$\beta = \frac{t}{n + mt}$$

e cioè con l'equazione di un'iperbole, si perviene (fig. 5.12) da un lato a determinare una data nominale di inizio del fenomeno, e dall'altro a prevedere un valore asintotico corrispondente al prevedibile esaurimento del fenomeno stesso.

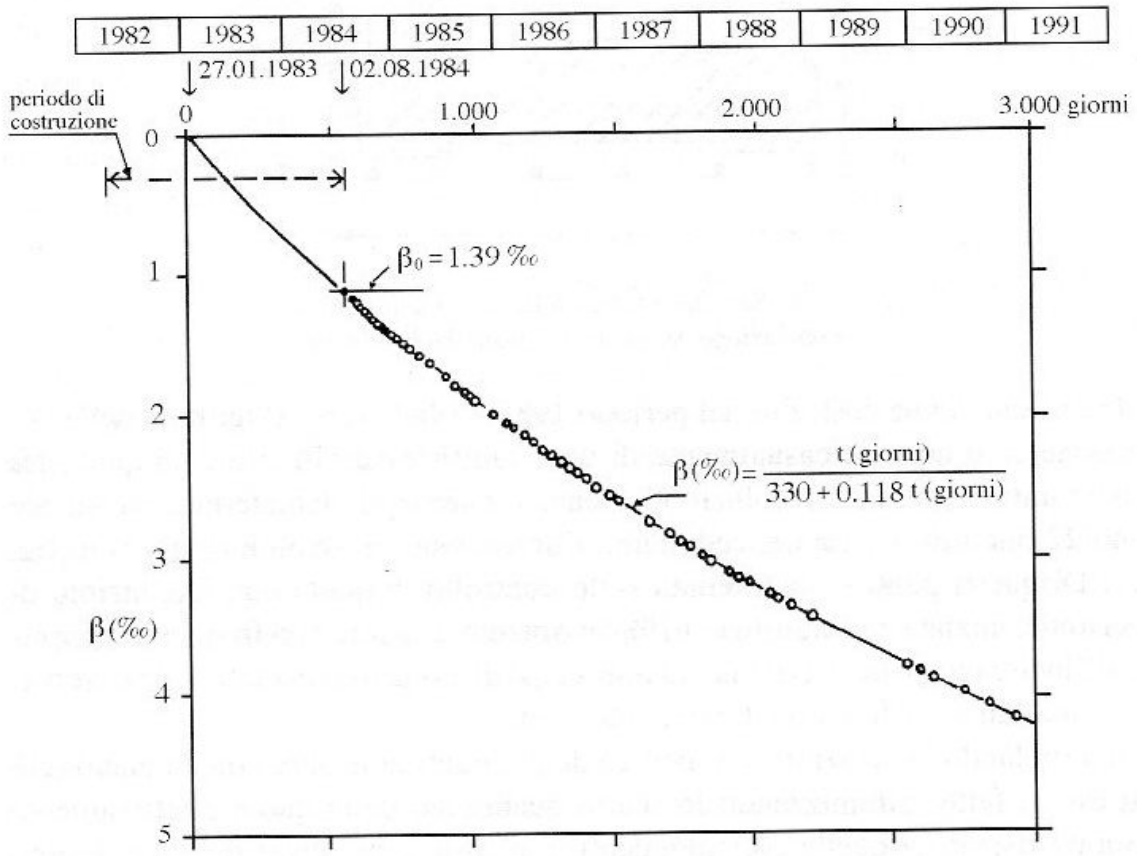


Fig. 5.12. Valori dell'inclinazione massima β del piano interpolante

Adottando la stessa data iniziale e lo stesso tipo di interpolazione per le osservazioni del cedimento del baricentro (fig. 5.13), si può ottenere una stima del valore del cedimento verificatosi prima dell'inizio delle misure e, ancora una volta, un valore asintotico finale.

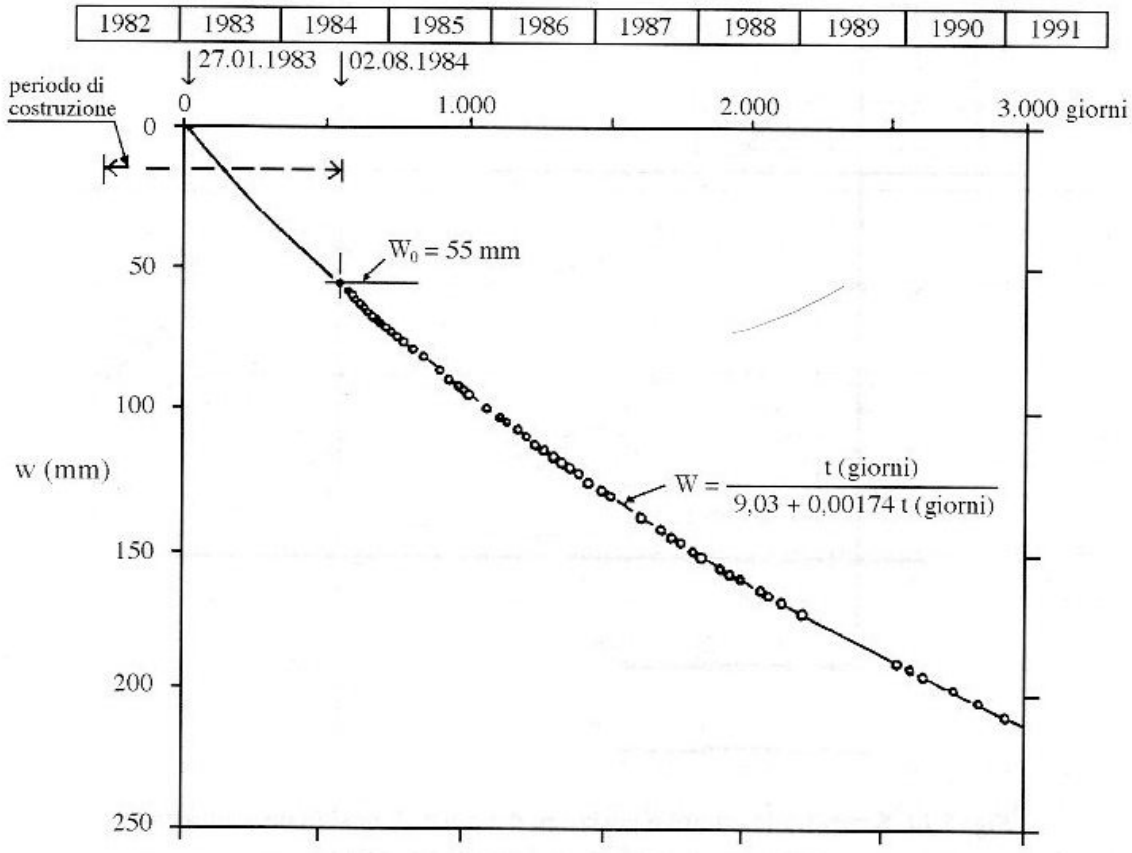


Fig. 5.13. Valori del cedimento w del baricentro della fondazione

I valori asintotici così stimati sono risultati: $\beta_\infty = 0{,}8\%$; $w_\infty = 57{,}5$ cm; su tale base è possibile assumere decisioni circa eventuali interventi.

E' anche possibile verificare l'ipotesi assunta di rigidezza della fondazione, studiando gli scarti fra le determinazioni topografiche della quota nei singoli punti ed il valore calcolato negli stessi punti mediante il piano interpolante. Il valore assoluto di detti scarti può essere determinato da fattori casuali, che abbiano influenzato la posizione iniziale dei punti di misura; tuttavia la variazione degli stessi scarti nel tempo non può che conseguire a deformazioni della struttura di fondazione. In fig. 5.14 gli scarti sono riportati alle date del 27.08.1984 (seconda misura disponibile) e del 24.10.1990. Dal confronto fra le due serie di misure appare evidente che, nei sei anni trascorsi, il cassone di fondazione dell'edificio si è inflesso, in quanto i punti prossimi agli spigoli si sono sollevati e quelli prossimi alla mezzeria si sono abbassati rispetto al piano interpolante. La massima freccia

osservata, però, risulta di soli 6 mm su una luce di circa 60 m. Si ha quindi un rapporto tra freccia e luce pari a 10^{-4}, e cioè di almeno 20 volte minore di quella ritenuta in grado di provocare inconvenienti minori del tipo lesioni nei tompagni (v. § 10.3.3).

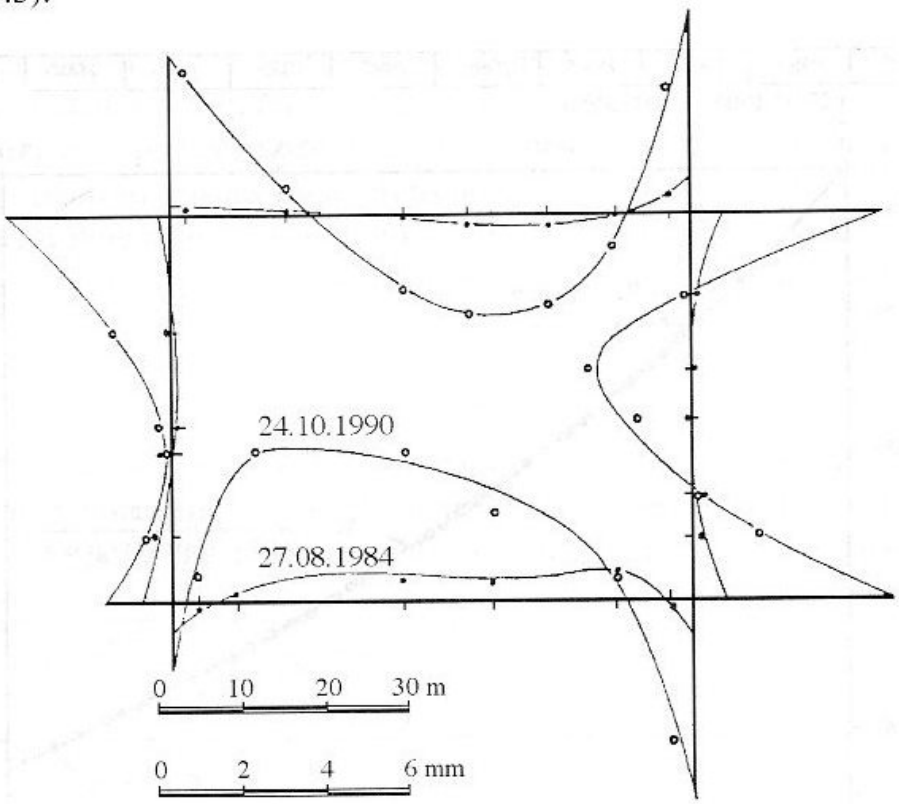


Fig. 5.14. Scarti fra le effettive posizioni dei punti di misura dei cedimenti e quelli corrispondenti sul piano interpolante

Interessante anche il decorso nel tempo degli scarti fra posizione effettiva dei punti di misura e posizione degli stessi punti considerati appartenenti al piano interpolante; i diagrammi cronologici di fig. 5.15 si riferiscono a due punti (8 e 19) posti in prossimità della mezzeria dei lati ed a due punti (11 e 17) prossimi agli spigoli del cassone di fondazione. Appare evidente come la modesta inflessione dell'edificio si sia andata gradualmente sviluppando nel tempo. La fluttuazione con ciclo annuale, che si sovrappone all'andamento di lungo termine, è dovuta alle variazioni stagionali del livello della falda idrica e probabilmente contribuisce ad innescare fenomeni di creep del calcestruzzo che provocano l'incremento dell'inflessione dell'edificio.

I dati sinteticamente illustrati hanno consentito di affrontare in modo razionale i complicati problemi tecnici e contrattuali connessi con l'evento. Ed anzi è proprio alla complessità dei problemi che si deve la possibilità di un così lungo periodo di osservazione.

Quanto alle cause del fenomeno, esse sono due: una situazione imprevista di sottosuolo ed una difformità fra progetto ed opera effettivamente realizzata.

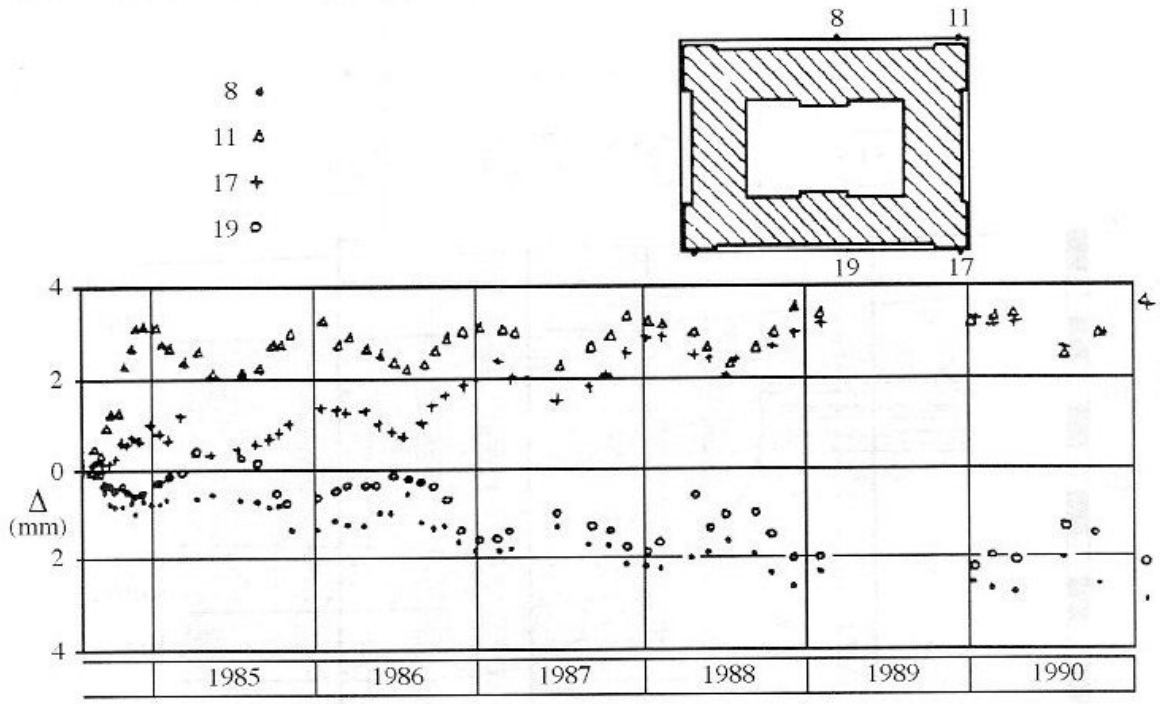


Fig. 5.15. Andamento nel tempo dell'inflessione del cassone di fondazione

In fase di progetto erano state condotte esaurienti indagini geotecniche, che avevano messo in luce la presenza di terreni di fondazione di caratteristiche scadenti fino a grandi profondità. In seguito, però, l'ubicazione in pianta dell'edificio era stata spostata di alcune decine di metri, senza eseguire ulteriori indagini nella nuova ubicazione, e cioè assumendo (molto ragionevolmente) che la costituzione del sottosuolo non fosse variata. Invece, nella nuova ubicazione, la costituzione del sottosuolo era quella rappresentata nella sezione schematica di fig. 5.16, a causa della presenza di un paleo alveo inciso nella formazione calcarenitica di base; è evidente che ad una tale conformazione corrisponde un potenziale di cedimento molto diverso fra le due estremità dell'edificio.

La seconda causa è stata il verificarsi di un carico netto in fondazione maggiore di quello previsto in progetto. Il piastrone cellulare di fondazione era stato progettato in modo da ottenere una fondazione totalmente compensata: in altri termini, il peso del terreno scavato avrebbe dovuto eguagliare quello dell'intero edificio. All'atto esecutivo, tuttavia, per ridurre le complicazioni connesse allo scavo in acqua, all'insaputa del progettista il piano di posa venne realizzato ad una profondità sensibilmente minore di quella prevista in progetto.

Le due lezioni da trarre da questo caso sono quindi: (i) essere sempre scrupolo-

si nelle indagini, senza dare niente per scontato; (ii) accertarsi che la costruzione rispecchi fedelmente il progetto.

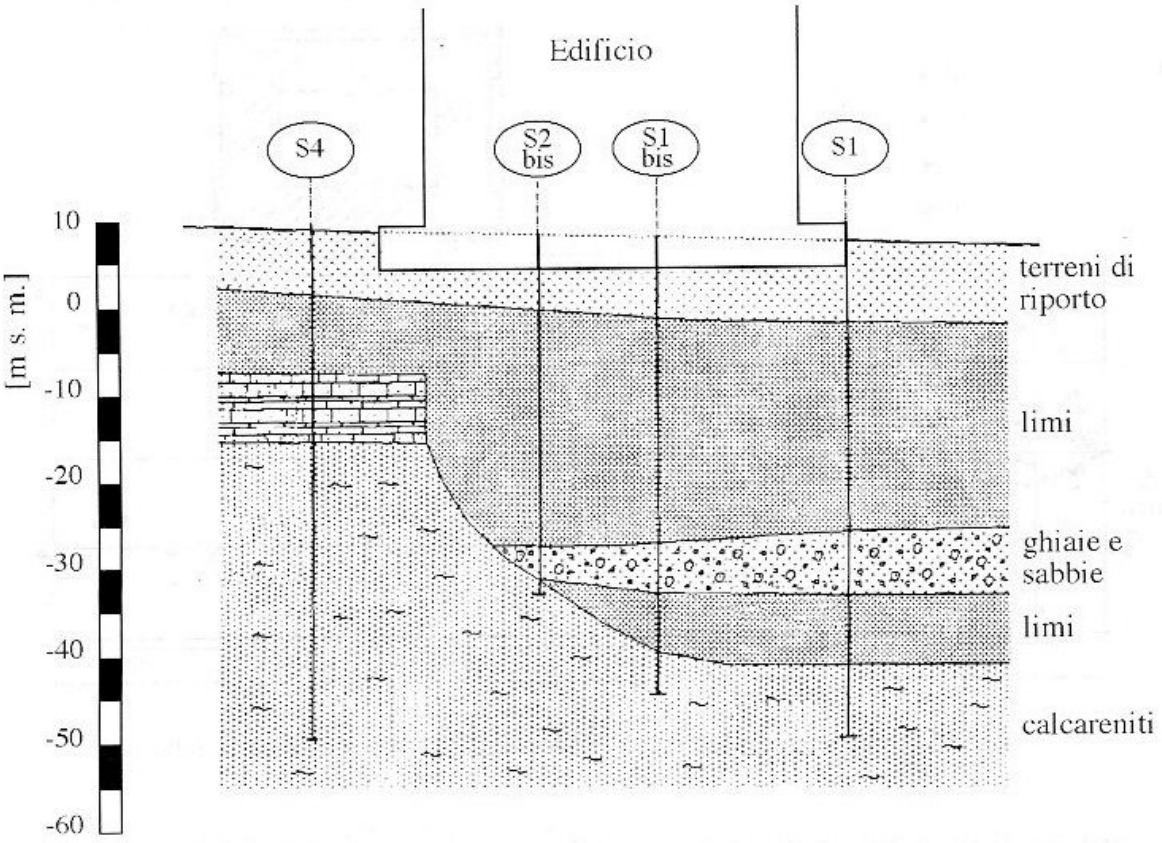


Fig. 5.16. Terreni di fondazione dell'edificio di fig. 5.11.

5.3.3. *Copertura di un impianto sportivo*

La copertura in questione (fig. 5.17) ha dimensioni in pianta di 60x90 m^2 circa, ed è costituita da sei grandi travi reticolari metalliche dell'altezza in mezzeria di quasi 5 m, portate da mensole poste all'altezza di 10,6 m su 12 pilastri completamente indipendenti fra di loro, disposti secondo i lati lunghi. Un'orditura secondaria, sempre in carpenteria metallica, fa capo a sei pilastri disposti in numero di tre per ciascuno dei lati corti. I pilastri della copertura sono fondati su plinti in c.a., portati ciascuno da quattro pali trivellati del diametro di 0,6 m e della lunghezza di 15 m. Al di sotto della copertura metallica, e con una struttura completamente indipendente da essa, si sviluppano le gradinate per il pubblico, gli spogliatoi ed i servizi; tutte queste strutture sono in c.a. con fondazioni su pali trivellati del diametro di 0,4 m.

Durante l'esercizio dell'impianto, si erano ripetutamente evidenziati una serie di inconvenienti consistenti in lesioni e dissesti alle strutture in c.a., che non apparivano di particolare gravità ma costringevano a ripetuti interventi di manutenzio-

ne e ripristino. A seguito di tali inconvenienti vennero eseguiti controlli, fra i quali la livellazione delle piastre di appoggio della grande copertura metallica; i risultati ottenuti sono riportati nella fig. 5.18.

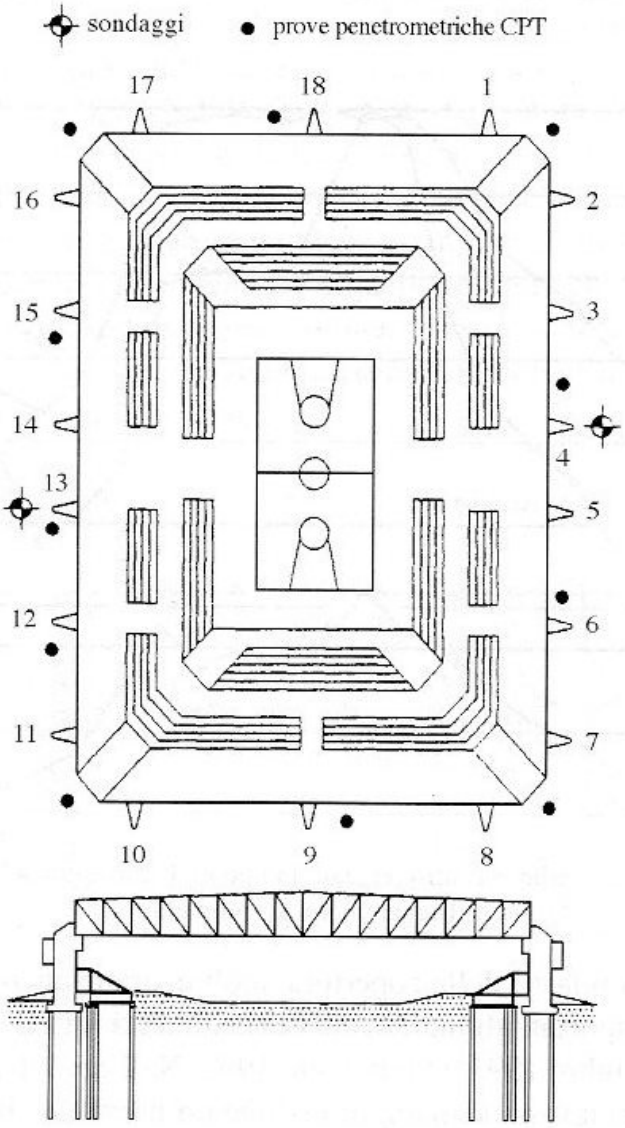


Fig. 5.17. Planimetria e sezione schematica dell'impianto sportivo

Appare evidente il verificarsi di vistosi cedimenti differenziali fra i vari pilastri della copertura, conseguenti a cedimenti assoluti altrettanto vistosi e con andamento variabile. Il cedimento risulta massimo nella zona dei pilastri 14, 15, 16, 17, 18, 1, 2, 3 e 4. La massima differenza di cedimento si verifica fra i pilastri 8 e 1, ed ammonta a quasi 60 cm; la massima differenza di cedimento fra due pilastri adiacenti si verifica fra i pilastri 13 e 14 e fra i pilastri 6 e 7, con un cedimento differenziale di circa 24 cm su di una luce di 10 m. Si tratta, come è ovvio, di valori elevatissimi; solo la grande deformabilità della struttura metallica di coper-

tura e lo schema statico di semplice appoggio hanno evitato il verificarsi di dissesti assai gravi. Tuttavia, ad un più approfondito esame si è scoperto che alcune aste della struttura metallica secondaria erano completamente svergolate, a segnalare l'esistenza di uno stato tensionale fortemente anomalo nella struttura.

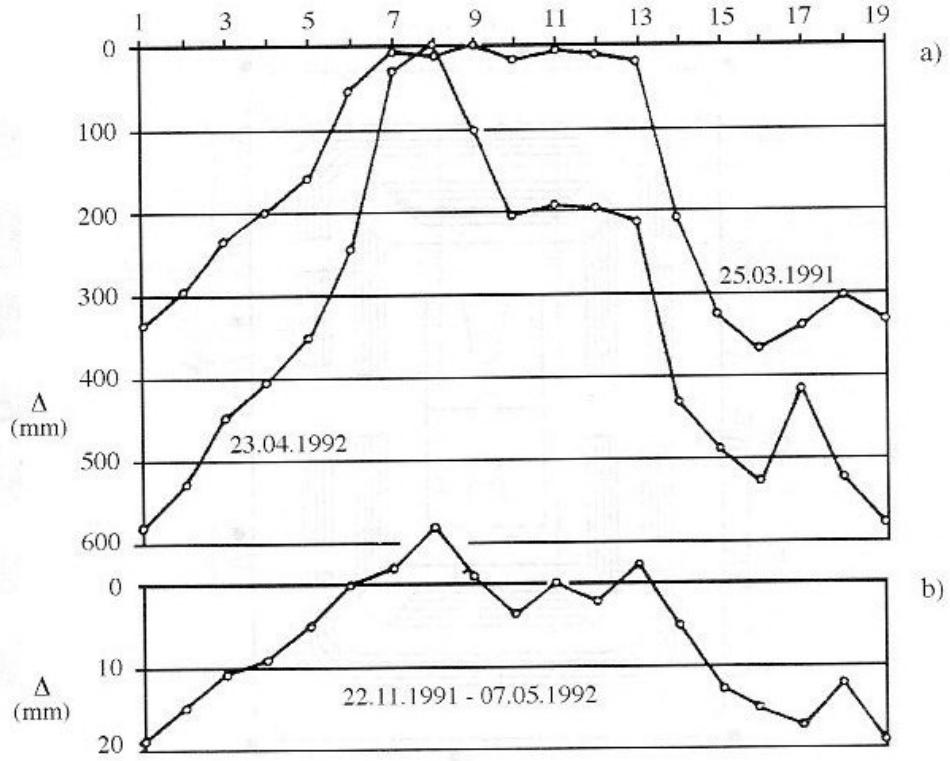


Fig. 5.18. a) Cedimenti differenziali tra i punti di appoggio della copertura; b) incrementi di cedimento

I cedimenti dei pilastri della copertura, inoltre, erano ancora in atto; nella stessa fig. 5.18 sono riportati gli incrementi dei cedimenti (questa volta assoluti) verificatisi fra il novembre 1991 ed il maggio 1992. Nell'arco di circa sei mesi i pilastri che già denunciavano il maggior cedimento hanno subito un ulteriore cedimento di circa 20 mm; gli altri pilastri appaiono invece fermi.

In fase di progetto erano state svolte sommarie indagini geotecniche; la relativa documentazione era comunque insoddisfacente, ed in particolare non era nota l'ubicazione in pianta rispetto alla struttura delle verticali esplorate. E' stata pertanto eseguita un'indagine integrativa, consistente in due sondaggi geotecnici ed 11 profili CPT; l'ubicazione in pianta delle verticali esplorate è riportata in fig. 5.17. Ne è risultato il profilo stratigrafico del sottosuolo lungo il perimetro dell'impianto riportato schematicamente nella fig. 5.19. Il semplice esame della fig. 5.19 rivela immediatamente la causa del dissesto. Si rinviene infatti, subito al di sotto della superficie del terreno, un banco di terreni di ridotta consistenza (mate-

riali vulcanici argillificati e ricchi di sostanza organica) con spessore molto variabile lungo il perimetro dell'opera. Nell'area dei pilastri che hanno subito i maggiori cedimenti, lo spessore dei terreni deformabili è massimo e la lunghezza dei pali di fondazione non è sufficiente per raggiungere il substrato compatto; nell'area dei pilastri che hanno ceduto di meno (o forse non hanno proprio ceduto), invece, i pali si immorsano a sufficienza in tale substrato.

Le indagini di progetto, probabilmente, erano state limitate alla zona "buona"; in ogni caso, esse si sono rivelate inadeguate. Ancora una volta, quindi, la lezione che si ricava è quella di prestare la massima attenzione ad un'adeguata caratterizzazione del sottosuolo delle opere con indagini ben finalizzate ed esaurienti. Solo così è possibile evitare inconvenienti come quelli descritti, che hanno comportato la necessità di un costoso ed impegnativo intervento di sottofondazione dei pilastri della copertura e delle strutture secondarie con micropali ad armatura tubolare di lunghezza compresa fra 25 e 35 m.

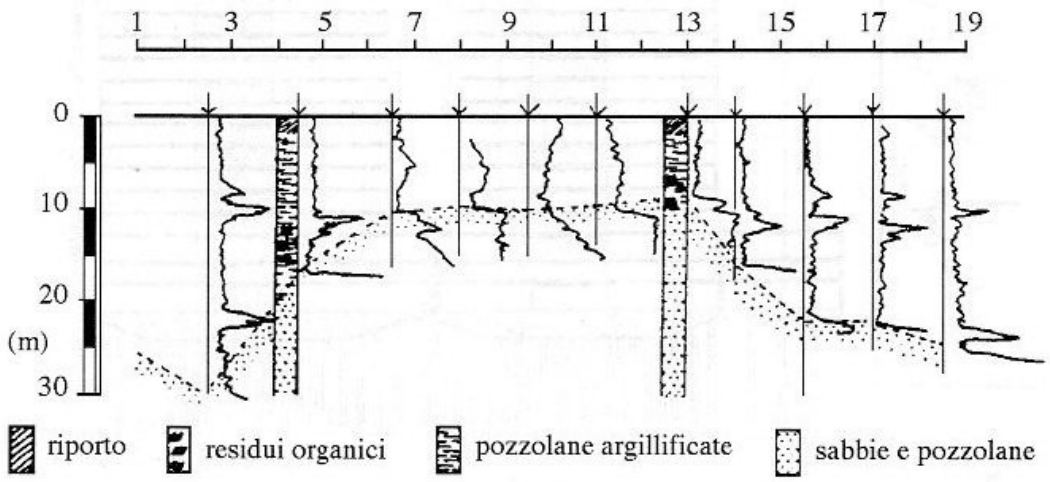


Fig. 5.19. Costituzione del sottosuolo lungo il perimetro dell'impianto

5.3.4. *Cedimenti di fondazioni su pali*

I cedimenti delle fondazioni su pali e le relative analisi progettuali vengono presentati e discussi nel cap. 14. Anche in questo campo indicazioni molto significative per la convalida dei procedimenti di analisi esistenti e per lo sviluppo di innovative strategie di progetto sono venute dall'osservazione di opere in vera grandezza. In questa sede verranno presentati alcuni dei casi di monitoraggio, i risultati dei quali sono stati utilizzati nei § 14.1.3 e 14.1.4.

A Napoli, ad esempio, si è colta l'occasione della realizzazione del Nuovo Centro Direzionale nella zona orientale della città per raccogliere una ricca serie di dati sui cedimenti di edifici di tipo abbastanza uniforme (30 ÷ 35 piani; struttura metallica con nuclei irrigidenti in c.a.; fondazioni a platea generale su pali), in

situazioni di sottosuolo relativamente simili (terreni piroclastici sciolti in posto o di trasporto alluvionale, talvolta con banchi di tufo litoide).

A titolo di esempio, nelle figure 5.20 e 5.21 sono riportati alcuni dati relativi all'edificio dell'Holiday Inn (Torre A) e al suo gemello (Torre U) (Mandolini, Viggiani, 1992a).

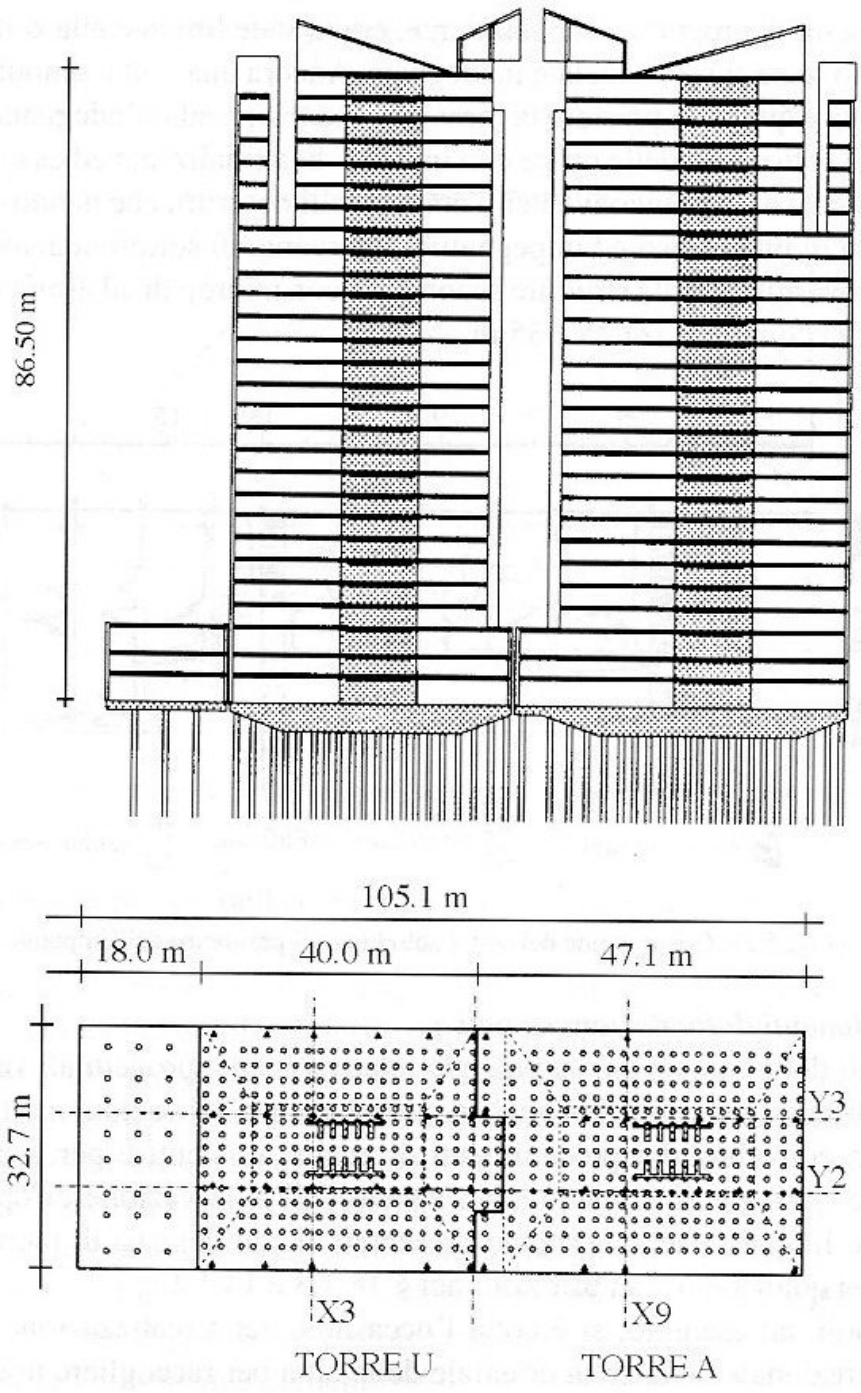


Fig. 5.20. Torri A ed U; schema strutturale

Si tratta di due edifici giustapposti con dimensioni in pianta di 43x90 m^2 circa ed altezza di quasi 90 m, fondati su platee in c.a. di spessore variabile fra 1,2 e 3,5 m. Ogni platea poggia su 320 pali trivellati pressati con elica continua (v. § 12.4) con diametro di 0,6 m e lunghezza di 20 m. Il sottosuolo è costituito da terreni piroclastici sciolti, dilavati dalle acque e ridepositati in ambiente palustre, fino alla profondità di 20 ÷ 30 m; al di sotto si rinviene una formazione piroclastica in sede costituita da pozzolane, sciolte o debolmente cementate, e poi da tufo litoide.

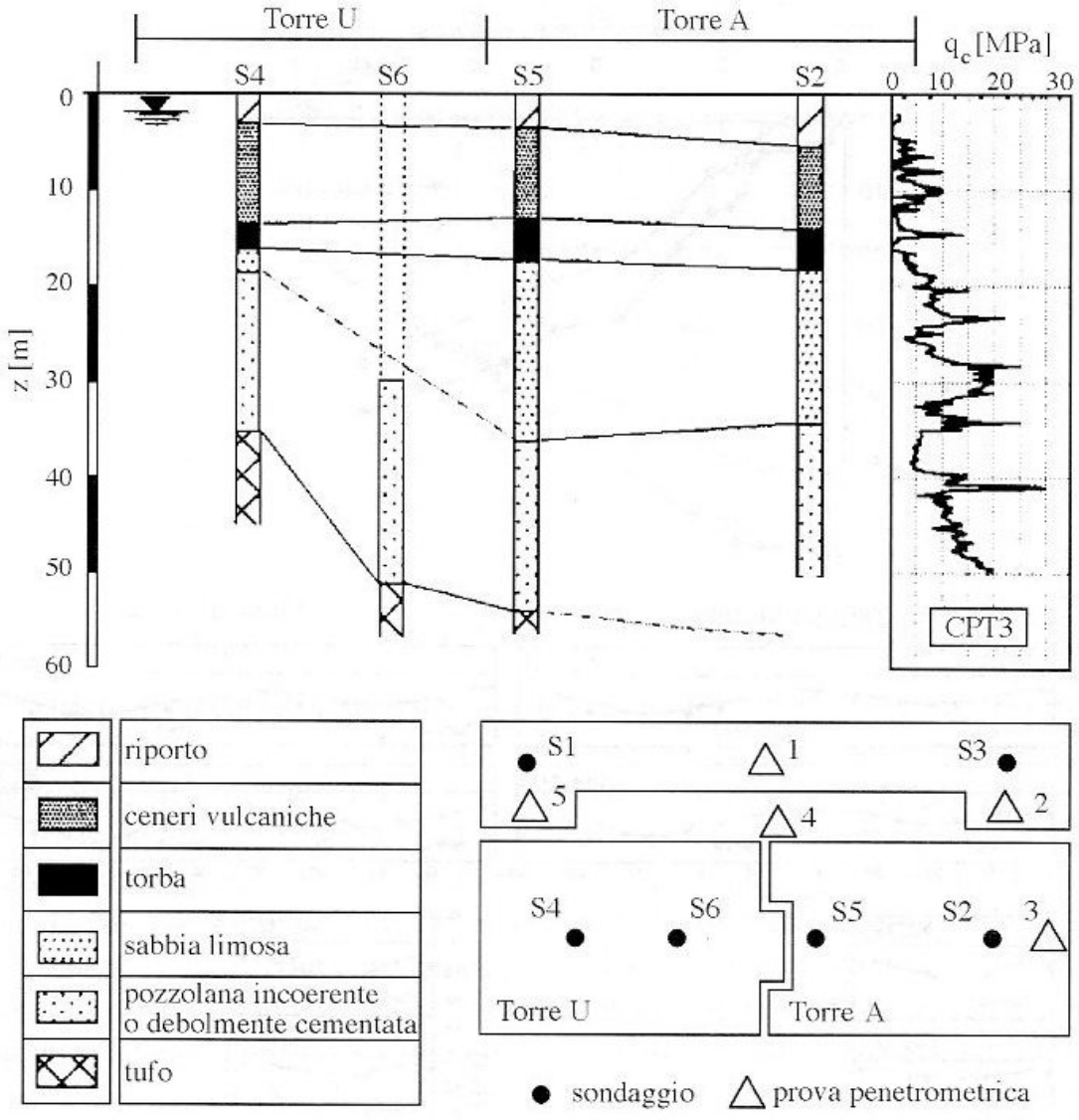


Fig. 5.21. Torri A ed U; costituzione del sottosuolo

I cedimenti medi delle due piastre durante la costruzione sono riportati nella fig. 5.22a; nella fig. 5.22b è riportato un confronto fra cedimenti osservati e calcolati con i procedimenti di cui si dirà al cap. 14, in due diverse condizioni di carico.

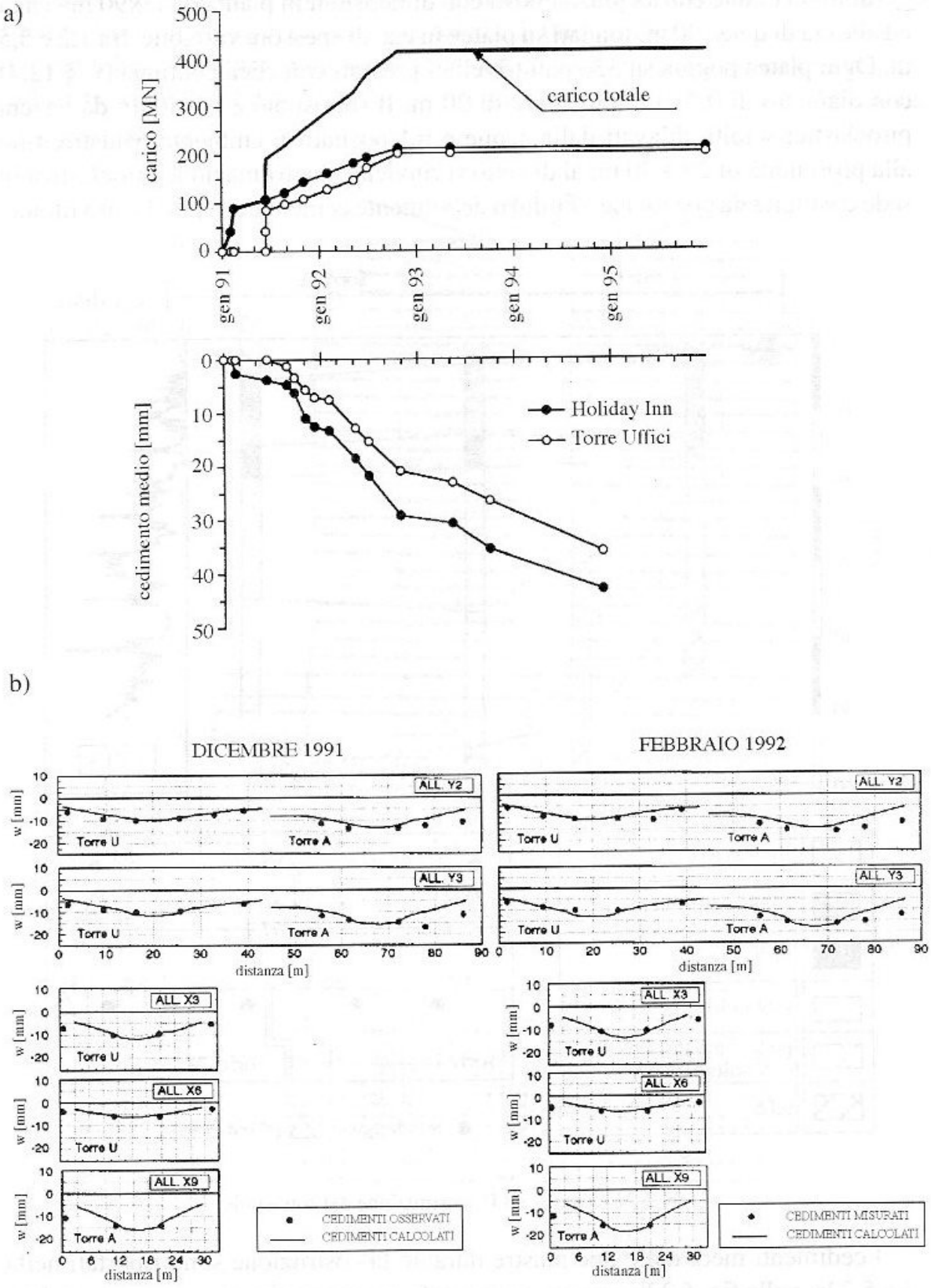


Fig. 5.22. Torri A ed U; a) cedimenti medi osservati; b) confronto fra cedimenti osservati e calcolati

A parte la convalida dei procedimenti di analisi, sono stati messi in luce altri fenomeni di grande interesse. Ad esempio, alcuni dati relativi al Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli sono riportati in fig. 5.23.

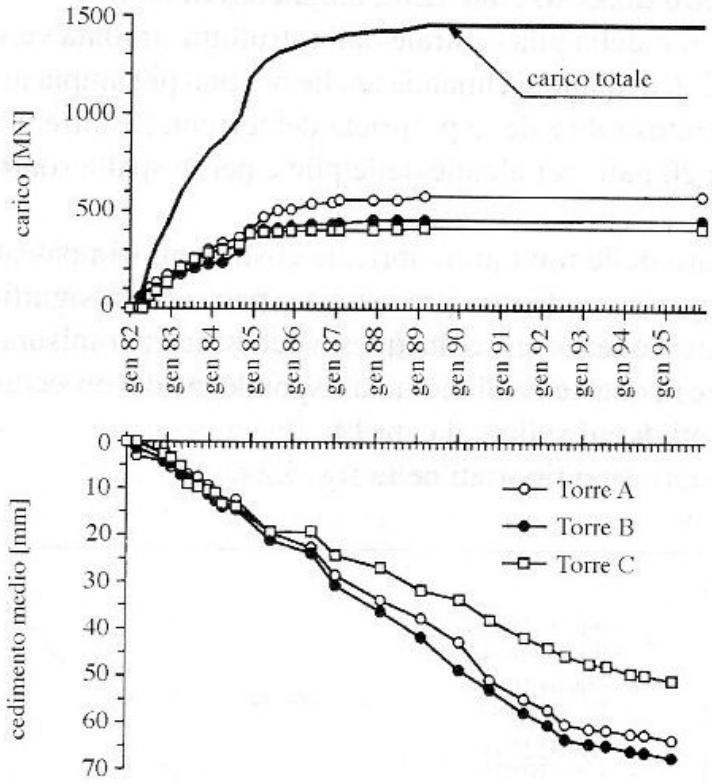


Fig. 5.23. Cedimenti del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli

Si tratta di un corpo di fabbrica costituito da tre torri di altezza compresa fra 70 e 110 m. La fondazione è costituita da un'unica piastra in c.a. dello spessore di un metro, irrigidita da telai e pareti in c.a. nei tre piani inferiori e poggiante su 241 pali trivellati della lunghezza di 42 m e di diametro compreso fra 1,5 e 2,2 m. Le condizioni del sottosuolo non sono dissimili da quelle della torre dell'Holiday Inn, che dista meno di cento metri; manca però il substrato di tufo litoide.

Come si vede, i cedimenti aumentano nel tempo dopo il termine della costruzione, a carico costante, con una legge all'incirca lineare per alcuni anni , e poi con un gradiente più basso. L'incremento annuo del cedimento è dapprima dell'ordine del 12% ÷ 18% del cedimento a termine costruzione, per poi scendere a valori dell'ordine del 5%.

Le osservazioni proseguono per lumeggiare questo interessante fenomeno, già segnalato da Schmertmann (1970) e Burland e Burbidge (1984).

Altro caso interessante è quello del nuovo attraversamento stradale del fiume Garigliano, costituito da un lungo viadotto con travi appoggiate in c.a.p. o acciaio di luce compresa fra 26,5 ed 80 m, ed un ponte centrale strallato sul fiume con due

campate da 90 m di luce. Il sottosuolo (Mandolini, Viggiani, 1992b) è costituito da terreni limo-argillosi di ridotta consistenza fino alla profondità di 40 ÷ 50 m; pertanto le spalle e le pile del viadotto sono state fondate su pali battuti tubolari in acciaio del diametro di 35/40 cm e della lunghezza di 48 m.

Il comportamento della pila centrale della struttura strallata verrà esaminato in dettaglio al § 14.2.2, al quale si rimanda anche per una più ampia descrizione della costituzione del sottosuolo e delle proprietà dei terreni. Le altre pile sono fondate su gruppi da 16 a 20 pali; per alcune delle pile e per le spalle sono presenti anche pali inclinati.

All'atto del varo delle travi prefabbricate costituenti l'impalcato, alle pile veniva applicato un carico noto con precisione e pari ad una significativa frazione del carico totale di progetto; si è colta questa occasione per misurarne i cedimenti e verificare, anche in queste condizioni, la rispondenza del procedimento di previsione dei cedimenti di cui si dirà al cap. 14.

I risultati ottenuti sono riportati nella fig. 5.24.

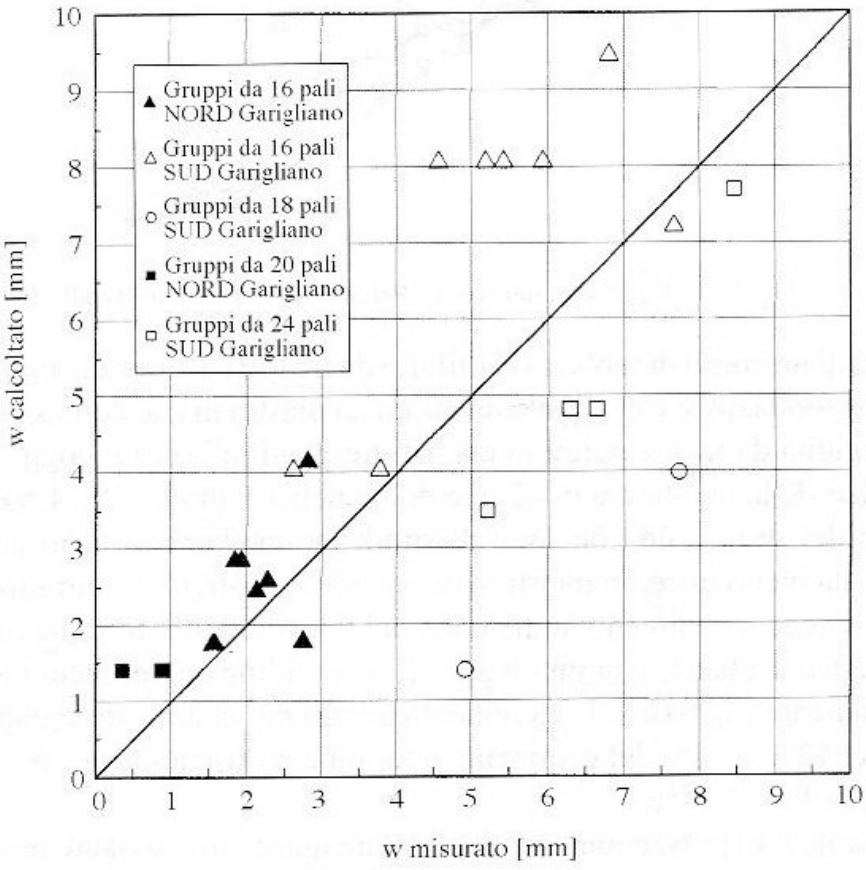


Fig. 5.24. Viadotto sul Garigliano; confronto fra cedimenti osservati e calcolati delle pile

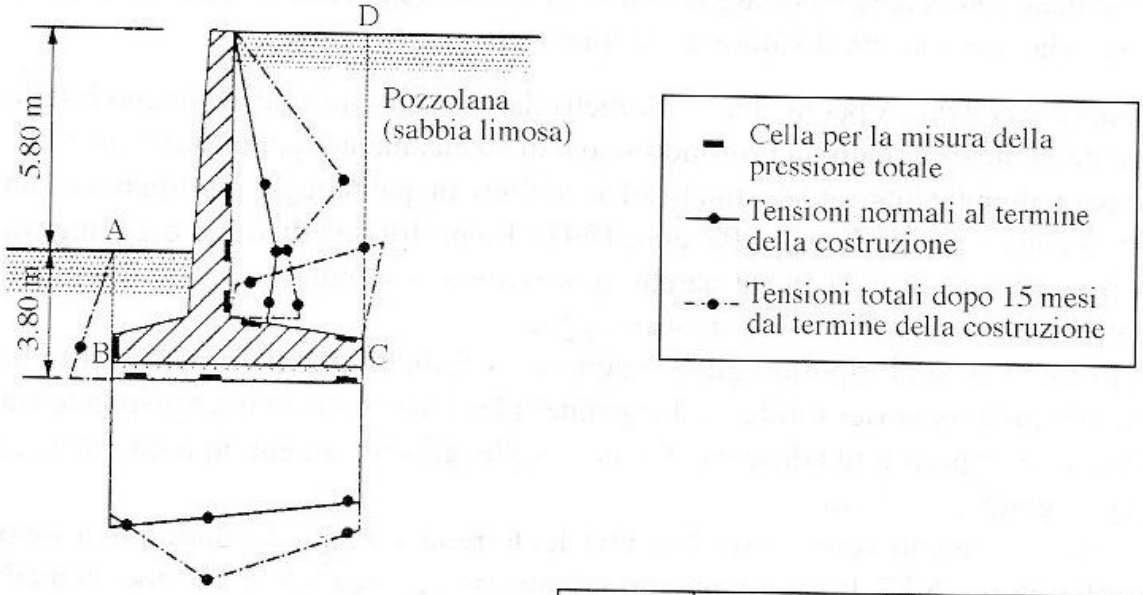
Nel valutare tale figura, occorre tenere presente che le misure di cedimento erano in questo sito alquanto difficili, per la ridotta entità dei cedimenti da misura-

re e per la difficoltà di individuare capisaldi di riferimento sufficientemente stabili nelle vicinanze delle pile. Inoltre i dati su cui è stata basata la previsione erano relativi a due sole pile, e quindi non consentono di tenere conto della inevitabile variabilità del sottosuolo nel passare da una pila all'altra. Ciò spiega l'elevata dispersione dei risultati.

5.4. *Altre misure*

5.4.1. *Opere di sostegno*

Muro di sostegno. Si riporta qui di seguito un esempio di misure su di un muro di sostegno in c.a. della lunghezza di oltre 200 m e di altezza fuori terra fino ad otto metri, con giunti ad interasse di 22 m (Viggiani, 1969). Durante e dopo la costruzione sono state eseguite misure della pressione totale al contatto terreno-struttura in tre sezioni disposte su di uno stesso pannello di muro delimitato da giunti; in ogni sezione erano state montate nove celle per la misura delle pressioni totali (fig. 5.25).



	Progetto	Termine costruzione	15 mesi dopo il termine costruzione
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	6.7	3.2	5.7
Coefficiente di sicurezza al carico limite in fondazione	6.9	7.8	5.8

Fig. 5.25. Misura delle sollecitazioni su di un muro di sostegno in c.a.

I valori medi delle pressioni misurati al termine della costruzione e 15 mesi più tardi sono riportati nella figura 5.25. In base a questi valori, imponendo l'equilibrio delle forze agenti sul volume ABCD, è risultato che al termine della costruzione la spinta agente su CD era minore di quella prevista in progetto, ma inclinata verso l'alto; per tale motivo il coefficiente di sicurezza al ribaltamento era notevolmente inferiore rispetto alla previsione di progetto che era basata sull'ipotesi di spinta orizzontale.

Occorre precisare che gli elevati valori del coefficiente di sicurezza, riportati in fig. 5.25, si riferiscono, come le misure, ad una fase intermedia della vita del muro. Nelle condizioni finali, critiche per il progetto, la superficie del terreno a valle del muro è stata abbassata di oltre un metro.

Dopo circa 15 mesi la spinta agente sulla superficie CD è aumentata sensibilmente ed è ruotata, disponendosi secondo una direzione praticamente orizzontale. Ciò è dovuto ad assestamenti del terrapieno, ed ha provocato variazioni del valore del coefficiente di sicurezza sia al ribaltamento, sia al carico limite della fondazione.

Queste risultanze mostrano come l'effettivo comportamento dell'opera sia stato, in questo caso, significativamente diverso dalla previsione di progetto, per la difficoltà di prevedere e portare in conto gli spostamenti relativi fra muro e terrapieno, che influenzano il valore della spinta e la sua direzione.

Paratia ancorata. A poche decine di metri dal predetto muro di sostegno è stato recentemente effettuato un profondo scavo di sbancamento, per allocare un edificio parzialmente interrato destinato ad accogliere un parcheggio multipiano ed un centro commerciale (Fenelli, Pagano, 1997). La profondità di scavo raggiungeva un massimo di oltre 21 m; la parete di scavo era sostenuta da un diaframma a pannelli di c.a. con due livelli di ancoraggio.

In fig. 5.26 sono riportati gli spostamenti orizzontali del diaframma, misurati con tubi inclinometrici solidali a due pannelli fra loro vicini ed in corrispondenza di tre diverse profondità di scavo. Come si vede, gli spostamenti massimi in testa raggiungono circa 1 cm.

Gli spostamenti verticali (cedimenti) del terreno a monte del diaframma sono riportati in fig. 5.27. Il valore massimo risulta pari a circa 0,5 cm, e cioè la metà dello spostamento orizzontale massimo. Come già osservato in altre occasioni, il cedimento immediatamente a tergo del diaframma risulta minore del massimo per effetto dell'attrito fra il terrapieno e la parete.

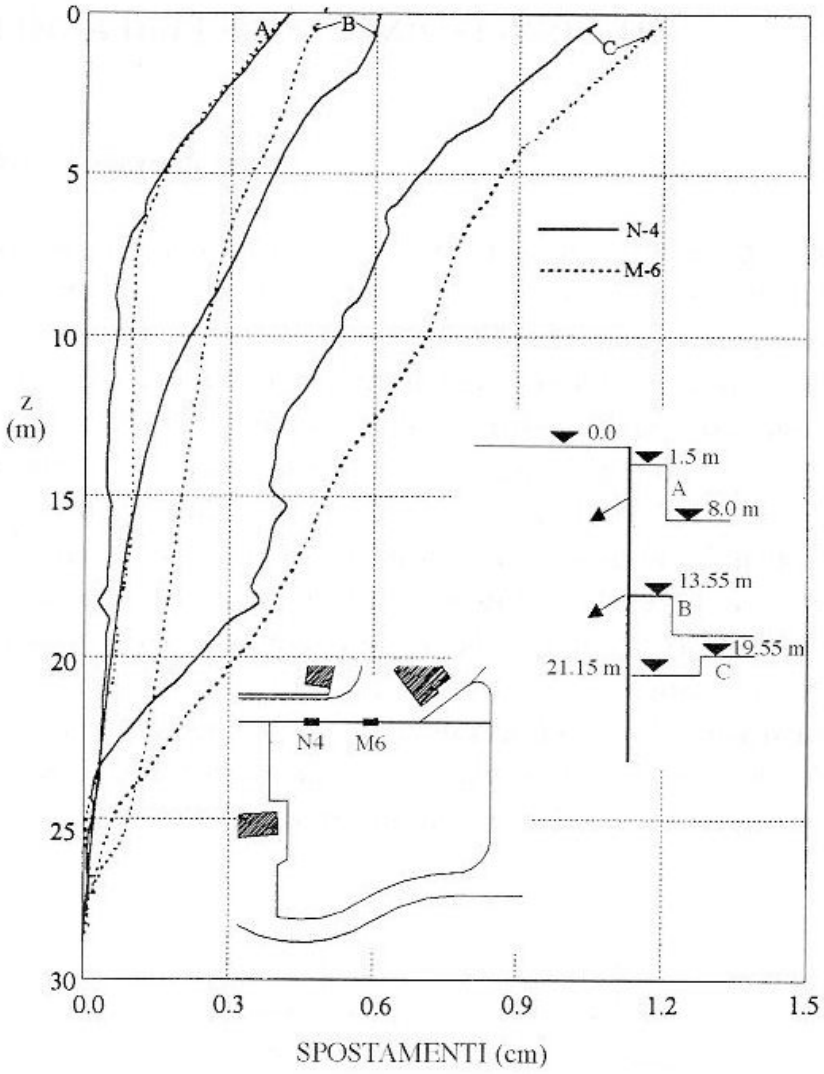


Fig. 5.26.

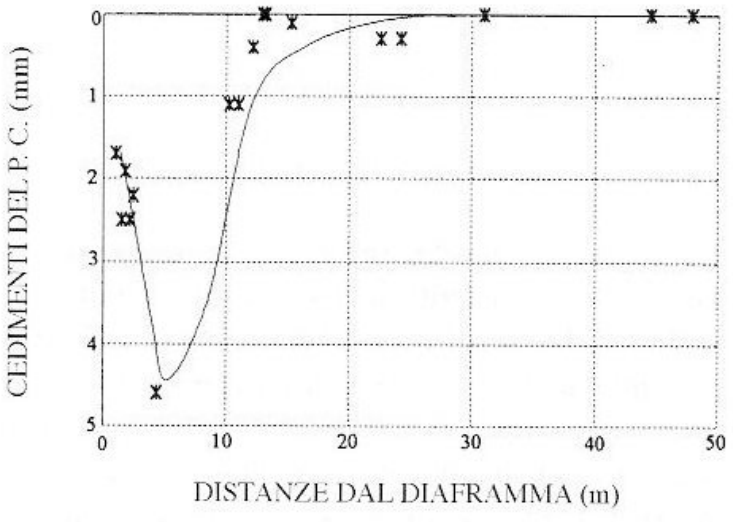


Fig. 5.27.

6. TIPOLOGIA DELLE FONDAZIONI DIRETTE

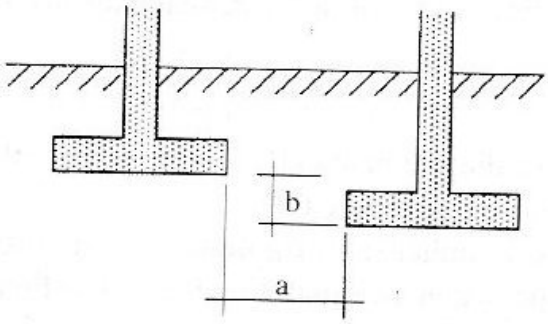
6.1. *Scelta del piano di posa*

Il piano di posa di una fondazione diretta viene fissato tenendo conto della costituzione del sottosuolo. In ogni caso, esso deve avere profondità tale da:

- superare lo strato superficiale di terreno vegetale ed eventuali stratificazioni di detriti, riporti e comunque di terreni con caratteristiche scadenti;
- superare lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo o a variazioni stagionali del contenuto di acqua (per le regioni italiane, dell'ordine di uno o due metri);
- mettersi al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

Se è presente la falda freatica, è buona norma disporre il piano di posa lontano dalla zona di oscillazione del suo pelo libero, e quindi di alcuni decimetri al di sopra del suo livello massimo o, meglio, al di sotto del suo minimo.

E' consigliabile che tutti gli elementi di una fondazione vengano impostati ad un unico livello, sia per motivi di sicurezza durante la costruzione, sia per un migliore comportamento in esercizio. Qualora ciò non fosse possibile, sono considerati ammissibili i dislivelli indicati in fig. 6.1.



Su rocce sciolte $b \leq a/2$
Su rocce lapidee $b \leq a$

Fig. 6.1. Dislivelli ammissibili fra fondazioni contigue

Il piano di posa fissato in sede di progetto deve essere verificato durante la costruzione ed eventualmente adattato alle diverse situazioni che venissero messe in luce dagli scavi. La normativa del nostro Paese affida al Direttore dei Lavori l'approvazione definitiva dei piani di posa delle fondazioni.

Per fondazioni disposte nel letto di corsi d'acqua, il piano di posa deve essere fissato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo *(scour)*; questa può essere provocata dal deflusso di una piena o dalla presenza di un ostacolo, quale ad esempio la pila di un ponte.

Il primo fenomeno (fig. 6.2) è particolarmente sensibile in alvei stretti ed incassati tra argini o sponde ripide. Terzaghi consiglia, in questi casi, di disporre il piano di posa ad una profondità al di sotto del fondo alveo pari ad almeno quattro volte il massimo sopralzo conosciuto del pelo d'acqua nel fiume Δh per effetto della piena.

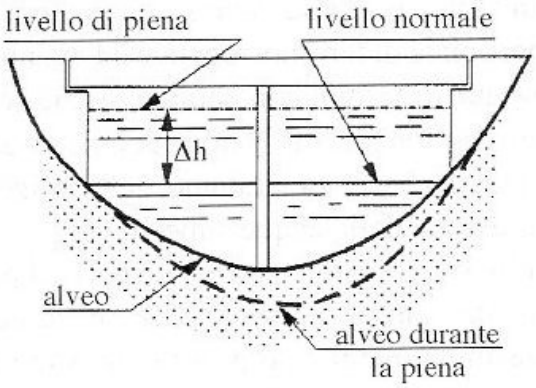


Fig. 6.2. Erosione di fondo in alvei incassati per effetto del deflusso di una piena

Il secondo fenomeno è illustrato schematicamente in fig. 6.3, nella quale sono anche riportati alcuni dati sulla profondità di scalzamento. Può porsi:

$$\frac{s}{b} = K_1 K_2 f\left(\frac{a}{b}\right)$$

dove la funzione f(a/b) è diagrammata in fig. 6.3b, ed i coefficienti correttivi K_1 e K_2 rispettivamente nelle figure 6.3c e 6.3d.

Per ambedue i casi, le indicazioni riportate sono da ritenere valide per corsi d'acqua a profilo stabile, e cioè nei quali l'apporto di sedimenti bilancia l'erosione.

Per le fondazioni di opere idrauliche accade spesso che, al di sotto delle opere stesse, si verifichi un moto di filtrazione con sbocco alla superficie del terreno a valle in direzione all'incirca verticale. In queste condizioni, come è noto (v. § 2.2.2), possono instaurarsi le condizioni di sifonamento, con conseguenze assai gravi per la stabilità dell'opera.

Il sifonamento si verifica quando, per effetto delle forze di filtrazione dirette verso l'alto conseguenti al moto ascendente dell'acqua, si annulla la tensione effettiva verticale. Ciò avviene per un valore critico della cadente piezometrica $i_c = \gamma'/\gamma_w$, il cui ordine di grandezza è prossimo all'unità.

La condizione di moto verticale verso l'alto con sbocco in una superficie libera si verifica in prossimità dell'estremo di valle di opere di sbarramento ed a valle di

palancole, ture e simili (v., ad esempio, la fig. 6.4). Nella stessa figura è indicato con il tratteggio il volume di terreno potenzialmente interessato dal fenomeno. Detta i_m la cadente piezometrica media in tale volume, si definisce un coefficiente di sicurezza al sifonamento:

$$FS = \frac{i_c}{i_m}$$

Tenuto conto delle incertezze nella valutazione di i_m, che può essere fortemente influenzata da dettagli stratigrafici apparentemente insignificanti, è buona norma assegnare ad FS valori pari almeno a 5 per scongiurare ogni rischio di sifonamento.

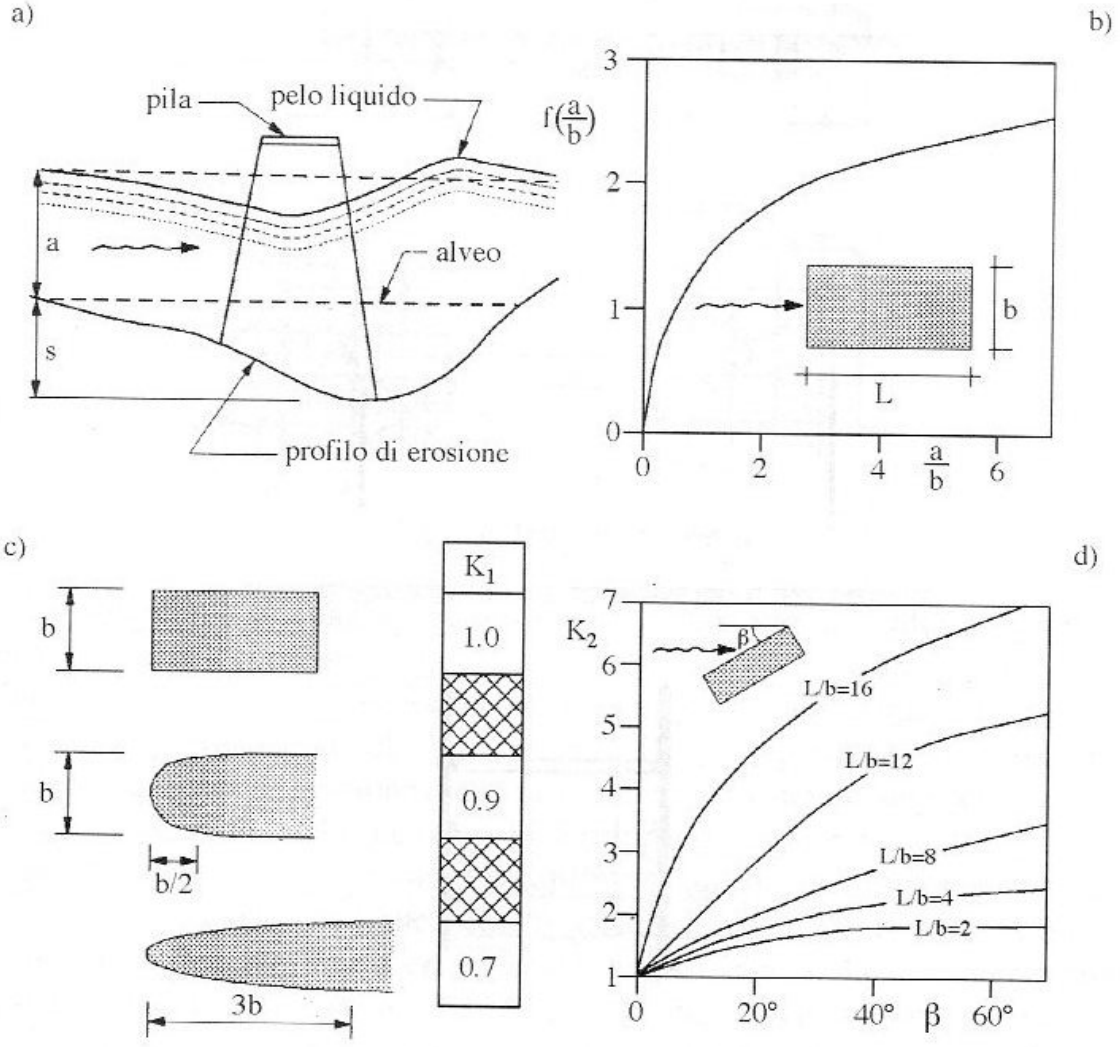
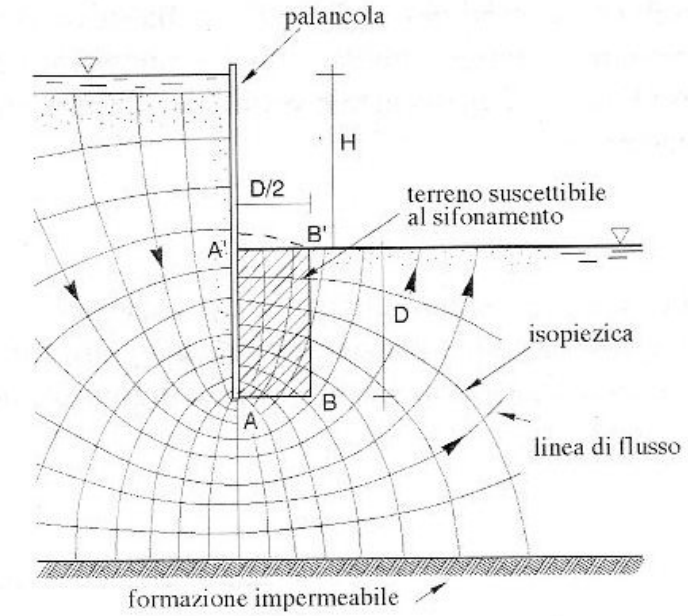
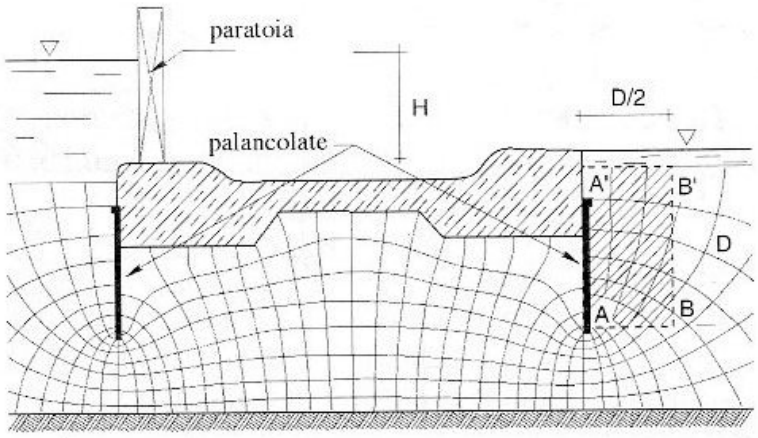


Fig. 6.3. Scalzamento provocato dalla presenza di un ostacolo.
a) andamento del fenomeno; b) profondità di erosione per pila con asse parallelo alla corrente; c) influenza della forma del rostro; d) influenza della obliquità della pila rispetto alla corrente





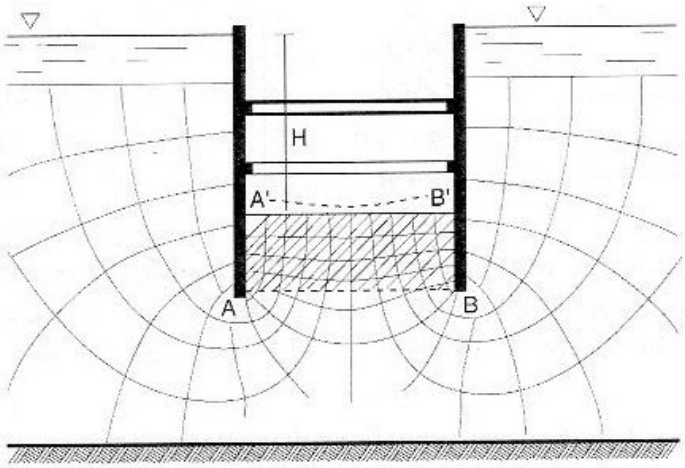


Fig. 6.4. Reti idrodinamiche e zone suscettibili di sifonamento

6.2. *Fondazioni su plinti*

6.2.1. *Plinti isolati*

Le strutture di fondazione vengono realizzate quasi sempre in c.a., anche per strutture in elevazione realizzate con materiali differenti, quali la muratura o l'acciaio. Le forme più comuni sono il plinto, la trave rovescia, la platea generale.

Il plinto (fig. 6.5) ha generalmente forma in pianta isometrica (quadrata, poligonale, circolare); in presenza di significativa eccentricità dei carichi permanenti può avere forma rettangolare.

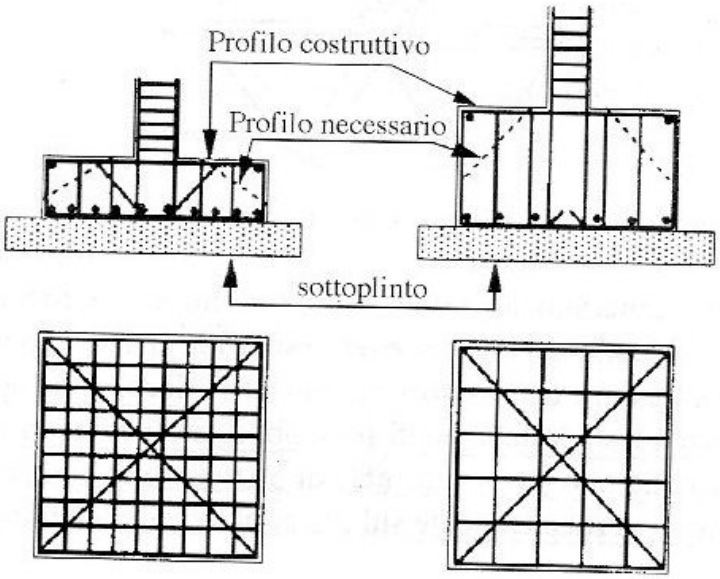


Fig. 6.5. Tipici plinti isolati

Un sottoplinto in conglomerato a basso dosaggio di cemento (calcestruzzo "magro"), oltre a consentire un miglior getto del cemento armato strutturale, costituendo il fondo della cassaforma per quest'ultimo, realizza una diffusione del carico che equivale ad un'allargamento dell'effettiva base di appoggio sul terreno. Per un'efficace ripartizione l'aggetto del sottoplinto deve essere non maggiore del suo spessore, in modo che l'angolo di diffusione risulti minore di 45°.

Per il passato, i plinti venivano tipicamente sagomati con l'estradosso a tronco di piramide, in modo che l'altezza delle sezioni resistenti seguisse l'andamento del momento flettente. Tale accorgimento è oggi adottato molto di rado, preferendosi la forma a parallelepipedo che consente un onere assai minore di lavorazione dell'armatura e della cassaforma. La forma tronco piramidale viene adottata solo per i plinti di grandi dimensioni, quando essa consente un significativo risparmio di materiale ed una diminuzione di peso; in questi casi può anche risultare conveniente ricorrere alla soluzione con nervature (fig. 6.6).

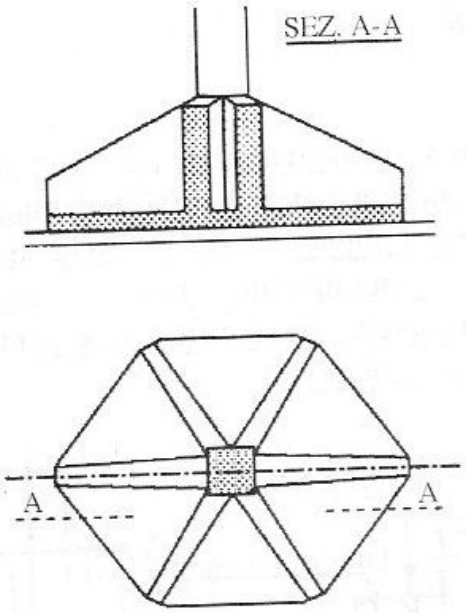


Fig. 6.6. Plinto nervato

I plinti vengono generalmente collegati tra loro nelle due direzioni dell'ordito strutturale da travi di collegamento, alle quali si affida anche il compito di portare le murature dei tompagni e dei divisori a piano terra. Secondo la normativa italiana, in zona sismica questi collegamenti sono obbligatori e devono essere proporzionati per resistere ad uno sforzo normale di trazione o di compressione pari ad un decimo del carico verticale agente sul più caricato dei due plinti collegati.

6.2.2. *Plinti composti*

In presenza di due o più pilastri vicini fra loro può essere conveniente ricorrere ad un unico plinto di fondazione, che viene configurato in modo che il baricentro della sua impronta in pianta coincida con il punto di applicazione della risultante R dei carichi permanenti su di esso agenti.

In fig. 6.7 è illustrata la determinazione delle lunghezze aggiuntive m ed n da assegnare ad un plinto rettangolare di larghezza B costante, onde ottenere che la risultante sia centrata. Detta p la pressione media che si desidera applicare al terreno (e che risulta dai calcoli di carico limite e di cedimenti che saranno illustrati nei prossimi capitoli), deve aversi:

$$p = \frac{R}{B(L+m+n)}; \qquad n = \frac{R}{2pB} - \frac{L}{2} - e; \qquad m = n + 2e \tag{6.1}$$

Qualora, per effetto di elevate differenze di carico fra i pilastri, l'eccentricità della risultante fosse molto elevata, può risultare conveniente fare ricorso ad un plinto di larghezza variabile e forma in pianta trapezia (fig. 6.8). In questo caso,

dette rispettivamente x_G ed x_R le ascisse del baricentro della fondazione e della risultante dei carichi, deve aversi:

$$p = \frac{2R}{(a+b)L}; \quad x_R = x_G = \frac{L}{3}\frac{2a+b}{a+b} \tag{6.2}$$

Una volta fissate p ed L, essendo nota x_G, le (6.2) consentono la determinazione di a e b. Risulta:

$$a = \frac{2R}{pL}\left(\frac{3x_R}{L} - 1\right); \quad b = \frac{2R}{pL}\left(2 - \frac{3x_R}{L}\right)$$

La soluzione con plinto composto viene spesso usata quando uno dei due pilastri si trova in aderenza alla linea di confine e la fondazione non può debordare oltre tale linea. Se il pilastro di confine è il meno carico dei due, e cioè la risultante è posta ad $x_R \geq L/2$, si può adottare la soluzione con B costante. In questo caso le (6.1) forniscono n = 0, m = 2e.

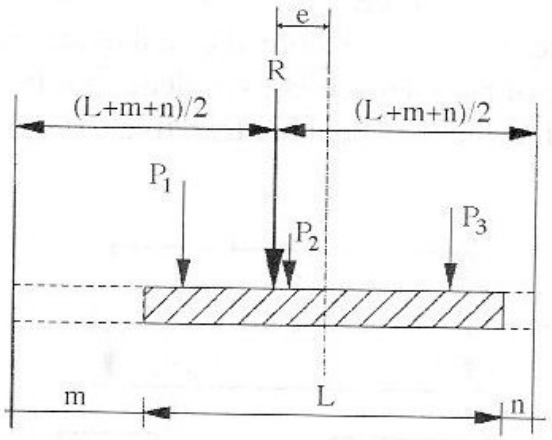


Fig. 6.7. Determinazione delle lunghezze m ed n da assegnare agli sbalzi di un plinto composto di larghezza B costante in modo da centrarlo sulla risultante dei carichi

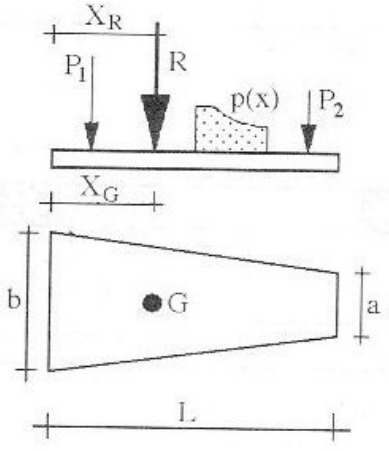


Fig. 6.8. Plinto composto a larghezza B variabile

Se invece il pilastro di confine è il più carico dei due ($x_R \leq L/2$), occorrerà ricorrere alla soluzione a pianta trapezia; quanto maggiore è l'eccentricità della risultante, tanto maggiore dovrà essere il rapporto fra i lati b ed a. Il limite si raggiunge quando a = 0; in questo caso il trapezio degenera in un triangolo ed $x_G = L/3$. La soluzione con plinto composto trapezio è quindi possibile solo quando $L/3 \leq x_R \leq L/2$.

Per eccentricità ancora maggiori si ricorre alla cosiddetta fondazione a mensola *(strap footing)* (fig. 6.9), costituita da due plinti collegati da una trave sufficientemente rigida. Il plinto al di sotto del pilastro di confine è caricato eccentricamente; ciò dà luogo ad un momento, che si trasmette tramite la trave all'altro plinto e si traduce in un alleggerimento della pressione su di esso. Con le notazioni di fig. 6.9, e trascurando la reazione del terreno al di sotto della trave di collegamento (talvolta si ha cura di disporre uno strato di sabbia sciolta al di sotto di tale trave, onde evitare che vada in forza contro il terreno), deve aversi:

$$B_1 L_1 p = R_1; \quad B_2 L_2 p = R_2; \quad P_1 + P_2 - R_1 = R_2; \quad R_1 = P_1 S/S'$$

Il progetto procede fissando un valore di L_1 dal quale si deduce S' e quindi R_1. Da R_1, noto il valore di p, si deduce B_1; si calcola poi R_2 e quindi B_2 ed L_2. La soluzione più soddisfacente si ricerca per tentativi.

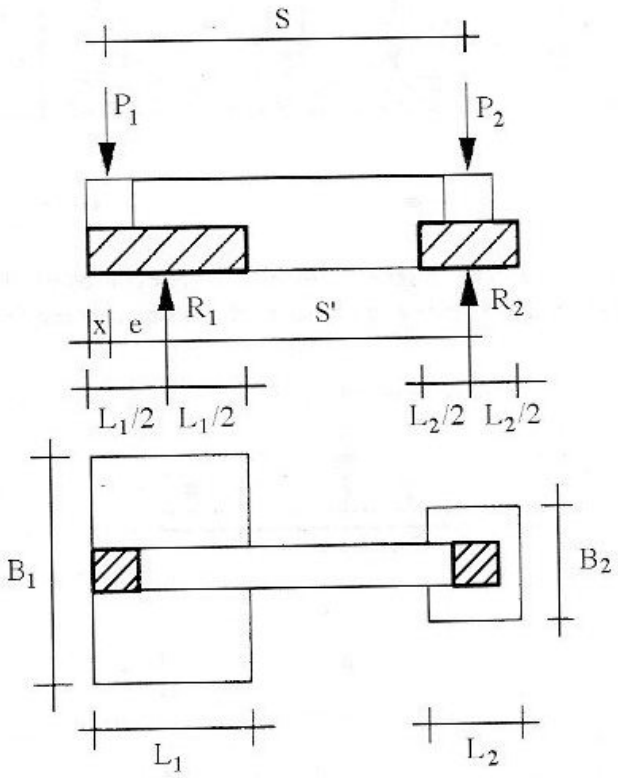


Fig. 6.9. Fondazione a mensola (*strap footing*)

6.3. *Fondazioni continue*

6.3.1. *Travi rovesce*

Quando i pilastri della sovrastruttura sono disposti con interasse relativamente ridotto lungo un allineamento, e le caratteristiche del terreno sono tali che eventuali plinti di fondazione risulterebbero molto prossimi l'uno all'altro o addirittura sovrapposti, si ricorre alla trave di fondazione (fig. 6.10). Questa ha in genere una soletta a contatto con il terreno e al di sopra di essa un'anima, sulla quale poggiano i pilastri della struttura in elevazione; per tale motivo essa risulta una sorta di immagine speculare delle normali travi a T da solaio, e pertanto viene detta trave rovescia.

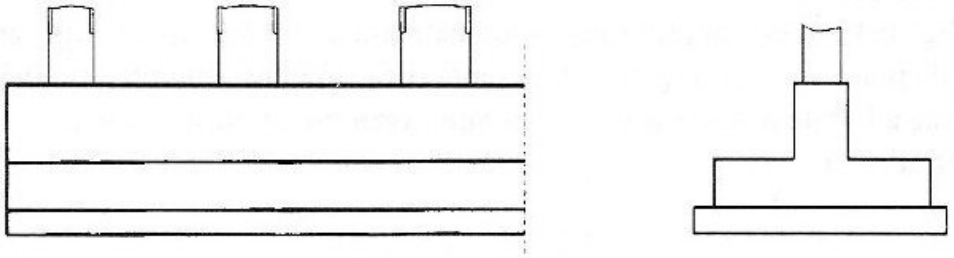


Fig. 6.10. Esempio di trave di fondazione

Le travi rovesce possono essere collegate trasversalmente da cordoli o, in taluni casi, da vere e proprie travi equivalenti a quelle principali; in tal caso si parla di reticolo di travi rovesce (fig. 6.11).

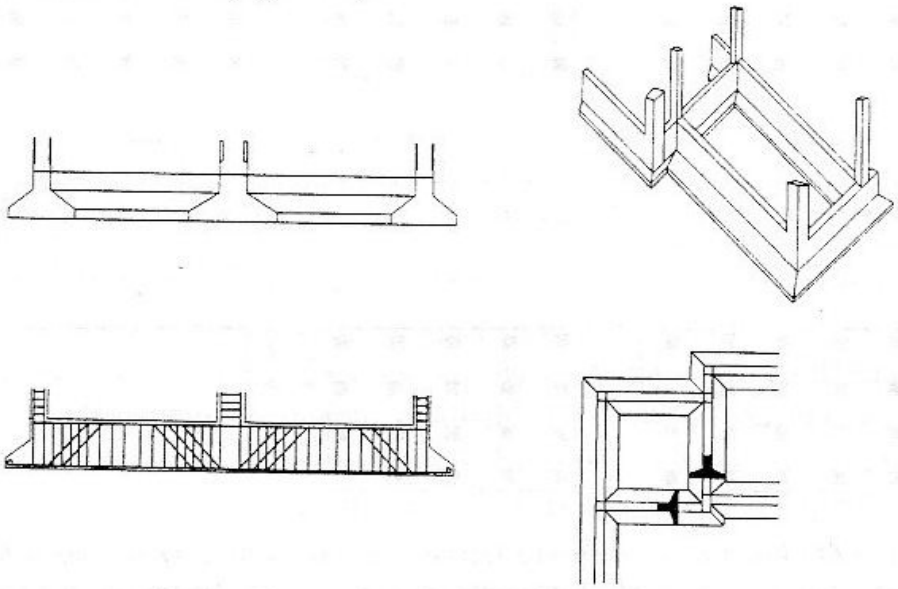


Fig. 6.11. Esempio di reticolo di travi rovesce

Dal punto di vista statico, la disposizione del pilastro all'estremità della trave rovescia non è molto conveniente. Se possibile, quindi, è buona norma che la trave abbia all'estremità un tratto a sbalzo, come mostrato nella fig. 6.10.

Un particolare tipo di fondazione, adottato talvolta per alcuni tipi strutturali, è la trave anulare.

6.3.2. *Platee*

Quando l'area di impronta del reticolo di travi rovesce eccede il 50 ÷ 60% dell'area di impronta dell'edificio, risulta conveniente adottare una fondazione a platea generale. Quest'ultima è una piastra che trasmette al terreno i carichi di numerosi pilastri disposti in genere su file e colonne; può occupare l'intera impronta di un edifico, o parte di essa, o addirittura debordare oltre l'impronta in pianta della struttura in elevazione.

In fig. 6.12 sono rappresentati schematicamente i più diffusi tipi strutturali. Oltre alla piastra in c.a. a spessore costante (tipicamente compreso fra 0,75 e 2 m) sono state adottate platee a fungo o nervate, con aumenti di spessore all'estradosso o all'intradosso.

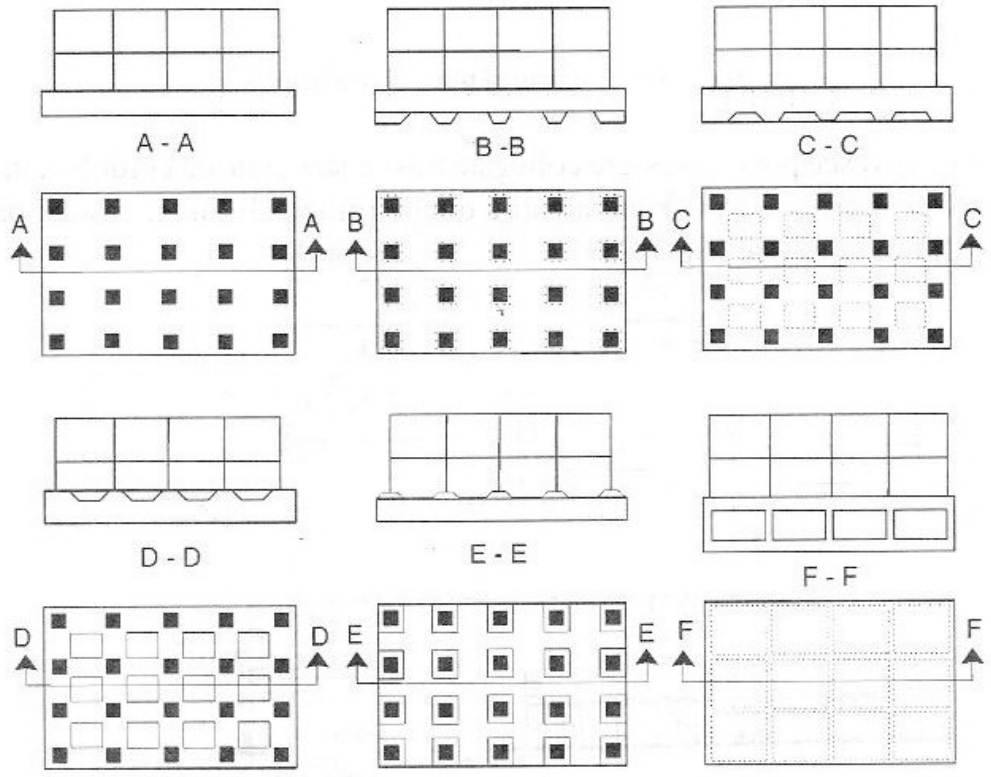


Fig. 6.12. Tipi strutturali di platee di fondazione. a) piastra a spessore costante; b) piastra con spessore incrementato sotto i pilastri; c) piastra nervata inferiormente; d) piastra nervata superiormente; e) piastra a fungo; f) piastra scatolare

La platea risulta spesso conveniente nel caso in cui siano stati adottati uno o più piani interrati, particolarmente se il piano di posa è posto al di sotto del livello della falda; in questo caso, infatti, la platea ha anche una funzione di impermeabilizzazione. Sempre nel caso di piani interrati, spesso si ricorre ad una struttura scatolare costituita dalla platea di fondazione, dal solaio sovrastante e da setti in c.a. perimetrali ed interni.

In fig. 6.13 è riportato il particolare costruttivo di una parete perimetrale di sostegno resa collaborante con la platea e l'intelaiatura dell'edificio.

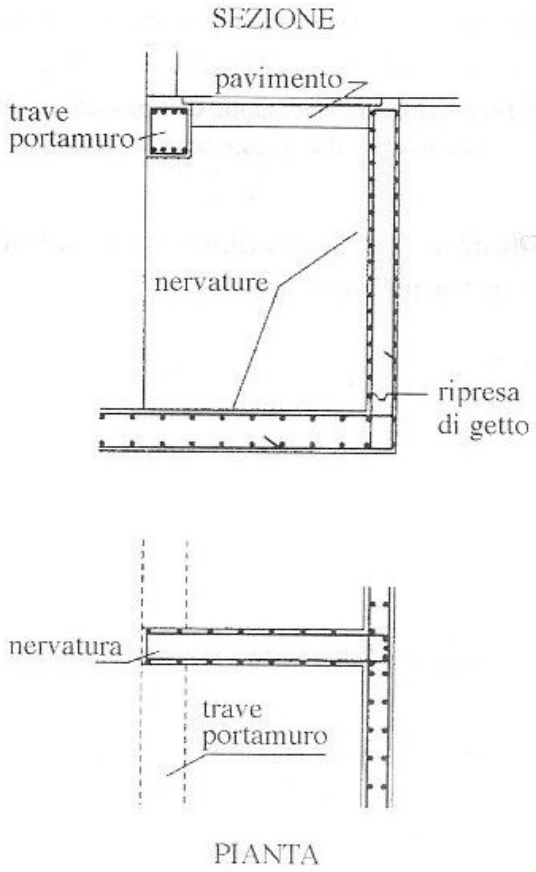


Fig. 6.13. Particolare di parete nervata perimetrale di una platea, con sede per i marciapiede

Le platee possono avere spessore variabile e sbalzi perimetrali. In genere, se l'edificio ha altezza uniforme o comunque disposizione simmetrica, la condizione che il baricentro della platea coincida con il punto di applicazione della risultante dei carichi risulta automaticamente soddisfatta; piccole correzioni possono appunto essere apportate adottando adeguati sbalzi perimetrali. Se invece l'altezza dell'edificio o i carichi agenti risultano molto variabili, occorrerà prendere in considerazione l'opportunità di separare i corpi di fabbrica e la platea con giunti o di adottare piani di posa a diverse profondità, per ottenere la compensazione parziale o totale (fig. 6.14).

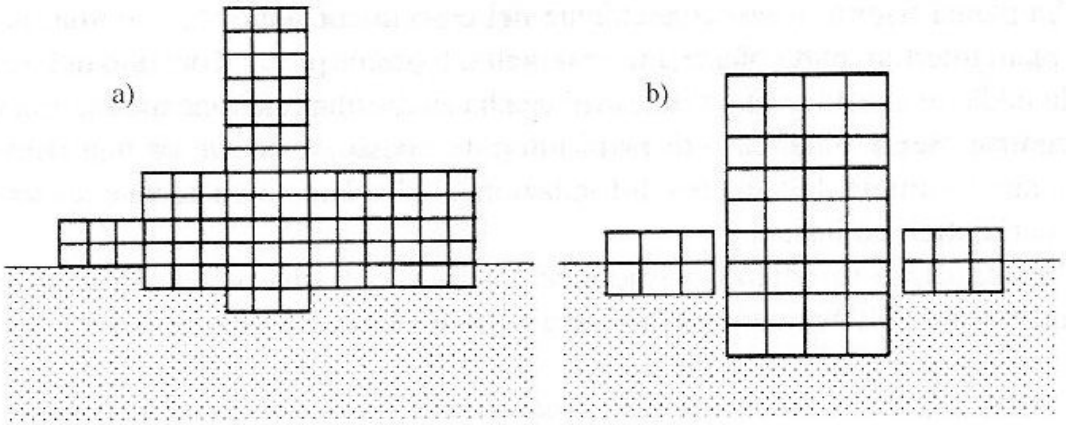


Fig. 6.14. Schema di fondazione compensata in relazione alla diversa altezza dei corpi di fabbrica

In presenza di strutture a pianta circolare, quali serbatoi, ciminiere, torri, si adotta spesso la platea di forma circolare.

7. CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

7.1. *Definizione e fenomenologia*

Immaginiamo (fig. 7.1) di applicare ad una fondazione (ad esempio, un plinto isolato) un carico verticale Q, e di far crescere gradualmente questo carico osservando contemporaneamente lo spostamento verticale (cedimento) w della fondazione. Il cedimento cresce con il carico dapprima con una legge molto prossimamente lineare, e poi con un gradiente sempre maggiore finché si raggiunge una fase finale nella quale a piccoli incrementi del carico corrispondono incrementi molto grandi del cedimento. La curva carico-cedimento tende allora ad un asintoto parallelo all'asse del cedimento; il corrispondente valore del carico viene indicato come carico limite Q_{lim} del complesso terreno-opera di fondazione.

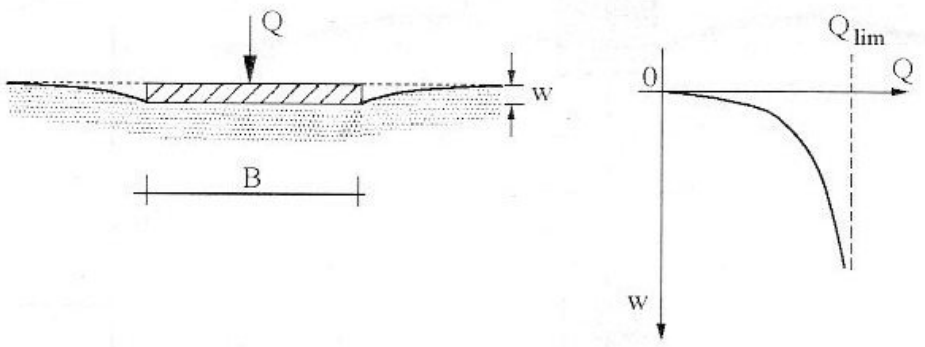


Fig. 7.1. Curva carico-cedimenti di una fondazione diretta

In realtà, la fenomenologia che si presenta in pratica può essere più complessa. In alcuni casi la curva carico-cedimento può essere di tipo instabile, e cioè presentare un massimo e poi decrescere; in altri casi, al contrario, la curva presenta un gradiente continuamente crescente del cedimento con il carico, ma senza che si verifichi un massimo ben definito o che possa essere individuato un valore asintotico.

Questi diversi andamenti (che, in termini meccanici, possono essere ricondotti a comportamenti rispettivamente plastico perfetto, fragile e plastico con incrudimento) corrispondono a diversi meccanismi secondo i quali può avvenire la rottura per carico limite.

Il meccanismo di *rottura generale* (fig. 7.2a) è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento; il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto; alla superficie del terreno circostante la fondazione si osserva quindi un sollevamento del terreno stesso e l'emergere della superficie di

scorrimento. A questo meccanismo corrisponde un comportamento della fondazione di tipo plastico o fragile; il valore del carico limite risulta sempre chiaramente individuato come punto di massimo o come asintoto della curva carico-cedimento.

Il *punzonamento* (fig. 7.2b) è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sottostante la fondazione si comprime (con diminuzione della porosità); alla superficie si osserva uno spostamento verso il basso del terreno circostante la fondazione, che si attenua gradualmente allontanandosi dalla fondazione stessa. Ad un meccanismo di questo tipo corrisponde un comportamento della fondazione di tipo plastico con incrudimento, e quindi cedimenti che crescono con gradualità all'aumentare del carico senza consentire una chiara determinazione del carico limite.

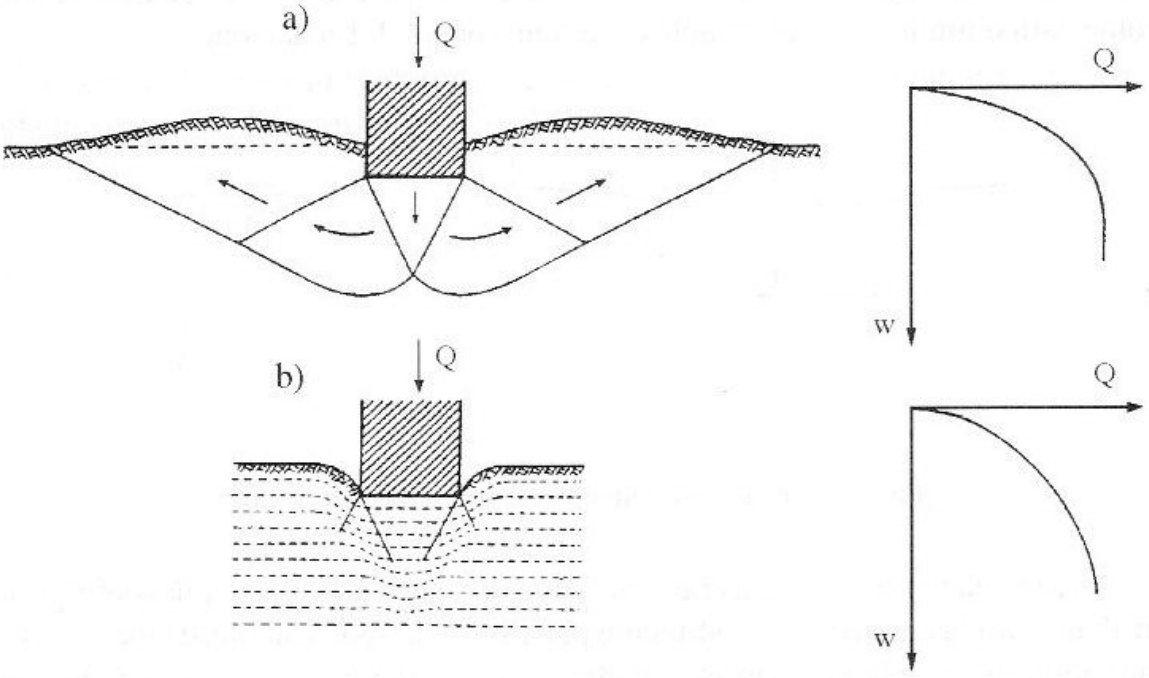


Fig. 7.2. Meccanismo di rottura di una fondazione diretta: a) rottura generale; b) punzonamento

In genere il meccanismo di rottura generale si verifica per terreni poco deformabili (sabbie addensate, argille consistenti); quando sussistono le condizioni non drenate esso è l'unico meccanismo possibile, perché può avvenire senza variazioni di volume del terreno. E' forse il caso di precisare, però, che in condizioni drenate la rottura generale può avvenire anche con variazioni di volume; tuttavia il meccanismo dominante non è la compressione, ma lo scorrimento.

Il meccanismo di punzonamento, richiedendo una variazione di volume del terreno, può verificarsi solo in condizioni drenate; esso è caratteristico dei terreni deformabili, quali sabbie poco addensate ed argille poco consistenti. Tuttavia an-

che altri fattori concorrono a determinare il verificarsi dell'uno o dell'altro meccanismo; ad esempio, a parità di condizioni, al crescere della profondità della fondazione si tende a passare dalla rottura generale al punzonamento.

Dal punto di vista dell'analisi, il fenomeno della rottura generale viene affrontato modellando il terreno come un mezzo perfettamente plastico; la soluzione dei problemi al contorno di interesse tecnico può essere ottenuta con varie tecniche, quali l'analisi limite, il metodo delle caratteristiche, metodi numerici di vario tipo. Nel seguito verranno forniti alcuni semplici esempi di soluzione.

7.2. *Rottura generale*

7.2.1. *Analisi limite*

Fondazione nastriforme su di un mezzo coesivo; upper bound. Il problema è schematicamente rappresentato in fig. 7.3. Assumiamo come meccanismo di collasso una rotazione rigida lungo una superficie cilindrica a direttrice circolare, con centro in un bordo della fondazione. Per un incremento $\delta\theta$ della rotazione il centro della fondazione subisce uno spostamento verticale $\delta w_f = B\delta\theta/2$, mentre lo spostamento lungo la superficie cilindrica vale $\delta w = B\delta\theta$.

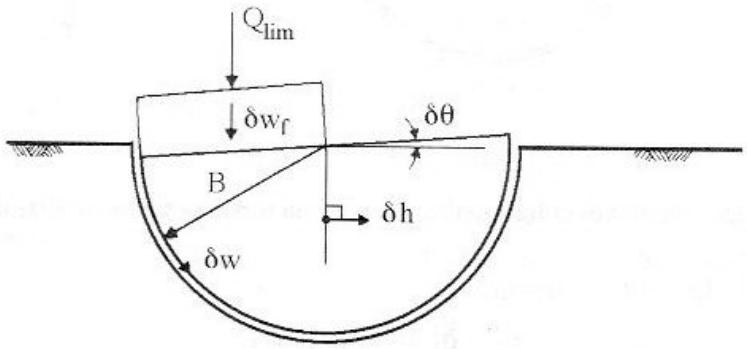


Fig. 7.3. Meccanismo di collasso plastico per una fondazione diretta

Il lavoro delle forze esterne vale:

$$\delta E = Q_{lim} \frac{B\delta\theta}{2}$$

Il baricentro della massa di terreno in movimento subisce uno spostamento orizzontale, e quindi la forza peso non compie lavoro, mentre il lavoro degli sforzi interni vale:

$$\delta W = c_u \pi B^2 \delta\theta$$

Uguagliando le due espressioni, per il teorema cinematico si ottiene un limite superiore del carico di rottura:

$$Q_{lim} = 2\pi B c_u \qquad (7.1)$$

Un diverso meccanismo di collasso plastico è riportato in fig. 7.4a. Esso è costituito da due cunei ed un ventaglio di linee di scorrimento con un angolo al centro di $\pi/2$ ed un raggio $R = B/\sqrt{2}$. Dalla fig. 7.4b si ricava:

$$\delta w_a = \delta w_B = \sqrt{2}\delta w_f$$

Il lavoro complessivo della forza peso è nullo, perché lo spostamento verticale del baricentro del settore cilindrico è nullo, e le componenti verticali dello spostamento dei baricentri dei due cunei sono uguali e di segno opposto.

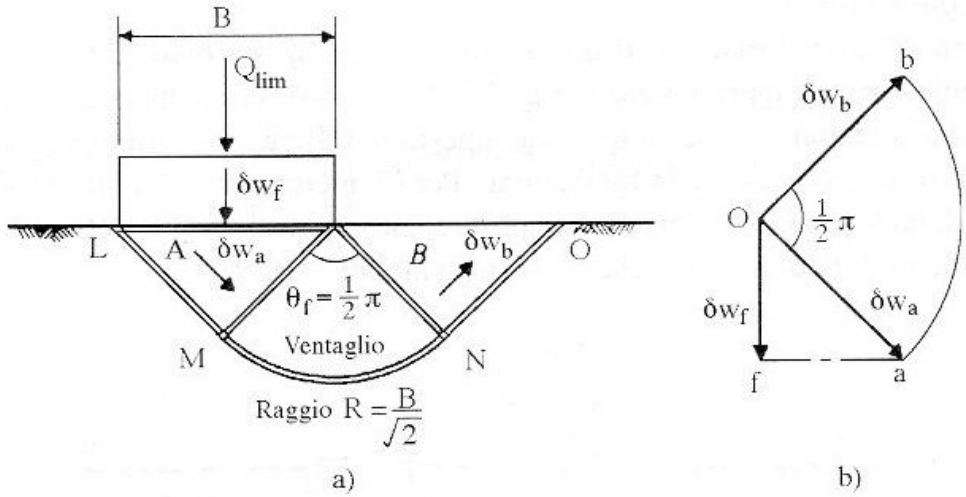


Fig. 7.4. Meccanismo di collasso plastico per una fondazione in condizioni non drenate

Il lavoro della forza esterna vale:

$$\delta E = Q_{lim}\delta w_f$$

Il lavoro degli sforzi interni, lungo le varie superfici di scorrimento, è riportato nella tabella che segue:

Linea	Sforzo	Lunghezza	Spostamento	δW
oa	c_u	$\frac{1}{\sqrt{2}} B$	$\sqrt{2}\delta w_f$	$c_u B \delta w_f$
ob	c_u	$\frac{1}{\sqrt{2}} B$	$\sqrt{2}\delta w_f$	$c_u B \delta w_f$
Ventaglio	c_u	$\frac{\pi}{2}\frac{B}{\sqrt{2}}$	$\sqrt{2}\delta w_f$	$\pi c_u B \delta w_f$
Totale				$(2+\pi) c_u B \delta w_f$

Applicando il teorema cinematico, si ottiene:

$$Q_{lim} = (2 + \pi)Bc_u \qquad (7.2)$$

che è un valore inferiore, e quindi migliore, del precedente.

Fondazione nastriforme su mezzo coesivo; lower bound. La fig. 7.5a rappresenta uno stato tensionale per il problema in esame, caratterizzato da due discontinuità di sforzo. Si assume che gli sforzi di taglio su piani verticali siano nulli, e quindi che la tensione normale verticale nelle zone I e III valga:

$$\sigma_z = \gamma z$$

e nelle zone II e IV:

$$\sigma_z = q_{lim} + \gamma z$$

dove $q_{lim} = Q_{lim}/B$. Nelle zone I e III la tensione principale maggiore è orizzontale, nelle zone II e IV è verticale. Lo stato tensionale così definito è dovunque in equilibrio e non viola in nessun punto il criterio di rottura. La rotazione della tensione principale massima $\delta\theta$, nell'attraversare la discontinuità, è pari a 90°; per la (2.17) si ha allora $\delta p = 2c_u \text{sen}\delta\theta = 2c_u$.

Dai cerchi di Mohr riportati nelle fig. 7.5b e 7.5c si ottiene:

$$q_{lim} + \gamma z = 4c_u + \gamma z$$

e quindi:

$$Q_{lim} = 4c_u B$$

Abbiamo quindi definito un primo intervallo:

$$(2 + \pi)Bc_u \geq Q_{lim} \geq 4Bc_u$$

Consideriamo ora lo stato tensionale di fig. 7.6a, caratterizzato da due ventagli di sforzo (zone II e IV) con vertice sui lati della fondazione, e che si sovrappongono nella regione VI.

Nelle regioni I e III gli sforzi di taglio su piani verticali siano nulli, e quindi le direzioni verticale ed orizzontale siano direzioni principali. Si ha allora, nella regione I:

$$\sigma_z = \gamma z$$

e, nella regione III:

$$\sigma_z = q_{lim} + \gamma z$$

Nella regione I la direzione della tensione principale massima sia orizzontale, nella regione III verticale. Si ha allora che la variazione di direzione della tensione principale, nell'attraversare il ventaglio II, è $\Delta\theta = 90°$; per la (2.18) anche l'angolo di apertura del ventaglio deve essere $\theta_f = 90°$.

I cerchi di Mohr per i punti A e C sono riportati nella fig. 7.6b. Fra di essi deve essere immaginata un'infinità di altri cerchi, che caratterizzano lo stato tensionale nei punti sul segmento AC.

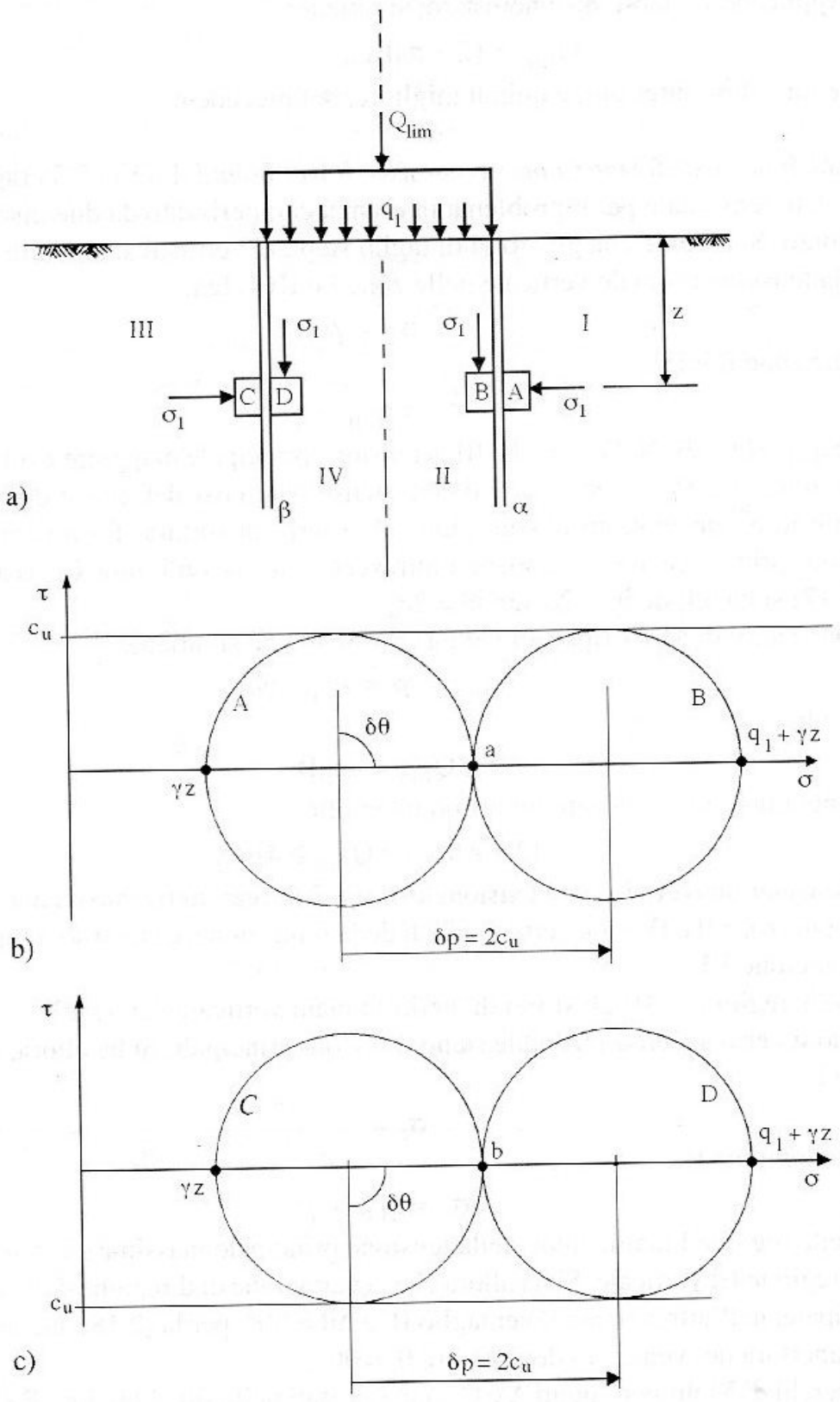
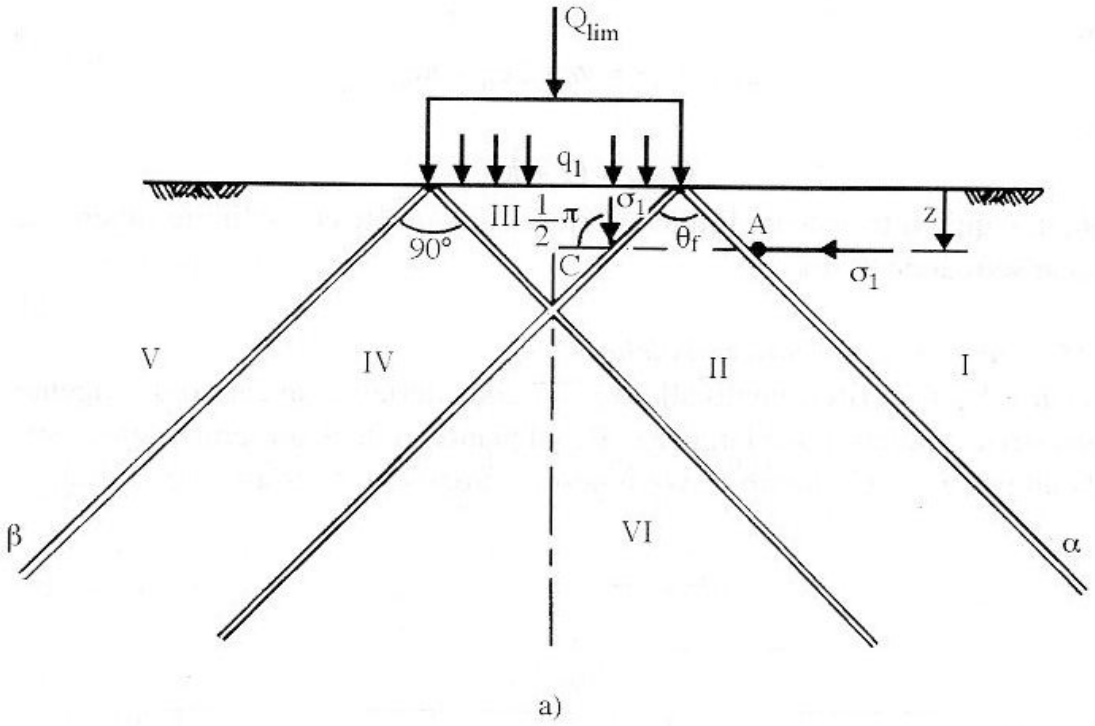
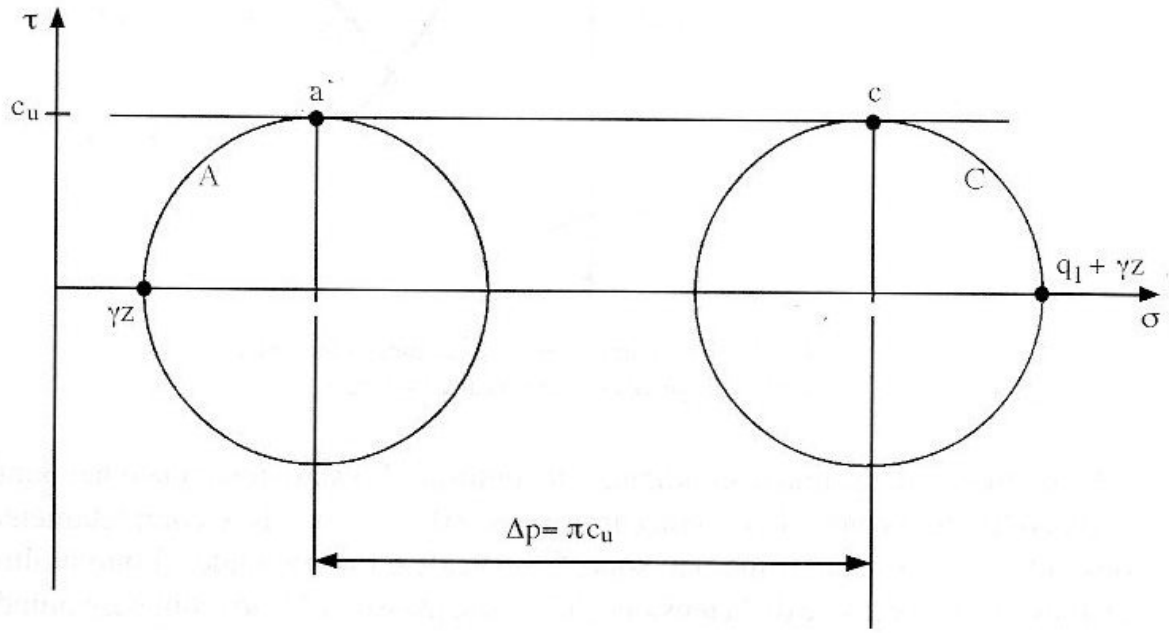


Fig. 7.5. Stato di sforzo equilibrato per una fondazione in condizioni non drenate



a)



b)

Fig. 7.6. Stato di sforzo equilibrato per una fondazione in condizioni non drenate

Per la (2.19) si ha:

$$\Delta p = \pi c_u$$

e quindi:

$$q_{lim} + \gamma z = \gamma z + 2c_u + \pi c_u$$

da cui:

$$Q_{lim} = (2 + \pi)c_u$$

Abbiamo quindi trovato un limite inferiore coincidente con il limite superiore, e cioè una soluzione esatta.

7.2.2. *Metodo delle linee caratteristiche*

Coefficiente N_q. Con riferimento alla fig. 7.7 consideriamo un carico q_{lim} agente su di una striscia indefinita di larghezza B, sul piano limite di un semispazio costituito da un mezzo di Coulomb privo di peso, sottoposto ad un sovraccarico q_0.

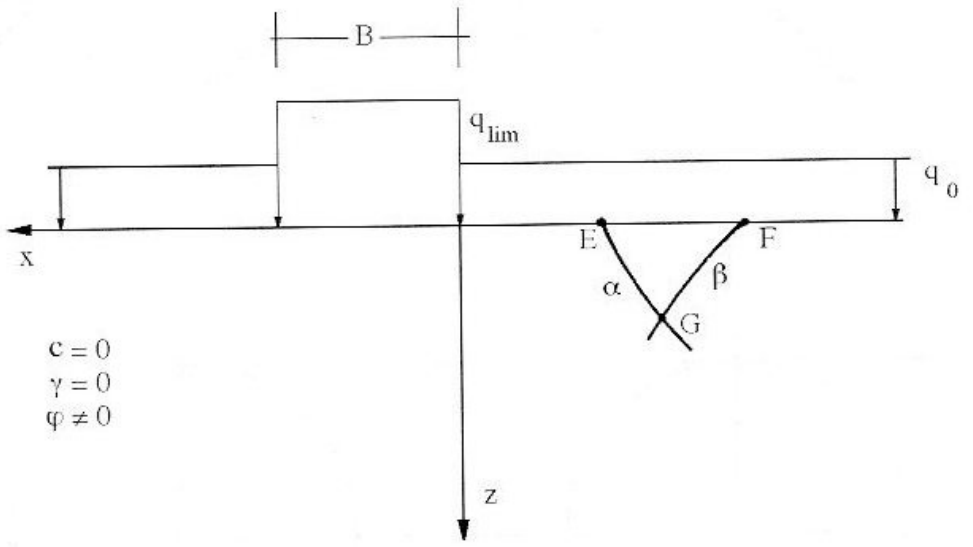


Fig. 7.7. Fondazione nastriforme su di un mezzo incoerente e privo di peso, con sovraccarico laterale

Esaminiamo dapprima le condizioni di contorno. Lo stato tensionale nei punti del piano limite sottoposti al sovraccarico q_o ($z = 0$; $x < 0$; $x > B$) è completamente noto. Infatti le direzioni principali sono la verticale e l'orizzontale; si può inoltre mostrare che la direzione della tensione principale massima è l'orizzontale, e quindi $\theta = 0$[1].

[1] I due possibili valori di θ per i punti in esame sono θ = 0 e θ = 90°, ovvero tensione principale massima verticale. Tali due valori corrispondono a due distinti problemi, e cioè la determinazione del carico limite massimo, che costituisce appunto l'oggetto di questa esposizione, e quella del carico limite minimo, di interesse ad esempio per studiare la stabilità del fondo di uno scavo.

Lo stato tensionale nei punti in esame è rappresentato dal cerchio di Mohr di fig. 7.8, dalla quale si ricava la relazione:

$$p = \sigma_3 + r = q_o + p\,\mathrm{sen}\,\varphi$$

e quindi:

$$p = \frac{q_o}{1 - \mathrm{sen}\,\varphi} \tag{7.3}$$

Adottando tale valore come tensione pr di riferimento, per i punti in esame si ha:

$$\chi = \frac{\mathrm{ctg}\varphi}{2} \ln \frac{p}{p} = 0 \tag{7.4}$$

Lo stato tensionale nei punti sul piano limite al di sotto della striscia di carico q_{lim} ($z = 0$; $0 \le x \le B$) è invece incognito, ed anzi la sua determinazione costituisce appunto il problema in studio. Si può però affermare che, anche per questi punti, le direzioni principali siano la verticale e l'orizzontale e che, questa volta, la direzione verticale sia quella della tensione principale massima, che costituisce appunto il carico limite. Si ha quindi, per i punti al di sotto della striscia di carico, $\theta = \pi/2$.

I punti del piano limite che si trovano ai bordi della striscia di carico ($z = 0$; $x = 0$ e $x = B$) sono punti singolari, in quanto in essi si verifica una rotazione delle tensioni principali pari, in valore assoluto, a $\pi/2$.

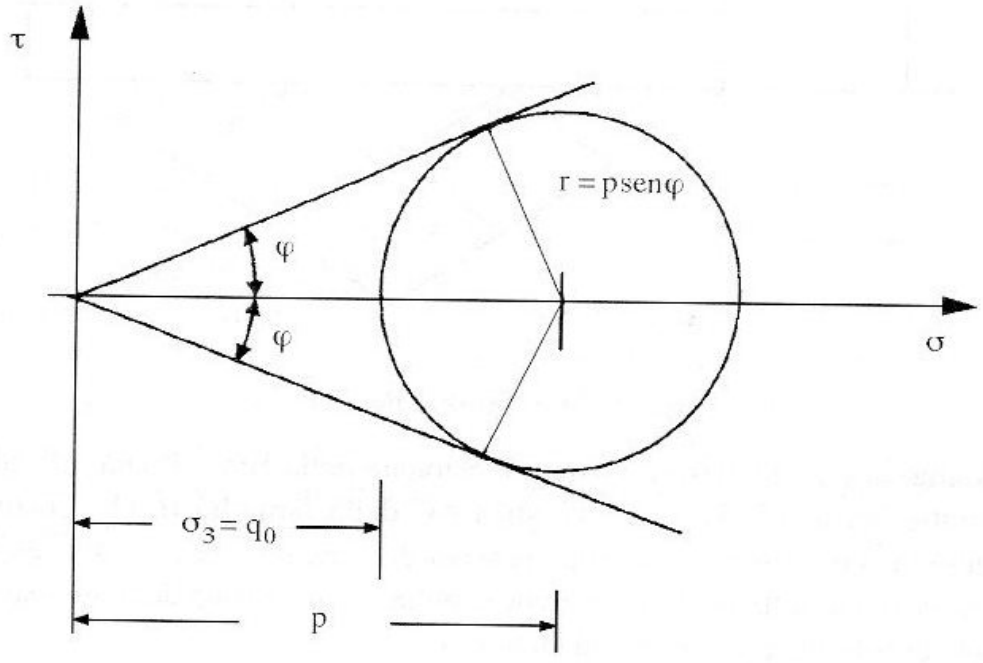


Fig. 7.8. Stato tensionale nei punti del piano limite esterni alla fondazione

Consideriamo ora (fig. 7.7) due punti E ed F appartenenti al piano limite, ma esterni alla striscia caricata, ed il punto G ottenuto dall'intersezione della caratteristica α passante per E e della caratteristica β passante per F. Applicando il primo teorema di Hencky (§2.4.4.c), si ottiene:

$$\chi_G + \theta_G = \chi_E + \theta_E$$

$$\chi_G - \theta_G = \chi_F - \theta_F$$

Poiché, come si è visto, nei punti E ed F risulta $\chi = \theta = 0$, si ottiene:

$$\chi_G = \theta_G = 0$$

Avendo scelto i punti E ed F in modo arbitrario, si deduce che esiste un'intera zona, al di sotto del piano limite ed all'esterno della striscia caricata, nella quale lo stato tensionale è costante e coincide con lo stato tensionale che si ha sul piano limite ($\chi = \theta = 0$). In particolare, essendo $\theta = 0 = \text{cost.}$, le caratteristiche α e β riportate in fig. 7.7 come curve sono in realtà rettilinee ed inclinate di $\pm\varepsilon$ rispetto all'orizzontale; la zona in esame si trova allora nello stato passivo di Rankine (fig. 7.9). La zona passiva di Rankine è costituita dal triangolo isoscele ACL; l'estensione di tale zona, e cioè la lunghezza del lato AL, verrà determinata in seguito.

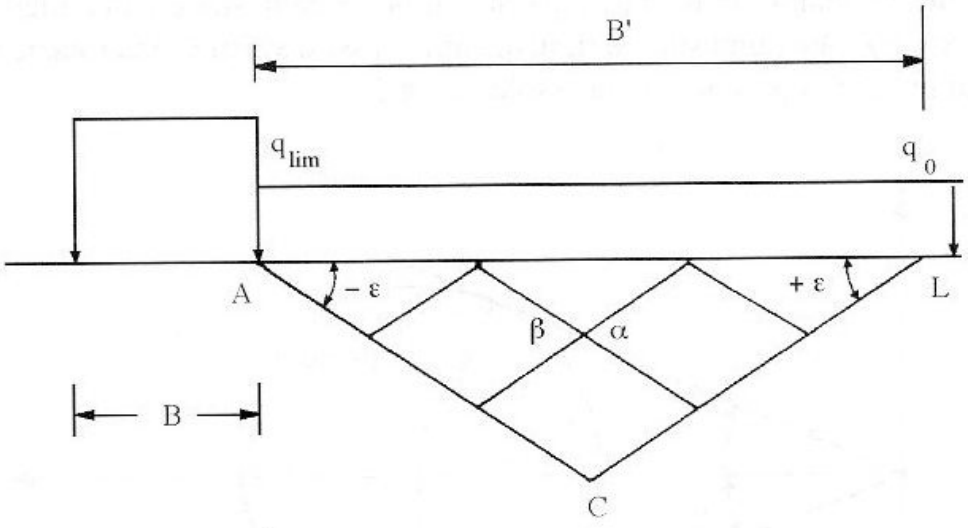


Fig. 7.9. Zona passiva di Rankine

Passiamo ora ad analizzare lo stato tensionale nella zona situata alla sinistra della caratteristica AC. Tale caratteristica AC della famiglia α, che costituisce l'elemento di separazione fra la zona passiva di Rankine e la zona successiva, è rettilinea; pertanto tutte le caratteristiche α nella seconda zona devono essere rettilinee (1° corollario del teorema di Hencky).

Si può mostrare che in tale zona le caratteristiche α sono un fascio di rette passanti per il punto A. Consideriamo infatti (fig. 7.10) un'ipotetica caratteristica,

α, quale ad esempio la MN, rettilinea e passante per un punto N del piano limite distinto da A, ed interno alla striscia caricata. Tale caratteristica, essendo rettilinea, è caratterizzata da un valore θ_{MN} costante. Si ha:

$$\theta_{MN} = \theta_{AC} + \Delta\theta = \Delta\theta$$

essendo $\theta_{AC} = 0$. Si può quindi constatare che la caratteristica MN non rispetta la condizione di contorno che, per i punti del piano limite al di sotto della striscia di carico, richiede che sia $\theta = \pi/2$.

Ne consegue che le caratteristiche della seconda zona, oltre ad essere rettilinee, devono necessariamente passare per il punto A, che costituisce una singolarità poiché ivi l'angolo θ può assumere qualsiasi valore compreso fra 0 e $\pi/2$.

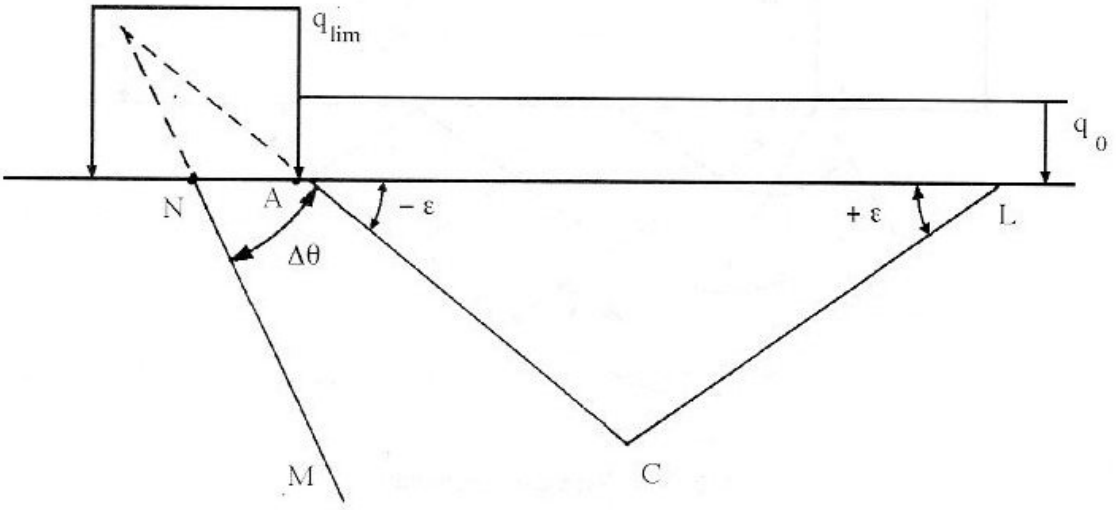


Fig. 7.10.

Per il 3° corollario del teorema di Hencky, allora, le caratteristiche β della seconda zona (nota come ventaglio di Prandtl, fig. 7.11) sono archi di spirale logaritmica aventi polo in A ed anomalia φ.

Per determinare lo stato tensionale nel ventaglio di Prandtl, essendo esso costante lungo le caratteristiche α rettilinee, basta conoscere la legge con la quale il parametro χ varia lungo una qualsiasi curva β di tale dominio.

Si consideri ad esempio (fig. 7.11) la curva CD della famiglia β, laddove la AD rappresenta una generica caratteristica α, caratterizzata da un valore di $\theta = \Delta\theta = \theta_D$. Può scriversi:

$$\chi_D - \theta_D = \chi_C - \theta_C = 0$$

e quindi:

$$\chi_D = \theta_D$$

Ricordando la (7.4):

$$\frac{ctg\varphi}{2}\ln\frac{p_D}{p_r}=\theta_D$$

da cui:

$$\ln\frac{p_D}{p_r}=2\theta_D tg\varphi$$

e finalmente, ricordando il valore (7.3) della pressione di riferimento:

$$p_D=p_r\exp\{2\theta_D tg\varphi\}=\frac{q_0}{1-\operatorname{sen}\varphi}\exp\{2\theta_D tg\varphi\} \qquad (7.5)$$

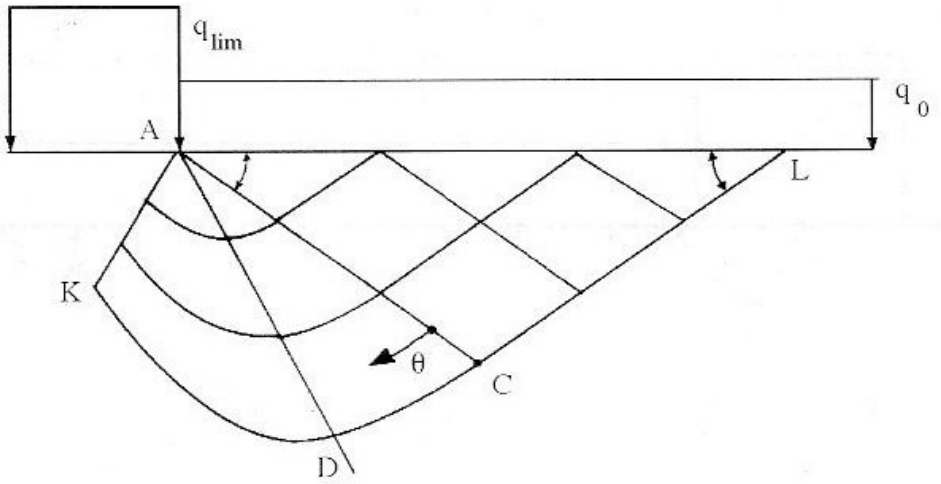


Fig. 7.11. Ventaglio di Prandtl

La (7.5) caratterizza lo stato tensionale nel ventaglio di Prandtl. Si tratta di una zona di transizione, nella quale si verifica una rotazione delle direzioni principali di tensione ed un incremento della tensione media p con legge esponenziale in funzione della rotazione θ, a partire dal valore θ = 0 che compete alla caratteristica AC sino al valore θ = π/2 della caratteristica finale AK. Lungo quest'ultima caratteristica α il valore di p si ottiene dalla (7.5) poñendo θ = π/2:

$$p_K=\frac{q_o}{1-\operatorname{sen}\varphi}\exp\{\pi tg\varphi\} \qquad (7.6)$$

La terza zona plastica inizia con la caratteristica α AK, caratterizzata da θ = π/2 e quindi compatibile con le condizioni di contorno relative ai punti del piano limite al di sotto della striscia caricata. Le altre caratteristiche α sono anch'esse rette, parallele alla AK e quindi rispettose della condizione di contorno (fig. 7.12). Ne consegue che anche le caratteristiche β sono rette parallele, inclinate sulle precedenti di 2ε. Lo stato tensionale nella terza zona (zona attiva di Rankine) è costante e dato dalla (7.6).

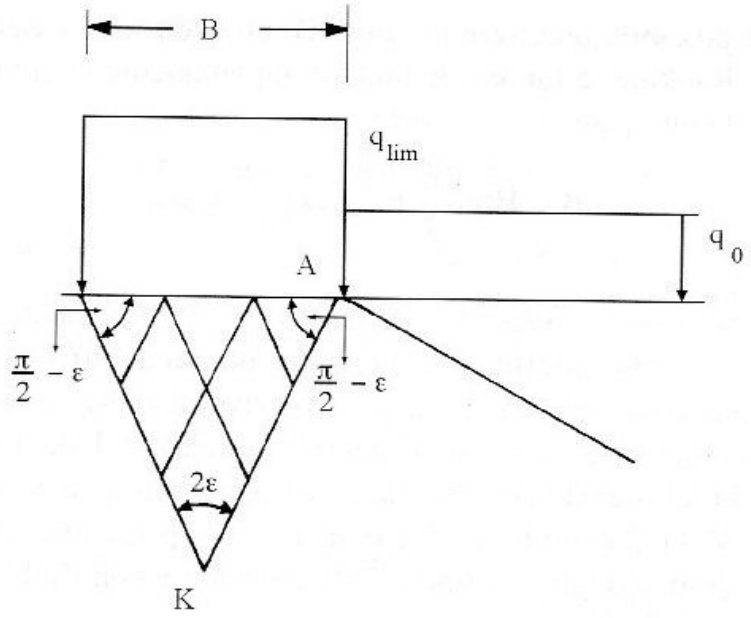


Fig. 7.12. Zona attiva di Rankine

In particolare, nei punti del piano limite si ha (fig. 7.13):

$$q_{lim} = \sigma_1 = p + r = p + p\,\mathrm{sen}\,\varphi = q_0 \frac{1+\mathrm{sen}\,\varphi}{1-\mathrm{sen}\,\varphi} \exp\{\pi \mathrm{tg}\varphi\} \tag{7.7}$$

Ponendo la (7.7) nella forma $q_{lim} = N_q q_0$, si ottiene:

$$N_q = \frac{1+\mathrm{sen}\,\varphi}{1-\mathrm{sen}\,\varphi} e^{\pi \mathrm{tg}\varphi} \tag{7.8}$$

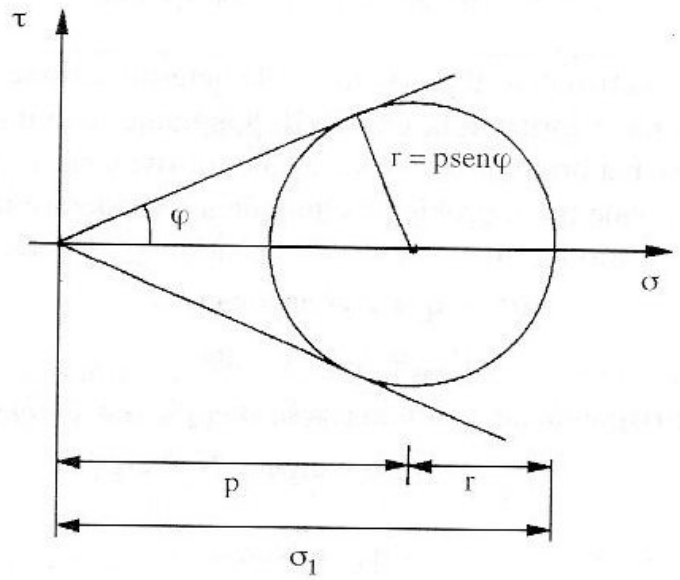


Fig. 7.13. Stato tensionale nei punti del piano limite al di sotto della fondazione

E' ora anche possibile precisare il valore B' che definisce l'estensione della zona passiva di Rankine, e quindi delimita completamente il dominio plastico (fig. 7.9). E' facile mostrare che esso vale:

$$B' = B\,tg\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\exp\left\{\frac{\pi}{2}tg\varphi\right\}$$

Teorema degli stati corrispondenti e coefficiente N_c. Il teorema degli stati corrispondenti (Caquot, 1934) afferma che un mezzo dotato di attrito φ e coesione c equivale ad un mezzo dotato di pari attrito, ma privo di coesione, nel quale però tutte le componenti normali di tensione siano incrementate della quantità c ctgφ. Nel piano di Mohr tale quantità rappresenta la distanza dall'asse delle τ del vertice della bilatera di Mohr Coulomb (fig. 7.14), e quindi l'operazione equivale ad una traslazione dell'origine degli assi fino a farla coincidere con l'intersezione della bilatera con l'asse delle σ.

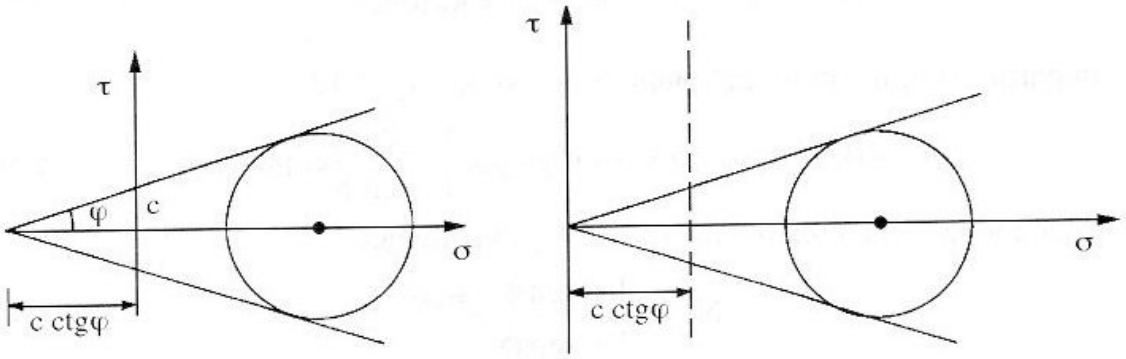


Fig. 7.14. Teorema degli stati corrispondenti

Si voglia adesso affrontare il problema della determinazione del carico limite di una fondazione nastriforme di larghezza B, poggiante su di un mezzo dotato di coesione ed attrito, ma privo di peso e senza alcun sovraccarico laterale ($q_0 = 0$). Nello stato corrispondente, il problema equivale a considerare il carico q^*_{lim} per un mezzo dotato di solo attrito e con un sovraccarico q^*_0. Si avrà:

$$q^*_0 = q_0 + c\,ctg\varphi = c\,ctg\varphi$$

$$q^*_{lim} = q_{lim} + c\,ctg\varphi$$

Nello stato corrispondente, essendo c = 0, si applica la (7.7) e quindi:

$$q^*_{lim} = q_{lim} + c\,ctg\varphi = N_q\,c\,ctg\varphi$$

Ponendo:

$$q_{lim} = N_c\,c$$

si ottiene:

$$N_c = (N_q - 1)ctg\varphi$$

Si può mostrare che il limite di N_c per φ tendente a zero vale $2 + \pi$; si ritrova quindi il risultato già ottenuto con l'analisi limite nel § 7.2.1.

Mezzo pesante; coefficiente N_γ. L'introduzione del peso proprio rende il problema notevolmente più complesso, in quanto non è più valido il teorema di Hencky e quindi non è possibile operare con gli invarianti di Riemann. La soluzione risulta impossibile per via analitica, ma può essere ricercata per via numerica. Nel caso di mezzo di Coulomb ($c = 0$) e di $q_0 = 0$, si ottiene:

$$q_{lim} = N_\gamma \gamma B/2$$

I valori numerici di N_γ sono stati approssimati da Vesic (1975) con l'espressione:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\varphi$$

7.2.3. *Formula trinomia del carico limite*

Consideriamo (fig. 7.15) una fondazione con forma in pianta di striscia indefinita, in modo da poter trattare il problema in condizioni di deformazione piana. Il pratica l'assunzione di problema piano è giustificata quando la larghezza B della fondazione sia non maggiore di un quinto della lunghezza L. Il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno siano orizzontali ed i carichi agenti verticali e centrati. Il terreno compreso fra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno, e cioè il terreno compreso fra le profondità 0 e D, viene considerato come un mero sovraccarico pari a $\gamma_1 D$, e pertanto interessa solo conoscerne il peso dell'unità di volume γ_1, mentre se ne trascura la resistenza. Il terreno sottostante il piano di posa è invece caratterizzato, oltre che da un peso dell'unità di volume γ_2, da una coesione c e da un angolo di attrito φ.

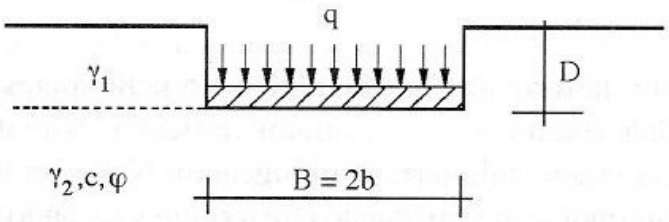


Fig. 7.15. Schema per il calcolo del carico limite

L'espressione del carico limite unitario si ottiene sovrapponendo le soluzioni elementari ricavate nei precedenti paragrafi:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2} \qquad (7.9)$$

I valori da assumere per le caratteristiche del terreno saranno discussi al § 7.6.

I valori dei coefficienti di carico limite sono riportati, in funzione dell'angolo di attrito, nella tabella 7.1.

φ (°)	N_q	N_c	N_γ	φ (°)	N_q	N_c	N_γ
0	1,00	5,14	0,00	25	10,66	20,72	10,88
1	1,09	5,38	0,07	26	11,85	22,25	12,54
2	1,20	5,63	0,15	27	13,20	23,94	14,47
3	1,31	5,90	0,24	28	14,72	25,80	16,72
4	1,43	6,19	0,34	29	16,44	27,86	19,34
5	1,57	6,49	0,45	30	18,40	30,14	22,40
6	1,72	6,81	0,57	31	20,63	32,67	25,99
7	1,88	7,16	0,71	32	23,18	35,49	30,22
8	2,06	7,53	0,86	33	26,09	38,64	35,19
9	2,25	7,92	1,03	34	29,44	42,16	41,06
10	2,47	8,35	1,22	35	33,30	46,12	48,03
11	2,71	8,80	1,44	36	37,75	50,59	56,31
12	2,97	9,28	1,69	37	42,92	55,63	66,19
13	3,26	9,81	1,97	38	48,93	61,35	78,03
14	3,59	10,37	2,29	39	55,96	67,87	92,25
15	3,94	10,98	2,65	40	64,20	75,31	109,41
16	4,34	11,63	3,06	41	73,90	83,86	130,22
17	4,77	12,34	3,53	42	85,38	93,71	155,55
18	5,26	13,10	4,07	43	99,02	105,11	186,54
19	5,80	13,93	4,68	44	115,31	118,37	224,64
20	6,40	14,83	5,39	45	134,88	133,88	271,76
21	7,07	15,82	6,20	46	158,51	152,10	330,35
22	7,82	16,88	7,13	47	187,21	173,64	403,67
23	8,66	18,05	8,20	48	222,31	199,26	496,01
24	9,60	19,32	9,44	49	265,51	229,93	613,16

Tab. 7.1. Coefficienti di carico limite

Come si è detto, la formula (7.9) è valida solo nelle ipotesi assunte (stato di deformazione piana, rottura generale, carichi verticali e centrati, piano di posa e piano di campagna orizzontali, terreno omogeneo). Nelle applicazioni queste limitazioni vengono rimosse moltiplicando i tre termini a secondo membro per adatti coefficienti correttivi, ottenuti per via analitica o semi empirica. In via approssimata, diversi coefficienti possono essere usati contemporaneamente per tener conto di più di un fattore. Nei paragrafi successivi verranno fornite le più accreditate espressioni di tali coefficienti.

E' infine da ricordare che tutte le soluzioni presentate si riferiscono al caso di sottosuolo omogeneo. Tale situazione si presenta assai di rado nella realtà; tuttavia spesso è possibile ricondursi ad essa, semplificando la situazione reale con criteri cautelativi ed eventualmente analizzando in alternativa diverse possibili schematizzazioni ed adottando i risultati meno favorevoli.

Alcuni semplici casi di sottosuolo costituito da terreno con caratteristiche variabili con la profondità o da terreno stratificato sono state trattate da vari Autori. Si fornisce qui di seguito un elenco di alcuni casi risolti, per i quali si rimanda alle fonti; tutti si riferiscono al problema elementare di deformazione piana e di carico verticale e centrato.

Davis e Christian (1971) hanno trattato il caso di terreno coesivo con anisotropia ortogonale ad asse verticale della coesione non drenata ($\varphi = 0$; $c_{uh} \neq c_{uv}$).

James *et al.* (1969) hanno trattato il caso di coesione non drenata linearmente crescente con la profondità.

Il caso di terreno coesivo con due strati ($\varphi = 0$; $c_{u1} \neq c_{u2}$) è stato trattato da Brown e Meyerhof (1969) e da Vesic (1975).

Mandel e Salençon (1969) hanno studiato il caso di uno strato di terreno incoerente di spessore finito, poggiante su di un substrato infinitamente resistente.

Infine Vesic (1975) ha risolto il caso di uno strato di terreno incoerente di spessore finito, poggiante su di un terreno coesivo.

7.3. *Punzonamento*

Vesic (1975) ha studiato in via approssimata il fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta, assimilando il terreno ad un mezzo elastico-perfettamente plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica indefinita. Il fenomeno risulta retto da un "indice di rigidezza":

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \mathrm{tg}\varphi}$$

dove G rappresenta il modulo di elasticità trasversale del terreno[2] e σ una tensione normale media che si assume pari alla tensione effettiva litostatica a profondità $z = D + B/2$. Il risultato della teoria di Vesic è una espressione del carico limite che può ancora essere ricondotta alla forma trinomia della (7.27); in essa, però, i coefficienti di carico limite devono essere moltiplicati per tre coefficienti correttivi ψ_q, ψ_c e ψ_γ, detti coefficienti di punzonamento, i valori dei quali sono funzione di φ, I_r e del rapporto B/L.

---

[2] Si rammenta che, per un mezzo elastico ed isotropo, sussiste la relazione:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

con E = modulo di Young e ν = coefficiente di Poisson. In condizioni non drenate ed in termini di tensioni totali si avrà $\nu_u = 0{,}5$, e quindi $G = E_u/3$, con E_u modulo non drenato. In condizioni drenate ed in termini di tensioni effettive, la stima di E, ν, oppure di G, va fatta caso per caso sulla base dei dati disponibili.

Come è ovvio, la rottura per punzonamento si verifica solo quando i coefficienti di punzonamento sono inferiori all'unità; ciò avviene quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore ad un valore critico:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2}\exp\left\{\left(3,3-0,45\frac{B}{L}\right)\mathrm{ctg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\right\}$$

I valori dell'indice di rigidezza critico sono riportati in funzione di φ nella tabella 7.2 rispettivamente per i casi di B/L = 0 (fondazione nastriforme) e B/L = 1 (fondazione di forma quadrata o circolare).

φ (°)	Valori di $I_{r,crit}$	
	B/L = 0	B/L = 1
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225
45	1.442	486

Tab. 7.2. Indice di rigidezza critico

Le espressioni dei coefficienti di punzonamento ψ_q, ψ_c e ψ_γ sono riportate nella tabella 7.3. I relativi valori per i casi di B/L = 0 e B/L = 1 sono riportati in fig. 7.16 in funzione dell'angolo di attrito φ e dell'indice di rigidezza I_r.

Tipo di terreno	Dotato di attrito e coesione ($c \neq 0$; $\varphi \neq 0$)	Puramente coesivo ($\varphi = 0$)
ψ_q	$\exp\left\{\left(0,6\frac{B}{L}-4,4\right)\mathrm{tg}\varphi+\frac{3,07\,\mathrm{sen}\,\varphi\,\lg(2I_r)}{1+\mathrm{sen}\,\varphi}\right\}$	1
ψ_c	$\psi_q-\frac{1-\psi_q}{N_q\,\mathrm{tg}\varphi}$	$0,32+0,12\frac{B}{L}+0,6\times\lg I_r$
ψ_γ	ψ_q	1

Tab. 7.3. Coefficienti di punzonamento

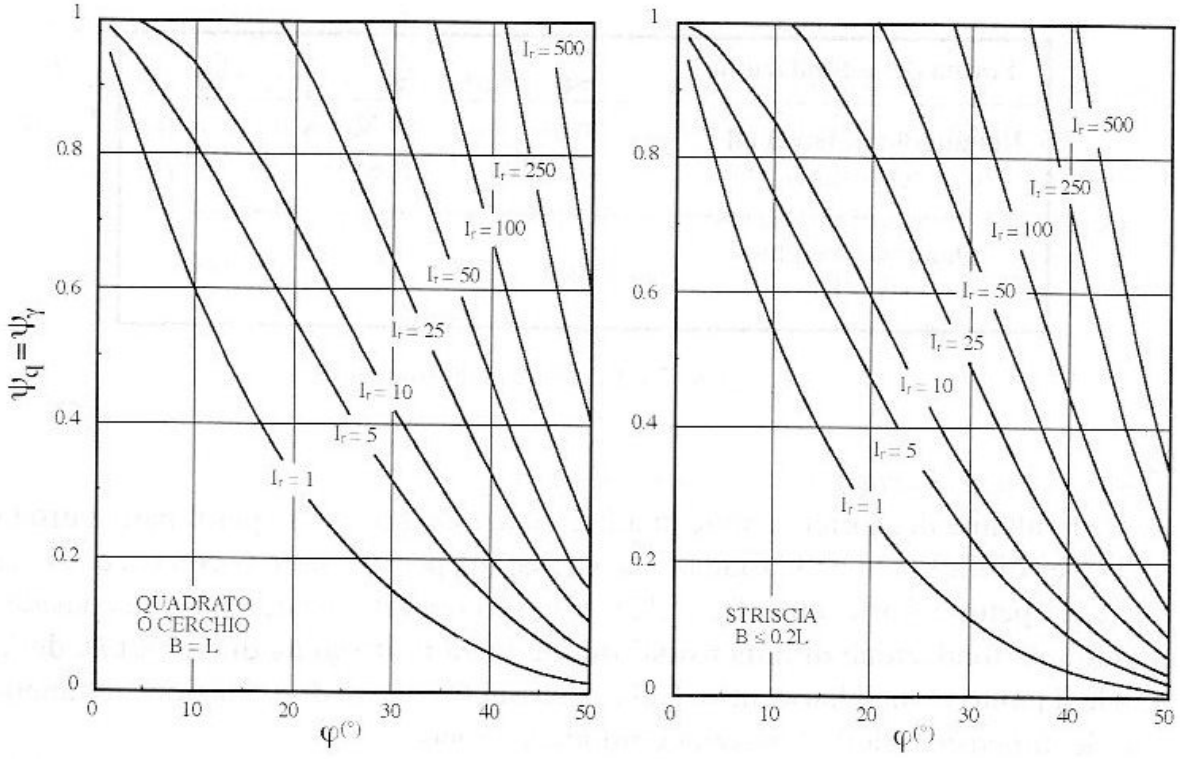


Fig. 7.16. Valori dei coefficienti di punzonamento ψ_q e ψ_γ

7.4. *Altre correzioni*

7.4.1. *Forma della fondazione*

Per fondazioni con forma in pianta diversa dalla striscia indefinita l'analisi diviene tridimensionale e, nel caso generale, non esistono soluzioni in forma analitica chiusa né semplici procedure numeriche di soluzione.

Solo nel caso di fondazione circolare sotto carichi assialsimmetrici, la soluzione è possibile sotto alcune ipotesi restrittive (ipotesi di Harr e Von Karman); tale caso, per quanto molto particolare, costituisce un utile riferimento per le soluzioni approssimate.

Dal punto di vista applicativo, si continua ad applicare la formula (7.9), moltiplicandone i tre termini a secondo membro per altrettanti coefficienti correttivi di forma ζ_q, ζ_c e ζ_γ. Di tali coefficienti esistono varie espressioni, ricavate essenzialmente sulla base di prove su modello in scala ridotta; le espressioni più accreditate sono riportate nella tabella 7.4.

Come si noterà, i coefficienti ζ_q e ζ_c sono maggiori dell'unità, mentre il coefficiente ζ_γ é minore dell'unità. L'effetto complessivo sul carico limite unitario, comunque, é sempre di un incremento rispetto al problema di deformazione piana.

Forma della fondazione	ζ_q	ζ_c	ζ_γ
Rettangolo di lati B ed L (B < L)	$1+\frac{B}{L}\,tg\varphi$	$1+\frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$	$1-0,4\frac{B}{L}$
Quadrato, cerchio (B = L)	$1+tg\varphi$	$1+\frac{N_q}{N_c}$	0,60

Tab. 7.4. Coefficienti di forma

7.4.2. *Carichi eccentrici*

Se la risultante dei carichi applicati alla fondazione non passa per il baricentro O dell'area di impronta della fondazione stessa, ma per un punto C con eccentricità e_B, e_L rispetto al baricentro (fig. 7.17), si tiene conto di tale eccentricità considerando una fondazione di dimensioni ridotte (area tratteggiata di fig. 7.17), della quale il punto C sia il baricentro. Nel caso assai frequente di fondazione rettangolare le dimensioni della fondazione ridotta valgono:

$$B' = B - 2e_B; \qquad L' = L - 2e_L$$

Per forme diverse da quella rettangolare, il criterio potrà essere adattato caso per caso (fig. 7.18).

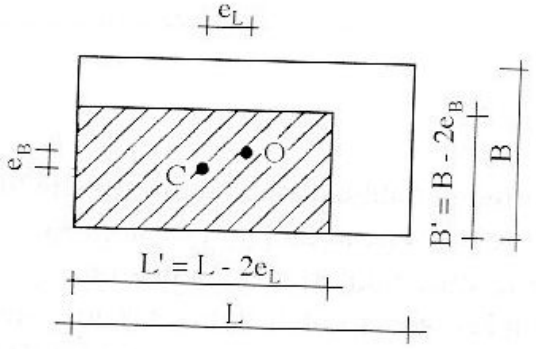


Fig. 7.17. Fondazione equivalente sotto carichi eccentrici: forma rettangolare

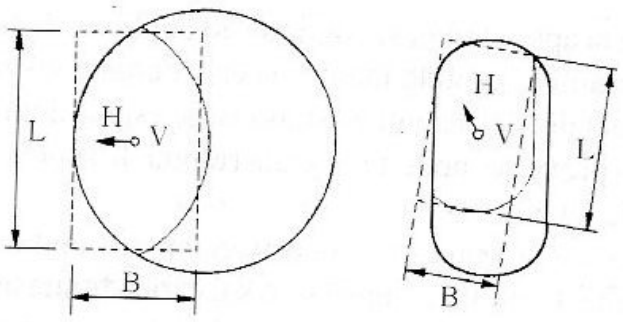


Fig. 7.18. Fondazione equivalente sotto carichi eccentrici: altre forme

7.4.3. *Carichi inclinati*

Nel caso in cui il carico agente formi un angolo δ con la normale alla fondazione (fig. 7.19), e quindi abbia una componente verticale q_V ed una componente orizzontale $q_H = q_v \, tg\delta$, la rottura può verificarsi o per scorrimento al contatto tra fondazione e terreno, oppure per rottura del terreno di fondazione.

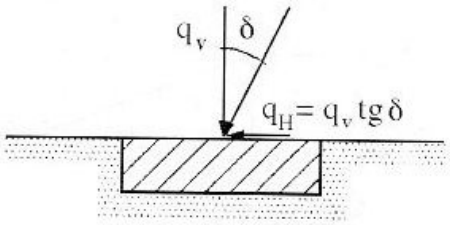


Fig. 7.19. Carichi inclinati

La resistenza allo scorrimento è data dall'espressione:

$$q_{H,lim} = c + q_V \, tg\varphi$$

nella quale si è assunto che il contatto tra fondazione e terreno abbia le stesse caratteristiche di resistenza a taglio (c, φ) del terreno. L'assunzione è ragionevole per le fondazioni in calcestruzzo gettato in opera.

La componente verticale del carico limite può invece essere calcolata con l'eq. (7.9), nella quale i tre termini vengano moltiplicati per coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico ξ_q, ξ_c e ξ_γ. Le espressioni di tali coefficienti sono riportate nella tabella 7.5

Tipo di terreno	ξ_q	ξ_c	ξ_γ
Incoerente	$(1-tg\delta)^m$	-	$(1-tg\delta)^{m+1}$
Coesivo	1	$1-\frac{mq_H}{cN_c}$	-
Dotato di attrito e coesione	$\left(1-\frac{q_H}{q_V+cctg\varphi}\right)^m$	$\xi_q-\frac{1-\xi_q}{N_c tg\varphi}$	$\left(1-\frac{q_H}{q_V+cctg\varphi}\right)^{m+1}$

Se q_H è parallela a B, $m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$

Se q_H è parallela a L, $m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$

Se q_H forma con L un angolo θ, $m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \, sen^2\theta$

Tab. 7.5. Coefficienti di inclinazione del carico

7.4.4. *Inclinazione del piano di posa e/o della superficie del terreno*
In alcune situazioni il piano di posa di una fondazione può essere realizzato con un'inclinazione rispetto all'orizzontale, ad esempio per orientarlo normalmente ad uno sforzo inclinato; questa disposizione si adotta talvolta per i muri di sostegno. Spesso, inoltre, la superficie del terreno può essere inclinata rispetto all'orizzontale (fig. 7.20).

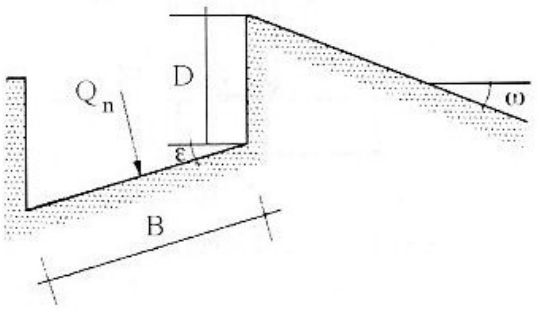


Fig. 7.20. Piano di posa e/o piano di campagna inclinato

La componente del carico limite normale al piano di posa può essere calcolata con l'espressione (7.9) nella quale i tre termini a secondo membro vengano moltiplicati, a seconda del caso, per coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa α_q, α_c ed α_γ e/o dell'inclinazione del piano di campagna β_q, β_c e β_γ.

Le espressioni di tali coefficienti sono le seguenti:

$$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \mathrm{tg}\varphi)^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \mathrm{tg}\varphi}$$

$$\beta_q = (1 - \mathrm{tg}\omega)^2 \cos\omega$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \mathrm{tg}\varphi}$$

$$\beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos\omega}$$

Le formule sono valide sotto le condizioni:

$$\varepsilon < \frac{\pi}{4}; \qquad \omega < \frac{\pi}{4}; \qquad \omega < \varphi$$

7.5. *Domini di interazione*

Una forma alternativa per tener conto degli effetti sul carico limite dell'eccentricità e dell'inclinazione dei carichi é costituita dai cosiddetti luoghi di rottura o domini di interazione del carico limite.

Consideriamo una fondazione diretta di dimensione caratteristica B (fig. 7.21), soggetta ad un carico inclinato ed eccentrico Q, di componenti verticale V ed orizzontale H. L'inclinazione δ di Q rispetto alla verticale varrà δ = arctgH/V; detta e l'eccentricità, si avrà inoltre un momento M = Ve.

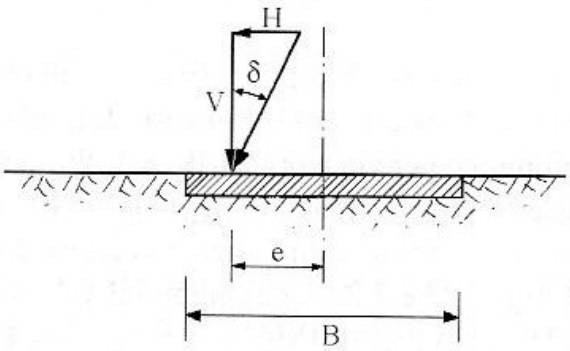


Fig. 7.21. Fondazione nastriforme sotto carichi inclinati ed eccentrici

Per il caso particolare di carico verticale eccentrico ($\delta = 0$; $e \neq 0$), é stato mostrato da numerosi Autori (Ticof, 1977; Georgiadis & Butterfield, 1988; Montrasio & Nova, 1988; Gottardi, 1992) che esiste, nel piano V, M/B, un luogo delle coppie di valori V, M che provocano la rottura per carico limite della fondazione. Una nutrita serie di esperienze in piccola scala (Georgiadis & Butterfield, 1988; Montrasio & Nova, 1988; Ricceri & Simonini, 1989; Gottardi, 1992) ha mostrato che tali valori sono indipendenti dal percorso di carico seguito per portare a rottura la fondazione. Il luogo può essere espresso da un'equazione del tipo (fig. 7.22):

$$\frac{M}{B} = \Psi_M V \left(1 - \frac{V}{V_{max}} \right)^{\beta_M} \tag{7.10}$$

nella quale il parametro Ψ_M rappresenta l'inclinazione della curva nell'origine (V = 0) e V_{max} il valore del carico limite per e = 0 (carico centrato). La (7.10) delimita un dominio entro il quale sono contenuti i punti rappresentativi degli stati di sforzo possibili sulla fondazione. Analogamente, per un carico inclinato e centrato (e = 0; $\delta \neq 0$), il luogo delle coppie di valori H, V che portano la fondazione a rottura può essere espresso (fig. 7.23):

$$H = \Psi_H V \left(1 - \frac{V}{V_{max}} \right)^{\beta_H} \tag{7.11}$$

nella quale Ψ_H rappresenta l'inclinazione della curva per V = 0.

Si può ricavare il valore di Ψ_H osservando che é:

$$\lim_{V\to 0} \frac{H}{V} = \Psi_H$$

e quindi Ψ_H rappresenta il coefficiente di attrito fra fondazione e terreno. Per quanto riguarda Ψ_M si ha:

$$\lim_{V\to 0} \frac{M}{BV} = \lim_{V\to 0} \frac{e}{B} = \Psi_M$$

Poiché il rapporto e/B non può superare il valore 0,5, lo stesso avverrà per il parametro Ψ_M.

Il valore dei parametri β_M, β_H, $\Psi_M \leq 0{,}5$ dipende dalla forma della fondazione e da altri fattori, come la direzione di H. Nel caso di fondazione rettangolare Desideri *et al.* (1997) giungono per via teorica a $\beta_M = 1$, $\Psi_M = 0{,}5$. Nova & Montrasio (1988) trovano invece, sperimentalmente, $\beta_M = 0{,}95$, $\Psi_M = 0{,}4$.

Butterfield & Gottardi (1994), da un'analisi della evidenza disponibile, deducono che le curve di fig. 7.22 e 7.23 raggiungono il valore massimo di M/B ed H per $V = V_{max}/2$, con $H_{max} \approx V_{max}/8$ e $(M/B)_{max} \approx V_{max}/10$. I valori di β_M e β_H sono sempre prossimi all'unità; assumendo proprio $\beta_M = \beta_H = 1$, ai valori massimi sopra riportati corrispondono valori di $\Psi_M = 0{,}5$ e $\Psi_H = 0{,}4$. Inoltre, per $\beta_M = \beta_H = 1$, il luogo di rottura è simmetrico rispetto alla retta verticale $V = V_{max}/2$, e l'inclinazione per $V = V_{max}$ vale rispettivamente $-\Psi_M$ e $-\Psi_H$.

Nel caso più generale (e più frequente) che si abbia contemporaneamente un'eccentricità ed un'inclinazione del carico, il luogo di rottura sarà costituito da una superficie nello spazio (V, H, M/B).

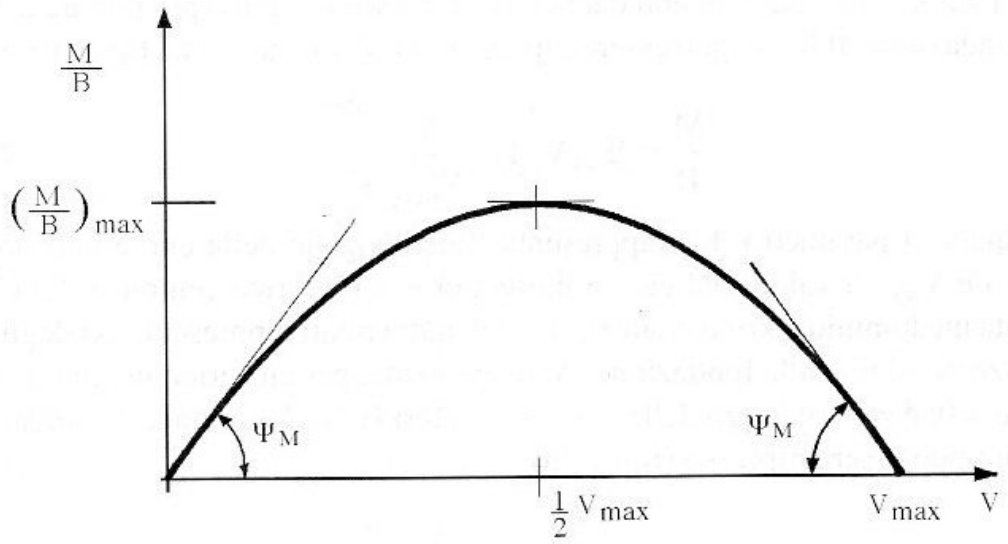


Fig. 7.22. Luogo di rottura sotto carichi verticali eccentrici

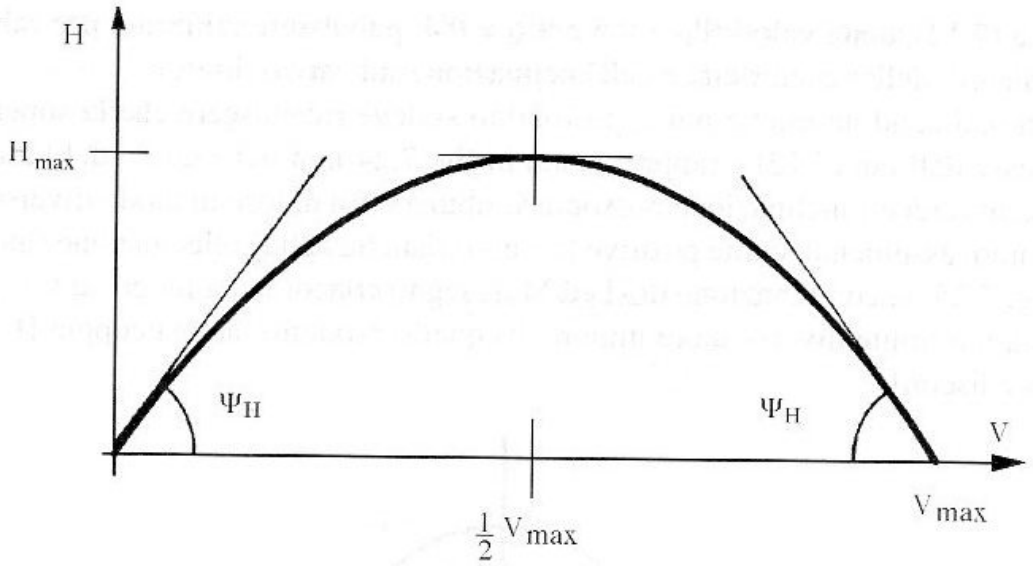


Fig. 7.23. Luogo di rottura sotto carichi centrati ed inclinati

Ticof (1977) ha suggerito che tale superficie sia del tipo illustrato in fig. 7.24, che interseca i piani V = cost. con ellissi geometricamente simili, con gli assi principali nei piani (H, V) ed (M/B, V). La superficie interseca i piani contenenti l'asse delle V con curve di forma parabolica, come la (7.11) e la (7.10).

Utilizzando le variabili adimensionali:

$$h = \frac{H}{\Psi_H V_{max}}; \quad m = \frac{M}{\Psi_M V_{max} B}; \quad v = \frac{V}{V_{max}}$$

l'equazione della superficie di fig. 7.24 si esprime:

$$m^2 + h^2 = v^2(1 - v)^2 \tag{7.12}$$

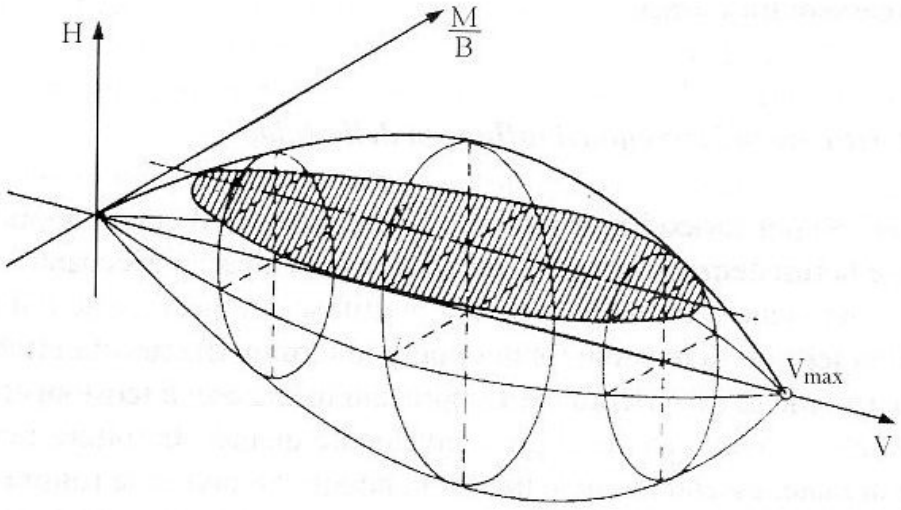


Fig. 7.24. Luogo di rottura tridimensionale per carichi inclinati ed eccentrici

La (7.12), con i valori $\Psi_H = 0{,}5$ e $\Psi_M = 0{,}4$, può essere utilizzata per valutare l'influenza dell' eccentricità e dell'inclinazione sul carico limite.

In realtà, ad un esame più approfondito si deve riconoscere che la superficie espressa dall'eq. (7.12) e rappresentata in fig. 7.24 non tiene conto del fatto che l'eccentricità e l'inclinazione possono combinarsi fra di loro in modo diverso. Ad esempio, assumendo come positive le caratteristiche della sollecitazione riportate in fig. 7.25, la combinazione di H ed M di segno concorde dà luogo ad un valore del carico limite diverso da (e minore di) quello prodotto da una coppia H, M di segno discorde.

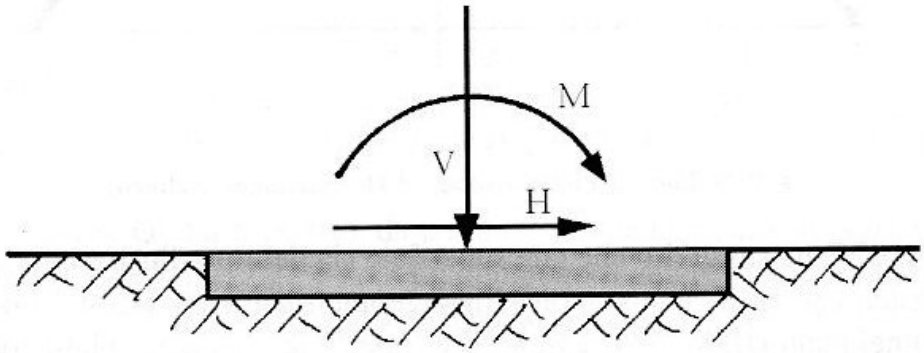


Fig. 7.25. Caratteristiche della sollecitazione di segno positivo

La considerazione di questo fattore modifica alquanto la superficie di fig. 7.15; in particolare gli assi principali delle ellissi intersezione della superficie con i piani V = cost. risultano inclinati rispetto ai piani (H, V) ed (M/B, V) (Butterfield & Gottardi, 1994; Butterfield *et al.*, 1997).

Dal punto di vista quantitativo, peraltro, in prima approssimazione questa differenza può essere trascurata.

7.6. *Caratteristiche del terreno ed influenza della falda*

La formula (7.9) del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Come sempre in Meccanica dei Terreni occorre però tenere conto della natura multifase del mezzo e quindi imporre l'equilibrio in termini di tensioni totali oppure in termini di tensioni effettive.

In pratica, come già si è ricordato, l'approccio in termini di tensioni effettive è il più razionale, e risulta anche il più conveniente quando la rottura avviene in condizioni drenate, essendo note le pressioni neutre. Se invece la rottura avviene in condizioni non drenate, risulta più conveniente calcolare il carico limite in termini di tensioni totali.

Nel primo caso, la resistenza del terreno viene espressa dai parametri c' (generalmente nullo) e φ'; deve inoltre essere portata in conto l'azione dell'acqua sul terreno e sulla fondazione.

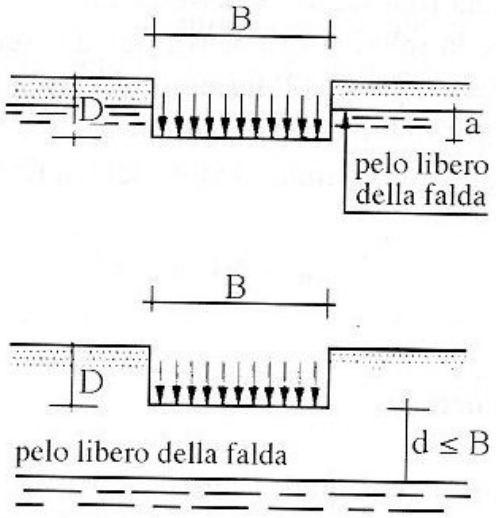


Fig. 7.26. Influenza della falda idrica; a) pelo libero della falda compreso fra il piano di campagna ed il piano di posa; b) pelo libero della falda al di sotto del piano di posa

Il termine $\gamma_1 D$, che moltiplica N_q nella (7.9), va inteso come il valore della tensione effettiva verticale litostatica agente alla profondità del piano di posa. Se il pelo libero della falda si trova quindi nella posizione della fig. 7.26a, l'espressione del carico limite diviene:

$$q_{lim} = N_q\left[\gamma_1 (D-a) + \gamma'_1 a\right] + N_c c' + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w a$$

La presenza della falda, oltre che nel primo termine a secondo membro, si fa risentire nel terzo termine con l'uso del peso dell'unità di volume del terreno immerso, e nella considerazione della sottospinta (ultimo termine a secondo membro).

Se il pelo libero della falda si trova proprio alla profondità D, nel primo termine a secondo membro andrà assunto il valore γ_1, mentre nel terzo termine andrà assunto il valore γ'_2. Ciò si ottiene peraltro dall'espressione sopra riportata ponendo a = 0.

Se il pelo libero della falda si trova ad una profondità maggiore di D + B, o in altri termini ad una profondità al di sotto del piano di posa d ≥ B, la presenza della falda potrà essere trascurata.

Se infine il pelo libero della falda si trova ad una profondità compresa fra D e D + B, o in altri termini ad una profondità d < B al di sotto del piano di posa della fondazione (fig. 7.26b), il valore di γ_2 da introdurre nei calcoli potrà essere ottenu-

to per interpolazione lineare tra i due casi precedenti. Si porrà cioè:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c' + N_\gamma \left[\gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \frac{d}{B} \right] \frac{B}{2}$$

Per un terreno a grana fina saturo, si assume che la rottura avvenga in condizioni non drenate e che la relativa resistenza possa essere espressa in termini di tensioni totali ($\varphi = 0$; $c = c_u$; $\gamma = \gamma_{sat}$).Il termine $\gamma_1 D$ rappresenta la pressione totale litostatica agente alla profondità del piano di posa; la sottospinta non deve essere considerata. Si ha dunque, ricordando i valori dei coefficienti di carico limite per $\varphi = 0$:

$$q_{lim} = \gamma_1 D + 5{,}14 c_u$$

7.7. *Coefficiente di sicurezza*

Qualora si adotti una normativa, quale l'attuale normativa italiana, basata sull'uso di un unico coefficiente di sicurezza globale, la verifica allo stato limite ultimo nei confronti del meccanismo d rottura per carico limite deve essere eseguita calcolando il coefficiente di sicurezza globale FS come rapporto fra il carico limite ed il carico di esercizio:

$$FS = \frac{q_{lim}}{q_{es}}$$

Per commenti di carattere generale sul valore da assegnare al coefficiente di sicurezza, si rimanda al § 1.2. Un'indicazione dei valori comunemente adottati per le fondazioni dirette è contenuta nella tabella 7.6.

La normativa italiana prescrive (Art. C.4.2): "Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a tre, a meno che caratteristiche dell'opera, indagini particolarmente accurate, omogeneità ed uniformità di comportamento del terreno, approfondita conoscenza delle azioni sulla struttura e metodi di calcolo più aderenti alla realtà consentano l'adozione di valori più bassi".

Qualora si utilizzi una norma come quella europea, basata sull'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza, si procede nel seguente modo.

- Si calcola il carico di esercizio di progetto, tenendo conto dei carichi di progetto permanenti e variabili, ricavati moltiplicando i carichi caratteristici per opportuni coefficienti parziali di sicurezza ed applicando i coefficienti di combinazione.
- Si calcola il carico limite di progetto sulla base dei parametri di resistenza di progetto del terreno (φ'_d, c'_d per verifiche in termini di tensioni efficaci; c_{ud} per

verifiche in condizioni non drenate in termini di tensioni totali) ottenuti dividendo i rispettivi valori caratteristici per opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Si ricorda che, come già detto nel § 1.3, i valori caratteristici delle proprietà dei terreni possono essere assunti uguali a quelli utilizzati nelle verifiche che si sarebbero effettuate con un unico coefficiente globale di sicurezza.

- Si confrontano carico di esercizio di progetto q_{esd} e carico limite di progetto q_{limd}. La verifica è soddisfatta se:

$$q_{limd} \geq q_{esd}$$

Per ulteriori informazioni sull'applicazione della normativa europea alle fondazioni dirette si rimanda a Cortellazzo & Mazzucato (1996).

Caratteristiche della struttura in progetto	Sottosuolo omogeneo; indagini sui terreni estese ed approfondite	Terreni eterogenei; caratterizzazione inattendibile per variabilità o per indagini sommarie
I carichi massimi di progetto si verificano di frequente; conseguenze del collasso catastrofiche (ad es.: dighe di ritenuta)	3	4
I carichi massimi di progetto si verificano occasionalmente; conseguenze del collasso gravi (ad es.: ponti stradali)	2,5	3,5
I carichi massimi di progetto sono assai improbabili (ad es.: edifici per civili abitazioni)	2	3

NOTE

1. Per strutture temporanee, i valori indicati possono essere ridotti del 35%; valori minori di 2 sono comunque sconsigliati.
2. Per strutture molto alte, quali torri e ciminiere, i valori indicati devono essere aumentati fino al 50%.
3. Deve essere considerata l'eventualità di innalzamenti del livello di falda o scalzamenti dovuti a scour o scavi.
4. Deve essere verificata la resistenza sia a termine costruzione (condizioni non drenate), sia a lungo termine (condizioni drenate), a meno che una delle due sia chiaramente la più sfavorevole.
5. In ogni caso una fondazione deve essere studiata anche nei riguardi dei cedimenti. Se l'opera in progetto è suscettibile ai cedimenti, potranno risultare necessari valori di FS anche maggiori di quelli indicati. Al contrario per opere che consentono notevoli deformazioni (rilevati, serbatoi metallici) possono essere accettati valori più ridotti, in alcuni casi perfino inferiori a 2.

Tab. 7.6. Valori orientativi del coefficiente di sicurezza per fondazioni dirette

8. CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI DIRETTE

8.1. *Sistema terreno-fondazione-sovrastruttura*

Dopo aver studiato la fondazione dal punto di vista del carico di rottura dobbiamo ora analizzarne il comportamento sotto i carichi di esercizio. Con la terminologia degli Eurocodici, dopo avere verificato la fondazione rispetto ad uno stato limite ultimo, dobbiamo ora verificarla rispetto agli stati limite di servizio.

Il sistema da analizzare (fig. 8.1) è costituito da tre componenti mutuamente interagenti:

- il sottosuolo
- la fondazione
- la struttura in elevazione o sovrastruttura.

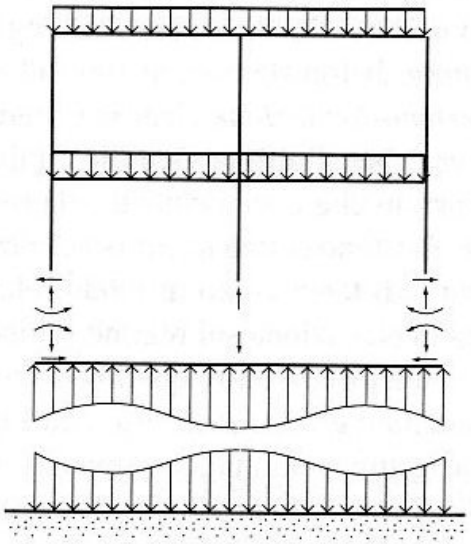


Fig. 8.1. Sistema terreno-fondazione-sovrastruttura

La struttura di fondazione riceve i carichi dalla sovrastruttura e li trasmette al terreno. Il suo comportamento, o in altre parole le sollecitazioni e le deformazioni che in essa si generano nelle varie fasi della costruzione e dell'esercizio, dipende non solo dalle sue caratteristiche, ma anche da quelle della sovrastruttura e del terreno di fondazione, o meglio non da tali caratteristiche prese singolarmente, ma le une in rapporto alle altre.

Lo stato di sollecitazione e di deformazione può evolvere nel tempo per lunghi periodi finché non viene raggiunta una condizione finale che può differire anche sostanzialmente da quella iniziale. Significativa può essere inoltre l'influenza di azioni dinamiche e/o cicliche.

A questa complessa fenomenologia si da sinteticamente il nome di *"interazione terreno-struttura"*, e lo studio dei suoi vari aspetti è parte importante del progetto. L'analisi dell'interazione terreno-struttura può essere svolta con finalità diverse, ed in relazione ai suoi obiettivi può necessitare di diversi gradi di approfondimento.

Un primo, semplice ma importante obiettivo è quello di pervenire ad una valutazione dell'ordine di grandezza e della distribuzione degli spostamenti verticali (cedimenti) della fondazione, onde verificare che sia soddisfatto il secondo dei requisiti di progetto elencati al § 1.2 (limitazione degli spostamenti assoluti e differenziali a valori compatibili con la statica e la funzionalità della sovrastruttura). Tale obiettivo viene perseguito applicando i metodi per il *calcolo dei cedimenti*, che rappresentano un primo, più semplice stadio dell'analisi dell'interazione. In effetti, come si vedrà, in questi metodi l'interazione viene addirittura ignorata e lo studio si concentra sul terreno di fondazione, trascurando l'influenza della sovrastruttura e della stessa struttura di fondazione, che vengono assimilate a distribuzioni di carichi noti applicati alla superficie del terreno.

Un secondo obiettivo è quello di studiare il regime di sollecitazioni e deformazioni nella struttura di fondazione, ai fini del suo progetto statico. Lo studio dell'*interazione terreno-fondazione* viene in genere svolto trascurando l'influenza della sovrastruttura. Quest'ultima viene sostituita da un sistema di forze note, mentre in realtà le azioni che essa trasmette alla fondazione sono incognite iperstatiche del problema. Esistono comunque procedimenti approssimati che consentono, in qualche misura, di tener conto in modo relativamente semplice dell'influenza della struttura in elevazione sul regime statico della fondazione.

Infine, un terzo e più ambizioso livello è quello costituito dall'analisi dell'*interazione tra terreno, fondazione e sovrastruttura,* con l'obiettivo di valutare nell'insieme la soluzione progettuale adottata e prevenire il verificarsi di inconvenienti statici o funzionali all'opera. In un'analisi di questo tipo non è possibile, in linea di principio, non considerare esplicitamente la struttura in elevazione; vedremo tuttavia che tale obiettivo, in pratica, è perseguibile solo a mezzo di procedimenti semplificati.

Il presente capitolo verrà dedicato al calcolo dei cedimenti, che costituisce la base per tutte le successive analisi. Il successivo capitolo 9 verrà dedicato all'analisi dell'interazione fra terreno e fondazione. Il capitolo 10, infine, verrà dedicato allo studio dell'interazione fra terreno, fondazione e sovrastruttura.

8.2. *Calcolo dei cedimenti, terreni a grana fina*

8.2.1. *Generalità*

Preliminarmente all'esposizione dei metodi per il calcolo dei cedimenti, è da no-

tare che i cedimenti di una fondazione possono essere provocati da molteplici cause, fra le quali:

1. deformazioni del terreno di fondazione sotto l'azione dei carichi applicati alla fondazione stessa o a strutture circostanti;
2. abbassamenti della falda o, più in generale, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo;
3. vibrazioni indotte, ad esempio, da esplosioni, terremoti, infissione di pali battuti, operazioni con macchinari pesanti, specie in terreni incoerenti;
4. scavi a cielo aperto ed in sotterraneo, eseguiti nei pressi della fondazione;
5. saturazione di terreni collassabili, quali loess e terreni piroclastici; cicli di contrazione e rigonfiamento di argille espansive; erosione sotterranea.

Il presente capitolo è dedicato essenzialmente ai cedimenti provocati dalla causa n. 1, che sono sempre presenti e devono essere considerati in ogni progetto di fondazione. Le metodologie di analisi che verranno presentate possono essere peraltro estese, più o meno agevolmente, ai cedimenti indotti dalla causa n. 2. Metodi empirici per la previsione dei cedimenti dovuti alla causa n. 4 sono stati recentemente assai sviluppati, e vengono brevemente presentati.

Tutte le altre cause richiedono, per un'attendibile previsione, sperimentazioni ed analisi specialistiche che esulano dai limiti di questo volume. Va però ricordato che, qualora si abbia motivo di temere l'insorgere di cedimenti dovuti ad una di tali cause, il progetto può includere provvedimenti tendenti a prevenirli o minimizzarli (scelta opportuna del tipo di fondazione e della profondità del piano di posa; trattamento preventivo dei terreni; adozione di adeguate opere provvisionali etc.).

Secondo i classici metodi della geotecnica il calcolo dei cedimenti si esegue schematizzando il sottosuolo come un mezzo continuo deformabile, alla frontiera del quale vengono applicate distribuzioni di carico supposte note. Il calcolo si articola in genere nelle seguenti fasi:

a. calcolo delle tensioni litostatiche e degli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie;
b. determinazione sperimentale delle caratteristiche tensione-deformazione-tempo dei vari terreni presenti nel sottosuolo e scelta dei valori rappresentativi;
c. calcolo delle deformazioni unitarie e loro integrazione;
d. calcolo del decorso nel tempo dei cedimenti.

In pratica, le fasi elencate vengono sviluppate solo per i terreni a grana fine per i quali è possibile il prelievo di campioni indisturbati e l'esecuzione di prove di laboratorio, e per i quali il decorso nel tempo ha rilevanza. Per i terreni incoerenti si ricorre in genere a procedimenti empirici basati sui risultati di prove in sito; viene inoltre a cadere, o a perdere grandemente importanza, il problema del de-

corso nel tempo.

Allo stato attuale delle conoscenze è certamente possibile caratterizzare i terreni con leggi costitutive adeguate (ad esempio: elasticità non lineare, plasticità con incrudimento isotropo o cinematico) e svolgere unitariamente l'analisi del problema al contorno (fasi a, c e d) con un procedimento di calcolo numerico, ad esempio con il metodo degli elementi finiti; è anzi molto probabile che questo tipo di approccio si diffonda rapidamente anche nella pratica corrente, per la sempre più ampia disponibilità di potenti elaboratori e di software di tipo commerciale. Tuttavia i tradizionali metodi di calcolo, basati su ipotesi semplificative e su di una sperimentazione di tipo convenzionale, sono ancora da preferire nella maggioranza delle applicazioni per l'affidabilità che deriva loro dall'essere procedure ben consolidate e sostanziate da un'ampia evidenza sperimentale. Procedimenti più complessi hanno senso, dal punto di vista applicativo, solo quando si verificano contemporaneamente due condizioni: (i) opere di notevole importanza e delicatezza, per le quali risulti critica un'accurata valutazione dei cedimenti assoluti e differenziali e del loro decorso nel tempo; (ii) sottosuolo costituito da terreni relativamente uniformi e facilmente campionabili, in modo da poter pervenire ad una adeguata caratterizzazione.

Una rappresentazione schematica dei cedimenti che si verificano per una fondazione poggiante su terreni a grana fine è riportata in fig. 8.2.

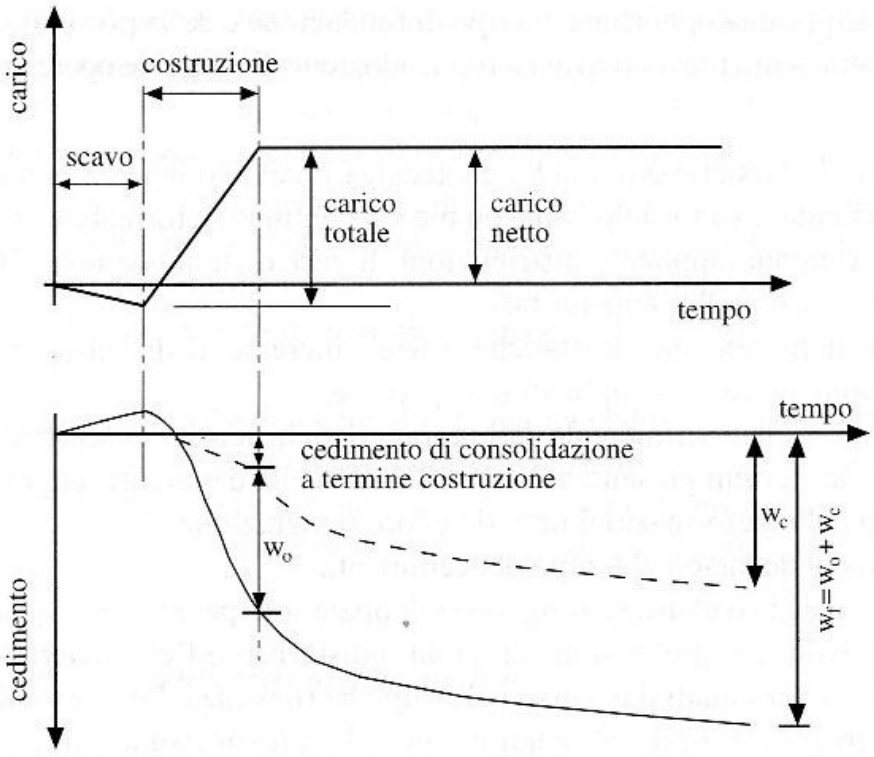


Fig. 8.2. Decorso nel tempo del cedimento per terreni a grana fina

Gli spostamenti avvengono in parte all'atto stesso dell'applicazione dei carichi, per deformazioni a volume costante dell'insieme scheletro solido-acqua (cedimento immediato o non drenato o distorsionale w_o), ed in parte gradualmente nel tempo, a seguito dell'espulsione di acqua e della conseguente dissipazione delle sovrappressioni neutre (cedimento di consolidazione o volumetrico w_c).

In corrispondenza di un generico tempo t può porsi:

$$w = w_o + U\, w_c \qquad (8.1)$$

nella quale U viene detto "grado di consolidazione" e varia nel tempo fra zero ed uno. In genere può assumersi che l'aliquota del cedimento di consolidazione che si verifica durante la costruzione sia trascurabile; ponendo allora l'origine dei tempi al termine della costruzione potrà allora scriversi:

$$\text{per } t = 0: \quad U = 0; \quad w = w_o$$
$$\text{per } t = \infty: \quad U = 1; \quad w = w_o + w_c = w_f$$

dove con w_f si è indicato il cedimento finale.

In questa analisi il terreno è stato modellato come un mezzo poroso saturo nel quale la relazione fra tensioni effettive e deformazioni è indipendente dal tempo, e pertanto il decorso nel tempo è determinato solo dal processo di consolidazione (ritardo idrodinamico). In realtà, invece, in molti terreni naturali si riscontra una certa viscosità dello scheletro solido, che dà luogo a deformazioni differite nel tempo anche a tensioni effettive costanti. In termini di cedimento, ciò si traduce nel verificarsi di un "cedimento secondario". Convenzionalmente si assume che il cedimento secondario si verifichi dopo il termine del processo di consolidazione e quindi una volta esaurito il cedimento di consolidazione che, per contrapposizione, viene anche detto cedimento primario. I cedimenti secondari sono rilevanti soprattutto in argille organiche e torbe.

Nei terreni a grana grossa, per la loro elevata permeabilità, il processo di consolidazione è molto rapido e quindi il cedimento distorsionale e quello volumetrico si verificano contemporaneamente durante la costruzione, né vi è alcun motivo per tenerli distinti nel calcolo. In alcuni casi, invece, anche questi terreni possono esibire significativi effetti secondari (sabbie micacee; terreni piroclastici).

8.2.2. *Metodo edometrico*

Generalità. Il metodo edometrico è un classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, sviluppato da Terzaghi negli anni '20 ed ancora ampiamente diffuso ed utilizzato per la sua semplicità, versatilità ed accuratezza. Il metodo, ben noto ed illustrato diffusamente in tutti i trattati di geotecnica, viene qui solo brevemente richiamato.

Dal punto di vista della determinazione sperimentale della legge sforzi-

deformazioni del terreno, il metodo è basato sulla prova ad espansione laterale impedita o prova edometrica. Dal punto di vista del calcolo delle deformazioni unitarie negli elementi di volume del terreno al di sotto della fondazione, esso è basato sulla corrispondente ipotesi che tali deformazioni avvengano solo in direzione verticale, senza contrazioni o espansioni orizzontali; assunta tale ipotesi, la prova edometrica diviene una sorta di prova su modello in scala ridotta.

Come è noto, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto H/B fra lo spessore dello strato deformabile e la larghezza in pianta della fondazione. Quando tale rapporto tende a zero, infatti, le condizioni di contorno causano una deformazione del terreno che avviene appunto solo in direzione verticale, e cioè in condizioni edometriche. Vedremo, tuttavia, che il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di grande spessore, nei quali la cinematica della deformazione si discosta da quella unidimensionale propria dell'ipotesi edometrica.

E' da notare che nello schema edometrico il cedimento istantaneo non può che essere nullo, essendo in tale schema impossibile un cedimento senza variazioni di volume. Si ha infatti $\Delta V/V = \varepsilon_{xo} + \varepsilon_{yo} + \varepsilon_{zo} = 0$; dovendo essere, per ipotesi, $\varepsilon_{xo} = \varepsilon_{yo} = 0$, ne consegue che anche $\varepsilon_{zo} = 0$, ed è quindi nullo il cedimento:

$$w_0 = \int_0^H \varepsilon_{z0} dz$$

Come abbiamo detto, il metodo edometrico viene applicato in via approssimata anche a situazioni geometriche non strettamente edometriche, nelle quali in realtà si verifica un cedimento istantaneo. E' allora evidente che il metodo consente solo una valutazione del cedimento finale, senza alcuna possibilità di discernere fra cedimento istantaneo e cedimento di consolidazione.

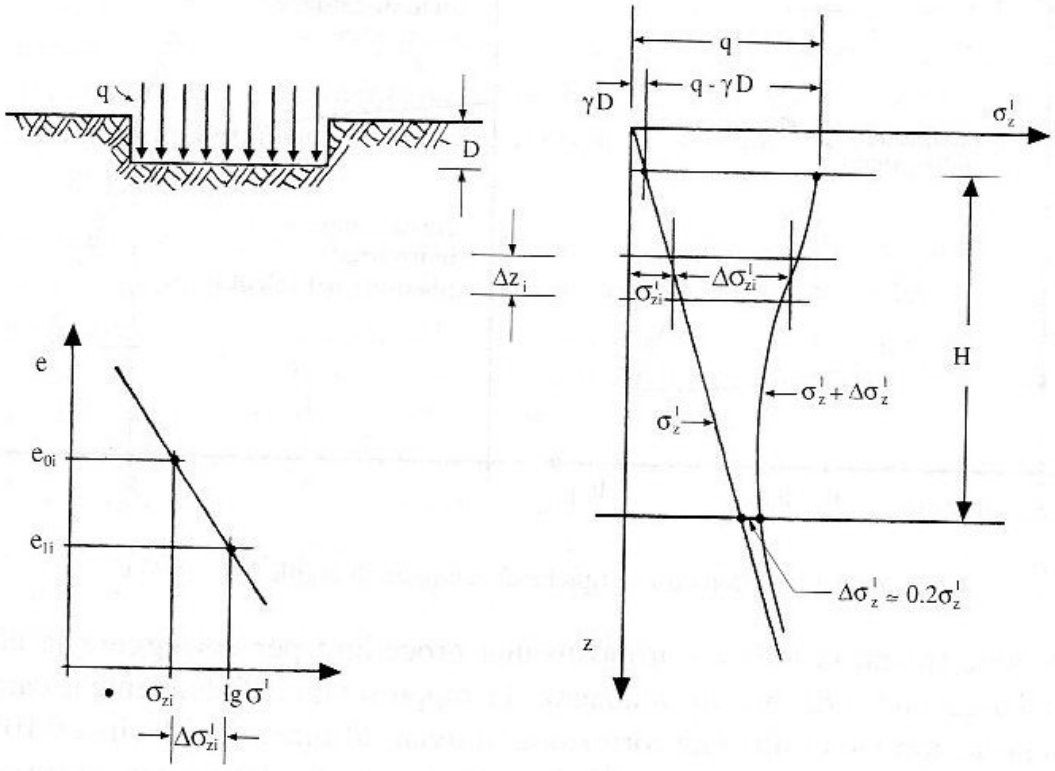
Operativamente il metodo è di grande semplicità, ed i relativi calcoli possono essere agevolmente eseguiti a mano. Si pone:

$$w_f = w_{ed} = \int_0^H \frac{\sigma'_z}{E_{ed}} dz \qquad (8.2)$$

nella quale (fig. 8.3) σ'_z rappresenta l'incremento di tensione indotto dal carico in fondazione e l'integrale viene approssimato da una sommatoria. Operando come in fig. 8.3 i valori di E_{ed} vengono assunti in corrispondenza della tensione iniziale e dell'incremento di tensione relativi a ciascuna profondità, tenendo così conto in modo molto semplice e fedele della natura non lineare della relazione tensioni-deformazioni.

Come risulta dalla fig. 8.3, gli incrementi di tensione nel sottosuolo vengono calcolati per il "carico netto", ottenuto sottraendo dall'intensità q del carico applicato il valore γD della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della

realizzazione della fondazione. Ciò equivale ad attribuire al terreno un comportamento perfettamente plastico; in altri termini si assume che, a seguito dello scarico tensionale dovuto allo scavo, non si verifichi alcun rigonfiamento e poi, all'applicazione del carico, non si verifichi alcun cedimento finché il carico applicato non ecceda il valore γD .



$$\Delta w_{ed_i} = \frac{\Delta\sigma'_{zi}}{E_{ed}}\Delta_{zi} = \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}}\Delta z_i \qquad w_{ed} = \sum_{z=0}^{H} \Delta w_{ed_i}$$

Fig. 8.3. Metodo edometrico

La determinazione dei valori di E_{ed} nella (8.2), ovvero dei valori dell'indice dei vuoti e_1, e_2 da utilizzare nel procedimento esposto in fig. 8.3, deve essere fatta sulla curva vergine se il banco di terreno in esame è normalmente consolidato (fig. 8.4a); se invece il terreno in sito è sovraconsolidato (il che, come è noto, può essere accertato utilizzando la stessa prova edometrica), si opererà sulla curva ottenuta in laboratorio o, meglio, su di una curva di ricarico ottenuta dopo un primo ciclo di carico e scarico fino alla pressione effettiva in sito (fig. 8.4b). La pendenza della retta vergine nel piano semilogaritmico viene generalmente indicata con il simbolo C_c (indice di compressibilità); quella del ramo di scarico e ricarico con C_s (indice di rigonfiamento e ricompressione). Si vede quindi come il metodo edometrico consenta di tenere conto agevolmente oltre che della non linearità, anche della non reversibilità delle deformazioni o, in altri termini, della memoria del materiale.

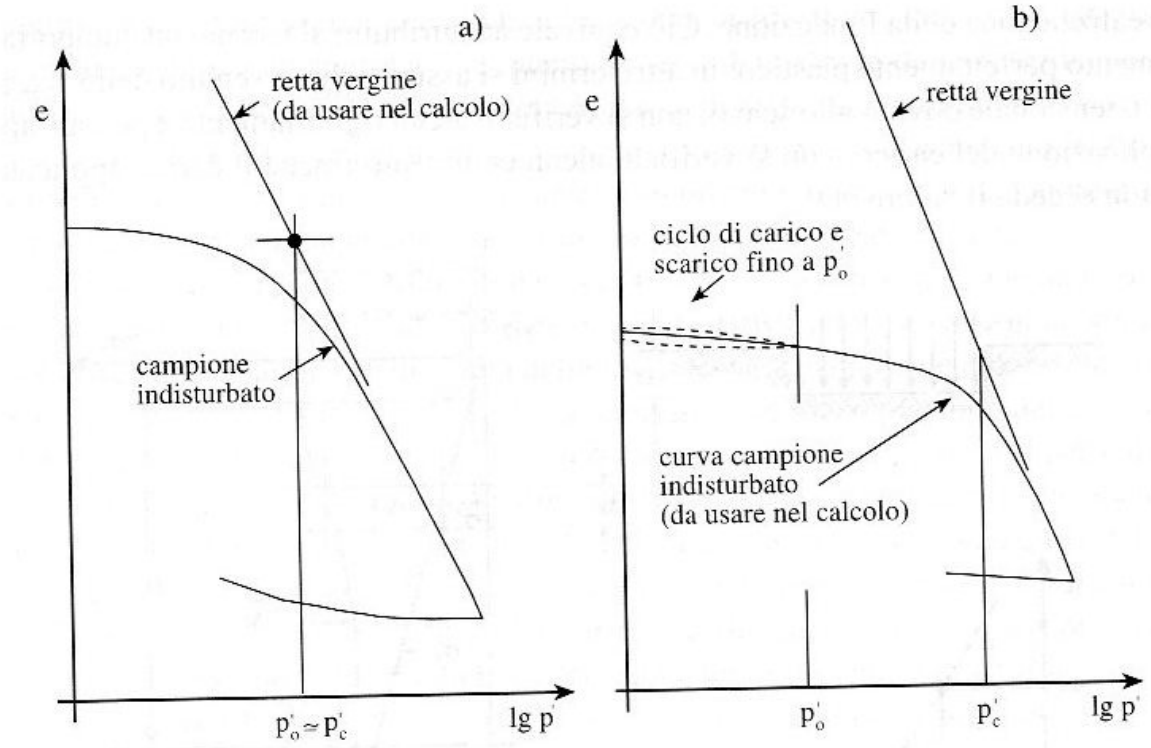


Fig. 8.4. Curve edometriche tipiche di campioni di argille N.C. ed O.C.

Schmertmann (1955) ha proposto una procedura per correggere la curva edometrica, onde ottenere una relazione che rappresenti più fedelmente le caratteristiche del terreno in sito; tale correzione equivale ad aumentare di circa il 10% la pendenza C_c della curva vergine. Sulla opportunità di adottare tale correzione, peraltro, non vi è accordo generale.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo da un carico in superficie vengono valutati, in genere, facendo uso della teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo. Un altro notevole vantaggio del metodo edometrico è quello di necessitare della determinazione della sola tensione normale σ_z agente sull'elemento piano orizzontale; tale tensione, nella soluzione di Boussinesq (1885) relativa alla forza concentrata applicata normalmente alla frontiera del semispazio, ed in tutte quelle che ne sono derivate per diverse e più complesse condizioni di carico, risulta indipendente dalle caratteristiche del terreno.

Distribuzione delle tensioni nel sottosuolo. L'applicazione del metodo edometrico comporta la conoscenza delle tensioni verticali agenti nel sottosuolo prima e dopo l'applicazione dei carichi alla fondazione in studio.

Per il calcolo delle tensioni preesistenti e dovute al peso proprio del terreno (tensioni litostatiche), come è noto, si assume che la direzione verticale sia una direzione principale di tensione; in tale ipotesi il calcolo della tensione verticale

litostatica è immediato, imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale di una colonna di terreno di base unitaria. E' appena il caso di notare che, riferendosi il calcolo edometrico per sua natura alle condizioni drenate, occorre fare riferimento alle tensioni effettive.

Per il calcolo degli incrementi di tensione, come si è detto al § 8.1, si trascura la rigidezza della sovrastruttura ed in genere anche quella della fondazione e si assimilano i carichi agenti ad una stesa di carico uniformemente ripartito con intensità costante (o linearmente variabile nel caso di carichi eccentrici) sull'impronta in pianta della fondazione. Si ricorre quindi alla teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo.

Problema di Boussinesq. Uno dei problemi di elasticità che ha trovato il maggior numero di applicazioni in geotecnica è quello dello stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata agente normalmente al suo piano limite. Il problema è noto come problema di Boussinesq, dal nome del matematico francese che per primo lo risolse.

Con riferimento alla fig. 8.5, assumeremo che il semispazio elastico, omogeneo ed isotropo occupi la regione dello spazio $z \geq 0$; per la simmetria del problema, conviene adottare un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r. Sempre per la simmetria rispetto all'asse z, dovranno essere nulli lo spostamento in direzione tangenziale u_θ e le tensioni tangenziali $\tau_{r\theta}$ e $\tau_{z\theta}$.

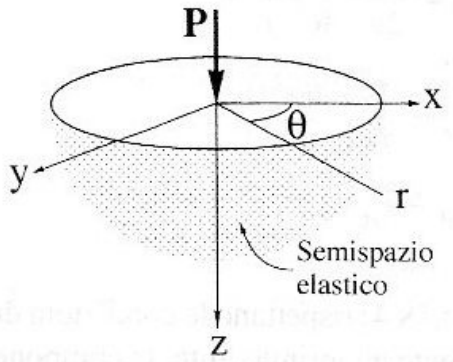


Fig. 8.5. Il problema di Boussinesq

Le condizioni di contorno sono le seguenti. Sul piano $z = 0$, gli sforzi applicati sono nulli, salvo che per $r = 0$, dove essi devono equilibrare la forza P. Inoltre, in ciascun punto del semispazio a distanza infinita dall'origine, gli spostamenti e le tensioni devono annullarsi.

La soluzione del problema, trovata da Boussinesq (1885), è la seguente:

Spostamenti

$$
\begin{aligned}
u_r &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi RE}\left[\frac{rz}{R^2} - \frac{(1-2\nu)r}{R+z}\right] \\
u_\theta &= 0 \\
u_z &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi R\dot{E}}\left[2(1-\nu) + \left(\frac{z}{R}\right)^2\right]
\end{aligned}
\tag{8.3}
$$

u_r, u_θ e u_z rappresentano gli spostamenti secondo gli assi coordinati, $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ è la distanza del punto considerato dall'origine, E e ν sono rispettivamente il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del materiale costituente il semispazio.

Sforzi

$$
\begin{aligned}
\sigma_r &= -\frac{P}{2\pi}\left[\frac{1-2\nu}{R(R+z)} - \frac{3r^2 z}{R^5}\right] \\
\sigma_\theta &= -\frac{P(1-2\nu)}{2\pi}\left[\frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)}\right] \\
\sigma_z &= \frac{P}{2\pi}\left(\frac{3z^3}{R^5}\right) \\
\tau_{rz} &= \frac{P}{2\pi}\left(\frac{3rz^2}{R^5}\right) \\
\tau_{r\theta} &= \tau_{z\theta} = 0
\end{aligned}
\tag{8.4}
$$

Controlliamo se le (8.3), (8.4) rispettano le condizioni di contorno. E' immediato verificare che, per R tendente ad infinito, tutte le componenti di sforzo e di spostamento tendono a zero. Per z = 0 ed $R \neq 0$, σ_z e τ_{rz} sono nulle. Per quanto riguarda l'origine, resta da verificare che lo stato tensionale equilibri la forza esterna P.

A tal fine, consideriamo (fig. 8.6) una superficie emisferica con raggio a e centro nell'origine degli assi. Detto ψ l'angolo fra l'asse z ed un qualsiasi raggio della semisfera, per i punti giacenti sulla semisfera sussistono le relazioni:

$R = a;$ $\qquad z = a\cos\psi;$ $\qquad r = a\,\mathrm{sen}\psi$

Si ha dunque, sempre per i punti sulla semisfera:

$$\sigma_r = -\frac{P}{2\pi}\left[\frac{1-2\nu}{a^2(1+\cos\psi)} - \frac{3\text{sen}^2\psi\cos\psi}{a^2}\right]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P(1-2\nu)}{2\pi}\left[\frac{\cos\psi}{a^2} - \frac{1}{a^2(1+\cos\psi)}\right] \qquad (8.5)$$

$$\sigma_z = \frac{3P\cos^3\psi}{2\pi a^2}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P\text{sen}\psi\cos^2\psi}{2\pi a^2}$$

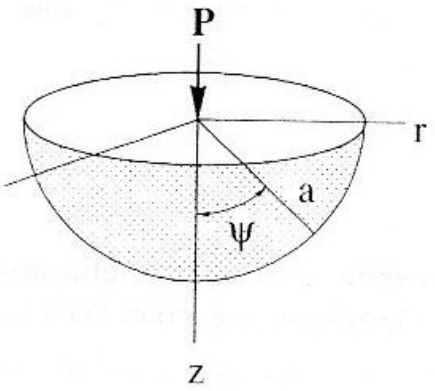


Fig. 8.6. Superficie semisferica con raggio a centrato nel punto di applicazione dello sforzo

Il vettore T della tensione agente in un punto della semisfera è dato dall'espressione:

$$T = \begin{bmatrix} T_r \\ T_\theta \\ T_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & \tau_{rz} \\ 0 & \sigma_\theta & 0 \\ \tau_{rz} & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{sen}\psi \\ 0 \\ \cos\psi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_r\text{sen}\psi + \tau_{rz}\cos\psi \\ 0 \\ \tau_{rz}\text{sen}\psi + \sigma_z\cos\psi \end{bmatrix} \qquad (8.6)$$

Consideriamo adesso l'equilibrio della semisfera di raggio a, sotto l'azione di queste tensioni agenti sulla superficie emisferica e della forza P agente alla superficie del semispazio.

La risultante delle componenti orizzontali di tensione T_r sulla superficie emisferica é nulla, perché per ogni tensione orizzontale agente in un punto della semisfera ve ne è una uguale ed opposta nel punto simmetrico rispetto all'asse z.

La componente verticale vale (eq. 8.5 e 8.6):

$$T_z = \frac{3P}{2\pi a^2}\left(\text{sen}^2\psi\cos^2\psi + \cos^4\psi\right) = \frac{3P}{2\pi a^2}\cos^2\psi \qquad (8.7)$$

Per integrare T_z sulla superficie emisferica consideriamo (fig. 8.7) una striscia elementare compresa fra le profondità z e z+dz. La larghezza della striscia vale (adψ), e la sua lunghezza vale (2πasenψ). La forza verticale agente sulla striscia vale allora, ricordando la (8.7):

$$T_z \times a d\psi \times 2\pi a \operatorname{sen}\psi = 3P \operatorname{sen}\psi \cos^2\psi d\psi$$

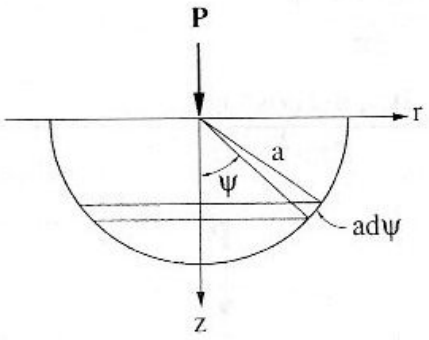


Fig. 8.7.

Come si vede, la forza verticale risultante sulla striscia elementare é indipendente da a; questa proprietà, ovviamente, continua a valere per la forza risultante sulla semisfera, che vale:

$$\int_0^{\pi/2} 3P \operatorname{sen}\psi \cos^2\psi d\psi = P$$

L'equilibrio alla traslazione verticale è quindi soddisfatto. Per a tendente a zero, i valori degli sforzi (eq. 8.5) tendono all'infinito, ma comunque l'equilibrio resta soddisfatto.

Abbiamo quindi verificato che le condizioni al contorno sono soddisfatte. E' possibile verificare che lo sono anche le equazioni indefinite di equilibrio che, in coordinate cilindriche e con forze di massa nulle, si scrivono:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{1}{r}(\sigma_r - \sigma_\theta) = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2}{r}\tau_{r\theta} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{1}{r}\tau_{rz} = 0$$

Infine, è possibile verificare che le componenti di deformazione, che si ottengono dalle (8.3), soddisfano le condizioni di congruenza. Le dimostrazioni di tali

assunti sono però assai laboriose, e vengono omesse.

L'espressione della tensione σ_z (eq. 8.4) può essere scritta nella forma:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{1}{\sqrt{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^5}} = \frac{P}{z^2} I_\sigma \qquad (8.8)$$

Il coefficiente I_σ è funzione solo del rapporto r/z; i suoi valori sono riportati nella tabella 8.1.

r/z	I_σ
0,00	0,477
0,10	0,466
0,20	0,433
0,30	0,385
0,40	0,329
0,50	0,273
0,75	0,156
1,00	0,084
1,50	0,025
2,00	0,008

Tab. 8.1. Valori del coefficiente I_σ (eq. 8.8)

Estensioni della soluzione di Boussinesq a carichi ripartiti. Suddividendo l'impronta della fondazione in areole di limitata estensione, ciascuna di esse, con il carico su di essa agente, può essere trattata come una forza concentrata e la (8.8) usata per ottenere, operando numericamente la sovrapposizione degli effetti, la corrispondente distribuzione di tensioni nel sottosuolo. In questo modo, con un semplice programma di calcolo, è possibile simulare qualsiasi forma della fondazione e qualsiasi distribuzione delle tensioni sul piano di posa.

In molti casi la (8.8) è stata integrata in forma analitica chiusa. In fig. 8.8 ed in tabella 8.2 sono riportate le soluzioni dovute a Steinbrenner (1934) per il caso, particolarmente utile, di carico distribuito con intensità costante su di un'area rettangolare di lati L e B (L > B). Le tensioni presentate si riferiscono alla verticale passante per il vertice dell'area di carico; da esse, con semplici operazioni di sovrapposizione degli effetti (fig. 8.9) è possibile risalire alle tensioni indotte lungo una verticale qualsiasi da un'area di carico rettangolare o scomponibile in rettangoli. Sempre agendo per sovrapposizione degli effetti è possibile calcolare le tensioni indotte da carichi non uniformi.

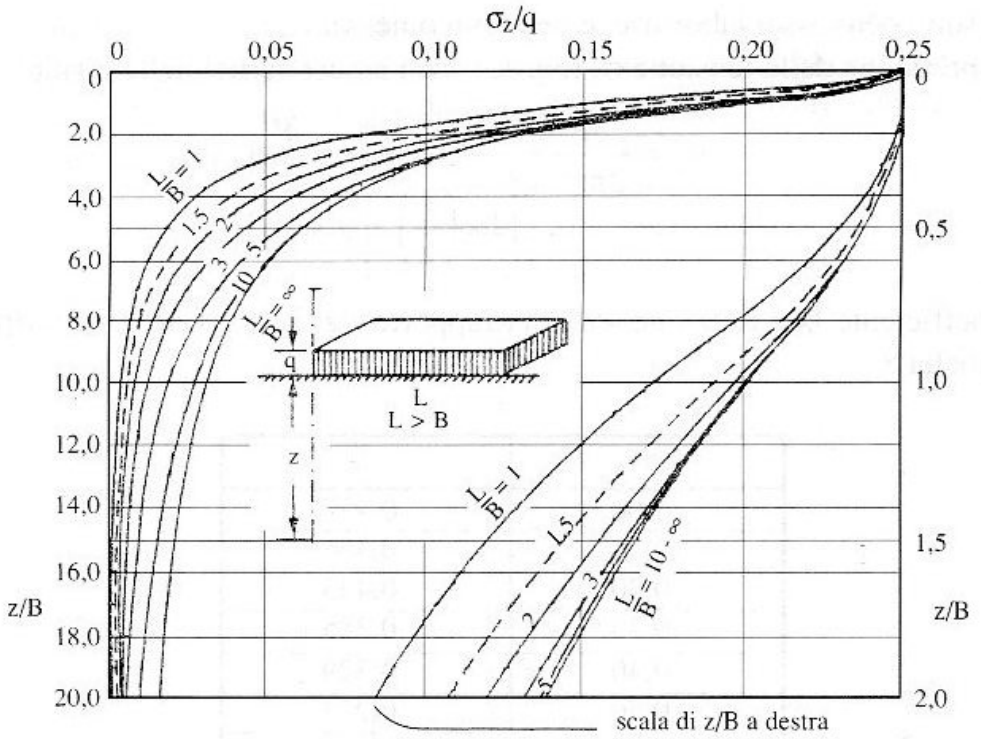
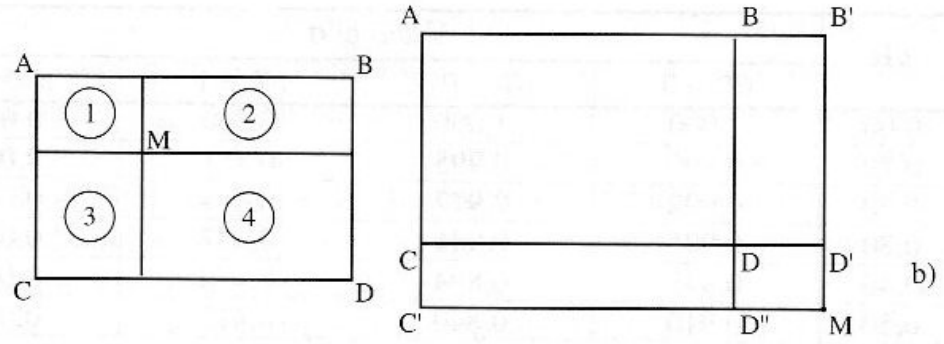


Fig. 8.8. Abachi di Steinbrenner, verticale per il vertice

z/B	Valori di σ_z/q						
	L/B=1,0	L/B=1,5	L/B=2,0	L/B=3,0	L/B=5,0	L/B=10	L/B=∞
0,00	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,25	0,2478	0,2482	0,2483	0,2484	0,2485	0,2485	0,2485
0,50	0,2325	0,2378	0,2391	0,2397	0,2398	0,2399	0,2399
0,75	0,2060	0,2182	0,2217	0,2234	0,2239	0,2240	0,2240
1,00	0,1752	0,1936	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046	0,2046
1,50	0,1210	0,1451	0,1561	0,1638	0,1665	0,1670	0,1670
2,00	0,0840	0,1071	0,1202	0,1316	0,1363	0,1374	0,1374
3,00	0,0417	0,0612	0,0732	0,0860	0,0959	0,0987	0,0990
4,00	0,0270	0,0383	0,0475	0,0604	0,0712	0,0758	0,0764
6,00	0,0127	0,0185	0,0238	0,0323	0,0431	0,0496	0,0521
8,00	0,0073	0,0107	0,0140	0,0195	0,0283	0,0367	0,0394
10,00	0,0048	0,0070	0,0092	0,0129	0,0198	0,0279	0,0316
12,00	0,0033	0,0049	0,0065	0,0094	0,0145	0,0219	0,0264
15,00	0,0021	0,0031	0,0042	0,0061	0,0097	0,0158	0,0213
18,00	0,0015	0,0022	0,0029	0,0043	0,0069	0,0118	0,0177
20,00	0,0012	0,0018	0,0024	0,0035	0,0057	0,0099	0,0159

Tab. 8.2. Valori di σ_z/q lungo la verticale per uno spigolo di un'area rettangolare di lati B ed L soggetta ad un carico uniformemente distribuito con intensità costante q (Steinbrenner, 1934)



a) M interno ad ABCD; le tensioni risultano dalla somma delle tensioni indotte in M dalle 4 aree (1), (2), (3), e (4), ciascuna con vertice in M;
b) M esterno ad ABCD; le tensioni risultano dalla somma algebrica delle tensioni indotte da rettangoli opportunamente scelti, sempre con vertice in M

$$\sigma_{zM}\,(ABCD) = \sigma_{zM}\,(AB'C'M) - \sigma_{zM}\,(BB'D''M) - \sigma_{zM}\,(CD'C'M) + \sigma_{zM}\,(DD'D''M)$$

Fig. 8.9. Esempi di sovrapposizione di aree di carico rettangolare

L'espressione analitica della tensione è la seguente (fig. 8.8):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi}\left[\operatorname{arctg}\frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c}\left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}\right)\right] \qquad (8.9)$$

nella quale: $m^2 = L^2 + z^2$; $n^2 = B^2 + z^2$; $c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$

In fig. 8.10 ed in tabella 8.3 sono riportate analoghe soluzioni relative al caso di carico distribuito con intensità costante q su di un'area circolare di raggio R.

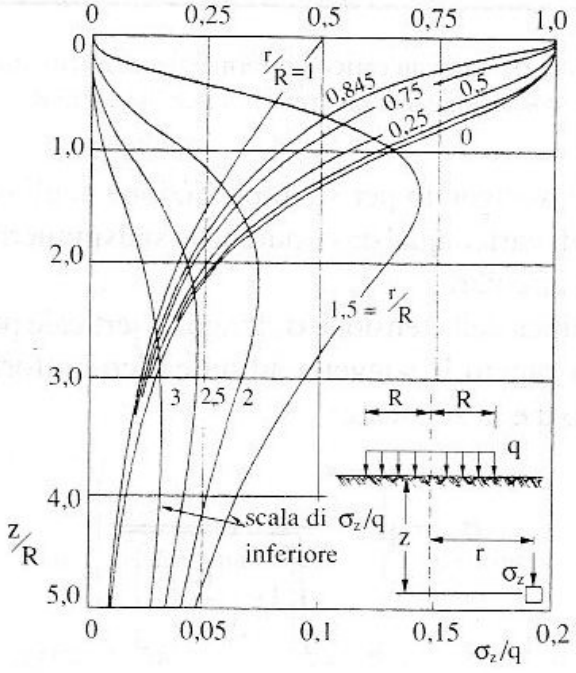


Fig. 8.10. Carico su area circolare

z/R	Valori di σ_z/q			
	r/R = 0	r/R = 0,5	r/R = 1	r/R = 2
0,00	1,000	1,000	0,500	0,000
0,10	0,999	0,995	0,481	0,000
0,20	0,992	0,977	0,464	0,001
0,30	0,976	0,941	0,447	0,003
0,40	0,948	0,894	0,430	0,006
0,50	0,910	0,840	0,412	0,010
0,60	0,863	0,780	0,395	0,016
0,70	0,811	0,718	0,378	0,022
0,80	0,758	0,664	0,362	0,028
0,90	0,700	0,612	0,346	0,035
1,00	0,646	0,565	0,329	0,041
1,20	0,546	0,480	0,298	0,052
1,40	0,461	0,408	0,268	0,061
1,60	0,390	0,351	0,241	0,067
1,80	0,332	0,303	0,217	0,071
2,00	0,284	0,262	0,195	0,073
2,20	0,245	0,228	0,176	0,073
2,40	0,213	0,201	0,158	0,073
2,60	0,186	0,178	0,142	0,071
2,80	0,164	0,158	0,131	0,069
3,00	0,146	0,141	0,119	0,067
4,00	0,086	0,082	0,077	0,052
5,00	0,057	0,054	0,052	0,041

Tab. 8.3. Valori di σ_z/q per un carico uniformemente distribuito con intensità costante q su di un'area circolare di raggio R

Anche in questo caso agendo per sovrapposizione degli effetti si potranno simulare distribuzioni di carico qualsiasi, purché assialsimmetriche, ed aree di carico a forma di corona circolare.

L'espressione analitica della tensione σ_z lungo la verticale per il centro di un'area di carico circolare di raggio R soggetta ad un carico uniformemente distribuito con intensità costante q è la seguente:

$$\sigma_z = q\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\left[1+\left(\frac{R}{z}\right)^2\right]^3}}\right) \tag{8.10}$$

Nella letteratura sono disponibili anche numerose soluzioni per le tensioni in-

dotte nel sottosuolo da fondazioni infinitamente rigide. Per queste, la condizione di contorno viene espressa in termini di spostamenti all'interfaccia fondazione-terreno; in particolare, per carichi centrati si impone che lo spostamento verticale dell'impronta della fondazione sia costante; per carichi eccentrici, linearmente variabile. Come è noto, invece, le "fondazioni flessibili", e cioè le aree di carico soggette a carichi uniformemente distribuiti che abbiamo finora considerato, subiscono cedimenti diversi da punto a punto.

A parità di carico risultante e di forma, una fondazione flessibile soggetta ad un carico uniformemente distribuito con intensità costante presenta alcuni punti, detti punti caratteristici, per i quali il cedimento è uguale al cedimento (costante) della fondazione rigida (fig. 8.11a). Si potrà quindi calcolare la distribuzione delle tensioni al di sotto di tale punto, e servirsene per calcolare il cedimento della fondazione rigida.

In fig. 8.11b sono riportati i punti caratteristici per fondazioni di forma rettangolare e circolare.

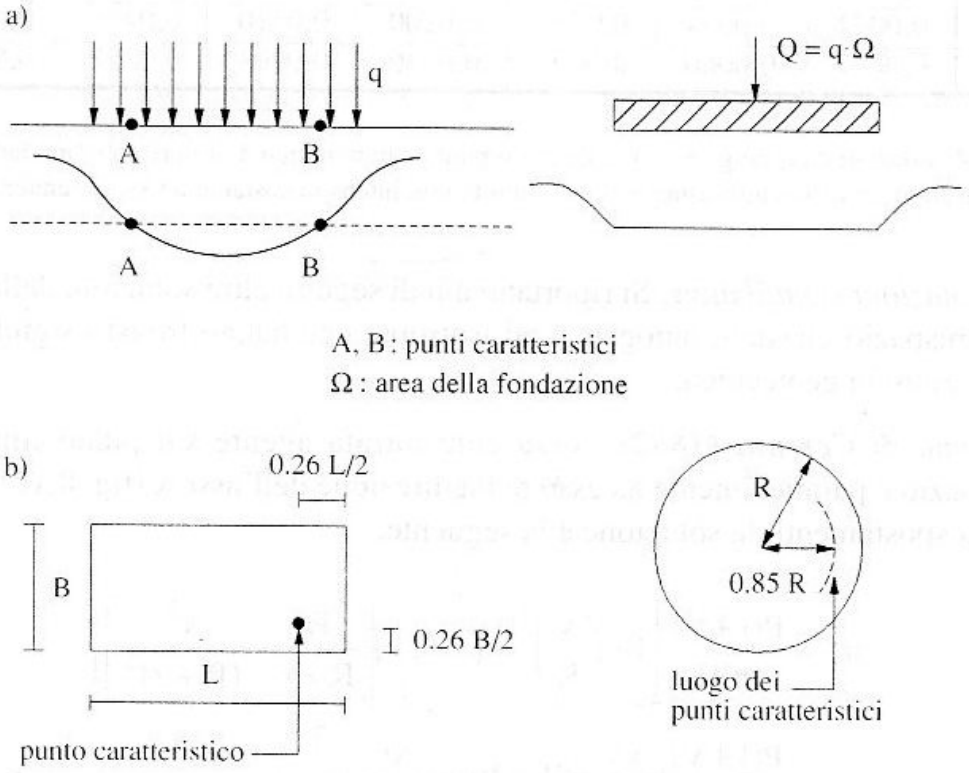


Fig. 8.11. Punti caratteristici. a) definizione; b) posizione per fondazioni rettangolari e circolari

La tabella 8.4 riporta i coefficienti per il calcolo della tensione σ_z lungo la verticale per il punto caratteristico di un'area rettangolare sottoposta ad un carico

uniformemente distribuito con intensità costante q. I dati relativi al punto caratteristico dell' area di carico circolare sono già stati riportati nella fig. 8.10.

z/B	Valori di σ_z/q						
	L/B=1,0	L/B=1,5	L/B=2,0	L/B=3,0	L/B=5,0	L/B=10	L/B=∞
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,20	0,8520	0,8845	0,9015	0,9060	0,9098	0,9134	0,9134
0,40	0,6060	0,6782	0,7119	0,7445	0,7595	0,7660	0,7660
0,60	0,4521	0,5146	0,5682	0,6100	0,6430	0,6530	0,6530
0,80	0,3453	0,4077	0,4560	0,5045	0,5458	0,5660	0,5660
1,00	0,2690	0,3315	0,3820	0,4249	0,4645	0,4941	0,4966
1,50	0,1571	0,2136	0,2395	0,2840	0,3265	0,3636	0,3740
2,0	0,0984	0,1320	0,1635	0,1975	0,2403	0,2768	0,2952
3,0	0,0487	0,0701	0,0874	0,1131	0,1495	0,1799	0,2048
4,0	0,0280	0,0401	0,0534	0,0715	0,0973	0,1270	0,1577
5,0	0,0187	0,0276	0,0356	0,0484	0,0730	0,0949	0,1261
6,0	0,0130	0,0185	0,0250	0,0345	0,0535	0,0745	0,1060
8,0	0,0074	0,0094	0,0150	0,0200	0,0310	0,0485	0,0795
10,0	0,0047	0,0060	0,0097	0,0130	0,0208	0,0357	0,0634

Tab. 8.4. Valori di σ_z/q lungo la verticale per il punto caratteristico di un'area rettangolare di lati B ed L sotto un carico uniformemente distribuito con intensità costante q (Steinbrenner, 1934)

Altre soluzioni significative. Si riportano qui di seguito altre soluzioni della teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, che hanno trovato significative applicazioni in geotecnica.

Problema di Cerrutti (1882): forza concentrata agente sul piano limite del semispazio e parallelamente ad esso nella direzione dell'asse x (fig. 8.12). In termini di spostamenti, la soluzione è la seguente:

$$
\begin{aligned}
u_x &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi RE}\left\{1+\left(\frac{x}{R}\right)^2+(1-2\nu)\left[\frac{R}{R+z}-\frac{x^2}{(R+z)^2}\right]\right\} \\
u_y &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi RE}\left[\frac{xy}{R^2}-(1-2\nu)\frac{xy}{(R+z)^2}\right] \\
u_z &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi RE}\left[\frac{xz}{R^2}+(1-2\nu)\frac{x}{R+z}\right]
\end{aligned}
\qquad (8.11)
$$

In termini di sforzi, si ottiene:

$$\sigma_x = \frac{-Px}{2\pi R^3}\left\{-\frac{3x^2}{R^2}+\frac{1-2\nu}{(R+z)^2}\left[R^2-y^2-\frac{2Ry^2}{R+z}\right]\right\}$$

$$\sigma_y = \frac{-Px}{2\pi R^3}\left\{-\frac{3y^2}{R^2}+\frac{1-2\nu}{(R+z)^2}\left[3-R^2-x^2-\frac{2Rx^2}{R+z}\right]\right\}$$

$$\sigma_z = \frac{3Pxz^2}{2\pi R^5} \qquad (8.12)$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Py}{2\pi R^3}\left\{-\frac{3x^2}{R^2}+\frac{1-2\nu}{(R+z)^2}\left[-R^2+x^2+\frac{2Rx^2}{R+z}\right]\right\}$$

$$\tau_{yz} = \frac{3Pxyz}{2\pi R^5}$$

$$\tau_{xz} = \frac{3Px^2z}{2\pi R^5}$$

In tutte queste espressioni, $R = \sqrt{x^2+y^2+z^2}$ rappresenta la distanza del punto considerato dall'origine.

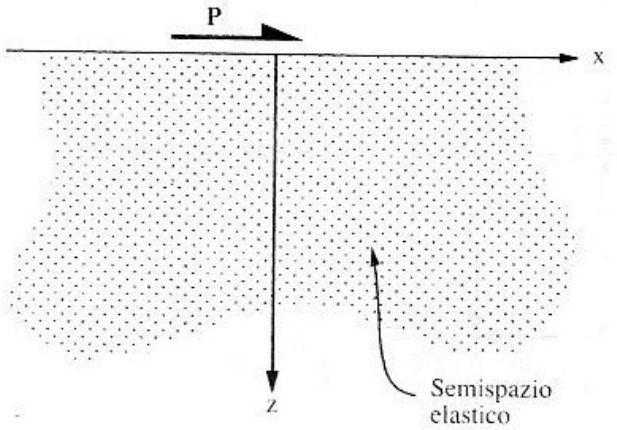


Fig. 8.12. Il problema di Cerrutti

Da un esame della soluzione, si rileva che il piano (x z) è un piano di simmetria. Sforzi e spostamenti assumono valori singolari nell'origine, e tendono a zero per R tendente all'infinito. Lo spostamento u_x é sempre concorde alla direzione della forza P; lo spostamento u_y é diretto verso l'asse x per $x < 0$, ed è invece diretto in senso inverso per $x > 0$. Un diagramma degli spostamenti orizzontali dei punti appartenenti ad un cerchio con centro nell'origine e giacente sul piano (x,y),

per il caso particolare di $\nu = 0{,}5$, è riportato in fig. 8.13.

Per quanto riguarda gli spostamenti verticali dei punti alla superficie del semispazio, essi hanno lo stesso segno di x, e quindi sono diretti verso l'alto a tergo della forza, e verso il basso davanti alla forza P.

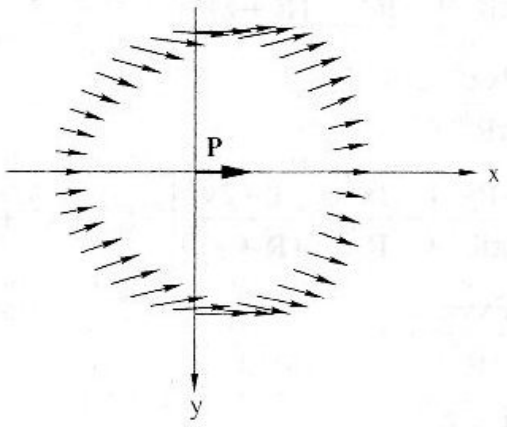


Fig. 8.13.

Problema di Mindlin (1936): Forza applicata all'interno di un semispazio, a distanza c dalla superficie limite, e diretta in direzione qualsiasi (fig. 8.14).

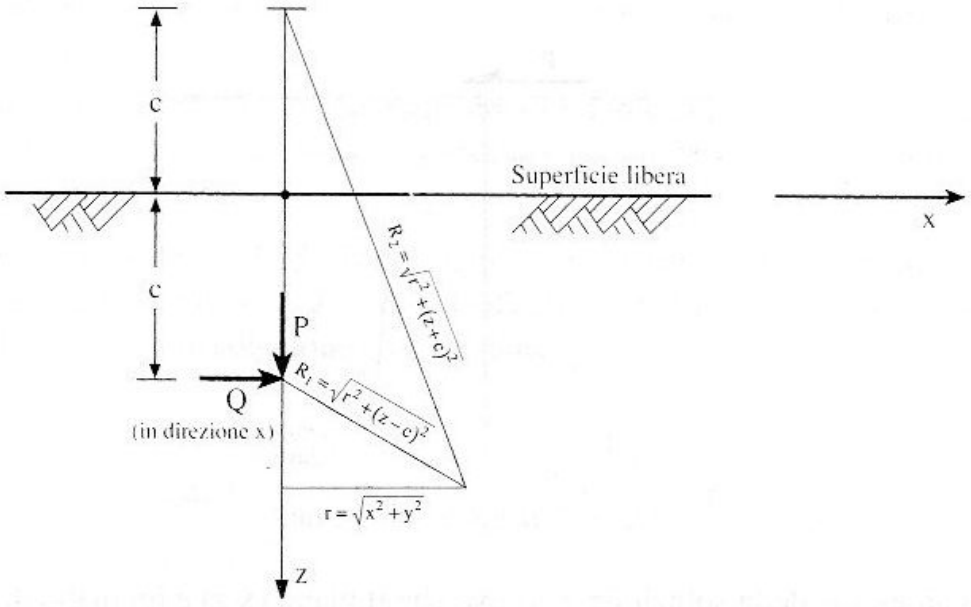


Fig. 8.14. Il problema di Mindlin

Vengono qui riportate le soluzioni per il caso di forza verticale ed orizzontale; da esse, per sovrapposizione degli effetti, si potrà ottenere la soluzione per forza con direzione qualsiasi.

Per il caso di forza verticale P, la soluzione di Mindlin è la seguente.
Si definisce:

$$R_1 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z-c)^2}$$

$$R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z+c)^2}$$

In termini di spostamenti:

$$u_r = \frac{P\sqrt{x^2+y^2}}{8\pi E}\frac{1+\nu}{1-\nu}\left[\begin{array}{l}\dfrac{z-c}{R_1^3} + \dfrac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^2} \\ -\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \dfrac{6cz(z+c)}{R_2^5}\end{array}\right]$$

$$u_z = \frac{P}{8\pi E}\frac{1+\nu}{1-\nu}\left[\begin{array}{l}\dfrac{3-4\nu}{R_1} + \dfrac{8(1-\nu)^2 - 3 + 4\nu}{R_2} + \dfrac{(z-c)^2}{R_1^3} \\ +\dfrac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \dfrac{6cz(z+c)^2}{R_2^5}\end{array}\right]$$

e, per gli sforzi:

$$\sigma_x = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left\{\begin{array}{l}\dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \dfrac{3x^2(z-c)}{R_1^5} + \dfrac{(1-2\nu)\left[3(z-c)-4\nu(z+c)\right]}{R_2^3} \\ -\dfrac{3(3-4\nu)x^2(z-c) - 6c\left(z+c\left[(1-2\nu)z - 2\nu c\right]\right)}{R_2^5} \\ -\dfrac{30cx^2z(z+c)}{R_2^7} - \dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)}\left[1 - \dfrac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \dfrac{x^2}{R_2^2}\right]\end{array}\right\}$$

$$\sigma_y = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left\{\begin{array}{l}\dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \dfrac{3y^2(z-c)}{R_1^5} + \dfrac{(1-2\nu)\left[3(z-c)-4\nu(z+c)\right]}{R_2^3} \\ -\dfrac{3(3-4\nu)y^2(z-c) - 6c\left(z+c\left[(1-2\nu)z - 2\nu c\right]\right)}{R_2^5} \\ -\dfrac{30cy^2z(z+c)}{R_2^7} - \dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)}\left[1 - \dfrac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} - \dfrac{y^2}{R_2^2}\right]\end{array}\right\}$$

$$\sigma_z = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left\{\begin{array}{l} -\dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \dfrac{3(z-c)^3}{R_1^5} \\ -\dfrac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \dfrac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \end{array}\right\}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{xz} = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)}\left[\begin{array}{l} -\dfrac{1-2\nu}{R_1^3} + \dfrac{1-2\nu}{R_2^3} - \dfrac{3(z-c)^2}{R_1^5} \\ -\dfrac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c)}{R_2^5} - \dfrac{30cz\left(z+c^2\right)}{R_2^7} \end{array}\right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Pxy}{8\pi(1-\nu)}\left[\begin{array}{l} -\dfrac{3(z-c)}{R_1^5} - \dfrac{3(3-4\nu)(z-c)}{R_2^5} \\ +\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2^2(R_2+z+c)}\left(\dfrac{1}{R_2+z+c} + \dfrac{1}{R_2}\right) - \dfrac{30cz(z+c)}{R_2^7} \end{array}\right]$$

Per forza orizzontale Q agente nella direzione dell'asse x la soluzione è la seguente.

In termini di spostamenti:

$$u_x = \frac{Q}{8\pi E}\frac{1+\nu}{1-\nu}\left\{\begin{array}{l} \dfrac{3-4\nu}{R_1} + \dfrac{1}{R_2} + \dfrac{x^2}{R_1^3} + \dfrac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3}\dfrac{2cz}{R_2^3}\left(1 - \dfrac{3x^2}{R_2^2}\right) \\ +\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+c}\left[1 - \dfrac{x^2}{R_2(R_2+z+c)}\right] \end{array}\right\}$$

$$u_y = \frac{Qxy}{8\pi E}\frac{1+\nu}{1-\nu}\left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2}\right]$$

$$u_z = \frac{Qx}{8\pi E}\frac{1+\nu}{1-\nu}\left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} + \frac{4(1+\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)}\right]$$

In termini di sforzi:

Università di Bologna
BIBLIOTECA
CENTRALE
Facoltà di Ingegneria

$$\sigma_x = \frac{-Qx}{8\pi(1-\nu)}\left[\begin{array}{l} -\dfrac{1-2\nu}{R_1^3}+\dfrac{(1-2\nu)(5-4\nu)}{R_2^3}-\dfrac{3x^2}{R_1^5}-\dfrac{3(3-4\nu)x^2}{R_2^5} \\ -\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2}\left(3-\dfrac{x^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)}\right) \\ +\dfrac{6c}{R_2^5}\left(3c-(3-2\nu)(z+c)+\dfrac{5x^2z}{R_2^2}\right) \end{array}\right]$$

$$\sigma_y = \frac{-Qx}{8\pi(1-\nu)}\left[\begin{array}{l} -\dfrac{1-2\nu}{R_1^3}+\dfrac{(1-2\nu)(5-4\nu)}{R_2^3}-\dfrac{3y^2}{R_1^5}-\dfrac{3(3-4\nu)y^2}{R_2^5} \\ -\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2}\left(1-\dfrac{y^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)}\right) \\ +\dfrac{6c}{R_2^5}\left(c-(1-2\nu)(z+c)+\dfrac{5y^2z}{R_2^2}\right) \end{array}\right]$$

$$\sigma_z = \frac{-Qx}{8\pi(1-\nu)}\left[\begin{array}{l} \dfrac{(1-2\nu)}{R_1^3}-\dfrac{(1-2\nu)}{R_2^3}-\dfrac{3(z-c)^2}{R_1^5}-\dfrac{3(3-4\nu)(z+c)^2}{R_2^5} \\ +\dfrac{6c}{R_2^5}\left[c+(1-2\nu)(z+c)+\dfrac{5x(z+c)^2}{R_2^2}\right] \end{array}\right]$$

$$\tau_{yz} = \frac{-Qxy}{8\pi(1-\nu)}\left[-\frac{3(z-c)}{R_1^5}-\frac{3(3-4\nu)(z+c)}{R_2^5}+\frac{6c}{R_2^5}\left(1-2\nu+\frac{5z(z+c)}{R_2^2}\right)\right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{-Q}{8\pi(1-\nu)}\left\{\begin{array}{l} -\dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3}+\dfrac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3}-\dfrac{3x^2(z-c)}{R_1^5}-\dfrac{3(3-4\nu)x^2(z+c)}{R_2^5} \\ -\dfrac{6c}{R_2^5}\left[z(z+c)-(1-2\nu)x^2-\dfrac{5x^2z(z+c)}{R_2^2}\right] \end{array}\right\}$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Qy}{8\pi(1-\nu)}\left\{\begin{array}{l} -\dfrac{1-2\nu}{R_1^3}+\dfrac{1-2\nu}{R_2^3}-\dfrac{3x^2}{R_1^5}-\dfrac{3(3-4\nu)x^2}{R_2^5} \\ -\dfrac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2}\left[1-\dfrac{x^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)}\right]-\dfrac{6cz}{R_2^5}\left(1-\dfrac{5x^2}{R_2^2}\right) \end{array}\right\}$$

8.2.3. *Metodo di Skempton e Bjerrum*

Negli anni '50 si è verificato uno sforzo di chiarimento del problema dei cedimenti; in particolare è stata riconosciuta l'importanza del cedimento istantaneo o non drenato e la necessità di una sua previsione. Skempton, Peck e MacDonald (1955) proposero per primi di calcolare il cedimento istantaneo w_o a mezzo della teoria elastica ed in termini di tensioni totali, assumendo $\nu_u = 0{,}5$ ed E_u pari al modulo non drenato determinato con prove di compressione triassiale non drenate. Essi ritenevano che potesse ancora porsi $w_f = w_{ed}$, e quindi il cedimento di consolidazione risultava pari a $w_c = w_{ed} - w_o$.

Altri autori, come Alderman e Meyerhof, nel discutere il lavoro predetto suggerirono invece di porre $w_c = w_{ed}$, e quindi $w_f = w_o + w_{ed}$.

Un importante progresso fu quello compiuto da Skempton e Bjerrum (1957), i quali mostrarono come il cedimento di consolidazione potesse essere calcolato come un'aliquota di quello edometrico. In sostanza, questi autori rilevano che il cedimento di consolidazione è provocato dalla dissipazione delle sovrappressioni neutre u_o indotte dai carichi in condizioni non drenate. Il metodo edometrico calcola il cedimento assumendo che:

- la deformazione sia unidimensionale
- la sovrappressione neutra iniziale sia pari a q.

Skempton e Bjerrum propongono di calcolare il cedimento di consolidazione con il metodo edometrico, mantenendo la prima ipotesi ma rimuovendo la seconda, e calcolando la sovrappressione neutra iniziale con l'espressione di Skempton (1954):

$$u_o = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Si ha allora:

$$w_c = \int_0^H \frac{u_o}{E_{ed}}\,dz = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)}{E_{ed}}\,dz$$

Da questa relazione, supponendo E_{ed} = costante, si ottiene:

$$w_c = \beta w_{ed} \tag{8.13}$$

nella quale:

$$\beta = A + \alpha(1-A) \tag{8.14}$$

con

$$\alpha = \frac{\int_0^H \Delta\sigma_3 dz}{\int_0^H \Delta\sigma_1 dz} \tag{8.15}$$

Valori del coefficiente correttivo β sono riportati nella fig. 8.15 in funzione dei valori del coefficiente di Skempton A, della forma e rigidezza della fondazione e dello spessore H dello strato deformabile. In pratica, Padfield e Sharrock (1983) suggeriscono di adottare i valori di β riportati nella tabella 8.5.

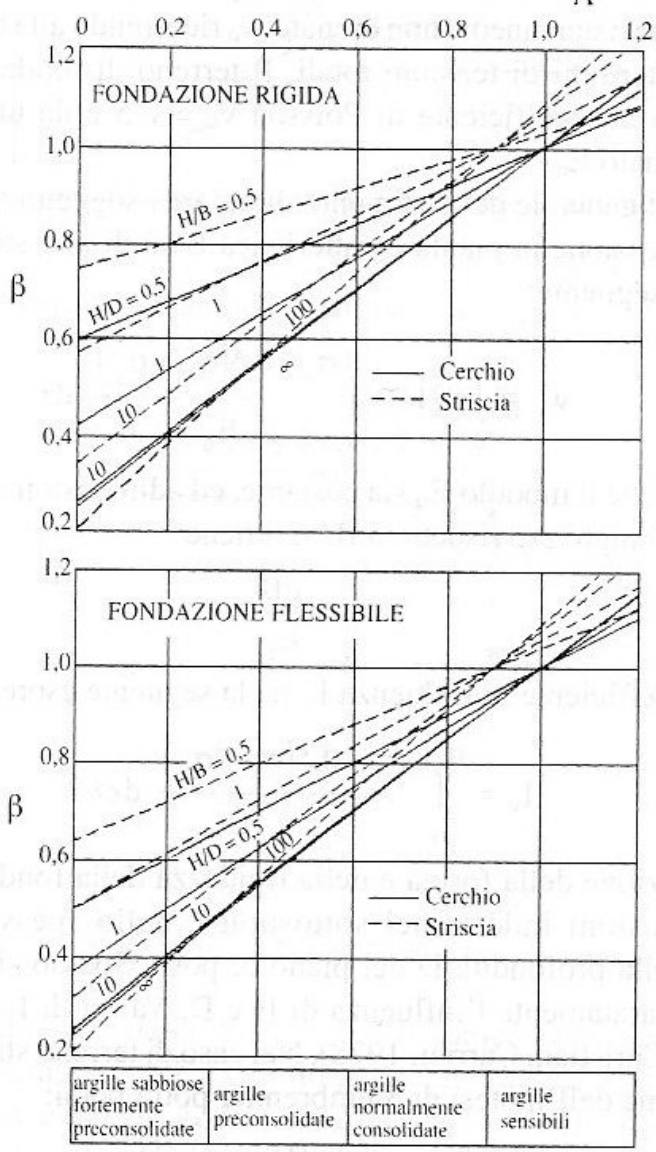


Fig. 8.15. Coefficiente β (metodo di Skempton e Bjerrum)

Tipo di argilla	Valori di β
Argille sensibili (argille molli di origine fluviale, lacustre e marina)	1,0 ÷ 1,2
Argille normalmente consolidate	0,7 ÷ 1,0
Argille sovraconsolidate	0,5 ÷ 0,7
Argille fortemente sovraconsolidate (marne, depositi morenici)	0,2 ÷ 0,5

Tab. 8.5. Valori di β suggeriti da Padfield e Sharrock (1983)

Cedimento istantaneo. Come si è detto, Skempton e Bjerrum suggeriscono di calcolare il cedimento istantaneo o non drenato w_o ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed operando in termini di tensioni totali. Il terreno di fondazione viene quindi caratterizzato da un coefficiente di Poisson $\nu_u = 0,5$ e da uno o più valori del modulo non drenato E_u.

L'espressione generale del cedimento di un'area soggetta ad un carico uniforme q e con dimensione in pianta caratteristica B su di uno strato deformabile di spessore H è la seguente:

$$w_o = \int_0^H \varepsilon_z dz = \int_0^H \frac{\sigma_z - 0,5(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} dz$$

Assumendo che il modulo E_u sia costante, ed adimensionalizzando le tensioni rispetto a q e le lunghezze rispetto a B, si ottiene:

$$w_o = \frac{qB}{E_u} I_w \qquad (8.16)$$

nella quale il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0,5(\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

ed è quindi funzione della forma e della rigidezza della fondazione (attraverso i valori delle tensioni indotte nel sottosuolo), dello spessore H dello strato deformabile, della profondità D del piano di posa. Spesso si pone $I_w = I_1 I_2$, per considerare separatamente l'influenza di H e D. Valori di I_1 ed I_2 sono riportati nella fig. 8.16 (Christian, Carrier, 1978). Nel caso di terreno stratificato (fig. 8.17), con un'estensione dell'ipotesi di Steinbrenner potrà porsi:

$$w_o = qB \sum_{i=1}^{n} \frac{I_w(H_i) - I_w(H_{i-1})}{E_{u,i}} \qquad (8.17)$$

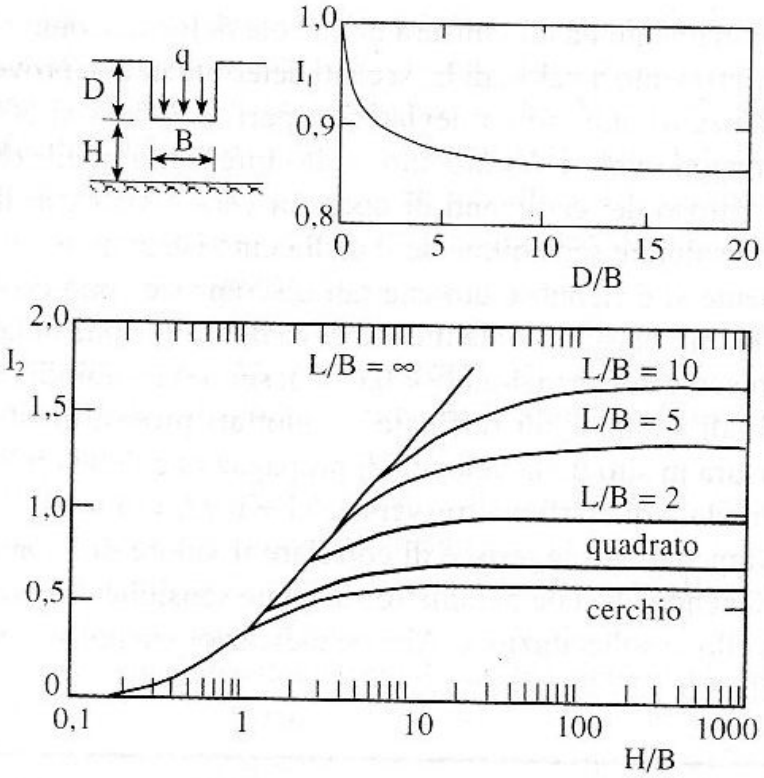


Fig. 8.16. Coefficienti di influenza per il calcolo del cedimento istantaneo

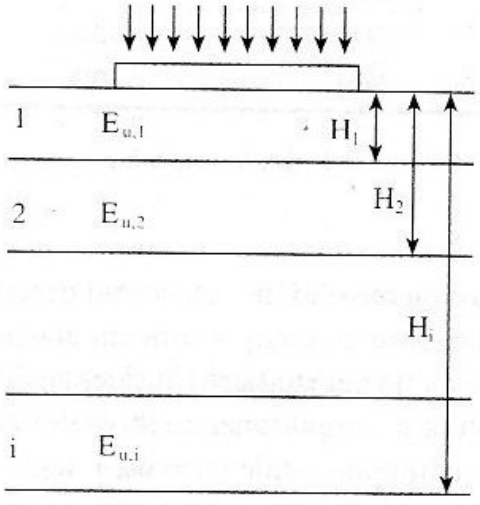


Fig. 8.17. Terreno stratificato

Nelle applicazioni, l'uso della (8.16) o (8.17) comporta la scelta di un appropriato valore rappresentativo di E_u. Questo parametro, infatti, è marcatamente dipendente dal livello di carico (o di deformazione) a causa della non linearità della relazione tensioni-deformazioni dei terreni; inoltre le determinazioni effettuate in laboratorio su campioni indisturbati sono marcatamente influenzate da fattori con-

nessi al campionamento ed alla misura di piccole deformazioni.

Facendo riferimento a valori di E_u secanti determinati con prove di laboratorio in corrispondenza di uno sforzo deviatorico pari al 30% o al 50% di quello di rottura, si ottengono valori del modulo molto inferiori a quelli che si deducono dall'analisi a ritroso dei cedimenti di opere in vera grandezza; il calcolo tende quindi a sopravvalutare sensibilmente il cedimento istantaneo.

Recentemente si è riconosciuto che tali discrepanze sono dovute, almeno in gran parte, alla imprecisione delle misure della deformazione in laboratorio per il campo delle piccole deformazioni ($\gamma < 0{,}01\%$); sono state quindi sviluppate tecniche sperimentali sempre più raffinate, o adottati procedimenti mutuati dalla geofisica (misura in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio e deduzione del modulo di elasticità trasversale $G = E_u/3$, v. § 4.12).

Alternativamente, si suggerisce di correlare il valore di E_u alla coesione non drenata c_u, ritenendo che tale parametro sia meno sensibile di E_u a fattori quali ad esempio il livello di sollecitazione. Alcune indicazioni in proposito sono contenute nella tabella 8.6.

OCR	E_u/c_u		
	Ip < 0,3	0,3 < Ip < 0,5	Ip > 0,5
< 3	800	400	200
3 ÷ 5	500	300	150
> 5	300	200	100

Tab. 8.6. Valori di E_u/c_u

8.2.4. *Commenti*

Per i terreni argillosi sovraconsolidati, nel campo di tensioni tipiche delle fondazioni dirette, si può ipotizzare un comportamento elastico. E' allora possibile utilizzare la teoria dell'elasticità per studiare l'influenza di fattori quali l'anisotropia, l'eterogeneità e per valutare l'importanza relativa del cedimento istantaneo o non drenato w_o rispetto al cedimento totale $w_f = w_o + w_c$.

Per quanto riguarda i primi fattori, vari autori (vedi, ad es., Burland *et al.*, 1977) concordano nella conclusione che la loro influenza sul cedimento non sia di primaria importanza.

Quanto alla suddivisione del cedimento fra istantaneo e di consolidazione, la teoria conduce a valori del rapporto w_o/w_f compresi fra 0,25 e 0,7, con i valori più ridotti relativi ai casi nei quali lo spessore dello strato deformabile è ridotto rispetto alle dimensioni in pianta della fondazione e si verifica un'elevata anisotropia o eterogeneità.

L'evidenza sperimentale disponibile conferma queste conclusioni: Simons e Som (1970), per 12 edifici su argille sovraconsolidate, riportano valori del rapporto w_o/w_f compresi fra 0,32 e 0,74, con valor medio pari a 0,58; Morton e Au (1974), per otto edifici su argilla di Londra, trovano valori compresi fra 0,4 e 0,82, con media 0,63; Breth e Amman (1974) e De Jong e Morgenstern (1971, 1973) riferiscono dati dello stesso tipo. E' inoltre da rilevare che, in questi terreni, il decorso nel tempo dei cedimenti è relativamente rapido ed in genere si esaurisce in pochi anni.

Per questi motivi (cedimento istantaneo che costituisce l'aliquota principale del cedimento finale; rapido decorso nel tempo della consolidazione), nei terreni argillosi sovraconsolidati una buona stima del cedimento istantaneo è di grande importanza.

I terreni argillosi molli, e cioè normalmente consolidati o lievemente sovraconsolidati, hanno invece un comportamento che può essere descritto in modo soddisfacente dalla teoria della plasticità con incrudimento (Burland, 1971).

Applicando tale teoria, ed avvalendosi anche di una serie di risultati sperimentali, è possibile mostrare che in tali terreni il classico metodo edometrico consente di studiare con ottima approssimazione il cedimento di consolidazione; ciò trova riscontro, fra l'altro, nella circostanza che per tali terreni il coefficiente correttivo β (fig. 8.15; Tab. 8.5) sia prossimo all'unità.

La stima del cedimento istantaneo è invece molto difficile ed incerta, per le incertezze connesse alla scelta di un appropriato valore di E_u; tuttavia il problema non è di estrema importanza nelle applicazioni in quanto per questi terreni, e per fondazioni dotate di un adeguato coefficiente di sicurezza, il rapporto w_o/w_f è ridotto, e tipicamente dell'ordine del 10%.

Simons e Som (1970) riportano dati relativi a nove edifici, per i quali si hanno valori di tale rapporto compresi fra 0,08 e 0,21, con valore medio pari a 0,16. Inoltre, a differenza di quanto avviene per i terreni sovraconsolidati, notevole rilievo assume lo studio del decorso nel tempo e ciò sia per l'importanza relativa del cedimento di consolidazione, sia per la lunga durata del processo di consolidazione (tipicamente pari ad alcuni decenni).

Padfield e Sharrock (1983), dopo un ampio esame dell'evidenza disponibile, forniscono le seguenti indicazioni:

Per argille sovraconsolidate:

$$w_o = (0{,}5 \div 0{,}6)w_{ed}$$
$$w_c = (0{,}4 \div 0{,}5)w_{ed}$$
$$w_f = w_{ed}$$

Per argille normalmente consolidate:

$$w_o = 0{,}1\ w_{ed}$$
$$w_c = w_{ed}$$
$$w_f = 1{,}1\ w_{ed}$$

8.3. *Decorso dei cedimenti nel tempo*

8.3.1. *Teoria della consolidazione*

Come si è detto al § 8.1, in un terreno a grana fina il verificarsi di un lento decorso nel tempo del cedimento dipende essenzialmente dal processo di consolidazione, e cioè di graduale espulsione dell'acqua con dissipazione delle sovrappressioni neutre non drenate, aumento della tensione effettiva media e diminuzione di porosità del terreno (v. figg. 2.6 e 8.2).

Per un mezzo elastico poroso saturo è stato anche mostrato che l'equazione differenziale che regge il fenomeno è la (2.12) che, per comodità del lettore, viene qui ripetuta:

$$\frac{kE}{3\gamma_w(1-2\nu)}\Delta^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{3}\frac{\partial T}{\partial t} \tag{8.18}$$

nella quale $T = \sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$ rappresenta il primo invariante delle tensioni totali. Al termine $kE/3\gamma_w(1-2\nu)$ si dà il nome di coefficiente di consolidazione, e lo si indica con il simbolo c_{v3} per riferirlo al problema di consolidazione (deformazione, drenaggio) tridimensionale.

Se il problema è di consolidazione (deformazione, drenaggio) piana nel piano x,z, si ha:

$$\sigma'_y = \nu(\sigma'_x+\sigma'_z); \qquad T = (1+\nu)(\sigma'_x+\sigma'_z)+3u$$

Sostituendo nella (8.18), e ricordando che in regime di consolidazione piana nel piano x, z, si ha $(\partial^2 u/\partial y^2) = 0$, si ottiene:

$$c_{v2}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{2}\frac{\partial}{\partial t}(\sigma_x+\sigma_z) \tag{8.19}$$

avendo posto:

$$c_{v2} = \frac{kE}{2\gamma_w(1+\nu)(1-2\nu)}$$

coefficiente di consolidazione del processo bidimensionale.

Nel caso di consolidazione unidimensionale secondo l'asse z si ha:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0; \qquad \sigma'_x = \sigma'_y = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma'_z; \qquad T = \frac{1+\nu}{1-\nu}\sigma'_z+3u$$

L'equazione della consolidazione diventa allora:

$$c_{v1}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_z}{\partial t} \tag{8.20}$$

avendo posto:

$$c_{v1} = \frac{kE(1-\nu)}{\gamma_w(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{kE_{ed}}{\gamma_w}$$

coefficiente di consolidazione del processo unidimensionale.

Come si ricorderà, nella formulazione qui riportata (teoria della consolidazione di Biot-Mandel) la soluzione della (8.18) richiede la contemporanea soluzione delle equazioni dell'equilibrio elastico (problema accoppiato); per tale motivo essa è estremamente laboriosa ed è stata ottenuta solo in pochi casi semplici. Più numerose, in tempi recenti, le soluzioni numeriche; ormai sono relativamente diffusi algoritmi di calcolo numerico che incorporano la teoria di Biot-Mandel e trattano lo scheletro solido del terreno come un mezzo con un'adatta legge costitutiva (v., ad esempio, Britto, Gunn, 1987).

Il problema della consolidazione, tanto analitico che numerico, si semplifica notevolmente se si ammette che l'invariante delle tensioni totali resti costante nel tempo quando le sollecitazioni applicate ai contorni del mezzo rimangono costanti. Questa condizione in generale non è verificata, e quindi l'assunzione è valida solo in via approssimata. Con tale assunzione, le (8.18), (8.19) ed (8.20) divengono:

$$\begin{aligned} c_{v3}\Delta^2 u &= \frac{\partial u}{\partial t} \\ c_{v2}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) &= \frac{\partial u}{\partial t} \\ c_{v1}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} &= \frac{\partial u}{\partial t} \end{aligned} \qquad (8.21)$$

Le (8.21) esprimono la teoria della consolidazione disaccoppiata, ovvero tipo diffusione, dovuta a Terzaghi (1943) e Rendulic (1936). Esse sono estremamente più semplici delle precedenti, in quanto contengono come unica incognita la sovrappressione neutra u e possono quindi essere risolte indipendentemente dalle condizioni di equilibrio e congruenza. Delle (8.21) esistono numerose soluzioni per problemi al contorno di interesse applicativo; inoltre esse si prestano molto bene alla soluzione numerica con il metodo delle differenze finite.

Di particolare interesse la formulazione per il caso unidimensionale, alla quale Terzaghi pervenne nel 1923 (Terzaghi, 1923) e che costituisce anche una soluzione rigorosa per la teoria accoppiata. In questo semplice caso, infatti, per l'equilibrio il termine $\partial\sigma_z/\partial t$ nella (8.20) può essere diverso da zero solo se si verifica una variazione nel tempo della pressione applicata al contorno. In questo caso, però, esso rappresenta nella (8.20) un termine noto.

8.3.2. *Teoria unidimensionale di Terzaghi*

L'equazione differenziale che regge il fenomeno della consolidazione unidimensionale di un banco di argilla è la (8.20) che viene qui ripetuta sostituendo al simbolo c_{vl} il più usuale simbolo c_v.

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_z}{\partial t} \tag{8.22}$$

Si ricorda che la derivazione eseguita presuppone che il coefficiente di consolidazione c_v sia costante, così come costanti devono essere separatamente la permeabilità k ed il modulo di compressione edometrica E_{ed}.

Le soluzioni della (8.22) si esprimono nella forma:

$$\frac{u}{\sigma_z} = f\left(\frac{z}{H}, T\right)$$

nella quale H è la massima distanza di drenaggio (pari allo spessore dello strato in corso di consolidazione, se il drenaggio si verifica da una sola estremità, o alla metà dello stesso spessore, se il drenaggio si verifica ad entrambe le estremità) e T è un fattore di tempo adimensionale che vale:

$$T = \frac{c_v}{H^2} t$$

Un altro parametro, al quale si ricorre di frequente in pratica, è il grado di consolidazione U, che fornisce un indice medio dello stadio al quale è giunto il processo di consolidazione. Esso può essere espresso in termini di cedimento, come si è fatto nella (8.1):

$$U(T) = \frac{w(T) - w_o}{w_f - w_o}$$

Ricordando che, in condizioni di deformazione unidimensionale (e cioè, in altri termini, in quelle che abbiamo chiamato condizioni edometriche) il cedimento istantaneo è nullo ed il cedimento finale coincide con quello di consolidazione, può scriversi:

$$U(T) = \frac{w(T)}{w_c}$$

In termini di sovrappressione neutra il grado di consolidazione si esprime:

$$U(T) = 1 - \frac{\int_0^H u\,dz}{\int_0^H u_0\,dz}$$

E' facile verificare che, per un mezzo lineare come quello posto a base della teoria di Terzaghi, le due definizioni del grado di consolidazione coincidono. Il grado di consolidazione assume in ogni caso un valore iniziale nullo, $U(0) = 0$, ed un valore finale pari all'unità, $U(\infty) = 1$.

Altra importante conseguenza dell'ipotesi di linearità è la validità del principio di sovrapposizione degli effetti; esso consente di limitare l'analisi ai soli incrementi di tensione che causano il processo, prescindendo dalle condizioni iniziali.

Le uniche condizioni di contorno possibili, in uno schema rigorosamente unidimensionale, sono quelle riportate schematicamente nella fig. 8.18, che conseguono all'applicazione di un carico uniforme su di un'area molto estesa in pianta rispetto allo spessore dello strato che consolida, oppure a variazioni del livello di falda. In pratica, basterà riportare le soluzioni dei casi 1 e 2, essendo quella per il caso 3 facilmente deducibile come combinazione delle prime due.

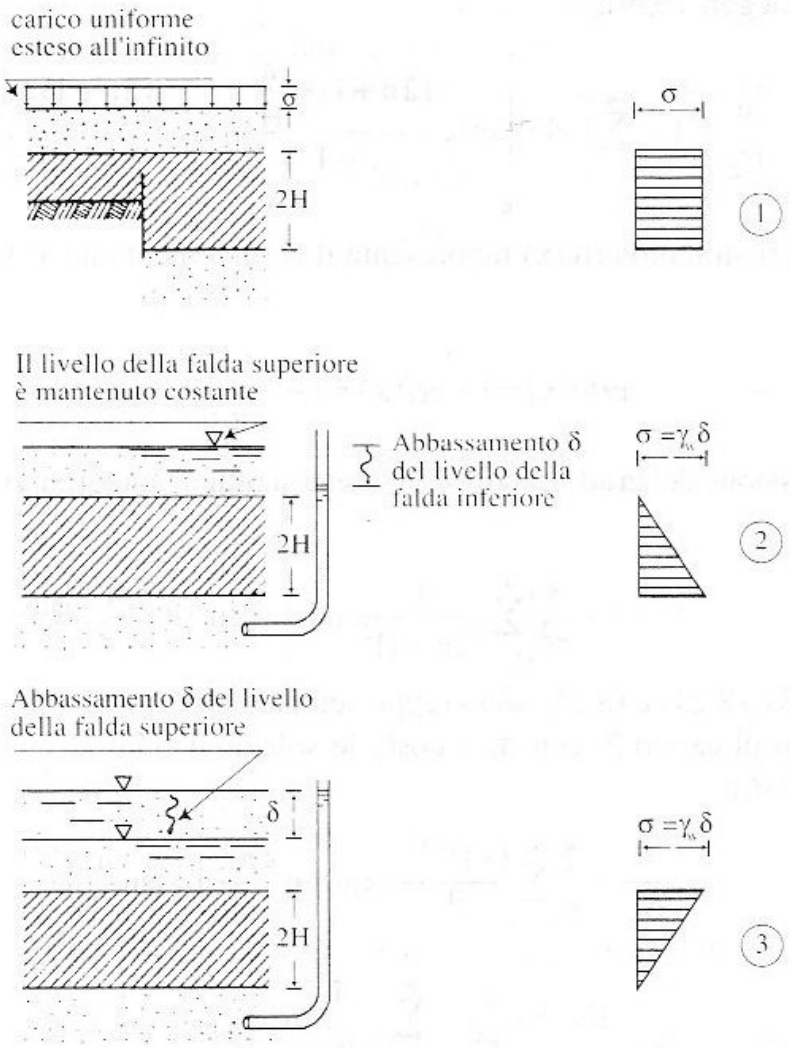


Fig. 8.18. Schemi di consolidazione unidimensionale

Per quanto riguarda la legge di applicazione del carico, considereremo il caso di carico applicato al tempo t = 0 e poi mantenuto costante (σ_z = cost.) e quello di carico linearmente crescente nel tempo a partire da un valore nullo al tempo t = 0 (σ_z = bt). Il primo caso è quello al quale più frequentemente si fa riferimento nelle applicazioni, assumendo che il tempo di costruzione sia trascurabile rispetto al tempo di consolidazione dello strato. Opportune combinazioni lineari delle due soluzioni consentono di simulare leggi di variazione del carico nel tempo di ogni tipo.

Nel caso di carico 1, per σ_z = cost., le soluzioni sono le seguenti (Terzaghi, Frœlich, 1936):

$$\frac{u}{\sigma_z} = \frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{2n-1}\exp\left\{-(2n-1)^2\frac{\pi^2}{4}T\right\}\operatorname{sen}\left[(2n-1)\pi\frac{z}{H}\right] \qquad (8.23)$$

Per valori di $T \leq 0{,}1$, risulta più conveniente adottare l'espressione alternativa (Carslaw, Jaeger, 1959):

$$\frac{u}{\sigma_z} = 1 - \sum_{n=0}^{\infty}(-1)^n\left[\operatorname{erfc}\frac{(2n+1)-\frac{z}{H}}{2\sqrt{T}} + \operatorname{erfc}\frac{(2n+1)+\frac{z}{H}}{2\sqrt{T}}\right] \qquad (8.24)$$

nella quale il simbolo erfc(x) rappresenta il complemento ad 1 della funzione di Gauss:

$$\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^x e^{-\xi^2}d\xi$$

L'espressione del grado di consolidazione si ottiene integrando la (8.23) ed è la seguente:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n-1)^2}\exp\left\{-(2n-1)^2\frac{\pi^2}{4}T\right\} \qquad (8.25)$$

Le (8.23), (8.24) e (8.25) sono rappresentate nella fig. 8.19.

Nel caso di carico 2, con σ_z = cost., le soluzioni sono le seguenti (Terzaghi, Frœlich, 1936):

$$\frac{u}{\sigma_z} = \frac{2}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^{n+1}}{n}\exp\left\{-n^2\frac{\pi^2}{4}T\right\}\operatorname{sen}\frac{n\pi z}{H} \qquad (8.26)$$

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2}\sum_{n=1,3,5..}^{\infty}\frac{1}{n^2}\exp\left\{n^2\frac{\pi^2}{4}T\right\} \qquad (8.27)$$

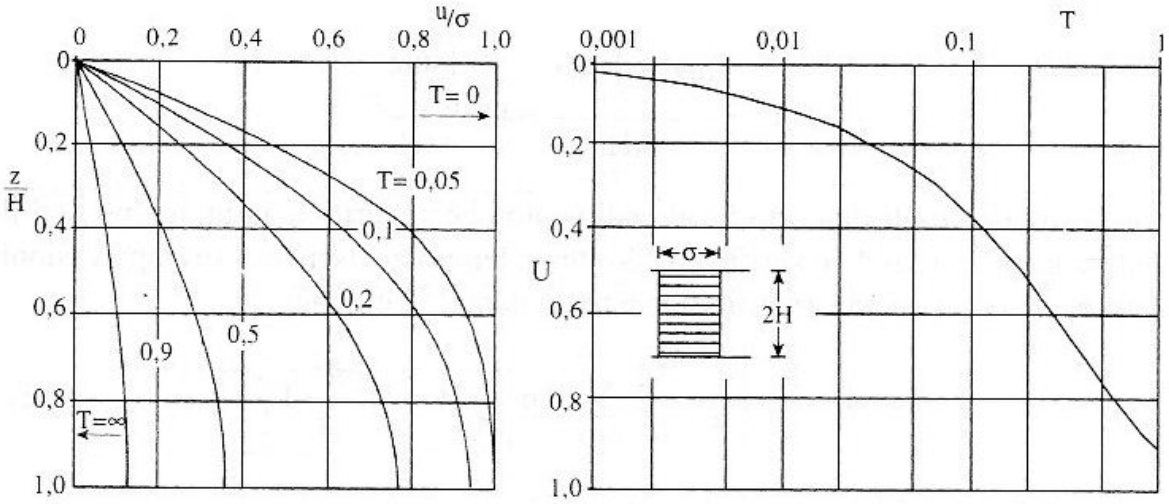


Fig. 8.19. Caso 1 di figura 8.18; σ_z = costante (Terzaghi, Froehlich, 1936)

E' facile verificare che la (8.25) e la (8.27) danno luogo agli stessi risultati. La (8.26) e la (8.27) sono riportate in diagramma nella fig. 8.20.

Nel caso di carico 1, con $\sigma_z = bt$, le soluzioni sono le seguenti (Viggiani, 1967):

$$\frac{2c_v u}{bH^2} = 1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2 - \frac{32}{\pi^3}\sum_{n=0}^{\infty}\frac{(-1)^n}{(2n+1)^3}\cos\frac{(2n+1)\pi z}{2H}\exp\left\{-(2n-1)^2\frac{\pi^2}{4}T\right\} \qquad (8.28)$$

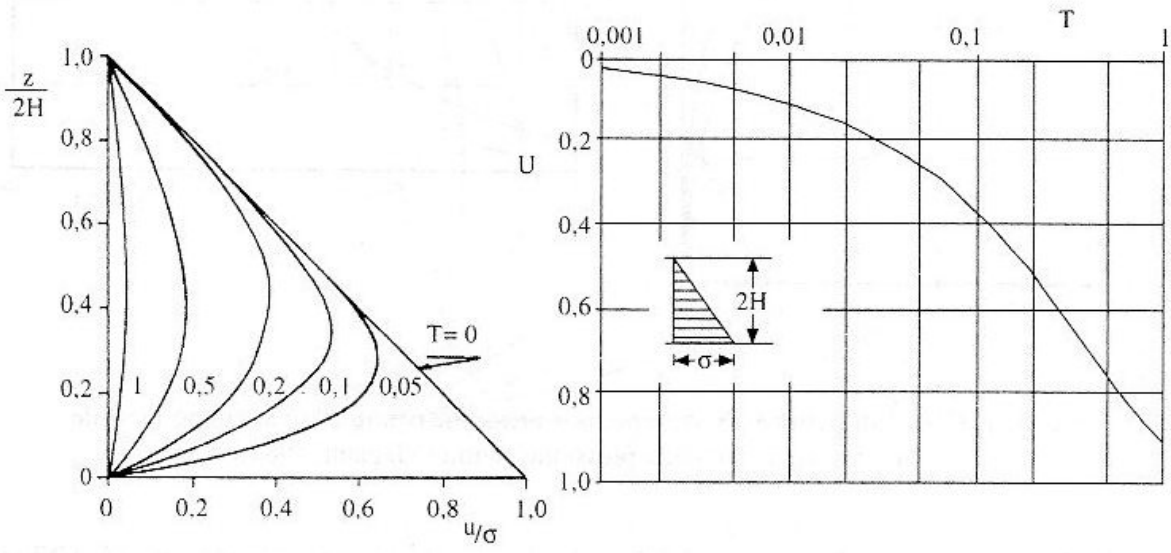


Fig. 8.20. Caso 2 di figura 8.18; σ_z = costante (Terzaghi, Froehlich, 1936)

In corrispondenza di un generico valore del fattore di tempo T possiamo definire un grado di consolidazione come segue:

$$U = \frac{btH - \int_0^H udz}{btH} = 1 - \frac{\int_0^H udz}{btH}$$

con il significato di rapporto fra il cedimento che si verifica ad un tempo t ed il cedimento che si sarebbe verificato allo stesso tempo in assenza di sovrappressioni neutre, e cioè in un mezzo infinitamente drenante. Si ottiene:

$$U = 1 - \frac{1}{T} - \left[\frac{1}{3} - \frac{32}{\pi^4}\sum_{n=0}^{\infty} \exp\left\{-(2n-1)^2 \frac{\pi^2}{4} T\right\}\right] \qquad (8.29)$$

Le (8.28) e (8.29) sono rappresentate nella fig. 8.21.

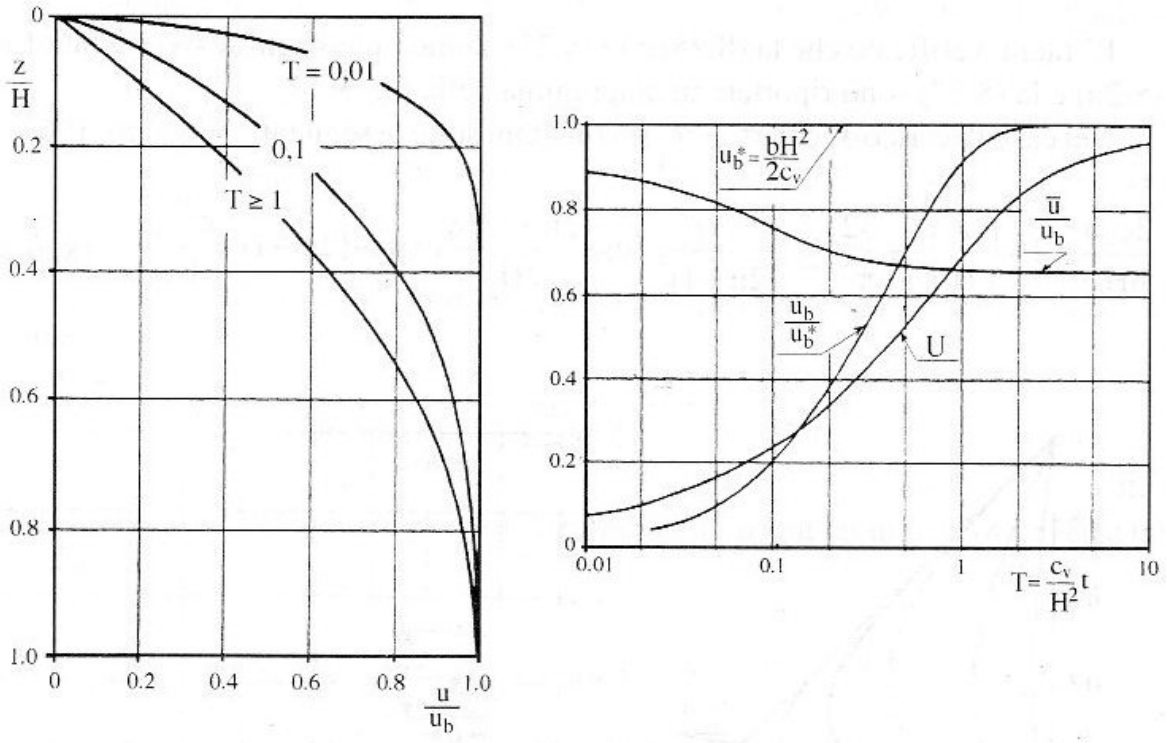


Fig. 8.21. Caso 1 di figura 8.18: $\sigma_z = bt$; u_b = pressione neutra alla base impermeabile; u = valore medio della pressione neutra (Viggiani, 1967)

Nel caso di carico 2, con $\sigma_z = bt$, le soluzioni sono le seguenti (Viggiani, 1974):

$$\frac{2c_v u}{bH^2} = \frac{16}{\pi^3}\sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{n^3} \operatorname{sen}\frac{n\pi z}{2H}\left[1 - \exp\left\{\frac{-n^2\pi^2}{4} T\right\}\right] \qquad (8.30)$$

$$U = 1 - \frac{32}{\pi^4}\frac{1}{T}\sum_{n=1,3,5..}^{\infty}\frac{1}{n^4}\left[1 - \exp\left\{\frac{-n^2\pi^2}{4}T\right\}\right] \qquad (8.31)$$

Le (8.30) e (8.31) sono rappresentate nella fig. 8.22.

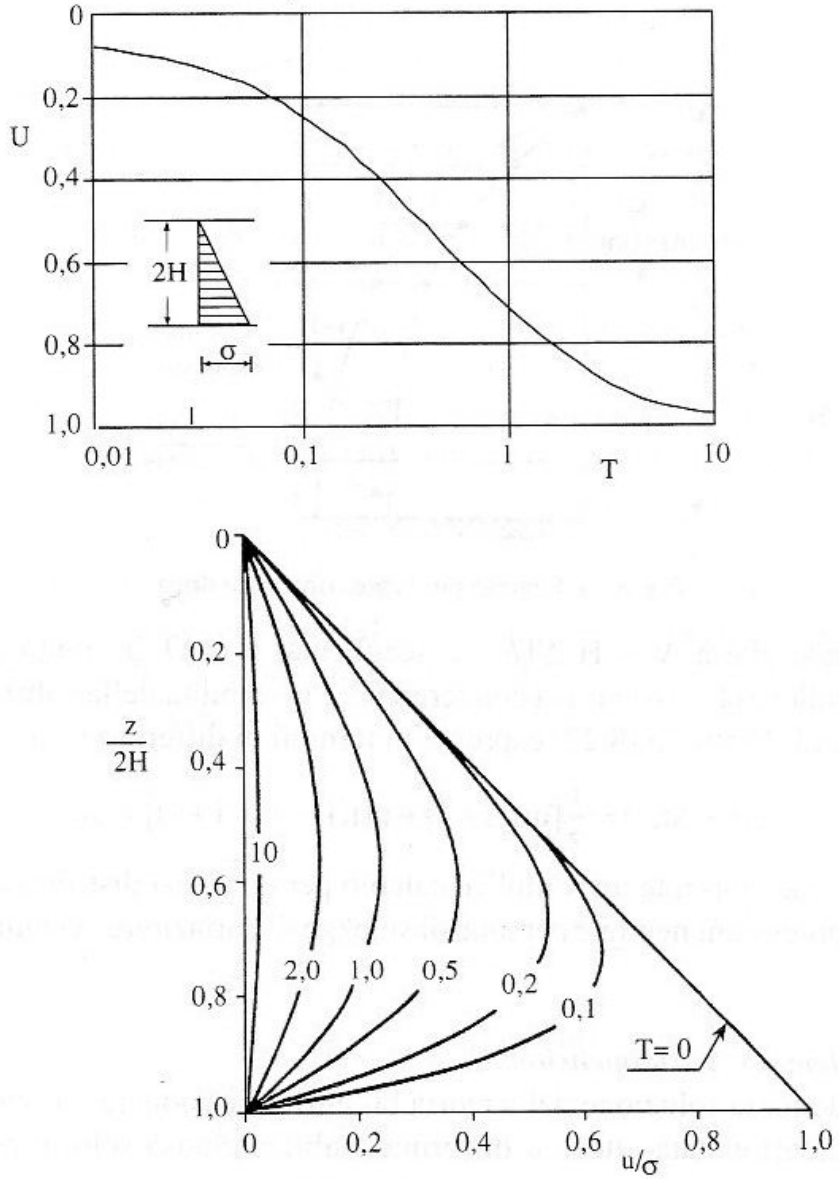


Fig. 8.22. Caso 2 di figura 8.18; $\sigma_z = bt$

La (8.22) può essere risolta molto agevolmente con il procedimento delle differenze finite. Si consideri lo strato diviso in n parti di spessore $\Delta z = H/n$, e si prendano in esame (fig. 8.23) due isocrone della u relative ai tempi t e $t + \Delta t$. Può porsi:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \approx \frac{u(t,i-1)+u(t,i+1)-2u(t,i)}{\Delta z^2}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u(t+\Delta t,i)-u(t,i)}{\Delta t}$$

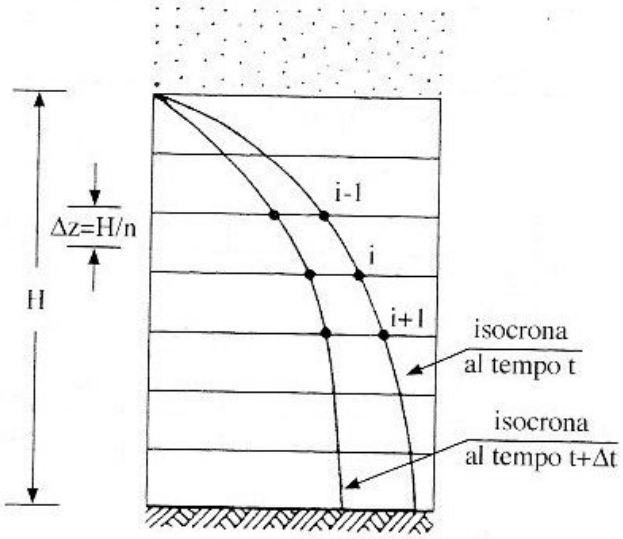


Fig. 8.23. Schema per la soluzione numerica

Ricordando che è $\Delta t = H^2\Delta T/c_v$, e scegliendo n e ΔT in modo tale che sia $n^2\Delta T=1/3$ (valore che assicura la convergenza e la stabilità della soluzione secondo Hildebrand, 1956), la (8.22) espressa in termini di differenze finite diviene:

$$u(t+\Delta t,i) = \frac{1}{3}\left[u(t,i-1)+u(t,i)+u(t,i+1)\right]+\Delta\sigma$$

espressione che consente un semplice calcolo per qualsiasi distribuzione iniziale delle sovrappressioni neutre e per qualsiasi legge di variazione nel tempo dei carichi.

8.3.3. *Problemi bi- e tridimensionali*

Come si è detto, la soluzione della teoria bi- e tridimensionale accoppiata (teoria di Biot-Mandel) è stata ottenuta in forma analitica chiusa solo in pochi casi, e viene oggi ottenuta essenzialmente per via numerica.

Per il lettore interessato si riporta qui di seguito un elenco di soluzioni di problemi al contorno di interesse applicativo:

- carico uniformemente distribuito con intensità costante su di un'area circolare alla superficie del semispazio (De Jong, 1957; Schiffman, Fungaroli, 1965);
- carico uniformemente distribuito con intensità costante su di un'area nastriforme alla superficie del semispazio (Biot, 1941; Schiffman *et al.*, 1969);

- carico uniformemente distribuito con intensità costante su di un'area rettangolare alla superficie del semispazio (Gibson, MacNamee, 1957, 1963);
- carico uniformemente distribuito con intensità costante su aree di carico circolare e nastriforme alla superficie di uno strato di spessore finito (Gibson *et al.*, 1970);
- carico concentrato e carico uniformemente distribuito con intensità costante su di un'area di carico circolare alla superficie di un semispazio con uno strato superficiale drenante di spessore finito (Mandel, 1957, 1961).

Effettuando una serie di confronti fra queste soluzioni e quelle ottenute, per gli stessi problemi, con la teoria disaccoppiata tipo diffusione, si è riconosciuto che quest'ultima può essere utilizzata, con ottima approssimazione, per la previsione del grado di consolidazione medio; anche per la previsione delle sovrappressioni neutre in un generico punto la teoria disaccoppiata fornisce risultati accettabili, salvo che nelle fasi iniziali del fenomeno. In effetti, in queste fasi la teoria accoppiata prevede in alcuni casi ed in alcuni punti un aumento della sovrappressione neutra rispetto al valore iniziale, seguito poi dalla dissipazione (effetto Mandel-Cryer; Gibson *et al.*, 1963), mentre la teoria disaccoppiata prevede in ogni caso una diminuzione monotonica dal valore iniziale a quello finale.

Come si è detto, le soluzioni numeriche della teoria accoppiata vengono oggi ottenute con algoritmi di calcolo agli elementi finiti. Più semplicemente, se si adotta la teoria approssimata tipo diffusione, soluzioni di problemi bi- e tridimensionali possono essere ottenute con la tecnica delle differenze finite.

Con riferimento al reticolo di fig. 8.24, si ha:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u(1,t)+u(2,t)-2u(0,t)}{\Delta x^2}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{u(3,t)+u(4,t)-2u(0,t)}{\Delta y^2}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u(5,t)+u(6,t)-2u(0,t)}{\Delta z^2}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u(0,t+\Delta t)-u(0,t)}{\Delta t}$$

Assumendo $\Delta x = \Delta y = \Delta z = \Delta$, e ponendo $c_v 3/\Delta^2 = 1/6$ (valore compatibile con la stabilità e la convergenza della soluzione), la prima delle (8.21) si scrive, in termini di differenze finite:

$$u(0,t+\Delta t) = u(0,t) + \frac{1}{6}\sum_{i=1}^{6} u(i,t)$$

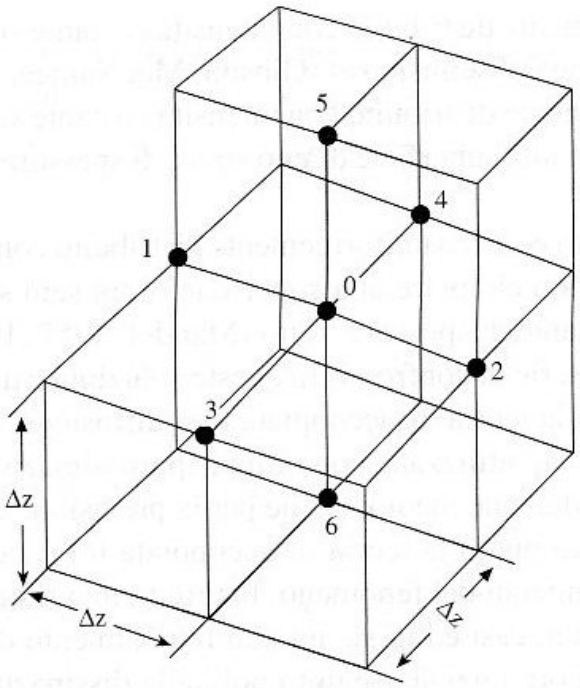


Fig. 8.24. Reticolo per la soluzione numerica

Una ampia casistica ed utili grafici per la soluzione di problemi al contorno piani ed assialsimmetrici sono riportati da Davis e Poulos (1972). Un esempio è riprodotto nella fig. 8.25.

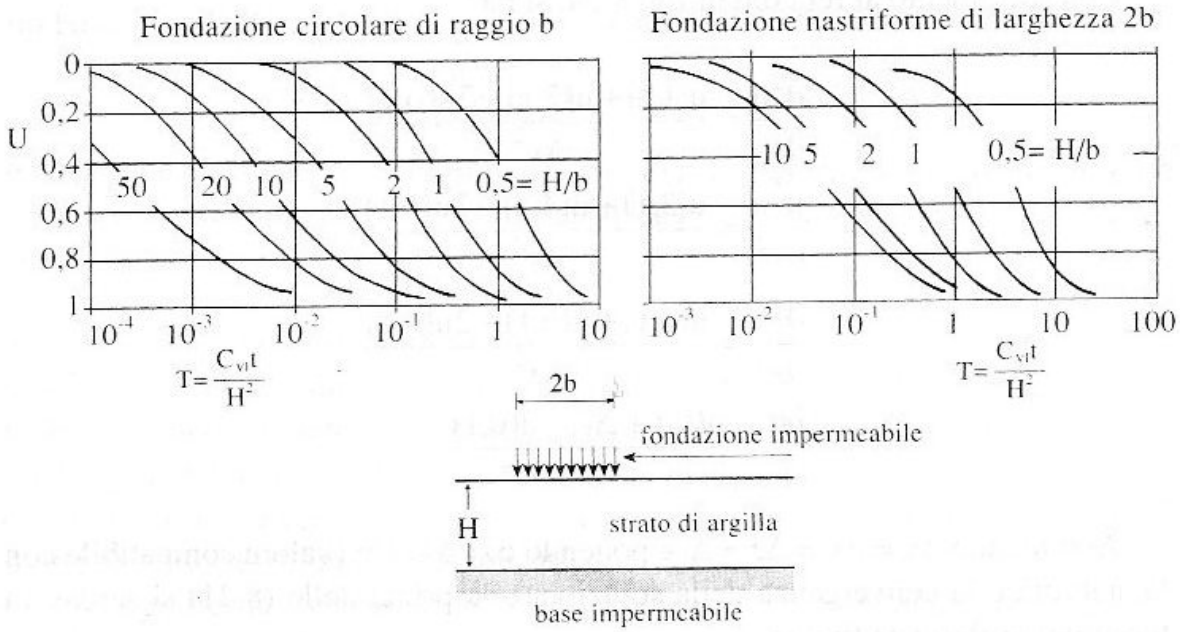


Fig. 8.25. Esempi di consolidazione piani ed assialsimmetrici risolti con la teoria di Terzaghi-Rendulic (Davis e Poulos, 1972)

8.3.4. *Dreni verticali*

Un caso di notevole interesse applicativo è quello di uno strato di argilla nel quale, allo scopo di accelerare il processo di consolidazione, vengono realizzati dreni verticali secondo una maglia regolare quadra o triangolare (fig. 8.26). L'intervento è spesso associato alla realizzazione di un precarico in eccesso rispetto al carico finale di progetto, onde anticipare il cedimento; l'uso dei dreni consente di ridurre ad un valore accettabile il tempo di permanenza del precarico.

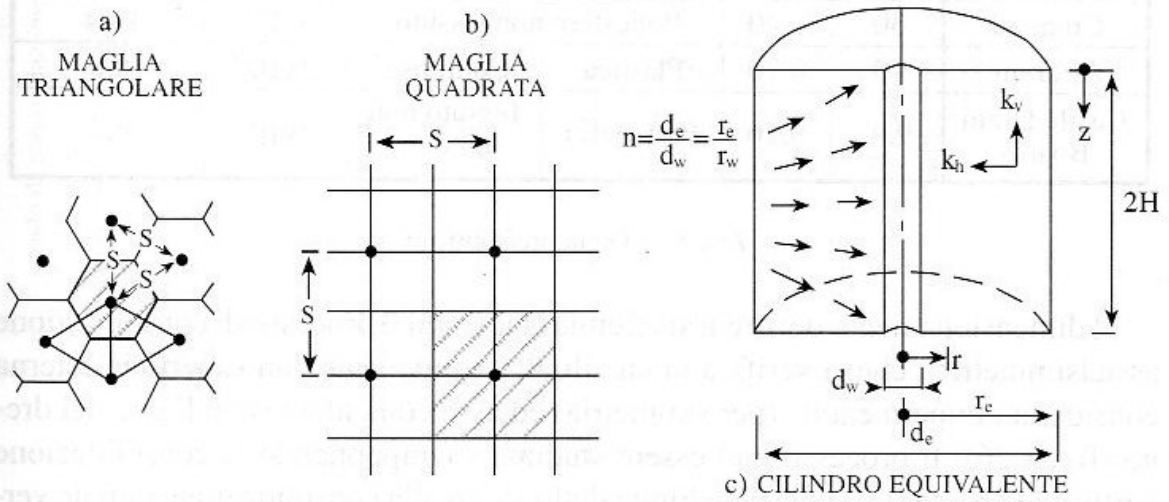


Fig. 8.26. Disposizione dei dreni e schema del cilindro equivalente di terreno drenato

I dreni tradizionali venivano realizzati eseguendo una perforazione e riempiendola poi con sabbia (i cosiddetti "pali di sabbia"); tuttavia ormai da tempo sono state sviluppate tecnologie che consentono la messa in opera agevole ed economica di dreni prefabbricati in materiali sintetici. Nelle tabelle 8.7 ed 8.8 (Lancellotta, 1987) sono elencate le caratteristiche di alcuni tipi di dreni in sabbia e prefabbricati; questi ultimi si dispongono in generale ad interassi dell'ordine di un metro, ed hanno quasi completamente soppiantato i precedenti.

Metodo di installazione	Diametro usuale (cm)	Interasse usuale (m)
Infissione o vibroinfissione di un tubo con punta a perdere	40 ÷ 50	1,5 ÷ 6,0
Trivellazione	40 ÷ 50	1,5 ÷ 6,0
Getto d'acqua (*jetting*)	20 ÷ 30	1,5 ÷ 5,0
Sandwick (sabbia in una calza di iuta)	6 ÷ 8	1,2 ÷ 3,6

Tab. 8.7. Dreni in sabbia

Dreno	Dimensioni		Materiali		Permeab. filtro (cm/s)	Diametro equivalente (cm)
	Largh. (cm)	Spess. (cm)	Anima	Filtro		
Kjellman	10	0,35	Cartone	Cartone	$1x10^{-5}$	6,6
Mebra	9,5	0,32	Polietilene	Carta trattata	$6x10^{-7}$	6,3
Geodrain	9,5	0,40	Polietilene	Carta trattata	$6x10^{-7}$	6,3
Colbond	30	0,40	Poliestere non tessuto		$3x10^{-2}$	19,4
Alidrain	10	0,70	Plastica	Cellulosa	$3x10^{-4}$	6,8
Castle Drain Boards	9,4	0,26	Polyolefin	Tessuto non tessuto	$2x10^{-2}$	6,2

Tab. 8.8. Dreni prefabbricati

Il dimensionamento dei dreni si effettua studiando il processo di consolidazione assialsimmetrico che si verifica in un cilindro equivalente con superficie esterna considerata impermeabile (per simmetria) ed asse coincidente con l'asse del dreno (fig. 8.26). Il processo può essere studiato sovrapponendo la consolidazione verticale verso la (le) superficie limite dello strato alla consolidazione radiale verso il dreno. Per la prima, si rimanda al § 8.3.2. Il processo di consolidazione radiale, nelle stesse ipotesi della teoria di Terzaghi-Rendulic, è retto dall'equazione differenziale:

$$c_h\left(\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}+\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right)=\frac{\partial u}{\partial t} \qquad (8.32)$$

Il coefficiente di consolidazione in direzione orizzontale c_h è generalmente maggiore di c_v a causa dell'anisotropia della permeabilità e della struttura stratificata in direzione orizzontale dei terreni naturali.

Il grado di consolidazione del processo radiale si esprime (Barron, 1948):

$$U_h = 1-\exp\left\{-\frac{8}{F}T_h\right\} \qquad (8.33)$$

nella quale:

$$T_h=\frac{c_h t}{D^2}$$

D è il diametro equivalente del cilindro di terreno interessato da un dreno; n =D/d è il rapporto fra D ed il diametro d del dreno;

$$F=\frac{n^2}{n^2-1}\ln(n)-\frac{3n^2-1}{4n^2}$$

Detto s l'interasse tra i dreni, D = 0,91 s per dreni disposti a maglia triangolare; D = 1,13 s per dreni disposti a maglia quadrata.

La (8.33) è messa in diagramma in fig. 8.27 per vari valori di n.

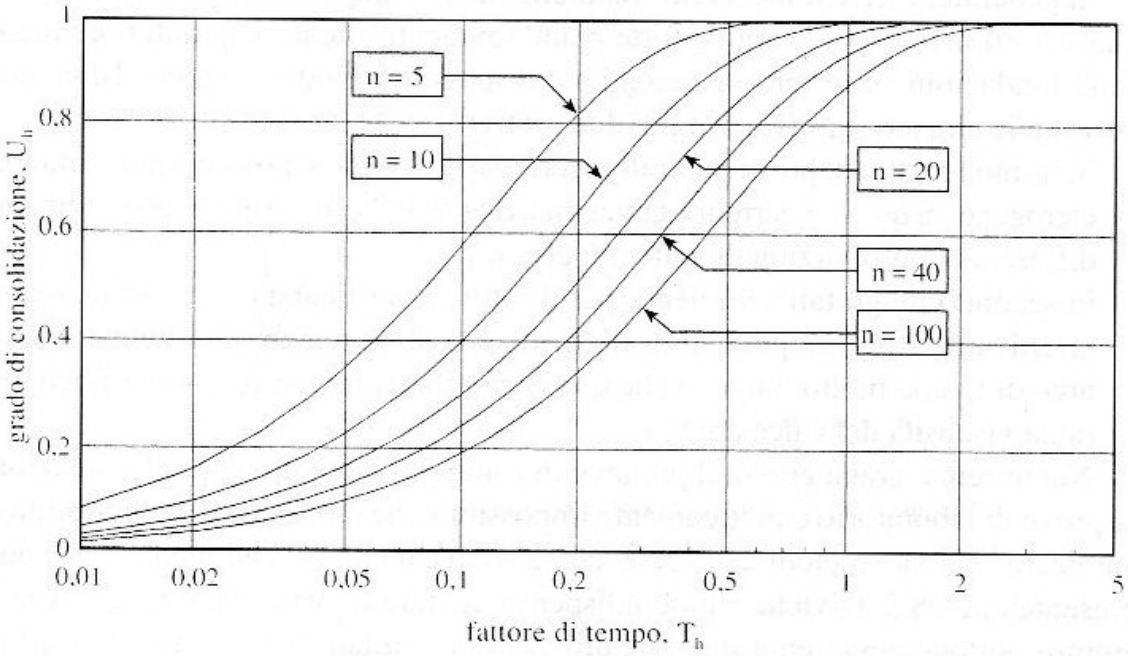


Fig. 8.27. Grado di consolidazione del processo radiale

Carrillo (1942) ha mostrato che il grado di consolidazione U del processo combinato di consolidazione verticale e radiale può essere espresso come segue:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \qquad (8.34)$$

nella quale con U_v ed U_h si sono indicati rispettivamente i gradi di consolidazione dei processi verticale e radiale. La (8.34) si applica in corrispondenza di un determinato valore del tempo t, cui corrispondono due diversi valori di $T_h = c_h t/D^2$ e $T_v = c_v t/H^2$. Calcolati i due valori di T, i corrispondenti valori di U si ottengono dalla (8.33) e (8.25). Molto spesso, per i valori più elevati di c_h conseguenti all'anisotropia della permeabilità, ed essendo l'interasse fra i dreni minore dello spessore H dello strato, il contributo del processo di consolidazione verticale diviene trascurabile e la (8.34) viene confusa con la (8.33).

8.4. *Calcolo dei cedimenti, terreni a grana grossa*

8.4.1. *Generalità*

Nei terreni incoerenti, per la loro elevata permeabilità, i cedimenti distorsionali e volumetrici avvengono contemporaneamente, all'atto dell'applicazione dei cari-

chi, e quindi la loro distinzione non ha alcuna utilità nelle applicazioni. In alcuni casi, invece, come si è già accennato, può verificarsi un significativo effetto secondario (sabbie micacee, terreni piroclastici).

In generale, i terreni incoerenti risultano meno compressibili di quelli a grana fina, eccezion fatta per le argille fortemente sovraconsolidate, e quindi i cedimenti delle fondazioni su terreni incoerenti sono spesso di modesta entità. Tuttavia il loro studio rimane significativo per due motivi:

- in primo luogo, i depositi naturali di terreni incoerenti sono di norma molto più eterogenei di quelli di terreni a grana fina, e pertanto sono da attendersi cedimenti differenziali proporzionalmente più elevati;
- in secondo luogo tali cedimenti, per il fatto di verificarsi con rapidità, hanno effetti sulle strutture più dannosi rispetto a cedimenti che si sviluppano in un arco di tempo molto lungo, e che quindi possono contare sugli effetti benefici della viscosità del calcestruzzo.

Nei terreni a grana grossa il prelievo di campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio è praticamente impossibile; ne consegue l'impossibilità di applicare i classici metodi della geotecnica per il calcolo dei cedimenti, così come presentati al § 8.2. Diviene allora indispensabile fare ricorso a procedimenti semi empirici o totalmente empirici, che utilizzano i risultati di prove in sito quali le prove penetrometriche.

E' da osservare preliminarmente che la deformabilità di un terreno a grana grossa dipende essenzialmente dal suo stato di addensamento, dallo stato tensionale corrente e dalla storia precedente degli sforzi cui il deposito è stato assoggettato. In una sabbia normalmente consolidata (fig. 8.28) il modulo di deformabilità dipende dal grado di addensamento, ed è quindi tanto più elevato quanto più la sabbia è addensata; tuttavia il modulo relativo ad un ciclo di scarico e ricarico è molte volte maggiore (tipicamente, $10 \div 20$ volte maggiore) di quello relativo alla curva vergine, e questo effetto è particolarmente vistoso per sabbie relativamente sciolte.

Sfortunatamente i risultati delle più comuni prove in sito, e cioè le prove CPT ed SPT, sono influenzati essenzialmente dal grado di addensamento e dallo stato tensionale corrente, mentre risentono molto meno della storia tensionale, esprimibile attraverso il grado di sovraconsolidazione OCR (Jamiolkowski *et al.*, 1985); pertanto i metodi che verranno presentati sono validi essenzialmente per sabbie normalmente consolidate. La determinazione del grado di sovraconsolidazione di un deposito sabbioso non è possibile neanche attraverso prove di laboratorio, per l'impossibilità di prelievo di campioni intatti. Occorre pertanto considerare con attenzione tutte le possibili indicazioni, ad esempio di carattere geologico, sulla storia delle sollecitazioni del deposito in studio.

L'applicazione di correlazioni valide per terreni normalmente consolidati a depositi di terreni sovraconsolidati può condurre ad una sopravvalutazione anche

sostanziale del cedimento.

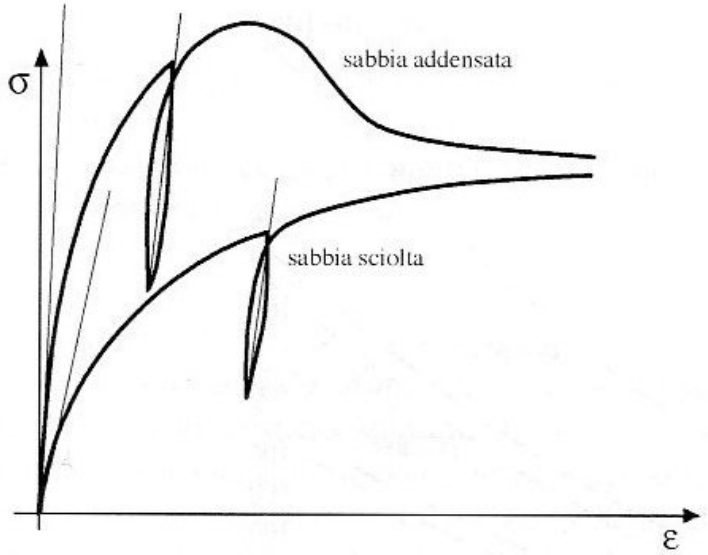


Fig. 8.28. Tipiche curve tensione-deformazione per una sabbia con diversi gradi di addensamento

Un primo modo per utilizzare i risultati delle prove in sito nel calcolo dei cedimenti è quello di correlare tali risultati con le caratteristiche di deformabilità dei terreni, e quindi avvalersi dei classici metodi per il calcolo dei cedimenti. Una via di questo tipo è quella che si segue quando si effettuano prove con apparecchiature come il pressiometro o il dilatometro piatto (DMT).

Numerose correlazioni sono state suggerite fra la resistenza alla punta q_c del CPT ed il modulo di deformabilità del terreno; fra queste la più semplice è la seguente:

$$E = k\, q_c \qquad (8.35)$$

proposta, con diversi valori di k, da De Beer (1965), Webb (1969), Schmertmann et al. (1978) ed altri. Nella (8.35) E rappresenta il modulo di Young del terreno; per fondazioni dotate di un adeguato coefficiente di sicurezza, appare lecito assumere $E_{ed} = (1{,}2 \div 1{,}5)\, E$.

Meyerhof e Fellenius (1985) suggeriscono i valori di k riportati nella tabella 8.9.

Tipo di terreno	Sabbia limosa	Sabbia mediamente addensata	Sabbia densa	Sabbia e ghiaia
k	1,5	2	3	5

Tab. 8.9. Valori di k (eq. 8.35)

Alcuni recenti risultati ottenuti da Jamiolkowski *et al.* (1988) operando in camera di calibrazione su sabbia del Ticino sono riportati nella fig. 8.29.

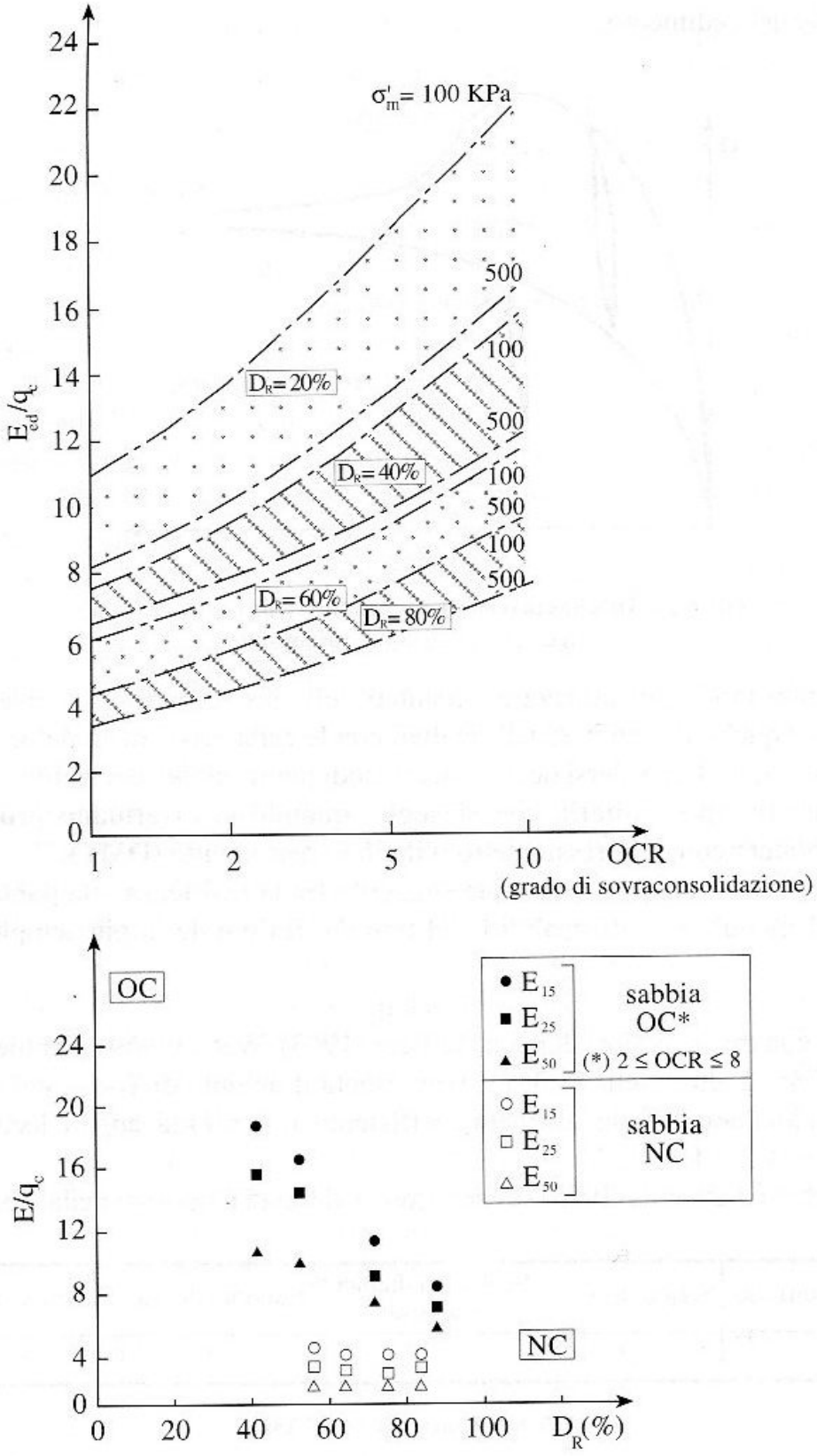


Fig. 8.29. Dati sperimentali sulla dipendenza del rapporto E/q_c da OCR e da D_R

La relazione fra E_{ed}, OCR e D_R rappresentata nella fig. 8.29 può essere espressa dalla relazione:

$$\frac{E_{ed}}{q_c} = C_0 p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{C_1} OCR^{C_2} \exp\{C_3 D_R\}$$

nella quale C_0, C_1, C_2, C_3 sono costanti empiriche e p_a rappresenta la pressione atmosferica. I dati confermano la grande influenza della storia dello stato tensionale del deposito.

8.4.2. *Metodo di Schmertmann*

Schmertmann (1970) ha studiato la distribuzione delle deformazioni unitarie ε_z con la profondità, al di sotto di una fondazione, mediante prove in piccola scala su terreni incoerenti e calcoli ad elementi finiti con adatte leggi costitutive. I risultati ottenuti (fig. 8.30) sono caratterizzati da valori nulli o molto piccoli in superficie, e da un massimo a profondità compresa fra B/2 e B; risultati simili sono forniti dalla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo per $\nu = 0{,}5$.

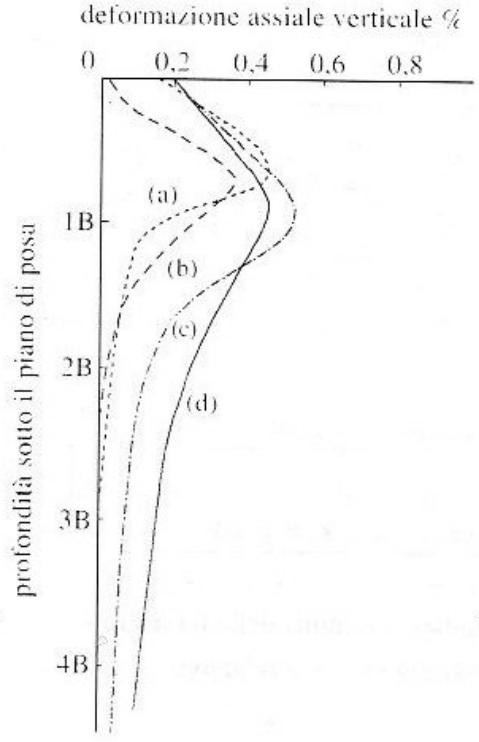


Fig. 8.30. Andamento della deformazione unitaria con la profondità.
a), c): risultati di calcoli FEM non lineari; b), d): risultati di prove in piccola scala

Sulla base di queste osservazioni è stato sviluppato un metodo per il calcolo del cedimento in asse ad una fondazione, utilizzando i risultati del CPT (Schmert-

mann, 1970; Schmertmann *et al.*, 1978). Secondo tale metodo, nella sua versione più recente, il cedimento w si esprime:

$$w = C_1 C_2 q \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i \qquad (8.36)$$

nella quale:

- q rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z è un fattore di deformazione, i cui valori sono riportati in fig. 8.31;
- E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i considerato nel calcolo;
- Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo
- C_1, C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2{,}5q_c$ per fondazione circolare o quadrata (L/B=1) e a $3{,}5q_c$ per fondazione a striscia indefinita (L/B≥10). Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B.

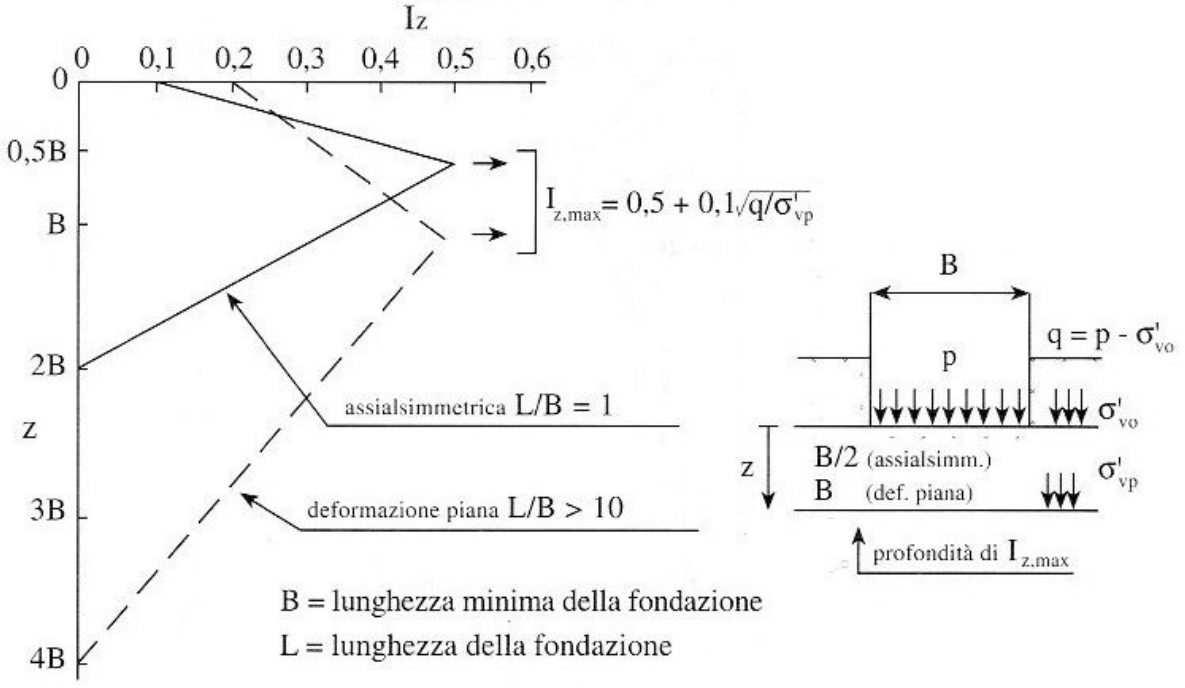


Fig. 8.31. Fattore di deformazione I_z del Metodo di Schmertmann

Il coefficiente I_z si annulla alla profondità di 2B per fondazione circolare o quadrata, e di 4B per fondazione a striscia indefinita. Il suo valore massimo $I_{z,max}$ si verifica ad una profondità rispettivamente pari a B/2 ed a B, e vale 0,5 più un

termine additivo legato alla tensione effettiva litostatica alla stessa profondità:

$$I_{z,max} = 0,5 + 0,1\sqrt{\frac{q}{\sigma'_{v,p}}}$$

nella quale, appunto, $\sigma'_{v,p}$ rappresenta la tensione effettiva litostatica alla profondità B/2 (fondazione circolare o quadrata) o B (fondazione nastriforme) al di sotto del piano di posa.

Il coefficiente correttivo C_1 tiene conto della profondità del piano di posa e vale:

$$C_1 = 1 - 0,5\left(\frac{\sigma'_{v,o}}{q}\right) \geq 0,5$$

nella quale $\sigma'_{v,o}$ rappresenta la pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa.

Il coefficiente correttivo C_2 tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario e vale:

$$C_2 = 1 + 0,2 \lg\frac{t}{0,1}$$

nella quale t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Come è ovvio dopo quanto premesso, il metodo è valido per sabbie normalmente consolidate e tende ad essere alquanto cautelativo, nel senso che in genere i cedimenti vengono sopravvalutati. Schmertmann ha suggerito una riduzione del valore calcolato del cedimento pari al 50% se si ha motivo di ritenere che i terreni siano sovraconsolidati.

8.4.3. *Metodo di Terzaghi e Peck*

Terzaghi e Peck (1948) hanno pubblicato l'abaco di fig. 8.32 che fornisce, in funzione del numero di colpi N dello SPT il carico totale (e non netto) q che, applicato ad una fondazione di larghezza B, provocherebbe un cedimento pari a 2,5 cm.

Per utilizzare l'abaco occorre innanzitutto correggere i valori misurati di N se si è in presenza di sabbie fini e/o limose sotto falda. In questo caso si adotterà un valore corretto N' = 15 + 0,5(N-15). La correzione, che si applica solo per N > 15, tende a riportare il valore di N a condizioni drenate, in quanto la prova dinamica può indurre sovrappressioni neutre non insignificanti in sabbie fini e/o limose sotto falda. La correzione si traduce in una diminuzione del valore di N, in quanto ci si attende che in una sabbia addensata (N > 15) la sovrappressione neutra sia negativa, per effetto di dilatanza, e quindi il valore non drenato o parzialmente drenato di N sia maggiore di quello drenato.

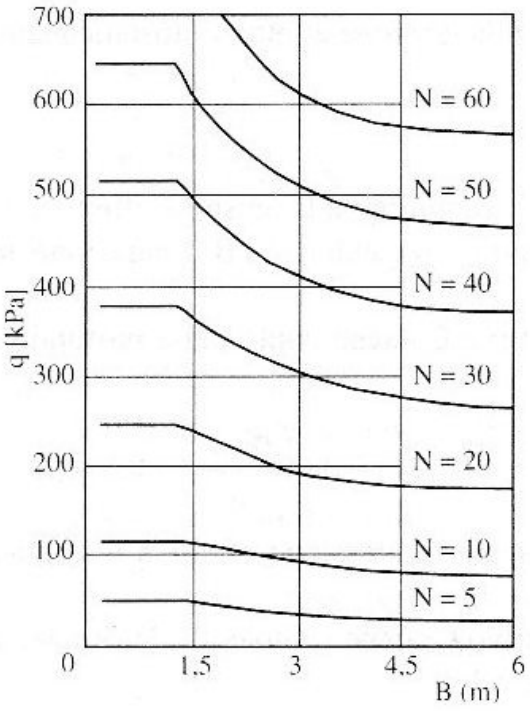


Fig. 8.32. Abaco di Terzaghi e Peck

Il valore di N con il quale entrare in fig. 8.32 è quello medio fra le profondità D e D + B; in questo intervallo è consigliabile eseguire le prove SPT a distanza mutua molto ridotta (non meno di tre prove ogni due metri).

L'abaco è valido se la falda si trova a profondità $D_w \geq (D + B)$. Se $D_w = D$, il valore di q fornito dalla fig. 8.32 deve essere dimezzato per una fondazione superficiale (D = 0), e ridotto del 25% per una fondazione con D = B. Nei casi in cui $D < Dw < (D + B)$, si interpola linearmente.

L'abaco di Terzaghi e Peck era inteso, originariamente, come un mezzo per determinare la pressione ammissibile su di una fondazione diretta, ritenendo che il cedimento di 2,5 cm fosse un valore senz'altro accettabile. In seguito è invalso l'uso di utilizzare l'abaco per la determinazione del cedimento di una fondazione sotto un carico qualsiasi, istituendo una proporzionalità diretta fra carichi e cedimenti. Il metodo, così inteso, risulta fortemente cautelativo nel senso che, in genere, conduce ad una sostanziale sopravvalutazione del cedimento.

8.4.4. *Metodo di Burland e Burbidge*

Burland e Burbidge (1985) hanno sviluppato un metodo per la previsione del cedimento sulla base dei risultati di prove SPT, elaborando a tal fine i risultati di oltre 200 casi di osservazione del cedimento di opere in vera grandezza (edifici, serbatoi, rilevati) fondati su terreni a grana grossa.

Essi propongono di esprimere il cedimento come segue:

$$w = C_1 C_2 C_3 \left[\left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{v,o} \right) B^{0,7} I_c \right] \qquad (8.37)$$

con il cedimento espresso in millimetri, la larghezza della fondazione in metri ed il carico e le tensioni in kPa. Nella (8.37) il significato dei simboli è il seguente:

- q rappresenta il carico totale (non netto) applicato alla fondazione;
- σ'_{vo} è la pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa;
- B è la larghezza della fondazione;
- C_1 è un coefficiente correttivo che tiene conto della forma della fondazione;
- C_2 è un coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore dello strato deformabile;
- C_3 è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto del tempo;
- I_c è un indice di compressibilità.

Nell'espressione (8.37), valida per $q > \sigma'_{vo}$, è implicita l'ipotesi che la compressibilità della sabbia lungo un ramo di ricarico della curva sforzo-deformazione sia pari ad 1/3 di quella lungo la curva vergine.

Il valore dell'indice di compressibilità I_c è legato ai risultati dello SPT dalla relazione:

$$I_c = \frac{1,706}{N_{av}^{1,4}}$$

nella quale N_{av} è il valore medio di N nell'ambito della profondità Z di influenza della fondazione. Tale profondità si ottiene dalla tabella 8.10 se i valori di N sono all'incirca costanti o crescenti con la profondità; si pone invece Z = 2B se i valori di N decrescono con la profondità.

B (m)	Z (m)
2	1,63
3	2,19
5	3,24
10	5,56
30	13,00
50	19,86
100	34,00

Tab. 8.10 Valori della profondità d'influenza Z della fondazione (metodo di Burland e Burbidge)

Per sabbie fini e/o limose al di sotto della falda si applica la correzione di Terzaghi e Peck:

$$N' = 15 + 0,5(N - 15)$$

Se il terreno è costituito da ghiaia o sabbia e ghiaia, i valori misurati di N vengono incrementati del 25%.

Il coefficiente di forma ha la seguente espressione:

$$C_1 = \left(\frac{1,25 L/B}{L/B + 0,25} \right)^2$$

Il coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore H dello strato deformabile si esprime:

$$C_2 = \frac{H}{Z}\left(2 - \frac{H}{Z}\right)$$

e si applica solo per $H < Z$.

Il coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto secondario si esprime:

$$C_3 = 1 + R_3 + R_t \lg \frac{t}{3}$$

nella quale:

- $t \geq 3$ è il tempo, in anni dopo il termine della costruzione, al quale si effettua il calcolo del cedimento;
- R_3 è pari a 0,3 per carichi costanti nel tempo ed a 0,7 per carichi ciclici;
- R_t è pari a 0,2 per carichi costanti nel tempo ed a 0,8 per carichi ciclici.

8.4.5. *Commenti*

Altri metodi per la previsione dei cedimenti in terreni incoerenti sono basati sull'uso di apparecchi quali il pressiometro, il dilatometro piatto, la piastra a vite che consente di inserire una piastra in profondità nel terreno ed eseguire prove di carico a varie profondità. Il lettore interessato potrà consultare in proposito i lavori di Dahlberg (1974), Jamiolkowski *et al.* (1985) e Robertson (1986). Schmertmann (1986) e Leonards e Frost (1988) descrivono in dettaglio metodi per il calcolo dei cedimenti sulla base delle misure al dilatometro piatto (DMT).

Queste apparecchiature, ed i metodi che su di esse si basano, sono molto meno diffuse rispetto ai penetrometri (CPT ed SPT), e pertanto non vengono qui presentate in dettaglio. Tuttavia esse presentano, sempre rispetto ai penetrometri, l'importante vantaggio di permettere la determinazione di un parametro di deformabilità e quindi di evitare significativi errori per eccesso nella previsione del cedimento in presenza di terreni sovraconsolidati.

Infine, potrà essere opportuno ricordare la raccolta di dati sperimentali presentata da Burland *et al.* (1977) circa i cedimenti delle fondazioni su sabbie (fig. 8.33). Questi Autori hanno riportato il rapporto fra cedimento e carico in funzione della larghezza della fondazione, distinguendo fra sabbie sciolte, medie e dense in funzione dei valori assunti dal numero di colpi N dello SPT, ed hanno individuato

il limite superiore dei dati sperimentali per i tre campi di gradi di addensamento.

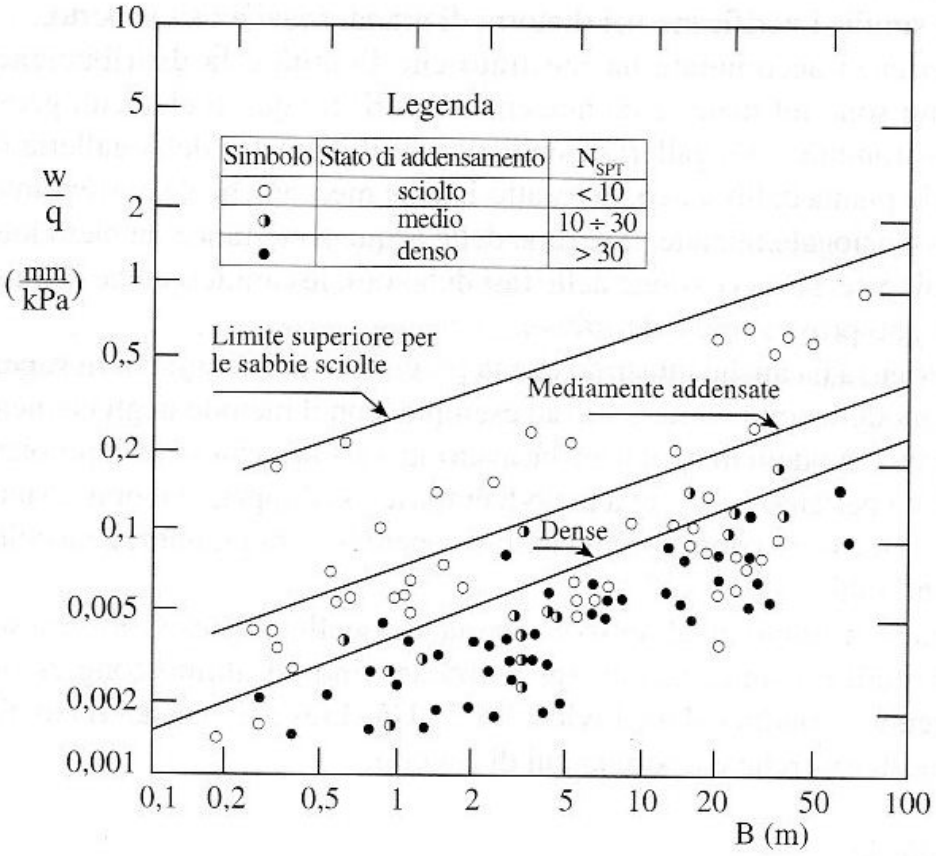


Fig. 8.33. Cedimenti osservati per fondazioni su sabbie di vario addensamento

Second Burland *et al. (ibidem)* il valore più probabile del cedimento può essere assunto pari ad un mezzo del limite superiore indicato in figura, ed il cedimento massimo generalmente non eccede i tre quarti dello stesso valore. Gli AA. avvertono che la correlazione è poco affidabile per le sabbie sciolte, nelle quali peraltro in genere non si ricorre a fondazioni dirette.

8.5. *Cedimenti indotti da scavi a cielo aperto ed in sotterraneo*

8.5.1. *Generalità*

La costruzione di gallerie superficiali (nelle quali il rapporto fra profondità dell'asse z_o e diametro D sia $z_o/D \leq 4 \div 5$) in terreni sciolti induce inevitabilmente un campo di spostamenti alla superficie del terreno. In aree edificate, questi spostamenti possono comportare dissesti agli edifici ed alle infrastrutture. Per tale motivo, la previsione del cedimento in superficie ed una valutazione dei rischi di

danno agli edifici ad esso connessi sono diventati parte integrante del progetto di gallerie in ambiente urbanizzato.

Effetti simili si verificano nei dintorni di grandi scavi a cielo aperto.

L'esperienza accumulata ha mostrato che l'entità e la distribuzione degli spostamenti sono influenzate da numerosi fattori: fra questi elementi geometrici quali la profondità della galleria e dello scavo, il diametro della galleria o le dimensioni in pianta dello scavo; le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati, lo stato tensionale iniziale, il regime delle acque sotterranee; le metodologie di scavo impiegate, la successione delle fasi di lavoro, le caratteristiche delle strutture di sostegno provvisorie e definitive.

L'esperienza ha anche mostrato che la previsione dei cedimenti in superficie a mezzo di modellazioni numeriche (ad esempio, con il metodo degli elementi finiti), utilizzando modelli materiali anche avanzati, risulta ancora molto problematica. Si preferisce pertanto ricorrere a metodi empirici, sviluppati elaborando una notevole messe di osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza raccolte negli ultimi trent'anni.

Il primo contributo in tal senso è certamente quello di Peck (1969); si sono poi succeduti studi e manifestazioni specializzate, fino all'ultimo congresso tenuto recentemente a Londra (Mair, Taylor, 1997). Una breve sintesi dei risultati essenziali di queste ricerche è riportata qui di seguito.

8.5.2. *Gallerie*

Cedimenti. In fig. 8.34 è rappresentata schematicamente una galleria in corso di costruzione, con il proprio asse a profondità z_o al di sotto della superficie del terreno. Lo scavo della galleria produce in superficie una distribuzione di spostamenti del terreno, con una "conca" di cedimenti che si sviluppa al di sopra della galleria, lateralmente ad essa ed anche in avanzamento rispetto al fronte di scavo.

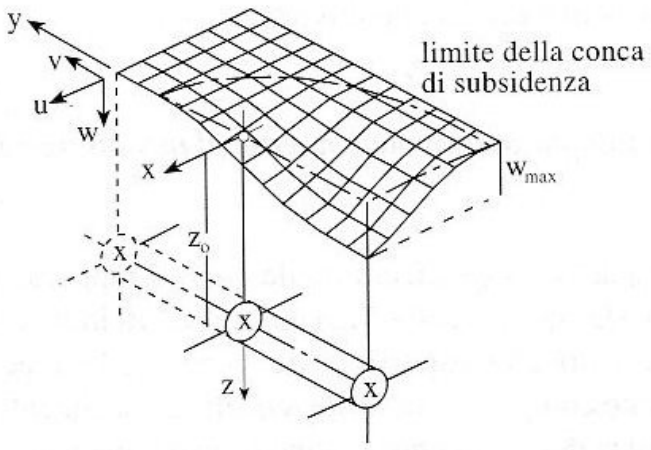


Fig. 8.34. Conca di subsidenza e sistema di riferimento per gli spostamenti del terreno

L'analisi di un gran numero di casi ha mostrato che la distribuzione degli spostamenti verticali in superficie, lungo una sezione trasversale ad una certa distanza dal fronte, può essere descritta molto fedelmente dall'espressione di una Gaussiana (fig. 8.35):

$$w = w_{max} \exp\left\{\frac{-x^2}{2i^2}\right\} \tag{8.38}$$

nella quale w è il cedimento di un generico punto posto alla superficie del terreno, w_{max} il cedimento in corrispondenza della proiezione in superficie dell'asse della galleria, x la distanza del punto considerato dalla proiezione in superficie dell'asse della galleria, i l'ascissa x del punto di flesso del profilo della conca di subsidenza.

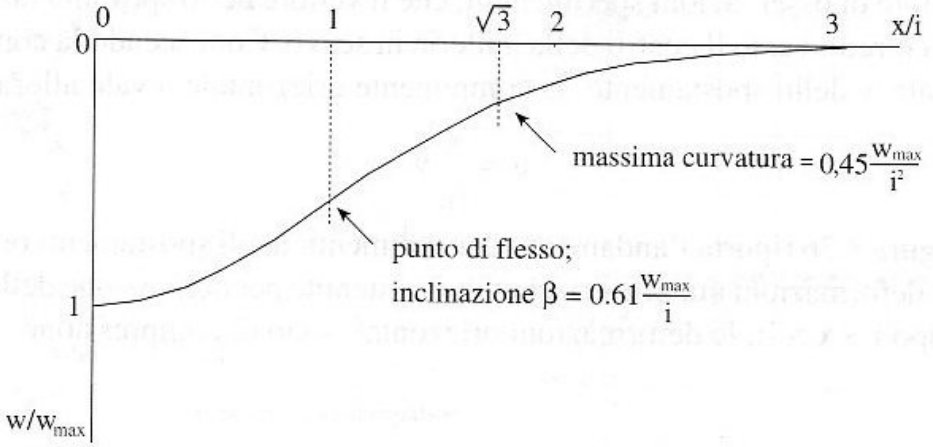


Fig. 8.35. Curva di subsidenza in direzione trasversale all'asse della galleria e valori caratteristici dell'inclinazione e della curvatura

Il valore di i può essere stimato con l'espressione:

$$i = Kz_o \tag{8.39}$$

nella quale il coefficiente K può essere assunto pari a 0,5 in terreni coesivi, ed a 0,25 in terreni incoerenti.

Il volume V_s della conca di cedimento, per unità di lunghezza della galleria, può essere ottenuto integrando la (8.38):

$$V_s = \sqrt{2\pi} i w_{max} \tag{8.40}$$

Si assume che il terreno si deformi a volume costante, e quindi che il volume della conca di cedimento sia uguale al "volume perso" V_s durante lo scavo. Quest'ultimo viene posto pari ad una certa percentuale V' dell'area trasversale della galleria:

$$V_s = V' \frac{\pi D^2}{4} \tag{8.41}$$

Il valore di V', che è il parametro essenziale per una corretta previsione, dipen-

de essenzialmente dal tipo di terreno e dal metodo di scavo. In argille di ridotta consistenza, con scavo con scudo a pressione bilanciata (EPB) sono stati rilevati valori fino al 3%; con la stessa macchina, in terreni a grana grossa al di sotto della falda il valore di V' é stato dello 0,2%. In argille consistenti come le argille di Londra si sono ottenuti valori di V' dell'1% ÷ 2% sia per scavi con scudo, sia per scavi con il Nuovo Metodo Austriaco (rivestimento provvisorio in calcestruzzo spruzzato). Combinando fra di loro le espressioni da (8.39) a (8.41) si ottiene:

$$w_{max} = \frac{0,31 V' D^2}{K z_o} \tag{8.42}$$

Spostamenti orizzontali. Gli spostamenti orizzontali si valutano assumendo, sulla base sempre di osservazioni sperimentali, che il vettore dello spostamento in ogni punto sia diretto verso il centro della galleria in scavo. Conoscendo la componente verticale w dello spostamento, la componente orizzontale u vale allora:

$$u = \frac{x}{z_0} w \tag{8.43}$$

La figura 8.36 riporta l'andamento dei cedimenti, degli spostamenti orizzontali e delle deformazioni unitarie orizzontali ε_y, ottenute per derivazione della (8.36). Nel campo i > x > -i, le deformazioni orizzontali sono di compressione.

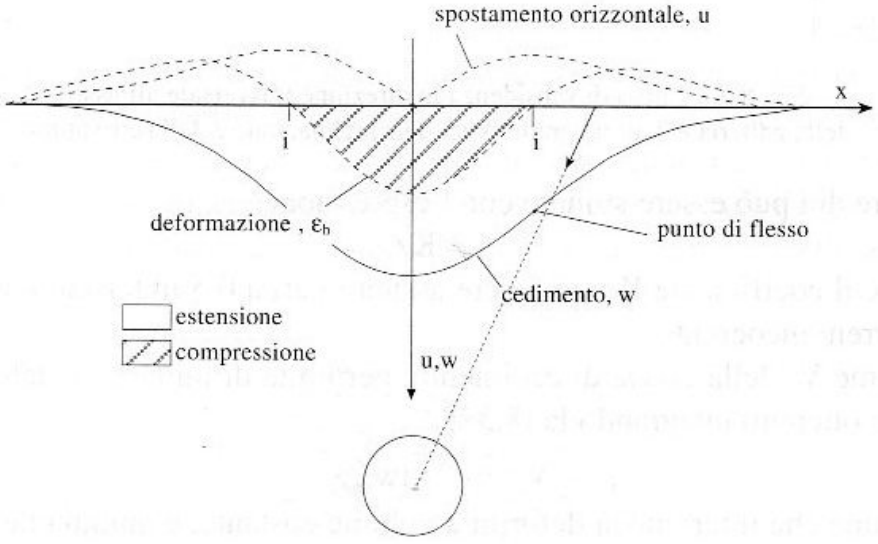


Fig. 8.36. Cedimenti, spostamenti e deformazioni orizzontali in direzione trasversale all'asse della galleria

Nel punto di flesso (x = ± i), gli spostamenti orizzontali sono massimi e le deformazioni unitarie sono nulle. Per i < x < -i, le deformazioni orizzontali sono di trazione.

8.5.3. *Scavi a cielo aperto*

In figura 8.37 (Peck, 1969) sono riportati una serie di dati sui cedimenti del terreno in prossimità di scavi a cielo aperto. Si può notare che l'entità del cedimento cresce passando da terreni incoerenti ed argille consistenti (zona I) ad argille poco consistenti (zone II e III).

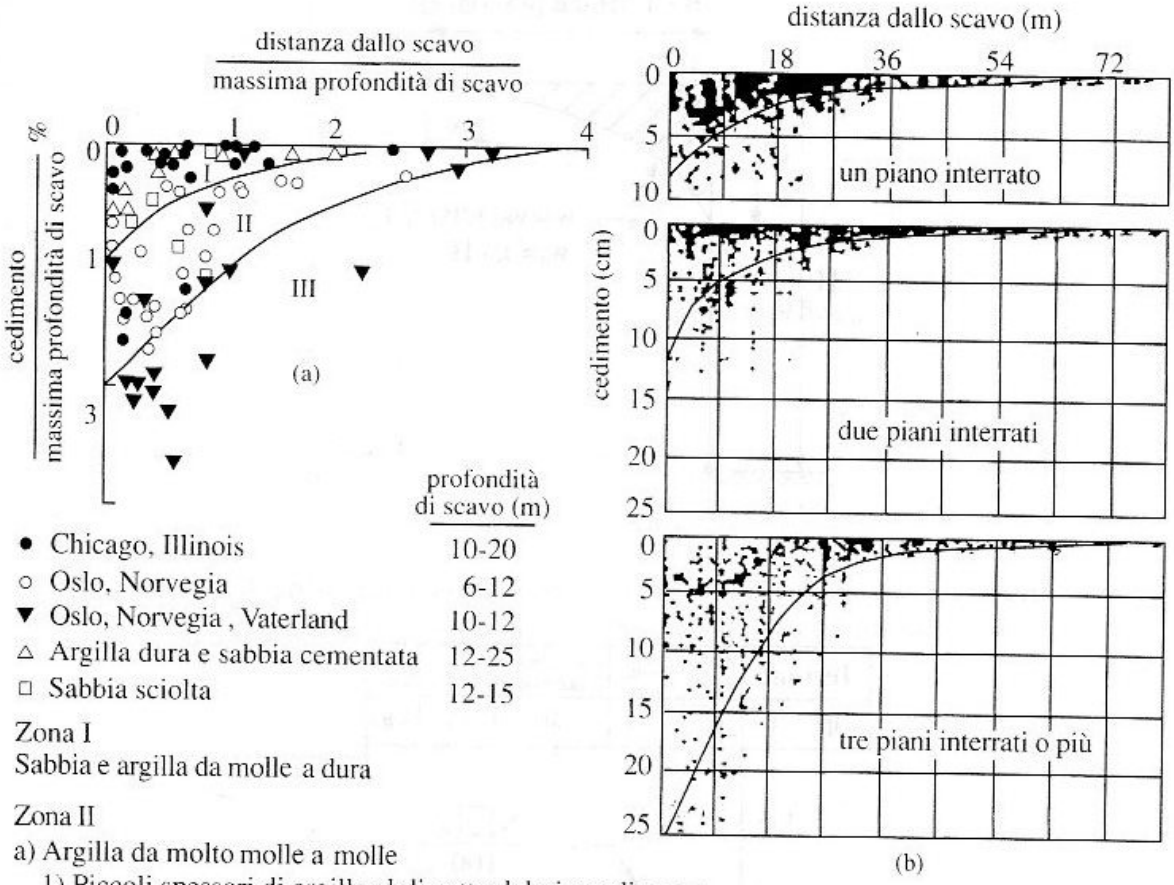
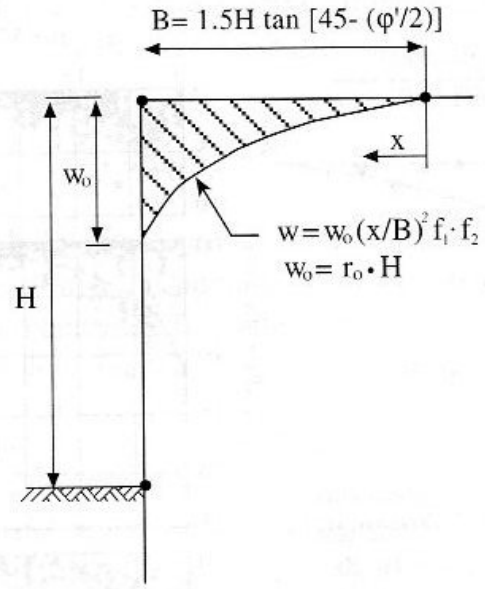


Fig. 8.37. a) cedimenti indotti da scavi a cielo aperto in vari terreni, in funzione della distanza dal bordo dello scavo; b) cedimenti associati a scavi per realizzazione di piani interrati in Chicago (Peck, 1969)

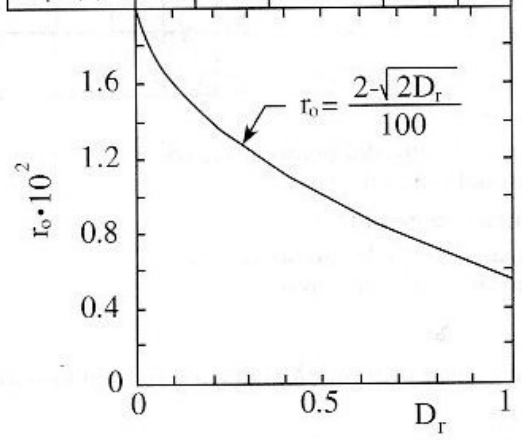
In queste ultime il cedimento aumenta con lo spessore dello strato argilloso al di sotto del fondo scavo e al diminuire del coefficiente di sicurezza dello scavo stesso. Si può ancora notare che i cedimenti si estendono ad una zona la cui estensione può essere pari a $3 \div 4$ volte la profondità dello scavo. Tutti i dati di fig. 8.37

si riferiscono a scavi sostenuti da palancole o diaframmi controventati o ancorati.

Un metodo semiempirico per la stima del cedimento a tergo di scavi in terreni incoerenti (ancora una volta, come è ovvio, si tratta di scavi sostenuti) è dovuto a Bauer (1984), ed è riportato nella fig. 8.38.



Terreno	molto sciolto	sciolto	mediamente addensato	denso	molto denso
φ' (°)	10	15	30	35	>40



Lavorazione	ottima	buona	media	scadente	Difficoltà costruttive	nessuna	medie	elevate
f_1	0.8	0.9	1	1.1	f_2	1	1.02	1.05

Fig. 8.38. Cedimenti indotti da scavi a cielo aperto in terreni incoerenti, metodo di Bauer

In fig. 8.39, infine, sono riportati alcuni dati che legano fra loro i valori massimi del cedimento e dello spostamento orizzontale della parete di sostegno.

Risulta evidente che nella maggior parte dei casi i cedimenti sono dello stesso ordine degli spostamenti orizzontali, o di poco minori.

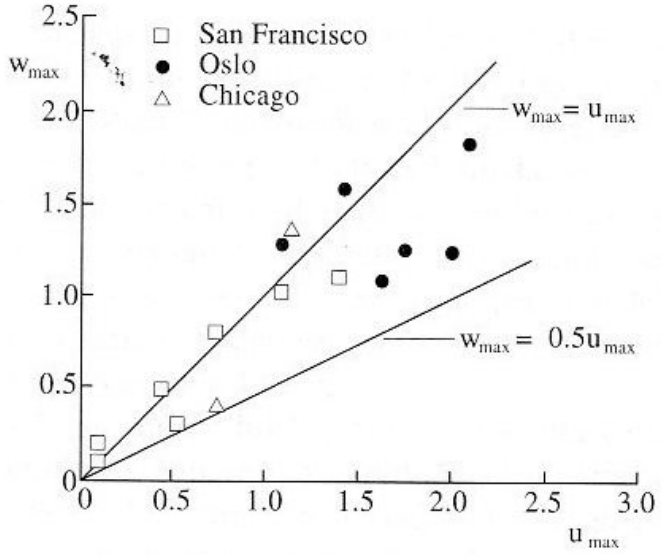


Fig. 8.39. Rapporto fra cedimento massimo indotto da uno scavo a cielo aperto e massimo spostamento orizzontale della parete di sostegno

9. INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

9.1. *Generalità*

Come si è detto, quando la finalità dell'analisi è lo studio delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di fondazione, il problema generale dell'interazione viene semplificato in uno studio dell'interazione fra due sole componenti: il terreno di fondazione e la struttura di fondazione. La sovrastruttura non viene considerata esplicitamente nell'analisi e i carichi da essa trasmessi alla fondazione vengono determinati assumendo che essi non siano influenzati dai cedimenti della fondazione stessa. Essi vengono pertanto determinati attraverso un'analisi della sovrastruttura supposta a vincoli fissi, oppure con una semplice analisi dei carichi per aree di influenza.

Queste assunzioni sono valide, a rigore, solo nel caso di sovrastruttura staticamente determinata, oppure se la struttura è caratterizzata da una rigidezza molto inferiore a quella della struttura di fondazione. Negli altri casi esse sono da considerare alla stregua di approssimazioni; sul loro significato e sulle conseguenze che esse hanno sul regime statico nella struttura di fondazione ritorneremo nel § 10.2.

Altre ipotesi di carattere generale che vengono fatte quasi sempre nello studio dell'interazione terreno-fondazione sono:

- le sollecitazioni al contatto tra fondazione e terreno sono solo tensioni normali (ipotesi di "fondazione liscia"). In realtà sulla superficie di contatto fra fondazione e terreno si generano anche tensioni tangenziali, come conseguenza di spostamenti orizzontali sia del terreno, sia della fondazione; tuttavia numerose ricerche in materia hanno mostrato che la mancata considerazione di tali azioni comporta un errore sulle caratteristiche della sollecitazione di qualche unità per cento, ed a vantaggio di sicurezza;

- il contatto tra fondazione e terreno viene supposto agire come un vincolo bilaterale, e cioè capace di resistere anche a trazione, oltre che a compressione. Questa ipotesi, chiaramente infondata dal punto di vista fisico, non ha rilievo pratico perché, nella stragrande maggioranza dei casi, le tensioni di contatto sono di compressione per fondazioni correttamente progettate. In linea di principio, non vi sarebbero particolari difficoltà a trattare il problema nella ipotesi di vincolo unilaterale; in questo caso, però, il fenomeno diviene non lineare con tutte le complicazioni che ne derivano (necessità di approccio incrementale o iterativo, inapplicabilità del principio di sovrapposizione degli effetti).

Lo studio dell'interazione tra terreno e fondazione richiede che vengano soddisfatte, nei due componenti ed all'interfaccia, le condizioni di equilibrio e congruenza. A tal fine è necessario schematizzare ciascuno dei due elementi con un modello semplificato, che ne consenta l'analisi.

Come sempre, nella scelta del modello ci si fa guidare da tre ordini di considerazioni:

- fedeltà della risposta del modello al comportamento del prototipo;
- trattabilità del modello con i mezzi (analitici, numerici, analogici) propri dell'ingegneria;
- significato fisico dei parametri che caratterizzano il modello; possibilità di una loro determinazione.

Nel passato anche recente, il secondo requisito ha assunto un'importanza determinante; molti modelli ancora largamente in uso derivano le loro fortune dalla possibilità di soluzioni analitiche, le uniche possibili fino a qualche decennio fa. Oggi l'applicazione generalizzata dei metodi di analisi numerica, resa possibile dalla diffusa disponibilità di calcolatori di grande potenza, ha molto ridimensionato l'importanza di questo requisito, permettendo invece di concentrarsi sugli altri due.

La struttura di fondazione (trave, piastra) è, in genere, un elemento strutturale relativamente semplice e per il quale il modello di trave o piastra elastica inflessa è senz'altro adeguato, e ben conosciuto e studiato. Il problema si pone quindi essenzialmente nella modellazione del terreno.

L'equazione differenziale che descrive il comportamento della struttura di fondazione è la ben nota equazione della trave (piastra) inflessa (fig. 9.1):

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} = [q(x) - p(x)]B \qquad \text{per la trave}$$

$$D\nabla^4 w = q(x,y) - p(x,y) \qquad \text{per la piastra} \tag{9.1}$$

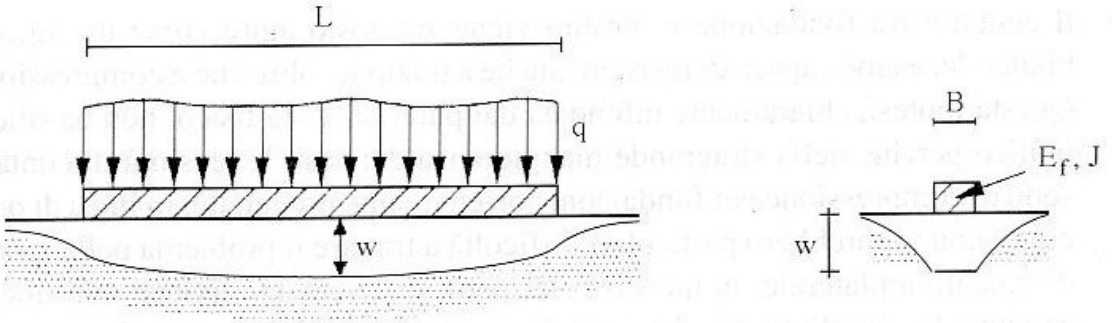


Fig. 9.1. Trave di fondazione

nelle quali w è lo spostamento verticale (cedimento) di un punto dell'asse della trave o della piastra, considerato coincidente con l'interfaccia fondazione-terreno; E_f è il modulo di Young del materiale (quasi sempre calcestruzzo) costituente la trave o piastra di fondazione; J è il momento di inerzia della sezione della trave di fondazione; $D=E_fh^3/12(1-\nu_f^2)$ è la rigidezza flessionale della piastra di fondazione; h è lo spessore della piastra; ν_f è il coefficiente di Poisson del materiale costituente la piastra.

Alle (9.1) deve essere associata un'ulteriore equazione che descriva il comportamento del terreno, ed in particolare esprima gli spostamenti all'interfaccia fondazione-terreno in funzione della distribuzione delle tensioni di contatto:

$$\begin{aligned} &w(x) = f\{p(x)\} && \text{per la trave} \\ &w(x,y) = f\{p(x,y)\} && \text{per la piastra} \end{aligned} \qquad (9.2)$$

Assunto un determinato modello di sottosuolo, ne risulta determinata la relazione (9.2).

Essa può essere: un'equazione algebrica (ad esempio, una relazione lineare del tipo $p = a + bw$); un'equazione differenziale [ad esempio, del tipo $p = a + bw + c(dw/dx) + d(d^2w/dx^2)$]; un'equazione integrale. Vedremo in seguito che a queste diverse scelte di carattere analitico corrispondono diversi significati fisici del modello.

9.2. *Metodo del trapezio delle tensioni*

Il metodo del trapezio delle tensioni (traduzione dell'impressionante termine tedesco *Spannungstrapezverfahren*) impone al sistema terreno-fondazione le sole condizioni di equilibrio, trascurando completamente la congruenza. Come è ovvio, essendo il sistema staticamente indeterminato, questo comporta alcune assunzioni arbitrarie che consentano di scegliere una fra le infinite configurazioni equilibrate (e che, in generale, non sarà quella congruente che costituisce la soluzione del problema).

Nelle condizioni in esame (carichi e tensioni di contatto verticali) le equazioni disponibili sono due per il caso della trave di fondazione (equilibrio alla traslazione verticale ed equilibrio alla rotazione nel piano verticale contenente l'asse della trave), e tre per il caso della piastra.

Per poter determinare la distribuzione delle reazioni del terreno, occorre quindi che questa sia caratterizzata da due sole incognite nel caso della trave e da tre incognite nel caso della piastra.

Ciò si verifica per una distribuzione lineare delle reazioni: una retta nel caso

della trave, un piano nel caso della piastra.

Per una trave ad impronta rettangolare di lati B ed L (fig. 9.2) si perviene alla seguente espressione delle tensioni di contatto p:

$$p(x) = \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e}{L} - 12\frac{ex}{L^2}\right)$$

Il metodo del trapezio delle tensioni viene comunemente (ma del tutto impropriamente) chiamato "metodo della trave rigida". In realtà, come si è detto, il metodo non rispetta le condizioni di congruenza e quindi non richiede alcuna ipotesi sulla rigidezza della trave; anzi, la critica più ovvia che ad esso si può muovere è proprio quella che i suoi risultati sono completamente indipendenti dalla rigidezza della trave e del terreno.

La precisazione non deve essere considerata una pedanteria; infatti la dizione "metodo della trave rigida" tende a rafforzare un'associazione fra struttura di fondazione rigida e distribuzione uniforme delle tensioni che non trova riscontro nella realtà fisica, come vedremo in seguito.

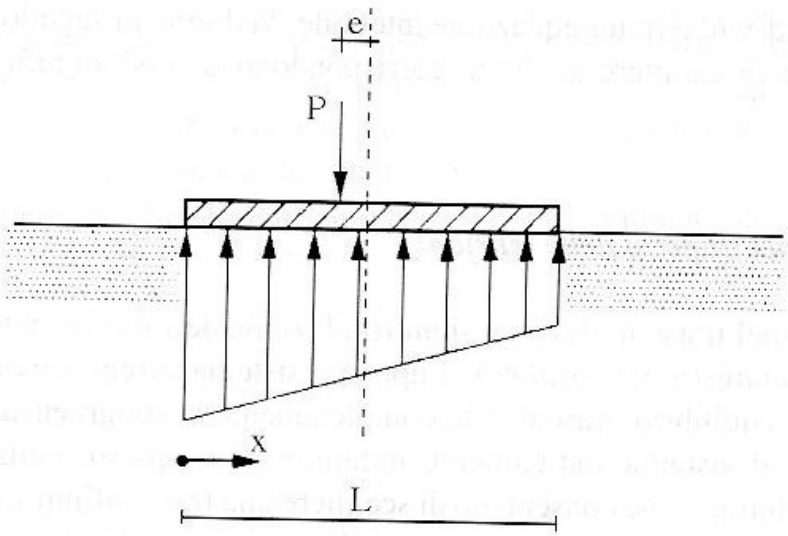


Fig. 9.2. Metodo del trapezio delle tensioni

La distribuzione delle reazioni del terreno, che si ottiene con il metodo del trapezio delle tensioni, non dipende dalla effettiva distribuzione dei carichi esterni ma solo dall'intensità e posizione della loro risultante; anche questo risultato appare contrario alla intuizione.

Il metodo è stato qui rammentato solo in quanto adatto al dimensionamento preliminare della fondazione, che deve sempre precedere un'analisi più elaborata nella quale è appunto necessaria la conoscenza della rigidezza della struttura di fondazione.

9.3. *Modello di Winkler*

9.3.1. *Generalità*

Il modello di Winkler (Winkler, 1867; Hetenyi, 1946) caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume, cioè:

$$p = kw \tag{9.3}$$

dove k [FL^{-3}] é detta "costante di sottofondo" o "coefficiente di reazione del terreno".

Combinando fra di loro le (9.1) e (9.3) e limitandosi, per semplicità, al caso della trave, si ottiene:

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} + kBw(x) = q(x)$$

La soluzione si ottiene sommando l'integrale generale dell'omogenea associata {q(x)=0} con l'integrale particolare relativo al carico q(x).

L'equazione omogenea associata si scrive:

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} + kBw(x) = 0 \tag{9.4}$$

ed è nota come equazione "della trave elastica su suolo elastico". Questa denominazione non è particolarmente felice, essendo indubbiamente il modello di Winkler un "suolo elastico", ma non certo l'unico possibile. Nel seguito saranno infatti presentati altri, più soddisfacenti modelli di suolo elastico.

L'integrale generale della (9.4) ha l'espressione:

$$w = e^{\frac{x}{\lambda}}\left(A\cos\frac{x}{\lambda} + B\,\mathrm{sen}\frac{x}{\lambda}\right) + e^{-\frac{x}{\lambda}}\left(C\cos\frac{x}{\lambda} + D\,\mathrm{sen}\frac{x}{\lambda}\right)$$

nella quale

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_f J}{kB}}$$

ha le dimensioni di una lunghezza ed è detta lunghezza caratteristica o lunghezza d'onda della trave, ed A, B, C e D sono costanti che vengono determinate imponendo le opportune condizioni di contorno.

Nel caso di una o più discontinuità lungo la trave (ad esempio, carichi concentrati o variazioni di sezione) l'equazione viene integrata per tratti determinando le costanti di integrazione in numero di quattro per ogni discontinuità.

La (9.4) e le relative soluzioni possono essere applicate anche in presenza di carichi ripartiti con intensità costante o linearmente variabile lungo l'asse della trave. Tali distribuzioni di carichi ripartiti, infatti, danno luogo a reazioni uguali

ed opposte e quindi a caratteristiche della sollecitazione identicamente nulle.

Una volta risolta la (9.4), e quindi ottenuta la funzione w(x), si ricava immediatamente:

- reazione del terreno $p = kw$
- rotazione $\alpha = \frac{dw}{dx}$
- momento flettente $M = -E_f J \frac{d^2w}{dx^2}$
- sforzo di taglio $T = -E_f J \frac{d^3w}{dx^3}$

(9.5)

E' quindi immediato il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione.

9.3.2. *Soluzioni*

Le tecniche per la risoluzione dell'equazione differenziale (9.4) si differenziano in funzione del valore che assume il rapporto L/λ fra lunghezza e lunghezza caratteristica della trave.

Per $L/\lambda \leq \pi/4$, la trave viene detta rigida. In questo campo, infatti, si può mostrare che gli spostamenti derivanti dall'inflessione della trave sono trascurabili rispetto alle traslazioni dei punti della trave derivanti dalla compressione del terreno. Si può quindi assumere che la deformata della trave consista in un atto di moto rigido (rotazione e traslazione), e pertanto gli spostamenti w varino con legge lineare.

Per la prima delle (9.5) anche le reazioni del terreno dovranno variare con legge lineare, e possono essere determinate ricorrendo alle due condizioni di equilibrio alla traslazione verticale ed alla rotazione. Dalle reazioni del terreno e dalla conoscenza dei carichi esterni è immediato risalire alle caratteristiche della sollecitazione in ogni sezione.

In queste condizioni, come è evidente, il metodo di Winkler equivale al metodo del trapezio delle tensioni descritto nel § 9.2. Ed anzi, questo è appunto il motivo per il quale tale metodo viene anche detto, impropriamente, metodo della trave rigida.

Come si è già osservato, tale dizione è fuorviante in quanto il fatto che ad una trave rigida corrisponda una distribuzione lineare di tensioni è una caratteristica del modello di Winkler che non trova riscontro nella realtà, ed anzi costituisce uno dei limiti del metodo.

Per $L/\lambda > \pi$, la trave viene detta di lunghezza infinita, o infinitamente flessibile. Per questo caso sono conosciute soluzioni in forma analitica chiusa per alcuni casi di carico elementari dai quali, operando per sovrapposizione degli effetti, è possibile risalire a casi più complessi e più significativi per le applicazioni.

Le soluzioni dell'equazione (9.4) per un trave di lunghezza infinita, caricata in

una sezione intermedia o in un'estremità da una forza P o da una coppia C, sono riportate nella tabella 9.1 ed illustrate nelle figure da 9.3 a 9.6.

Nella tabella le funzioni $F_i(x/\lambda)$ hanno le seguenti espressioni:

$$F_1\left(\frac{x}{\lambda}\right) = e^{-\frac{x}{\lambda}}\left(\cos\frac{x}{\lambda} + \operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}\right)$$

$$F_2\left(\frac{x}{\lambda}\right) = e^{-\frac{x}{\lambda}}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}$$

$$F_3\left(\frac{x}{\lambda}\right) = e^{-\frac{x}{\lambda}}\left(\cos\frac{x}{\lambda} - \operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}\right)$$

$$F_4\left(\frac{x}{\lambda}\right) = e^{-\frac{x}{\lambda}}\cos\frac{x}{\lambda}$$

Caratteristica	Forza o coppia in sezione intermedia		Forza o coppia ad un'estremità	
	Forza	Coppia	Forza	Coppia
w	$\frac{P}{2Bk\lambda}F_1\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{C}{Bk\lambda^2}F_2\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{2P}{Bk\lambda}F_4\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{-2C}{2Bk\lambda^2}F_3\left(\frac{x}{\lambda}\right)$
α	$\frac{-P}{Bk\lambda^2}F_2\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{C}{Bk\lambda^3}F_3\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{-2P}{Bk\lambda^2}F_1\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{4C}{Bk\lambda^3}F_4\left(\frac{x}{\lambda}\right)$
M	$\frac{-P}{2}F_3\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{C}{2}F_4\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$-P\lambda\,F_2\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$CF_1\left(\frac{x}{\lambda}\right)$
T	$\frac{-P}{2}F_4\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{-C}{2\lambda}F_1\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$-PF_3\left(\frac{x}{\lambda}\right)$	$\frac{2C}{\lambda}F_2\left(\frac{x}{\lambda}\right)$

Tab. 9.1. Soluzioni per la trave di lunghezza infinita su suolo alla Winkler

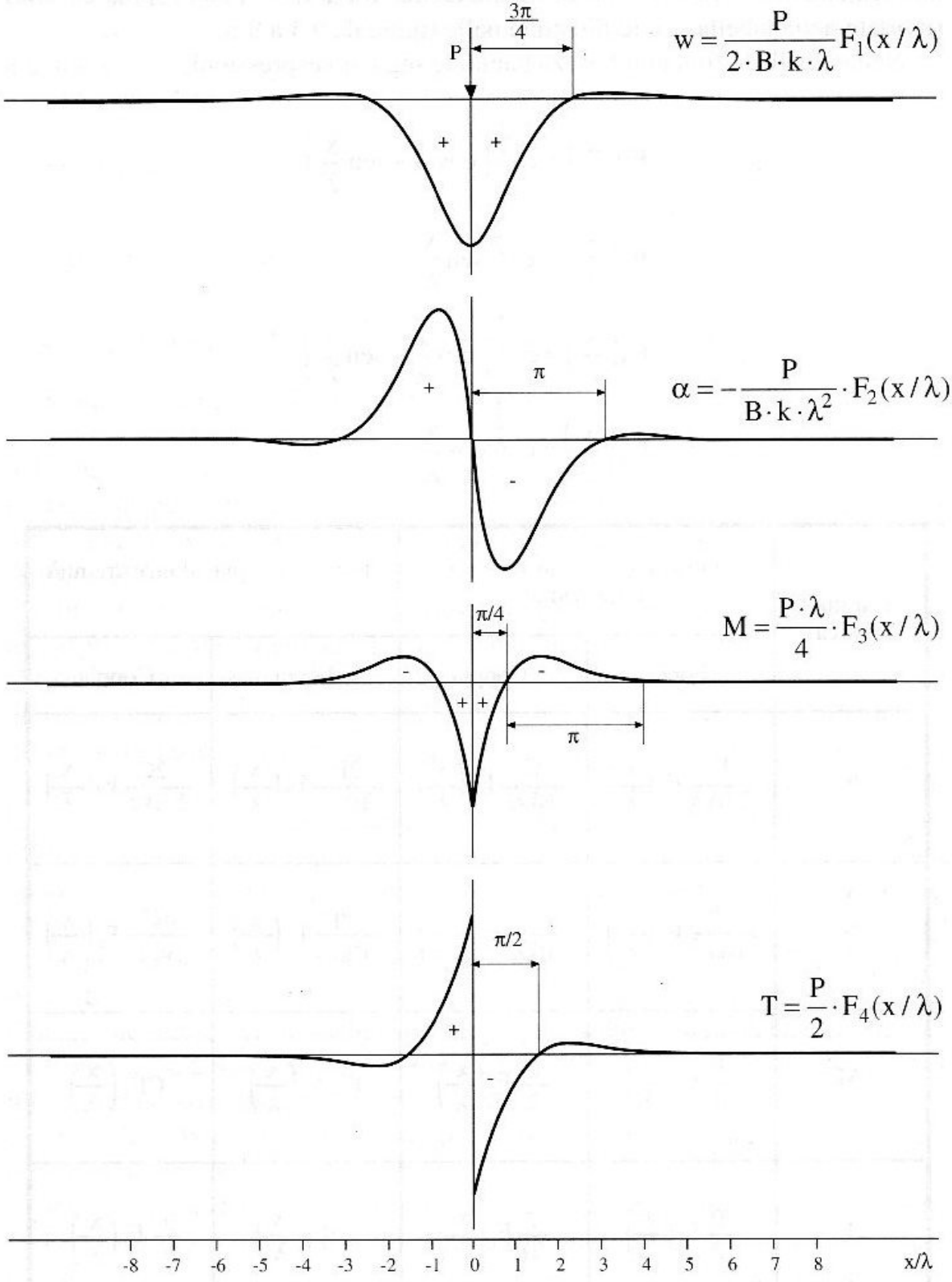


Fig. 9.3. Soluzioni per la trave di lunghezza infinita su suolo alla Winkler, caricata in una sezione qualsiasi da una forza concentrata

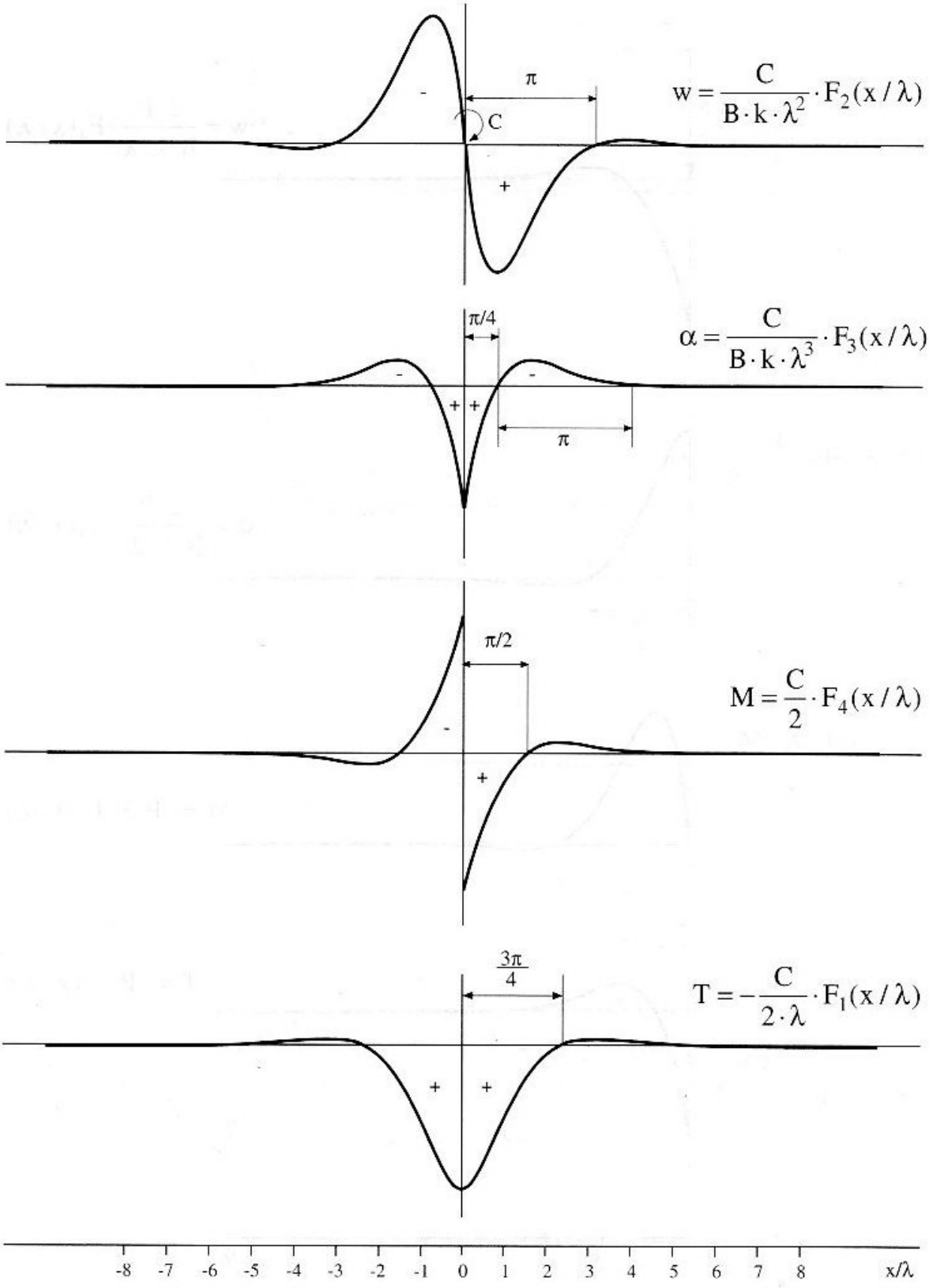


Fig. 9.4. Soluzioni per la trave di lunghezza infinita su suolo alla Winkler, caricata in una sezione qualsiasi da una coppia concentrata

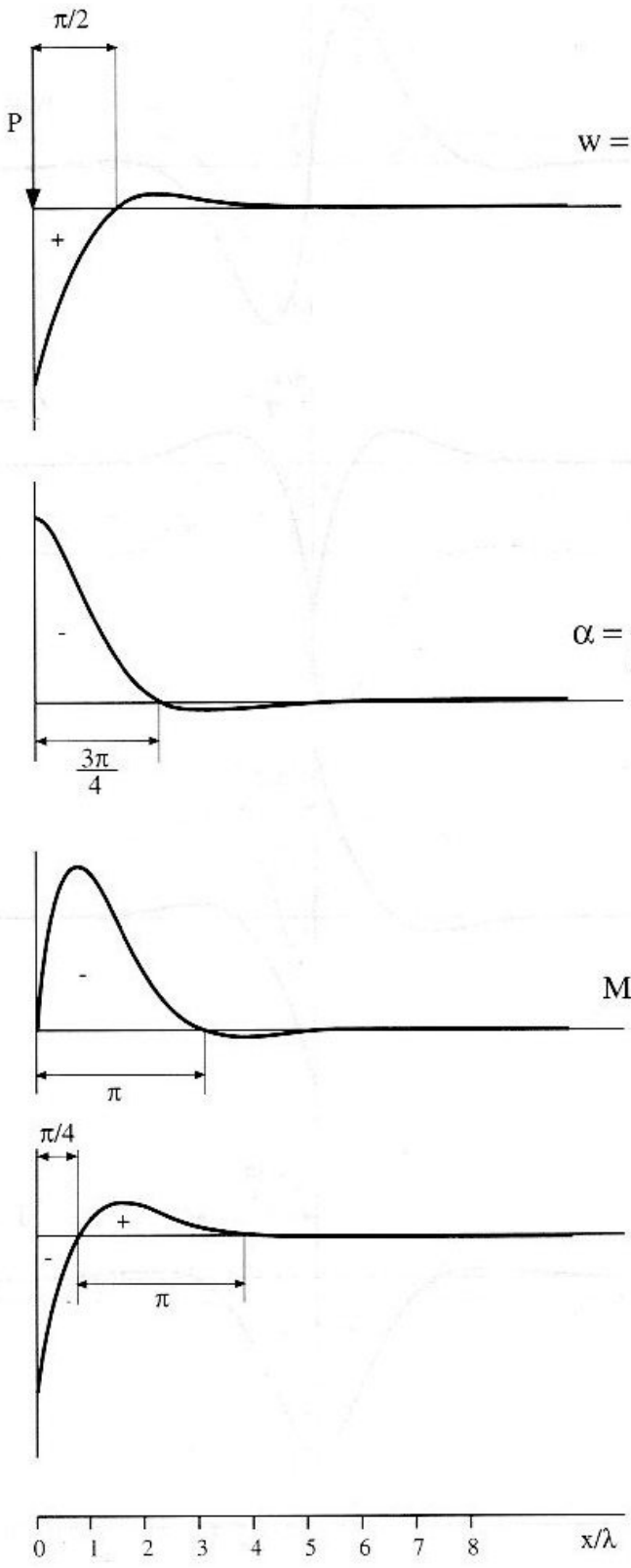


Fig. 9.5. Soluzioni per la trave di lunghezza infinita su suolo alla Winkler, caricata in una estremità da una forza concentrata

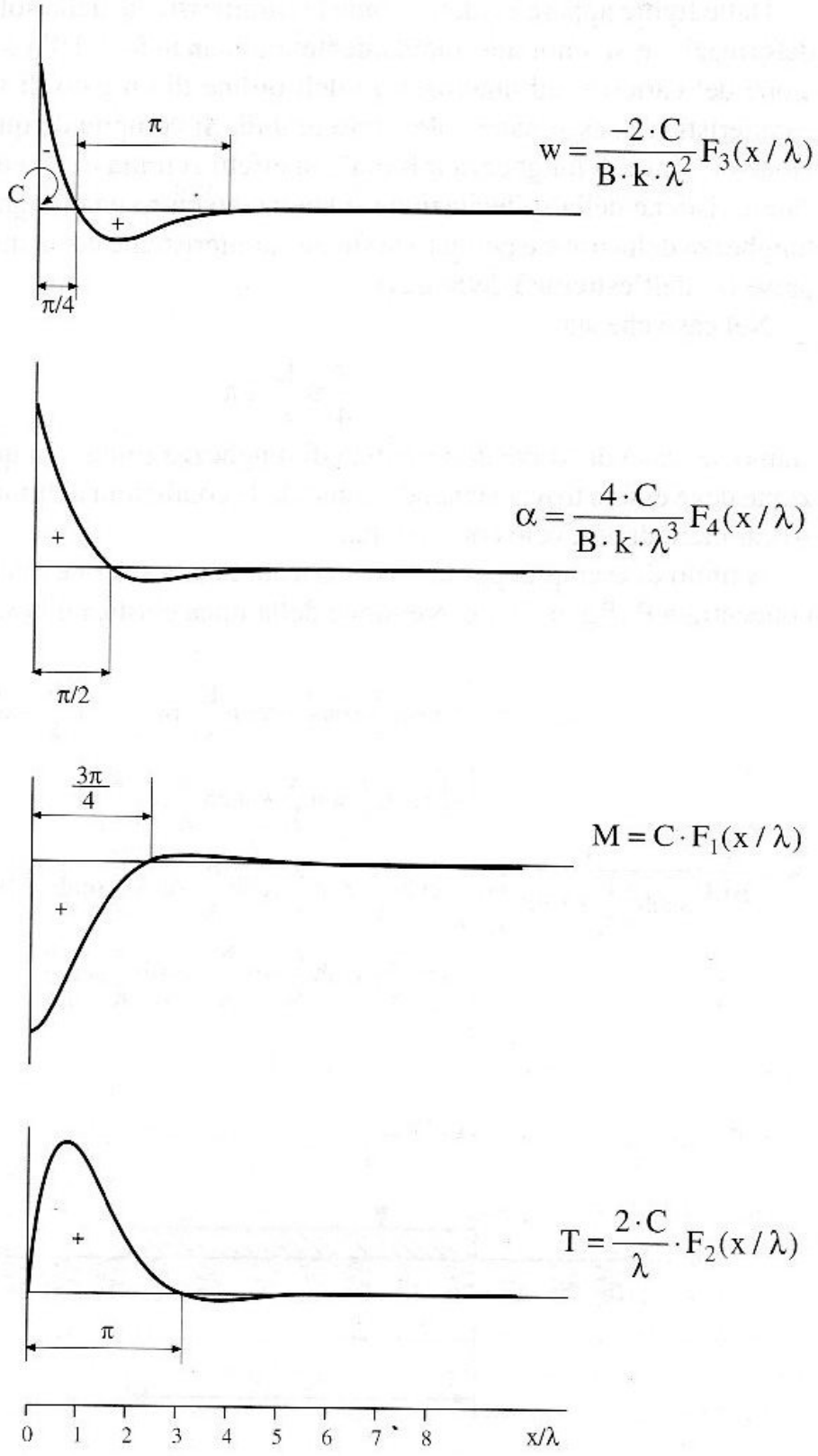


Fig. 9.6. Soluzioni per la trave di lunghezza infinita su suolo alla Winkler, caricata in una estremità da una coppia concentrata

Dalle figure appare evidente come le caratteristiche della sollecitazione e della deformazione si smorzino rapidamente allontanandosi dalla sezione di applicazione del carico e, ad una distanza dell'ordine di un paio di volte la lunghezza caratteristica λ, assumano valori trascurabili. Si comprende quindi la denominazione di "trave di lunghezza infinita"; in effetti si tratta di una trave nella quale le caratteristiche della sollecitazione si smorzano entro una lunghezza minore della lunghezza della trave e pertanto le stesse caratteristiche non sono influenzate dalla presenza dell'estremità della trave.

Nel caso che sia

$$\frac{\pi}{4} \leq \frac{L}{\lambda} \leq \pi$$

siamo nel caso di "trave deformabile di lunghezza finita". In questo caso la soluzione deve essere trovata tenendo conto delle condizioni ai limiti, ed assume spesso carattere di notevole complessità.

A titolo di esempio, per la trave caricata in una sezione qualsiasi da una forza concentrata P (fig. 9.7), l'espressione della linea elastica è la seguente:

$$w = \frac{P}{Bk\lambda} \frac{1}{\operatorname{senh}^2 \frac{L}{\lambda} - \operatorname{sen}^2 \frac{L}{\lambda}} \left\{ \begin{array}{l} 2\cosh\frac{x}{\lambda}\cos\frac{x}{\lambda}\left(\operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\cos\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda} - \operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\cosh\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda}\right) \\ +\left(\cosh\frac{x}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda} + \operatorname{senh}\frac{x}{\lambda}\cos\frac{x}{\lambda}\right)\times \\ \left[\begin{array}{l} \operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{sen}\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda} - \cos\frac{a}{\lambda}\operatorname{senh}\frac{b}{\lambda}\right) + \\ \operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{senh}\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda} - \cosh\frac{a}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{b}{\lambda}\right) \end{array}\right] \end{array} \right\}$$

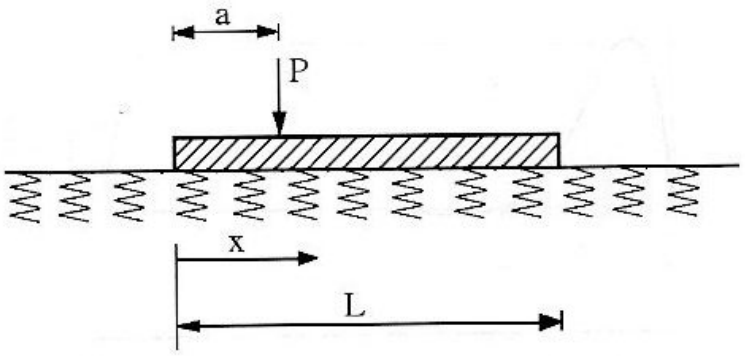


Fig. 9.7. Trave di lunghezza finita sul suolo alla Winkler

La corrispondente espressione del momento flettente è:

$$M = \frac{P\lambda}{2}\frac{1}{\operatorname{senh}^2\frac{L}{\lambda}+\operatorname{sen}^2\frac{L}{\lambda}}\left\{\begin{array}{l} 2\operatorname{senh}\frac{x}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}\left(\operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\cos\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda}-\operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\cosh\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda}\right) \\ +\left(\cosh\frac{x}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}-\operatorname{senh}\frac{x}{\lambda}\cos\frac{x}{\lambda}\right)\times \\ \left[\begin{array}{l}\operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{sen}\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda}-\cos\frac{a}{\lambda}\operatorname{senh}\frac{b}{\lambda}\right)+ \\ \operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{senh}\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda}-\cosh\frac{a}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{b}{\lambda}\right)\end{array}\right] \end{array}\right\}$$

e quella dello sforzo di taglio:

$$T = \frac{P}{\operatorname{senh}^2\frac{L}{\lambda}+\operatorname{sen}^2\frac{L}{\lambda}}\left\{\begin{array}{l} \left(\cosh\frac{x}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}+\operatorname{senh}\frac{x}{\lambda}\cos\frac{x}{\lambda}\right)\times \\ \left(\operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\cos\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda}-\operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\cosh\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda}\right)+ \\ \operatorname{senh}\frac{x}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{x}{\lambda}\left[\begin{array}{l}\operatorname{senh}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{sen}\frac{a}{\lambda}\cosh\frac{b}{\lambda}-\cos\frac{a}{\lambda}\operatorname{senh}\frac{b}{\lambda}\right) \\ +\operatorname{sen}\frac{L}{\lambda}\left(\operatorname{senh}\frac{a}{\lambda}\cos\frac{b}{\lambda}-\cosh\frac{a}{\lambda}\operatorname{sen}\frac{b}{\lambda}\right)\end{array}\right] \end{array}\right\}$$

Queste equazioni possono essere espresse nella forma:

$$w = \frac{P}{Bk\lambda}A'; \qquad M = P\frac{\lambda}{2}B'; \qquad T = PC' \tag{9.6}$$

nelle quali i termini A', B' e C' risultano funzione di x/λ, L/λ, a/λ. Alcuni valori di tali termini sono riportati nella tabella 9.2.

Le (9.6) valgono per $x < a$, e cioè per le sezioni a sinistra del punto di applicazione della forza. Per $x > a$, le stesse equazioni potranno essere usate a patto di sostituire a con $(b = L - a)$, ed x con $(L - x)$. Nella tabella 9.2 di ciò è già stato tenuto conto, e pertanto i valori riportati sono validi sia per $x < a$, sia per $x > a$.

Per condizioni di carico più complesse, e comunque per evitare fastidiose calcolazioni manuali, risulta conveniente ricorrere direttamente ad una soluzione numerica con il metodo delle differenze finite oppure degli elementi finiti; in materia esistono ormai molti programmi di calcolo, ed i principali programmi di analisi strutturale, come ad esempio il SAP, contengono questa opzione.

L/λ = 1

a/L = 0

x/l	A'	B'	C'
0,0	4,0378	0,0000	0,0000
0,0	4,0378	0,0000	-1,0000
0,1	3,4176	-0,1616	-0,6272
0,2	2,8004	-0,2550	-0,3163
0,3	2,1883	-0,2923	-0,0669
0,4	1,5820	-0,2858	0,1214
0,5	0,9814	-0,2477	0,2496
0,6	0,3856	-0,1900	0,3179
0,7	-0,2062	-0,1245	0,3268
0,8	-0,7957	-0,0631	0,2767
0,9	-1,3839	-0,0177	0,1677
1,0	-1,9716	0,0000	0,0000

a/L = 0,1

x/L	A'	B'	C'
0,0	3,4176	0,0000	0,0000
0,1	2,9295	0,0325	0,3173
0,1	2,9295	0,0325	-0,6826
0,2	2,4413	-0,0763	-0,4141
0,3	1,9546	-0,1363	-0,1943
0,4	1,4706	-0,1572	-0,0230
0,5	0,9896	-0,1487	0,0999
0,6	0,5116	-0,1205	0,1749
0,7	0,0360	-0,0819	0,2023
0,8	-0,4379	-0,0427	0,1822
0,9	-0,9110	-0,0122	0,1147
1,0	-1,3839	0,0000	0,0000

a/L = 0,2

x/L	A'	B'	C'
0,0	2,8004	0,0000	0,0000
0,1	2,4413	0,0268	0,2620
0,2	2,0816	0,1024	0,4882
0,2	2,0816	0,1024	-0,5117
0,3	1,7204	0,0197	-0,3216
0,4	1,3587	-0,0286	-0,1676
0,5	0,9976	-0,0497	-0,0598
0,6	0,6375	-0,0509	-0,0318
0,7	0,2783	-0,0394	-0,0776
0,8	-0,0800	-0,0222	-0,0875
0,9	-0,4379	-0,0067	-0,0616
1,0	-0,7957	0,0000	0,0000

a/L = 0,3

x/L	A'	B'	C'
0,0	2,1883	0,0000	0,0000
0,1	1,9546	0,0211	0,2071
0,2	1,7204	0,0813	0,3909
0,3	1,4845	0,1759	0,5511
0,3	1,4845	0,1759	-0,4488
0,4	1,2457	0,1001	-0,3122
0,5	1,0048	0,0493	-0,1997
0,6	0,7629	0,0186	-0,1113
0,7	0,5207	0,0032	-0,0471
0,8	0,2783	-0,0017	-0,0072
0,9	0,0360	-0,0012	0,0085
1,0	-0,2062	0,0000	0,0000

a/L = 0,4

x/L	A'	B'	C'
0,0	1,5820	0,0000	0,0000
0,1	1,4706	0,0154	0,1526
0,2	1,3587	0,0603	0,2941
0,3	1,2457	0,1323	0,4243
0,4	1,1299	0,2292	0,5431
0,4	1,1299	0,2292	-0,4568
0,5	1,0102	0,1488	-0,3497
O,6	0,8875	0,0885	-0,2548
0,7	0,7629	0,0460	-0,1723
0,8	0,6375	0,0187	-0,1023
0,9	0,5116	0,0042	-0,0448
1,0	0,3856	0,0000	0,0000

a/L = 0,5

x/L	A'	B'	C'
0,0	0,9814	0,0000	0,0000
0,1	0,9896	0,0098	0,0985
0,2	0,9976	0,0394	0,1979
0,3	1,0048	0,0890	0,2980
0,4	1,0102	0,1587	0,3988
0,5	1,0124	0,2486	0,4999
0,5	1,0124	0,2486	-0,4999
0,6	1,0102	0,1587	-0,3988
0,7	1,0048	0,0890	-0,2980
0,8	0,9976	0,0394	-0,1979
0,9	0,9896	0,0098	0,0985
1,0	0,9814	0,0000	0,0000

Tab. 9.2. Coefficienti A', B', C' (eq. 9.6) per la trave di lunghezza finita su suolo alla Winkler

L/λ = 2							
a/L = 0				**a/L = 0,1**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	2,2751	0,0000	0,0000	0,0	1,8262	0,0000	0,0000
0,0	2,2751	0,0000	-0,9999	0,1	1,5284	0,0690	0,3354
0,1	1,8262	-0,3150	-0,5900	0,1	1,5284	0,0690	-0,6645
0,2	1,4015	-0,4837	-0,2678	0,2	1,2296	-0,1395	-0,3887
0,3	1,0148	-0,5401	-0,0269	0,3	0,9412	-0,2497	-0,1719
0,4	0,6708	-0,5150	0,1409	0,4	0,6724	-0,2845	-0,0109
0,5	0,3675	-0,4360	0,2441	0,5	0,4259	-0,2654	0,0985
0,6	0,0990	-0,3273	0,2903	0,6	0,2005	-0,2120	0,1608
0,7	-0,1433	-0,2105	0,2855	0,7	-0,0080	-0,1424	-0,1798
0,8	-0,3688	-0,1051	0,2340	0,8	-0,2051	-0,0735	0,1584
0,9	-0,5856	-0,0291	0,1385	0,9	-0,3963	-0,0209	0,0982
1,0	-0,7998	0,0000	0,0000	1,0	-0,5856	0,0000	0,0000
a/L = 0,2				**a/L = 0,3**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	1,4015	0,0000	0,0000	0,0	1,0148	0,0000	0,0000
0,1	1,2296	0,0537	0,2631	0,1	0,9412	0,0396	0,1956
0,2	1,0526	0,2058	0,4915	0,2	0,8640	0,1545	0,3762
0,2	1,0526	0,2058	-0,5084	0,3	0,7739	0,3384	0,5403
0,3	0,8640	0,0421	-0,3166	0,3	0,7739	0,3384	-0,4596
0,4	0,6715	-0,0525	-0,1631	0,4	0,6617	0,1841	-0,3156
0,5	0,4829	-0,0934	-0,0477	0,5	0,5344	0,0826	-0,1959
0,6	0,3015	-0,0956	0,0305	0,6	0,4002	0,0239	-0,1023
0,7	0,1276	-0,0737	0,0733	0,7	0,2638	-0,0028	-0,0359
0,8	-0,0404	-0,0415	0,0820	0,8	0,1276	-0,0084	0,0031
0,9	-0,2051	-0,0125	0,0574	0,9	-0,0080	-0,0039	0,0151
1,0	-0,3688	0,0000	0,0000	1,0	-0,1433	0,0000	0,0000
a/L = 0,4				**a/L = 0,5**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	0,6708	0,0000	0,0000	0,0	0,3675	0,0000	0,0000
0,1	0,6724	0,0268	0,1343	0,1	0,4259	0,0154	0,0793
0,2	0,6715	0,1074	0,2688	0,2	0,4829	0,0650	0,1703
0,3	0,6617	0,2417	0,4023	0,3	0,5344	0,1531	0,2721
0,4	0,6322	0,4289	0,5322	0,4	0,5733	0,2840	0,3832
0,4	0,6322	0,4289	-0,4677	0,5	0,5892	0,4605	0,4999
0,5	0,5733	0,2663	-0,3467	0,5	0,5892	0,4605	-0,4999
0,6	0,4298	0,1495	-0,2398	0,6	0,5733	0,2840	-0,3832
0,7	0,4002	0,0721	-0,1504	0,7	0,5344	0,1531	-0,2721
0,8	0,3015	0,0266	-0,0801	0,8	0,4829	0,0650	-0,1703
0,9	0,2005	0,0053	-0,0299	0,9	0,4259	0,0154	-0,0793
1,0	0,0990	0,0000	0,0000	1,0	0,3675	0,0000	0,0000

Tab. 9.2. Coefficienti A', B', C' (eq. 9.6) per la trave di lunghezza finita su suolo alla Winkler

L/λ = 3							
a/L = 0				a/L = 0,1			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	2,0131	0,0000	0,0000	0,0	1,4283	0,0000	0,0000
0,0	2,0131	0,0000	0,0000	0,1	1,1343	0,1197	0,3845
0,1	1,4283	-0,4366	-0,4849	0,1	0,1343	0,1197	-0,6154
0,2	0,9182	-0,6151	-0,1353	0,2	0,8336	-0,1564	-0,3203
0,3	0,5164	-0,6265	0,0769	0,3	0,5589	-0,2822	-0,1125
0,5	0,0327	-0,4181	0,2223	0,5	0,1623	-0,2701	-0,0930
0,6	-0,0853	-0,2858	0,2128	0,6	0,0393	-0,2037	0,1222
0,7	-0,1517	-0,1680	0,1762	0,7	-0,0470	-0,1296	0,1203
0,8	-0,1874	-0,0771	0,1248	0,8	-0,1099	-0,0636	0,0963
0,9	-0,2087	-0,0198	0,0652	0,9	-0,1611	-0,0173	0,0555
1,0	-0,2260	0,0000	0,0000	1,0	-0,2087	0,0000	0,0000
a/L = 0,2				a/L = 0,3			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	0,9182	0,0000	0,0000	0,0	0,5164	0,0000	0,0000
0,1	0,8336	0,0801	0,2629	0,1	0,5589	0,0477	0,1613
0,2	0,7324	0,3101	0,4986	0,2	0,5913	0,1960	0,3340
0,2	0,7324	0,3101	-0,5013	0,3	0,5869	0,4501	0,5125
0,3	0,5913	0,0712	-0,3019	0,3	0,5869	0,4501	-0,4874
0,4	0,4359	-0,0614	-0,1479	0,4	0,5178	0,2089	-0,3202
0,5	0,2903	-0,1154	-0,0394	0,5	0,4097	0,0602	-0,1805
0,6	0,1647	-0,1168	0,0283	0,6	0,2897	-0,0147	-0,0755
0,7	0,0596	-0,0883	0,0614	0,7	0,1715	-0,0375	-0,0065
0,8	-0,0295	-0,0488	0,0657	0,8	0,0596	-0,0294	0,0280
0,9	-0,1099	-0,0145	0,0446	0,9	-0,0470	-0,0105	0,0298
1,0	-0,1874	0,0000	0,0000	1,0	-0,1517	0,0000	0,0000
a/L = 0,4				a/L = 0,5			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	0,2260	0,0000	0,0000	0,0	0,0327	0,0000	0,0000
0,1	0,3335	0,0235	0,0830	0,1	0,1623	0,0068	0,0292
0,2	0,4359	0,1071	0,1996	0,2	0,2903	0,0428	0,0972
0,3	0,5178	0,2688	0,3435	0,3	0,4097	0,1310	0,2026
0,4	0,5499	0,5230	0,5054	0,4	0,5045	0,2926	0,3407
0,4	0,5499	0,5230	-0,4945	0,5	0,5452	0,5442	0,4999
0,5	0,5045	0,2749	-0,3346	0,5	0,5452	0,5442	-0,4999
0,6	0,4081	0,1169	-0,1969	0,6	0,5045	0,2926	-0,3407
0,7	0,2897	0,0320	-0,0919	0,7	0,4097	0,1310	-0,2026
0,8	0,1647	-0,0007	-0,0237	0,8	0,2903	0,0428	-0,0972
0,9	0,0393	-0,0039	0,0068	0,9	0,1623	0,0068	-0,0292
1,0	-0,0853	0,0000	0,0000	1,0	0,0327	0,0000	0,0000

Tab. 9.2. Coefficienti A', B', C' (eq. 9.6) per la trave di lunghezza finita su suolo alla Winkler

L/λ = 4							
a/L = 0				**a/L = 0,1**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	2,0015	0,0000	0,0000	0,0	1,2351	0,0000	0,0000
0,0	2,0015	0,0000	-1,0000	0,1	0,9451	0,1823	0,4366
0,1	1,2351	-0,5218	-0,3559	0,1	0,9451	0,1823	-0,5633
0,2	0,6251	-0,6441	0,0095	0,2	0,6313	-0,1337	-0,2480
0,3	0,2158	-0,5610	0,1711	0,3	0,3550	-0,2468	-0,0529
0,4	-0,0157	-0,4040	0,2059	0,4	0,1546	-0,2441	0,0462
0,5	-0,1180	-0,2485	0,1757	0,5	0,0310	-0,1899	0,0810
0,6	-0,1397	-0,1288	0,1222	0,6	-0,0321	-0,1241	0,0791
0,7	-0,1190	-0,0526	0,0695	0,7	-0,0552	-0,0676	0,0606
0,8	-0,0805	-0,0140	0,0293	0,8	-0,0562	-0,0281	0,0378
0,9	-0,0367	-0,0011	0,0058	0,9	-0,0477	-0,0064	0,0169
1,0	0,0076	0,0000	0,0000	1,0	-0,0367	0,0000	0,0000
a/L = 0,2				**a/L = 0,3**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	0,6251	0,0000	0,0000	0,0	0,2158	0,0000	0,0000
0,1	0,6313	0,1004	0,2516	0,1	0,3550	0,0420	0,1143
0,2	0,6001	0,4020	0,5003	0,2	0,4777	0,1972	0,2820
0,2	0,6001	0,4020	-0,4996	0,3	0,5333	0,5036	0,4877
0,3	0,4777	0,0928	-0,2815	0,3	0,5333	0,5036	-0,5122
0,4	0,3216	-0,0642	-0,1216	0,4	0,4658	0,1769	-0,3089
0,5	0,1832	-0,1179	-0,0217	0,5	0,3377	-0,0021	-0,1474
0,6	0,0811	-0,1119	0,0298	0,6	0,2075	-0,0731	-0,0388
0,7	0,0140	-0,0791	0,0478	0,7	0,0988	-0,0771	0,0215
0,8	-0,0277	-0,0410	0,0444	0,8	0,0140	-0,0488	0,0434
0,9	-0,0562	-0,0116	0,0273	0,9	-0,0552	-0,0156	0,0349
1,0	-0,0805	0,0000	0,0000	1,0	-0,1190	0,0000	0,0000
a/L = 0,4				**a/L = 0,5**			
x/l	A'	B'	C'	x/L	A'	B'	C'
0,0	-0,0157	0,0000	0,0000	0,0	-0,1180	0,0000	0,0000
0,1	0,1546	0,0065	0,0277	0,1	0,0310	-0,0109	-0,0174
0,2	0,3216	0,0625	0,1233	0,2	0,1832	-0,0118	0,0252
0,3	0,4658	0,2208	0,2821	0,3	0,3377	0,0459	0,1295
0,4	0,5354	0,5263	0,4862	0,4	0,4747	0,2113	0,2932
0,4	0,5354	0,5263	-0,5137	0,5	0,5399	0,5269	0,4999
0,5	0,4747	0,1993	-0,3080	0,5	0,5399	0,5269	-0,4999
0,6	0,3461	0,0224	-0,1427	0,6	0,4747	0,2113	-0,2932
0,7	0,2075	-0,0438	-0,0322	0,7	0,3377	0,0459	-0,1295
0,8	0,0811	-0,0434	0,0249	0,8	0,1832	-0,0118	-0,0252
0,9	-0,0321	-0,0166	0,0344	0,9	0,0310	-0,0109	0,0174
1,0	-0,1397	0,0000	0,0000	1,0	-0,1180	0,0000	0,0000

Tab. 9.2. Coefficienti A', B', C' (eq. 9.6) per la trave di lunghezza finita su suolo alla Winkler

9.3.3. *Determinazione di k*

Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, o meglio ad un liquido di peso specifico k nel quale la fondazione galleggi.

In effetti, il coefficiente di reazione del terreno è, per definizione, il rapporto fra carico e cedimento. In un terreno reale, come abbiamo visto, il cedimento dipende oltre che dai valori del carico e dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo. E' evidente, quindi, che il coefficiente di reazione del terreno k non è una proprietà del terreno, e quindi non ha alcun senso fornirne valori tipici per tipo di terreno.

L'uso del metodo di Winkler nelle applicazioni richiede pertanto un'attenta valutazione di un appropriato valore di k da adottare, caso per caso, in funzione di fattori quali il modello di sottosuolo e la dimensione e forma della fondazione.

L'approccio più razionale a questo problema consiste nel calcolare il cedimento w della fondazione in progetto, adottando il metodo più appropriato per la particolare situazione in esame e quindi facendo uso di tutte le informazioni acquisite attraverso le indagini geotecniche in sito e/o in laboratorio, e nel valutare k come rapporto fra il carico unitario medio p ed il cedimento w. Così operando si tiene conto al meglio di tutti i fattori significativi (che sono, lo ripetiamo, forma e dimensioni della fondazione, carichi agenti, costituzione del sottosuolo, natura e caratteristiche dei terreni di fondazione).

In caso di sottosuolo omogeneo, sono possibili valutazioni più semplici, anche se di prima approssimazione, del valore di k.

Ad esempio, per un mezzo elastico omogeneo il cedimento di una fondazione di larghezza B soggetta ad un carico unitario p può essere espresso:

$$w = \frac{pB}{E}\left(1 - v^2\right)I$$

dove I è un coefficiente il cui valore dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile. In via di prima approssimazione può porsi:

$$w \approx \frac{pB}{E_{ed}}$$

e quindi, essendo k = p/w, si ottiene:

$$k = \frac{E_{ed}}{B}$$

Così operando la stima di k viene ricondotta alla stima di un valore medio equivalente del modulo di compressione edometrica, che è certo possibile per un ingegnere geotecnico.

Alternativamente si potrà fare ricorso al valore di k determinato con prove di

carico su piastre standard di forma quadrata o circolare con lato o diametro di 30 cm; a tale valore si assegnerà il simbolo k_1. Avendo fissato la forma e le dimensioni della piastra, il valore di k_1 dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione; ha quindi senso assumere per esso valori tipici, dipendenti solo dal tipo di terreno.

Si noti che non si sta suggerendo di eseguire realmente prove di carico su piastra, che sono assai onerose, soprattutto in fase di progetto. Si vuole solo mettere in evidenza che i valori tipici del coefficiente di reazione del terreno, che sono forniti ad esempio da manuali e testi, sono riferiti ad una piastra di dimensioni e forma standardizzate e pertanto, prima di essere usati per l'analisi di una fondazione di forma e dimensioni diverse, devono essere opportunamente modificati.

Valori tipici di k_1 sono elencati nella tabella 9.3 per terreni coesivi sovraconsolidati e nella tabella 9.4 per terreni incoerenti.

Consistenza	Compatta (c_u = 50÷100 kPa)	Molto compatta (c_u = 100÷200 kPa)	Dura (c_u > 200 kPa)
Campo	18 ÷ 35	35 ÷ 70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

Tab. 9.3. Valori tipici di k_1 (N/cm^3) per terreni coesivi.
Per estrapolare alla fondazione, v. eq. (9.7)

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350
Non satura	Valore consigliato	15	50	175
Satura	Valore consigliato	10	30	110

Tab. 9.4. Valori tipici di k_1 (N/cm^3) per terreni incoerenti.
Per estrapolare alla fondazione, v. eq. (9.8)

In prima approssimazione, e nel campo di profondità di interesse per una fondazione diretta, un terreno coesivo sovraconsolidato può essere assimilato ad un mezzo elastico omogeneo. Per un mezzo siffatto, il cedimento w_1 della piastra standard di lato b = 30 cm vale:

$$w_1 = \frac{pb}{E}\left(1-\nu^2\right)I_1$$

mentre il cedimento di una trave di fondazione di larghezza B vale:

$$w = \frac{pB}{E}\left(1-\nu^2\right)I$$

Si ha allora:

$$\frac{k}{k_1} = \frac{w_1}{w} = \frac{bI_1}{BI}$$

dalla quale, tenendo conto dei valori dei coefficienti I_1 (quadrato, cerchio) ed I (striscia indefinita), si ottiene:

$$k = k_1 \frac{b}{1{,}5B} \tag{9.7}$$

In un terreno incoerente, invece, per la crescita delle tensioni litostatiche e quindi per la diminuzione della deformabilità con la profondità, il cedimento cresce con una legge meno che lineare con la dimensione in pianta della fondazione, e tende ad un valore asintotico al tendere ad infinito della dimensione B.

Un comportamento di questo tipo può essere modellato con il cosiddetto "mezzo alla Gibson", e cioè il semispazio elastico con modulo di Young linearmente crescente con la profondità, o anche con uno strato elastico di spessore finito poggiante su di un substrato indeformabile.

Ai fini della valutazione di k utilizzeremo invece la nota relazione empirica suggerita da Terzaghi e Peck (1948):

$$w = w_1 \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2$$

che porta ad un valore asintotico di $w = 4w_1$ per B che tende all'infinito, e assume che non vi sia una significativa dipendenza del cedimento dalla forma in pianta della fondazione. Si ha allora:

$$k = k_1 \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2 \tag{9.8}$$

9.3.4. *Commenti*

Il metodo di Winkler è probabilmente il più diffuso fra i metodi per lo studio dell'interazione fra una fondazione ed il terreno. La sua popolarità, a giudizio di chi scrive, è legata soprattutto a motivi per così dire storici; esso, infatti, rappresentava in pratica l'unico strumento razionale disponibile fino agli anni '60. Al giorno d'oggi, con la disponibilità generalizzata di elevate potenzialità di calcolo numerico, la principale ragion d'essere del metodo di Winkler è forse venuta a mancare; tuttavia non cessa la sua popolarità.

In effetti il metodo, se usato con giudizio, nella maggior parte delle applicazioni fornisce risultati senz'altro accettabili. Rinviando al § 9.8 per una più ampia discussione comparativa dei limiti dei vari metodi disponibili, noteremo fin d'ora quanto segue:

- per una corretta applicazione del metodo di Winkler occorre una stima ragione-

vole del valore di k. Fortunatamente, i risultati del calcolo in termini di caratteristiche della sollecitazione non sono molto sensibili ai valori di k; pertanto non è indispensabile una valutazione molto accurata del parametro ma basta, appunto, una stima ragionevole. Purtroppo in molti trattati e manuali sono ancora elencati valori di k (quasi sempre erroneamente categorizzati per tipo di terreno) che, in genere, sono molto elevati. E' probabile che tali valori derivino da sperimentazioni su piastre di piccole dimensioni e quindi debbano piuttosto essere considerati alla stregua di valori di k_1;

- in presenza di carichi ripartiti il metodo di Winkler cade completamente in difetto. Basti pensare che, per una trave soggetta ad un carico uniformemente ripartito con intensità costante, il metodo conduce ad una distribuzione delle reazioni del terreno uguale ed opposta al carico, e quindi a caratteristiche della sollecitazione identicamente nulle in ogni sezione, e ciò indipendentemente dalla rigidezza della trave. Ciò è contrario all'esperienza che mostra, per il caso in questione, un'inflessione della trave e quindi il verificarsi di azioni flettenti non nulle;
- è preferibile non adoperare il modello per travi relativamente rigide ($L/\lambda \leq \pi/4$); in questi casi, infatti, come si vedrà in seguito, il metodo tende ad essere poco approssimato e per di più a svantaggio di sicurezza.

Molto spesso, per ovviare alle incertezze connesse ad un'esatta determinazione del valore di k, piuttosto che un singolo valore si preferisce assumere una fascia di valori, approfittando della non elevata sensibilità dei risultati ai valori di k, almeno in termini di caratteristiche della sollecitazione. Questo criterio di fascia, senz'altro razionale, non mette però necessariamente al sicuro da ogni eventualità. In particolare assai insidioso è il caso (peraltro non frequente) nel quale le caratteristiche del terreno (e quindi il valore di k) abbiano significative variazioni nella direzione dell'asse della trave.

In fig. 9.8 sono riportati alcuni risultati relativi ad una trave di lunghezza infinita, caricata ad intervalli regolari da forze concentrate e poggiante su di un sottosuolo caratterizzabile con un modello alla Winkler. Nel caso in cui il sottosuolo sia uniforme, i momenti flettenti che si generano nella trave per i carichi in esame non variano apprezzabilmente passando da un valore del coefficiente di reazione del terreno k ad un valore dieci volte minore (0,1 k) (fig. 9.8a, 9.8d). Se invece la variazione si verifica lungo tratti di lunghezza pari ad una o due campate della trave (fig. 9.8b, 9.8c), l'andamento ed i valori massimi del momento flettente ne risultano profondamente modificati.

Lo studio presentato trovò origine da un caso applicativo nel quale si temeva la presenza, casuale, di scavi localizzati riempiti con materiali di riporto più deformabili dei terreni naturali.

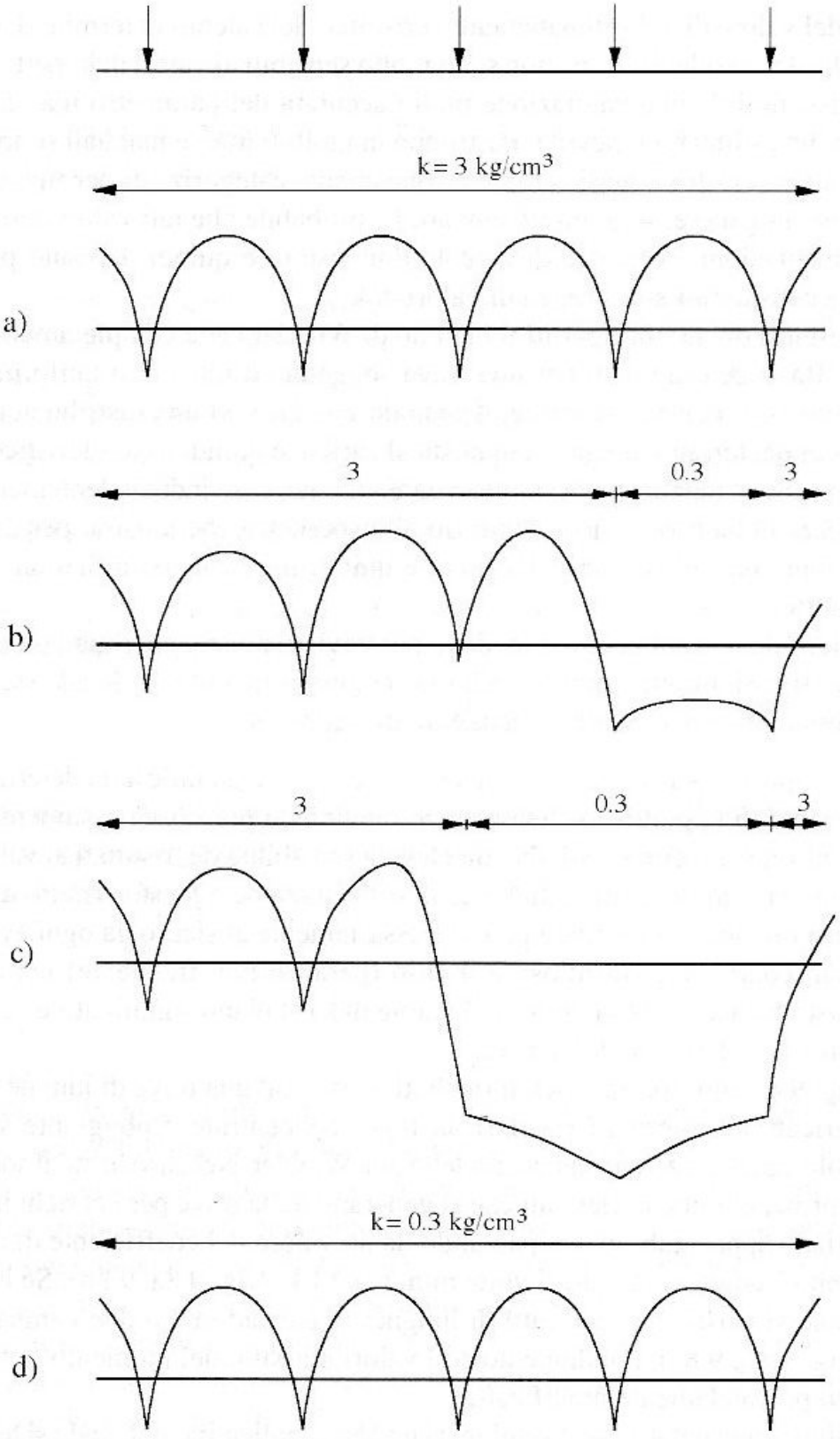


Fig. 9.8. Trave di fondazione su sottosuolo alla Winkler con k variabile lungo l'asse della trave

9.4. *Modelli derivati da quello di Winkler*

In un ben determinato periodo, che va in pratica dagli anni '30 agli anni '60 del ventesimo secolo, in molte parti del mondo si è verificato un notevole sforzo di ricerca per lo sviluppo di modelli del sottosuolo che cogliessero alcuni aspetti della realtà fisica che sfuggono al semplice modello di Winkler, pur continuando ad essere suscettibili di analisi con i mezzi allora a disposizione. Furono così sviluppati (fig. 9.9) i modelli di Filonenko-Borodich (1940), Hetenyi (1946), Grasshoff (1951), Pasternak (1954), Vlasov e Leont'ev (1966) e molti altri, spesso assai ingegnosi, per i quali la relazione (9.2) è esprimibile con un'equazione differenziale, e furono esplorate le relative soluzioni in diverse condizioni di contorno.

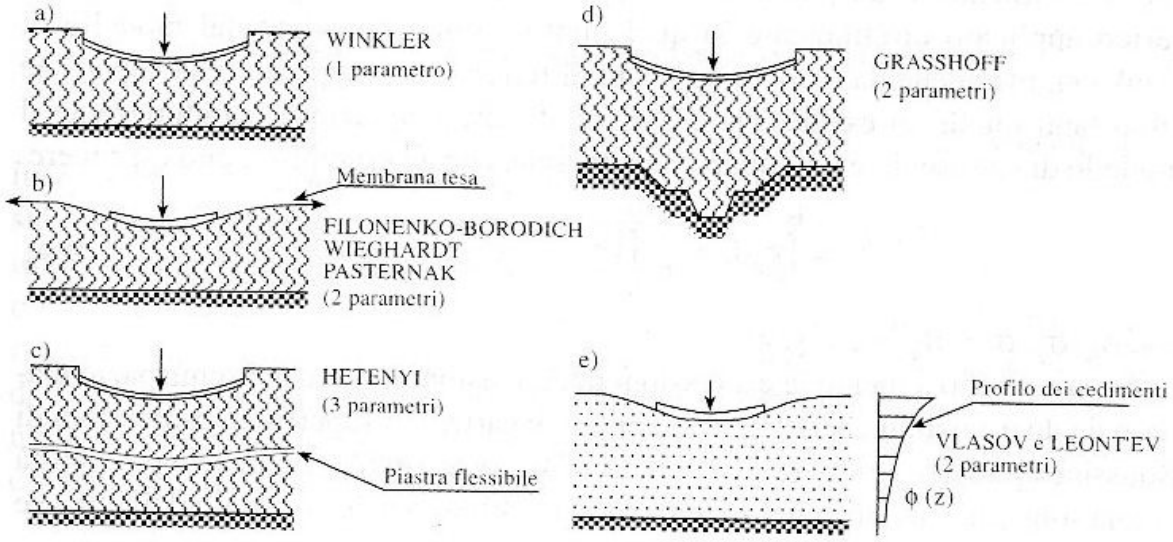


Fig. 9.9. Modelli di sottosuolo derivati da quello di Winkler

Al giorno d'oggi questo filone di ricerca appare completamente superato ed infatti esso è stato completamente abbandonato. In effetti i metodi in esame sono caratterizzati da due o più parametri, il cui significato fisico è ancora più incerto di quello del coefficiente di reazione del terreno k di Winkler; conseguentemente la determinazione dei valori di tali parametri appare molto problematica. Inoltre i metodi in questione appaiono oggi inutilmente macchinosi dal punto di vista analitico, e possono essere vantaggiosamente sostituiti con metodi di analisi numerica applicati a modelli nei quali il sottosuolo è trattato come un continuo deformabile.

9.5. *Metodo di Barden*

Il metodo di Barden (1962) adotta come modello di sottosuolo il semispazio ela-

stico, omogeneo ed isotropo, e risolve il problema dell'interazione con un procedimento di discretizzazione che può essere considerato appartenente alla famiglia dei metodi agli elementi di contorno (BEM: *Boundary Element Method)*. Il metodo viene qui illustrato essenzialmente ai fini didattici in quanto, come vedremo, il modello di semispazio elastico non riproduce in modo adeguato il comportamento dei terreni reali; tuttavia la trattazione del metodo di Barden consente di introdurre in forma semplice molti dei concetti che poi ritroveremo in metodi più avanzati.

Il primo concetto innovativo introdotto da Barden è, appunto, la continuità del mezzo con il quale si schematizza il terreno. Ciò ha un'importante conseguenza, della quale abbiamo già fatto cenno a proposito del calcolo dei cedimenti, e cioè che il cedimento in un punto della superficie del terreno dipende non solo dal carico applicato direttamente in quel punto (come ipotizzato dal modello di Winkler), ma anche dai carichi applicati al terreno in altri punti della superficie circostanti quello in esame. Da ciò discende che l'equazione caratterizzante il modello di sottosuolo è un'equazione integrale, che ad esempio si può esprimere:

$$w = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E}\int_0^H \left[\sigma_z - \nu\left(\sigma_x + \sigma_y\right)\right] dz \qquad (9.9)$$

con σ_x, σ_y, $\sigma_z = f[p(x), x, y, z]$.

Se si tengono a mente le espressioni delle tensioni indotte nel semispazio elastico da distribuzioni anche molto semplici di carichi in superficie (espressioni di Boussinesq e derivate, eq. (8.5), (8.9), (8.10)), appare evidente come la possibilità di una soluzione analitica del sistema integro-differenziale costituito dalla (9.1) e dalla (9.9) è molto remota. E' quindi giocoforza ricorrere a metodi numerici.

Per illustrare il metodo di Barden consideriamo (fig. 9.10) una trave di lunghezza L e larghezza B, con rigidezza flessionale E_fJ, poggiante sul piano limite di un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo e caricata da una forza concentrata F in una sezione a distanza x dall'estremità di sinistra della trave.

Dividendo l'area di contatto fra trave e semispazio in N areole rettangolari di lunghezza $l = L/N$ e di larghezza B, si può approssimare la distribuzione (continua) delle pressioni di contatto p(x) con un istogramma di N valori p_i, assumendo che in ciascuna areola i-esima la pressione sia costante.

Gli N valori di p_i devono soddisfare le condizioni di equilibrio:

$$lB\sum_{i=1}^{N} p_i = F \qquad lB\sum_{i=1}^{N} p_i x_i = Fx \qquad (9.10)$$

Le condizioni di congruenza, in termini discreti anziché continui, consisteranno nell'imporre che lo spostamento verticale v_i del punto i, di ascissa $x_i = (2i - 1)l/2$, considerato appartenente alla trave, coincida con lo spostamento verticale w_i dello

stesso punto considerato appartenente al semispazio.

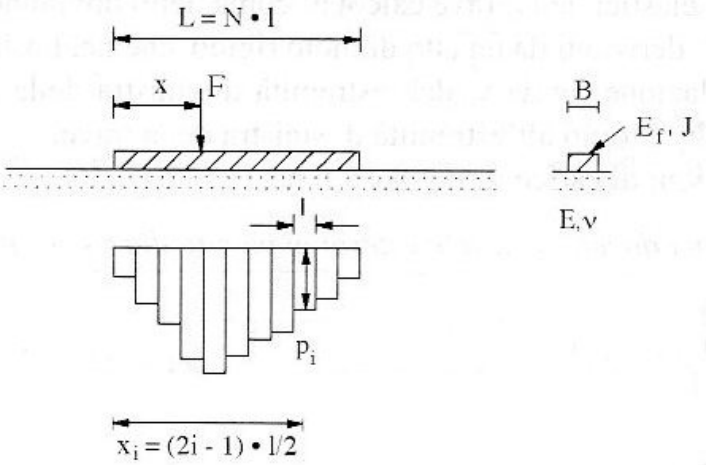


Fig. 9.10 Metodo di Barden; discretizzazione delle reazioni del terreno

Per calcolare lo spostamento v_i Barden fa ricorso al metodo del vincolo ausiliario. Considera cioè la trave vincolata con un arbitrario vincolo che la renda staticamente determinata (ad esempio, un incastro nell'estremo di sinistra, come in fig. 9.11) e su tale sistema statico semplice calcola gli spostamenti elastici v^I_i dovuti ai carichi esterni (noti) e quelli v^{II}_i dovuti alle reazioni del terreno, che risultano una combinazione lineare degli N valori incogniti di p_i. Come risulta dalla figura, sommando fra di loro i due sistemi la reazione vincolare risultante è nulla, perché sono soddisfatte le equazioni di equilibrio (9.10) e quindi il sistema dei carichi e delle reazioni del terreno ha risultante nulla.

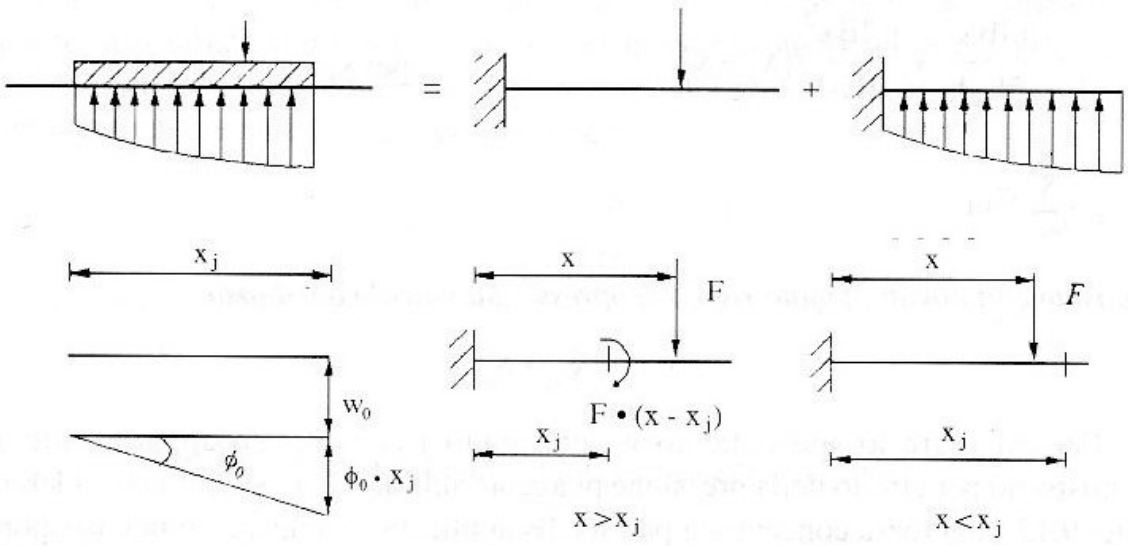


Fig. 9.11. Metodo di Barden; concetto di vincolo ausiliario e determinazione degli spostamenti dei punti considerati appartenenti alla trave

Il vincolo considerato ha soppresso due gradi di libertà cinematica del sistema. Agli spostamenti elastici della trave calcolati come detto dovranno quindi essere aggiunti quelli v^{III}_i derivanti da un atto di moto rigido, che nel nostro caso è costituito da una traslazione rigida v_o dell'estremità di sinistra della trave e da una rotazione rigida Φ_o attorno all'estremità di sinistra della trave.

Con le condizioni di carico di fig. 9.11 si ha:

Spostamenti elastici dovuti ai carichi esterni applicati alla trave vincolata

$$v'_j = \frac{Fx_j^3}{3E_fJ} + \frac{Fx_j^2}{2E_fJ}\left(x - x_j\right) \qquad \text{per } x_j < x$$

$$v'_j = \frac{Fx^3}{3E_fJ} + \frac{Fx^2}{2E_fJ}\left(x_j - x\right) \qquad \text{per } x_j > x$$

Spostamenti elastici dovuti alle reazioni del terreno applicate alla trave vincolata

Per sovrapposizione degli effetti, potremo calcolare lo spostamento come somma degli spostamenti provocati in un punto dalle p_i prese separatamente; considereremo le reazioni come forze concentrate di intensità p_i lB applicate nel baricentro delle areole elementari. Si ha:

$$v''_{i,j} = \frac{p_i lBx_j^3}{3E_fJ} + \frac{P_i lBx_j^2}{2E_fJ}\left(x - x_j\right) \qquad \text{per } x_j < x$$

$$v''_{i,j} = \frac{p_i lBx^3}{3E_fJ} + \frac{p_i lBx^2}{2E_fJ}\left(x_j - x\right) \qquad \text{per } x_j > x$$

$$v''_j = \sum_{i=1}^{N} v''_{i,j}$$

Spostamenti dovuti al moto rigido soppresso dal vincolo ausiliario

$$v'''_j = v_o + \phi_o x_j$$

Per calcolare lo spostamento w_{ij} nel punto j considerato appartenente al semispazio per effetto della pressione pi agente sull'areola i-esima, si considererà (fig. 9.12) una forza concentrata pari a p_ilB applicata al semispazio in corrispondenza del baricentro della stessa areola.

La teoria di Boussinesq (eq. 8.3) fornisce allora:

$$w_{i,j} = \frac{p_i l B\left(1-\nu^2\right)}{\pi E\left|x_i - x_j\right|} \tag{9.11}$$

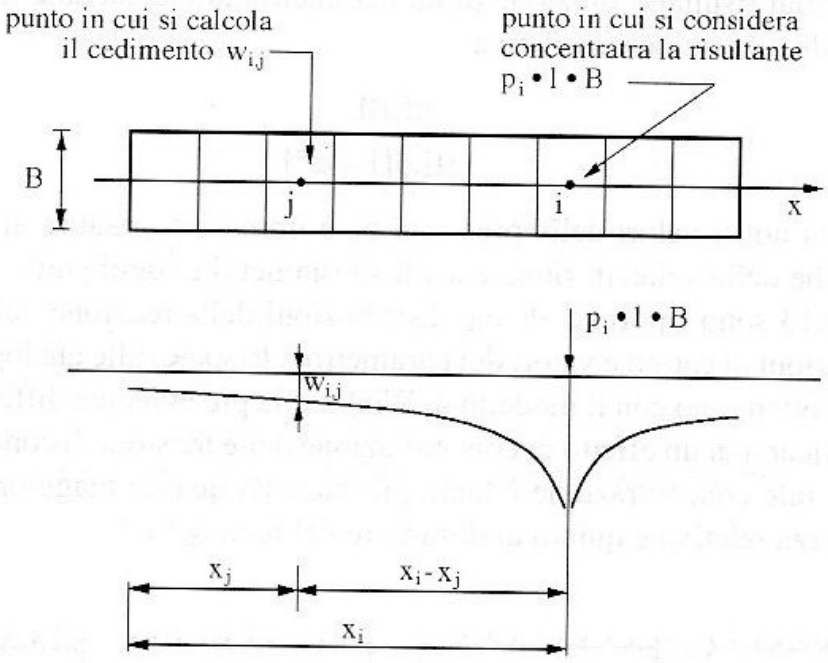


Fig. 9.12. Metodo di Barden; determinazione degli spostamenti dei punti considerati appartenenti al terreno

Per i = j questa espressione fornisce un valore infinito dello spostamento; in questo caso, infatti, non è ammissibile schematizzare la pressione agente sull'areola i-esima con una forza concentrata. Si ricorre allora alla formula che fornisce il cedimento di una piastra rettangolare rigida:

$$w_{i,i} = \frac{2,72 p_i l B\left(1-\nu^2\right)}{\pi E l} \tag{9.11'}$$

Si ottiene, in definitiva:

$$w_j = \sum_{i=1}^{N} w_{i,j}$$

E' ora possibile scrivere N equazioni di congruenza del tipo:

$$v_i = w_i$$

in ciascuna delle quali appare un termine noto (v'_i) e combinazioni lineari delle N + 2 incognite p_i, v_o e Φ_o. Tali equazioni, assieme alle due condizioni di equilibrio (9.10), forniscono un sistema di N + 2 equazioni lineari in N + 2 incognite.

Come è ovvio, il procedimento può essere facilmente applicato a condizioni di carico diverse dalla singola forza concentrata; per sovrapposizione degli effetti di condizioni di carico elementari possono essere ottenute soluzioni per distribuzioni di carichi qualsiasi.

Le soluzioni risultano funzione di un parametro adimensionale inversamente proporzionale alla rigidezza relativa:

$$t = \frac{\pi E B L^3}{32 E_f J (1 - \nu^2)}$$

Una volta noti i valori delle pressioni p_i, è immediato risalire ai valori delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti in ogni punto.

In fig. 9.13 sono riportate alcune distribuzioni della reazione del terreno per varie condizioni di carico e valori del parametro t. Rispetto alle analoghe distribuzioni che si ottengono con il modello di Winkler, la più evidente differenza consiste nel verificarsi di un effetto di concentrazione delle tensioni di contatto ai bordi della trave; tale concentrazione è tanto più marcata quanto maggiore è il valore della rigidezza relativa e quindi al diminuire del parametro t.

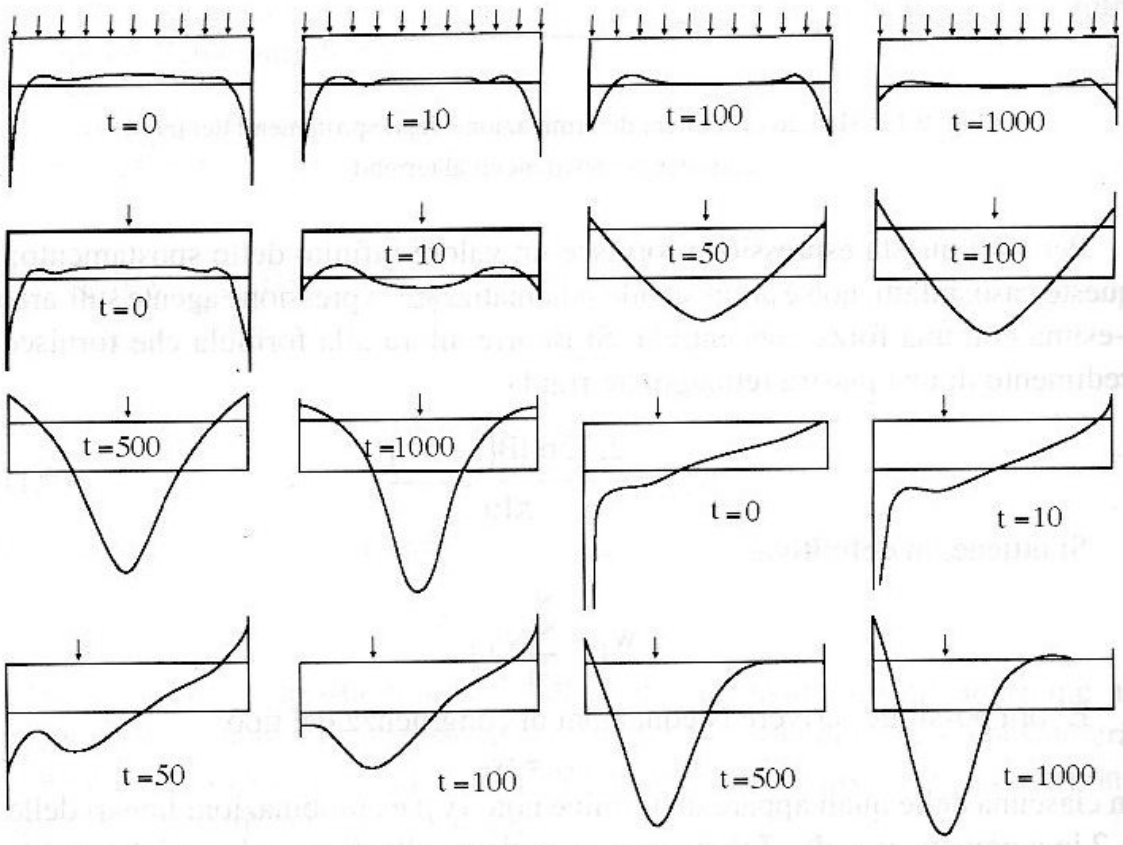


Fig. 9.13. Distribuzione della reazione del terreno per varie condizioni di carico e valori della rigidezza relativa

9.6. *Metodo di Kœnig e Sherif*

Il metodo di Kœnig e Sherif assume come modello di sottosuolo uno strato elastico di spessore finito H, poggiante su di un substrato indeformabile (fig. 9.14).

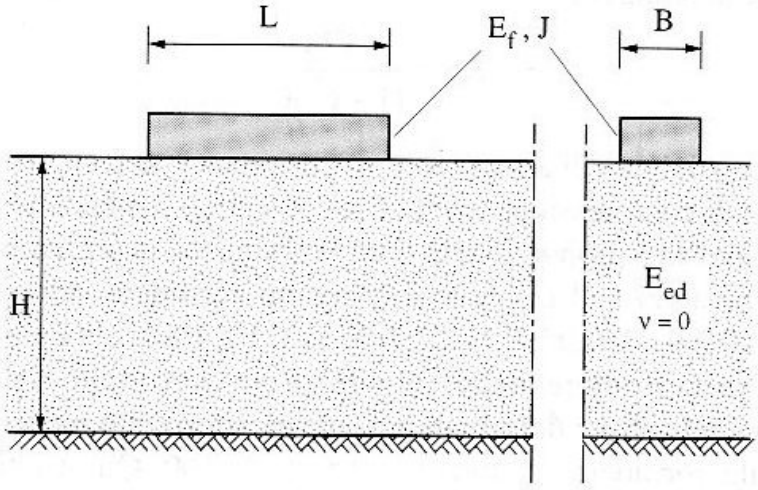


Fig. 9.14

Il metodo viene sviluppato in modo perfettamente analogo a quello di Barden, salvo a sostituire le espressioni (9.11) e (9.11'), relative al semispazio elastico, con analoghe espressioni che forniscano, appunto, il cedimento di uno strato di spessore finito. In proposito si fa ricorso alla cosiddetta approssimazione di Steinbrenner, secondo la quale il cedimento di un punto alla superficie di uno strato di spessore H, sotto l'azione di un determinato sistema di carichi, è approssimativamente uguale alla differenza fra i cedimenti dello stesso punto e di un punto a profondità H al di sotto di esso, considerati appartenenti al semispazio soggetto allo stesso sistema di carichi.

Così operando si ha il vantaggio di poter ancora utilizzare le espressioni in forma analitica chiusa di Boussinesq e derivate, e si ottiene un'approssimazione migliore del 5% salvo che per $H < B/2$.

Come è ovvio, il metodo di Kœnig e Sherif può essere agevolmente programmato su di un personal computer, per l'uso in pratica. Ad ogni modo gli AA. hanno pubblicato un'estesa tabellazione di risultati, ricca anche di esempi pratici e suggerimenti per le applicazioni (Kœnig e Sherif, 1975).

In tale manuale vengono considerati: forze e coppie concentrate e carichi uniformemente distribuiti con intensità costante; rapporti B/L fra le dimensioni in pianta della fondazione pari a 0,1; 0,15; 0,25; 0,5; 1; 2; 5 (in ogni caso, viene considerata flessione cilindrica secondo la direzione di L mentre la fondazione viene supposta rigida secondo la direzione di B).

La rigidezza relativa fondazione-terreno viene caratterizzata dal parametro:

$$KS = \frac{12E_f J}{EBL^3} \tag{9.12}$$

Si può verificare che fra i parametri di rigidezza relativa di Kœnig e Sherif e Barden sussiste la relazione:

$$KS = \frac{1{,}178}{(1-\nu^2)t}$$

Gli Autori consigliano di assumere $\nu = 0$, e pertanto ad E si può dare il significato di modulo di compressione edometrica ($E = E_{ed}$), tenendo anche conto che per una fondazione ben proporzionata siamo certamente in presenza di un adeguato margine di sicurezza. Il manuale di progetto considera valori di KS pari a: 0,001; 0,003; 0,01; 0,02; 0,05; 0,1; 0,2; 0,5; 1; 3; 10; 100, coprendo con tali valori un campo che va da strutture molto flessibili a strutture molto rigide.

Lo spessore dello strato deformabile viene caratterizzato mediante il rapporto H/B; il manuale considera i valori 0,1; 0,5; 1; 2; 100. Quest'ultimo valore, in pratica, equivale al semispazio ($H/B = \infty$) ed é stato incluso nel manuale solo a scopo di confronto.

Nelle pratiche applicazioni, il valore di H/B viene stabilito in funzione della costituzione del sottosuolo. Se è presente un substrato di materiale praticamente indeformabile a profondità H non elevata ($H/B \leq 2$), si assume tale profondità nella scelta del modello di sottosuolo. Se invece il sottosuolo si presenta deformabile fino a profondità elevate ($H/B > 2$), gli Autori suggeriscono di assumere $H/B = 2$ per travi di fondazione ed $H/B = 1$ per piastre di fondazione.

Per la determinazione del più appropriato valore di KS, se il sottosuolo è relativamente omogeneo si potrà direttamente fare uso della (9.12) con un valore del modulo E_{ed} ricavato dalle indagini e rappresentativo del campo di tensioni iniziali ed incrementi di tensione che si verificano nel problema in esame.

Nel caso, assai più frequente, di sottosuolo stratificato si useranno tutte le informazioni disponibili per calcolare al meglio il cedimento della fondazione sotto i carichi di lavoro; si determinerà quindi, per tentativi, il valore di KS che riproduce tale cedimento con le date caratteristiche elastiche e geometriche della trave in esame.

Come si è detto, il modello di Kœnig e Sherif coincide con il modello di semispazio elastico per H/B tendente ad infinito. All'estremo opposto, è facile rendersi conto che quando il rapporto H/B tende a zero, il modello di Kœnig e Sherif coincide con il modello di Winkler. Nella figura 9.15 sono riportati alcuni risultati che consentono di valutare l'influenza dello spessore dello strato deformabile.

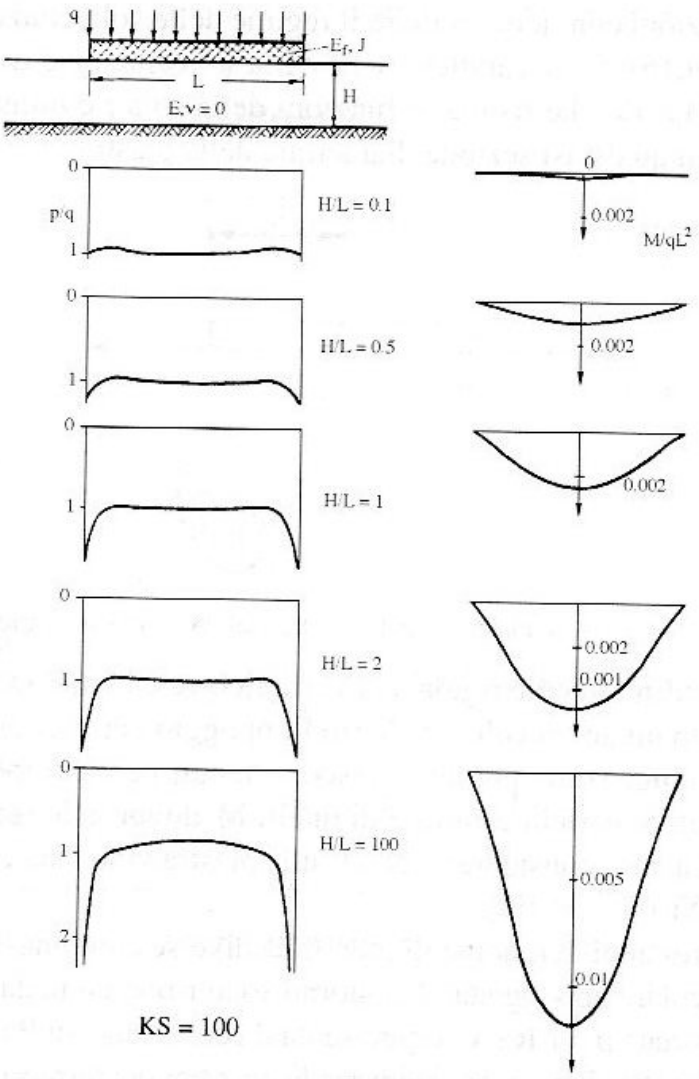


Fig. 9.15. Trave rigida su strato elastico di spessore finito

9.7. *Piastra circolare sotto carichi assialsimmetrici*

Tutti i metodi precedentemente esposti sono facilmente generalizzabili al caso delle piastre di fondazione; tuttavia, anche per il caso relativamente semplice di piastra rettangolare sotto un qualsiasi sistema di carichi, è necessario ricorrere a procedimenti numerici alquanto onerosi ed il numero di parametri da considerare rende praticamente impossibile l'esecuzione di studi parametrici. Fra i non molti risultati reperibili in letteratura citeremo alcuni casi di piastre su suolo alla Winkler presi in esame nei trattati di Hetenyi (1946) e Selvadurai (1984); la piastra rettangolare su semispazio elastico è stata studiata da Fraser e Wardle (1976).

Un caso relativamente semplice è invece quello della piastra circolare soggetta a carichi assialsimmetrici. Come è noto (Timoshenko, Woinowski Krieger, 1959),

in queste condizioni conviene studiare il regime delle sollecitazioni in coordinate polari r, θ (fig. 9.16); fra le caratteristiche della sollecitazione risultano diverse da zero solo M_r, M_θ, T_θ, che risultano funzioni della sola r e quindi si riproducono identicamente in qualsiasi sezione diametrale della piastra.

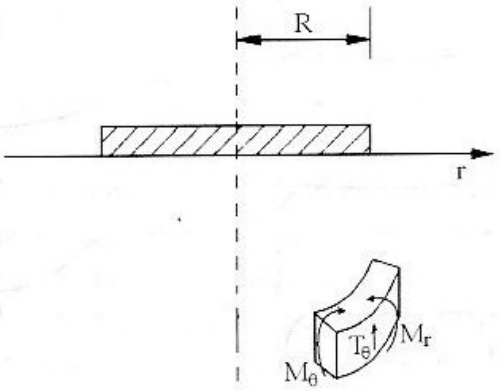
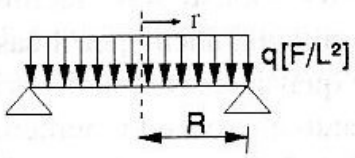


Fig. 9.16. Piastra circolare sotto carichi assialsimmetrici

Per piastra infinitamente rigida, converrà ricorrere al metodo del vincolo ausiliario, adottando quale vincolo ausiliario l'appoggio perimetrale. I momenti flettenti radiale e tangenziale potranno essere ottenuti per sovrapposizione dei momenti M_o dovuti ai carichi esterni e di quelli M_t dovuti alle reazioni del terreno, con carichi e reazioni considerati agenti sulla piastra vincolata con il vincolo ausiliario [$M(r) = M_o(r) + M_t(r)$].

Alcune espressioni dei momenti indotti da diverse combinazioni di carico su di una piastra circolare appoggiata al contorno sono riportate nella figura 9.17. Nelle espressioni riportate $\rho = r/R$ e ν_p rappresenta il coefficiente di Poisson del materiale costituente la piastra. Per quanto riguarda le reazioni del terreno, le relative espressioni sono note per il caso di piastra rigida. Modellando il terreno come un mezzo alla Winkler, per piastra rigida, ovviamente, la reazione risulterà uniformemente distribuita con intensità costante e quindi i momenti flettenti da essa indotti potranno essere calcolati con la espressione relativa al caso 1 di figura 9.17.

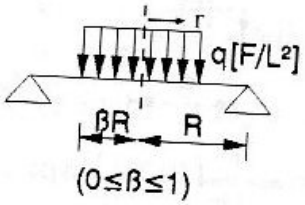
1)



$$M_r = \frac{qR^2}{16}\left(3+\nu_p\right)\left(1-\rho^2\right);$$

$$M_\theta = \frac{qR^2}{16}\left[3+\nu_p-\left(1+3\nu_p\right)\rho^2\right]$$

2)



$\rho \le \beta$

$$M_r = \frac{qR^2}{16}\left\{\left[4-(1-\nu_p)\beta^2-4(1+\nu_p)\ln\beta\right]\beta^2-(3+\nu_p)\rho^2\right\}$$

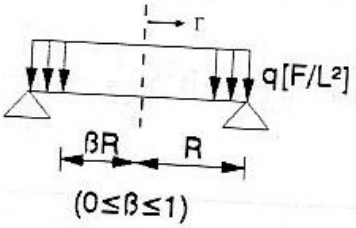
$$M_\theta = \frac{qR^2}{16}\left\{\left[4-(1-\nu_p)\beta^2-4(1+\nu_p)\ln\beta\right]\beta^2-(1+3\nu_p)\rho^2\right\}$$

$\rho \ge \beta$

$$M_r = \frac{qR^2}{16}\beta^2\left[(1-\nu_p)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-4(1+\nu_p)\ln\rho\right]$$

$$M_\theta = \frac{qR^2}{16}(1-\nu_p)\beta^2\left[2(2-\beta^2)-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-4\frac{1+\nu_p}{1-\nu_p}\ln\rho\right]$$

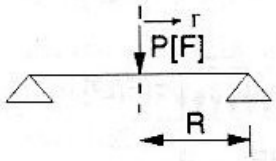
3)



$$M_r = \frac{qR^2}{16}\left\{\left[3+\nu_p-(1-\nu_p)\beta^4\frac{1}{\rho^2}\right](1-\rho^2)+4(1+\nu_p)\beta^2\ln\rho\right\}$$

$$M_\theta = \frac{qR^2}{16}\left\{\begin{array}{l}2(1-\nu_p)+\left[1+3\nu_p+(1-\nu_p)\beta^4\frac{1}{\rho^2}\right](1-\rho^2)\\ +4(1+\nu_p)\beta^2\ln\rho-2\beta^2(2-\beta^2)(1-\nu_p)\end{array}\right\}$$

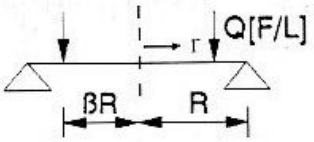
4)



$$M_r = -\frac{P}{4\pi}(1+\nu_p)\ln\rho;$$

$$M_\theta = \frac{P}{4\pi}\left[1-\nu_p-(1+\nu_p)\ln\rho\right]$$

5)



$(0 \le \beta \le 1)$

$\rho \le \beta$

$$M_r = M_\theta = \frac{QR}{4}\beta\left[(1-\nu_p)(1-\beta^2)-2(1+\nu_p)\ln\beta\right]$$

$$M_r = \frac{QR}{4}\beta\left[(1-\nu_p)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-2(1+\nu_p)\ln\rho\right]$$

$\rho \ge \beta$

$$M_\theta = \frac{QR}{4}\beta\left\{(1+\nu_p)\left[2-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right]-2(1+\nu_p)\ln\rho\right\}$$

Fig. 9.17. Schemi di carico assialsimmetrici su piastra circolare appoggiata al contorno con espressioni dei momenti flettenti

Modellando il terreno come un semispazio elastico, sempre per il caso di piastra rigida, la reazione ha l'espressione (Boussinesq, 1885):

$$p(r) = \frac{2V}{\pi d}\frac{1}{\sqrt{1-\frac{r}{R}}} \qquad (9.13)$$

nella quale V rappresenta la risultante dei carichi esterni e d il diametro della piastra.

I momenti derivanti dalla distribuzione di pressioni (9.13) agente su di una

piastra appoggiata al contorno possono essere espressi come segue:

$$M_\theta^t = \frac{V}{\pi} i'\left(\frac{r}{R}\right); \qquad M_r^t = \frac{V}{\pi} i''\left(\frac{r}{R}\right) \tag{9.14}$$

I valori dei coefficienti i' ed i" delle (9.14) sono riportati nella tabella 9.5.

$\frac{r}{R}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
i'	0,119	0,119	0,117	0,114	0,111	0,107	0,103	0,096	0,088	0,079	0,068
i"	0,119	0,118	0,115	0,109	0,102	0,094	0,085	0,072	0,053	0,030	0,000

Tab. 9.5. Valori dei coefficienti i' ed i" (eq. 9.14)

Fenelli *et al.* (1986) hanno pubblicato un ampio studio parametrico della piastra circolare di rigidezza finita su sottosuolo modellato come strato elastico di spessore finito; in sostanza, un'estensione alla piastra circolare del manuale di Kœnig e Sherif. Vengono considerate le condizioni di carico illustrate nella fig. 9.17, oltre ad una distribuzione di coppie radiali uniformemente distribuite su di una circonferenza concentrica con la piastra. Il parametro b che caratterizza la condizione di carico varia fra 0,01 (carico concentrato al centro) ed 1, con cinque valori intermedi; il rapporto H/R fra spessore dello strato deformabile e raggio della piastra è pari a 0,2; 0,5; 1; 2; la rigidezza relativa piastra-terreno, definita come:

$$t = \frac{3E\left(1-\nu_p^2\right)R^3}{E_p\left(1-\nu^2\right)h^3} \tag{9.15}$$

è assunta pari a 0; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 100. Nella (9.15) E_p e ν_p rappresentano il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del materiale costituente la piastra; E, ν gli stessi parametri per il materiale elastico con cui viene modellato il terreno. Nello studio parametrico di Fenelli *et al.* ν_p è stato assunto pari a 0,15 (calcestruzzo); ν ai valori estremi 0 e 0,5.

9.8. *Considerazioni conclusive*

Per una discussione dei pregi e delle limitazioni dei vari modelli presentati, potremo far riferimento al semplice caso di fondazione rigida, sotto carico verticale e centrato rappresentato in fig. 9.18.

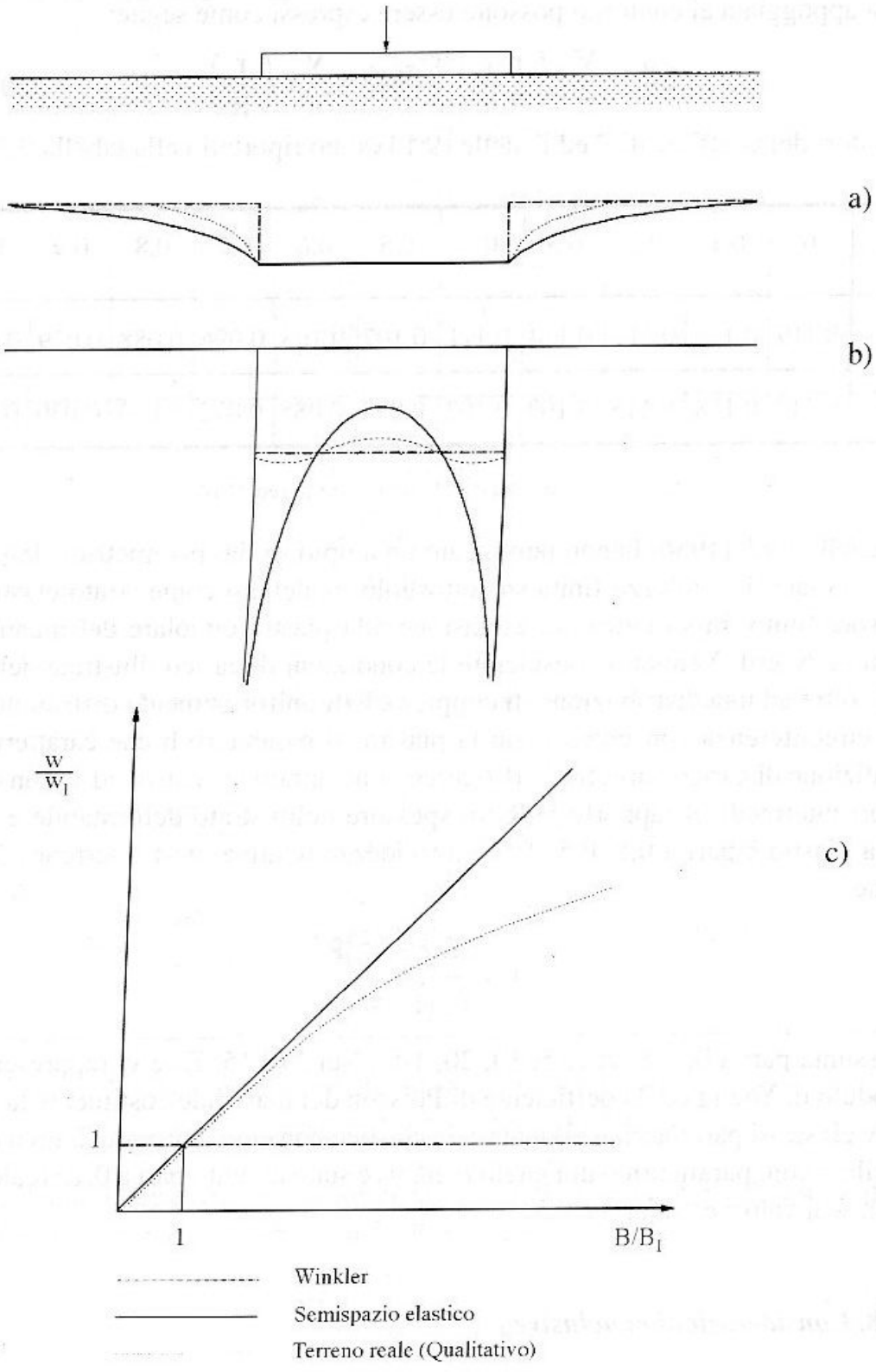


Fig. 9.18. Risposta del modello di Winkler, del semispazio elastico e di un terreno reale al di sotto di una fondazione rigida caricata assialmente. a) cedimenti; b) reazioni del terreno; c) andamento del cedimento al crescere delle dimensioni in pianta della fondazione

Per il semispazio elastico, come è noto, si verifica una diffusione delle tensioni e delle deformazioni al di sotto della fondazione e lateralmente ad essa; per questo motivo si hanno cedimenti alla superficie del terreno anche al di fuori dell'area di impronta in pianta della fondazione ed una crescita lineare del cedimento, a parità di carico unitario, con le dimensioni in pianta dell'area di impronta. Un altro effetto della capacità del semispazio di diffondere lateralmente le tensioni e le deformazioni è la concentrazione nelle tensioni di contatto che si verifica ai bordi della fondazione rigida. Questo risultato, che è anche descritto dalla eq. (9.13), può essere interpretato notando che il semispazio, al di sotto di un'area di carico uniformemente distribuito con intensità costante e priva di rigidezza, si deforma con un andamento a conca con un massimo al centro ed un minimo ai bordi. Nel caso di fondazione rigida, che costringe tutti i punti dell'area di impronta allo stesso cedimento, è evidente come la pressione di contatto ai bordi debba aumentare e quindi, per l'equilibrio, quella nella zona centrale debba diminuire.

All'estremo opposto, il mezzo alla Winkler è totalmente privo della capacità di diffondere tensioni e deformazioni; ricorderemo infatti che, dal punto di vista fisico, esso è stato assimilato ad un letto di molle indipendenti oppure ad un liquido, ovviamente privo di resistenza a taglio. Ne consegue che il cedimento è localizzato al di sotto della fondazione, e resta immutato al crescere delle dimensioni in pianta della fondazione stessa; per una fondazione rigida, come più volte osservato, la reazione di contatto è uniforme.

Il comportamento del terreno reale risulta in qualche modo intermedio fra questi due estremi (Bjerrum, Eggestad, 1963; Burland *et al.*, 1977) per tutti gli aspetti. Il cedimento della superficie del terreno si estende al di fuori della fondazione, ma in modo molto più concentrato di quanto si verifica per il semispazio; il cedimento aumenta con le dimensioni in pianta della fondazione, ma in modo meno che lineare e tendente ad un asintoto; la concentrazione di tensioni ai bordi di una fondazione rigida si verifica, ma in modo molto meno accentuato che per il semispazio elastico. Il terreno reale dimostra quindi di possedere una certa capacità di diffondere tensioni e deformazioni, ma minore di quella che compete al semispazio elastico omogeneo.

Una più fedele modellazione dovrebbe, come è ovvio, portare in conto fattori quali la non linearità delle deformazioni ed il verificarsi di plasticizzazioni locali; tuttavia il semplice modello di Kœnig e Sherif, di strato elastico di spessore finito, consente di cogliere in modo assai fedele gli effetti di cui si è fatto cenno senza rinunziare alla semplicità ed ai vantaggi di un modello lineare.

Dal punto di vista delle pratiche applicazioni, quindi, il modello di Kœnig e Sherif sembra essere il miglior compromesso disponibile fra semplicità di analisi e fedeltà al prototipo.

Il modello di Winkler ha ormai perso al sua principale attrattiva, e cioè la pos-

sibilità di disporre di soluzioni analitiche o di semplici procedimenti di calcolo numerico. Esso è peraltro ancora molto diffuso e, nei limiti indicati, può essere usato con confidenza.

Il modello di semispazio elastico, come già accennato nell'introdurre il metodo di Barden, è invece totalmente da sconsigliare nelle applicazioni perché poco realistico. Esso presenta solo un interesse storico, essendo il primo modello di mezzo continuo deformabile che sia stato studiato.

Un aspetto di una certa importanza nel calcolo di una struttura di fondazione è la considerazione del peso proprio della struttura stessa (trave, piastra) che, in alcuni casi, rappresenta un'aliquota non trascurabile del carico complessivo. Evidentemente se le deformazioni provocate da tale carico si sviluppano rapidamente, e cioè prima che il calcestruzzo sia indurito, esse non provocano alcuna sollecitazione perché la struttura è priva di rigidezza. Se invece i cedimenti hanno un decorso nel tempo sufficientemente lento, il calcestruzzo ha il tempo di indurire, la struttura di fondazione acquista una rigidezza non nulla e le deformazioni del terreno di fondazione inducono in essa sollecitazioni.

Si può quindi concludere che, in quei terreni nei quali il cedimento istantaneo rappresenta la totalità, o comunque un'aliquota largamente preponderante, del cedimento totale (terreni incoerenti; argille fortemente sovraconsolidate), il peso proprio della struttura di fondazione non deve essere considerato nell'analisi dell'interazione fra la fondazione ed il terreno, ed in particolare nel calcolo delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di fondazione. Al contrario, esso deve essere portato in conto quando ci si attendono considerevoli cedimenti di consolidazione (argille normalmente consolidate o debolmente sovraconsolidate). Occorre poi ricordare che il peso proprio, carico uniformemente distribuito, non può essere considerato se si adotta il modello di Winkler.

Nelle figure da 9.19 a 9.22 sono riportati i valori dei momenti flettenti massimi in travi e piastre di fondazione al variare della rigidezza relativa; il sottosuolo viene schematizzato come uno strato elastico di spessore finito H, e vengono considerati diversi valori del rapporto H/B. Come già osservato, quando lo spessore dello strato elastico è molto piccolo rispetto alle dimensioni in pianta della fondazione (ad esempio, per H/B = 0,1), tale modello coincide in pratica con quello di Winkler; per H/B = 100, invece, il modello coincide in pratica con il semispazio. Nelle stesse figure sono riportati i momenti calcolati con il metodo di Winkler, scegliendo un valore del coefficiente di reazione del terreno tale da dar luogo allo stesso cedimento calcolato con il metodo di Kœnig e Sherif.

In fig. 9.19 è trattato il caso della trave caricata da una forza concentrata applicata nella mezzeria. Come si vede, il momento massimo varia significativamente con la rigidezza relativa trave-terreno e, se si escludono i casi estremi, varia invece molto poco con il modello di sottosuolo, e cioè con il valore di H/B. Perfino il

modello di Winkler dà luogo a risultati senz'altro accettabili, avendo scelto in modo appropriato il valore di k.

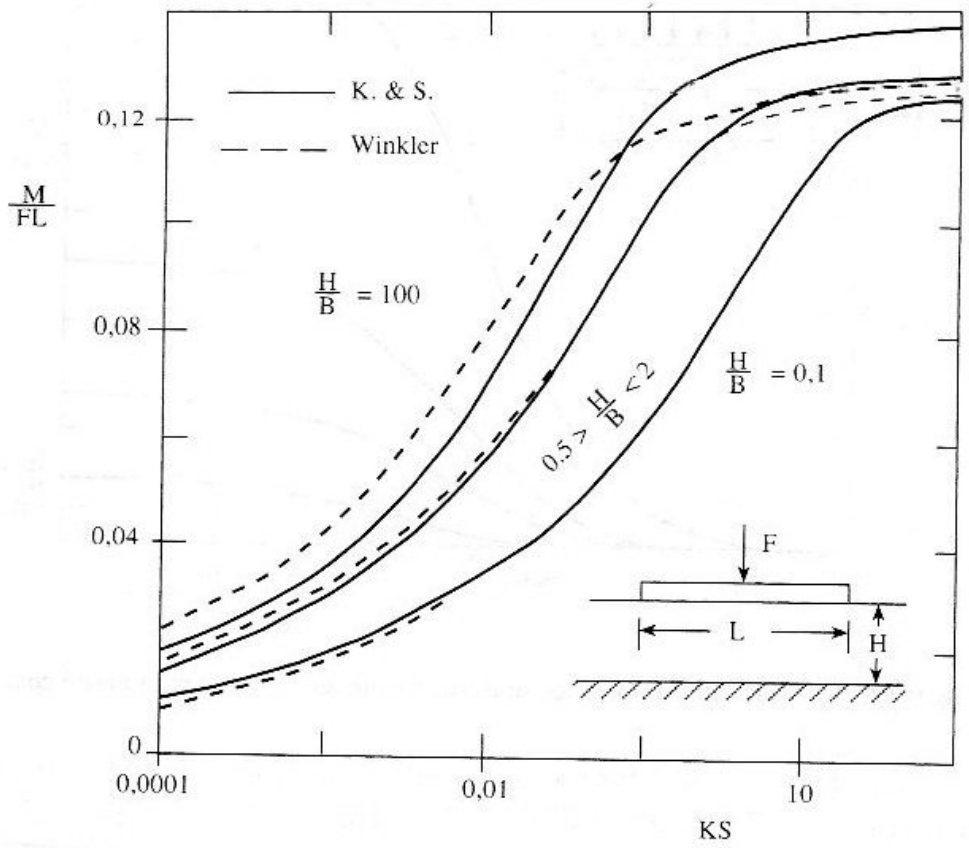


Fig. 9.19. Trave caricata da forza concentrata al centro. La equivalenza fra modello di Winkler e strato elastico è ottenuta scegliendo un valore di k che renda uguale il cedimento medio

Alquanto diversa è invece la situazione se si considera la stessa trave sottoposta a carico uniformemente distribuito con intensità costante (fig. 9.20). In primo luogo, in questo caso il metodo di Winkler appare totalmente improponibile in quanto dà luogo a sollecitazioni nulle indipendentemente dalla rigidezza relativa; inoltre i valori del momento massimo dipendono in modo assai marcato, oltre che dalla rigidezza relativa, anche dal modello di sottosuolo (valori di H/B).

Per la piastra circolare sotto carico concentrato (fig. 9.21) e ripartito (fig. 9.22) si verificano comportamenti dello stesso tipo.

Consideriamo infine (fig. 9.23) una trave relativamente rigida, soggetta ad 11 forze concentrate e poggiante su di un suolo alla Winkler o su di uno strato elastico con H/B = 2.

Sorprendentemente sotto questo sistema di carichi, che appare molto prossimo ad un carico uniformemente distribuito, la trave si deforma con la concavità verso il basso. I momenti flettenti calcolati con il metodo di Winkler risultano all'incirca doppi rispetto a quelli calcolati con il metodo di Kœnig e Sherif.

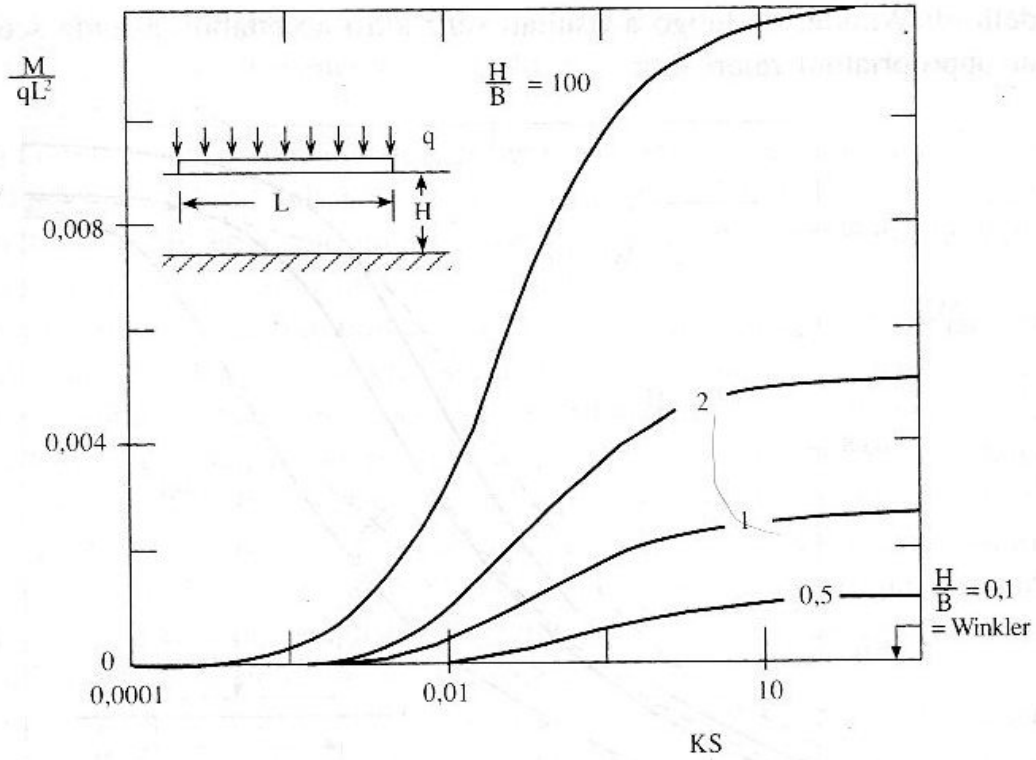


Fig. 9.20. Trave caricata da un carico uniformemente distribuito con intensità costante

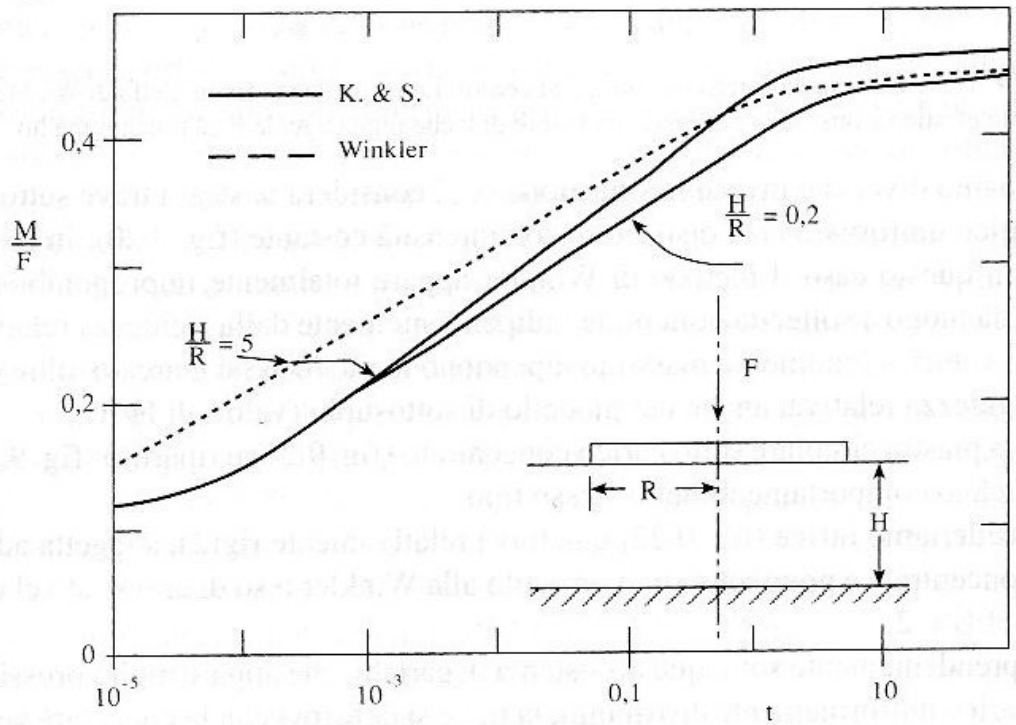


Fig. 9.21. Piastra circolare caricata da una forza concentrata al centro

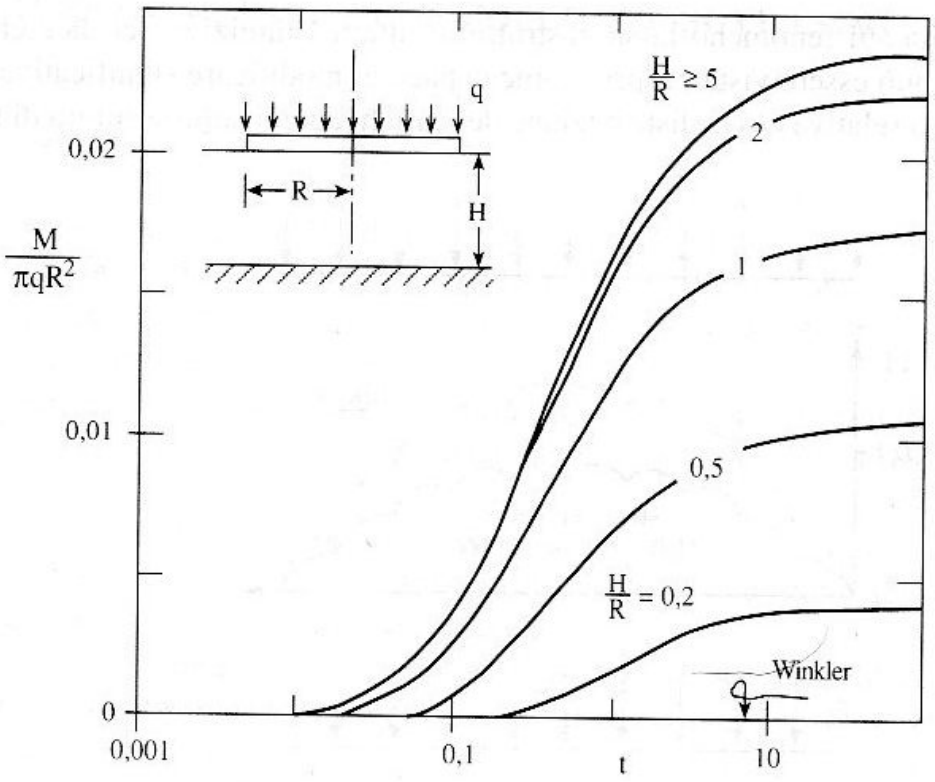


Fig. 9.22. Piastra circolare caricata da un carico uniformemente distribuito con intensità costante

Se ora proviamo a rimuovere le due forze applicate all'estremità della trave, lo stato di sollecitazione e deformazione si modifica totalmente. I momenti massimi aumentano in valore assoluto ed addirittura cambiano di segno; il metodo di Kœnig e Sherif conduce questa volta a valori del momento maggiori di quelli che si ottengono con il metodo di Winkler.

Se, infine, applichiamo agli estremi della trave due forze di intensità pari alla metà delle altre, i momenti flettenti calcolati con il metodo di Winkler tendono praticamente ad annullarsi, ed anche quelli ottenuti con il metodo di Kœnig e Sherif si riducono sostanzialmente.

I risultati qui presentati, e molti altri dello stesso tipo che potrebbero presentarsi, conducono alla conclusione che i fattori più influenti sulla interazione tra una fondazione ed il terreno sono: (i) la rigidezza relativa fondazione-terreno e (ii) la distribuzione dei carichi. Rispetto a questi due fattori, ed escludendo il caso estremo del semispazio elastico, la scelta del modello di sottosuolo sembra meno critica; anche il semplice modello di Winkler, se usato con intelligenza (con un'opportuna scelta del valore di k; escludendo il caso dei carichi ripartiti), sembra pienamente accettabile.

E' perciò indispensabile, piuttosto che affinare ulteriormente i modelli di sottosuolo per l'analisi dell'interazione terreno - fondazione, studiare l'influenza

che esercita sul fenomeno la sovrastruttura; infatti l'intuizione ci dice che tale influenza può essere vista proprio come capace di modificare significativamente la rigidezza relativa e/o la distribuzione dei carichi agenti sulla struttura di fondazione.

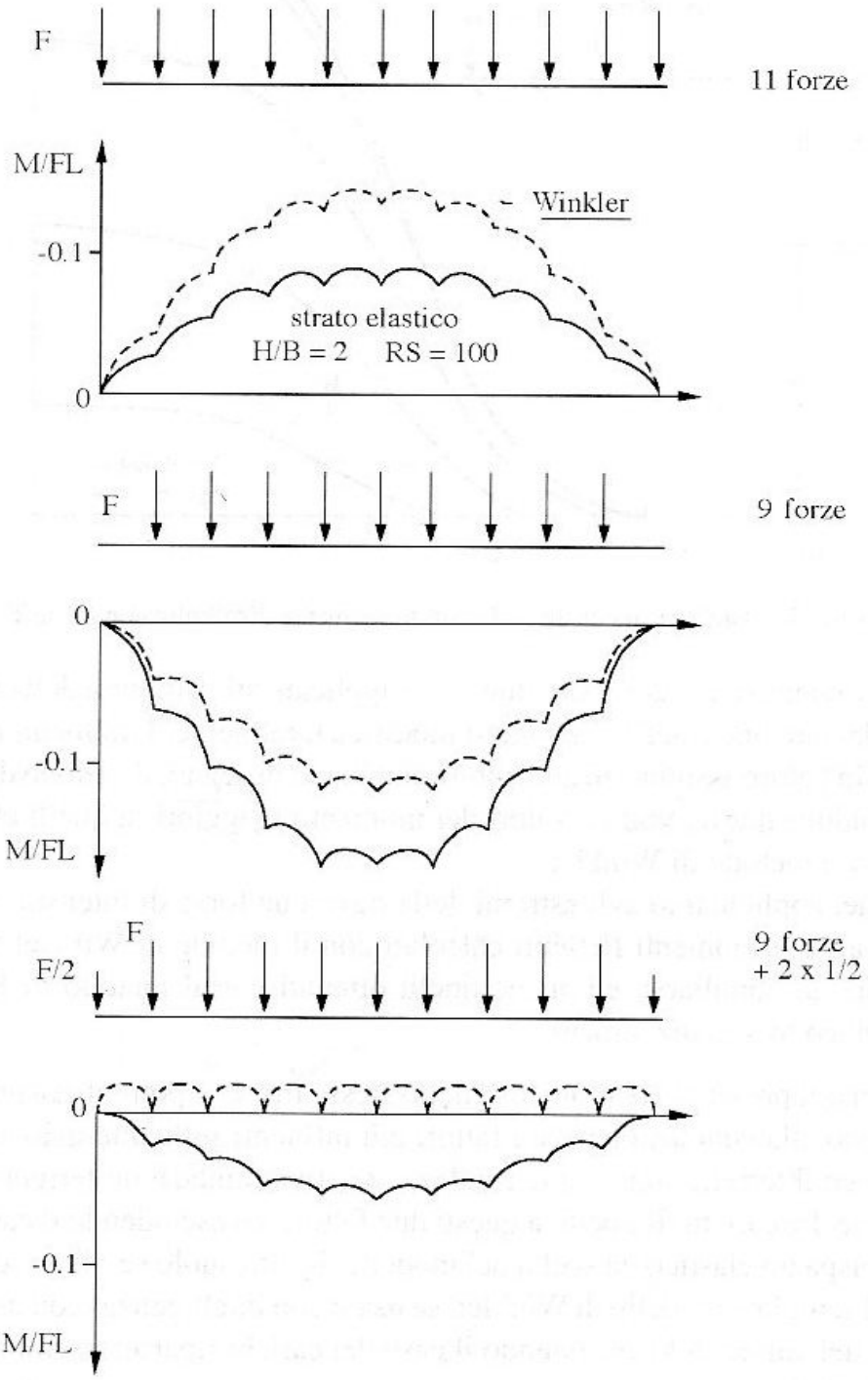


Fig. 9.23 Momenti flettenti in una trave di fondazione relativamente rigida (KS=100) soggetta a distribuzione di carico lievemente diverse e poggiante su diversi modelli di sottosuolo. L'equivalenza fra diversi modelli di sottosuolo è ottenuta eguagliando il cedimento medio

10. INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE-SOVRASTRUTTURA

10.1. *Generalità*

In linea di principio, un'analisi dell'interazione fra terreno di fondazione, struttura di fondazione e struttura in elevazione appare possibile, ed anzi relativamente semplice, con un algoritmo di calcolo numerico che assembli opportunamente adatti modelli dei tre componenti.

La fondazione è quasi sempre costituita da un elemento strutturale semplice (trave, piastra), la modellazione del quale non pone problemi di particolare difficoltà.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, nel capitolo 9 sono stati presentati semplici modelli lineari, quali lo strato elastico di spessore finito, che sembrano rappresentare in modo adeguato il terreno stesso.

Sembrerebbe quindi che non vi debbano essere particolari difficoltà per accoppiare questi elementi con uno dei consueti modelli per l'analisi statica della sovrastruttura, che è quasi sempre una struttura intelaiata a molte iperstatiche. Ed in effetti in questo senso vi sono stati molti contributi; sono stati sviluppati ormai da tempo modelli di grande completezza, che tengono conto di fattori quali l'effetto del tempo sulle proprietà dei materiali, la non linearità, le variazioni della rigidezza durante la costruzione etc.; sono stati scritti da tempo programmi di grande generalità, quasi sempre adottando per la sovrastruttura uno schema ad elementi finiti (Larnach, Wood, 1974; Fraser, Wardle, 1976; Majid, Cunnel, 1976; Chiarugi, Merli, 1977; Burghignoli, 1983).

Se si esaminano questi sviluppi, e le applicazioni cui essi hanno dato origine, ci si rende conto però che tale approccio non ha portato a significativi progressi.

In realtà le nostre capacità di analisi non sono particolarmente limitate da problemi computazionali, in quanto anche se i programmi ricordati sono di grande complessità, lo sviluppo dei metodi numerici e l'incremento delle potenze di calcolo permette senz'altro di superare tali problemi. Ciò che condiziona le capacità di analisi è la scarsità di conoscenze sul comportamento sia dei terreni di fondazione, sia e soprattutto della struttura in elevazione. I limiti relativi alla struttura in elevazione sono infatti ancora più gravi di quelli relativi al sottosuolo.

I fattori da considerare sono, ad esempio:

- le caratteristiche dei materiali;
- la sequenza spaziale e temporale della costruzione;
- gli elementi non portanti, quali tompagni e tramezzi, ed il modo in cui essi interagiscono con gli elementi strutturali;
- l'intensità e la distribuzione dei carichi agenti;

- le caratteristiche delle interfacce fra diversi materiali o diversi elementi.

Le difficoltà di modellazione sono legate:

- alla misura dei parametri ed alla scelta di valori rappresentativi;
- al carattere essenzialmente casuale di alcuni fattori (sequenza della costruzione; influenza dei componenti non portanti; eterogeneità del sottosuolo; distribuzione dei carichi);
- ad una razionale valutazione dei danni e del loro significato, soprattutto per i danni non strutturali la cui importanza economica è spesso notevole.

Mentre le incertezze e le difficoltà legate alla modellazione dei terreni di fondazione sono ben presenti nella cultura dell'ingegnere civile, ed anzi sono spesso sopravvalutate, minore è la consapevolezza delle incertezze connesse al comportamento delle opere in elevazione, intese non solo come struttura ma come insieme di struttura e componenti non portanti. Questi ultimi, peraltro, hanno spesso costo elevato ed alta potenzialità di danneggiamento.

Per esemplificare questi problemi, è interessante esaminare in dettaglio alcuni risultati di osservazioni eseguite su di un edificio in c.a. costruito in Norvegia negli anni '50 (Fjeld, 1963). Il sottosuolo dell'edificio, che si trova nella città di Drammen, è costituito da stratificazioni di argille di consistenza ridotta fino alla profondità di 34 m, dove si rinviene un substrato roccioso. L'edificio era stato realizzato per uso industriale, con struttura intelaiata in c.a. e tompagnature di mattoni (fig. 10.1); le fondazioni sono su travi continue disposte secondo il lato lungo. La costruzione terminò nel 1951, e fin dall'inizio si evidenziarono sensibili cedimenti, tanto che si ricorse ad un monitoraggio dei cedimenti con livellazioni di precisione e ad attente ispezioni della struttura. I cedimenti rilevati al gennaio 1954 ed al gennaio 1962 sono riportati in figura 10.2. Come si vede, il massimo cedimento è prossimo a 30 cm, con differenziali fino a 15 cm.

In fig. 10.3 sono riportati i momenti flettenti che si calcolano in due dei telai dell'edificio, uno longitudinale ed uno trasversale, nelle due date considerate. I momenti sono calcolati imponendo ai telai i cedimenti osservati e nell'ipotesi di comportamento elastico della struttura in c.a.

Nella tabella 10.1 tali momenti, sommati algebricamente a quelli derivanti dai carichi, sono paragonati ai momenti resistenti delle sezioni in c.a. in alcune posizioni critiche. Appare del tutto evidente che i calcoli elastici degli effetti di una distorsione impressa sono inadeguati a descrivere il reale comportamento osservato, poiché in numerose sezioni i momenti calcolati risultano significativamente maggiori dei momenti resistenti, senza che si registri alcun danno.

In questo caso il fattore dominante è stato probabilmente la deformazione viscosa del calcestruzzo, connessa ai tempi relativamente lunghi nei quali si sono sviluppati i cedimenti. Quando il problema si pone invece in termini di previsione, e non di analisi degli effetti di una distorsione nota, diventano di primaria

importanza la storia della costruzione, le eterogeneità dei terreni di fondazione, i contributi dei componenti non portanti.

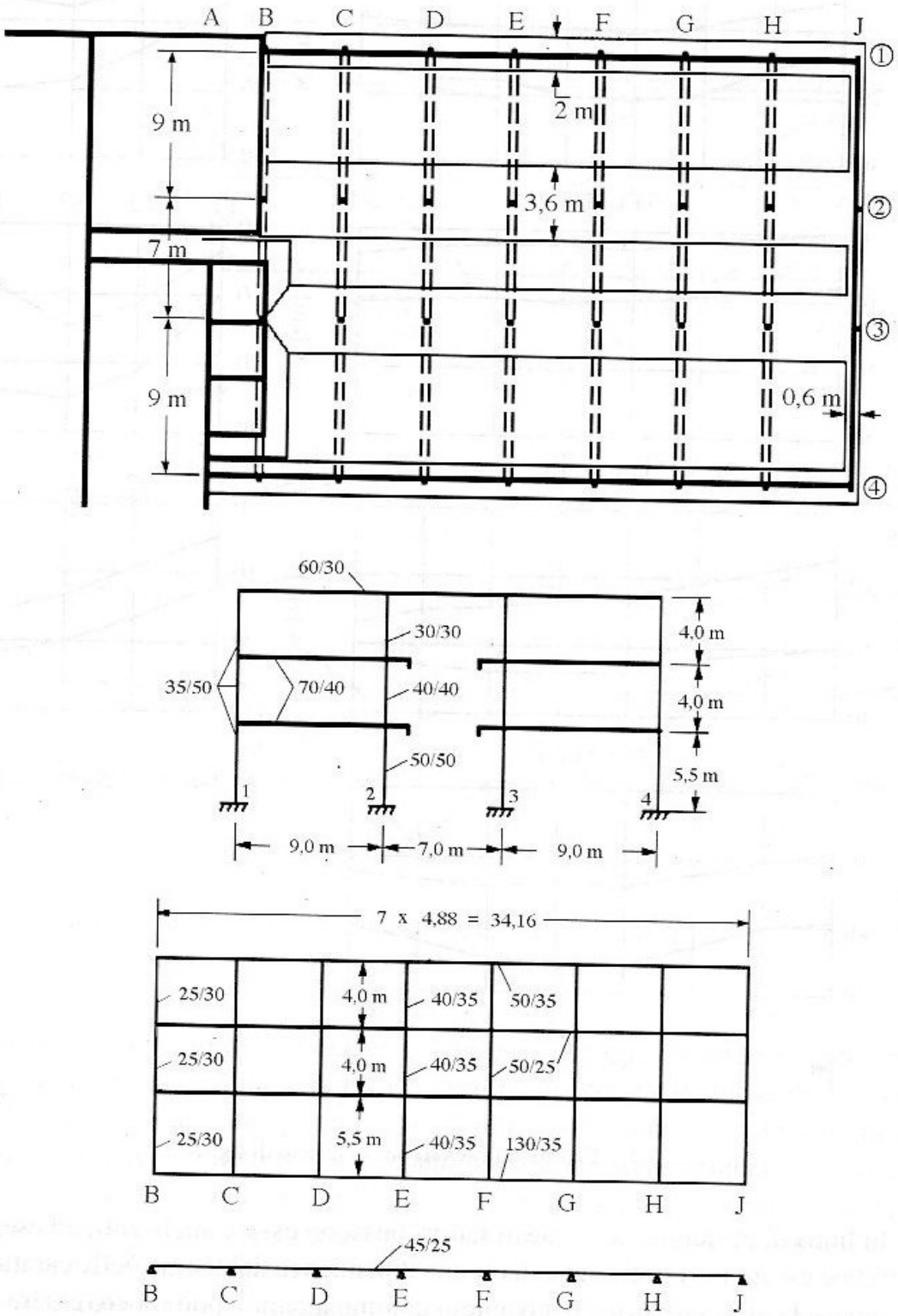


Fig. 10.1. Pianta e schema strutturale di un edificio in c.a.

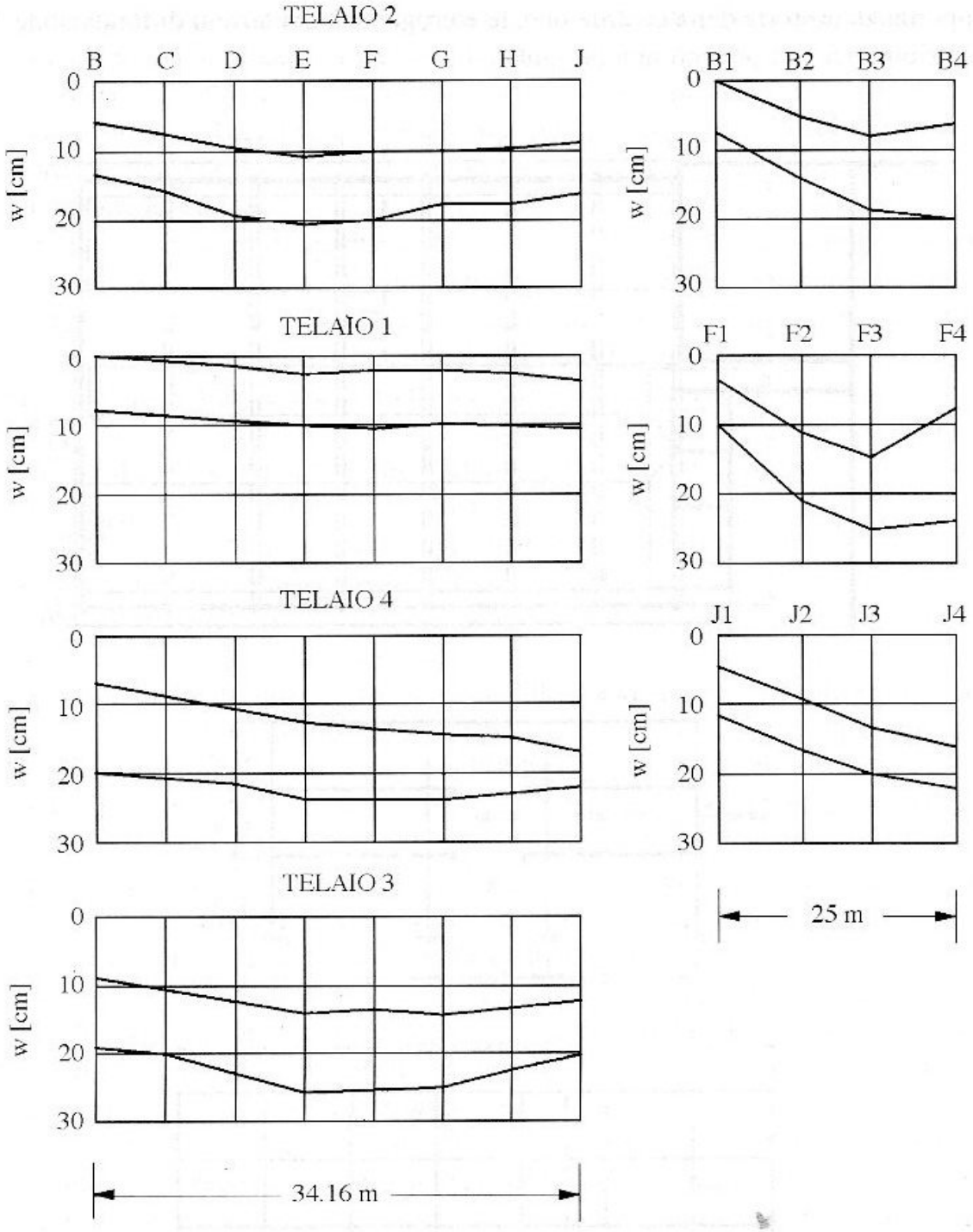


Fig. 10.2. Cedimenti rilevati per l'edificio di fig. 10.1

In linea di principio, tutti questi fattori possono essere analizzati; ad esempio, potrebbe essere introdotta nei calcoli una dipendenza dal tempo delle caratteristiche elastiche del calcestruzzo; i pannelli di tompagnatura potrebbero essere simulati come diagonali irrigidenti di adatte caratteristiche equivalenti; la storia della

costruzione potrebbe essere considerata nei calcoli e controllata nella realtà. Si comprende bene, peraltro, come tutto ciò sia estremamente complicato e, almeno allo stato attuale, completamente al di fuori del livello applicativo.

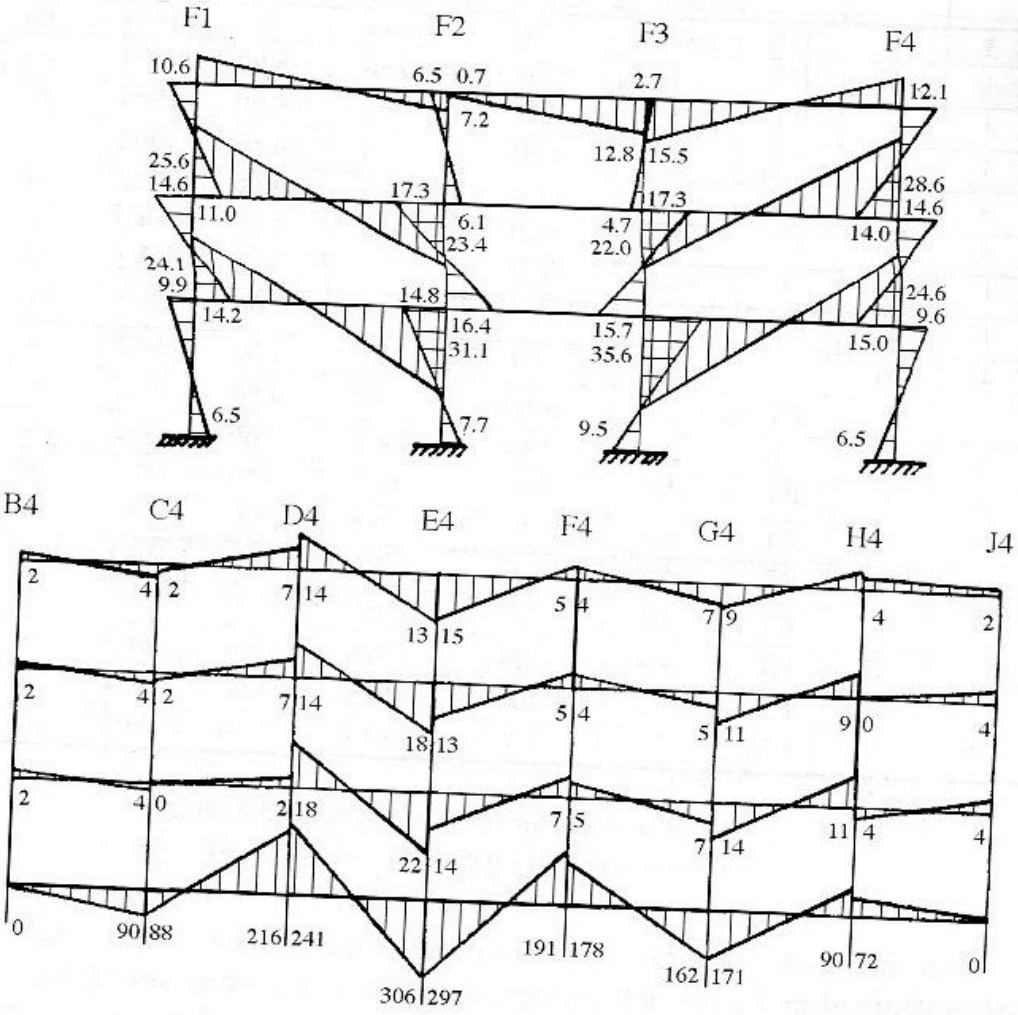


Fig. 10.3. Momenti flettenti, in tm, provocati dai cedimenti differenziali nell'edificio di fig. 10.1 a) telaio trasversale, anno 1954; b) telaio longitudinale, anno 1962

Un altro fattore molto importante, che limita l'utilità di un'analisi molto complicata della sovrastruttura, è la difficoltà di prevedere e caratterizzare in modo oggettivo i danni che conseguono a date deformazioni, quali ad esempio l'insorgere di lesioni nelle murature non portanti o il blocco dei serramenti. Si veda, ad esempio, la tabella 10.2 (Burland *et al.*, 1977) che rappresenta un tentativo di oggettivazione elaborato in Inghilterra e basato sull'esperienza di numerosi tecnici e sulle reazioni degli utenti.

Appare allora evidente la necessità di criteri semplici, che consentano di superare le difficoltà alle quali si è fatto cenno, anche se in modo approssimato.

Telaio	Punto	Piano	Momenti flettenti calcolati (tm)		Momenti resistenti (tm)		Anno	Danni alle strutture	FS
			Carichi	Cedimenti	Negativi	Positivi			
3	F	P.T.	- 22,6	35,6	- 81,6	44,5	1954	no	3,50
4	H	P.T.	- 3,3	- 9,7	- 14,1	4,66	1954	no	1,10
4	E	P.T.	- 3,3	4,5	- 14,1	4,66	1954	no	3,90
4	E	P.T.	-3,3	22,0	-14,1	4,66	1962	no	0,25
4	E	1	-3,3	18,0	-14,1	4,66	1962	si	0,32
4	G	P.T.	-3,3	14,0	-14,1	4,66	1962	no	0,44
4	G	1	-3,3	11,0	-14,1	4,66	1962	no	0,61
4	H	P.T.	-3,3	-11,0	-14,1	4,66	1962	no	0,99
4	H	1	-3,3	-9,0	-14,1	4,66	1962	no	1,20
4	D	P.T.	-3,3	-18,0	-14,1	4,66	1962	no	0,66
4	D	1	-3,3	-14,0	-14,1	4,66	1962	no	0,82
4	C	P.T.	-3,3	4,0	-14,1	4,66	1962	no	6,70
3	E	P.T.	-4,4	6,0	-16,6	8,6	1954	no	2,90
3	E	P.T.	-4,4	11,6	-16,6	8,6	1962	no	1,20
3	F	P.T.	-4,4	-1,8	-16,6	8,6	1962	no	2,70
2	G	P.T.	-4,4	-7,0	-16,6	8,6	1962	no	1,50
1	G	P.T.	-3,3	-6,0	-14,1	4,66	1954	no	1,50
1	F	P.T.	-3,3	7,5	-14,1	4,66	1962	no	1,10

Tab. 10.1. Paragone fra momenti flettenti calcolati, momenti resistenti e danni per l'edificio di fig. 10.1

Nei successivi paragrafi verranno presentati e discussi alcuni di tali criteri, con riferimento al problema dell'influenza della sovrastruttura sul regime statico nella fondazione, nonché al problema della valutazione delle deformazioni nella sovrastruttura e dei loro effetti statici e funzionali.

Prima di abbandonare l'argomento, però, occorre chiedersi per quale motivo l'analisi strutturale elastica delle strutture intelaiate a molte iperstatiche fallisca nella descrizione degli effetti statici di deformazioni impresse, mentre la stessa analisi è usata dovunque e con assoluta confidenza per il progetto statico delle stesse strutture.

La spiegazione di tale apparente contraddizione va ricercata, probabilmente, nei diversi fattori che controllano i due problemi. Nel progetto di una struttura sotto l'azione di un sistema di carichi le condizioni più importanti sono quelle di equilibrio. Le condizioni di congruenza, dal canto loro, sono praticamente indipendenti dai valori assoluti delle rigidezze delle varie membrature, ma dipendono solo dai loro rapporti, e quindi i risultati non sono influenzati in maniera significa-

tiva dalle proprietà dei materiali ma solo da fattori geometrici (inerzia delle sezioni, luce delle campate) e dalle condizioni di vincolo.

Classificazione del danno	Descrizione dei danni tipici[1]. Le possibilità di riparazione sono riportate in corsivo	Apertura delle fessure[2] (mm)
	Fessure capillari di apertura < 0,1 mm sono classificate come trascurabili	
Molto lieve	*Sottili fessure che possono essere riparate in normali interventi di manutenzione e pitturazione.* Possibili modeste fessure isolate. I muri esterni di mattoni a vista presentano fessure rilevabili con esame attento.	1
Lieve	*Le fessure possono essere facilmente sigillate; di norma è necessario il ripristino degli intonaci o almeno delle pitture.* Presenti numerose modeste fessure all'interno; alcune sono visibili anche dall'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con difficoltà.	5
Moderato	*Le fessure richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di un muratore; all'esterno può essere necessario il rifacimento di piccole quantità di muratura. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti.* Porte e finestre si bloccano; le tubazioni dei servizi possono rompersi; l'impermeabilità non è assicurata.	5 ÷ 15 ovvero numerose fessure ≤ 3
Intenso	*Necessari importanti lavori di riparazione con rimozione e sostituzione di zone di muratura, specialmente al di sopra di porte e finestre.* I telai di porte e finestre sono distorti; i pavimenti inclinati visibilmente; i muri fuori piombo o spanciati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni dei servizi distrutte.	15 ÷ 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure
Molto intenso	*Richiesti importanti lavori di riparazione con demolizione e ricostruzione parziale o totale dell'edificio.* Le travi perdono appoggio; i muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntelli. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.	in genere > 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure

1. Nel valutare il danno bisogna tener conto della sua collocazione nell'edificio o struttura. Ad esempio il danno ad una muratura a pianterreno è più grave che ai piani superiori.
2. L'apertura delle fessure è solo uno degli aspetti del danno e, di per sé sola, non deve essere usata come misura diretta del danno stesso

Tab. 10.2. Classifica dei danni alle murature

Infine, l'obiettivo del progetto è quello di assicurare che in nessuna sezione venga superato un dato livello di sforzo; il soddisfacente comportamento della struttura non prova che le previsioni dello sforzo agente siano esatte, ma solo che è verificata la condizione di non superamento di una soglia, per la quale si assume un ampio margine di sicurezza.

Al contrario, nella previsione delle distorsioni di una struttura e delle loro conseguenze statiche, il fattore essenziale è proprio il valore assoluto della rigidezza ed il modo in cui essa evolve nel tempo.

10.2. *Influenza della sovrastruttura*

10.2.1. *Metodo delle situazioni limite*

Si può osservare (fig. 10.4) che, definito un certo schema di sottosuolo e prescelta una determinata struttura di fondazione (nel seguito, per semplicità, ci si riferirà ad una trave), lo stato di sollecitazione e deformazione nella struttura di fondazione stessa può modificarsi solo in relazione alla maggiore o minore rigidezza della struttura in elevazione. Può quindi dirsi che esso risulta intermedio tra due situazioni limite, corrispondenti alle ipotesi di sovrastruttura infinitamente deformabile oppure infinitamente rigida rispetto alla trave di fondazione.

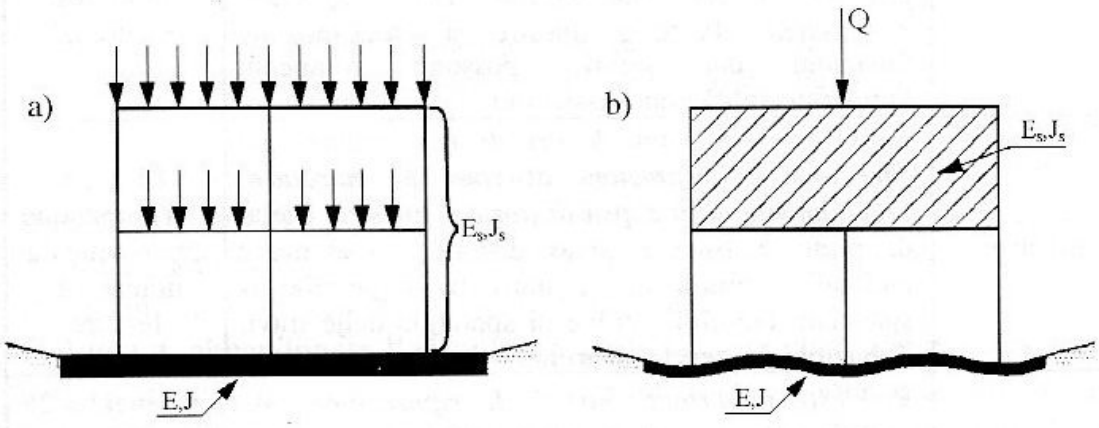


Fig. 10.4. Situazioni limite. (a) fondazione infinitamente rigida rispetto alla sovrastruttura; (b) fondazione infinitamente flessibile rispetto alla sovrastruttura

Nel primo caso (fig. 10.4a) le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione possono essere calcolate ipotizzando per la struttura in elevazione vincoli fissi. Come si è visto, è questo il procedimento che normalmente si adotta e che, come abbiamo già osservato, equivale a trascurare l'influenza della struttura in elevazione nel senso che si ritiene quest'ultima non in grado di influenzare

l'interazione tra la fondazione ed il terreno. L'analisi della situazione limite n. 1, pertanto, non presenta alcuna difficoltà perché sovrastruttura e struttura di fondazione possono essere disaccoppiate.

Sempre nella situazione limite n. 1 le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione dipendono dalle caratteristiche della sovrastruttura (geometria, tipo di vincoli) e dalla distribuzione dei carichi esterni; sono invece totalmente indipendenti dall'interazione terreno-fondazione, e quindi anche dal modello assunto per caratterizzare il terreno.

Nel secondo caso (situazione limite n. 2, fig. 10.4b), le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione possono essere determinate come incognite iperstatiche del problema, imponendo adatte condizioni di equilibrio e congruenza. Ad esempio, se la risultante dei carichi esterni è centrata (fig. 10.5a), l'equilibrio si esprime:

$$\sum_{i=1}^{n} Q_i = Q \tag{10.1}$$

e la congruenza impone che il cedimento di tutti i punti di attacco tra fondazione e pilastri sia lo stesso:

$$w_i = \sum_{j=1}^{n} w_{i,j} Q_j = w \tag{10.2}$$

nella quale $w_{i,j}$ rappresenta il cedimento nel punto i per una forza unitaria applicata nel punto j, calcolato sulla base del prescelto modello di sottosuolo e tenendo conto delle caratteristiche della trave.

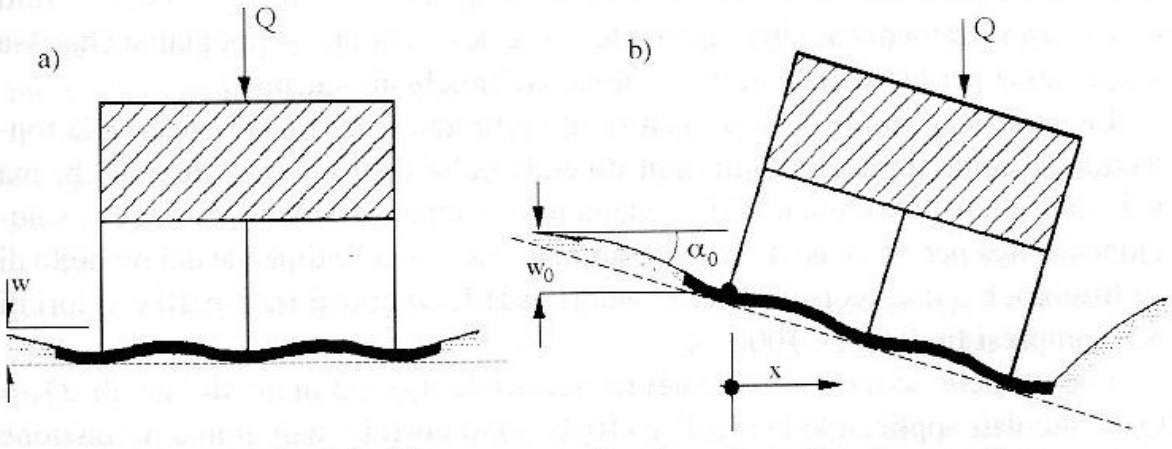


Fig. 10.5. Condizioni di congruenza: a) carico centrato; b) carico eccentrico

Le (10.1) e (10.2) costituiscono un sistema di n + 1 equazioni lineari nelle n + 1 incognite Q_i, w.

Se la risultante dei carichi esterni è eccentrica (fig. 10.5b), si ha, per l'equilibrio:

$$\sum_{i=1}^{n} Q_i = Q \qquad \sum_{i=1}^{n} Q_i x_i = Qx \tag{10.3}$$

e, per la congruenza:

$$w_i = \sum_{j=1}^{n} Q_j w_{i,j} = w_o + \alpha_o x_i \tag{10.4}$$

dove w_o e α_o rappresentano rispettivamente lo spostamento verticale dell'estremo di sinistra della trave e la rotazione rigida del sistema, ed x_i la distanza del punto i-esimo dall'estremo di sinistra della trave di fondazione.

Le (10.3) e (10.4) rappresentano un sistema di n + 2 equazioni nelle n + 2 incognite Q_i, w_o ed α_o.

Le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione dipendono: dall'interazione terreno-fondazione, e quindi dal modello di sottosuolo prescelto (attraverso i valori di $w_{i,j}$); dalla risultante dei carichi e dalla sua retta d'applicazione; dalla posizione dei pilastri. Sono invece indipendenti dalle caratteristiche della sovrastruttura e dalla distribuzione dei carichi.

Le potenzialità del metodo delle situazioni limite possono essere illustrate con riferimento ad alcuni semplici esempi.

Consideriamo dapprima un portale con tre ritti funzionanti come pendoli (fig. 10.6), con una trave di fondazione poggiante su di un sottosuolo modellato come uno strato elastico di spessore finito. Il portale sia alternativamente caricato sul traverso superiore da un carico uniformemente distribuito con intensità costante (fig. 10.6a), o da forze concentrate nelle mezzerie delle due campate (fig. 10.6b), o da forze concentrate nelle mezzerie delle campate e sui ritti (fig. 10.6c). In tutti e tre i casi si tratta di carichi a risultante verticale e centrata; supponiamo che essa sia la stessa per le tre condizioni di carico ed indichiamola con Q.

La situazione limite n. 2 (sovrastruttura infinitamente rigida rispetto alla fondazione), come abbiamo visto, non dipende dalla distribuzione dei carichi ma solo dall'intensità e dalla posizione della loro risultante; pertanto la relativa soluzione é unica per i tre casi di carico esaminati. Essa invece dipende dal modello di sottosuolo, e quindi considereremo valori di H/L compresi fra 1 e 10 e valori di KS compresi fra 0,001 e 100.

I valori dello sforzo normale nel ritto centrale (Q_2) ed in quelli laterali ($Q_1 = Q_3$), calcolati applicando le (10.1) e (10.2), sono posti in diagramma in funzione di KS nella figura 10.6. Appare evidente che essi sono poco sensibili a variazioni, anche marcate, del modello di sottosuolo.

I valori di Q_1 e Q_2 relativi invece alla situazione limite n. 1 (fondazione infinitamente rigida rispetto alla sovrastruttura) sono invece indipendenti dal modello

di sottosuolo, ma dipendono dalle condizioni di carico; essi sono riportati sull'asse a destra del diagramma di fig. 10.6.

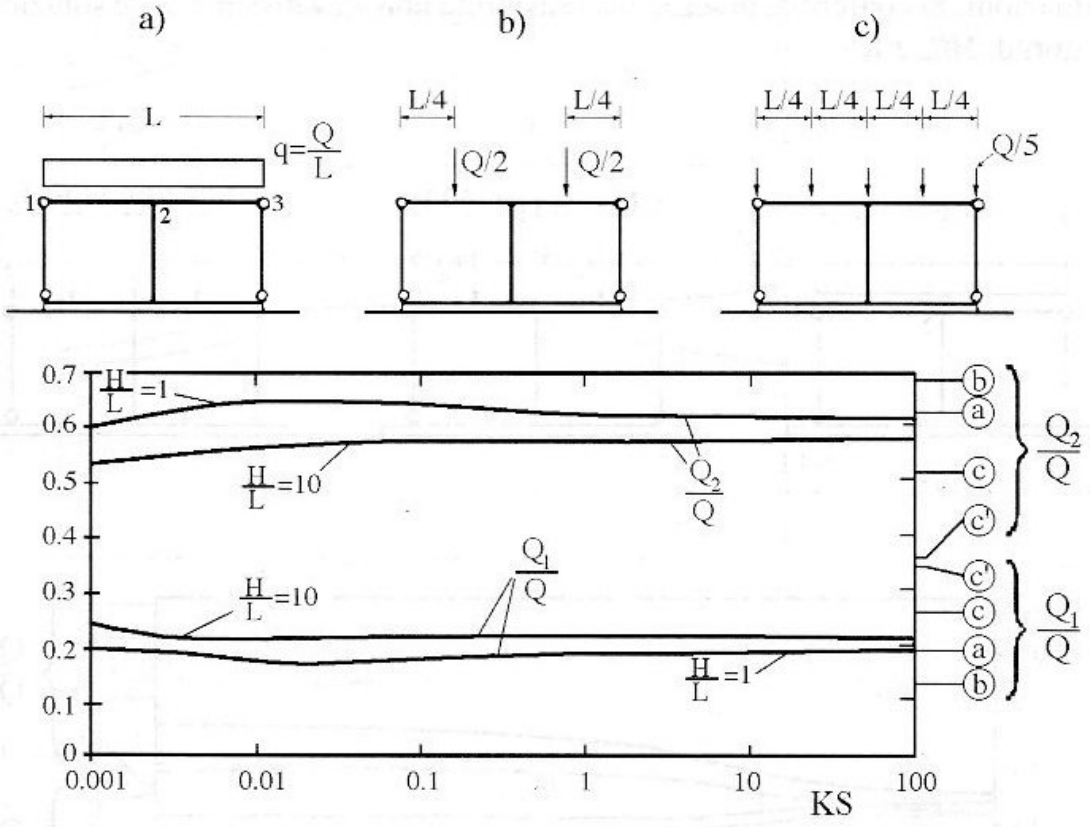


Fig. 10.6. Soluzione nelle due situazioni limite per un semplice schema strutturale

Per la condizione di carico a) le due situazioni limite danno luogo a risultati molto prossimi fra di loro e, per alcuni valori dei parametri H/L e KS, praticamente coincidenti. Ciò significa che l'influenza della sovrastruttura è di scarso (o addirittura nullo) rilievo; l'analisi dell'interazione fondazione - terreno può essere svolta senza tenerne conto.

Per le condizioni di carico b) e c), invece, le differenze fra le due situazioni limite, e quindi l'influenza della sovrastruttura, sono più sensibili; se ne deduce che tale influenza dipende non solo dalle caratteristiche geometriche ed elastiche del sistema, ma anche dalla distribuzione dei carichi ad esso applicati. Tale osservazione trova conferma se si esamina la condizione di carico che si ottiene dalla c) eliminando la forza sul ritto centrale; in questo caso (c' in fig. 10.6) le differenze fra le due situazioni limite sono ancora più marcate.

In fig. 10.7 sono riportati analoghi risultati per uno schema strutturale identico al precedente per quanto riguarda modello di sottosuolo, sovrastruttura e carichi,

ma nel quale la trave di fondazione è dotata di due sbalzi laterali. Ciò produce sensibili differenze rispetto al caso precedente per quanto riguarda la situazione limite n. 2, e quindi si modificano significativamente anche i rapporti fra le due situazioni. Si conferma, invece, una sensibilità non elevatissima delle soluzioni ai valori di H/L e KS.

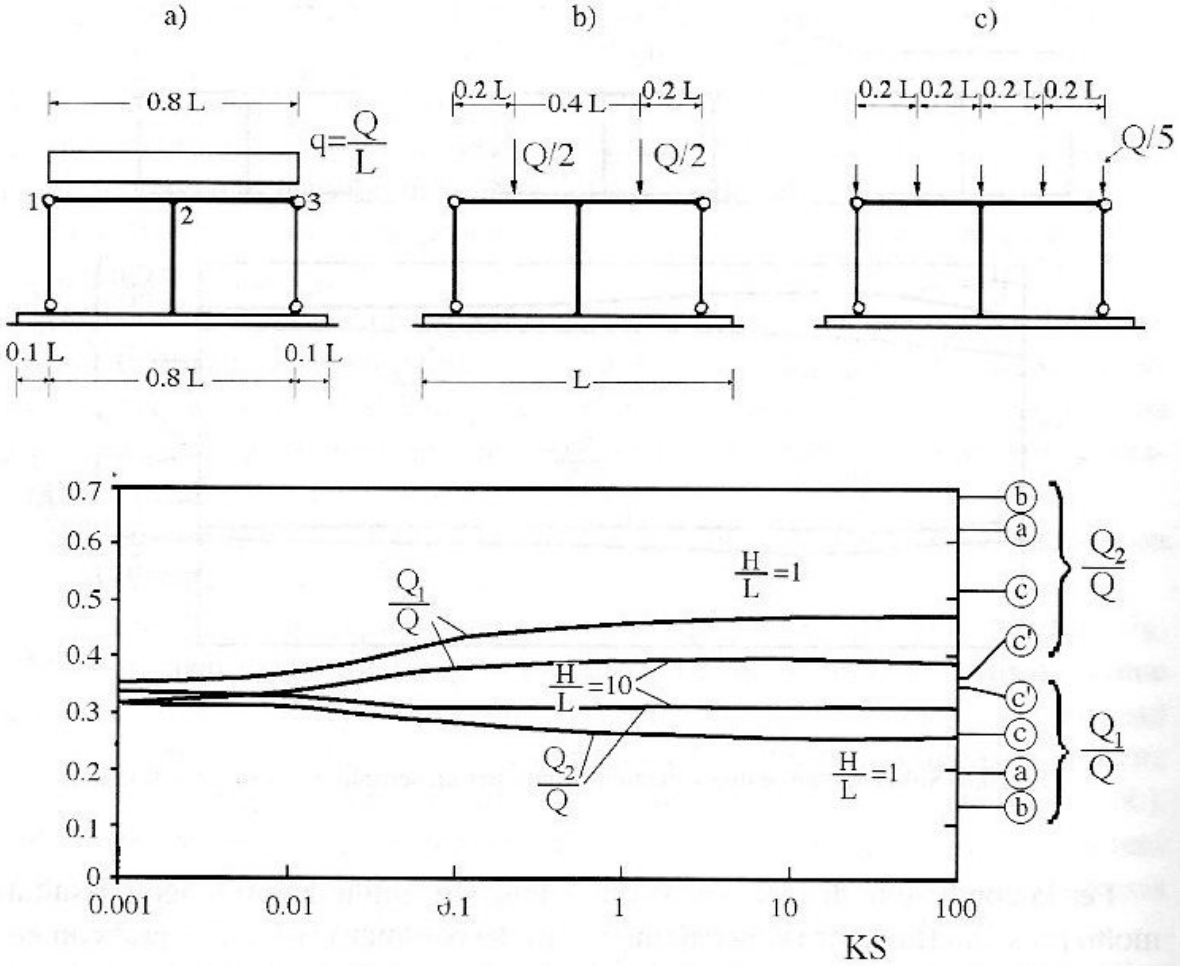


Fig. 10.7. Soluzioni nelle due situazioni limite per un semplice schema strutturale

Risultati dello stesso tipo sono riportati nelle figure 10.8 e 10.9 per schemi strutturali analoghi ai precedenti, ma con ritti incastrati. Mancano, in queste figure, i valori delle caratteristiche della sollecitazione nei ritti nella situazione limite 1, in quanto queste dipendono, oltre che dai carichi applicati come nei casi precedenti, anche dal rapporto fra le rigidezze flessionali del traverso e dei ritti.

L'influenza della sovrastruttura sull'interazione tra fondazione e terreno dipende non solo dalle rigidezze relative, ma anche dalle caratteristiche geometriche e di vincolo della sovrastruttura, dalla distribuzione dei carichi esterni e dalle caratteristiche del sottosuolo.

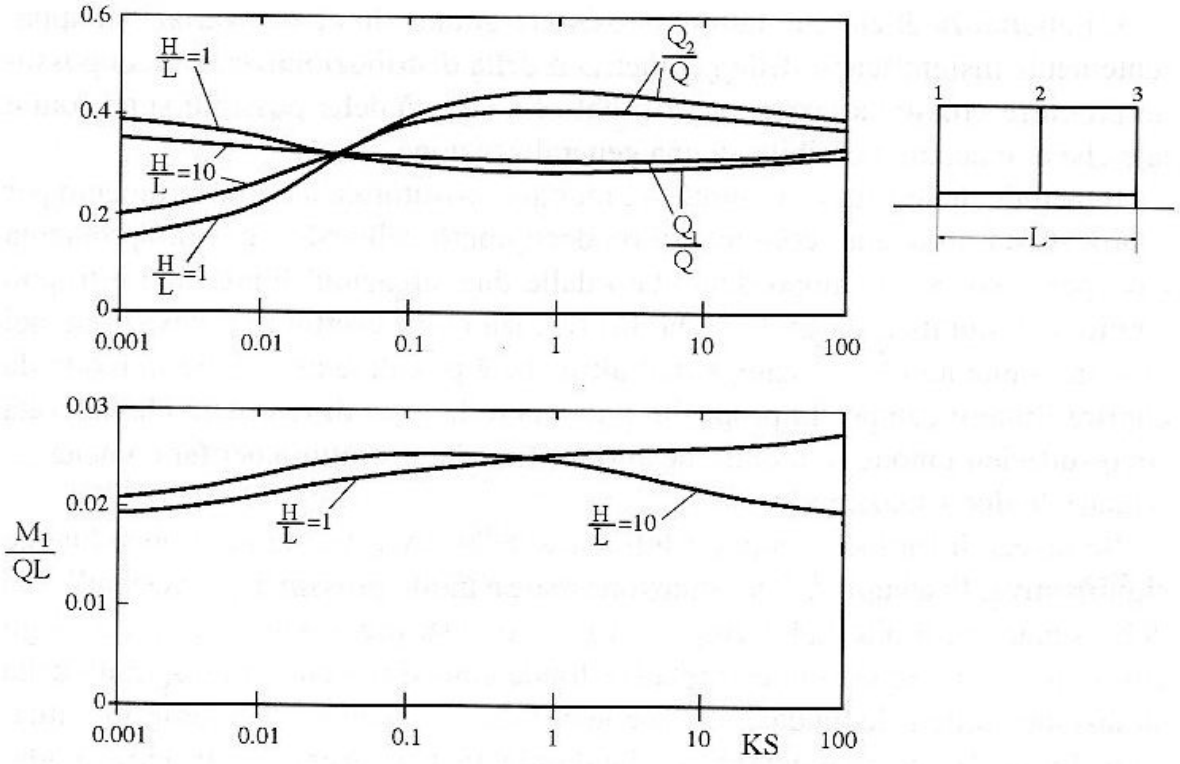


Fig. 10.8. Soluzioni nella situazione limite (2) per un semplice schema strutturale

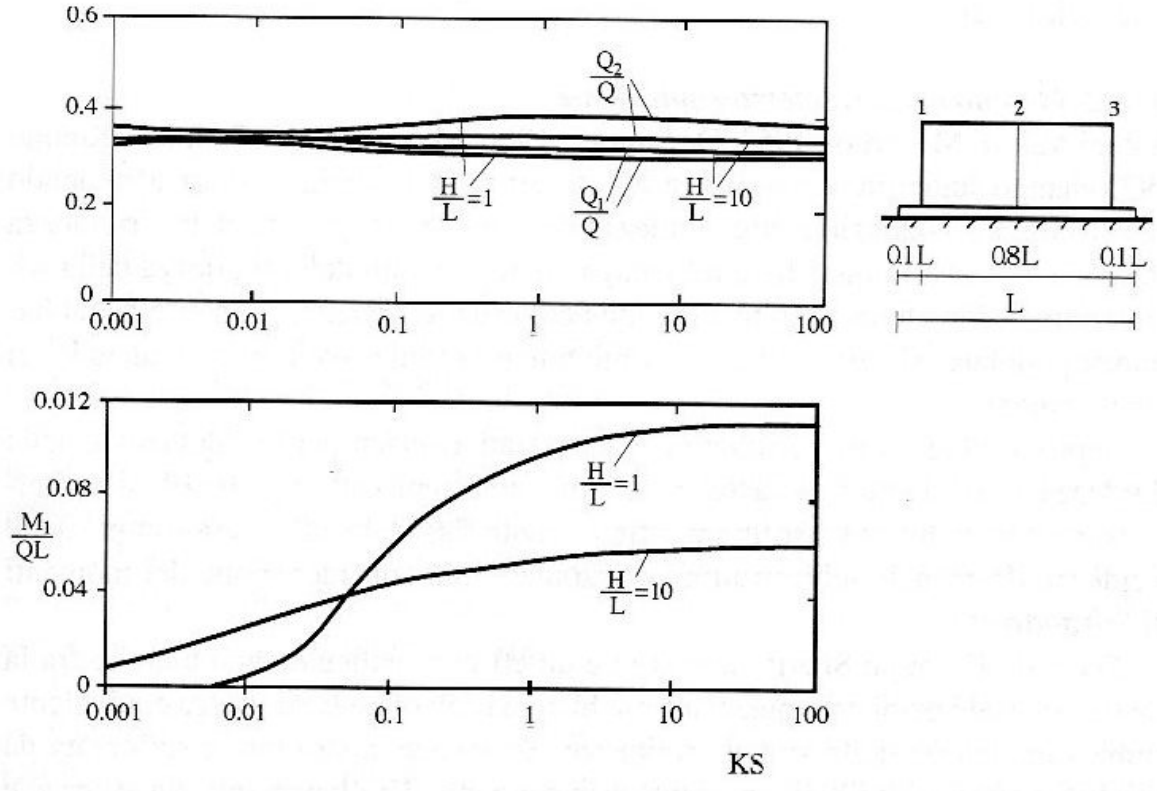


Fig. 10.9. Soluzioni nella situazione limite (2) per un semplice schema strutturale

L'importanza di ciascun fattore può essere grande. In effetti, variazioni apparentemente insignificanti della geometria o della distribuzione dei carichi possono produrre grosse variazioni nei risultati. La varietà delle possibili situazioni è tale che non appare possibile alcuna generalizzazione.

Il metodo delle situazioni limite, comunque, costituisce un utile strumento per il progettista, in quanto consente di rendersi conto della rilevanza del problema caso per caso. Se il campo delimitato dalle due situazioni limite non è troppo ampio, ciò significa da un lato che l'influenza della struttura in elevazione nel caso in esame non è rilevante, e dall'altro che è possibile progettare in modo da coprire l'intero campo. In proposito può valere la pena di ricordare che talvolta sono sufficienti modeste modifiche allo schema della struttura per far coincidere, o quasi, le due situazioni limite.

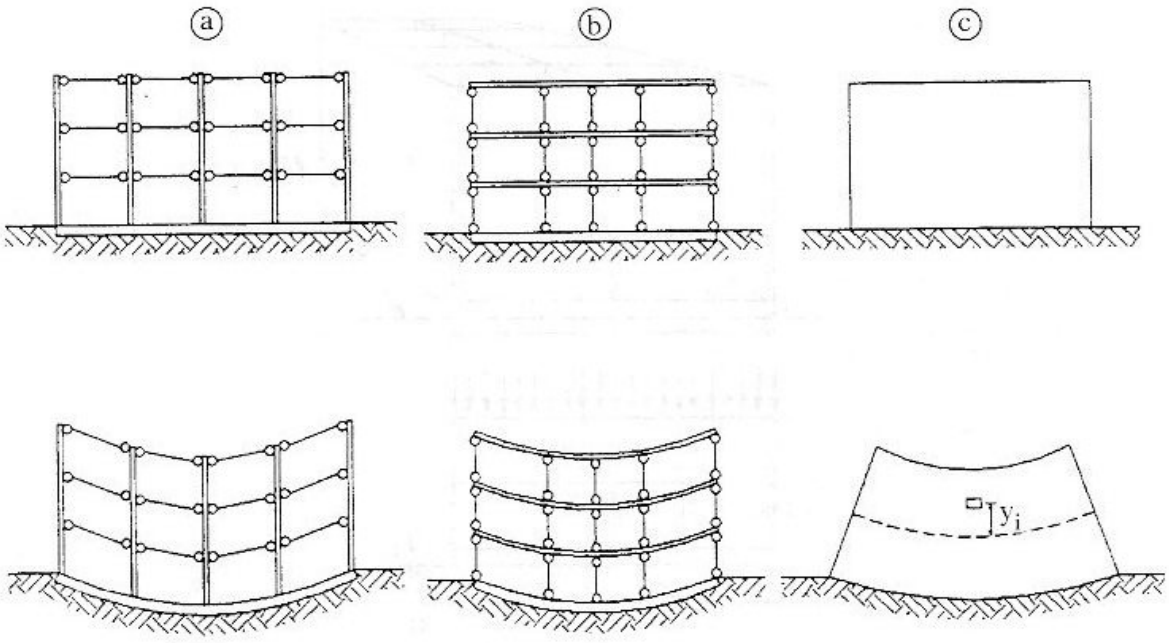
Se invece il campo è ampio, l'influenza della sovrastruttura è probabilmente significativa. In alcuni casi, la situazione reale è molto prossima all'una o all'altra delle situazioni limite (ad esempio: in genere le strutture intelaiate in c.a. degli edifici per civili abitazioni e le relative fondazioni si trovano in prossimità della situazione limite 1; le fondazioni di celle per silos sono invece prossime alla situazione limite 2); in altri è opportuno che il progettista concepisca l'insieme fondazione-sovrastruttura in modo da ottenere appunto una situazione prossima ad una delle due situazioni limite (si potrà, ad esempio, prevedere una fondazione di elevata rigidezza).

10.2.2. *Metodo della rigidezza equivalente*

Alcuni Autori (Meyerhof, 1953; De Simone, 1966; Mazzolani, 1967; Sherif, Kœnig, 1975) hanno suggerito di considerare l'influenza della sovrastruttura attribuendo alla struttura di fondazione una rigidezza flessionale maggiorata, detta "rigidezza equivalente", che in qualche modo tenga conto appunto della rigidezza della sovrastruttura. Il metodo è molto attraente per la sua semplicità, ed in effetti è abbastanza popolare; sfortunatamente un più attento esame rivela in esso alcuni seri inconvenienti.

In primo luogo, i suggerimenti che sono stati avanzati per la valutazione della rigidezza equivalente sono assai vari. Con riferimento alla fig. 10.10, si va dall'assunzione di una sovrastruttura infinitamente flessibile, alla mera somma delle rigidezze flessionali delle strutture orizzontali, alla considerazione dei momenti di trasporto.

Secondo Kœnig e Sherif, se non vi è un efficace collegamento a taglio fra la fondazione ed i piani e fra questi ultimi, bisogna calcolare la rigidezza equivalente come sommatoria delle singole rigidezze. Se invece la struttura è rinforzata da pareti nel piano di inflessione, si può assumere che il collegamento sia efficace e valutare l'inerzia complessiva tenendo conto del teorema di Steiner.



a	b	c
$J = J_f$	$J = J_f + \Sigma J_t$	$J = J_f + \Sigma J_t + \Sigma c_i\, y_i^2$
Mazzolani (1967), limite inferiore	Meyerhof (1953) De Simone (1966) Mazzolani (1967), lim. sup. Sherif,Kœnig (1975), lim. inf.	Sherif,Kœnig (1975), lim. sup.

Fig. 10.10. Rigidezza equivalente

El Kadi (1968), a seguito di osservazioni su edifici in vera grandezza, ritiene che la rigidezza equivalente debba essere ottenuta considerando un massimo di 2 o 3 piani oltre la fondazione.

Come si vede, le opinioni sono alquanto varie e, se si considera la profonda influenza della rigidezza relativa sull'interazione fondazione-terreno (si veda in proposito il § 9.8), queste incertezze limitano sostanzialmente l'utilità del metodo.

Per di più, in alcuni casi il metodo può dare luogo a veri e propri errori. Per illustrare uno di questi casi, si consideri il silo in c.a. rappresentato schematicamente nella figura 10.11 e si supponga che la rigidezza della struttura in elevazione (le celle del silo) sia tale che la rigidezza equivalente, comunque valutata, sia molto elevata. Per esempio, con riferimento al modello di Kœnig e Sherif, si assuma come rigidezza equivalente KS = 100.

Il caso è molto prossimo alla situazione limite 2; inoltre, come mostra la fig. 10.6, questo è un caso nel quale la differenza fra le due situazioni limite è molto ridotta. Si può quindi ritenere che i carichi sui pilastri ed il regime di sollecitazioni in fondazione ottenuti considerando la situazione limite 2 siano praticamente esatti.

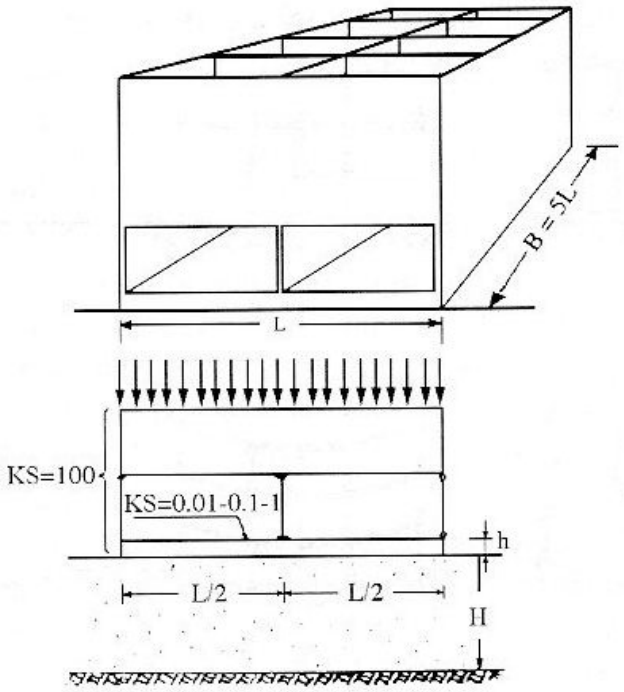
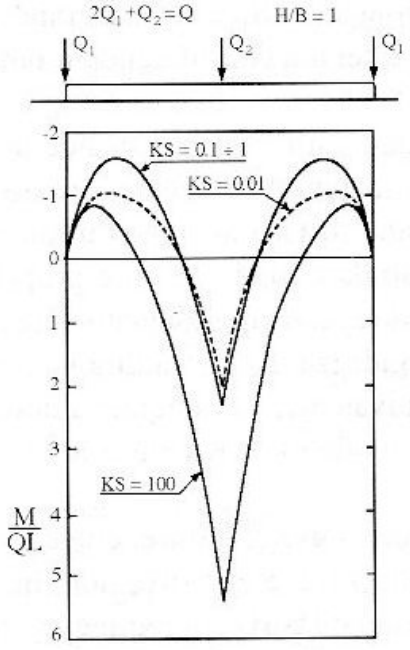


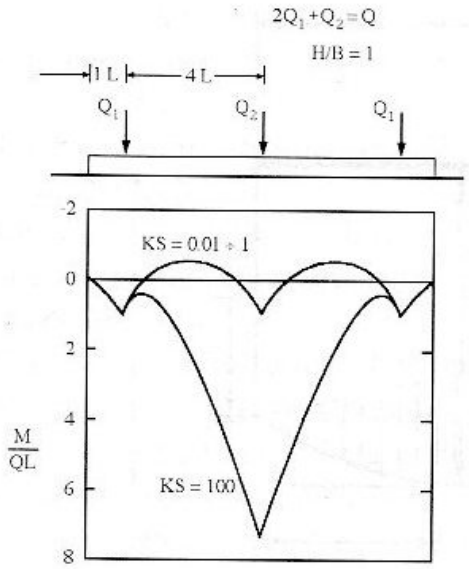
Fig. 10.11. Schema di un silo in cemento armato

Nella figura 10.12 tali grandezze, calcolate per tre diversi valori della rigidezza relativa fondazione-terreno, sono paragonate con quelle che si ottengono con il criterio della rigidezza equivalente. Come si vede, quest'ultimo dà luogo a risultati completamente sbagliati. Gli errori sono addirittura maggiori se ci si riferisce allo schema della figura 10.13.



Metodo	KS	Q_1/Q	Q_2/Q
Sovra-struttura rigida	0.01 0.1 1.0	0.251 0.245 0.244	0.498 0.510 0.512
Rigidezza equivalente	100	0.188	0.624

Fig. 10.12. Sforzi nei ritti e sollecitazioni nella fondazione del silo di fig. 10.11



Metodo	KS	Q_1/Q	Q_2/Q
Sovra-struttura rigida	0.01	0.348	0.304
	0.1	0.345	0.310
	1.0	0.344	0.312
Rigidezza equivalente	100	0.188	0.624

Fig. 10.13. Sforzi nei ritti e sollecitazioni nella fondazione del silo di fig. 10.11, con due sbalzi aggiunti alle estremità della fondazione

Si potrebbe obiettare che l'esempio è stato volutamente scelto per esasperare tale effetto, ed è vero; il metodo della rigidezza equivalente cade tanto più in difetto quanto maggiore è la rigidezza della sovrastruttura rispetto a quella della fondazione. D'altro canto, sono proprio questi i casi nei quali interessa considerare l'influenza della sovrastruttura; paradossalmente, il metodo risulta esatto per una sovrastruttura isostatica o infinitamente flessibile, e cioè proprio quando esso è inutile!

In conclusione, il metodo della rigidezza equivalente non è consigliabile per la valutazione dell'influenza della sovrastruttura sull'interazione tra fondazione e terreno. Come vedremo, il metodo può invece avere una sua utilità nello studio di altri problemi.

10.3. *Deformazioni della sovrastruttura e loro conseguenze*

10.3.1. *Metodi empirici per la previsione delle distorsioni*

La deformata di una fondazione viene definita attraverso i valori di alcune grandezze caratteristiche. Queste sono (fig. 10.14), oltre al cedimento w (cedimento massimo w_{max}, cedimento medio w_{av}), il cedimento differenziale δ, l'inflessione Δ, la rotazione relativa o distorsione angolare β, il rapporto di inflessione o curvatura Δ/L. I valori di δ, Δ, β e Δ/L vanno riferiti a due punti che non coincidono necessariamente con le estremità della fondazione; ad esempio, si può calcolare $(\Delta/L)_{CB} = \Delta_{CB}/L_{CB}$. Come è ovviö, il massimo valore di Δ/L non si verifica necessariamente in corrispondenza del massimo valore di Δ.

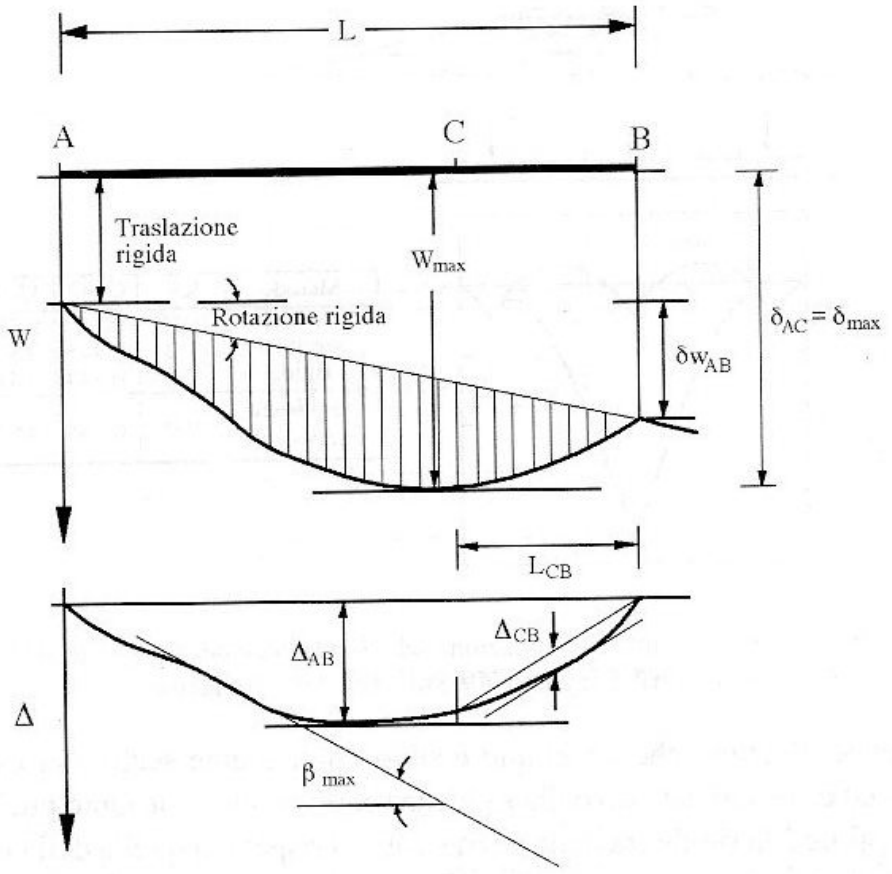


Fig. 10.14. Definizione dei parametri geometrici caratterizzanti la deformata di una fondazione

Lo studio delle deformazioni del complesso fondazione-sovrastruttura si articola in due fasi: la prima è quella della previsione (quali saranno le distorsioni?), la seconda quella della valutazione (le distorsioni attese saranno accettabili?).

Nel presente paragrafo ed in quello successivo ci occuperemo del primo dei due quesiti; nel § 10.3.3 del secondo.

Anche nel caso di condizioni di sottosuolo relativamente omogenee e di fondazioni progettate in modo da prevenire o ridurre i cedimenti differenziali, l'esperienza mostra che questi ultimi si verificano in ogni caso. Ciò è dovuto ad una molteplicità di cause, quali la minuta eterogeneità dei terreni, la storia della costruzione, eventi accidentali; i cedimenti differenziali assumo quindi, almeno in parte, il carattere di un fenomeno casuale.

Considerate le difficoltà di caratterizzare la rigidezza della sovrastruttura ed il carattere eminentemente casuale di alcune fra le principali cause dei cedimenti differenziali, un approccio semplice e conveniente alla previsione dei cedimenti differenziali è quello di tipo empirico-probabilistico, consistente nel porre in relazione la massima distorsione attesa (δ, Δ o Δ/L) con il massimo cedimento. Quest'ultimo, come si è visto, può essere calcolato con sufficiente attendibilità; le

correlazioni con le altre grandezze che caratterizzano la distorsione delle fondazioni sono basate su dati raccolti mediante il monitoraggio di un gran numero di opere in vera grandezza.

Correlazioni di questo tipo sono influenzate dalle caratteristiche sia del sottosuolo, sia della struttura; correlazioni più "mirate", e cioè riferite a tipi strutturali omogenei ed a condizioni di sottosuolo ben definite, sarebbero certamente di maggior utilità. Grande importanza riveste quindi la raccolta e l'analisi di ulteriori dati ed osservazioni.

Una prima correlazione fra il cedimento massimo ed il cedimento differenziale è presentata nella fig. 10.15, ottenuta ponendo in diagramma le coppie di valori w_{max}, δ osservati su edifici in vera grandezza. Le linee riportate rappresentano l'inviluppo dei dati relativi a edifici su terreni incoerenti e su argille; per quest'ultimo caso, distinguendo fra edifici e manufatti con struttura rigida e con struttura flessibile.

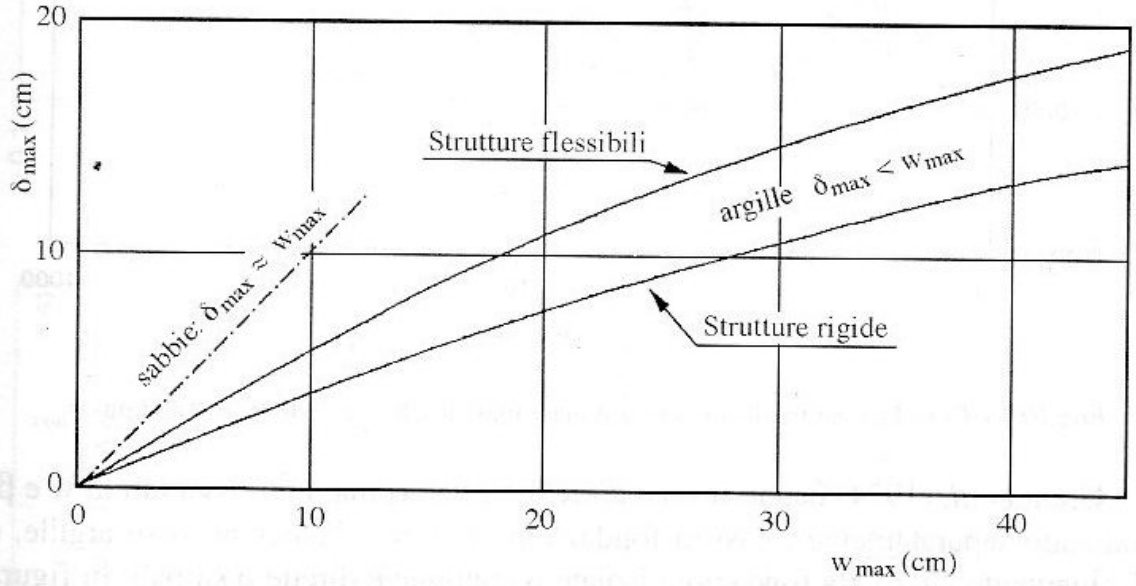


Fig. 10.15. Correlazione statistica tra il massimo cedimento assoluto ed il massimo cedimento differenziale

Il diagramma trasmette una semplice, ma utile informazione: per un certo edificio in progetto, per il quale è stato calcolato un cedimento w, il cedimento differenziale che si ottiene dalla curva inviluppo relativa alla situazione in esame rappresenta il massimo valore di δ che ci si può attendere, sulla base dell'esperienza finora accumulata. Si ottiene quindi una stima del limite superiore del cedimento differenziale atteso.

Come si vede, nei terreni incoerenti i cedimenti sono minori in valore assoluto, ma i cedimenti differenziali sono proporzionalmente più elevati; ciò rispecchia la ridotta compressibilità e la marcata eterogeneità che generalmente caratterizza i

depositi di terreni a grana grossa. Per i depositi argillosi, più uniformi, i cedimenti differenziali rappresentano una minore aliquota del cedimento massimo, anche se quest'ultimo può raggiungere valori più elevati.

Un analogo diagramma, che correla i valori massimi osservati di β e w utilizzando tutti i dati disponibili, è riportato in fig. 10.16; anche in questo caso appare possibile individuare un inviluppo.

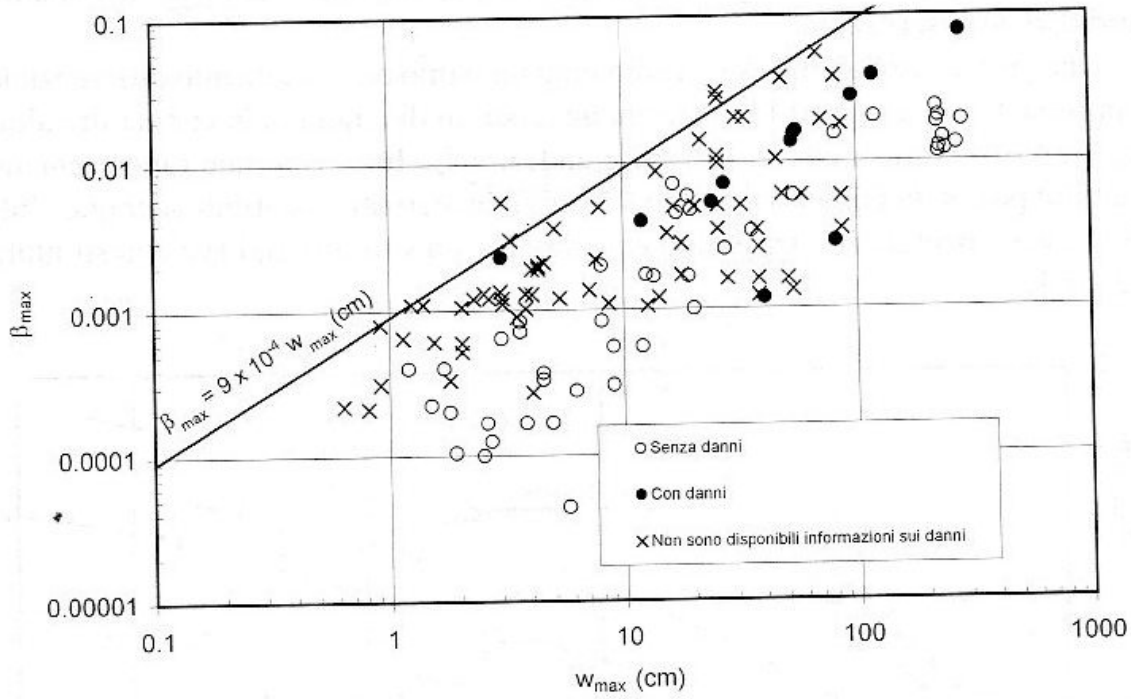


Fig. 10.16. Correlazione fra distorsione angolare massima β_{max} e cedimento massimo w_{max}

Grant *et al.* (1974) hanno invece correlato i valori massimi osservati di w e β, trattando separatamente i casi di fondazioni su terreni incoerenti o su argille, e distinguendo anche fra fondazioni isolate o continue e dirette o su pali. In figura 10.17 i diagrammi di Grant *et al.* (1974) sono aggiornati con tutti i dati attualmente disponibili. A parità di cedimento, la rotazione relativa aumenta passando da fondazioni continue a fondazioni isolate e da terreni a grana fina a terreni a grana grossa; la distinzione tra fondazioni dirette e su pali sembra invece meno rilevante. Bisogna però ricordare, a questo proposito, che a parità di condizioni le fondazioni su pali danno luogo a cedimenti più ridotti di quelle dirette.

I dati posti a base delle figure 10.15, 10.16 e 10.17, come si è detto, si riferiscono a condizioni di sottosuolo relativamente omogenee ed a fondazioni progettate in modo da annullare o minimizzare i cedimenti differenziali. In caso di marcata eterogeneità del sottosuolo o di strutture particolari (ad esempio, corpi di fabbrica adiacenti con altezze molto diverse), le distorsioni possono assumere valori più elevati.

Università di Bologna BIBLIOTECA CENTRALE Facoltà di Ingegneria

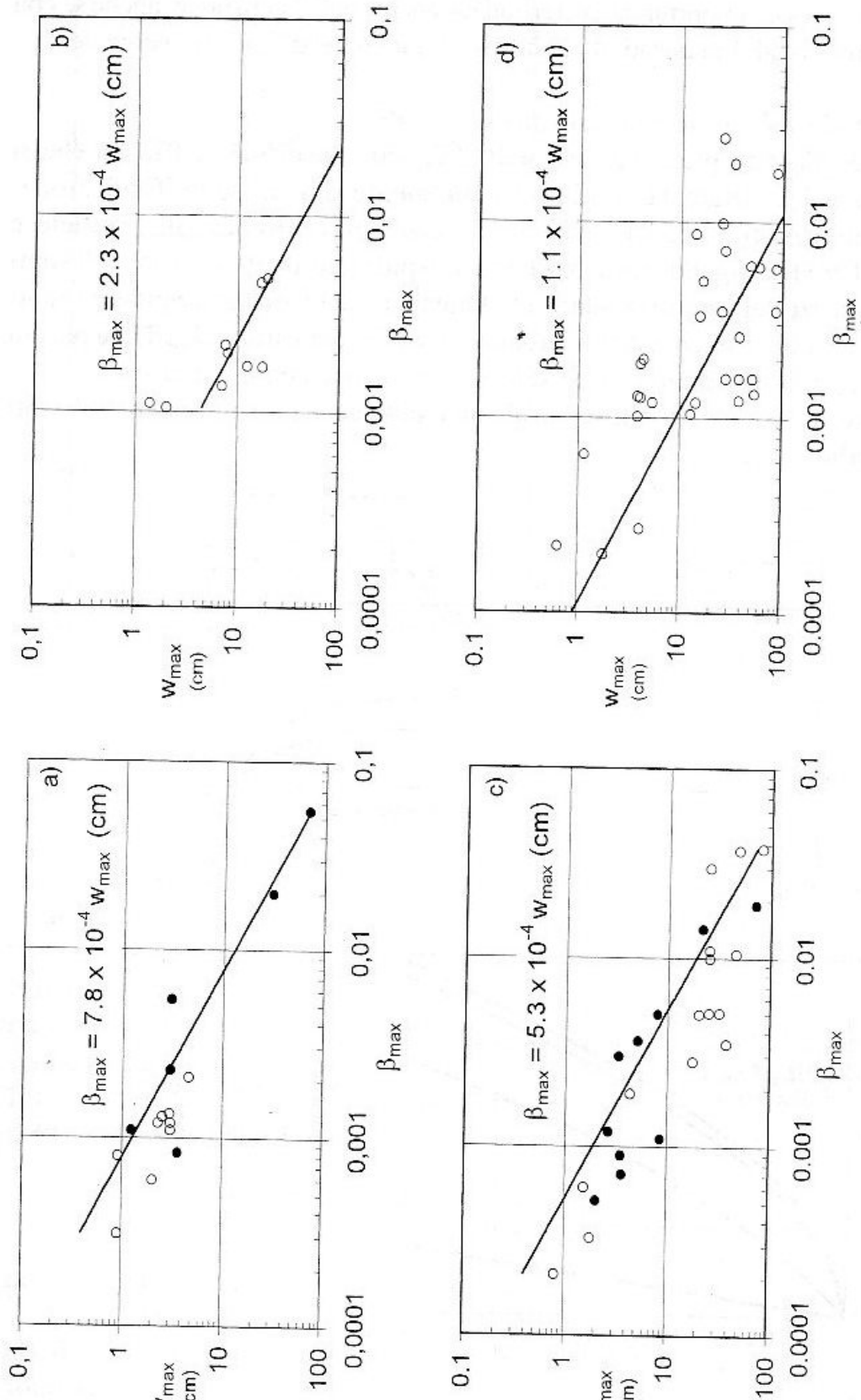


Fig. 10.17. Correlazione tra cedimenti assoluti massimi e distorsioni angolari massime:
(a) fondazioni isolate su sabbie; (b) fondazioni continue su sabbie;
(c) fondazioni isolate su argille; (d) fondazioni continue su argille. I punti pieni si riferiscono a fondazioni su pali

In questi casi sarà opportuno ricorrere ad un'analisi dell'interazione, anche se con metodi approssimati. Fra questi, il più diffuso è quello della rigidezza equivalente.

10.3.2. *Metodo della rigidezza equivalente*

Il metodo è già stato presentato nel § 10.2.2, sottolineando le difficoltà che si incontrano nel valutare la rigidezza equivalente dell'insieme fondazione-sovrastruttura. Ai fini della previsione dei cedimenti differenziali, Padfield e Sharrock (1983) ritengono che il procedimento più appropriato sia quello di sommare le rigidezze dei vari orizzontamenti. Ottenuta in tal modo una rigidezza equivalente, si assimila l'intero edificio (fondazione più sovrastruttura) ad una piastra soggetta a carichi distribuiti e se ne studia l'interazione con il terreno.

Le figure 10.18 e 10.19 forniscono alcuni risultati che possono essere utilizzati per tale studio.

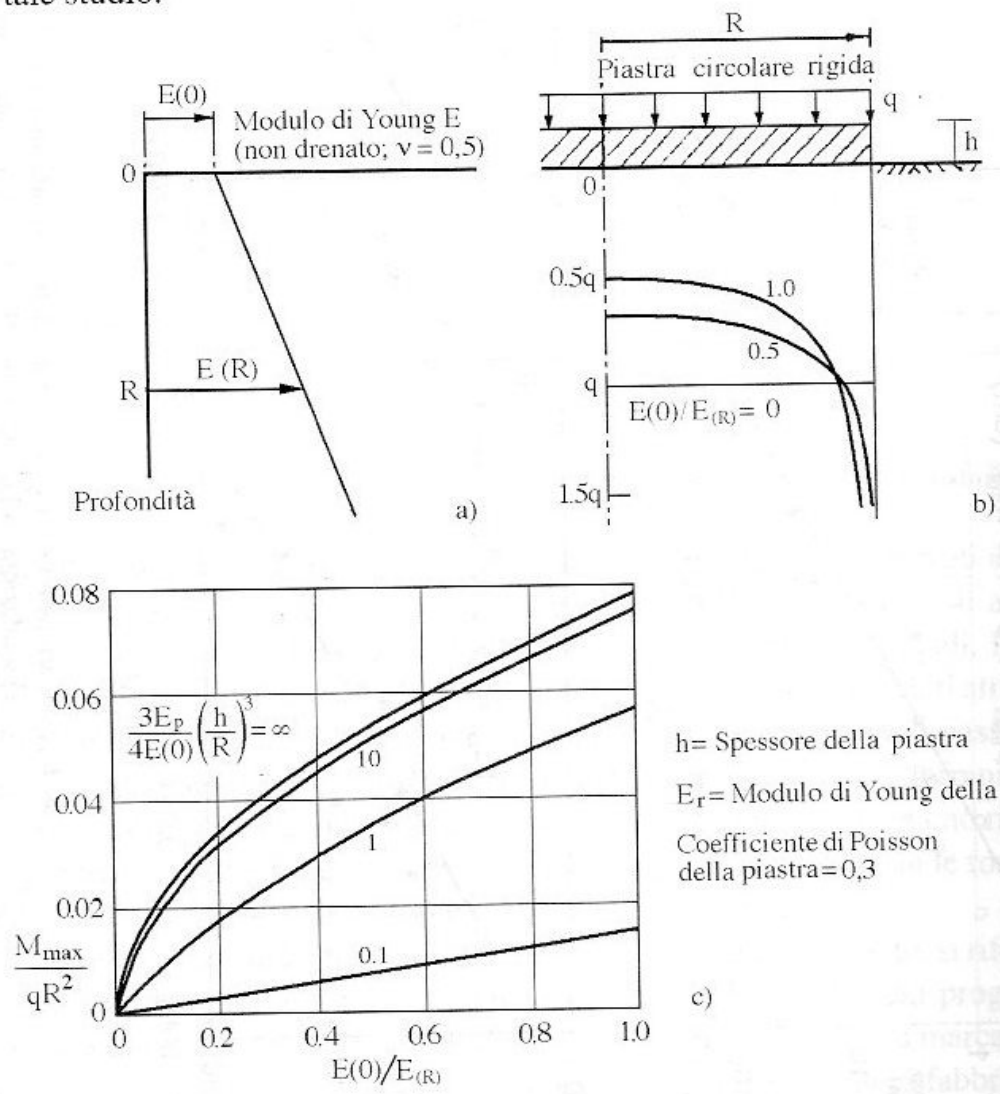


Fig. 10.18. Soluzioni per piastra circolare uniformemente caricata (Brown, 1972): (a) modello di sottosuolo; (b) reazioni di contatto per piastra rigida; (c) momenti flettenti per piastra di rigidezza finita

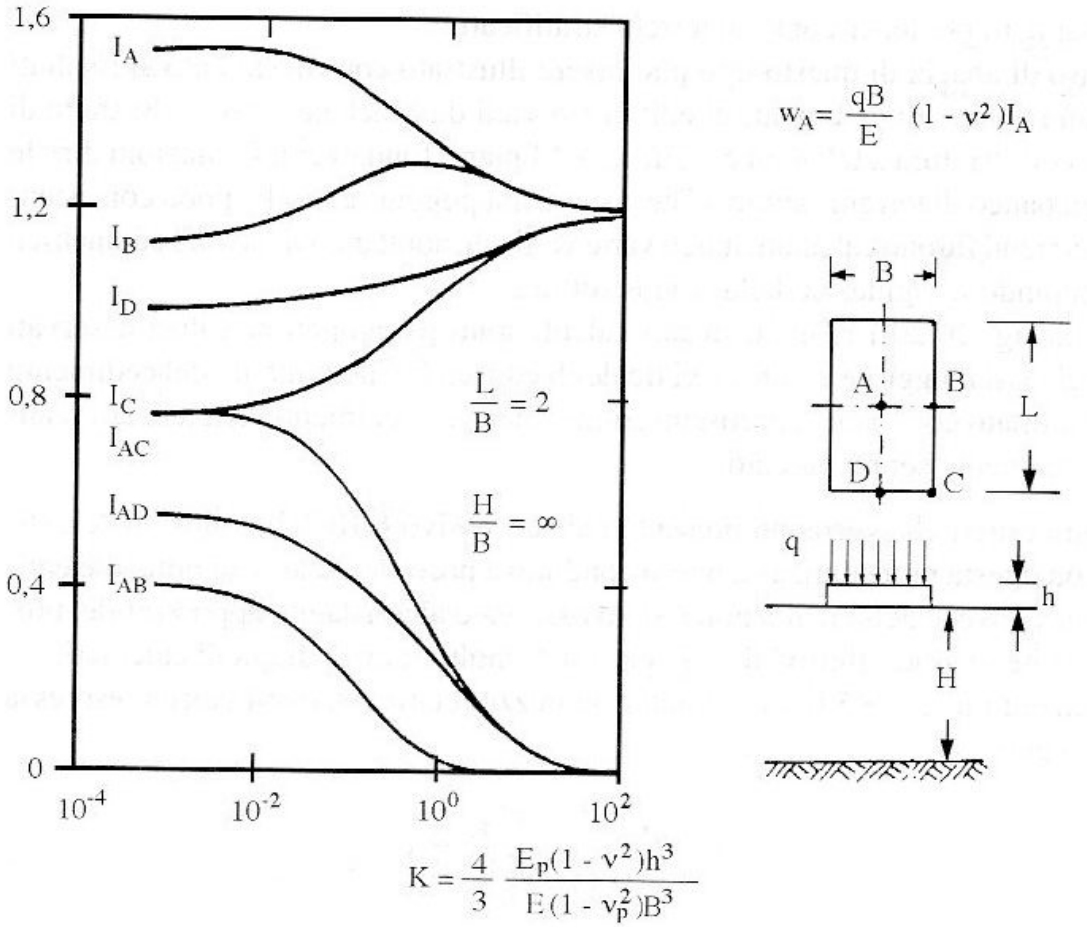


Fig. 10.19. Cedimenti differenziali di una piastra rettangolare uniformemente caricata e poggiante su un semispazio elastico

In fig. 10.18 (Gibson, 1974) è trattato il caso di una piastra circolare su sottosuolo "alla Gibson", e cioè con un modulo linearmente crescente con la profondità. Le caratteristiche della sollecitazione nella piastra, come ad esempio il valore del massimo momento flettente che si verifica al centro della piastra stessa, diminuiscono al crescere del grado di eterogeneità del terreno definito dal rapporto E(O)/E(R) e crescono al crescere della rigidezza relativa della piastra rispetto al terreno, definita dal parametro:

$$K_R = \frac{3}{4} \frac{E_p}{E(0)} \left(\frac{h}{R} \right)^3$$

dove il significato dei simboli è chiarito dalla figura 10.18.

In fig. 10.19 è trattato il caso di una piastra rettangolare su di un semispazio elastico; un più ampio studio parametrico, comprendente piastre con $L/B \neq 2$ e sottosuolo costituito da uno strato elastico di spessore finito, è contenuto nel lavoro di Fraser e Wardle (1976), che suggeriscono anche un semplice procedimento

approssimato per tener conto di terreni stratificati.

L'uso di abachi di questo tipo può essere illustrato con riferimento ai risultati di alcune misure di cedimenti di edifici riportati da Machado (1961). Si tratta di edifici con struttura a telaio in c.a., di 12 ÷ 14 piani, fondati con fondazioni dirette su di un banco di terreni sabbiosi che a sua volta poggia su argille poco consistenti. I cedimenti furono calcolati, lungo varie verticali, adottando il metodo edometrico e trascurando la rigidezza della sovrastruttura.

Nella fig. 10.20 i risultati di tali calcoli sono paragonati ai valori osservati lungo gli assi maggiore e minore di tre degli edifici. Il valore medio del cedimento risulta stimato con buona approssimazione, mentre i cedimenti differenziali risultano largamente sopravvalutati.

Con i criteri che verranno presentati al successivo § 10.3.3 i valori di Δ/L stimati con questa procedura avrebbero condotto a prevedere danni di notevole entità, mentre invece nella realtà non è stato osservato alcun danno apprezzabile, proprio perché i valori effettivi di Δ/L sono stati molto minori di quelli calcolati.

Stimando in circa 5 il valore della rigidezza relativa K degli edifici, espressa come segue:

$$K = \frac{4}{3}\frac{E_p\left(1-\nu^2\right)}{E\left(1-\nu_p^2\right)}\left(\frac{h}{B}\right)^3$$

la fig. 10.19 mostra che il cedimento differenziale calcolato in ipotesi di struttura flessibile dovrebbe essere ridotto del 75 ÷ 80 %; con tale riduzione l'accordo tra valori calcolati ed osservati diviene molto soddisfacente.

10.3.3. *Valori ammissibili delle distorsioni*

Le prime indicazioni in materia sono state quelle di Skempton e McDonald (1956), che si basavano sull'evidenza sperimentale disponibile nei paesi occidentali, e di Polshin e Tokar (1957), che si riferivano all'esperienza ed alle normative dell'Europa orientale.

Skempton e McDonald concludevano che, per $\beta \leq 1/300$, non si erano verificate in nessun caso apprezzabili fessurazioni nelle murature portanti o di tompagnatura; per osservare danni a strutture portanti in c.a., invece, occorreva che β raggiungesse il valore di 1/150.

Polshin e Tokar indicarono un valore massimo ammissibile di β pari a 1/500 per gli edifici intelaiati in c.a. con pannelli e tompagnature; per telai aperti, il limite del danneggiamento veniva indicato in $\beta \geq 1/200$. Come si vede tali valori, pure essendo un po' più restrittivi dei precedenti, sono in sostanziale accordo con essi.

In tabella 10.3 sono riportate queste ed altre indicazioni.

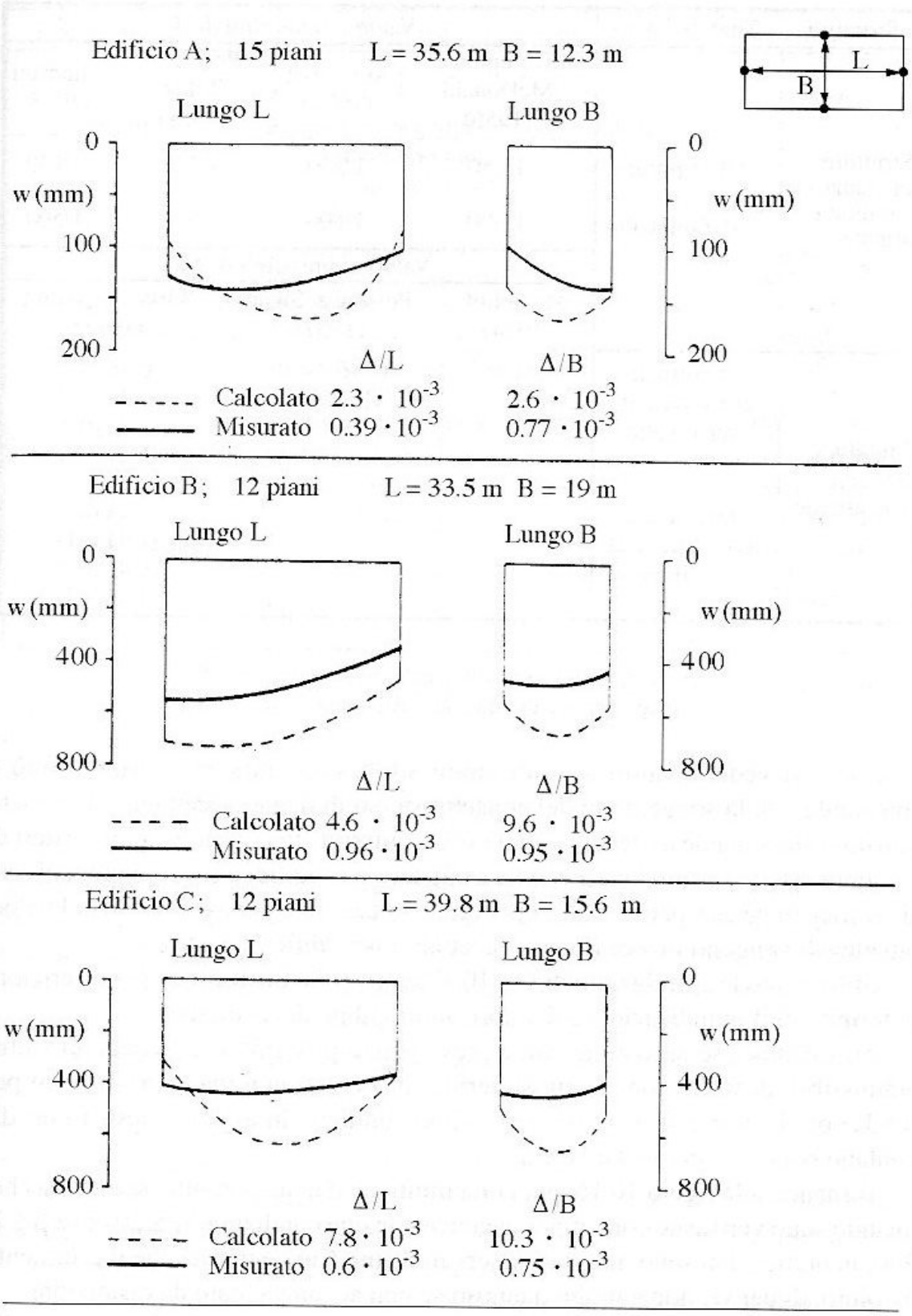


Fig. 10.20. Paragone tra cedimenti differenziali misurati e calcolati per 3 edifici

Struttura	Tipo di danno	Valori ammissibili di β			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai tompagni	1/300	1/500	1/500	1/500
		Valori ammissibili di Δ/L			
		Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)	
Murature portanti non armate	Deformata con concavità verso l'alto	$0,4x10^{-3}$	$0,3 \div 0,4x10^{-3}$ (L/H ≤ 3)	$0,4x10^{-3}$ (L/H = 1) $0,8x10^{-3}$ (L/H = 5)	
	Deformata con concavità verso il basso			$0,2x10^{-3}$ (L/H = 1) $0,4x10^{-3}$ (L/H = 5)	

Tab. 10.3. Valori ammissibili della rotazione relativa β e del rapporto di inflessione Δ/L delle strutture

Come si vede, i valori ritenuti ammissibili sono alquanto variabili; ciò è spiegabile con la soggettività del concetto stesso di danno accettabile. In genere può dirsi che si tende a ritenere validi i valori più restrittivi se prevalgono criteri di carattere estetico e funzionale e si ha a che fare con edifici nuovi e/o pregiati; ciò si verifica in genere per gli edifici per civili abitazioni e per uso pubblico. I valori più elevati vengono invece ritenuti accettabili per edifici industriali.

Utilizzando le correlazioni di fig. 10.17 é possibile trasformare le prescrizioni in termini di β in indicazioni sul valore ammissibile del cedimento.

Ad esempio, se si assume come prescrizione $\beta \leq 1/500$, si deducono valori ammissibili di w per fondazioni su terreni incoerenti non maggiori di 3 cm per fondazioni isolate e di 9 cm per fondazioni continue. In argille, questi valori diventano rispettivamente 9 e 18 cm.

Tornando alla figura 10.16, pur con i limiti dei dati disponibili, si osserva che, quando sono verificate contemporaneamente le due condizioni $w \leq 20$ cm e $\beta \leq 1/300$, in pratica non sono mai stati osservati danni. Ciò conferma che il cedimento assoluto, di per sé, non é molto dannoso se non accompagnato da distorsioni.

Una recente e comprensiva serie di indicazioni di carattere generale è quella riportata in tabella 10.4 (Holtz, 1991).

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30
	Accessibilità	30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	
	Murature portanti	2,5 ÷ 5
	Strutture intelaiate	5 ÷ 10
	Ciminiere, silos	7,5 ÷ 30
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Da verificare (cap. 16)
	Rotazione di ciminiere e torri	$\delta/H \leq 0{,}04$
	Operatività di macchine	
	Macchine tessili	0,003
	Turbogeneratori	0,0002
	Gru a ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01 ÷ 0,02
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001 ÷ 0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici di acciaio	0,005

NB: L = distanza tra due pilastri adiacenti; H = altezza di ciminiere e torri. I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i valori più ridotti a strutture rigide e condizioni di sottosuolo irregolari

Tab. 10.4. Valori ammissibili dei movimenti delle strutture

10.3.4. *Metodi per ridurre le distorsioni in fondazione*

Se i valori delle distorsioni, che si ottengono con i procedimenti di previsione riportati nei § 10.3.1 e 10.3.2, risultano superiori a quelli ammissibili, è necessario modificare il progetto delle fondazioni o adottare altri accorgimenti.

In generale, in proposito esistono le seguenti possibilità:

- ricorrere ad un diverso tipo di fondazione (ad esempio, su pali);
- modificare la struttura;
- modificare la fondazione;
- migliorare le proprietà dei terreni di fondazione.

Nel valutare queste alternative, è necessario tener conto non solo del comportamento a breve termine e del costo di costruzione, ma anche dell'esercizio dell'opera nel lungo periodo e dei costi di manutenzione.

Per il progetto delle fondazioni su pali, ed in particolare per la previsione dei loro cedimenti, si rimanda ai successivi capitoli 13 e14.

Numerose sono le possibili modifiche ad una struttura, tese ad ottenere una

migliore distribuzione dei cedimenti o una minore suscettibilità alle distorsioni. La più ovvia è quella di una riduzione dei carichi, ad esempio con la diminuzione del numero di piani; ma talvolta può essere presa in considerazione anche la modifica dello schema strutturale. Da questo punto di vista si può tendere o ad irrigidire la struttura, onde ridurne le distorsioni, o anche a renderla più deformabile e ad introdurre opportuni giunti, onde rendere la struttura stessa più adattabile alle distorsioni. In linea di principio, la struttura e le sue fondazioni dovrebbero essere concepite unitariamente; tuttavia, in pratica, spesso il progetto delle fondazioni segue quello della struttura e le modifiche a quest'ultima sono possibili assai raramente.

In casi eccezionali, possono essere previsti meccanismi che consentano di recuperare le distorsioni, come ad esempio martinetti al di sotto dei pilastri; applicazioni di questo tipo sono state realizzate in zone di subsidenza mineraria o dove si incontrano terreni eccezionalmente compressibili. Al contrario, talvolta sono stati indotti cedimenti aggiuntivi ad elementi o zone di un edificio che avevano ceduto meno di altre; a tal fine è stata adottato il sovraccarico con zavorra o l'asportazione controllata di terreno al di sotto di alcune fondazioni.

Recentemente ci sono state importanti applicazioni nelle quali i cedimenti differenziali sono stati attenuati sollevando i punti con il cedimento più elevato o facendo cedere i punti con il cedimento più ridotto. Nel primo caso si è operato con apporto di materia mediante iniezioni (compensation grouting); nel secondo con asportazione di terreno a mezzo di perforazioni (sottoescavazione), (Viggiani, 1999).

La modifica più comune che si può apportare ad una fondazione diretta, onde migliorarne le prestazioni in termini di cedimenti assoluti e differenziali, è quella di trasformarla in una fondazione totalmente o parzialmente compensata o, come anche si dice, galleggiante. Il provvedimento consiste nell'approfondire il piano di posa ed adottare piani interrati o comunque una fondazione cellulare, molto più leggera del terreno asportato; in tal modo il carico netto esercitato in fondazione si riduce e può anche essere annullato. In condizioni tipiche, un piano interrato compensa il peso di circa quattro piani in elevazione.

Altro ovvio provvedimento è l'adozione di una fondazione continua (platea, reticolo di travi rovesce) di elevata rigidezza. Perché questo provvedimento risulti efficace nel sottrarre la sovrastruttura agli effetti del cedimento differenziale, occorre che la rigidezza flessionale della struttura di fondazione sia maggiore ($4 \div 5$ volte) della somma delle rigidezze degli orizzontamenti in elevazione.

I metodi di miglioramento delle caratteristiche dei terreni sono molteplici, ed in continua evoluzione. La scelta dell'uno o dell'altro dipende dalla natura e dalle

caratteristiche dei terreni di fondazione e dal tipo di struttura in progetto.

Ricorderemo fra i metodi più comuni l'asportazione di strati superficiali di terreni scadenti e la loro sostituzione con materiale posto in opera a strati e compattato adeguatamente (il cosiddetto "rilevato strutturale"), sul quale viene fondato il manufatto in progetto. Strati di terreni a grana fina poco consistenti possono essere preconsolidati con rilevati di precarico, spesso abbinati a dreni verticali per accelerare il decorso nel tempo del processo di consolidazione.

Ampia applicazione hanno trovato tecniche di stabilizzazione chimica, come le colonne di terreni miscelati in sito con calce o cemento *(deep mixing)* ; più rari i trattamenti elettroosmotici e termici (cottura o congelamento).

In presenza di terreni a grana grossa con ridotto grado di addensamento, molto adottate sono le tecniche di addensamento, che includono il compattamento dinamico con rulli vibranti pesanti o con grosse mazze battenti *(pilonnage)* , le tecniche di vibrosostituzione e vibroflottazione, le colonne di ghiaia.

Per il corretto progetto di un intervento di trattamento dei terreni di fondazione, Mitchell (1981) suggerisce di considerare i seguenti fattori:

1. I requisiti richiesti alla struttura da fondare: ad esempio, cedimenti ammissibili, sicurezza, necessità di manutenzione. Questi determinano il livello di miglioramento necessario per le proprietà del terreno.
2. L'estensione in pianta e la profondità del trattamento, e quindi il volume totale di terreno da trattare.
3. Il tipo di terreno e le sue caratteristiche iniziali.
4. La disponibilità di materiali come ad esempio sabbia, ghiaia, acqua, leganti.
5. La disponibilità di apparecchiature e capacità progettuali ed imprenditoriali.
6. I fattori ambientali, quali la disponibilità di discariche, l'inquinamento di falde e corsi d'acqua, gli effetti su strutture adiacenti.
7. L'esperienza e le preferenze locali.
8. Il tempo disponibile.
9. Il costo.

Fra la ricca letteratura sull'argomento si richiama il già citato rapporto di Mitchell (1981), ed i testi di Van Impe (1989) e Hausman (1990).

11. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

11.1. *Fondazioni dirette*

11.1.1. *Premessa*

Nel presente capitolo verranno fornite alcune indicazioni per il dimensionamento strutturale delle più semplici strutture di fondazione: i plinti diretti e su pali, le travi, le platee. I plinti su pali vengono qui inseriti, ancor prima di trattare il progetto dei pali, per le analogie che essi presentano con i plinti diretti.

Per una più ampia trattazione di questi argomenti e per l'esame di altri tipi strutturali che qui sono appena accennati o totalmente ignorati (ad esempio, il reticolo di travi rovesce o le platee su pali), si rinvia ad opere specializzate.

11.1.2. *Plinti*

Come si é visto nei precedenti capitolo, la distribuzione delle tensioni al contatto fra una fondazione diretta ed il terreno di fondazione dipende da numerosi fattori, fra i quali predomina la rigidezza relativa della fondazione rispetto al terreno.

Nel dimensionamento strutturale dei plinti di fondazione, tuttavia, considerate le incertezze dell'analisi statica connesse alla forma tozza della struttura stessa, si ritiene accettabile assumere la distribuzione delle reazioni di contatto che si ottiene con il metodo del trapezio delle tensioni, e cioè una distribuzione costante o linearmente variabile che faccia equilibrio al carico applicato.

Come conseguenza di questa ipotesi il peso proprio della struttura di fondazione e del terreno di rinterro non devono essere considerati nel calcolo della reazione del terreno e delle caratteristiche della sollecitazione, perché il loro contributo a queste ultime si annulla.

L'altezza H del plinto (fig. 11.1) si ottiene con una verifica a punzonamento; si impone cioè:

$$\frac{Q}{2(1+b)0,8H} < \tau_{amm}$$

Assumendo τ_{amm} = 400 ÷ 600 kPa, si ottengono plinti alti e massicci; con τ_{amm} = 600 ÷ 1.000 kPa, plinti relativamente bassi da armare a flessione e taglio.

L'altezza del plinto viene caratterizzata dal valore che assume l'angolo $\alpha = \text{arctg}(2H/(B-b))$. Per $\alpha \geq 60°$, il plinto può essere addirittura un dado di calcestruzzo non armato. Tale soluzione viene adottata per piccole fondazioni di opere di modesta importanza, nelle quali é comunque consigliabile disporre una debole armatura.

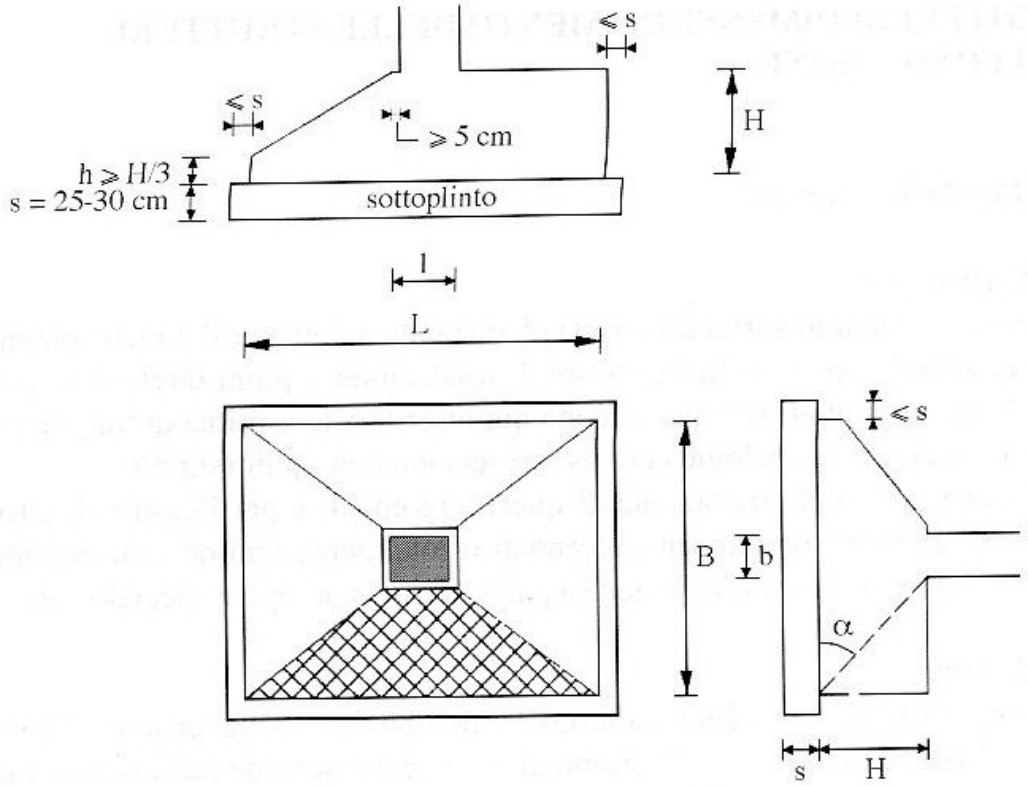


Fig. 11.1. Schema per il calcolo a flessione di un plinto; il plinto può essere prismatico o a tronco di piramide

Per $\alpha \leq 25°$, il plinto viene calcolato a flessione. A tale fine si considera il plinto stesso suddiviso in quattro parti a pianta trapezia mediante tagli lungo le diagonali; ciascuna di queste parti viene considerata una mensola incastrata nel pilastro e soggetta alla reazione del terreno (fig. 11.1).

Per un plinto rettangolare di lati B ed L, con carico centrato e quindi reazione del terreno uniformemente distribuita con intensità costante p = Q/BL, i momenti flettenti nella due sezioni di incastro valgono:

$$M_L = \frac{p}{24}(2B+b)(L-l)^2$$
$$M_B = \frac{p}{24}(2L+l)(B-b)^2 \qquad (11.1)$$

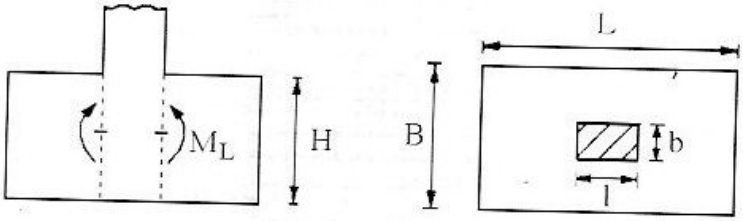
Per diverse distribuzioni della pressione, quali possono schematicamente conseguire a diverse rigidezze della fondazione e natura dei terreni, espressione analoghe sono fornite in fig. 11.2. Espressioni dello stesso tipo possono essere ottenute per carichi eccentrici.

Le armature sono disposte al lembo inferiore teso; l'area di armatura necessaria nelle due direzioni vale:

$$A_L = \frac{M_B}{0{,}85H\sigma_f}; \qquad A_B = \frac{M_L}{0{,}85H\sigma_f} \tag{11.2}$$

dove A_L é l'area delle armature disposte parallelamente al lato lungo L e σ_f la tensione ammissibile nelle armature.

La verifica a taglio viene svolta prudenzialmente con un sforzo di taglio pari a Q/4 su di una sezione rettangolare di altezza pari ad H e di larghezza b.



Distribuzione delle reazioni	P_{max}	Momento
P_{max}	$P_m = Q/LB$	$M_L = \frac{P_m}{24} \cdot (2B + b) \cdot (L - l)^2$
P_{max}, $\frac{P_{max}}{3}$	$\frac{9}{5} P_m$	$M_L = \frac{P_m}{40} \cdot [2B + b + \frac{L - l}{l}(B + b)] \cdot (L - l)^2$
$\frac{P_{max}}{3}$, P_{max}	$\frac{9}{7} P_m$	$M_L = \frac{P_m}{56} \cdot [5B + 3b + \frac{L - l}{l}(B + b)] \cdot (L - l)^2$

Fig. 11.2. Momenti di incastro nella direzione L per diverse ipotesi sulla forma del diagramma della reazione del terreno. Per i momenti M_B scambiare L con B

Le armature (fig. 11.3) si dispongono con un certo addensamento nella zona centrale al di sotto del pilastro.

Un diverso metodo di progetto a flessione é quello suggerito dall'ACI (*American Concrete Institute*). Secondo tale suggerimento (fig. 11.4) tutta la parte di plinto al di là della sezione X-X (o Y-Y) a filo del pilastro viene assimilata ad una mensola; i relativi momenti flettenti valgono allora:

$$M_B = \frac{pB}{8}(L - l)^2 \qquad M_L = \frac{pL}{8}(B - b)^2 \tag{11.3}$$

Le armature conseguenti a tali momenti flettenti, calcolate con le (11.2) vengono distribuite uniformemente su tutta la larghezza della mensola.

Le stesse norme prevedono anche una verifica a punzonamento.

Per $\alpha \geq 45°$ (plinti alti) si preferisce eseguire il calcolo dell'armatura con il cosiddetto metodo delle bielle. Esso consiste nell'immaginare all'interno della struttura un sistema resistente di tipo reticolare formato da bielle compresse di calcestruzzo ed elementi tesi costituiti dall'armatura metallica (fig. 11.5).

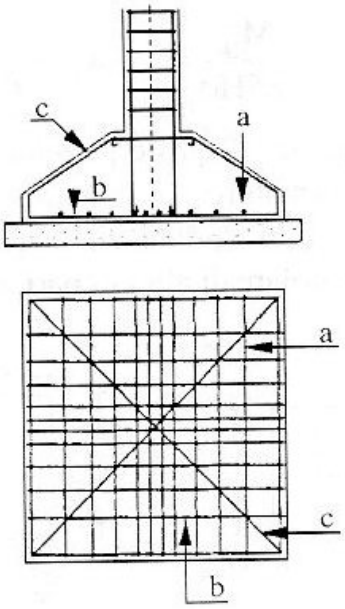


Fig. 11.3. Disposizione dell'armatura in un plinto armato a flessione

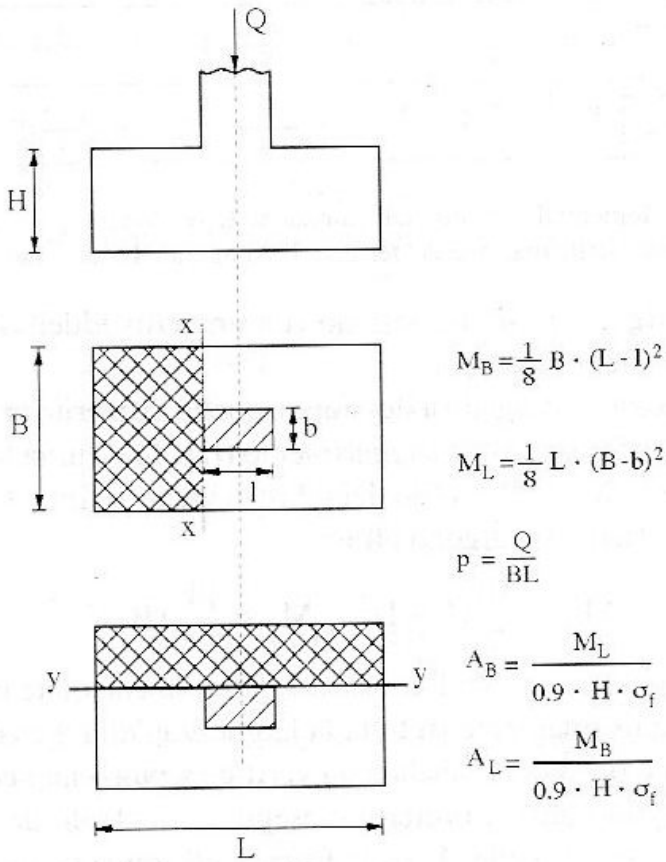


Fig. 11.4. Schema del calcolo a flessione di un plinto secondo lo *American Concrete Institute.*

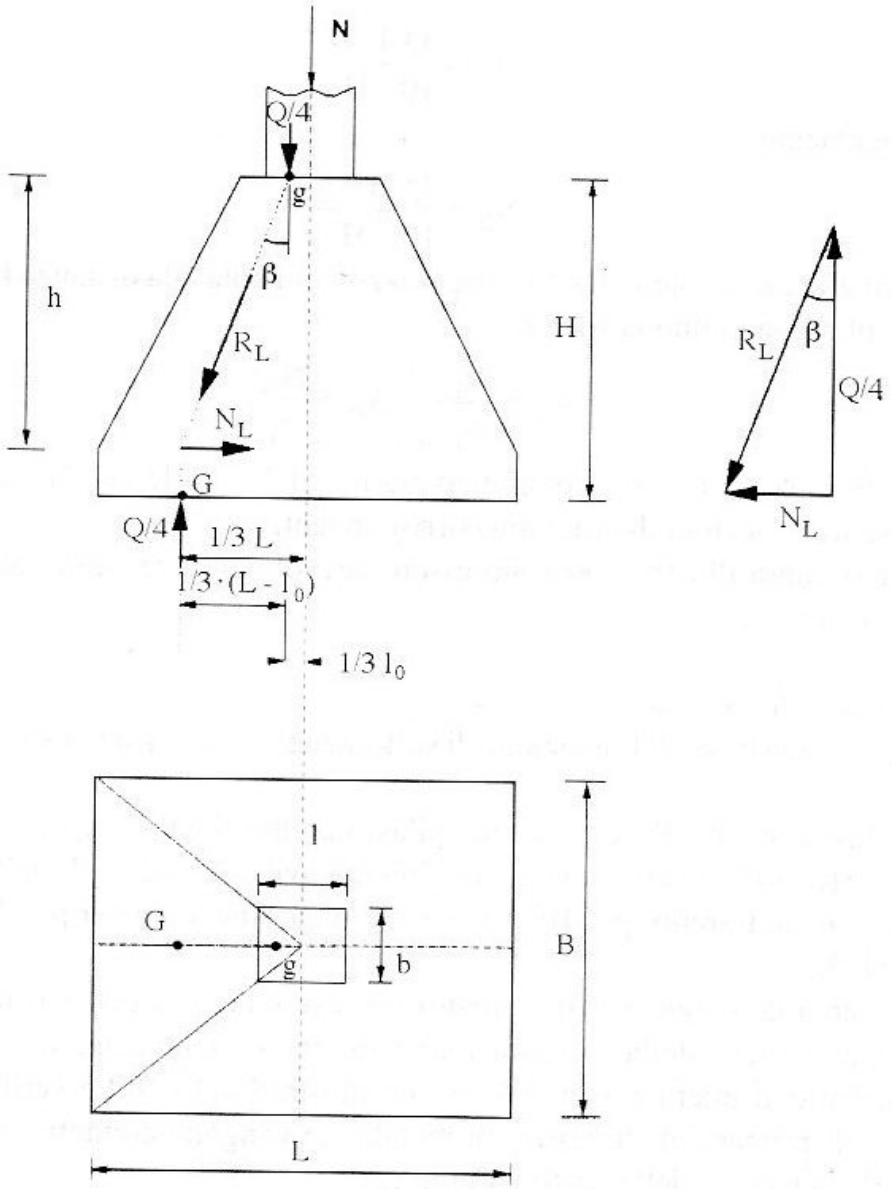


Fig. 11.5. Schema per il calcolo di un plinto alto con il metodo delle bielle

Si considera divisa in quattro parti sia la sezione di base del pilastro, sia quella del plinto, e si applica nei relativi baricentri g e G uno sforzo pari ad un quarto del carico Q agente sul pilastro. Per l'equilibrio deve aversi:

$$N_L = \frac{Q}{4} tg\beta$$

essendo:

$$tg\beta = \frac{L - l}{3h};$$

con $h \approx (0{,}7 \div 0{,}9)H$, si ottiene in definitiva:

$$N_L = \frac{Q}{10}\frac{L-1}{H}$$

ed analogamente:

$$N_B = \frac{Q}{10}\frac{B-b}{H}$$

Le armature necessarie, da disporre orizzontalmente alla distanza h dalla sommità del plinto, avranno la sezione:

$$A_L = \frac{N_L}{\sigma_f} \qquad A_B = \frac{N_B}{\sigma_f} \tag{11.4}$$

Per $25° \leq \alpha \leq 45°$, si adotteranno sia le (11.2), sia le (11.4), scegliendo la maggiore fra le sezioni di armatura corrispondenti.

I criteri sopra illustrati possono essere agevolmente generalizzati al caso di carico eccentrico.

11.1.3. *Trave di fondazione*

Per ottenere una trave di fondazione di sufficiente rigidezza si pone in genere (fig. 11.6):

- $H \geq L/4$, dove L é l'interesse fra i pilastri collegati dalla trave;
- $h = m\,(B - b) \geq 30$ cm, dove il coefficiente m é dell'ordine di 0,25 per ridotte pressioni sul terreno ($p \leq 100$ kPa) e si giunge fino a 0,6 per $p = 250$ kPa;
- $h' \geq h/3$.

La ricerca delle tensioni di contatto fra il terreno e la trave di fondazione e delle caratteristiche della sollecitazione nella trave viene condotta con i metodi per l'analisi dell'interazione trave-terreno illustrati nel § 9. Le verifiche di resistenza ed il progetto delle armature metalliche vengono condotti con gli usuali metodi della tecnica delle costruzioni in c.a.

La combinazione di più travi, di solito mutuamente ortogonali, intersecantisi in corrispondenza dei pilastri, dà luogo alla fondazione a reticolo o graticcio di tavi rovesce. Il dimensionamento di questo tipo di fondazione prende le mosse dal metodo del trapezio delle tensioni (§ 9.2); una volta determinata in tal modo la reazione del terreno si potrà poi verificare separatamente ciascuna trave considerata come isolata, o tenere conto (generalmente con metodi numerici) del funzionamento a graticcio.

11.1.4. *Platea di fondazione*

Berardi (1972) suggerisce di procedere in prima approssimazione calcolando la pressione di contatto con il metodo del trapezio delle tensioni (§ 9.2), e procedere poi al calcolo distinguendo il caso di platea nervata da quello di platea a spessore

costante o a fungo.

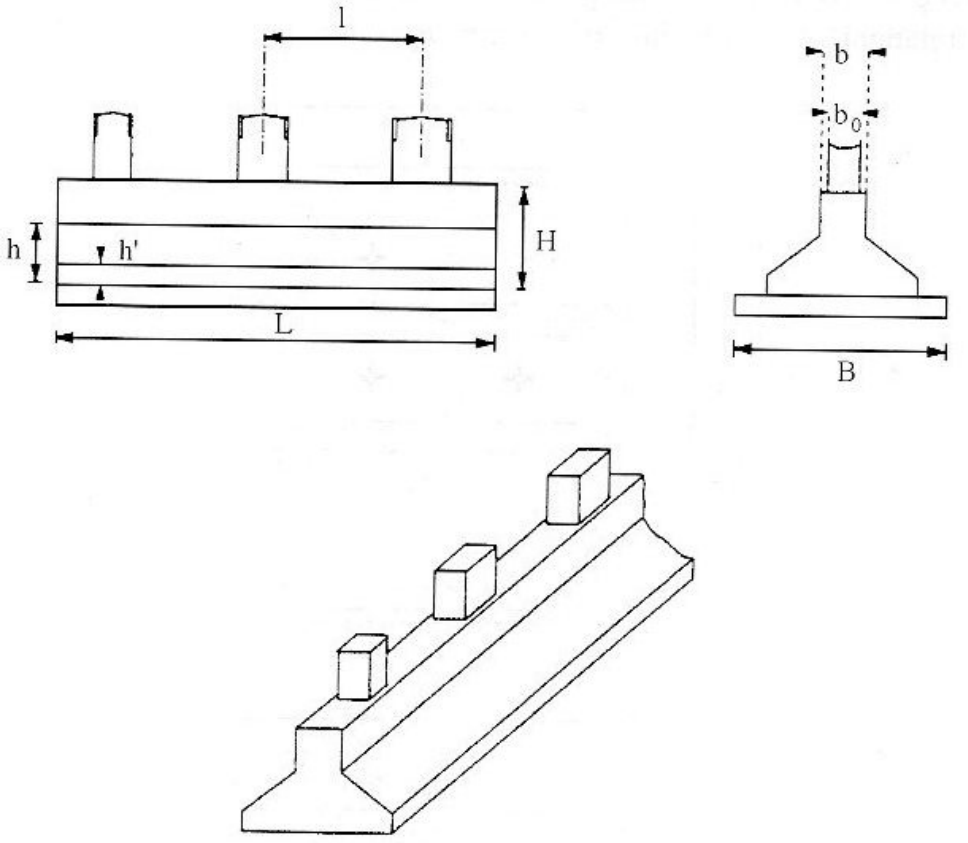


Fig. 11.6. Trave di fondazione

Nel primo caso si tratta di dimensionare un doppio sistema di travi e le relative solette di collegamento, sottoposte ad un carico p(x,y) noto. Per ciascun campo di area ab (figura 11.7) si considera agente il valore medio della pressione nel campo stesso; la distribuzione delle reazioni sulle travi discende dalle usuali soluzioni statiche per le solette considerate come piastre vincolate alle travi.

Nel secondo caso (fig. 11.9) si tratta di dimensionare un solaio a fungo sottoposto sempre al carico noto p(x,y). Per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nella direzione x si considera una trave costituita dalla striscia di platea, larga quanto l'interasse b dei pilastri in senso ortogonale, sottoposta all'intero carico p(x,y)·b. Si ricavano quindi le sollecitazioni per tale striscia; queste evidentemente non possono essere considerate come uniformemente ripartite sulla larghezza b, per la diversa rigidezza della zona corrente fra i pilastri e di quella situata in mezzeria.

La larghezza b viene allora suddivisa in tre parti: una centrale detta stri*scia di corrente*, larga b/2, e due laterali dette *strisce di campo*, ciascuna di larghezza b/4.

I momenti di campata vengono assegnati per il 55% alla striscia di corrente e

per il rimanente 45% alla due strisce di campo; i momenti in corrispondenza dei vincoli costituiti dai pilastri vengono attribuiti per il 75% alla striscia di corrente e per il rimanente 25% alle due strisce di campo.

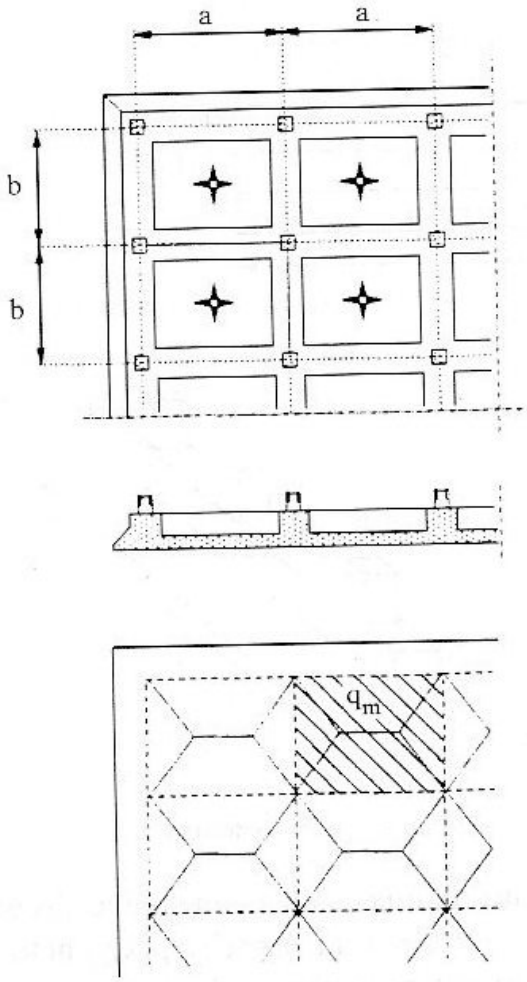


Fig. 11.7. Platea nervata

Il calcolo viene poi ripetuto per la ricerca delle sollecitazioni nella direzione ortogonale, scomponendo questa volta la platea in strisce di larghezza a, soggette al carico p(x,y)·a, a loro volta ancora suddivise nella striscia di corrente di larghezza a/2 e nelle due strisce di campo di larghezza a/4.

Nel caso che: la pressione di contatto p sia costante; gli interassi a e b non siano troppo dissimili ($0{,}8 \le b/a \le 1$); l'espansione del pilastro abbia la forma di fig. 11.9; i momenti flettenti nelle due direzioni possono essere valutati con le formule (11.5) e (11.6) (fig. 11.8), nelle quali q = pb/2.

- per la striscia di corrente nella direzione x:

$$M_1 = \frac{qa^2}{12};\quad M_2 = -\frac{qa^2}{13};\quad M_3 = \frac{qa^2}{8};\quad M_4 = -\frac{qa^2}{20{,}8};\quad M_5 = \frac{qa^2}{10} \qquad (11.5)$$

- per l'insieme delle due strisce di campo, sempre nella direzione x:

$$M_1 = \frac{qa^2}{36};\quad M_2 = -\frac{qa^2}{16};\quad M_3 = \frac{qa^2}{24};\quad M_4 = -\frac{qa^2}{25{,}6};\quad M_5 = \frac{qa^2}{30} \qquad (11.6)$$

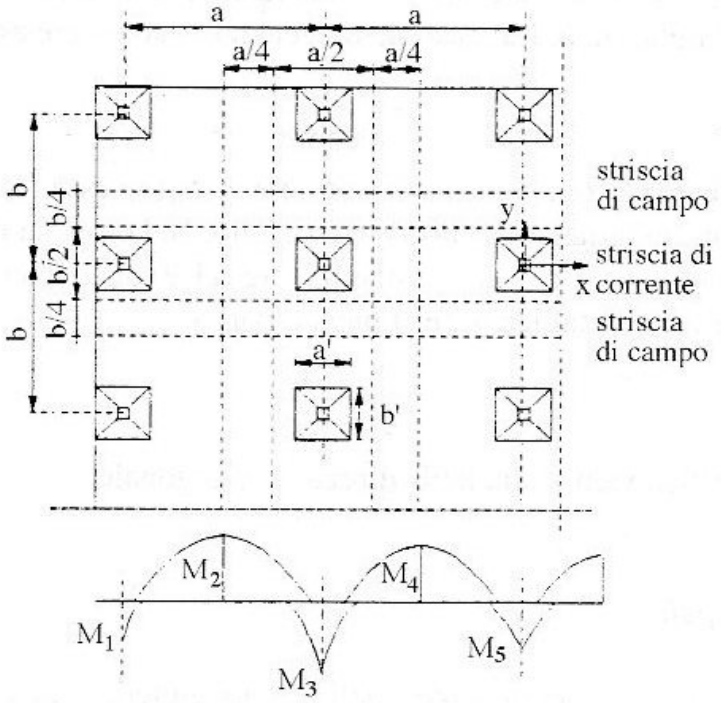


Fig. 11.8. Platea a fungo

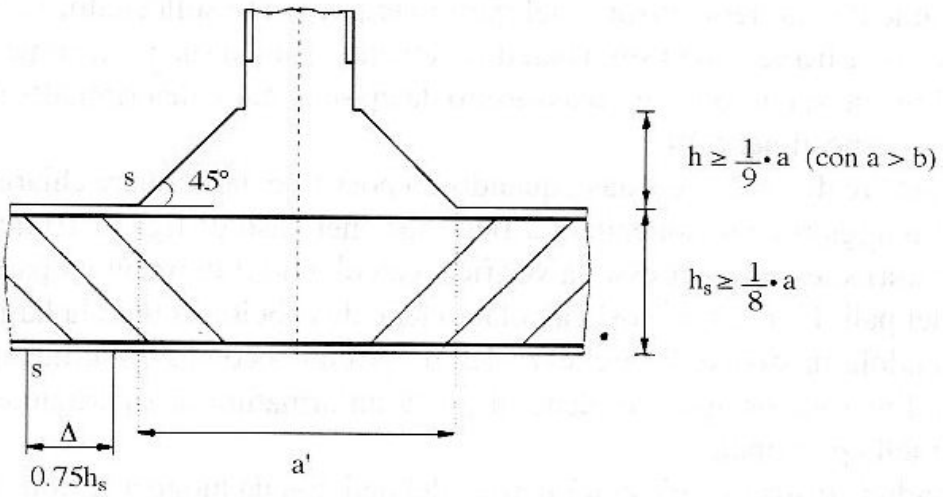


Fig. 11.9. Particolare della base dei pilastri

Analoga valutazione viene fatta per le strisce nella direzione y, sostituendo a con b e viceversa.

Secondo alcuni Autori é possibile apportare una riduzione del 20% alle solle-

citazioni così calcolate per tener conto dell'effetto mutuo delle strisce ortogonali.

Le tensioni di taglio non sono in genere particolarmente elevate nelle platee di fondazione; tuttavia é necessaria una verifica a taglio. Lo sforzo che si considera é quello che agisce sul perimetro del pilastro o dell'espansione (T = p[ab - a'b']); di questo, l'aliquota t = Tb'/2(a' + b') é relativa al vincolo fornito dall'espansione alla striscia di larghezza b. La tensione tangenziale può essere espressa come:

$$\tau = \frac{t}{0{,}9 b' h_s}$$

Tale tensione deve comunque essere minore di τ_{b1}; se essa risulta anche minore di τ_{b0} non é necessaria alcuna armatura a taglio. Nel caso sia necessaria un'armatura a taglio ($\tau_{b0} < \tau < \tau_{b1}$), la sezione SS (fig. 11.9) deve intersecare, nel tratto $\Delta \approx 0{,}75\ h_s$, un'area metallica di ferri piegati pari a:

$$A_f = \frac{t}{\sqrt{2}\sigma_f}$$

Identica verifica viene fatta nella direzione ortogonale.

11.2. *Plinti su pali*

Si assume che la piastra collegante i pali (plinto, zattera, platea) sia rigida; a tal fine, in prima approssimazione viene assunto uno spessore pari all'incirca alla metà dell'interasse i fra i pali. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica a punzonamento sia nei confronti del palo maggiormente sollecitato, sia nei confronti del pilastro se non vi sono pali direttamente sotto la sua proiezione. Si assume inoltre che sia noto il carico assorbito da ciascun palo, determinato con i procedimenti esposti nel § 14.

Per piastre di forma qualsiasi, quando sia possibile individuare chiaramente la sezione maggiormente sollecitata a flessione (nel caso di fig. 11.10 questa é la sezione a-a) si esegue per essa la verifica, calcolando il momento a partire dagli sforzi nei pali. L'armatura così calcolata viene distribuita su tutta la larghezza B, addensandola in strisce di larghezza 1,5 d correnti secondo gli allineamenti dei pali; in direzione ortogonale viene disposta un'armatura di ripartizione pari ad 1/3 di quella principale.

Quando la distribuzione planimetrica dei pali non dà luogo a sezioni preferenziali per le verifiche di resistenza, si considerano delle travi fittizie, correnti nello spessore della piastra, secondo allineamenti staticamente plausibili sulle teste dei pali; tali travi vengono caricate in modo da trasmettere ai pali reazioni uguali ai carichi che i pali effettivamente sopportano.

Si riportano di seguito alcuni esempi per i più comuni plinti su pali (fig. 11.11).

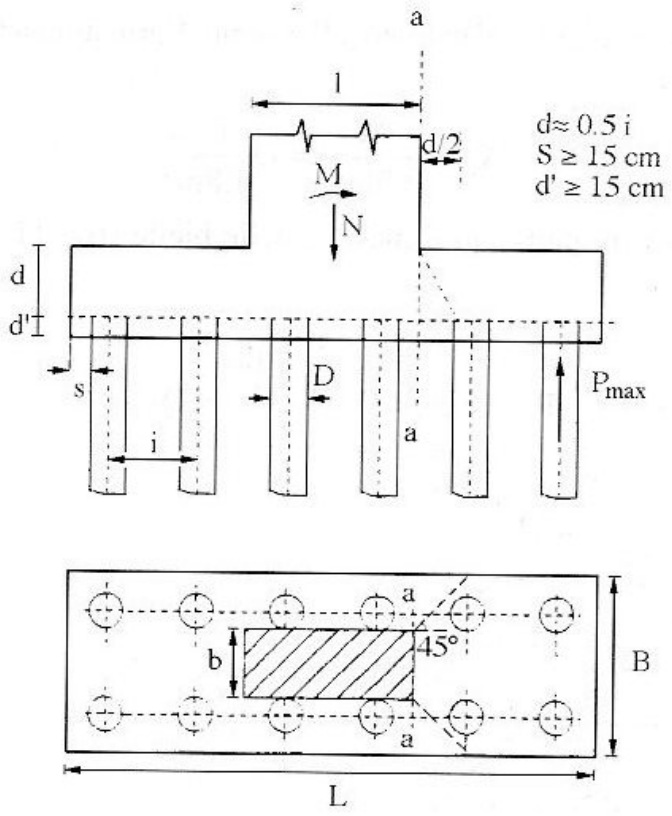


Fig. 11.10. Schema di zattera su pali

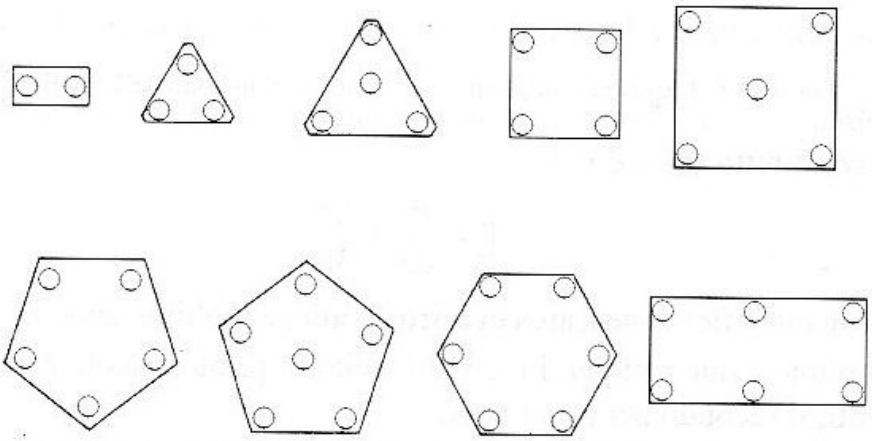


Fig. 11.11. Schemi di plinti su pali

Per un plinto a due pali, con il metodo delle bielle (consigliabile per h > i/2) lo sforzo di trazione che deve essere assorbito dall'armatura vale (fig. 11.12):

$$T = Q\,tg\alpha = Q\frac{i - a/2}{2h}$$

Se h < i/2, é consigliabile il calcolo a flessione; l'armatura a flessione avrà una sezione:

$$A_f = \frac{M}{0{,}9h\sigma_f} = Q\frac{i-a}{1{,}8h\sigma_f}$$

Per un plinto a tre pali, con il metodo delle bielle (fig. 11.13) si ottiene uno sforzo radiale:

$$R = Qtg\alpha = Q\frac{\frac{i}{\sqrt{3}} - \beta a}{h} = Q\frac{i}{\sqrt{3}h}$$

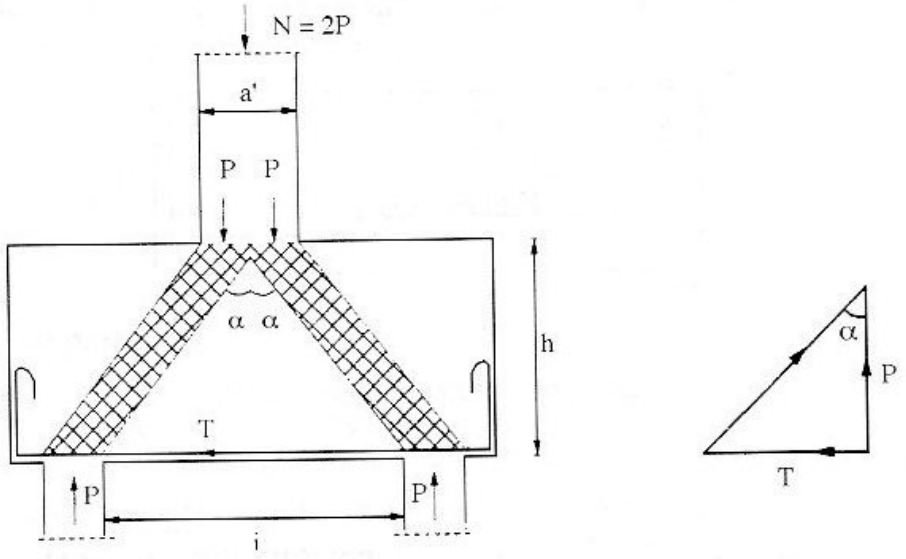


Fig. 11.12. Calcolo di un plinto a due pali con il metodo delle bielle

ed uno sforzo diretto secondo i lati:

$$T = \frac{R}{\sqrt{3}} = \frac{Qi}{3h}$$

Con il calcolo a flessione l'area di ferro si ottiene moltiplicando il valore ottenuto per il plinto a due pali per $1/\sqrt{3}$. Al solito, il primo calcolo é consigliabile per plinti alti, il secondo per plinti bassi.

Per un plinto a n pali, disposti ai vertici di un poligono regolare (fig. 11.14), il metodo delle bielle fornisce:

sforzo radiale: $$R = \frac{Qi}{2h\,sen(\pi/n)}$$

sforzo lungo i lati: $$T = \frac{Qi}{4h\,sen^2(\pi/n)}$$

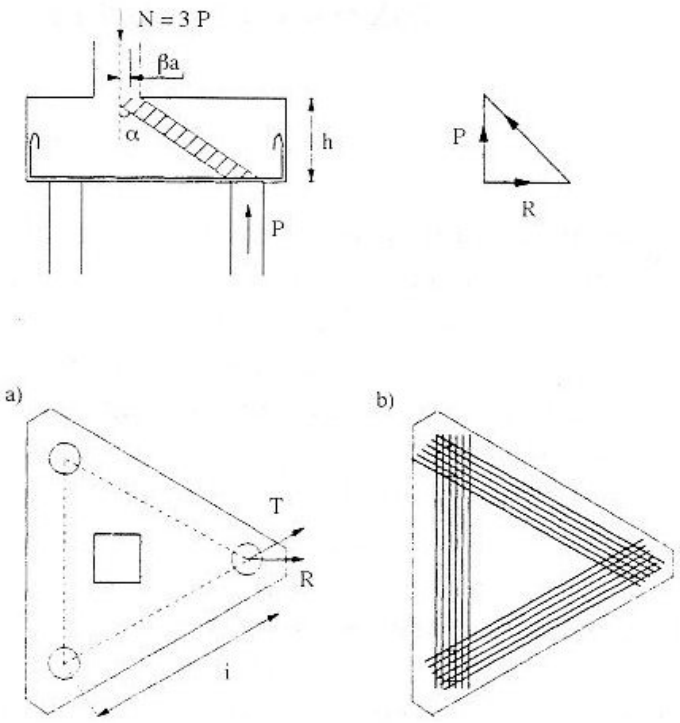


Fig. 11.13. Calcolo di un plinto a tre pali con il metodo delle bielle

E' necessario disporre sia l'armatura radiale, sia quella parallela ai lati, onde evitare fessurazioni. Si consiglia di disporre tutta l'armatura calcolata per lo sforzo radiale, ed aggiungere un'armatura lungo i lati pari alla metà di quella calcolata.

L'armatura a taglio, quando necessaria, si calcola in modo analogo ai plinti diretti.

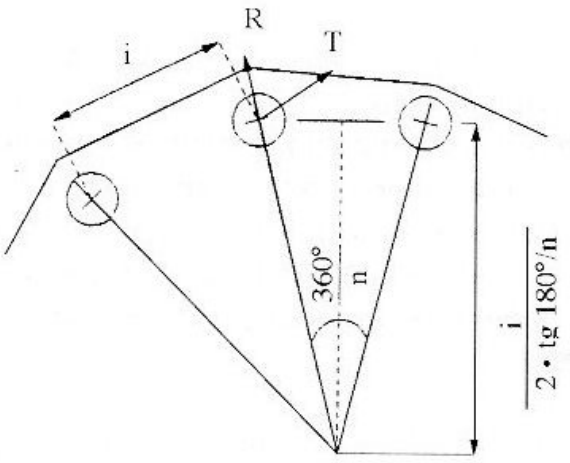


Fig. 11.14. Sforzi nell'armatura di un plinto su pali disposti ai vertici di un poligono regolare

12. TIPOLOGIA DEI PALI DI FONDAZIONE

12.1. *Generalità*

Le fondazioni su pali sono state usate dall'uomo fin dalla preistoria; gli insediamenti palafitticoli sono certo fra i più antichi insediamenti umani di cui si é ritrovato traccia. Lo sviluppo dei macchinari e delle tecniche costruttive ed il bisogno di utilizzare per le costruzioni anche aree con sfavorevoli condizioni di sottosuolo ha condotto, soprattutto negli ultimi decenni, a sviluppare un gran numero di tipi di palo che vanno dai micropali con diametri $10 \div 15$ cm e portate di $100 \div 200$ kN ai grandi pali tubolari in acciaio delle strutture *off-shore*, con diametri fino a $2 \div 3$ m, lunghezze di molte decine di metri e talvolta di oltre cento metri, portate di oltre 10 MN.

Alcune delle principali situazioni, nelle quali può essere giustificato il ricorso ad una fondazione su pali, sono schematizzate in fig. 12.1 (Vesic, 1977). Il caso più frequente é quello nel quale i terreni superficiali sono dotati di caratteristiche insufficienti per realizzare una soddisfacente fondazione diretta. In questo caso i pali agiscono come un prolungamento dei pilastri della struttura per trasmettere i carichi ad un substrato, ad esempio roccioso (pali portanti di punta, fig. 12.1a). Se un tale substrato non é reperibile entro una ragionevole profondità, il carico può essere trasmesso gradualmente, essenzialmente per attrito laterale (pali sospesi, fig. 12.1b).

I pali resistono per attrito laterale a sforzi normali diretti verso l'alto (pali a trazione, fig. 12.1c). Le forze orizzontali possono essere assorbite o da pali verticali, che lavorano a flessione e taglio (fig. 12.1d), o da gruppi di pali comprendenti pali inclinati, che agiscono combinando la resistenza assiale e laterale dei pali (fig. 12.1e).

Come si é detto, le fondazioni su pali sono generalmente associate alla presenza di terreni scadenti in superficie; tuttavia esistono molte altre situazioni nelle quali esse vengono utilmente adottate. Per esempio, i pali sono molto convenienti per prevenire le conseguenze di fenomeni di scour (v. § 6.1), poiché assicurano la stabilità della fondazione anche se i terreni ad essa circostanti vengono scalzati (fig. 12.1f). Nell'esempio di fig. 12.1g, nel quale é previsto un futuro scavo in aderenza alle fondazioni in progetto, può essere consigliabile adottare fin dall'inizio una fondazione su pali per riportare i carichi al di sotto del futuro piano di scavo. Nelle aree ove sono presenti terreni collassabili o rigonfianti, i pali vengono adottati per trasmettere a terreni profondi, non influenzati dalle variazioni stagionali del contenuto d'acqua, i carichi e le azioni di trascinamento verso l'alto o verso il basso esercitate dai terreni stessi (fig. 12.1h).

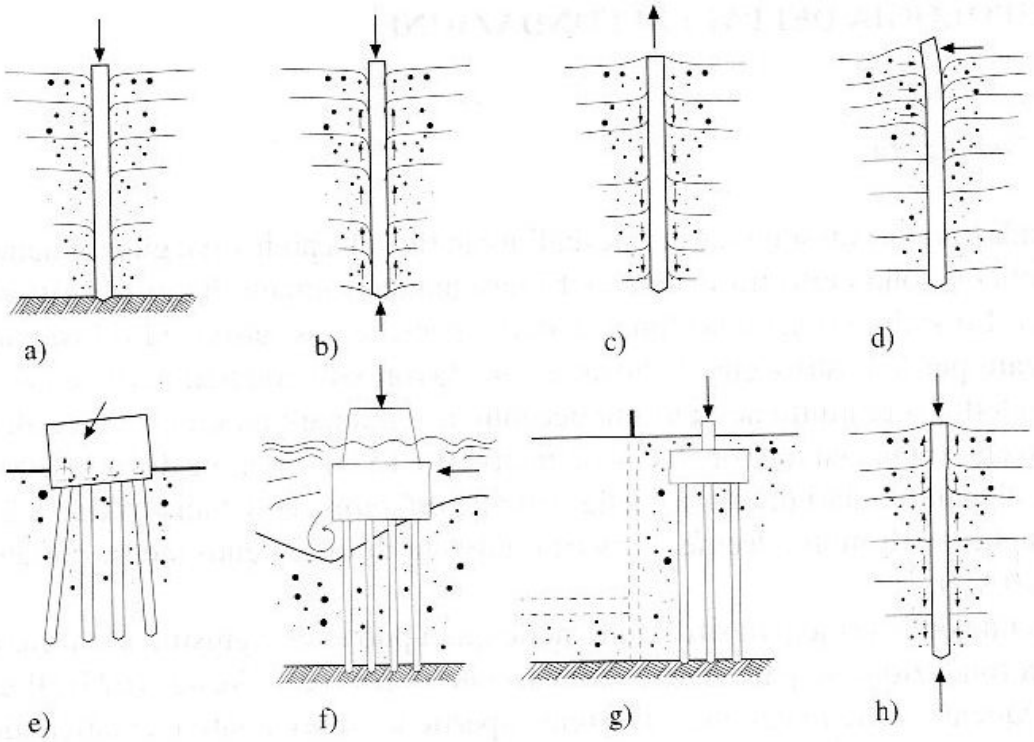


Fig. 12.1. Situazioni nelle quali può essere opportuno far ricorso ad una fondazione su pali

In molti casi la scelta di una fondazione su pali é ovvia: in altri consegue ad un'analisi preliminare di soluzioni alternative.

Un palo di fondazione trasmette il carico al terreno attraverso tensioni tangenziali sulla superficie laterale e tensioni normali alla base o punta. Le prime dipendono, oltre che dalle caratteristiche dell'interfaccia palo-terreno e del terreno immediatamente circostante, dallo stato tensionale all'interfaccia; le seconde dalle proprietà di un ridotto volume di terreno circostante e sottostante la punta del palo (fig. 12.2). Ambedue sono profondamente influenzate dal modo con il quale il palo é stato costruito. E' allora evidente la grande importanza dei fattori tecnologici nel determinare il comportamento (carico limite di rottura, relazione carico-cedimento) del palo stesso, a differenza di quanto avviene per le fondazioni dirette. Per questo motivo, é necessario esaminare con un certo dettaglio i principali tipi di palo e le relative tecnologie costruttive, pur scontando un'inevitabile incompletezza dovuta al gran numero di tecnologie esistenti ed al continuo sviluppo di nuovi macchinari e procedimenti.

I pali di fondazione possono essere classificati in vario modo.

Rispetto al *materiale* di cui sono costituiti, si dividono in: pali di legno; pali di calcestruzzo prefabbricati (vibrati, centrifugati, precompressi); pali di calcestruzzo gettato in opera; pali di acciaio.

Rispetto alle *dimensioni* si dividono in: pali di piccolo diametro ($d \leq 25$ cm); pali di medio diametro (30 cm $\leq d \leq 60$ cm); pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

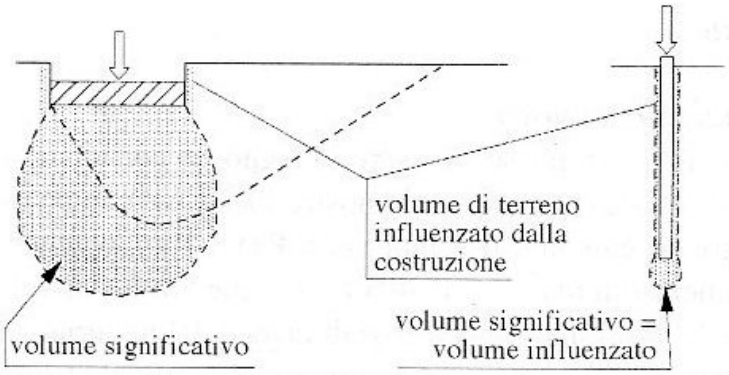


Fig. 12.2. Volume significativo e volume di terreno influenzato dalla costruzione per una fondzione diretta e per un palo

Rispetto alle *tecnologie esecutive*, vengono in genere suddivisi nelle due grandi categorie di pali battuti e pali trivellati. In effetti, la differenza sostanziale sta nel fatto che per i primi (pali battuti) non si ha asportazione, ma solo spostamento del terreno; per i secondi (pali trivellati), invece, si ha asportazione e sostituzione del terreno. Esistono poi tipi intermedi.

La tabella 12.1 elenca alcuni dei principali tipi di pali di fondazione; in alcuni casi e solo a titolo di esempio sono state richiamate anche alcune denominazioni commerciali, perché universalmente adottate o perché diffuse nel nostro Paese.

Battuti (infissi, senza asportazione di terreno, a spostamento)	Totalmente o parzialmente prefabbricati	In legno In calcestruzzo: • armato; • centrifugato (SCAC); • precompresso; • elementi tubolari in c.a battuti con mandrino e puntazza a perdere con getto finale all'interno (WEST) In acciaio: • profilati; • tubi chiusi battuti con mandrino e con getto finale all'interno (Raymond, Multiton, Lacor)
	Gettati in opera	Tubo forma in acciaio a recuperare: • con puntazza a perdere (Simplex); • con base espansa (Franki) Pali a vite tipo Atlas, Omega,
Intermedi	Tubo forma inserito con elica continua e recuperato con parziale estrazione di terreno (PressoDrill); medio diametro	
Trivellati (con asportazione di terreno, a sostituzione)	• con trivella ad elica continua e malta o calcestruzzo iniettato; medio e grande diametro • con vibroinfissione di un tubo forma aperto, poi svuotato all'interno e recuperato dopo il getto; medio e grande diametro • con perforazione a percussione o a rotazione, con o senza tubazione di rivestimento, con o senza fango bentonitico, con o senza allargamento alla base; piccolo, medio e grande diametro	

Tab. 12.1. Principali tipi di pali di fondazione

12.2. *Pali battuti*

12.2.1. *Pali battuti prefabbricati*

I pali battuti prefabbricati possono essere in legno, in acciaio o in calcestruzzo.

I pali in legno, quasi sconosciuti nel nostro Paese nel campo delle costruzioni, sono ancora regolarmente in uso in molti altri Paesi. Hanno generalmente sezione quadrata con dimensioni massime di 40x40 o anche 50x50 cm^2; la lunghezza può giungere a 15 ÷ 18 m. Il massimo sforzo di lavoro del materiale non eccede i 4,5 MPa. Possono essere infissi con inclinazione sulla verticale fino a 30° (1/2).

Per l'uso in ambiente marino (pontili, banchine, briccole di ormeggio) o in corrispondenza di zone di oscillazione della falda é richiesto un trattamento protettivo contro l'attacco da parte di microrganismi.

I pali prefabbricati in c.a. hanno sezione quadrata o poligonale.

Vengono realizzati in stabilimento o in cantiere, ma non necessariamente sul luogo di utilizzazione; pertanto le loro dimensioni (lunghezza, peso) sono spesso condizionate da problemi di trasporto.

Le dimensioni della sezione sono tipicamente comprese fra 25x25 e 50x50 cm^2 ; le lunghezze massime variano da 12 a 25 m, crescendo all'aumentare della sezione; i massimi carichi di lavoro corrispondono a tensioni normali sulla sezione di 8 ÷ 9 MPa. Possono essere infissi con un'inclinazione sulla verticale fino a 18° (1/3).

Tipici esempi sono illustrati nella fig. 12.3; si noti l'addensamento delle staffe alle due estremità del palo, per resistere agli sforzi che insorgono in queste zone durante la battitura, ed in alcuni casi l'adozione di punte metalliche.

Per migliorare la resistenza alla fessurazione durante il trasporto e la battitura, possono essere precompressi con fili aderenti (fig. 12.3c).

Pali di questo tipo sono molto difficili da prolungare, quando se ne presenti la necessità; anche il taglio di un'eventuale porzione sovrabbondante non é agevole, soprattutto per i tipi precompressi. Per questo motivo sono stati concepiti e sviluppati pali prefabbricati in tronchi di lunghezza relativamente ridotta, da assemblare in corso d'opera tramite opportuni giunti. In fig. 12.4 é illustrato un giunto a baionetta (pali "Hercules", sviluppati in Svezia e diffusi in tutta Europa).

In Italia i pali prefabbricati in c.a. e c.a.p. sono poco diffusi; abbastanza spesso vengono invece impiegati i pali prefabbricati in cemento armato centrifugato, indicati talvolta con il nome commerciale di pali SCAC.

Questi (fig. 12.5) sono cavi e possono avere forma cilindrica, cilindrica-tronco conica o tronco conica, con rastremazione di 1,5 cm/m.

La punta é rivestita in lamiera; se si prevede l'attraversamento di strati duri o l'attestamento in roccia, si adottano punte metalliche speciali.

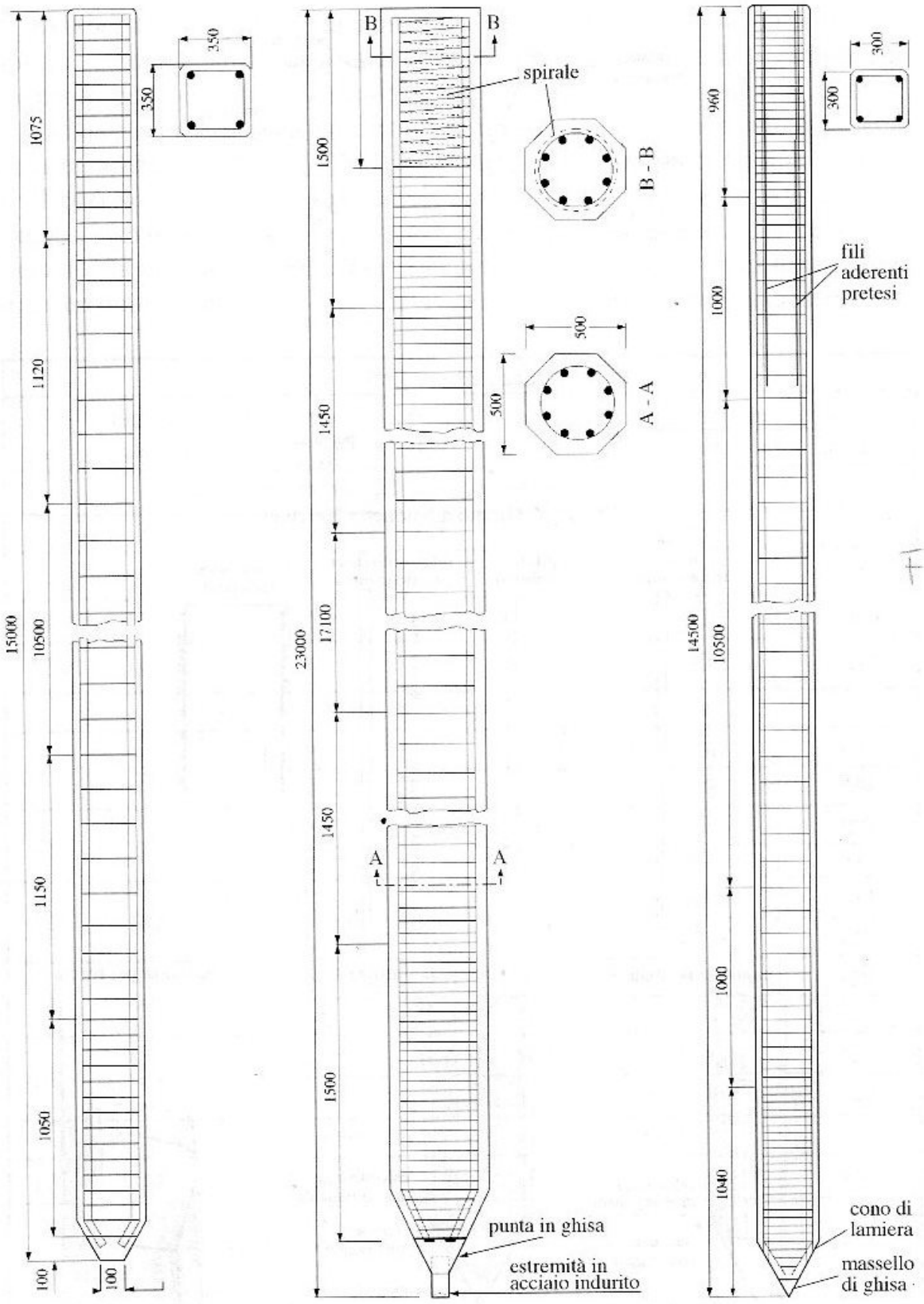


Fig. 12.3. Pali battuti prefabbricati a), b), in c.a.; c) in c.a.p.

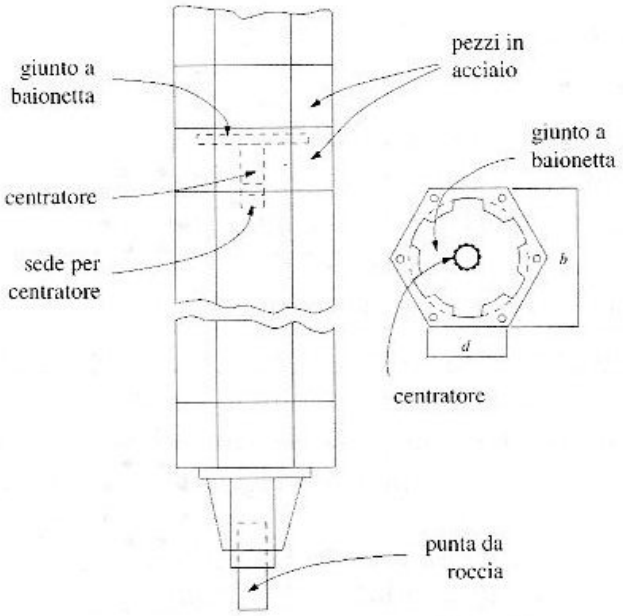


Fig. 12.4. Giunto a baionetta Hercules

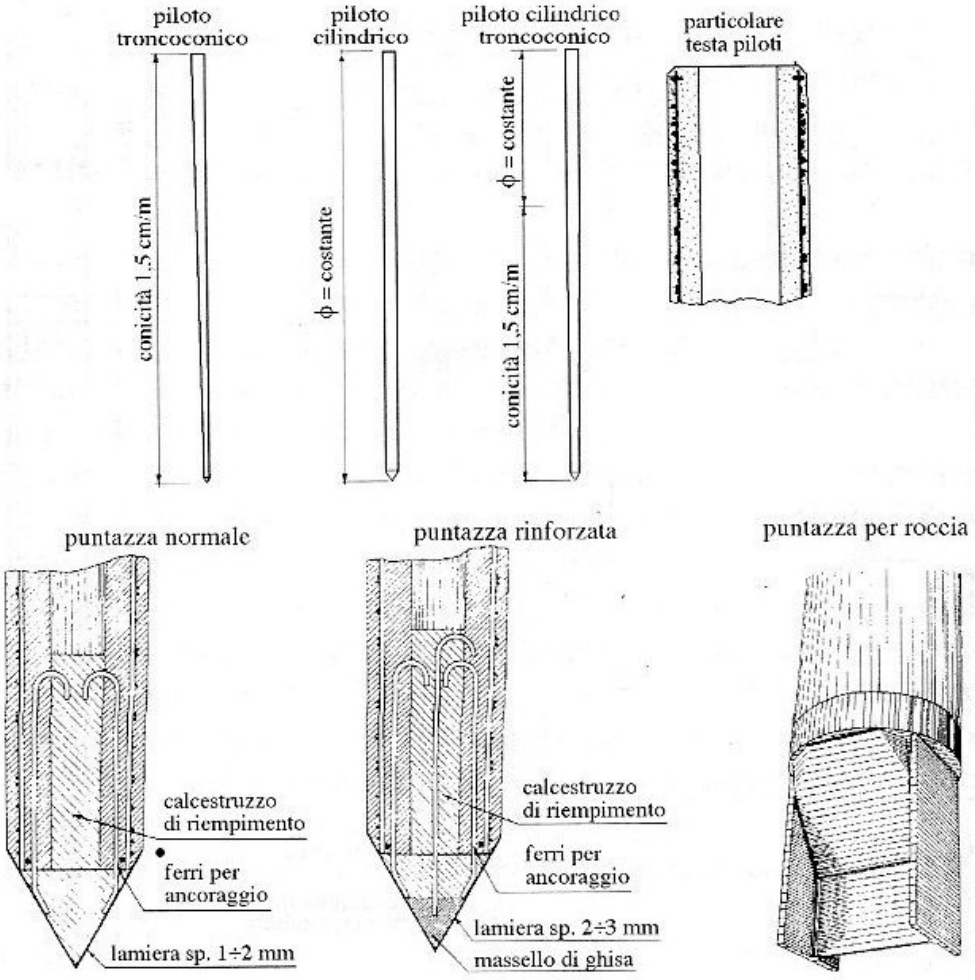


Fig. 12.5. Pali in c.a. centrifugato (SCAC)

La tabella 12.2 riporta le caratteristiche ed i massimi carichi ammissibili per i tipi più comuni. I pali in c.a. centrifugato possono essere giuntati abbastanza agevolmente, purché l'estremità sia stata predisposta per la giunzione (fig. 12.6).

Pali battuti parzialmente prefabbricati sono quelli che si ottengono infiggendo elementi tubolari in c.a. (fig. 12.7) infilati su di un'asta metallica (mandrino) dotata all'estremità inferiore di una puntazza in calcestruzzo a perdere. Aggiungendo progressivamente altri elementi la lunghezza del palo può essere variata a piacere; raggiunta la profondità desiderata, il mandrino viene estratto e nel foro centrale viene eseguito un getto in opera, previa installazione di una gabbia armatura.

Pali tronco conici						
L (m)	Diametro testa (cm)	Spessore in testa (cm)	Peso (kN)	Armatura in testa	Carico massimo (kN)	
					In testa	In punta
Diametro punta: 22 cm; spessore alla punta: 5,5 cm						
6	31	7,0	6,1	6 ϕ 7	330	300
8	34	7,5	7,5	8 ϕ 7	440	300
10	37	8,0	12,5	11 ϕ 7	610	310
12	40	8,5	16,5	11 ϕ 8	800	320
Diametro punta: 24 cm; spessore alla punta: 6 cm						
8	36	8,5	10,5	8 ϕ 7	440	320
		9,5	11,0	8 ϕ 8	720	390
10	39	8,5	14,5	11 ϕ 7	610	380
		9,5	15,0	12 ϕ 8	870	400
12	42	9,0	18,5	11 ϕ 8	800	400
		10,0	20,0	12 ϕ 9	1.100	420
14	45	9,5	24,0	12 ϕ 9	1.100	420
		10,5	25,0	12 ϕ 10	1.320	450
16	48	10,0	30,0	14 ϕ 10	1.400	470
		11,0	32,0	14 ϕ 12	1.560	520
Diametro punta: 26 cm; spessore alla punta: 7 cm						
12	44	10,0	23,0	12 ϕ 9	1.100	530
14	47	10,5	29,0	14 ϕ 9	1.280	540
16	50	11,0	36,5	14 ϕ 12	1.630	600
18	53	11,5	44,5	16 ϕ 12	1.820	640
20	56	12,0	53,5	20 ϕ 12	2.060	710

Pali cilindrici					
diametro (cm)	spessore (cm)	lunghezza max (m)	peso (kN/m)	armatura	carico max (kN)
26	6	9	0,95	8 ϕ 7	430
	8	14	1,20	8 ϕ 12	600
33	6	10	1,30	10 ϕ 7	550
	8	15	1,65	10 ϕ 12	820
40	7	10	1,80	12 ϕ 7	660
	10	17	2,50	12 ϕ 14	1.250
45	8	12	2,35	14 ϕ 8	1.010
	10	19	2,90	14 ϕ 14	1.460
50	8	12	2,65	16 ϕ 8	1.160
	12	21	3,80	16 ϕ 16	1.970

Tab. 12.2. Caratteristiche dei più comuni pali in c.a. centrifugato

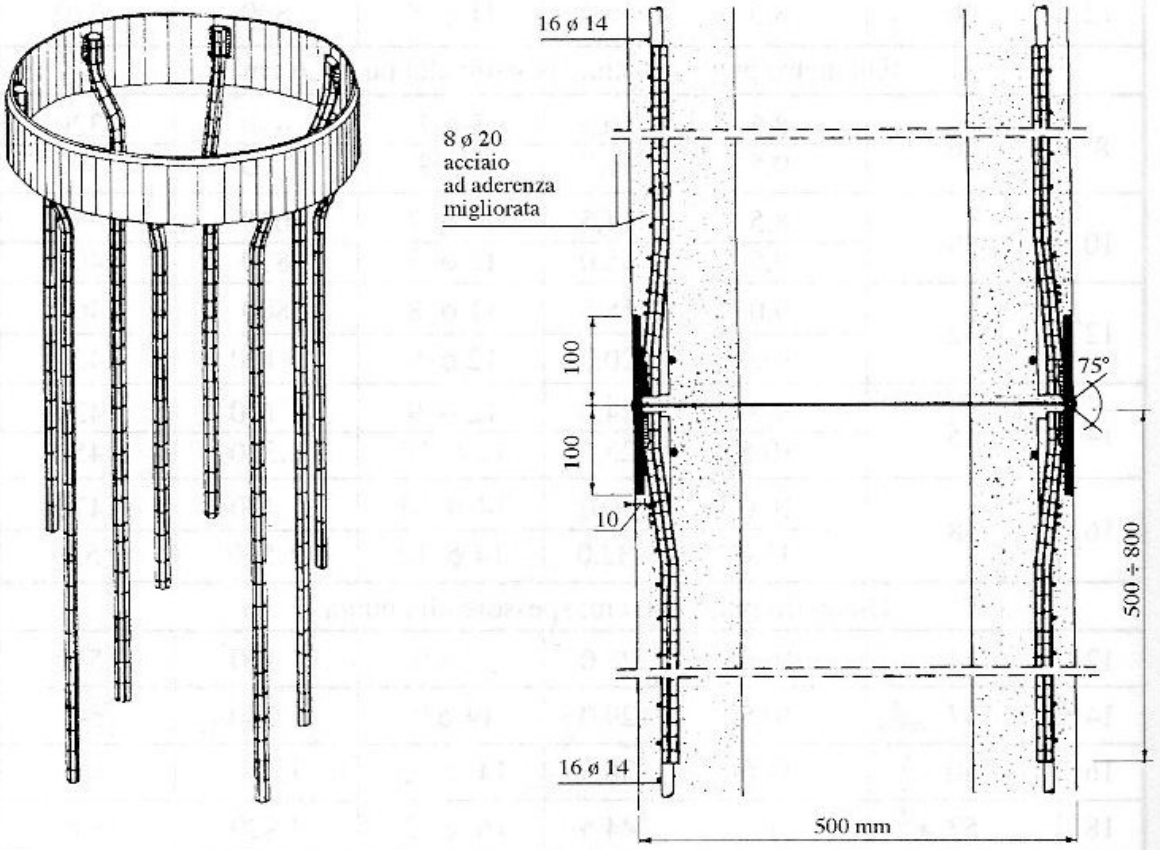


Fig. 12.6. Giunzione di un palo SCAC per saldatura in opera

La tabella 12.3 elenca le dimensioni ed i carichi massimi più usuali per i pali West, che appartengono appunto a questa categoria.

Diametro esterno (mm)	Diametro interno (mm)	Carico massimo (kN)
280	165	650
345	240	450
380	275	600
410	275	650
445	305	800
508	381	1.000
533	381	1.200

Tab. 12.3. Pali West

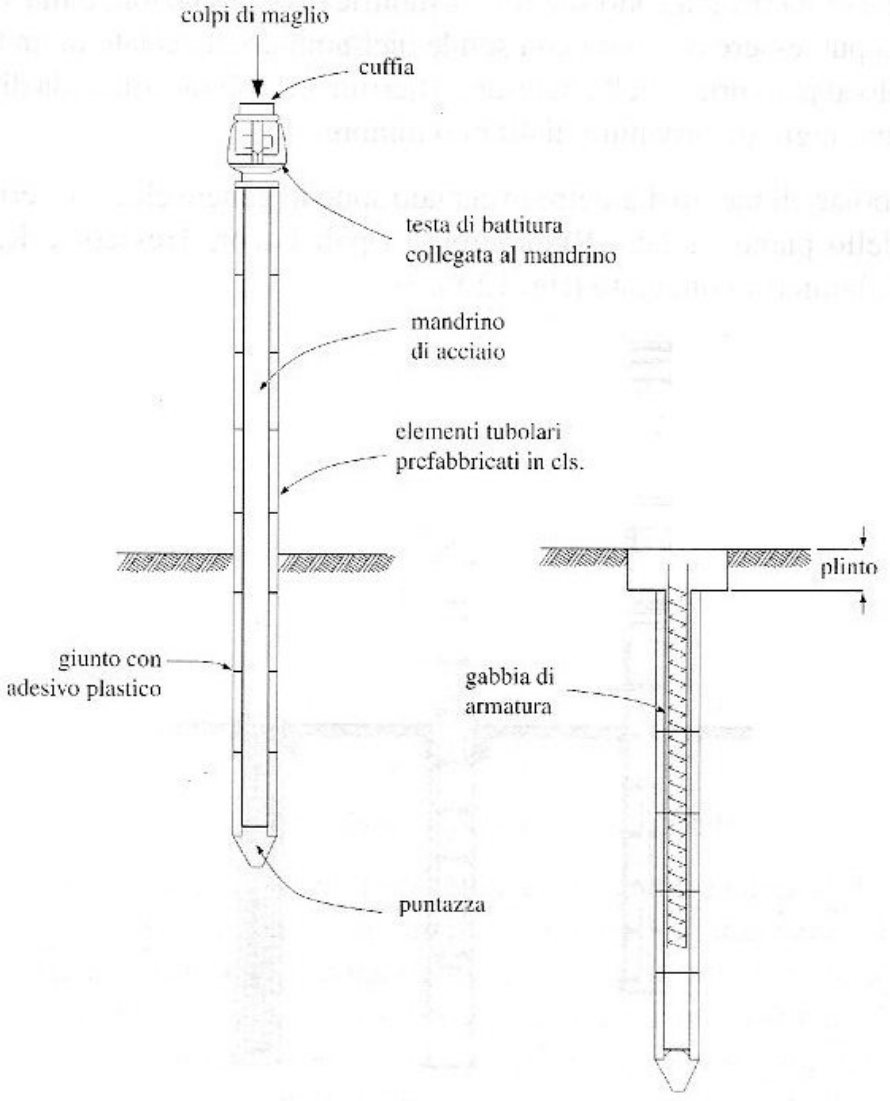


Fig. 12.7. Palo tipo WEST

12.2.2. *Pali battuti in acciaio*

I pali battuti in acciaio hanno notevoli doti di resistenza a compressione, trazione e flessione, facilità di trasporto, possibilità di sopportare elevati sforzi di infissione, facilità di giunzione per saldatura o di asportazione di eventuali tratti residui; il loro costo é però più elevato di quello dei pali di calcestruzzo.

In questa sede passeremo brevemente in rassegna solo i principali tipi impiegati nelle costruzioni civili ed industriali nel nostro Paese, tralasciando di considerare, ad esempio, i pali di eccezionali dimensioni che si adoperano nelle strutture a mare.

I profilati ad H ad ali larghe hanno sezione trasversale relativamente ridotta; sono quindi adatti per gruppi di pali con ridotto interasse battuti attraverso terreni relativamente addensati o consistenti. Raggiungono agevolmente profondità di molte decine di metri, ma sono soggetti a significative deviazioni dalla verticale; la curvatura può essere misurata con sonde inclinometriche calate in un tubo che viene saldato al palo prima della battitura. Bjerrum (1957) raccomanda di scartare i pali con un raggio di curvatura di 40 m o minore.

I pali tubolari di medio diametro in acciaio sono in genere chiusi inferiormente da un fondello piano saldato. Ricorderemo i pali Lacòr, Trevicor e Raymond, costituiti da lamierino ondulato (fig. 12.8).

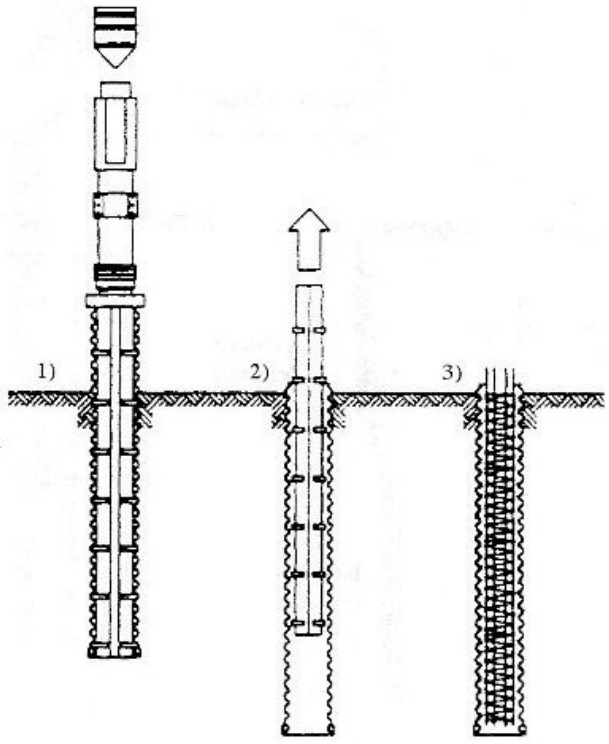


Fig. 12.8. Palo Lacòr. 1) infissione lamierino con mandrino espanso; 2) contrazione ed estrazione del mandrino; 3) posa armatura e getto del calcestruzzo

L'infissione é eseguita tramite un mandrino avente la superficie esterna sagomata come il tubo, suddiviso longitudinalmente in due parti che vengono espanse meccanicamente in modo da aderire alle pareti interne del tubo di lamierino ondulato. Ciò consente l'adozione di lamierini di ridotto spessore (1,5 ÷ 3 mm). Terminata l'infissione, il mandrino viene rilasciato ed estratto; si procede quindi all'ispezione del tubo, al posizionamento dell'eventuale gabbia di armatura ed al getto, che avviene all'asciutto e quindi può essere eseguito dall'alto.

I diametri più usuali sono di 30,5 e 35,6 cm (12" e 14"); le lunghezze più usuali non maggiori di 25 ÷ 30 m. Per lunghezze maggiori, é possibile una procedura di infissione in due fasi. Possono essere tronco conici o con variazioni discontinue del diametro (fig. 12.9).

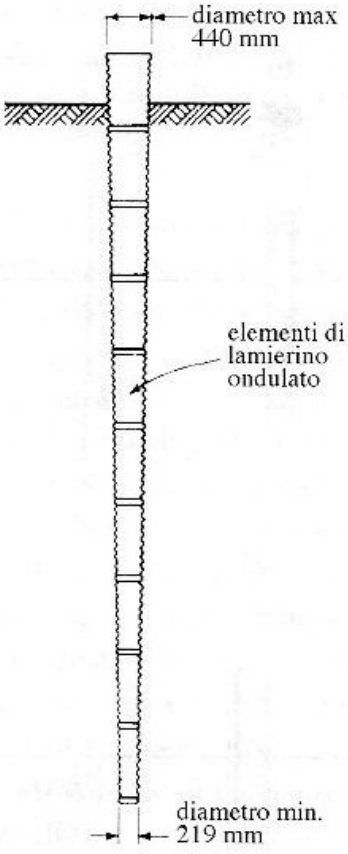


Fig. 12.9. Palo Raymond a diametro variabile

I pali in tubo di acciaio liscio possono avere diametri maggiori, fino a 50 cm; lo spessore del tubo é sempre non minore di 6 mm. Per lunghezze relativamente ridotte e terreni sciolti o poco consistenti, il palo può essere battuto all'estremità superiore; più spesso é necessario l'uso di un mandrino. Nel palo Tubotrevi il mandrino agisce sul fondello previa interposizione di un cuscino di ghiaia o calcestruzzo asciutto di spessore pari all'incirca al doppio del diametro del tubo, al fine di distribuire gli sforzi di battitura.

Il palo Multiton é costituito da un tratto inferiore ed uno superiore di diametro maggiore (ad esempio, 35,6 cm (14") per il tratto inferiore e 40,6 cm (16") per quello superiore). Dopo aver infisso il primo tubo (fig. 12.10 c) il secondo viene saldato in opera tramite un pezzo speciale di raccordo; la battitura viene ultimata con un mandrino che impegna i tubi sul fondello ed in corrispondenza del raccordo (fig. 12.10 d, e). Terminata la battitura il palo viene ispezionato e quindi riempito con calcestruzzo (fig; 12.10 f, g); se necessaria, viene anche disposta una gabbia di armatura.

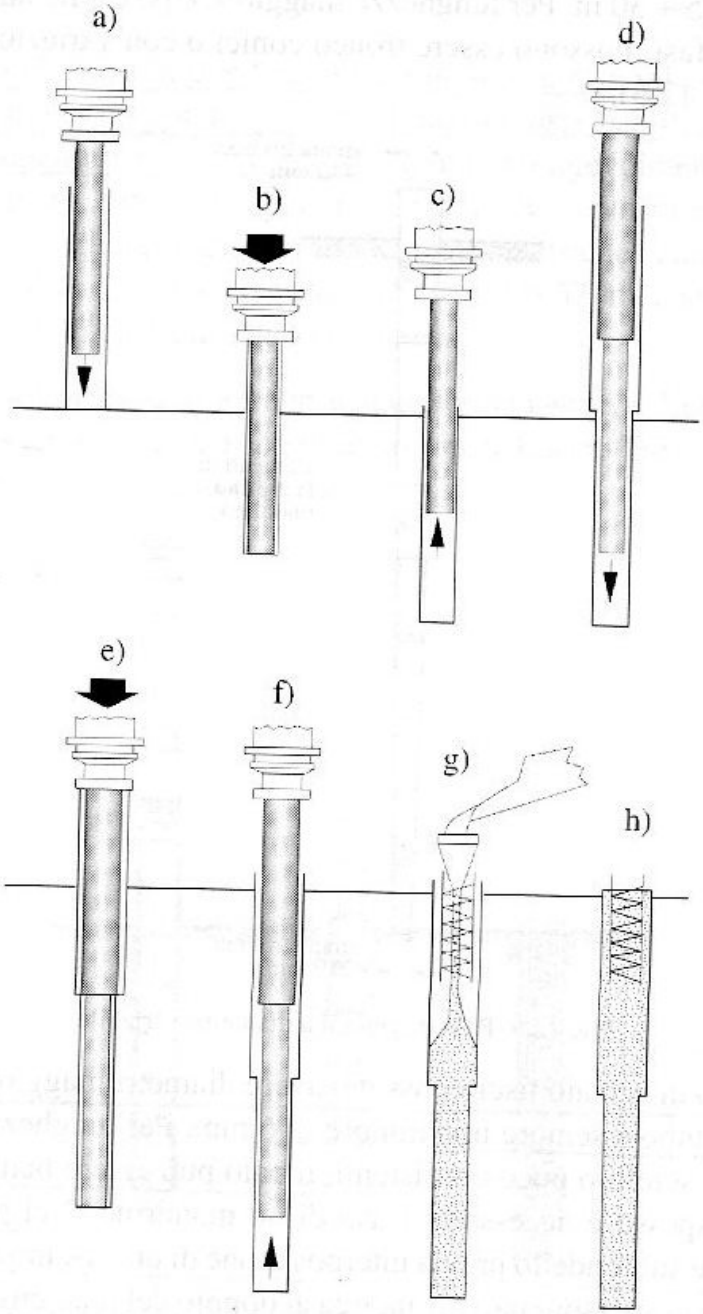


Fig. 12.10. Palo Multiton

12.2.3. *Pali battuti in calcestruzzo gettato in opera*

I pali di questo tipo vengono realizzati a mezzo di un tubo forma metallico battuto, che poi viene recuperato durante o dopo il getto.

Nel palo Simplex il tubo forma é chiuso inferiormente da un piattello metallico a perdere con un bordo che fa tenuta sul tubo, impedendo l'ingresso all'interno di acqua o terreno. Il maglio agisce in testa alla colonna di tubi, che pertanto devono essere di notevole spessore. Raggiunta la profondità desiderata, si dispone all'interno del tubo l'eventuale gabbia di armatura e si esegue il getto, adottando un calcestruzzo di elevata fluidità; poiché si opera all'asciutto, il getto può essere eseguito dall'alto. Si estrae quindi il tubo forma, lasciando sul posto il fondello a perdere; l'estrazione del tubo può essere facilitata dall'uso di un vibratore, il che migliora anche la qualità del calcestruzzo. Se la lunghezza richiesta per il palo risulta maggiore dell'altezza del battipalo, é possibile prolungare la colonna di tubi con una saldatura in opera. La lunghezza massima é generalmente compresa fra 20 e 30 m, ed é limitata essenzialmente dalla forza richiesta per l'estrazione della tubazione.

Nel palo Franki (fig. 12.11) il maglio invece agisce all'interno del tubo su di un tappo di ghiaia o di calcestruzzo molto asciutto che viene formato all'inizio dell'infissione al fondo della tubazione. Il tappo, che ha un'altezza pari a due ÷ tre volte il diametro del tubo, viene fortemente addensato dall'azione del maglio ed aderisce alla tubazione, trascinandola con se nel terreno; esso inoltre risulta praticamente impermeabile e quindi impedisce l'ingresso nel tubo di acqua o di terreno. La tubazione metallica, essendo sollecitata essenzialmente a trazione, può avere uno spessore più ridotto di quella del palo Simplex.

Raggiunta la profondità desiderata, la tubazione viene agganciata alla macchina operatrice; continuando ad azionare il maglio, si espelle gradualmente il tappo e, aggiungendo altro calcestruzzo, é possibile formare un bulbo di base. A questo punto si inserisce la gabbia di armatura, che deve avere la spirale avvolta all'esterno delle barre longitudinali onde consentire i movimenti del maglio al suo interno. Si aggiunge quindi un volume di calcestruzzo, sempre alquanto asciutto, corrispondente ad un'altezza di due ÷ tre volte il diametro del tubo, e si solleva il tubo stesso continuando ad azionare il maglio; sotto l'azione del maglio, il calcestruzzo va ad occupare lo spazio anulare lasciato libero dal tubo e viene compresso contro il terreno. Si deve porre la massima cura nel tenere il bordo inferiore del tubo sempre coperto da calcestruzzo, onde evitare l'ingresso di terreno che provocherebbe un'interruzione del getto; nello stesso tempo non si può avere un'altezza eccessiva di calcestruzzo all'interno del tubo, perché in tal caso si corre il rischio di sollevare per attrito il calcestruzzo insieme al tubo, e di provocare ugualmente una interruzione nel fusto del palo. E' quindi necessario procedere alla costruzione del fusto con una serie di operazioni successive, che producono un palo costi-

tuito da calcestruzzo di ottima qualità (basso rapporto acqua/cemento) con una superficie laterale molto rugosa e ben serrata contro il terreno.

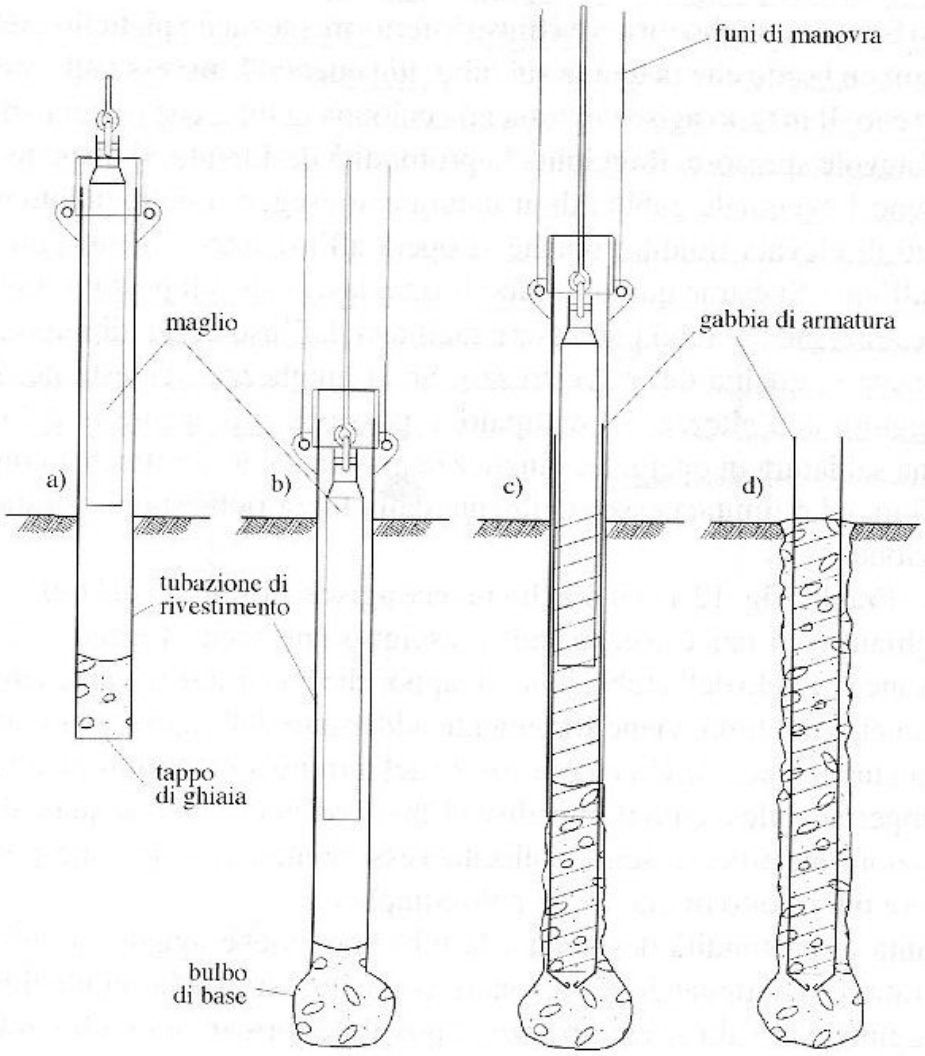


Fig. 12.11. Palo Franki: a) Infissione del tubo; b) formazione del bulbo; c) formazione del fusto; d) palo ultimato

Il procedimento descritto (metodo del fusto battuto), però, a fronte di questi vantaggi, risulta piuttosto lento e quindi costoso; inoltre richiede operatori specializzati ed é soggetto ad un elevato rischio di cattiva riuscita. Per tali motivi oggi si preferisce quasi sempre il metodo del fusto colato. Con tale metodo, dopo aver battuto il tubo forma, realizzato il bulbo di base e disposto la gabbia di armatura, si riempie l'intera tubazione di calcestruzzo di elevata fluidità e si estrae il tubo forma in un'unica operazione, rabboccando il calcestruzzo necessario per compensare il volume del tubo estratto. Il metodo é più rapido e meno dipendente dalla perizia dell'operatore e quindi più sicuro; la qualità del palo risulta però

inferiore sia in termini di caratteristiche del calcestruzzo, sia in termini di attrito laterale.

I massimi carichi ammissibili per questo tipo di palo sono determinati dalla qualità del calcestruzzo, che come si é detto risulta migliore nei pali Franki a fusto battuto rispetto a quelli a fusto colato ed ai pali Simplex. Valori indicativi sono riportati nella tabella 12.4.

In Italia i pali battuti gettati in opera con tubo forma metallico recuperabile e piattello di base a perdere (tipo Simplex) o a base espansa (tipo Franki) sono abbastanza diffusi (pali Trevi, Vibrotrevi, Delta).

Diametro nominale (cm)	Carico massimo ammissibile (kN)
30	350 ÷ 500
35	450 ÷ 700
40	600 ÷ 900
45	800 ÷ 1.000
50	1.000 ÷ 1.400
60	1.400 ÷ 2.000

Tab. 12.4. Pali battuti gettati in opera (Simplex, Franki)

12.3. *Pali trivellati*

12.3.1. *Generalità*

I pali trivellati, o a sostituzione, vengono costruiti eseguendo una perforazione con asportazione del terreno ed procedendo quindi ad un getto di calcestruzzo nel foro. Si differenziano fra di loro essenzialmente per i metodi di perforazione, sostegno delle pareti del foro e getto del calcestruzzo.

I problemi tecnologici si presentano in modo alquanto diverso a seconda del diametro dei pali, e pertanto verranno passati in rassegna separatamente i pali di piccolo diametro o micropali ($d \leq 25$ cm), quelli di medio diametro (30 cm $\leq d \leq 60$ cm) e quelli di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Le tecnologie e le attrezzature sono essenzialmente simili per molti dei pali esistenti sul mercato, e quindi manca la varietà di tipologie e di denominazioni commerciali dei pali battuti. E' però da osservare che, per il fatto di essere comunque gettati in opera e per i fattori connessi alla trivellazione ed al sostegno del foro, i pali trivellati dipendono in modo assai marcato da una corretta esecuzione. E' quindi della massima importanza affidarsi ad esecutori di provata qualificazione ed esperienza, esaminare criticamente le scelte tecnologiche ed esercitare il più accurato controllo.

12.3.2. *Pali trivellati di piccolo diametro (micropali)*

Si definiscono micropali i pali trivellati di piccolo diametro ($d \leq 25$ cm), realizzati con attrezzature e tecnologie particolari.

I tipi fondamentali sono due: quello che riproduce la tecnica dei pali trivellati di medio diametro, ma con getto in pressione (palo Radice), e quello costituito da un tubo di acciaio valvolato cementato al terreno (palo Tubfix).

Le fasi costruttive di un micropalo tipo Radice sono rappresentate nella fig. 12.12. La perforazione viene eseguita con una colonna di tubi muniti all'estremità di una corona tagliente, ed i detriti di perforazione sono asportati dal fluido di circolazione che viene immesso dall'interno della colonna e risale nell'intercapedine fra questa ed il terreno. A seconda del tipo di terreno il fluido può essere aria, acqua o fango bentonitico.

Raggiunta la profondità desiderata, si introduce l'armatura che può essere un'unica barra assiale di acciaio ad aderenza migliorata oppure una vera e propria gabbia. Il getto viene quindi eseguito dal basso, operando con un tubo convogliatore (v. pag. 365 e fig. 12.25) la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo. Quest'ultimo ha come inerte la sabbia, ed é caratterizzato da un dosaggio di cemento di circa 6 kN/m^3. Al termine del getto si applica alla sommità del tubo forma una testa a tenuta, e si immette aria compressa sfilando contemporaneamente il tubo. Sotto l'azione della pressione, il calcestruzzo occupa il volume lasciato libero dalla tubazione ed aderisce al terreno, realizzando una superficie laterale scabra capace di elevate resistenze tangenziali.

Il diametro dei pali di questo tipo varia fra 8 e 25 cm. Il carico massimo ammissibile può essere valutato attribuendo una tensione di lavoro di circa 12 MPa alla sezione del palo, compreso il contributo dell'armatura metallica; si perviene così a carichi massimi compresi fra 60 ÷ 80 kN per i diametri minori e 500 ÷ 700 per i maggiori. Quando il micropalo viene adottato per la sottofondazione di strutture esistenti, la perforazione ed il getto interessano anche tali strutture e viene così agevolmente realizzato il collegamento di queste con il palo.

Lo schema esecutivo di un micropalo Tubfix é rappresentato in fig. 12.13.

Si esegue dapprima una perforazione, in genere con sonda a rotazione e circolazione di fango bentonitico, o comunque con l'attrezzatura e la metodologia più adatta alle condizioni di sottosuolo (fig. 12.13a). Raggiunta la profondità desiderata, si introduce nel foro un tubo di acciaio di forte spessore munito di fori con valvole di non ritorno (*tube à manchettes*) disposte ad interasse di 30 ÷ 50 cm in corrispondenza degli strati di terreno ai quali si intende trasmettere i carichi (fig. 12.13b). Si procede quindi alla formazione della guaina, iniettando attraverso la valvola più profonda una miscela di cemento che va ad occupare lo spazio anulare compreso fra il tubo e la parete del foro (fig. 12.13c).

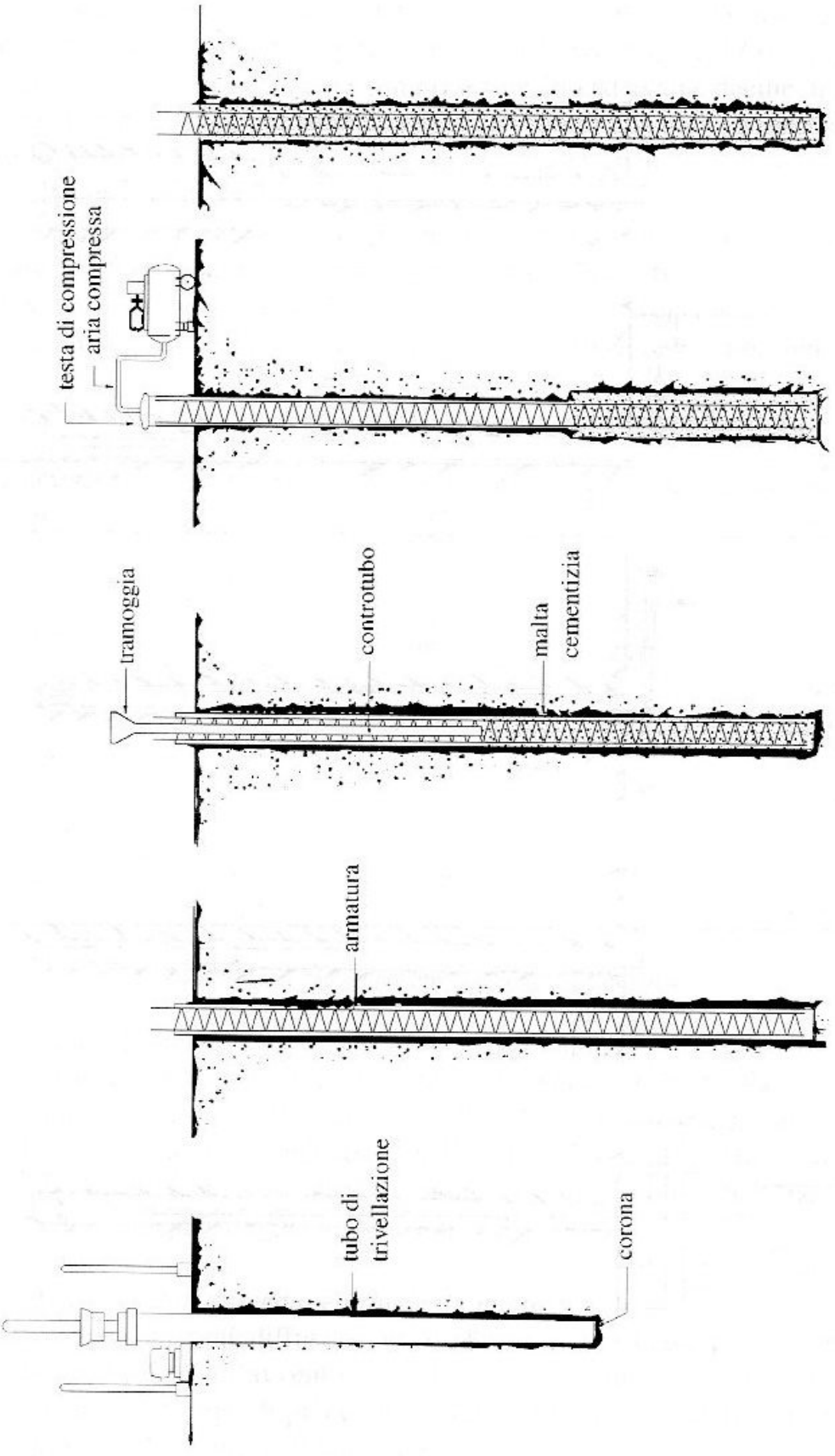


Fig. 12.12. Fasi esecutive di un micropalo tipo Radice. a) Perforazione; b) perforazione ultimata e collocazione dell'armatura; c) riempimento con malta a mezzo tramoggia e controtubo; d) estrazione della tubazione di perforazione e compressione del getto; e) palo ultimato

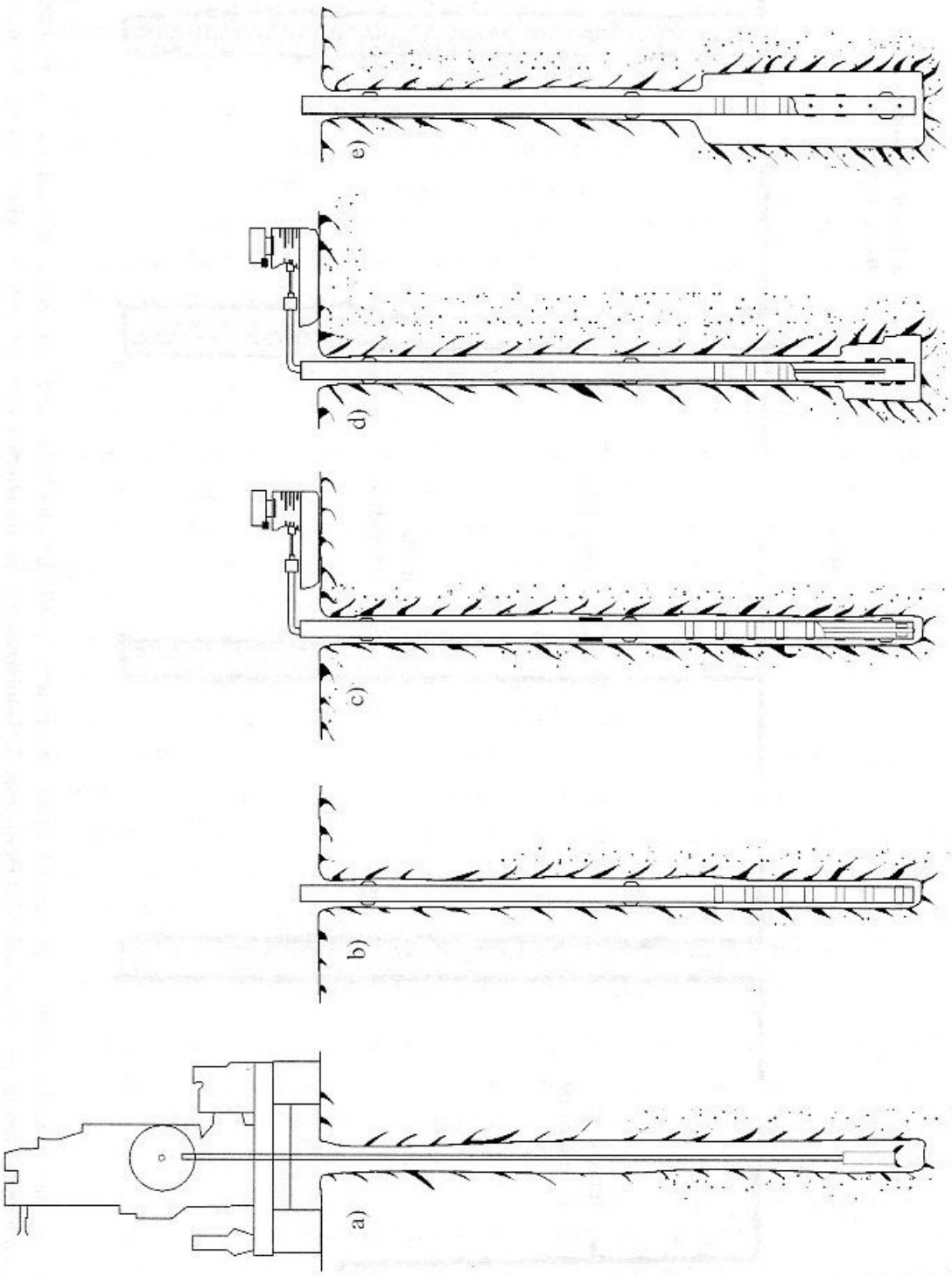


Fig. 12.13. Fasi esecutive di un micropalo tipo Tubfix

Una volta che la guaina ha iniziato la presa, si inietta a pressione una valvola dopo l'altra, eventualmente in più riprese successive (fig. 12.13d). La presenza della guaina consente l'iniezione con pressioni fino ad alcune decine di atmosfere; si realizzano così in corrispondenza delle valvole una serie di sbulbature che comprimono il terreno ed assicurano un'elevata resistenza tangenziale. Il palo finito é rappresentato in fig. 12.13e.

La miscela adoperata é generalmente costituita da 100 kg. di cemento, 50 litri di acqua e 2,5 kg di bentonite, con aggiunta di fluidificanti.

Il collegamento con la sovrastruttura può avvenire, a seconda dei casi, o per semplice aderenza o per il tramite di dispositivi simili a quelli rappresentati in fig. 12.14.

Le dimensioni e le portate più usuali sono elencate nella tabella 12.5.

Diametro foro (mm)	Diametro tubo armatura (mm) esterno	interno	Carico max ammissibile (kN) trazione	compressione
85	48,3	39,3	70	175
	51,0	35,0	135	235
100	60,3	44,3	165	300
	60,3	35,3	210	370
120	76,1	60,1	235	410
	76,1	51,1	280	510
145	82,5	66,5	255	520
	82,5	57,5	330	630
175	88,9	72,9	280	675
	88,9	63,9	360	795
200	101,6	85,6	320	845
	101,6	76,6	460	985

Tab. 12.5. Micropali con tubo d'acciaio valvolato

A parità di portata, generalmente i micropali risultano nettamente più costosi dei pali ordinari e pertanto il loro uso é limitato a situazioni particolari. L'applicazione più frequente é la sottofondazione di edifici o strutture esistenti; altri casi tipici di impiego dei micropali sono quelli nei quali é vantaggioso o addirittura obbligato operare con attrezzature di ingombro e peso molto ridotti ed eseguire pali trivellati con qualsivoglia inclinazione sulla verticale.

12.3.3. *Pali trivellati di medio e grande diametro*

I pali trivellati sono i più diffusi nel nostro Paese mentre erano praticamente sconosciuti altrove fino all'avvento dei pali di grande diametro. Lo sviluppo e la diffusione di questo tipo di pali e la loro competitività sono state sempre legate allo sviluppo delle tecniche di perforazione.

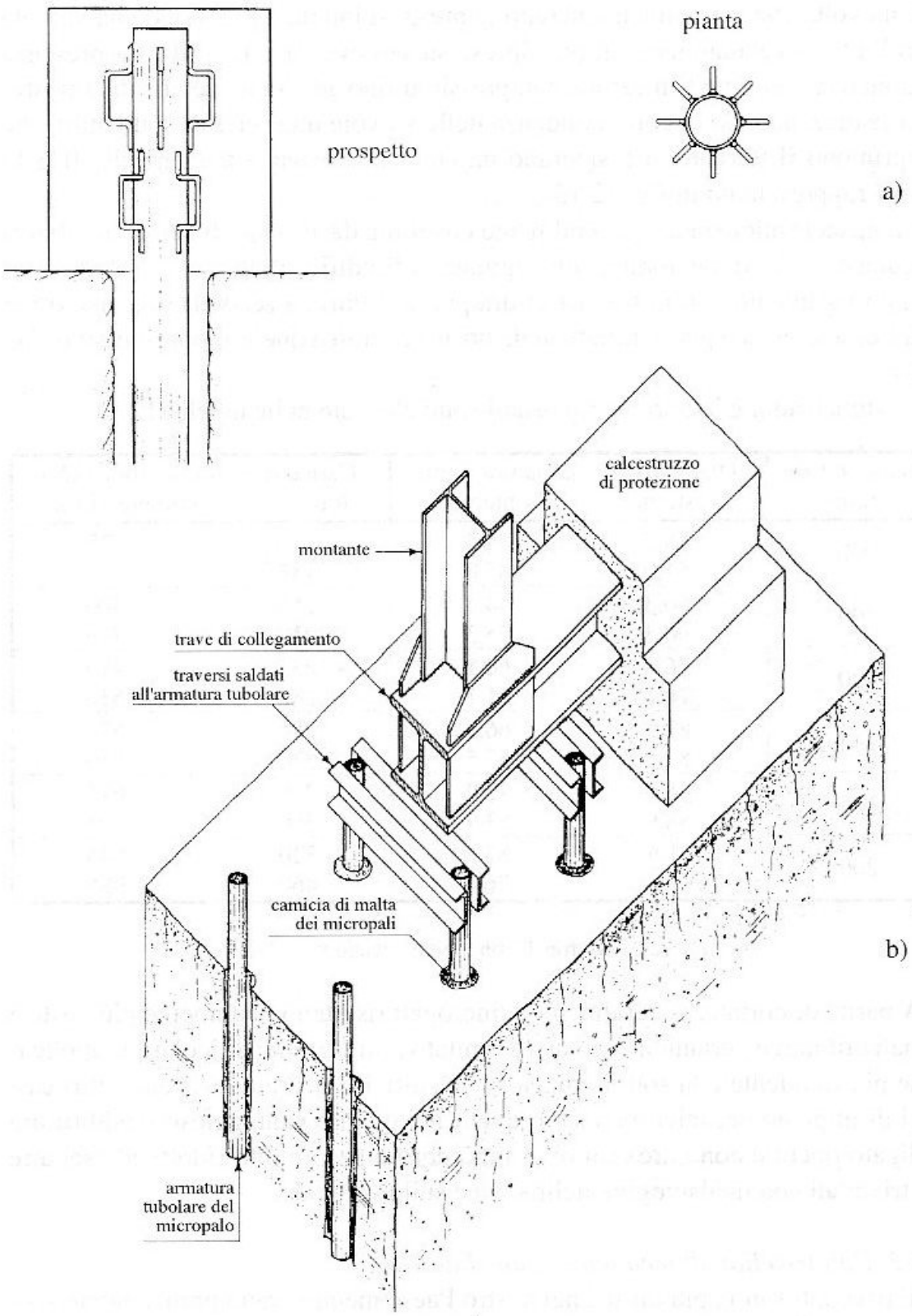


Fig. 12.14. Collegamenti fra un micropalo tipo Tubfix ed una struttura di fondazione: a) in calcestruzzo; b) in acciaio

I primi pali venivano perforati a percussione (fig. 12.15) infiggendo nel terreno, mediante battitura, una tubazione metallica ed asportando il terreno all'interno con una sonda a percussione con valvola di fondo (curetta). I diametri più usuali erano compresi fra 30 e 60 cm, le lunghezze massime raramente eccedevano i trenta metri.

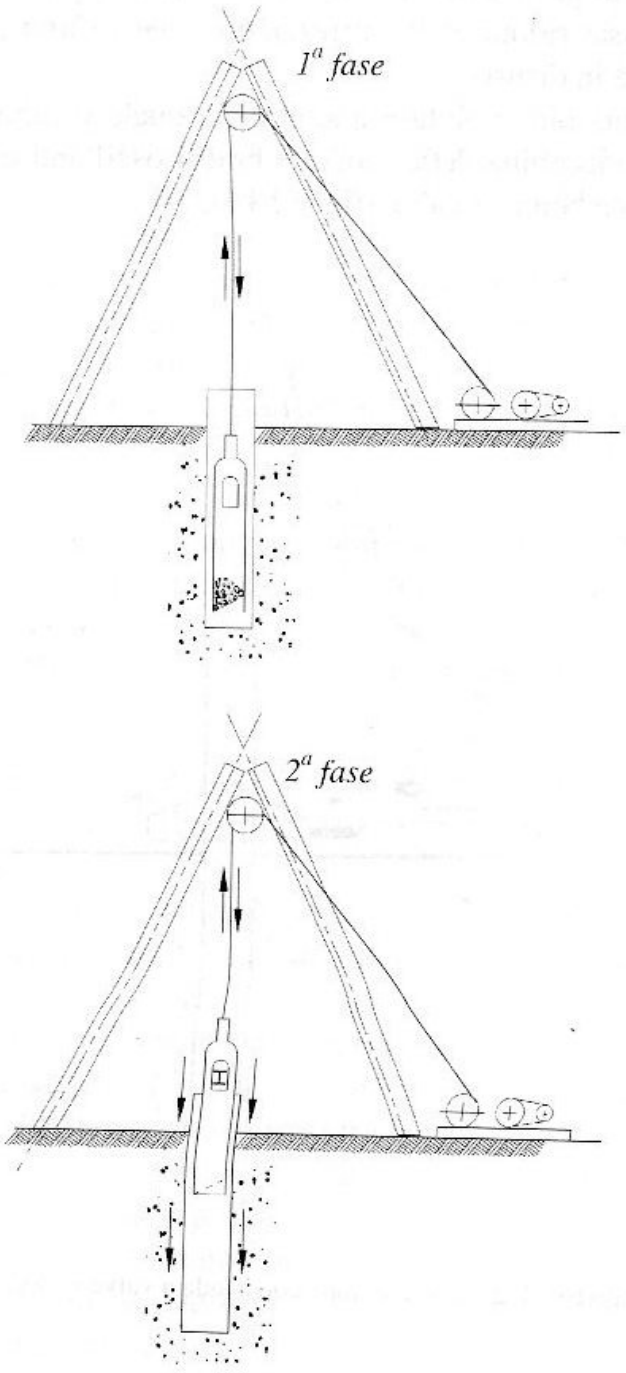


Fig. 12.15. Pali trivellati a percussione con sonda a curetta

Il vantaggio di questa tecnica é costituito dalla estrema semplicità ed economia delle attrezzature necessarie; per contro essa presenta notevoli limitazioni e rischi di malfunzioni. Fra questi l'azione di risucchio della sonda nel foro; la circostanza che non sempre si é in grado di far precedere la perforazione dall'infissione della tubazione di rivestimento; la difficoltà di recupero della tubazione; il rischio di interruzioni di getto durante tale operazione. Per questi motivi, ed anche per la produttività assai ridotta delle attrezzature, questo tipo di palo é ormai caduto completamente in disuso.

La sua forma più evoluta é quella nella quale il tubo forma viene infisso a mezzo di una macchina detta morsa a bracci oscillanti e lo scavo del terreno é eseguito con una benna a valve (fig. 12.16).

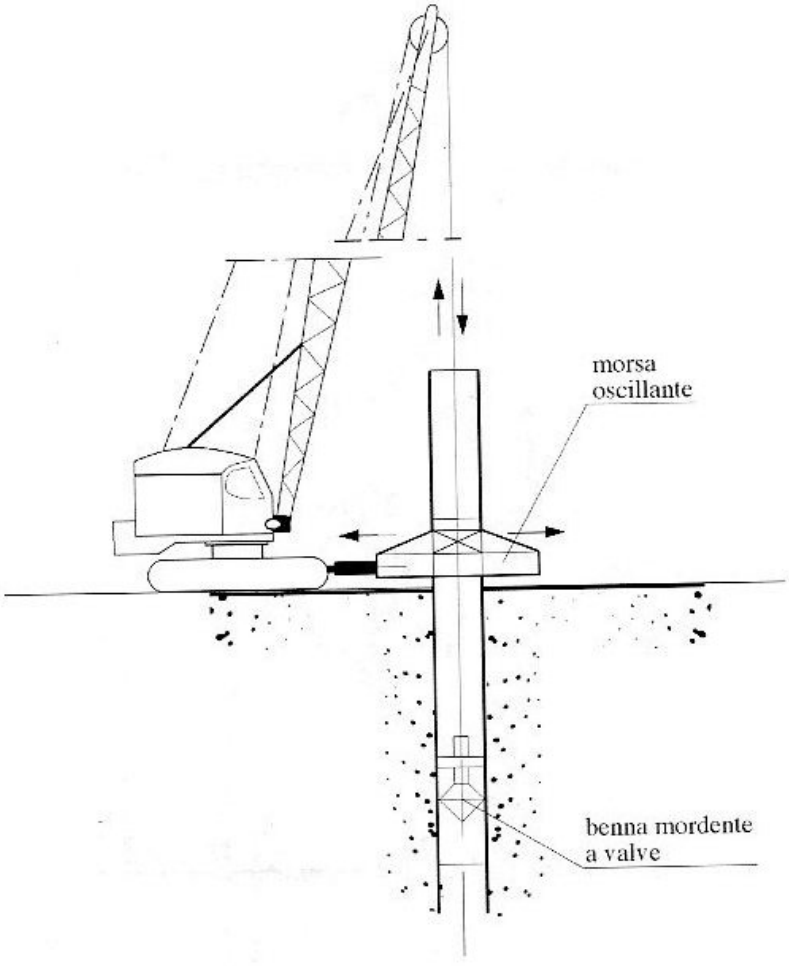


Fig. 12.16. Palo trivellato a percussione con sonda a valve e morsa a bracci oscillanti (Benoto)

Questa tecnica, generalmente associata al nome della ditta francese Benoto, é stata la prima a consentire l'esecuzione di pali tubati di grande diametro sfruttan-

do la maggiore potenzialità della benna a valve rispetto alla curetta, e la manovrabilità della tubazione che viene mantenuta sempre in movimento rispetto al terreno e quindi sottratta all'attrito di primo distacco. Attrezzature di questo tipo sono ancora soddisfacentemente in uso.

Una tecnica più moderna per l'installazione della tubazione di rivestimento é costituita dalla vibroinfissione (fig. 12.17), che comporta l'impiego di un vibratore con due masse rotanti in opposizione di fase, sì da dare luogo ad un'oscillazione in direzione verticale. Il vibratore, di peso compreso fra 50 e 200 kN, vibra con frequenza compresa fra 5 e 25 Hz e con ampiezza di 2 ÷ 20 mm; in terreni incoerenti sotto falda, consente l'infissione di colonne della lunghezza di 15 ÷ 20 m in pochi minuti. L'estrazione del materiale all'interno della tubazione avviene poi con benna mordente o con un attrezzo a rotazione (*auger* o trivella ad elica: *bucket* o secchione). Di solito questo sistema é utilizzato, in ausilio alle moderne perforatrici a rotazione, per l'attraversamento di terreni incoerenti ed immersi in falda soprastanti una formazione di terreni coesivi.

Per la maggior efficienza della vibroinfissione, l'uso della morsa a bracci oscillanti é ormai limitato ai terreni coesivi, nei quali la vibrazione é inefficace (ma anche, spesso, la tubazione di rivestimento non necessaria).

Lo scavo all'interno di una tubazione vibroinfissa, quando possibile, rappresenta una tecnica eccellente sia dal punto di vista dell'elevata produttività, sia per il minimo disturbo arrecato al terreno. I timori circa effetti dannosi delle vibrazioni sull'ambiente e su eventuali manufatti circostanti si sono rilevati quasi sempre infondati.

Con l'affermarsi delle attrezzature di scavo a rotazione, é venuta meno la assoluta necessità di una tubazione di rivestimento del foro che era imposta dalle sonde o benne a percussione.

Nel caso di terreni coesivi di adeguata consistenza, le pareti del foro sono stabili e la perforazione, se eseguita all'asciutto, non necessità di alcun rivestimento (fig. 12.18).

Se vi sono alternanze di terreni coesivi e terreni incoerenti acquiferi, si potrà adottare un rivestimento parziale. Nella fig. 12.19 é illustrata anche la scampanatura di fondo; si noti che la differenza di diametro fra la parte superiore del foro ed il rivestimento é esagerata per chiarezza dello schema grafico. Alternativamente la tubazione può essere vibroinfissa (fig. 12.20).

In terreni nei quali le pareti del foro non sono stabili (primi fra tutti, i terreni incoerenti sotto falda; ma anche i terreni coesivi poco consistenti) si può fare ricorso alla stabilizzazione con fango bentonitico. Tale tecnica, già nota da tempo nel settore delle perforazioni per ricerca di idrocarburi, é stata introdotta nell'Ingegneria Civile circa mezzo secolo fa ad opera di imprese specializzate italiane.

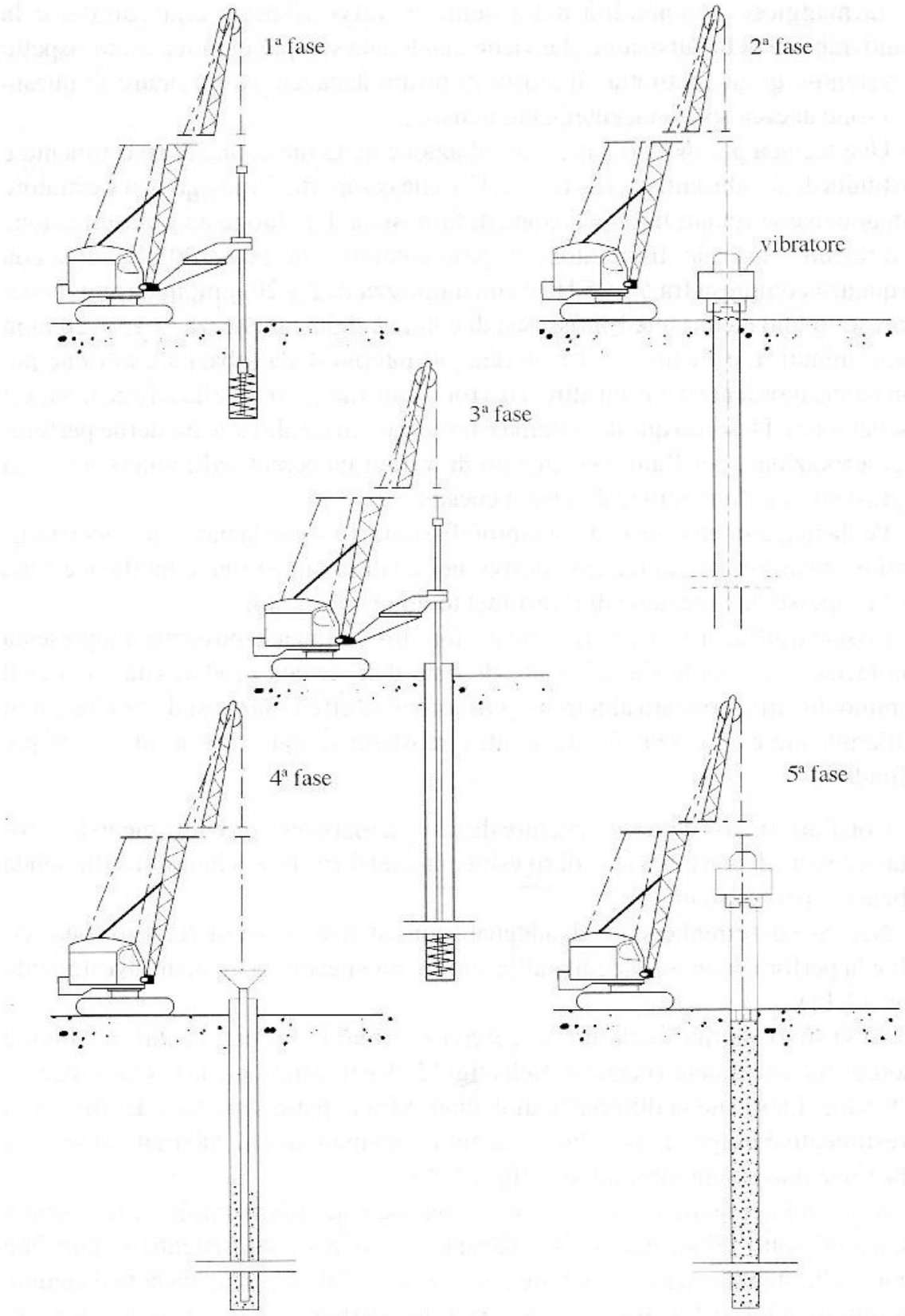


Fig. 12.17. Palo trivellato all'interno di una tubazione di rivestimento vibroinfissa

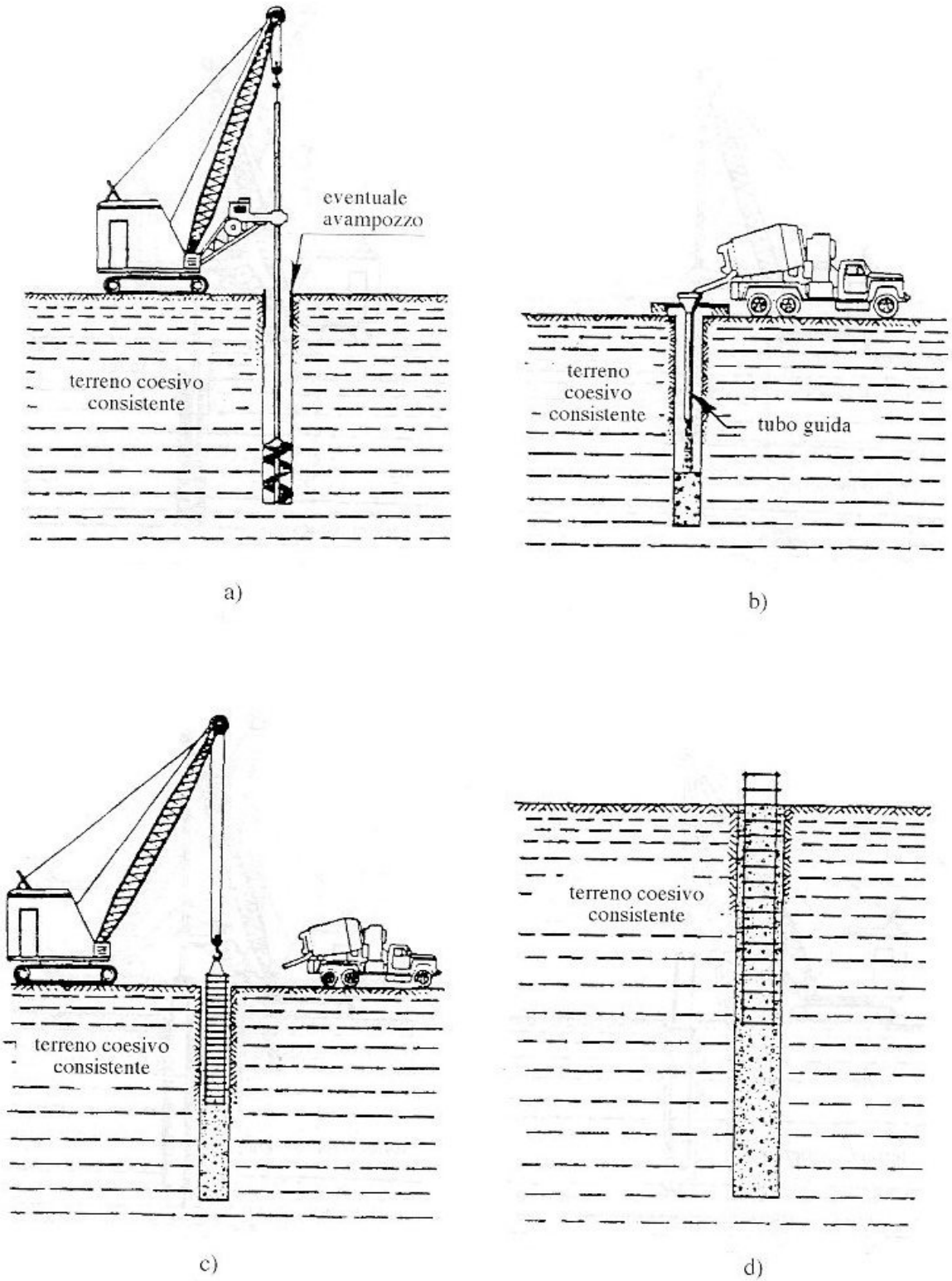


Fig. 12.18. Scavo all'asciutto. a) Perforazione; b) inizio del getto di calcestruzzo; c) disposizione della gabbia nel tratto superiore; d) palo completo.

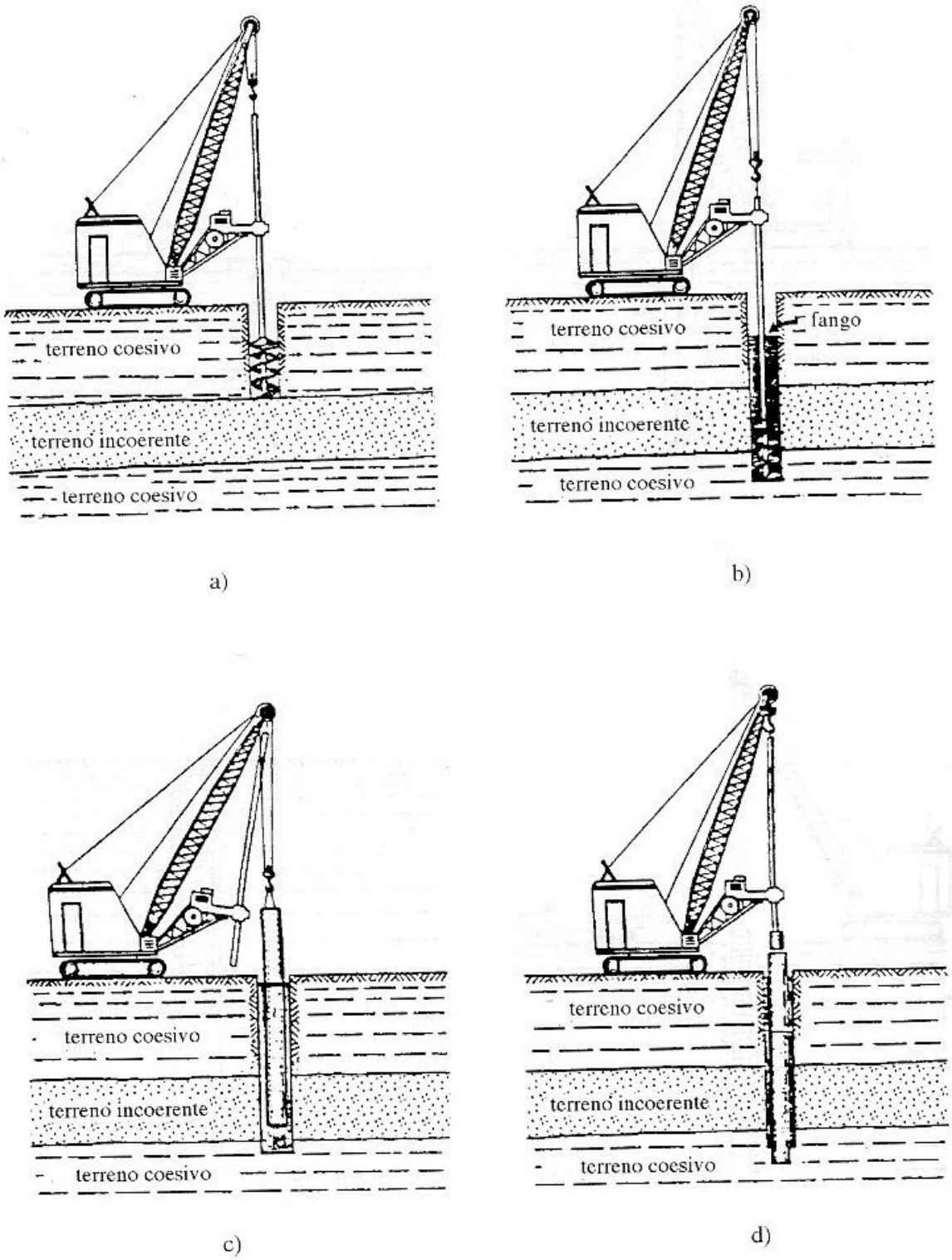
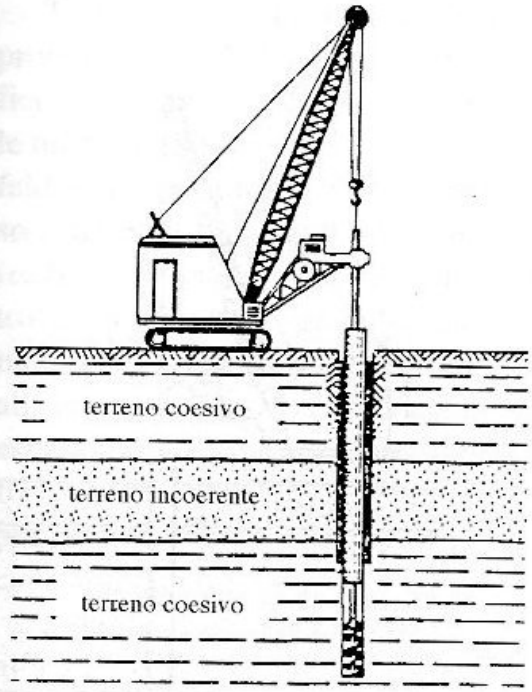
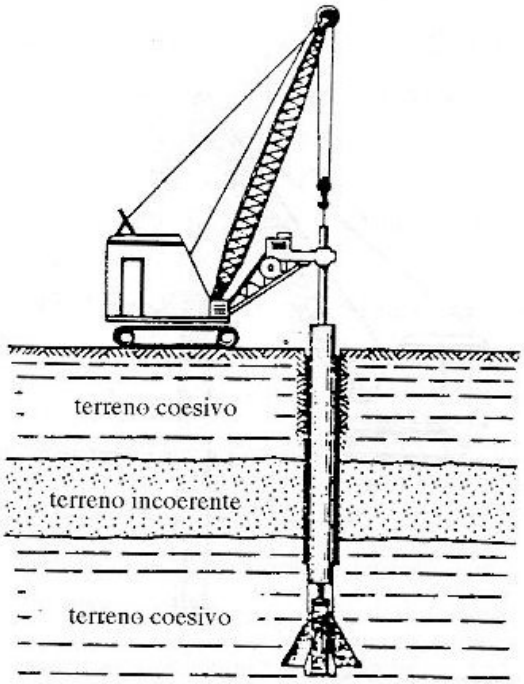


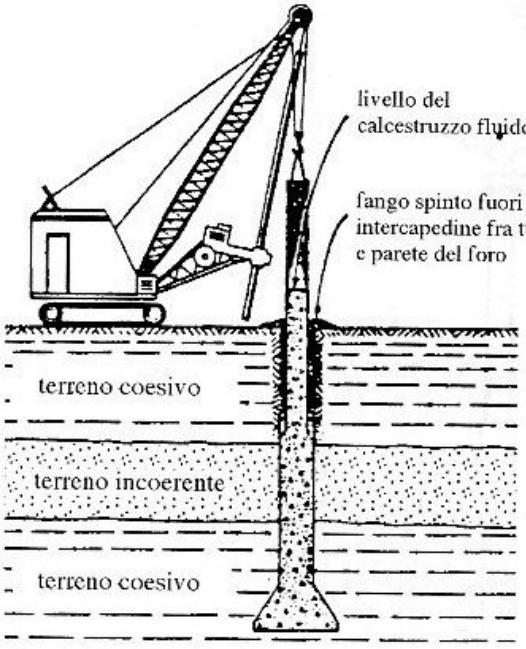
Fig. 12.19. Palo di grande diametro con parziale rivestimento e scampanatura di fondo.
a) Inizio della perforazione; b) perforazione in fango; c) introduzione del rivestimento;
d) rivestimento infisso nel terreno coesivo e rimozione del fango all'interno del tubo (continua).



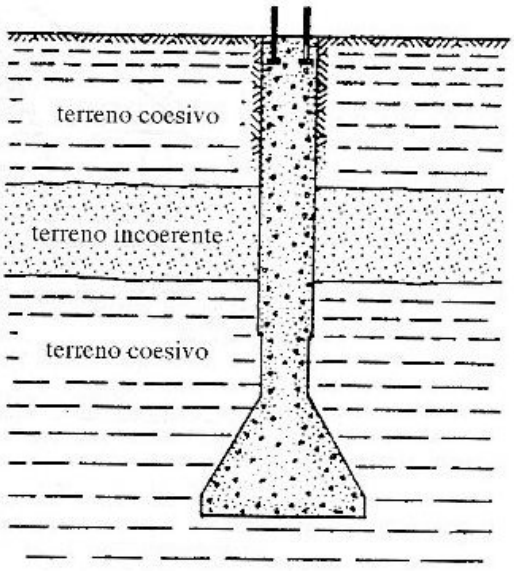
e)



f)



g)



h)

Fig. 12.19. Palo di grande diametro con parziale rivestimento e scampanatura di fondo. e) Perforazione al di sotto del rivestimento; f) formazione della scampanatura; g) rimozione del rivestimento; h) completo.

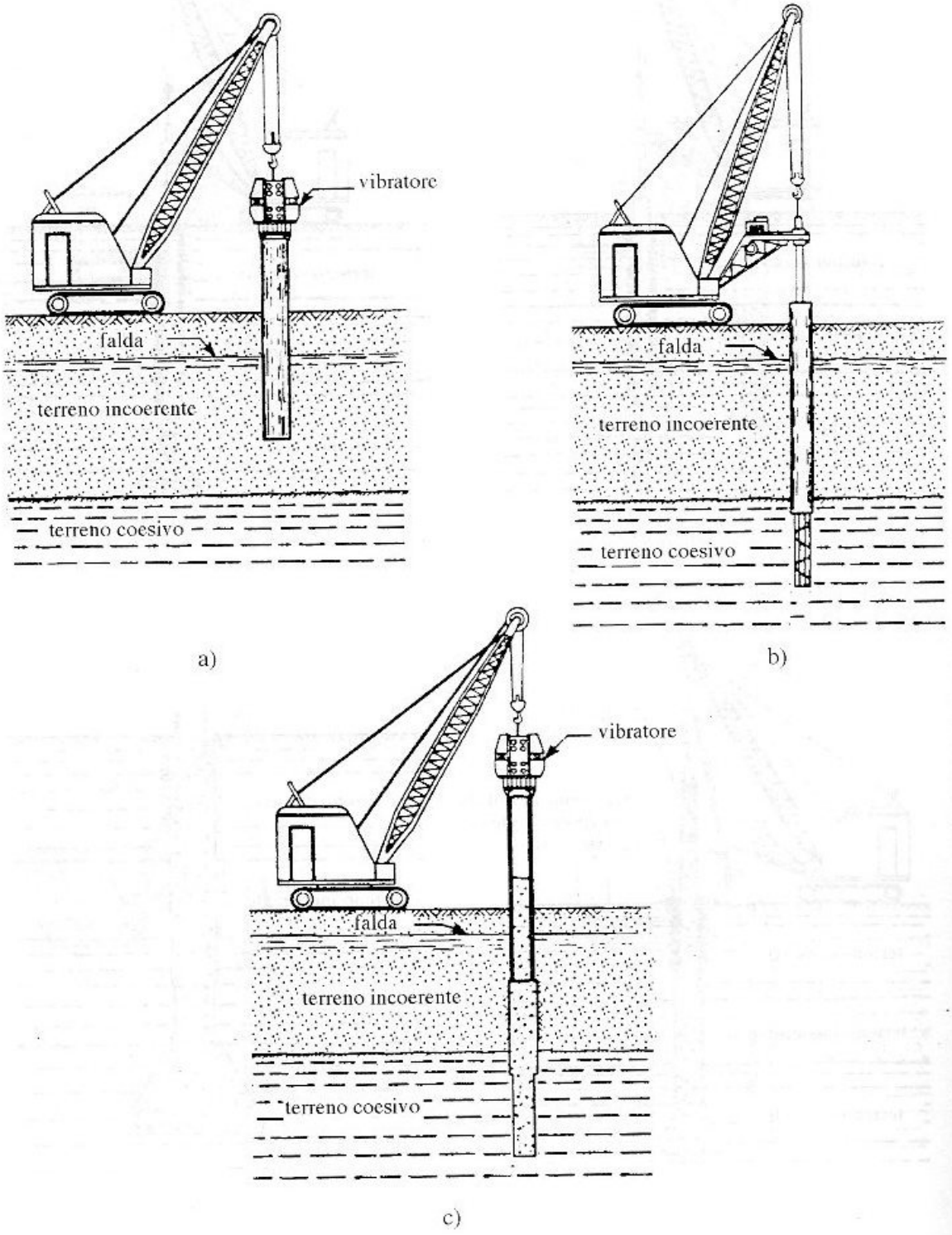


Fig. 12.20 Palo con rivestimento vibroinfisso. a) Infissione del rivestimento; b) asportazione del terreno all'interno del rivestimento; c) rimozione del rivestimento con vibratore in funzione

Tenendo in sospensione nell'acqua di circolazione del foro argille con spiccate proprietà colloidali, quale la bentonite, si realizza un fluido che ha un peso specifico un po' più elevato di quello dell'acqua. Sfruttando tale proprietà, e se possibile mantenendo il livello del fango nel foro più alto della quota piezometrica della falda nei terreni attraversati, si determina una filtrazione dall'interno del foro verso il terreno. In questo modo, si deposita sulla parete del foro un velo di fango (*cake*) di spessore variabile da qualche frazione di millimetro ad oltre un centimetro, a seconda della granulometria del terreno. Questo velo funziona come una membrana impermeabile e consente alla pressione idrostatica del fango contenuto all'interno del foro di esercitare un'azione di sostentamento della parete. E' ormai esperienza comune che con l'impiego dei fanghi bentonitici si possono scavare fori senza rivestimento, anche di grandi dimensioni ed a sezione non circolare, praticamente in qualsiasi terreno ad eccezione delle ghiaie pulite nelle quali il cake non può formarsi.

I fanghi, oltre a stabilizzare il foro, possono essere impiegati per il trasporto alla superficie dei detriti di perforazione. Nel sistema a circolazione diretta (fig.12.21) essi vengono immessi nel foro attraverso le aste cave che azionano l'attrezzo di perforazione; risalgono nel foro trasportando in sospensione il detrito, che viene poi fatto decantare in un cavo realizzato accanto al foro, e vengono reimmessi in ciclo.

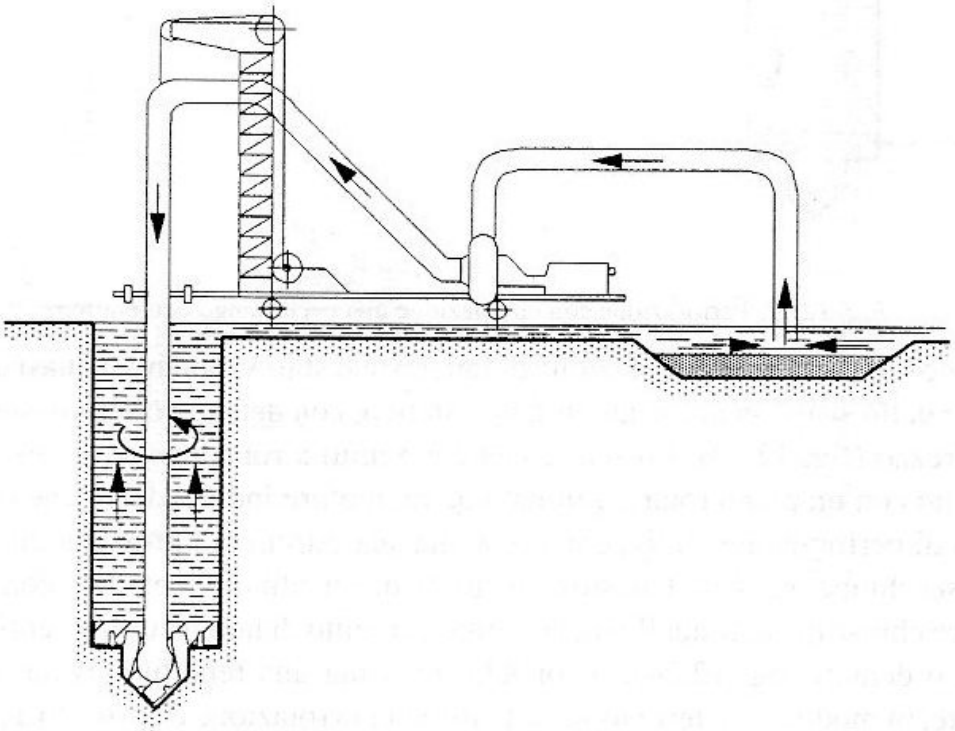


Fig. 12.21. Perforazione con circolazione diretta di fango bentonitico

Per i pali di grande diametro, la velocità di risalita del fango risulta troppo ridotta ed inferiore alla velocità di sedimentazione del detrito; pertanto il trasporto in superficie di quest'ultimo risulta impossibile. Si ricorre allora allo schema a circolazione inversa (fig. 12.22), nel quale il fango viene immesso direttamente nel foro ed aspirato attraverso la batteria di perforazione. Il sistema richiede una pompa del tipo usato per i lavori di dragaggio, capace di lasciarsi attraversare dal fango con detrito in sospensione; é inoltre richiesta una pompa a vuoto per l'innesco all'inizio ed ogni qual volta si aggiunte un'asta cava alla batteria di perforazione.

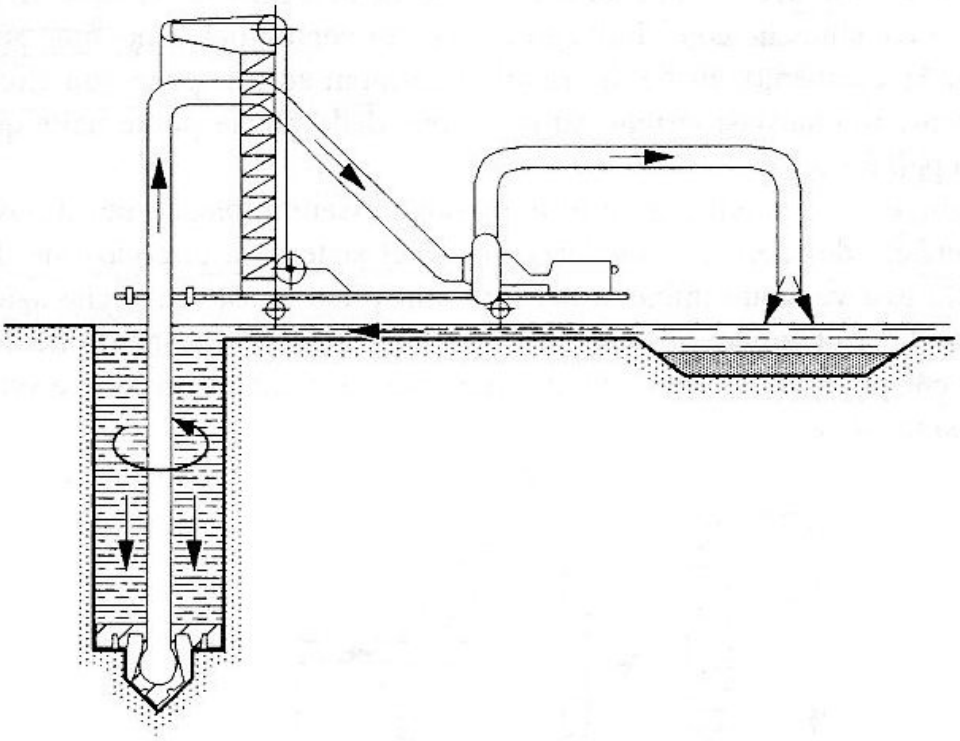


Fig. 12.22. Perforazione con circolazione inversa di fango bentonitico

Ambedue i sistemi a circolazione di fango sono stati soppiantati quasi completamente dallo scavo in ambiente di fango statico, con detrito portato in superficie dall'attrezzo (fig. 12.23). Lo scavo viene eseguito a rotazione da un escavatore attrezzato con un piano rotary, azionato da un motore indipendente che manovra un'asta di perforazione (*kelly*) che porta alla sua estremità l'attrezzo, quasi sempre un secchione (*bucket*). Questo é costituito da un cilindro metallico con la parte inferiore chiusa da un fondello incernierato e munito di uno o due taglienti radiali, a lama o dentati (fig. 12.24). Il fondello presenta una fenditura avanti ad ogni tagliente, in modo che il terreno scavato durante la rotazione é costretto a penetrare nel corpo cilindrico del *bucket*. Quando il cilindro si é riempito, esso viene estratto, spostato dalla verticale del foro e svuotato, aprendo il fondello incernierato.

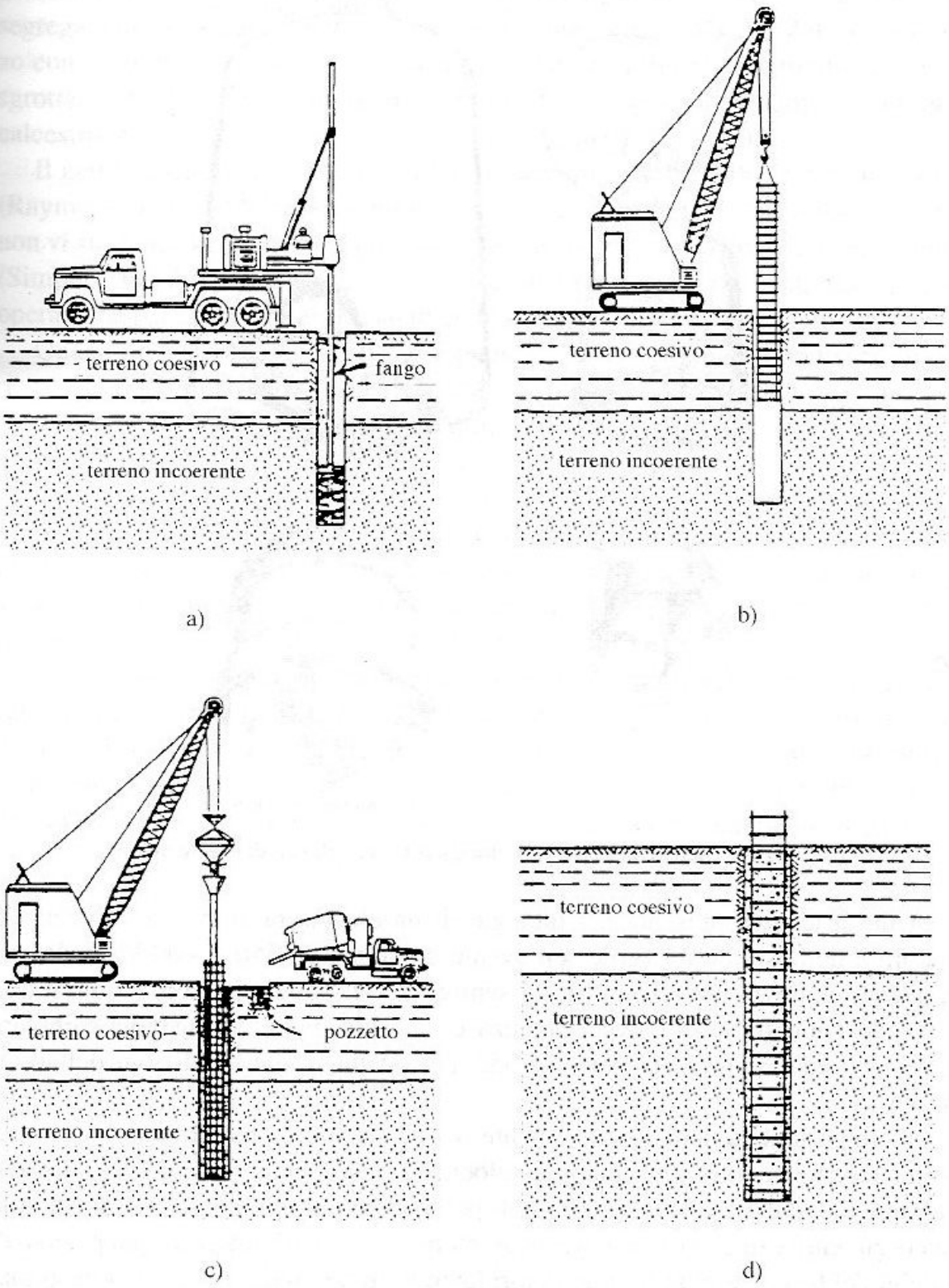


Fig. 12.23. Scavo con bucket in foro pieno di fango statico. a) Perforazione in fango; b) disposizione della gabbia di armatura; c) getto del calcestruzzo; d) palo completo

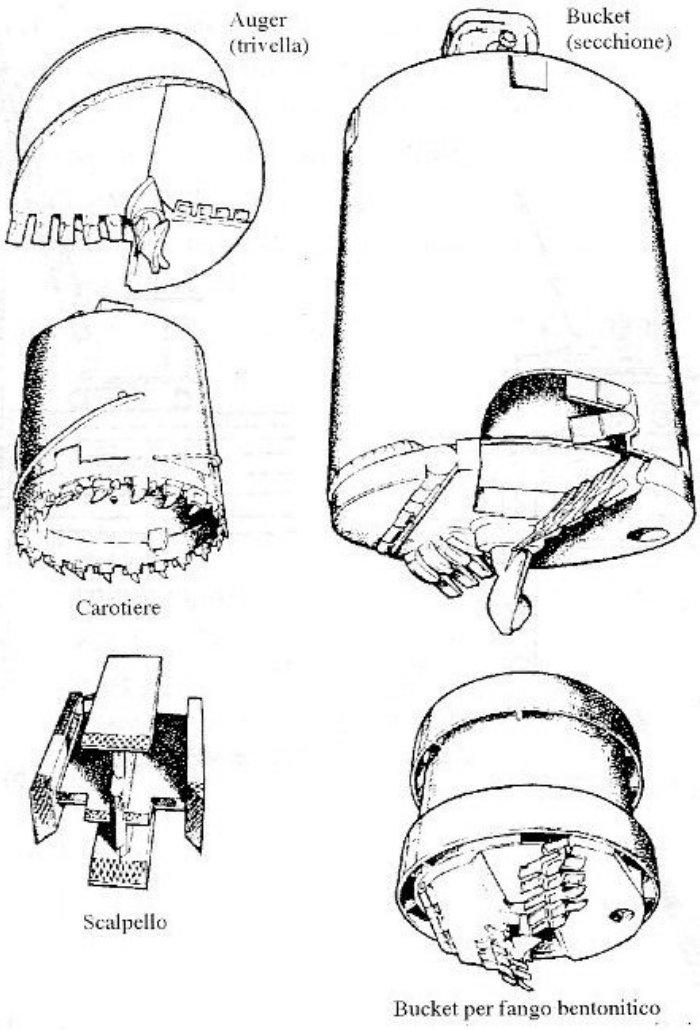


Fig. 12.24. Utensili per la trivellazione a rotazione di pali di grandi diametro

Questa tecnica presenta il vantaggio di un'elevata produttività, dovuta alla mobilità dell'escavatore (grue semovente cingolata da 350 ÷ 400 kN), alla rapidità di manovra del *bucket* (quasi sempre il *kelly* é telescopico, e quindi non richiede giunzioni); all'elevata potenza e versalità. E' infatti agevole cambiare l'attrezzo ed il metodo di perforazione, per adattarsi alle condizioni del sottosuolo.

E' importante tenere continuamente sotto controllo la qualità dei fanghi; talvolta é anche necessario limitare la velocità di movimento verticale dell'attrezzo durante la risalita, per evitare effetti di pompaggio sul terreno. A tal fine un utile accorgimento é quello di adottare un secchione di scavo di diametro più piccolo di quello del foro, ma munito di alesatori laterali; in tal modo rimane una maggiore intercapedine fra il *bucket* e le pareti del foro.

Il getto di calcestruzzo può essere eseguito dall'alto, attraverso un corto tubo verticale che ha la funzione di guidare il getto, solo se si é in presenza di un foro

asciutto e completamente rivestito. Se il foro é pieno d'acqua, infatti, si avrebbe la segregazione del calcestruzzo; se é pieno di fango, la miscelazione del calcestruzzo con il fango; se il foro non é rivestito, anche se asciutto, si potrebbe avere lo sgrottamento di terreno con interruzioni di getto o comunque inquinamento del calcestruzzo.

Il getto dall'alto, quindi, é ammissibile solo per i pali battuti gettati in opera (Raymond, Lacòr, Multiton, Simplex, Franki) e nei pali trivellati tubati quando non vi sia acqua nel foro. Se é previsto il recupero della tubazione di rivestimento (Simplex, Franki, pali trivellati tubati) occorre esercitare la massima cura in tale operazione per evitare interruzioni di getto; molto efficace é l'uso di un vibratore.

Quando il foro non é rivestito o é pieno di acqua o fango, é indispensabile ricorrere al getto dal basso con tubo convogliatore (controtubo o tubo getto); il sistema é anche noto come sistema contractor. Esso consiste (fig. 12.25) nel porre in opera il calcestruzzo attraverso un tubo munito in sommità di una tramoggia di alimentazione ed avente l'estremità inferiore sempre immersa nel getto di calcestruzzo; il tubo getto, costituito da elementi giuntati con filettatura, ha un diametro interno di 20 ÷ 25 cm. Il complesso tubo - tramoggia viene manovrato da un argano attraverso una fune, e viene sollevato durante il getto in modo che il tratto immerso nel getto non superi una lunghezza di 2 ÷ 4 m.

Il getto con tubo convogliatore é un'operazione semplice, ma richiede alcune cautele. La più importante fra queste é la disponibilità di calcestruzzo a boccaforo, in modo da evitare nel modo più assoluto interruzioni di getto che costringerebbero ad estrarre il tubo dal calcestruzzo, e ad una ripresa di getto che pone serie incognite sulla buona riuscita del palo. Importante é anche una buona tenuta dei giunti del tubo getto e l'adozione di un calcestruzzo di adatte caratteristiche.

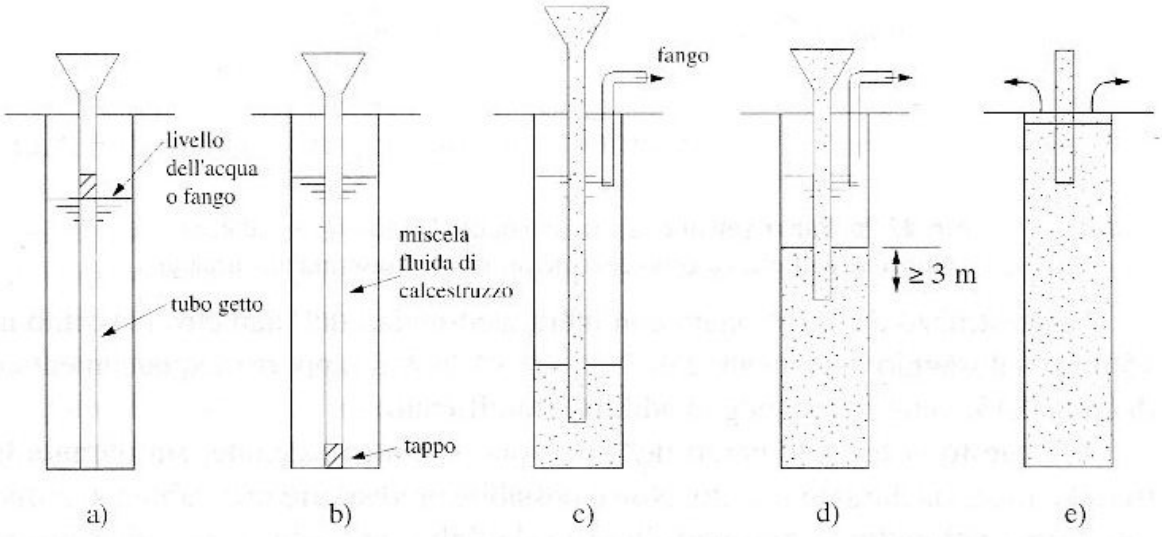


Fig. 12.25. Getto con tubo convogliatore

12.3.4. *Pali trivellati con elica continua*

In questo tipo di palo (ad esempio, il palo Trelicon) la perforazione viene eseguita facendo avanzare nel terreno, sotto l'azione contemporanea di una forza assiale e di una coppia, una trivella ad elica con l'asta centrale cava chiusa inferiormente da una puntazza a perdere. La penetrazione nel terreno avviene quasi senza asportazione di quest'ultimo, ma anzi con una modesta compressione. Raggiunta la profondità desiderata (fig. 12.26) si inizia il getto, pompando calcestruzzo in pressione attraverso l'asta cava centrale e contemporaneamente sollevando la trivella, senza rotazione o ruotando lentamente nello stesso senso dell'avanzamento; in questa fase il terreno presente fra le spire della trivella viene asportato. Il calcestruzzo in pressione espelle la puntazza e riempie il volume via via lasciato libero dalla trivella, contribuendo con la sua spinta al sollevamento di quest'ultima.

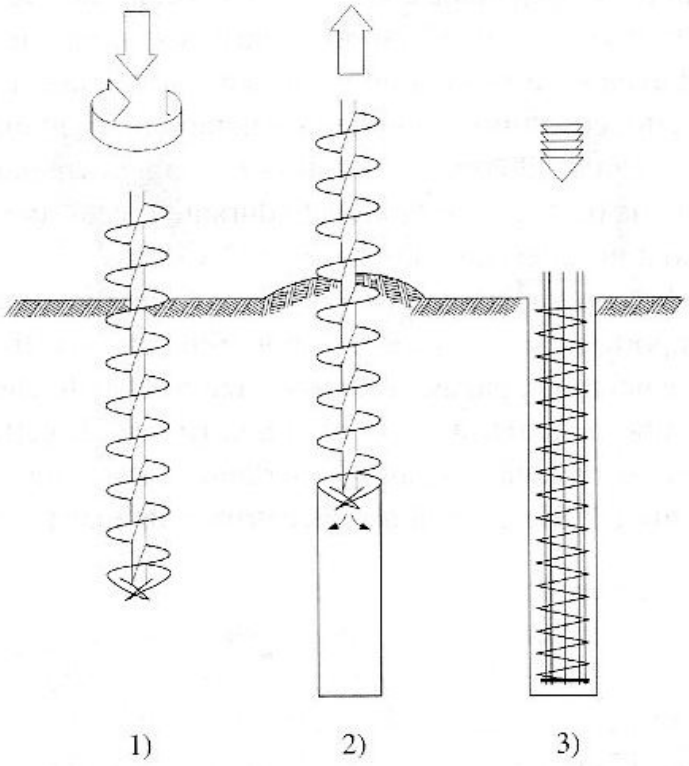


Fig. 12.26. Pali trivellati con elica continua. 1) Infissione dell'elica; 2) estrazione dell'elica e getto del calcestruzzo; 3) inserimento armatura

Il calcestruzzo é confezionato con inerti arrotondati del diametro massimo di 15 mm; il dosaggio in cemento e di 3,5 ÷ 4,5 kN/m^3; il rapporto acqua/cemento é di circa 0,45; vengono impiegati additivi fluidificanti.

Con questo sistema le pareti del foro sono sempre sostenute, sia durante la trivellazione, sia durante il getto. Non é possibile predisporre una gabbia di armatura prima del getto; si può però inserire dall'alto una gabbia nel calcestruzzo appena gettato. Se la gabbia é ben realizzata, e con l'uso di vibratori, sembra sia

possibile inserire una gabbia di lunghezza fino ad una dozzina di metri.

Il diametro esterno dell'elica (diametro nominale del palo) é compreso fra 350 e 900 mm (pali di medio e grande diametro); il diametro esterno dell'asta centrale fra 140 e 160 mm; quello interno fra 100 e 125 mm. La lunghezza può giungere ad alcune decine di metri; la produttività é elevata (v. tabella 12.6); é possibile attraversare praticamente qualsiasi tipo di terreno con l'eccezione di stratificazioni o trovanti lapidei.

Nella tabella 12.6 sono riportati alcuni dati sulla produttività dei vari sistemi di perforazione per pali di grande diametro in terreni di media difficoltà. I tempi sono contati dall'inizio alla fine della perforazione, e quindi non comprendono lo spostamento delle attrezzature da un palo al successivo, né i tempi di posa della gabbia e del tubo getto. Per un palo di media lunghezza (25 m), questi ultimi possono essere valutati in 1,5 ÷ 2,5 ore; per il getto, si può raggiungere agevolmente una velocità di 20 m^3/h.

Tipo di palo	Velocità di perforazione (m/h)
Pali tubati	
• con morsa oscillante	1 ÷ 2
• con vibroinfissione	5 ÷ 10
Pali con fango bentonitico	
• a rotopercussione con circolazione rovescia	0,5 ÷ 1
• a rotazione con circolazione rovescia	2 ÷ 4
• con bucket in fango statico	3 ÷ 10
Pali a secco	
• con elica continua	10 ÷ 20

Tab. 12.6. Produttività delle attrezzature per pali di grande diametro

12.4. *Pali trivellati pressati con elica continua*

Questi pali, che in qualche modo si presentano con caratteri intermedi fra quelli dei pali a spostamento e quelli dei pali a sostituzione, rappresentano un'evoluzione dei pali trivellati con elica continua. Essi furono inizialmente concepiti per poter disporre una vera e propria gabbia di armatura anche prima del getto; in seguito hanno trovato una certa diffusione perché presenterebbero molti dei vantaggi proprio dei pali battuti e di quelli trivellati. Sono anche conosciuti sotto il nome commerciale di pali PressoDrill.

Il palo viene costruito (fig. 12.27) facendo avanzare nel terreno, sotto l'azione combinata di una forza e di una coppia, una trivella ad elica nella quale l'asta cava

centrale é divenuta un vero e proprio tubo forma, mentre l'elica laterale é molto più piccola; il tubo é chiuso inferiormente da un fondello a perdere.

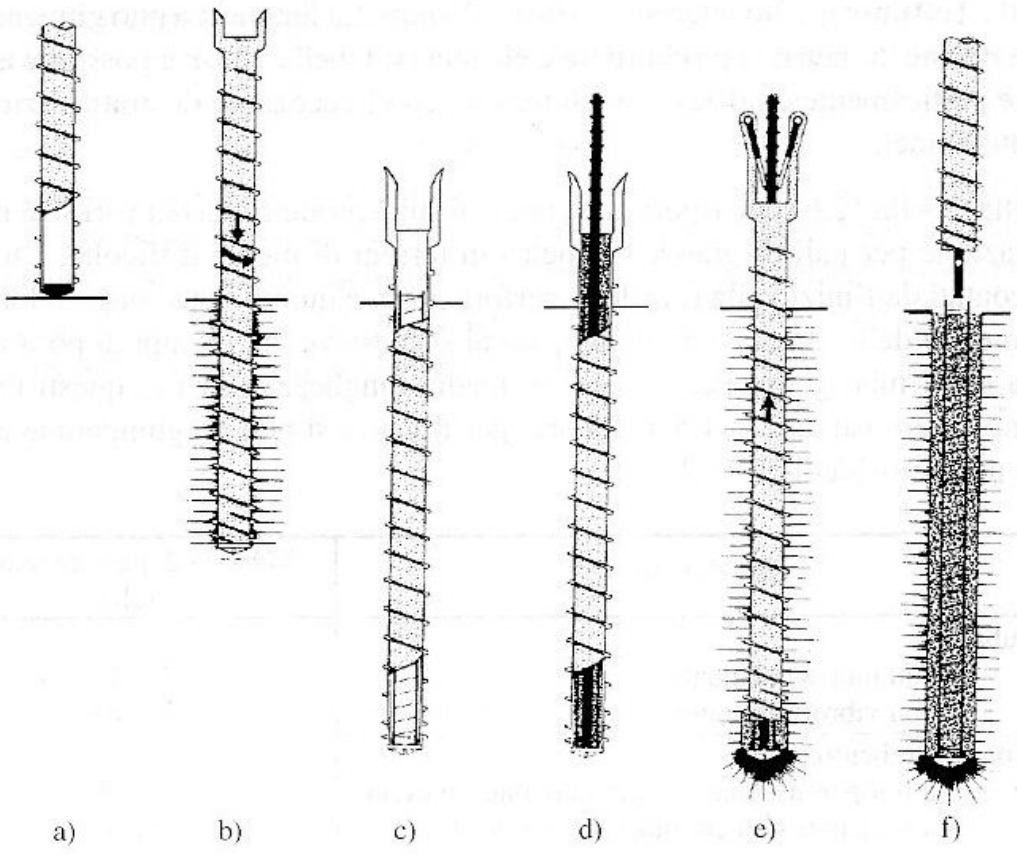


Fig. 12.27. a) Posizionamento fondello, b) Penetrazione nel terreno, c) Posa armatura, d) Getto del calcestruzzo, e) Fase di estrazione, f) Palo finito

Raggiunta la profondità desiderata, si cala all'interno del tubo la gabbia di armatura e quindi uno speciale tubo getto che, forzato contro il fondello, mantiene la gabbia appoggiata al fondello stesso. A questo punto si esegue il getto, e contemporaneamente si estrae il tubo con l'elica esterna asportando il terreno che si trova fra le spire dell'elica; per tale operazione si punta contro il tubo getto, ottenendo così anche un effetto di precompressione della punta.

In fase di trivellazione, l'avanzamento del tubo con elica avviene con un meccanismo intermedio fra quello di avanzamento di una vite e quello di una coclea. Detta v la velocità di avanzamento, n la velocità di rotazione ed l il passo dell'elica, in un tempo Δt si ha un volume di terreno dislocato (fig. 12.28):

$$V_d = \frac{\pi}{4} d_o^2 v \Delta t$$

ed un volume di terreno asportato dalla coclea e portato in superficie:

$$V_a = \frac{\pi}{4}\left(d^2 - d_o^2\right)(nl - v)\Delta t$$

Se v = nl, il volume asportato risulta nullo; l'elica si avvita nel terreno senza alcuna asportazione di materiale.

Se, all'altro estremo, v = 0, l'elica gira senza avanzare e funziona come una coclea asportando con continuità terreno.

Perché l'effetto netto risulti di compressione, deve aversi $V_d \geq V_a$, e quindi:

$$v \geq nl\left(1 - \frac{d_o^2}{d^2}\right) \tag{12.1}$$

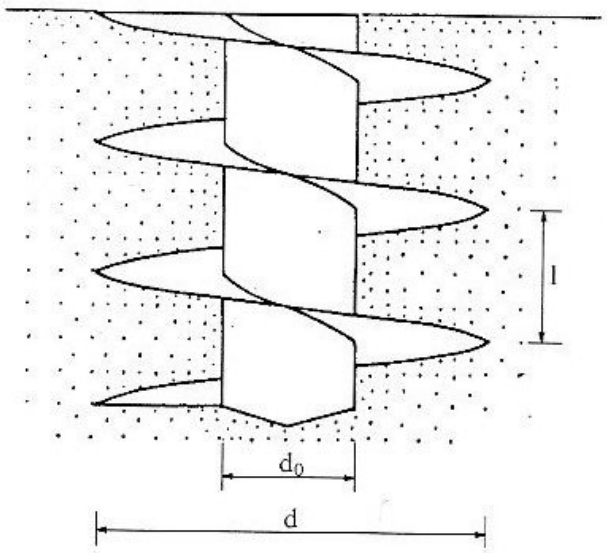


Fig. 12.28.

Il rapporto d_0^2/d^2 é compreso fra 0,6 e 0,7 circa; con le coppie e gli sforzi disponibili all'attrezzatura, é quasi sempre possibile sviluppare valori di v compresi fra nl (corrispondente ad un funzionamento a vite senza asportazione di terreno) ed il valore fornito dalla (12.1), e quindi ottenere un funzionamento intermedio fra vite e coclea, ma con un effetto netto di compressione (Viggiani, 1993). Nel caso la potenza della macchina non sia sufficiente per i terreni ed i diametri in gioco, invece, l'avanzamento é molto lento e l'attrezzo si comporta essenzialmente come una coclea, asportando una grande quantità di terreno per permettere l'ingresso del tubo. In questi casi il comportamento finale del palo si avvicinerà a quello di un palo trivellato.

Anche per questi pali, quindi, gli aspetti esecutivi sono della massima importanza.

Per le attrezzature oggi esistenti, il diametro esterno d dell'elica (diametro no-

minale del palo) è compreso fra 400 e 950 mm; il rapporto d_o/d varia fra 0,75 e 0,81. Le attrezzature correnti sono in grado di sviluppare una coppia compresa fra 20 e 200 kNm; il loro peso, pari al massimo carico verticale possibile, é dell'ordine di 200 kN. La velocità di rotazione é compresa fra 5 e 20 giri al minuto circa.

Con questo tipo di pali é possibile raggiungere profondità di oltre trenta metri ed eseguire pali inclinati fino a 15° sulla verticale.

13. CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE

13.1. *Carichi verticali*

13.1.1. *Generalità*

Le condizioni di carico di gran lunga più frequenti per un palo di fondazione sono quelle di carico assiale di compressione; la più comune ed importante operazione di progetto é pertanto la determinazione del carico limite di rottura del palo sotto carichi verticali di compressione.

Tale operazione risulta tutt'altro che semplice, essenzialmente per la necessità di considerare l'influenza dei fattori tecnologici; per questo motivo, fra l'altro, la determinazione del carico limite di un palo di fondazione assume caratteri marcatamente empirici.

Le principali procedure disponibili per la valutazione del carico limite sono:

- analisi della rottura del complesso palo-terreno, assimilando il palo ad un corpo rigido ed il terreno ad un continuo rigido plastico o elasto plastico. Tale analisi viene svolta con metodi non dissimili, in linea di principio, da quelli adottati per lo studio del carico limite delle fondazioni dirette; per i pali, però, il problema al contorno si presenta alquanto più complesso (geometria assialsimmetrica invece che piana; necessità di considerare la resistenza del terreno posto lateralmente al palo; necessità di considerare le caratteristiche dell'interfaccia palo-terreno). Le diverse ipotesi adottate da vari Autori conducono a diverse formulazioni, dette formule statiche per distinguerle dalle formule dinamiche (*driving formulae*) delle quali ci occuperemo più oltre. Le formule statiche esprimono il carico limite in funzione della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno;
- per i pali battuti, analisi dei fenomeni dinamici che avvengono durante la battitura. Nell'ipotesi semplice che il palo sia un corpo rigido, la conoscenza delle caratteristiche del battipalo e la misura del "rifiuto" (avanzamento permanente del palo per un colpo di maglio) consentono di esprimere il carico limite con formulazioni relativamente semplici, dette appunto formule dinamiche. Le varie formule esistenti si differenziano fra di loro per il diverso modo di valutare ed esprimere l'energia dissipata. Un'analisi più esauriente é quella basata sullo studio dell'onda che si genera nel palo a seguito del colpo di maglio; per ottenere risultati applicativi é necessario applicare al maglio ed al palo strumentazione dinamica;
- le resistenze unitarie alla punta e lungo il fusto del palo possono essere correlate ai risultati di prove in sito, quali le prove penetrometriche CPT ed SPT o le prove pressiometriche;

- infine, come é ovvio, il carico limite può essere determinato in modo diretto con prove di carico a rottura su pali prototipo in vera grandezza.

Tali procedure saranno passate in rassegna nei successivi paragrafi indicando gli accorgimenti per la loro applicazione ed i campi preferenziali di applicazione.

E' appena il caso di ricordare che, come ogni analisi geotecnica, anche il calcolo del carico limite di un palo può riferirsi a condizioni drenate o non drenate. Nel primo caso, che si verifica nei terreni a grana grossa ed a lungo termine anche in quelli a grana fina, il calcolo viene agevolmente condotto in termini di tensioni effettive. Nel secondo caso (terreni a grana fina, condizioni di breve termine) il calcolo risulta in genere più agevole in termini di tensioni totali, anche se recentemente tendono a diffondersi procedimenti basati sulle tensioni effettive.

13.1.2. *Formule statiche*

Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convezionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S (fig. 13.1.):

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz \qquad (13.1)$$

dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo.

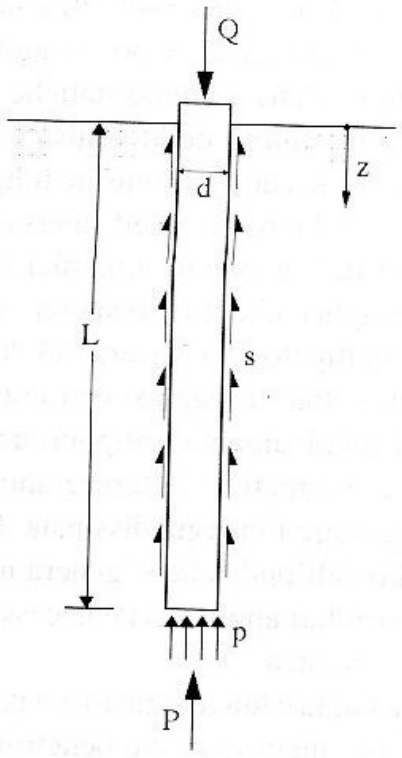


Fig. 13.1.

La suddivisione é convenzionale, in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto non é detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S. Nel calcolo di p ed s, inoltre, si prescinde dalle interferenze fra i due fenomeni di rottura.

Resistenza alla punta. Analogamente a quanto visto per le fondazioni dirette, si pone:

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c \tag{13.2}$$

dove σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L, e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Il terzo termine $N_\gamma \gamma\, d/2$ risulta molto minore del primo, essendo N_γ dello stesso ordine di N_q ed L tipicamente pari a $50 \div 100$ volte d/2, e pertanto viene trascurato.

Come al solito, vale la relazione di trasformazione:

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \mathrm{ctg}\varphi \tag{13.3}$$

I valori di N_q e di N_c sono sempre riferiti al caso assialsimmetrico o perché direttamente ricavati per tale condizione, o perché affetti da un coefficiente di forma.

In condizioni drenate si assume c' = 0 e nell'espressione (13.2) si introduce la tensione effettiva σ'_{vL}. Si ha quindi:

$$p = N_q \sigma'_{vL} \tag{13.4}$$

Le varie teorie esistenti conducono a relazioni fra N_q e φ' notevolmente diverse (fig. 13.2), a indicare la notevole incertezza che regna sull'argomento.

Sistematiche ricerche sperimentali condotte da Kérisel (1961) e Vesic (1967) mostrano poi che la resistenza alla punta non cresce linearmente ed indefinitamente con la profondità, ma al contrario si mantiene praticamente costante al di sotto di una certa profondità critica; sia il valore di p che la profondità critica aumentano con l'aumentare di φ'.

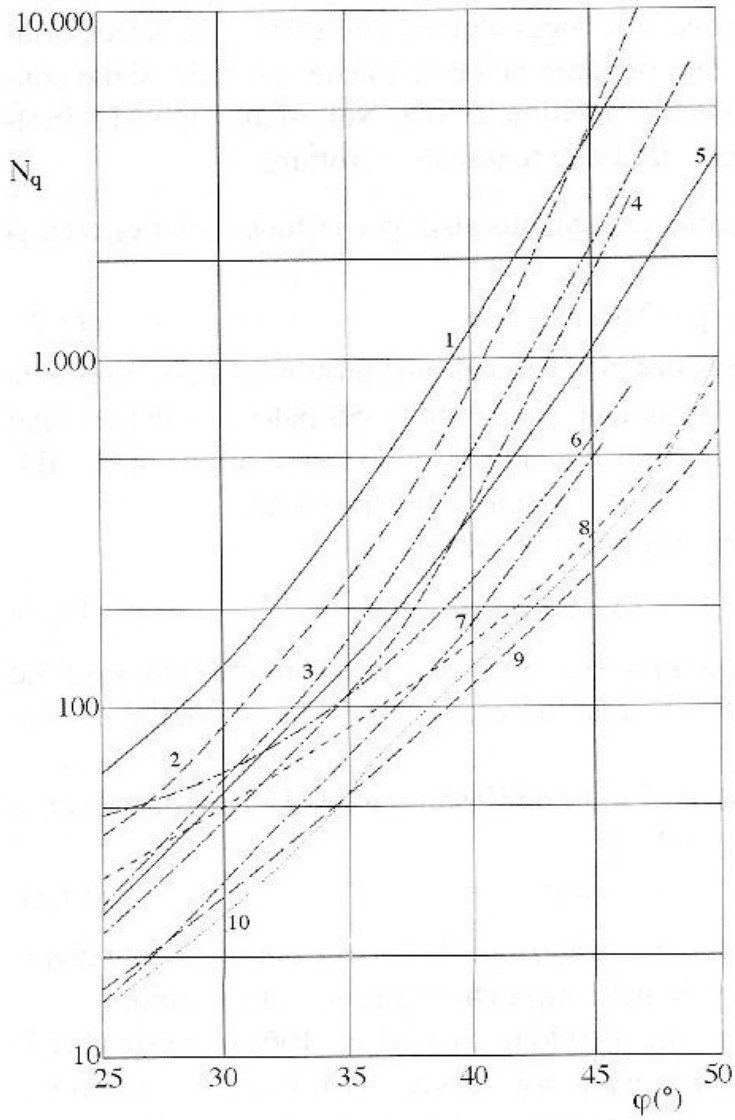
Una spiegazione di questo andamento é stata proposta da Vesic (1977), secondo il quale la rottura alla punta avviene secondo il meccanismo illustrato in fig. 13.3. La pressione di confinamento esercitata dalla zona III sulla zona II viene posta pari a quella necessaria ad espandere una cavità sferica in un mezzo elasto plastico; con tale assunzione si perviene all'espressione:

$$p = cN_c + \sigma'_L N_\sigma \tag{13.5}$$

dove

$$\sigma'_L = \left(\frac{1+2k_0}{3}\right)\sigma'_{vL}$$

rappresenta la tensione effettiva litostatica media alla profondità della punta del palo.



1. De Beer (1945)
2. Meyerhof (1953) battuti
3. Meyerhof (1953) trivellati
4. Brinch Hansen (1961)
5. Caquot, Kerisel (1956)
6. Skempton, Yassin, Gibson (1953)
7. Berenzantzev; L/d = 25÷50 (1961)
8. Brinch Hansen (1931)
9. Terzaghi (1943)
10. Vesic (1963)

Fig. 13.2. Valori di N_q secondo vari Autori

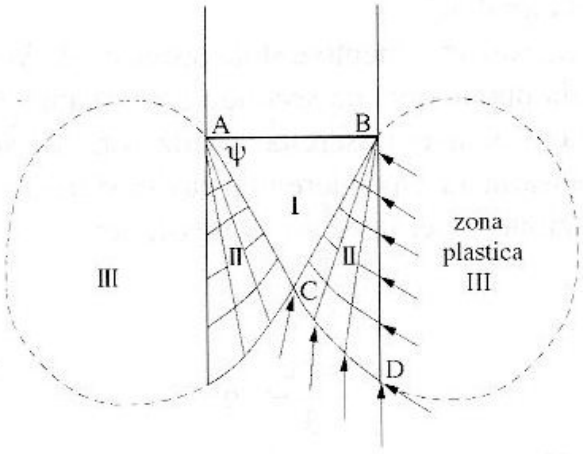


Fig. 13.3. Meccanismo di rottura alla punta secondo Vesic

I valori di N_σ sono riportati in fig. 13.4 in funzione di φ' e di un indice di rigidezza ridotto:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

dove I_r è l'indice di rigidezza definito al § 7.3 e Δ rappresenta la deformazione volumetrica media nella zona III di fig. 13.3.

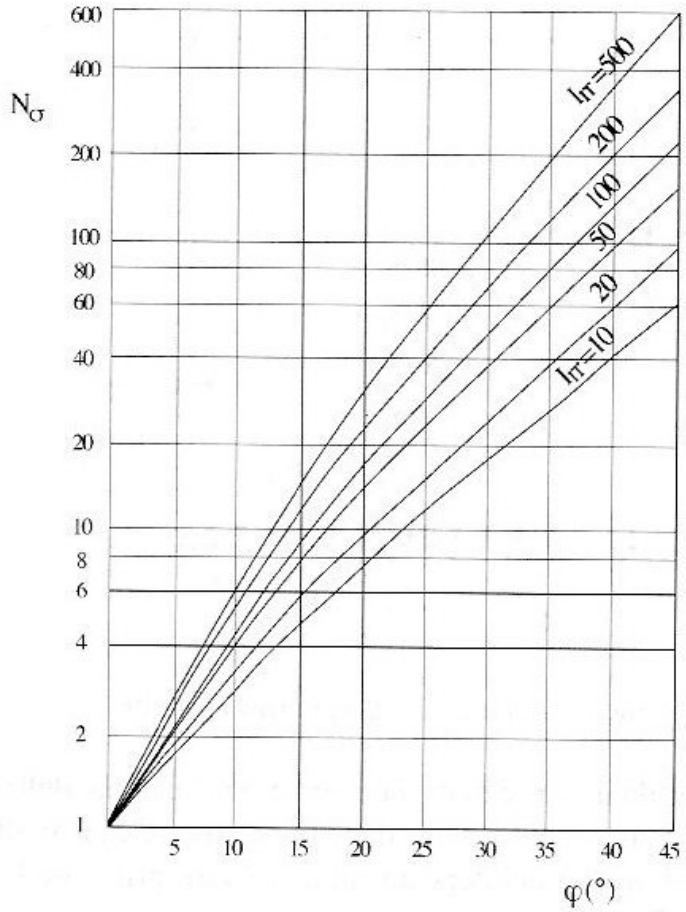


Fig. 13.4. Coefficienti N_σ (eq. 13.5)

Per una tipica sabbia silicea, la sabbia del fiume Chattahochee, con $D_r = 80\%$, in tabella 13.1 sono riportati i valori di φ, I_{rr} ed N_σ alle pressioni di 70 kPa e 10 MPa. La forte diminuzione di N_σ al crescere della tensione normale sarebbe la causa della mancata crescita lineare di p con la profondità z.

Pressione (kPa)	φ	I_{rr}	N_σ
70	45°	122	280
850	32,5°	10	22

Tab. 13.1. Proprietà della sabbia del Chattahochee ($D_r = 80\%$)

Berezantzev *et al.* (1961) postulano invece l'esistenza di una sorta di effetto silo (fig. 13.5), per il quale la tensione verticale σ'_{vL} risulterebbe minore della tensione litostatica. Volendo conservare l'espressione (13.4) di p in funzione della tensione litostatica, il coefficiente N_q risulta funzione decrescente del rapporto L/d, oltre che funzione crescente dell'angolo di attrito (fig. 13.6).

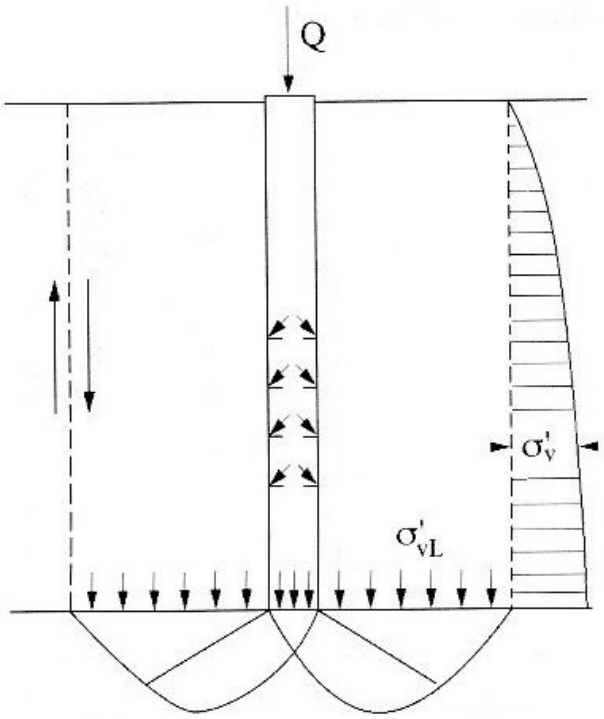


Fig. 13.5. Effetto silo (Berezantzev *et al.*, 1961)

Per quanto riguarda il valore di φ' da assumere nel calcolo della resistenza alla punta, esso dovrà tenere conto della densità relativa e del livello di tensione. Detto φ'_l l'angolo di attrito del deposito indisturbato (prima dell'esecuzione del palo), Kishida (1967) suggerisce di assumere:

$\varphi' = (\varphi'_l + 40°)/2$ per i pali battuti

$\varphi' = \varphi'_l - 3°$ per i pali trivellati.

In condizioni non drenate si assume nella (13.2) $c = c_u$ e $\varphi = 0$; si ottiene allora:

$$p = \sigma_{vL} + N_c c_u \qquad (13.6)$$

Il valore di N_c al quale si perviene con le varie teorie é compreso fra 8 e 12 circa; tenendo anche conto dell'importanza relativamente modesta della resistenza alla punta in condizioni non drenate, si pone in genere $N_c = 9$.

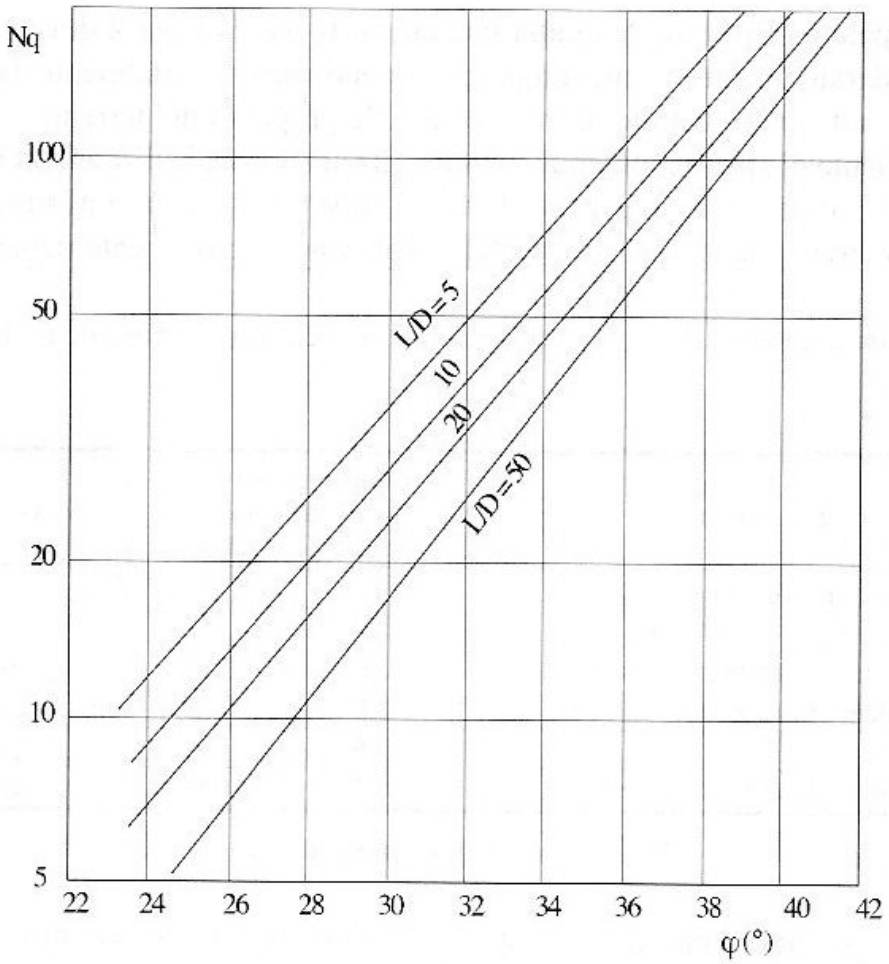


Fig. 13.6. Valori di N_q secondo Berezantzev *et al.* (1961)

Resistenza laterale. Detta σ_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z, si pone:

$$s = a + \sigma_h \mu \tag{13.7}$$

nella quale a é un termine di tipo coesivo (adesione) e μ un coefficiente di attrito fra palo e terreno.

In condizioni drenate si assume $a = 0$ e $\sigma'_h = k\sigma'_{vz}$, dove con σ'_{vz} si indica la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità z. Si ha quindi:

$$s = k\mu\sigma'_{vz} \tag{13.8}$$

Si comprende che per i pali battuti la tensione orizzontale, per effetto dell'infissione del palo, cresce e può al limite raggiungere il valore di rottura in condizioni di spinta passiva; al contrario, per i pali trivellati si può giungere alle condizioni di rottura per spinta attiva.

Si noti, tuttavia, che σ'_{vz} é una tensione litostatica, e quindi principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non é una ten-

sione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente k deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

Il coefficiente di attrito μ dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno ed ha come limite superiore il valore tg φ'. Per pali gettati in opera si assume appunto μ = tg φ'; per pali prefabbricati valori convenientemente più ridotti.

Indicazioni sui valori di k e μ da adottare in pratica sono contenute nella tabella 13.2.

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento sciolto	denso	Valori di μ
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	tg20° = 0,36
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	tg (3φ/4)
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	tg φ
Trivellato	0,5	0,4	tgφ
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	tg φ

Tab. 13. 2. Valori di k e μ (eq. 13.8)

In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata, e che μ sia nullo. Si ha allora:

$$s = \alpha c_u \qquad (13.9)$$

Indicazioni sui valori di α sono contenute nella tabella 13.3.

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	1 - 0,011(c_u - 25)
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	0,7 - 0,008(c_u - 25)
	$c_u \geq 70$	0,35

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

13.1.3. *Correlazioni con i risultati di prove in sito*

Le correlazioni proposte fra resistenze unitarie alla punta p e laterale s di un palo da un lato, e resistenze penetrometriche N (SPT) o q_c (CPT) misurate alla stessa profondità dall'altro sono molto numerose. Per quanto riguarda la SPT, si pone in genere:

$$s = \alpha + \beta N \text{ (kPa)} \quad (13.10)$$

$$p = K N \text{ (MPa)} \quad (13.11)$$

Alcuni dei valori suggeriti per i parametri di correlazione sono elencati nelle tabelle 13.4 e 13.5.

Palo	Terreno	α	β	Note	Fonte
Battuto prefabbricato	Incoerente	0	2		Meyerhof, 1956 Shioi, Fukui, 1982
	Qualsiasi	10	3,3	$3 \le N \le 50$ $s \le 170$ kPa	Decourt, 1982
	Coesivo	0	10		Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	30 0	2 5	$s \le 200$ kPa	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
	Coesivo	0 0	5 10	$s \le 150$ kPa	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
Trivellato	Incoerente	0 0	1 3,3		Findlay, 1984 Shioi, Fukui, 1982 Wright,Reese, 1979 Shioi, Fukui, 1982
	Coesivo	0 10	5 3,3	Per pali in fango $3 \le N \le 50$ $s \le 170$ kPa	Decourt, 1982

Tab. 13.4. Correlazioni fra la resistenza laterale s (kPa) di un palo ed i valori di N dello SPT (eq. 13.10)

Come si vede, esistono significative discordanze anche per lo stesso tipo di palo e di terreno, ad indicare la notevole incertezza di questo tipo di correlazione.

Per quanto riguarda il penetrometro statico a cono di tipo olandese (CPT), per terreni incoerenti e pali battuti si potrà porre:

$$q_c = p$$

Il valore di q_c da adottare, per un palo di diametro d e lunghezza L, é il valore medio fra le profondità di (L + d) ed (L - 4d).

Sempre per i pali battuti, potrà porsi:

$$s = \alpha q_c \quad (13.12)$$

con i valori di α riportati nella tabella 13.6.

Correlazioni fra le resistenze alla punta p e laterale s di un palo e la pressione limite p_L determinata con il pressiometro Ménard sono state sviluppate in Francia

e sono estensivamente adoperate in quel Paese. Per quanto riguarda la resistenza alla punta si pone:

$$p = k\, p_L \qquad (13.13)$$

con i valori di k riportati nella tabella 13.7 in funzione del tipo di palo e di terreno.

Palo	Terreno	K	Fonte
Battuto *prefabbricato*	Sabbia	0,45	Martin *et al..*, 1987
	Sabbia	0,40	Decourt, 1982
	Limo, limo sabbioso	0,35	Martin *et al..*, 1987
	Limo glaciale	0,25	Thorburn, MacVicar, 1971
	Limo sabbioso residuale	*0,25*	*Decourt, 1982*
	Limo argilloso residuale	*0,20*	*Decourt, 1982*
	Argilla	0,20	Martin *et al..*, 1987
	Argilla	0,12	Decourt, 1982
	Qualsiasi	0,30	Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato *in opera*	*Incoerente*	*0,15*	Yamashita, 1987 ($p \leq 7{,}5$ MPa)
Trivellato	*Sabbia*	*0,10*	*Shioi, Fukui, 1982*
	Argilla	*0,15*	*Shioi, Fukui, 1982*

Tab. 13. 5. Correlazioni fra la resistenza alla punta p (MPa) di un palo ed i valori di N dello SPT (eq. 13.11)

Stato di addensamento	q_c (MPa)	α (eq. 13.12)
Molto sciolto	< 2	0,020
Sciolto	2 ÷ 5	0,015
Medio	5 ÷ 15	0,012
Denso	15 ÷ 25	0,009
Molto denso	> 25	0,007

Tab. 13. 6. Correlazione fra resistenza alla punta q_c del CPT e resistenza laterale s (eq. 13.12)

Tipo di palo	Tipo di terreno	k (eq. 13.13)
Battuto	Argille e limi	1,8
	Sabbie	3,2 ÷ 4,2
Trivellato	Argille e limi	1,2
	Sabbie	1,1

Tab. 13.7. Correlazione fra la pressione limite p_L del pressiometro Ménard e la resistenza alla punta p del palo (eq. 13.13)

Per la resistenza laterale i criteri sono più elaborati e non vengono qui riportati; il lettore interessato potrà consultare in proposito i lavori di Baguelin *et al.* (1986) e di Bustamante *et al.* (1987).

13.1.4. *Formule dinamiche*

Come si é detto, i pali battuti vengono infissi nel terreno sotto l'azione di un maglio o battipalo, che può essere a caduta libera ovvero a vapore, diesel, idraulico (fig. 13.7).

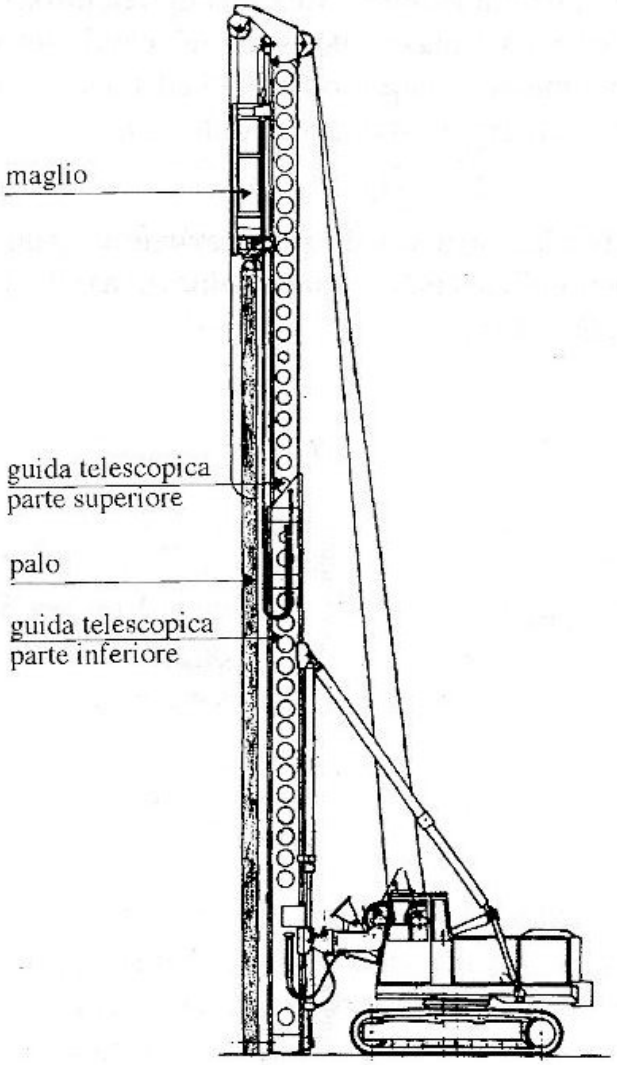


Fig. 13.7 Moderno battipalo idraulico

Ciò ha indotto gli ingegneri, fin dal secolo scorso, a tentare di porre in relazione la resistenza che il palo é capace di opporre ai carichi statici (o, in altre parole, il suo carico limite) con la resistenza alla penetrazione sotto l'azione del battipalo. Sono state così elaborate le formule dinamiche.

Queste sono basate su di un'analisi energetica del tipo:

$$L_m = L_u + L_p \qquad (13.14)$$

nella quale con L_m si é indicato il lavoro motore fornito dal battipalo in un colpo; con L_u il lavoro utile che si traduce in un avanzamento permanente del palo nel terreno; con L_p il lavoro dissipato nell'urto fra battipalo e palo e nella deformazione del palo, del terreno e degli eventuali elementi ("cuffia") interposti fra palo e maglio.

L'espressione del lavoro motore é $\rho W_h h$ per un maglio a caduta libera di peso W_h e volata h; ρE_m per un maglio a vapore o diesel, dove E_m é l'energia fornita dal maglio in un colpo ed é una caratteristica del maglio stesso. Con ρ si indica un coefficiente di rendimento, compreso fra 0,75 ed 1 a seconda del tipo di maglio.

Con riferimento alla fig. 13.8 il lavoro utile vale:

$$L_u = \int Q' \, ds = Q' \, \delta \qquad (13.15)$$

dove con Q' si indica la resistenza alla penetrazione del palo e con δ l'avanzamento permanente ("rifiuto") del palo sotto un colpo di maglio. Le formule dinamiche assumono che sia $Q' = Q_{lim}$.

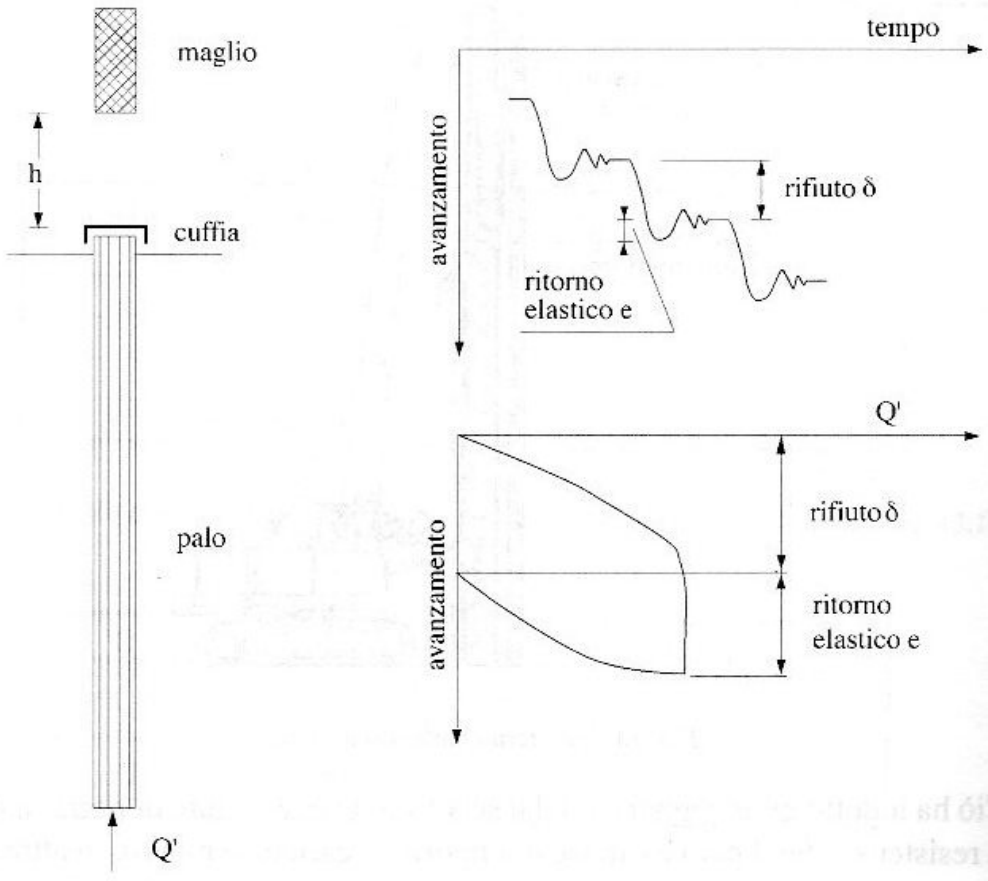


Fig. 13.8. Elementi delle formule dinamiche

Le varie formule si differenziano fra di loro per il diverso modo di valutare il lavoro dissipato L_p.

Se si suppone addirittura $L_p = 0$, si ottiene:

$$Q' = \frac{\rho E_m}{\delta}$$

che é nota come formula di Sanders, e risale addirittura al 1857; essa ha ormai solo un interesse storico.

Tenendo conto del lavoro dissipato nel ritorno elastico, pari a Q'e/2, con e = ritorno elastico sotto un colpo di maglio (fig. 13.8), si ottiene:

$$Q' = \frac{\rho E_m}{\delta + e/2}$$

che é nota come la formula dell'Engineering News, fu proposta da Wellington nel 1893 ed é ancora in uso.

Tenendo conto delle perdite di energia per deformazione del palo, della cuffia e del terreno, nonché della dissipazione che si verifica nell'urto fra palo e battipalo, e considerando valida la teoria di Newton dell'urto fra due corpi liberi, può porsi:

$$\rho E_m = Q'\delta + \rho E_m\left(1 - n^2\right)\frac{W_p}{W_h + W_p} + \frac{Q'^2 L}{2EA} + \frac{Q'^2 L'}{2E'A'} + \frac{Q'}{2}C_3$$

nella quale n é il coefficiente di restituzione dell'urto, pari ad uno per urto perfettamente elastico ed a zero per urto anelastico; W_p é il peso del palo ed i tre ultimi termini rappresentano rispettivamente i lavori dissipati nella compressione elastica del palo, della cuffia e del terreno.

Ponendo Q'L/EA = C_1 e Q'L'/E'A' = C_2, si ottiene:

$$Q' = \frac{\rho E_m}{\delta + \dfrac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \frac{W_h + n^2 W_p}{W_h + W_p} \qquad (13.16)$$

che é la formula di Hiley, del 1925. Alla grandezza C_3 si attribuisce, di solito, il valore di 2,5 mm; C_1 rappresenta la compressione elastica del palo sotto il carico Q' e può essere calcolata note le caratteristiche del palo. Ad n e a C_2 si attribuiscono i valori riportati nelle tabelle 13.8 e 13.9.

Senza continuare nell'esporre la derivazione, si riportano qui di seguito le espressioni di altre due formule fra le più usate.

La formula di Janbu (1953) si esprime:

$$Q' = \frac{\rho E_m}{\delta k} \qquad (13.17)$$

nella quale:

$$k = C\left(1+\sqrt{1+\frac{\lambda}{C}}\right)$$

$$\lambda = \frac{E_m L}{EA\delta^2}$$

$$C = 0,75 + 0,15\frac{W_p}{W_h}$$

ed A, E ed L sono rispettivamente l'area della sezione, il modulo di Young e la lunghezza del palo.

Condizioni	Valori di n
Pali di legno con testa deteriorata	0
Pali di legno con testa integra	0,25
Cuffia di acciaio rivestita di legno duro	0,32
Cuffia di legno duro su palo di acciaio	0,40
Piastra di acciaio su palo di acciaio o di c.a.	0,50
Maglio di ghisa su palo di c.a. senza cuffia	0,40

Tab. 13. 8. Valori del coefficiente di restituzione n (eq. 13.16)

Tipo di palo	Valori di C_2 (mm)			
$4Q'/\pi d^2$ (MPa)	35	70	105	140
Acciaio senza cuffia	0	0	0	0
Legno senza cuffia	1	2,5	4	5
Prefabbricato in c.a. con cuffia	3	6	9	15
Acciaio con cuffia in legno	1	2	3	4
Cuffia costituita da due dischi di fibra tra due piastre di acciaio	0,5	1	1,5	2

Tab. 13. 9. Valori del termine C_2 (eq. 13.16)

La formula danese (Sœrensen, Hansen, 1956) si scrive:

$$Q' = \frac{\rho E_m}{\delta + \sqrt{\frac{\rho E_m L}{2EA}}} \qquad (13.18)$$

In tutte le formule il valore del rifiuto δ da introdurre nei calcoli é la media dei valori misurati su dieci colpi di maglio.

Le varie formule dinamiche conducono - a parità di condizioni - a valori di Q' sensibilmente diversi fra di loro; ciò era facilmente prevedibile in quanto esse sono basate su schematizzazioni estremamente spinte dei complessi fenomeni che avvengono durante la battitura.

Dal punto di vista operativo, é da osservare in primo luogo che ciascuna formula contiene uno o più coefficienti empirici, dipendenti dai dettagli tecnologici della battitura e da altri fattori; vi é quindi un notevole margine di discrezionalità, o meglio di incertezza, nell'applicazione di ciascuna formula. Occorrerà allora riferirsi all'esperienza particolare acquisita in un ambito regionale ovvero con determinate attrezzature; ciò spiega lo sviluppo delle formule dinamiche nelle regioni dove i pali battuti sono più largamente adottati, ed il fatto che ciascuna ditta costruttrice di pali battuti abbia una "sua" formula.

In secondo luogo é da notare che l'infissione di un palo in un terreno incoerente dilatante può indurre sovrappressioni interstiziali negative e quindi provocare un temporaneo aumento della resistenza del terreno stesso. Se la battitura viene arrestata, la sovrappressione interstiziale si dissipa rapidamente a causa dell'elevata permeabilità del terreno e, riprendendo la battitura, si osserverà una diminuzione della resistenza.

L'effetto contrario si verifica in genere quando si battono pali in argille di ridotta o media consistenza, dove le sovrappressioni sono positive (come é ovvio, i pali battuti non vengono usati in argille dure); in tali terreni, però, la dissipazione delle sovrappressioni ed il conseguente incremento di resistenza sono molto più lenti.

Sarebbe pertanto buona norma determinare il valore di δ durante una ripresa della battitura, effettuata ad una certa distanza di tempo dall'infissione del palo; la pausa dovrebbe essere di alcune ore per i terreni a grana grossa, di alcuni giorni per quelli a grana fina. Ciò costituisce un ulteriore limite all'impiego delle formule dinamiche, specie in argille.

Infine, é fondamentale notare che la resistenza alla penetrazione Q', determinata con le formule dinamiche, si riferisce a condizioni di sollecitazione molto diverse da quelle, statiche, che si verificano in condizioni di esercizio.

Numerose indagini sperimentali su pali battuti in vera grandezza hanno paragonato il carico limite statico Q_{lim} determinato con prove di carico a rottura ed il valore di Q' ottenuto con diverse formule dinamiche. Alcuni dati in proposito sono riportati nella tabella 13.10.

Si può evidentemente concludere circa le formule dinamiche sottolineando che esse sono di attendibilità assai dubbia e legata strettamente a fattori tecnologici e regionali. Se esse vengono usate per il progetto, é indispensabile far riferimento ad un'esperienza diretta circa i valori dei coefficienti empirici e le correzioni da adottare, ovvero "tarare" caso per caso le formule con prove di carico su pali di prova.

Fonte	N. di pali	Formula	$\frac{Q_{lim}}{Q'}$		
			Limite inferiore scartando il 2,5% dei risultati	Limite superiore scartando il 2,5% dei risultati	Valore mediano
Sœrensen, Hansen, 1957	78	Hiley Janbu Danese	0,72 0,43 0,47	2,63 1,48 1,74	1,40 0,98 0,98
Agerschou, 1962	171	*Engineering News* Danese	0,20 0,46	5,01 1,70	0,60 0,90

Tab. 13. 10. Paragone fra Q_{lim} e Q'

Le formule dinamiche inoltre, come é ovvio, sono limitate ai pali battuti e pertanto possono essere applicate solo in fase di costruzione, o almeno presuppongono l'esecuzione di pali di prova.

Per tutti questi motivi, il favore che esse hanno incontrato in passato é oggi fortemente diminuito; basterà dire che le norme tedesche DIN ne vietano l'uso per il progetto. Tuttavia esse possono avere una certa utilità durante l'esecuzione di una palificata, a scopo di confronto fra i vari pali e di controllo della profondità di infissione.

Prima di abbandonare l'argomento, vi é da ricordare brevemente la cosiddetta teoria dell'onda d'urto.

Nelle formule dinamiche si ammette che il palo si comporti come un corpo rigido e quindi, all'atto dell'urto, trasli verso il basso con la stessa velocità in ogni suo punto.

Nella realtà questa ipotesi non é verificata ma il palo, a seguito dell'impatto del maglio, é percorso da un'onda di compressione. Analizzando tale fenomeno, il che é possibile a prezzo di alcune schematizzazioni e ricorrendo ad algoritmi numerici, si ottengono indicazioni sia sul valore di Q', sia sul regime di tensioni che insorgono nel palo all'atto della battitura. L'input sperimentale del procedimento é costituito dalle registrazioni delle forze applicate istantaneamente al palo dal maglio e delle velocità della testa del palo; a tal fine é necessaria un'adatta strumentazione dinamica.

Il procedimento di calcolo basato sull'equazione dell'onda d'urto é certamente molto più soddisfacente, sul piano concettuale, della grossolana analisi energetica che é alla base delle formule dinamiche. Tuttavia la sua applicazione non é altrettanto semplice, ed é attualmente confinata a casi relativamente eccezionali, quali i grandi pali metallici delle costruzioni in mare aperto.

13.1.5. *Pali trivellati di grande diametro*

Una serie ormai molto ampia di osservazioni su pali in vera grandezza hanno mostrato che la resistenza laterale di un palo raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti relativamente ridotti, dell'ordine massimo di 1 ÷ 2 cm ma più spesso inferiori ad 1 cm, ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta, al contrario, si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro del palo e pari all'incirca al 10% di questo per i pali battuti, e addirittura al 25% per i pali trivellati.

Nel caso dei pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti non minori di 20 cm e talvolta molto maggiori. Se l'andamento della resistenza laterale é di tipo instabile (massimo in corrispondenza di un cedimento dell'ordine di 1 cm, seguito da decremento, come avviene in genere in terreni incoerenti addensati), in corrispondenza di spostamenti così elevati essa potrebbe assumere un valore minore di quello massimo. In ogni caso, anche se la resistenza laterale cresce monotonicamente, applicando gli usuali valori del coefficiente di sicurezza al carico limite calcolato come somma delle resistenze P + S, sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe totalmente sviluppato la resistenza laterale e sarebbe soggetto a cedimenti troppo elevati.

Queste considerazioni sono esemplificate nella fig. 13.9, nella quale sono riportati, in forma estremamente schematizzata, diagrammi della resistenza laterale ed alla punta per diversi tipo di palo in funzione del cedimento.

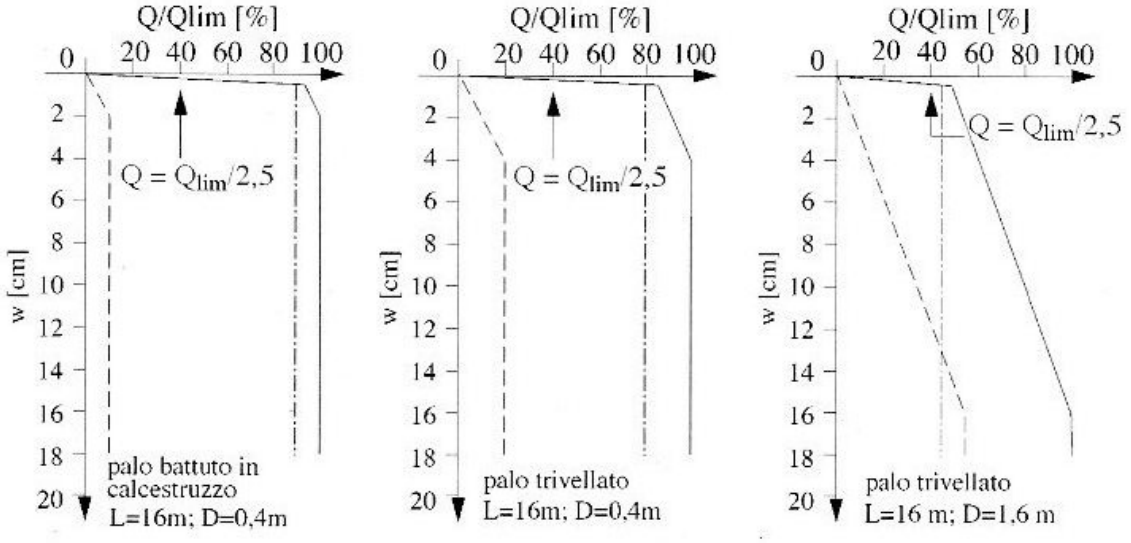


Fig. 13.9 Andamento schematico della mobilitazione di P ed S

Per il palo da 40 cm di diametro, battuto o trivellato, la resistenza alla punta é percentualmente assai ridotta. In corrispondenza del carico di esercizio Q_e, assunto pari a $Q_{lim}/2,5$, l'aliquota di resistenza alla punta che é operativa risulta molto

modesta; tuttavia il margine di sicurezza complessivo del palo non ne risulta significativamente influenzato.

Passando al palo trivellato di grande diametro, la resistenza alla punta diventa un'aliquota significativa del carico limite. In effetti, spesso tale aliquota é molto maggiore di quanto appaia dalla fig. 13.9, in quanto la punta si attesta in terreni di caratteristiche meccaniche migliori di quelli attraversati dal fusto. Assumendo lo stesso valore del coefficiente di sicurezza, risulta evidente che al carico di esercizio la resistenza laterale é completamente mobilitata e vi é un margine assai ridotto nei riguardi di spostamenti tanto elevati da equivalere, in pratica, ad una vera e propria rottura.

Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro é basato essenzialmente sulla considerazione di uno stato limite di servizio (cfr. § 1.3).

Un primo contributo in questo senso é dovuto a Berezantzev (1965), il quale propose di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta in corrispondenza del quale si verificano nel terreno le prime deformazioni plastiche. Tale sforzo, che provocherebbe cedimenti compresi fra 0,06d e 0,1d, nel caso di terreni incoerenti può essere valutato con l'espressione:

$$p = N_q^* \sigma'_{vL} \tag{13.19}$$

del tutto equivalente alla (13.4), relativa al caso di completa plasticizzazione, ma nella quale i valori di N^*_q (fig. 13.10) sono significativamente minori dei valori di N_q.

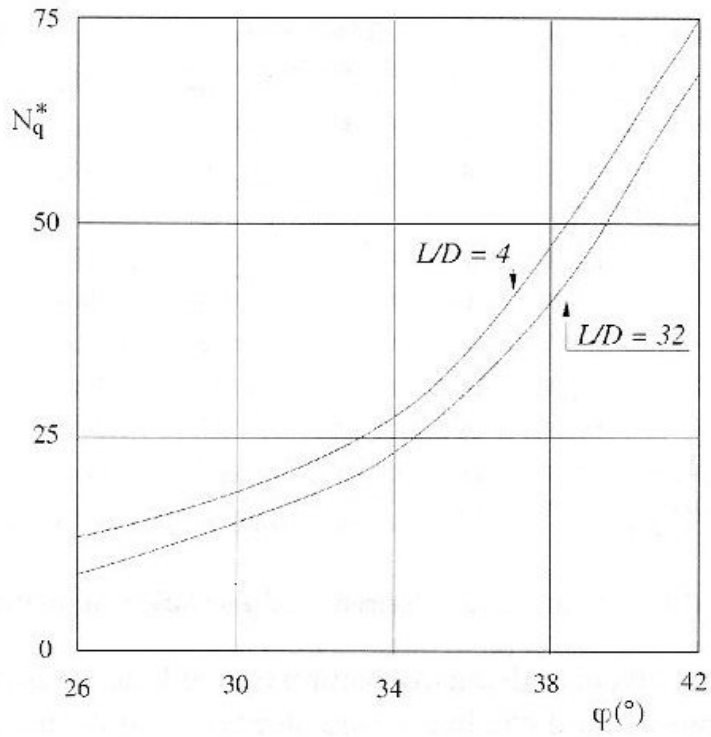


Fig. 13.10. Valori di N^*_q

Più recentemente interessanti contributi al problema sono venuti da osservazioni su pali in vera grandezza, con lo sviluppo di metodi di progetto semiempirici. Ricorderemo fra questi il metodo di Wright e Reese (1977), basato sui risultati di prove SPT.

In terreni incoerenti, la resistenza laterale a profondità z viene calcolata con l'espressione:

$$s = 0{,}7 \, tg\varphi' \, \sigma'_{vz} \qquad (13.20)$$

nella quale σ'_{vz} é la tensione effettiva verticale litostatica alla profondità z ed il valore di φ' viene ottenuto dai risultati penetrometrici tramite le correlazioni illustrate al § 4.6. Il valore di s così calcolato non differisce da quello che si ottiene dalle classiche formule statiche (cfr. eq. 13.8); secondo Wright e Reese, però, esso deve essere messo a confronto con i valori limite riportati in funzione di N in fig. 13.11, assumendo nel progetto il minore fra i due.

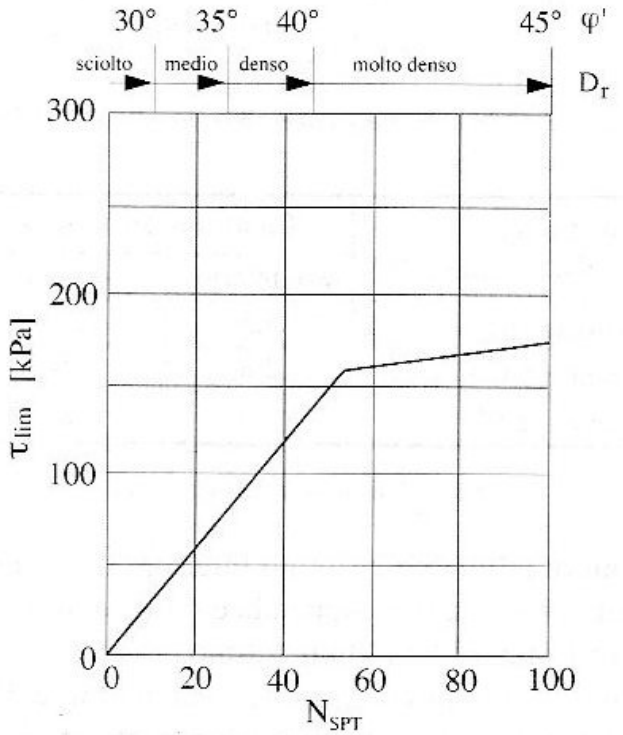


Fig. 13.11. Valori di τ_{lim} secondo Wright e Reese (1977)

La resistenza alla punta é definita come quella che si sviluppa per un cedimento pari al 5% del diametro del palo, ed é riportata in funzione di N nella figura 13.12.

In terreni coesivi, per la ridotta influenza della resistenza alla punta il progetto può essere sviluppato con gli stessi criteri dei pali di medio diametro.

I valori del coefficiente di sicurezza suggeriti da Wright e Reese sono riportati nella tabella 13.11.

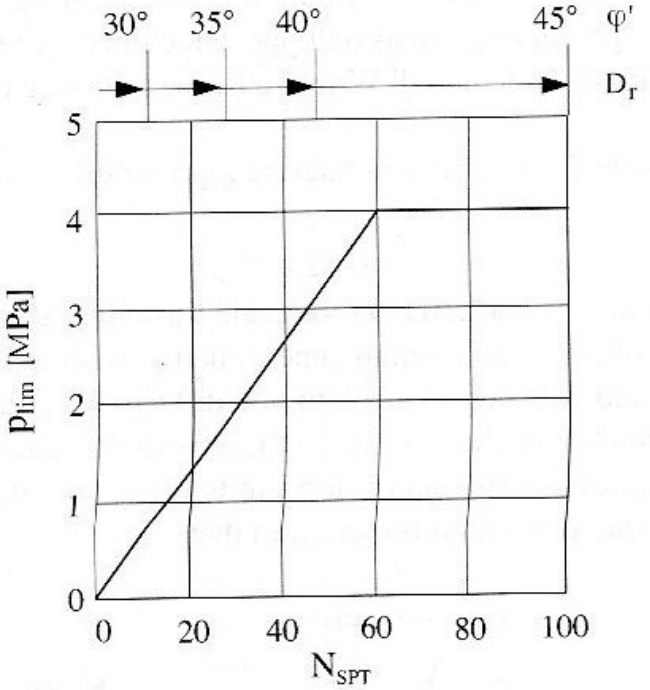


Fig. 13.12. Valori di p secondo Wright e Reese (1977)

Tipo di struttura (probabilità di crisi ammessa, %)	Controllo dell'esecuzione del palo		
	sommario	normale	accurato
Monumentale (10^{-3})	3,5	2,3	1,7
Permanente (10^{-2})	2,8	1,9	1,5
Temporanea (10^{-1})	2,3	1,7	1,4

Tab. 13. 11. Coefficienti di sicurezza suggeriti da Wright e Reese

Il fatto che alcuni di tali valori risultino inferiori al valore minimo (2,5) prescritto dalla normativa italiana (cfr. Appendice) non deve sorprendere, in quanto quest'ultimo é riferito ad uno stato limite ultimo.

Reese e O'Neill (1991) forniscono anche una possibilità di prevedere la curva carico-cedimento del palo, con curve di trasferimento (v. § 14.1.2) relative alla resistenza alla punta ed alla intera resistenza laterale.

Queste sono fornite in fig. 13.13 per i terreni coesivi (resistenza laterale e di punta); in fig. 13.14 per i terreni incoerenti (resistenza laterale) ed infine in fig. 13.15 per i terreni incoerenti (resistenza alla punta).

13.1.6. *Pali trivellati di piccolo diametro (micropali)*

Il carico limite dei pali trivellati di piccolo diametro o micropali è ancora più marcatamente dipendente dalle tecnologie esecutive di quello dei pali di medio e

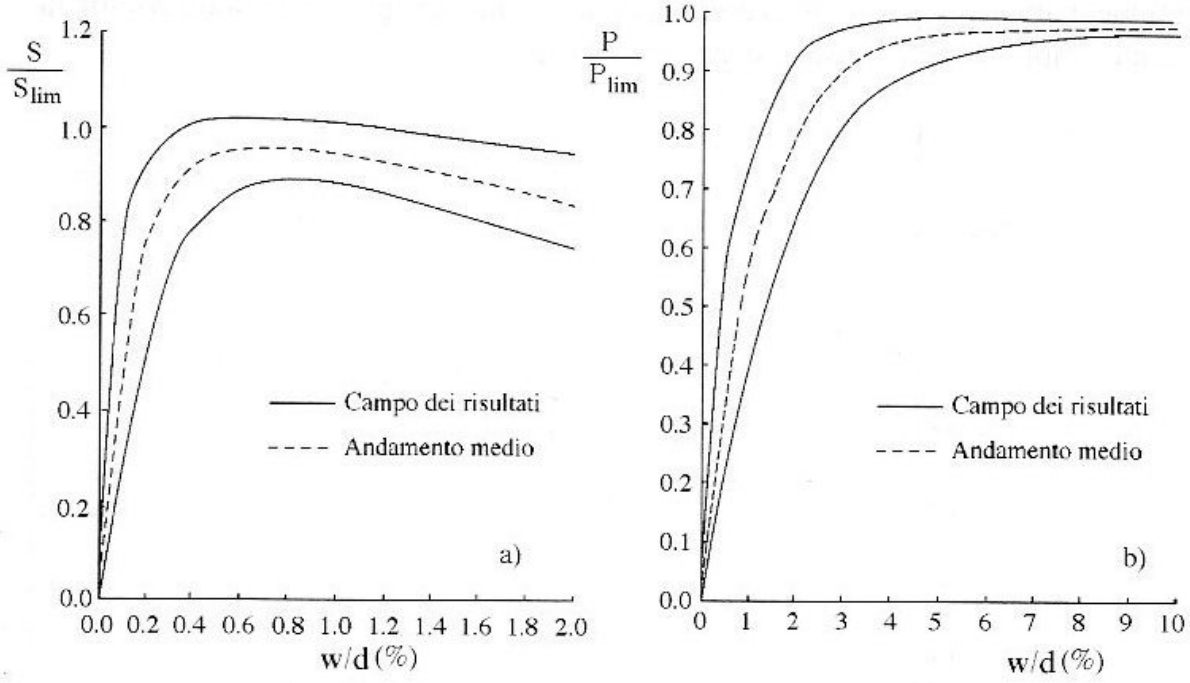


Fig. 13.13. Curve di trasferimento, terreni coesivi. a) Resistenza laterale; b) resistenza alla punta

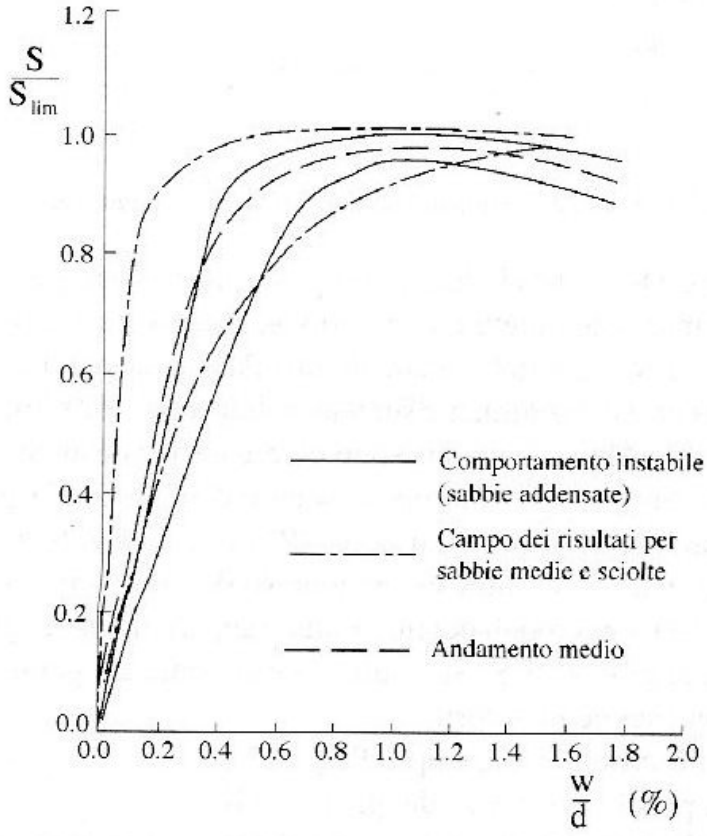


Fig. 13.14. Curve di trasferimento della resistenza laterale, terreni incoerenti

grande diametro; spesso i micropali vengono quindi progettati in modo completamente empirico, sulla base di esperienze locali.

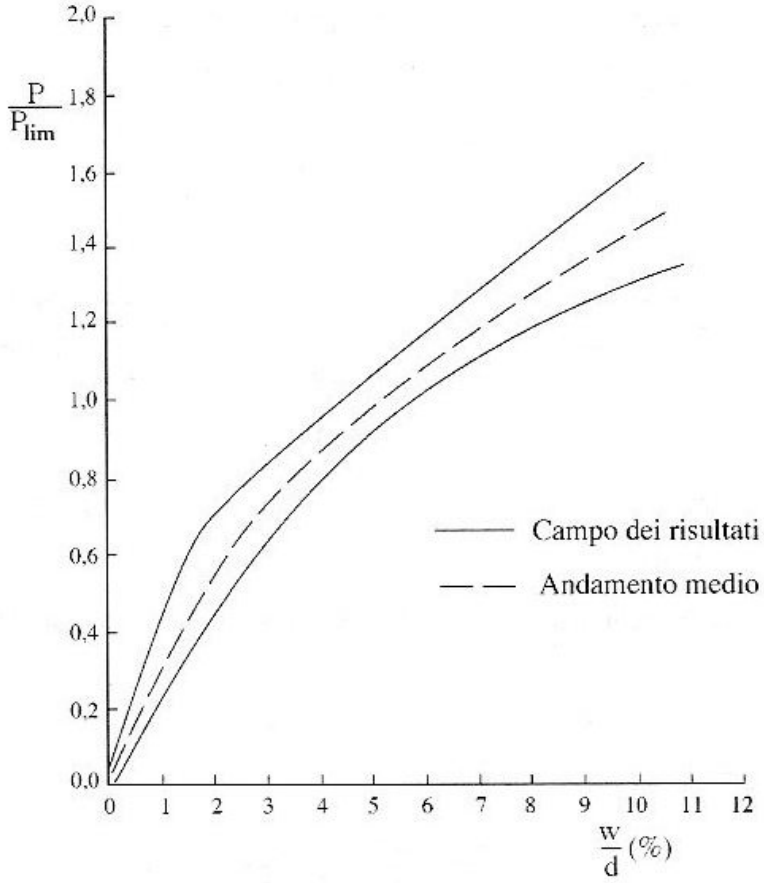


Fig. 13.15. Curve di trasferimento della resistenza alla punta, terreni incoerenti

Bustamante e Doix (1985) hanno proposto un metodo per la previsione del carico limite di micropali iniettati in pressione, che costituisce la base delle norme vigenti in Francia ed è adottato anche in altri Paesi europei. La caratterizzazione del terreno è basata essenzialmente sui valori della pressione limite p_l determinata con il pressiometro Ménard, ma possono essere utilizzate anche prove SPT.

Gli Autori distinguono fra micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, *injection répétitive et sélective*) e getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*); ad esempio (§ 12.3.2), i micropali del tipo Radice appartengono al gruppo IGU, quelli del tipo Tubfix al gruppo IRS. Si assume che sia stata adoperata una pressione di iniezione p_i con i seguenti valori:

- $p_i \geq p_l$ per i micropali del gruppo IRS;
- $0{,}5p_l \leq p_i \leq p_l$ per i micropali del gruppo IGU.

Si consiglia inoltre che la miscela venga iniettata con una portata compresa fra 0,3 e 0,6 m^3/h per i terreni coesivi, e fra 0,8 e 1,2 m^3/h per i terreni incoerenti.

Il carico limite Q_{lim} di un micropalo si può esprimere:

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s L_s s \qquad (13.21)$$

nella quale d_s è il diametro e L_s la lunghezza della zona iniettata; s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume $d_s = \alpha d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo; i valori di α da adottare sono riportati nella tabella 13.12.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_S
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_S
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_S
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V_S; IGU: 1,5 V_S
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V_S; IGU: 1,5V_S
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V_S; IGU: (1,5-2)V_S
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V_S per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V_S o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V_S per strati poco fratturati 2V_S o più per strati fratturati

Tab. 13. 12. Valori del coefficiente α (eq. 13. 21); $V_s = L_s \cdot \frac{\pi d^2_s}{4}$

I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle figure 13.16, 13.17, 13.18 e 13.19, alle quali é associata la tabella 13.13.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

Tab. 13.13. Indicazioni per la scelta del valore di s

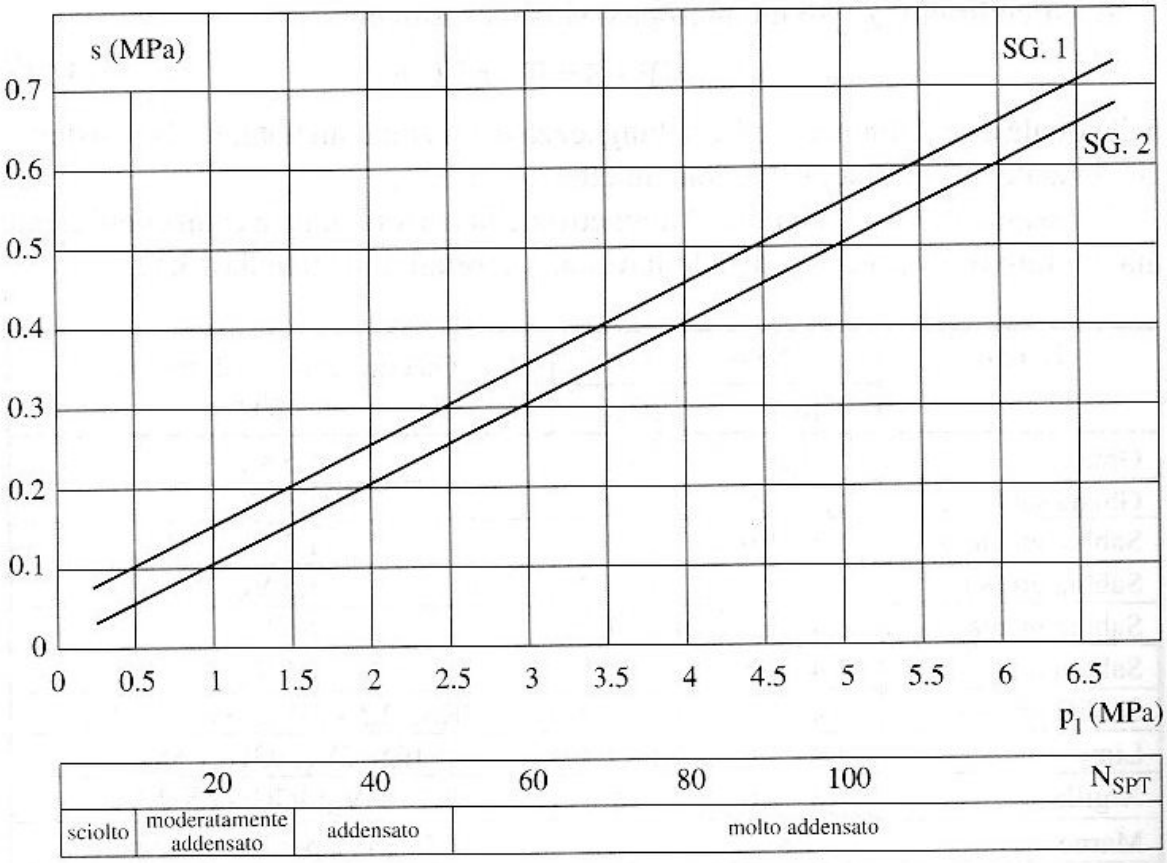


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

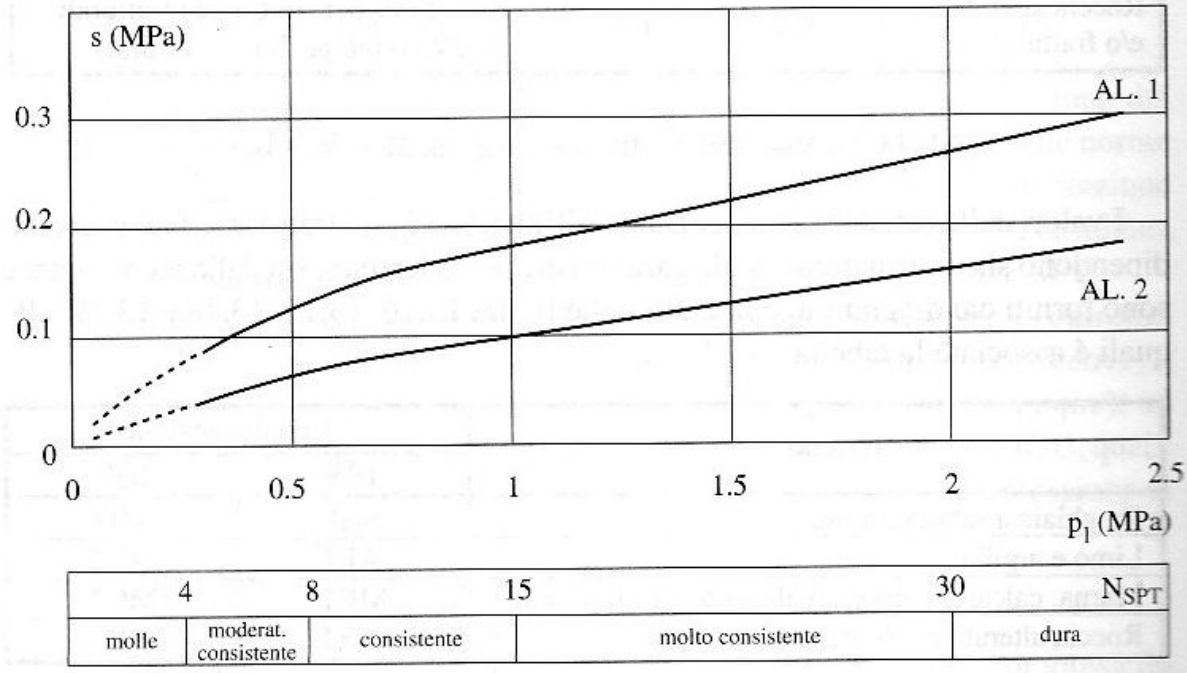


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

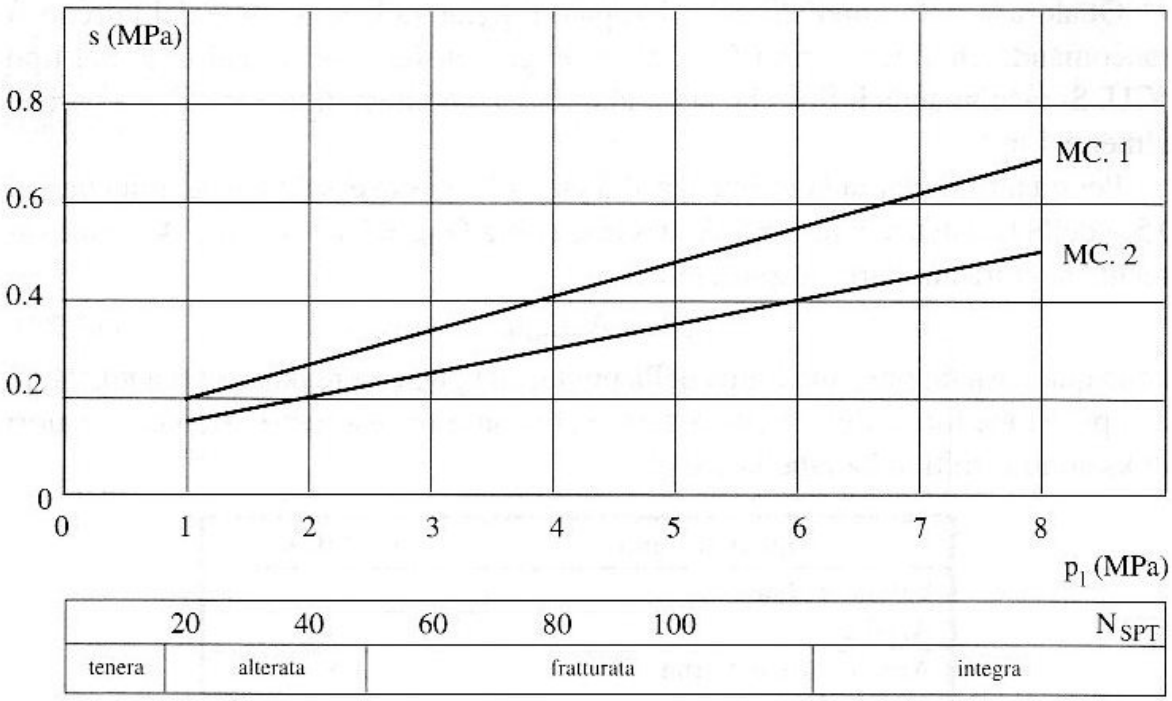


Fig. 13.18. Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

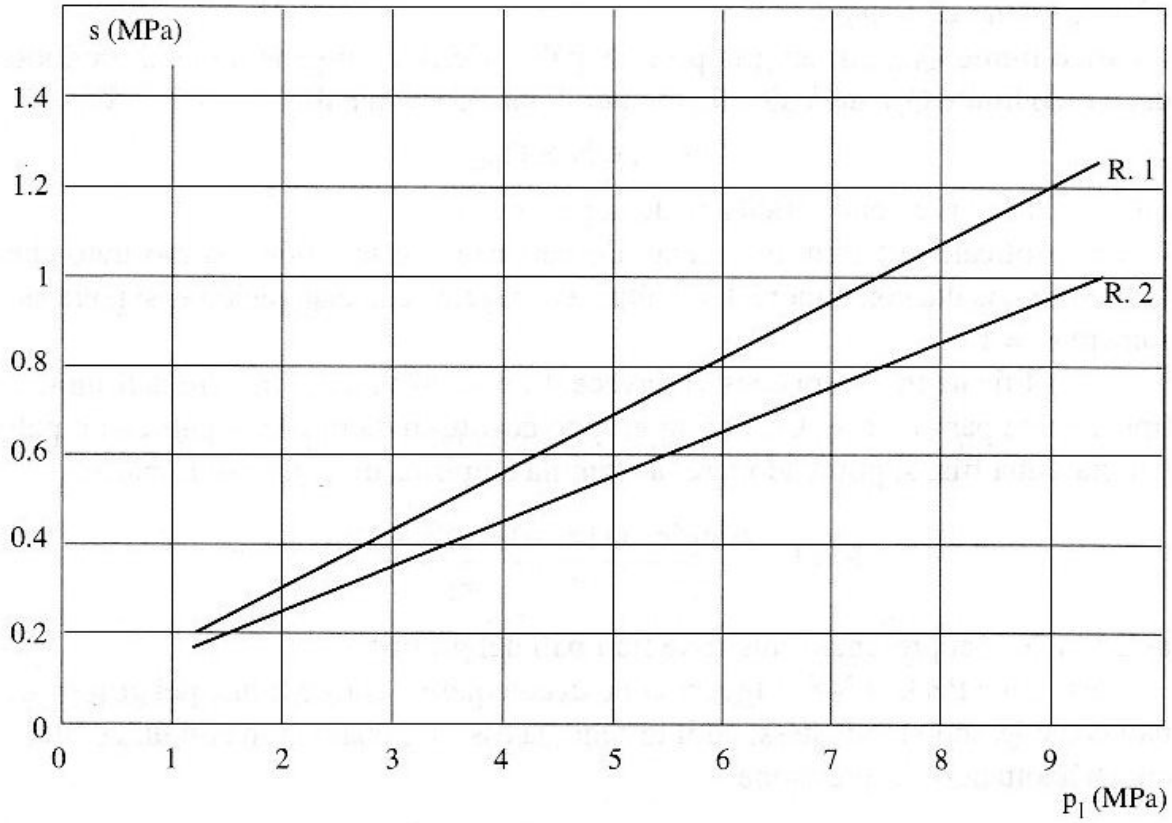


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

Qualora il tratto iniettato del micropalo raggiunga la superficie del terreno si raccomanda che, per i primi 5 m, esso venga considerato in ogni caso del tipo IGU. Si raccomanda infine che la lunghezza L_s, depurata di tale tratto, sia pari ad almeno 4 m.

Per quanto riguarda la resistenza alla punta P, spesso essa viene assunta pari al 15% della resistenza laterale S. Si assume allora $Q_{lim} = 1{,}15\ sL_s\pi\alpha d$. Alternativamente si potrà adottare l'espressione:

$$P = A_p k_p p_l \tag{13.22}$$

nella quale A_p rappresenta l'area della punta, che può essere posta pari a $\pi d_s^2/4$; p_l è la pressione limite del terreno determinata con il pressiometro Ménard; i valori di k_p sono forniti dalla tabella 13.14.

Tipo di terreno	Valore di k_p
Sabbie e ghiaie	1,2
Argille	1,6
Argille dure e marne	1,8
Rocce alterate e/o fratturate	1,5

Tab. 13.14. Valori di k_p (eq. 13.22)

13.1.7. *Effetto di gruppo*

Il carico limite Q_{Glim} di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del palo singolo per il numero N di pali del gruppo. Si pone:

$$Q_{Glim} = N\ E\ Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Per palificate in terreni incoerenti, l'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che l'efficienza risulta non minore dell'unità; nel progetto, cautelativamente, si potrà assumere $E = 1$.

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e tipicamente pari a $0{,}6 \div 0{,}7$. Per un gruppo costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse Labarre:

$$E = 1 - \frac{\text{arctg}(d/i)}{\pi/2}\,\frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

nella quale i rappresenta l'interasse fra i pali del gruppo.

Terzaghi e Peck (1948) suggeriscono di calcolare il carico limite del gruppo di pali considerando i pali stessi ed il terreno da essi inglobato come un unico blocco, ed adottando l'espressione:

$$Q_{Glim} = B_1 B_2 (N_c c_u + \gamma L) + 2L(B_1 + B_2)c_u$$

nella quale B_1 e $B_2 < B_1$ rappresentano le dimensioni in pianta della palificata. Al coefficiente N_c potranno essere assegnati i valori riportati nella tabella 13.15 in funzione del rapporto L/B_2 fra lunghezza del palo e larghezza del gruppo. Per un gruppo avente forma in pianta rettangolare ($1 \leq B_1/B_2 \leq 10$), il valore di $N_{c,rett}$ potrà essere ottenuto da quello relativo alla striscia indefinita $N_{c\infty}$ mediante la formula:

$$N_{c,rett} = N_{c\infty}(1 + 0{,}2B_2/B_1)$$

L/B_2	N_c	
	$B_1/B_2 = 1$	$B_1/B_2 > 10$
0,25	6,7	5,6
0,50	7,1	5,9
0,75	7,4	6,2
1,00	7,7	6,4
1,50	8,1	6,8
2,00	8,4	7,0
2,50	8,6	7,2
3,00	8,8	7,4
≥ 4	9,0	7,5

Tab. 13. 15. Coefficienti N_c per la fondazione diretta equivalente

E' buona norma calcolare il carico limite del gruppo di pali sia con la formula di Converse Labarre, sia con il criterio della fondazione diretta equivalente di Terzaghi e Peck, ed adottare il minore fra i due valori.

13.2. *Carichi orizzontali*

13.2.1. *Generalità*

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale ed eventualmente di una coppia, applicate all'estremità superiore del palo, é stato studiato da numerosi autori, fra i quali Reese *et al.* (1974). Nel seguito verrà presentato la teoria sviluppata da Broms (1964a, 1964b).

Si consideri (fig. 13.20) un palo immerso in un terreno omogeneo; inizialmente le tensioni orizzontali sulla superficie laterale del palo hanno una distribuzione assialsimmetrica e quindi risultante nulla.

Immaginiamo ora di imprimere al palo una traslazione orizzontale δ all'interno del terreno; evidentemente il diagramma delle reazioni si modifica come illustrato in figura, e si generano tensioni tangenziali oltre che normali.

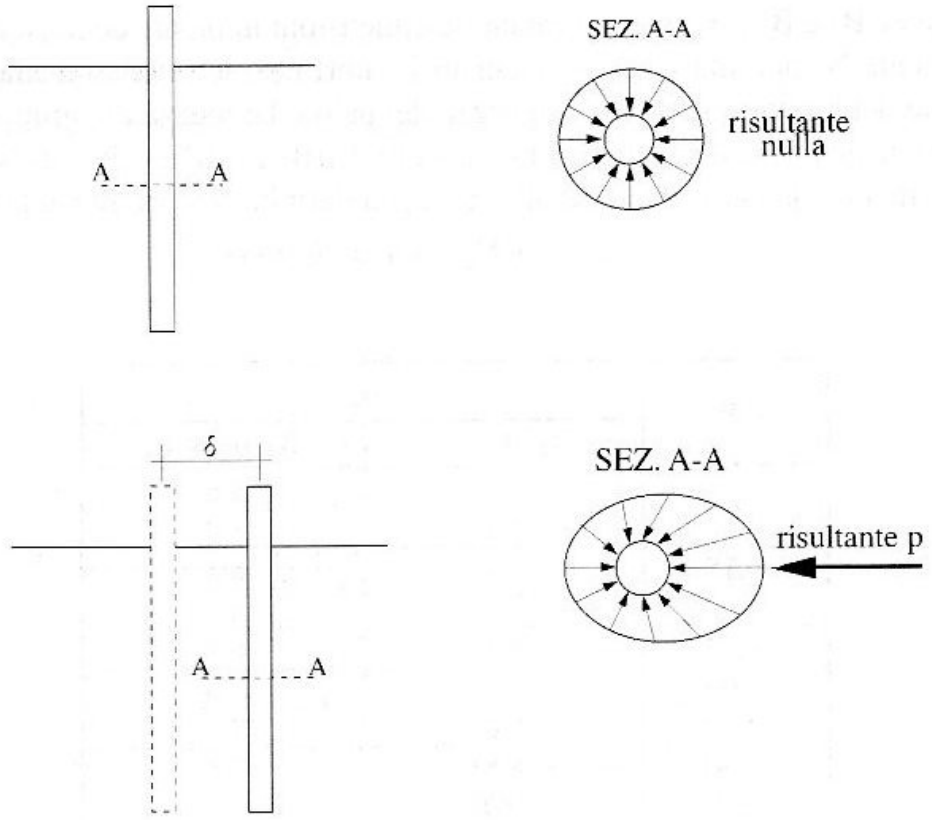


Fig. 13.20. Interazione palo-terreno

Lo studio dettagliato di tale diagramma non interessa; basterà definirne la risultante p [F/L] che sarà diretta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso.

Broms assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico (fig. 13.21), e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente, e che il valore di p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo (diametro di una sezione circolare, lato di una sezione quadrata, etc.) misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

A differenza di quanto avviene nello studio del carico limite sotto azioni verticali, in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali é molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali.

Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè assume (fig. 13.21) che le

rotazioni elastiche del palo ψ siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_y, di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", e cioè la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

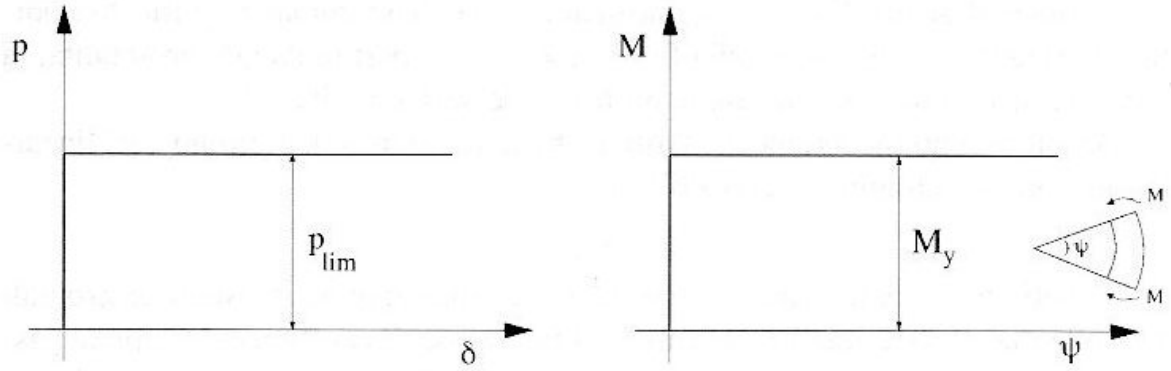


Fig. 13.21. Comportamento rigido plastico del palo e del terreno

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, considereremo separatamente il caso di rottura non drenata analizzato in termini di tensioni totali (terreno "coesivo"; $c = c_u$; $\varphi = 0$) e quello di rottura drenata (terreno "incoerente"; $c' = 0$; $\varphi' \neq 0$). In ambedue i casi considereremo terreno omogeneo, e cioè proprietà costanti con la profondità.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno coesivo abbia l'andamento rappresentato in fig. 13.22.

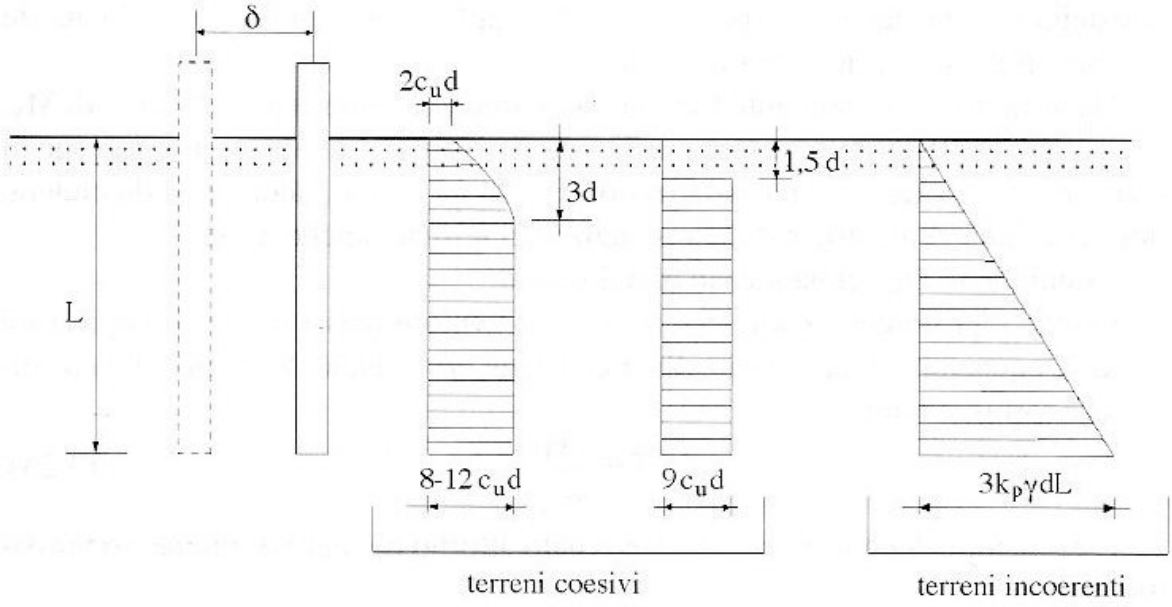


Fig. 13.22. Resistenza limite del terreno

Alla superficie, il terreno é libero di rifluire vero l'alto e la resistenza é pari a $p = 2\,c_u\,d$. A partire da una profondità pari a tre volte il diametro del palo ($z \geq 3d$) il terreno é costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso, e la reazione vale $(8 \div 12)\,c_u\,d$.

Ai fini dell'analisi Broms propone di adottare il diagramma semplificato riportato in figura, con reazione nulla fino a $z = 1{,}5\,d$; a partire da tale profondità, la reazione si assume costante con la profondità e pari a $p = 9\,c_u\,d$.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3k_p\,\gamma\,z\,d$$

Si noti che, apparentemente, questa espressione implica tensioni orizzontali tre volte maggiori di quelle verticali moltiplicate per il coefficiente di spinta passiva, il che sarebbe staticamente impossibile. In effetti la contraddizione é solo apparente, in quanto il valore di p risulta da un fenomeno di rottura tridimensionale e non piano, e quindi a determinarlo concorrono anche le tensioni tangenziali sulle superfici laterali del palo.

13.2.2. *Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi*

La rottura può avvenire secondo uno dei due meccanismi rappresentati in fig. 13.23. In fig. 13.23a la rottura é provocata solo da una rotazione rigida del palo; il valore limite H della forza orizzontale dipende solo dalla geometria del problema (valori di d, L ed e) e dalla resistenza del terreno. Il massimo momento flettente agente sul palo é inferiore al suo momento di plasticizzazione e pertanto la resistenza strutturale della sezione del palo, espressa dal valore di M_y, non entra in gioco. In queste condizioni il palo viene definito "corto".

Qualora invece il momento flettente massimo uguagli o superi il valore di M_y, il meccanismo della rottura sarà quello indicato in fig. 13.23b con formazione di una cerniera plastica ad una certa profondità. In tal caso il valore di H dipenderà, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche da M_y.

Esaminiamo dapprima il caso di palo corto.

Poiché a profondità $z = (1{,}5\,d + f)$ il momento é massimo, ivi il taglio sarà nullo. L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del tronco di palo superiore fornisce allora:

$$f = \frac{H}{9c_u d} \tag{13.23}$$

L'equazione di equilibrio dell'intero palo attorno al punto di momento massimo si scrive:

$$9c_u d\,\frac{g^2}{4} = H(e + 1{,}5d + f) - 9c_u d\,\frac{f^2}{2} \tag{13.24}$$

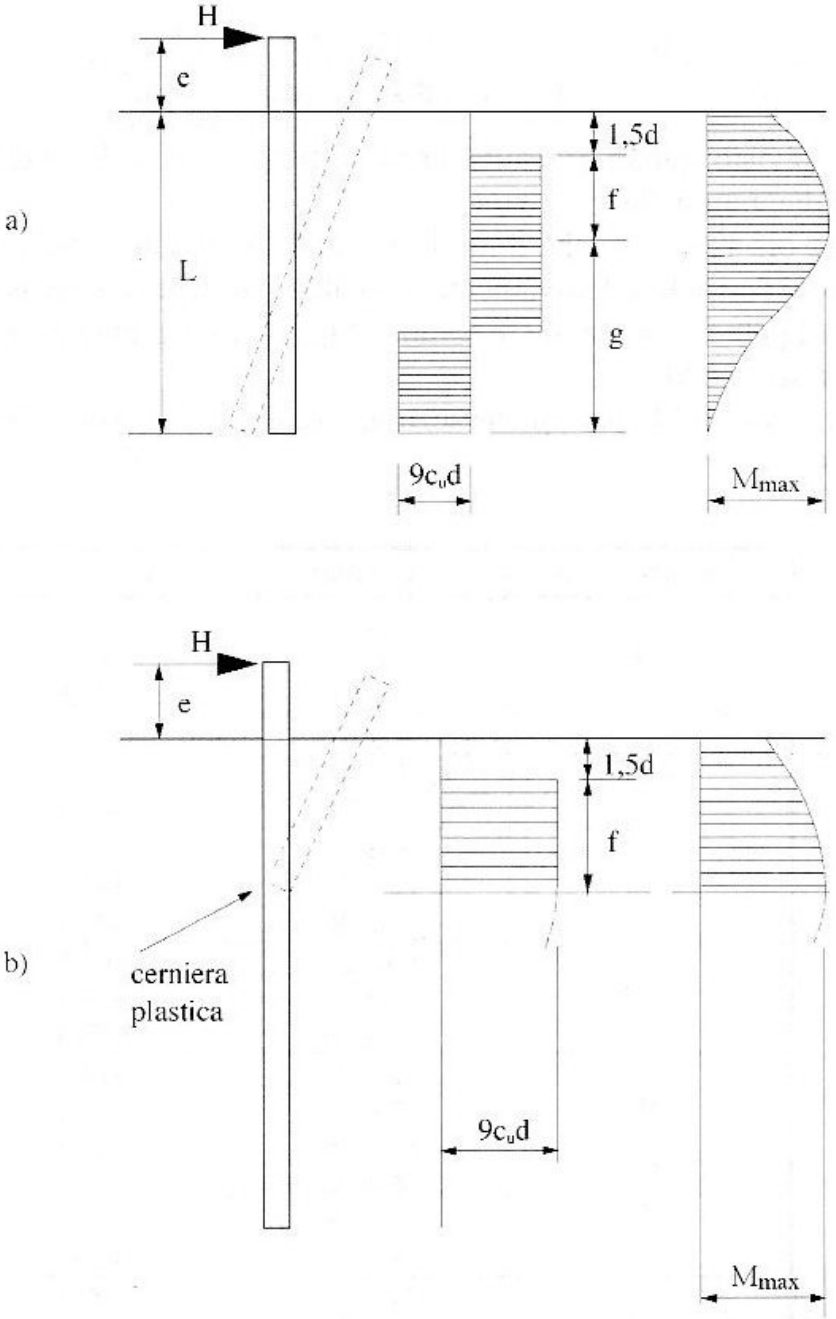


Fig. 13.23. Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi. a) palo "corto"; b) palo "lungo"

Si ha inoltre:

$$L = 1{,}5\ d + f + g \qquad (13.25)$$

Le (13.23, 13.24, 13.25) rappresentano un sistema di tre equazioni nelle tre incognite H, f e g. Risolvendo il sistema, ed esprimendo il carico limite in forma

adimensionale, si ottiene:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(1{,}5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d}\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 4\frac{L}{d}\frac{e}{d} + 6\frac{e}{d} + 4{,}5} \qquad (13.26)$$

Come previsto, quindi, H risulta funzione di c_u, d, L ed e. L'espressione (13.26) é posta in diagramma in fig. 13.24.

Occorre ora verificare che il meccanismo di rottura assunto, e cioè quello di palo corto, si verifichi effettivamente o, in altre parole, che il massimo momento flettente nel palo in condizioni di rottura (M_{max}) sia non maggiore del momento di plasticizzazione M_y.

Alcuni valori di M_y per tipiche sezioni circolari in c.a. sono elencati nella tabella 13.16.

Diametro (m)	Armatura	M_y (kNm)*
0,40	6 ϕ 16	61.8
	8 ϕ 20	114,7
	8 ϕ 24	177,5
0,50	6 ϕ 16	89,2
	8 ϕ 20	215,7
	8 ϕ 24	347,1
0,60	8 ϕ 16	154,0
	12 ϕ 24	384,4
	12 ϕ 30	600,1
0,80	10 ϕ 20	365,8
	20 ϕ 24	994,3
	22 ϕ 30	1.574
1,00	16 ϕ 20	714,9
	22 ϕ 26	1.672
	30 ϕ 30	2.778
1,20	16 ϕ 24	1.235
	26 ϕ 26	2.330
	38 ϕ 30	4.333
1,50	24 ϕ 24	2.411
	40 ϕ 26	4.551
	44 ϕ 30	6.553

(*) Il valore di M_y è calcolato per R_{ck} = 250 e con F_{eb}38K; si è assunto un copriferro di 5 cm

Tab. 13.16. Valori del momento di plasticizzazione M_y per tipiche sezioni circolari in c.a.

Ricorrendo anche per il massimo momento flettente ad una formulazione adimensionale, si ottiene:

$$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = \frac{H}{c_u d^2}\left(\frac{H}{18 c_u d^2} + \frac{e}{d} + 1{,}5\right) \qquad (13.27)$$

Sostituendo al termine $H/c_u d^2$ il valore fornito dalla (13.26) si ottiene l'espressione di $M_{max}/c_u d^3$ in funzione di e/d ed L/d posta in diagramma in fig. 13.25. E' allora possibile verificare che sia $M_{max} \leq M_y$; se ciò avviene, il palo in esame é effettivamente corto ed il valore di H calcolato é esatto.

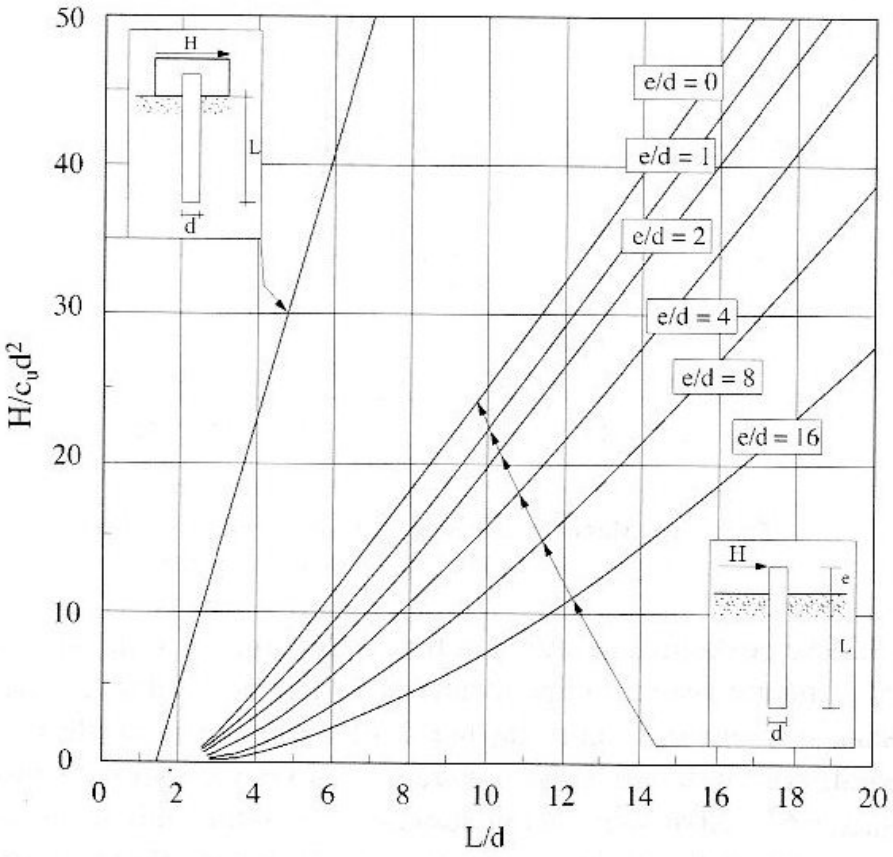


Fig. 13.24. Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

Nel caso invece sia $M_{max} > M_y$, il palo in esame é lungo (fig. 13.23b). L'equazione (13.23) di equilibrio alla traslazione orizzontale del tronco di palo al di sopra della sezione di momento massimo é ancora valida. L'equazione di equilibrio alla rotazione, con riferimento allo stesso tronco di palo si scrive:

$$M_y = H(e + 1{,}5d + 0{,}5f) \qquad (13.28)$$

Le (13.23) e (13.28) forniscono:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(\frac{e}{d} + 1{,}5\right) + 9\sqrt{\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 3\frac{e}{d} + \frac{2}{9}\frac{M_y}{c_u d^3} + 2{,}25} \qquad (13.29)$$

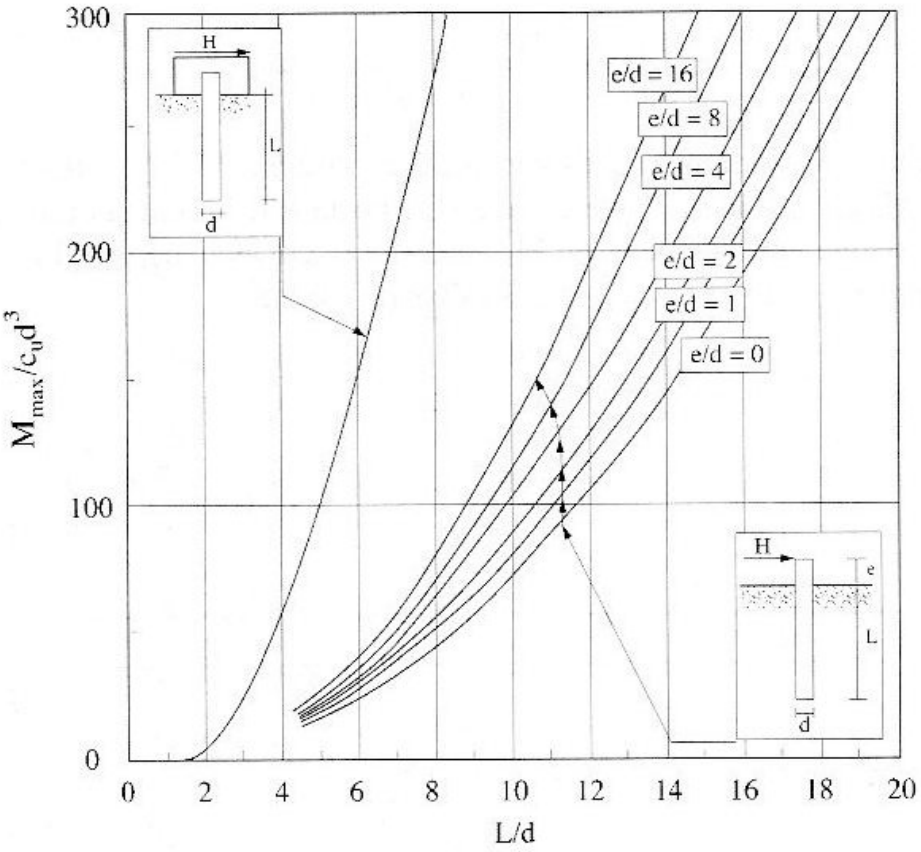


Fig. 13.25. Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

La (13.29) é posta in diagramma in fig. 13.26; come si vede, H dipende da c_u, d, e ed M_y, mentre risulta indipendente da L. Questo risultato, apparentemente paradossale, si spiega rilevando che, per il solo fatto di essersi riferiti al meccanismo di rottura a palo lungo, la lunghezza del palo deve essere almeno tale che si abbia $M_{max} = M_y$. Al di sopra di tale lunghezza é inutile andare, nel senso che un ulteriore aumento della lunghezza del palo non ha alcun effetto sul valore di H.

Al fine di determinare la minima lunghezza necessaria per ottenere il meccanismo di rottura di palo lungo, basterà entrare con $M_y/c_u d^3$ nell'abaco di fig. 13.25 e leggere, in corrispondenza del valore di e/d, il valore minimo che occorre assegnare ad L/d e cioè ad L.

Più semplicemente, dovendo determinare il valore di H che compete ad un certo palo (noti, quindi, L, d, e, M_y) in un certo terreno (nota c_u), si applicheranno le 13.26 e 13.29 (ovvero gli abachi delle figure 13.24, 13.26); il valore esatto di H sarà il minore fra i due valori così determinati.

13.2.3. *Pali a rotazione in testa impedita, terreni coesivi*

Frequentemente si verifica il caso che il palo sia vincolato, alla sua estremità su-

periore, ad una struttura che ne impedisca totalmente o parzialmente la rotazione.

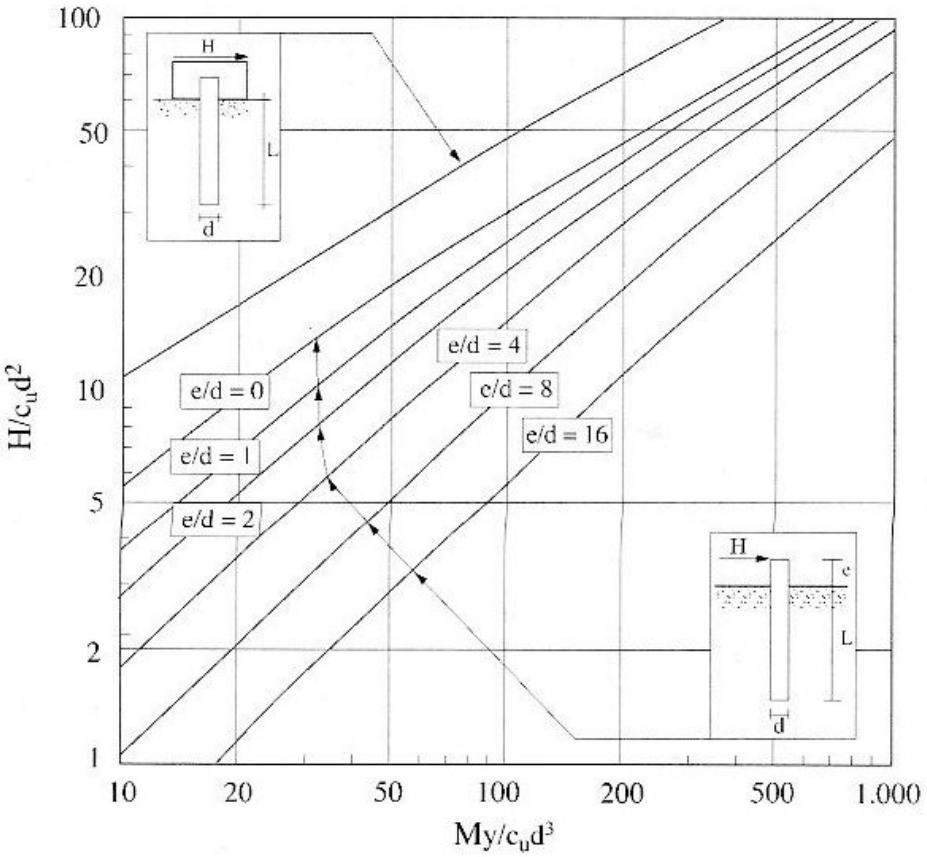


Fig. 13.26. Valore limite di H per i pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

Nel presente paragrafo esamineremo il caso nel quale tale vincolo sia applicato alla quota del piano di campagna (e = 0) e sia tale da impedire completamente la rotazione; i risultati che otterremo sono quindi legati a tali ipotesi, peraltro spesso soddisfacente in pratica. Occorrerà comunque accertarsi, caso per caso, che la struttura alla quale il palo é connesso sia capace di esplicare il momento necessario ad impedirne la rotazione.

I possibili meccanismi di rottura sono rappresentati in fig. 13.27 e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

Per il palo corto (fig. 13.27a) una semplice equazione di equilibrio alla traslazione fornisce:

$$H = 9c_u d(L - 1{,}5d) \tag{13.30}$$

da cui si ricava immediatamente:

$$\frac{H}{c_u d^2} = 9\left(\frac{L}{d} - 1{,}5\right) \tag{13.31}$$

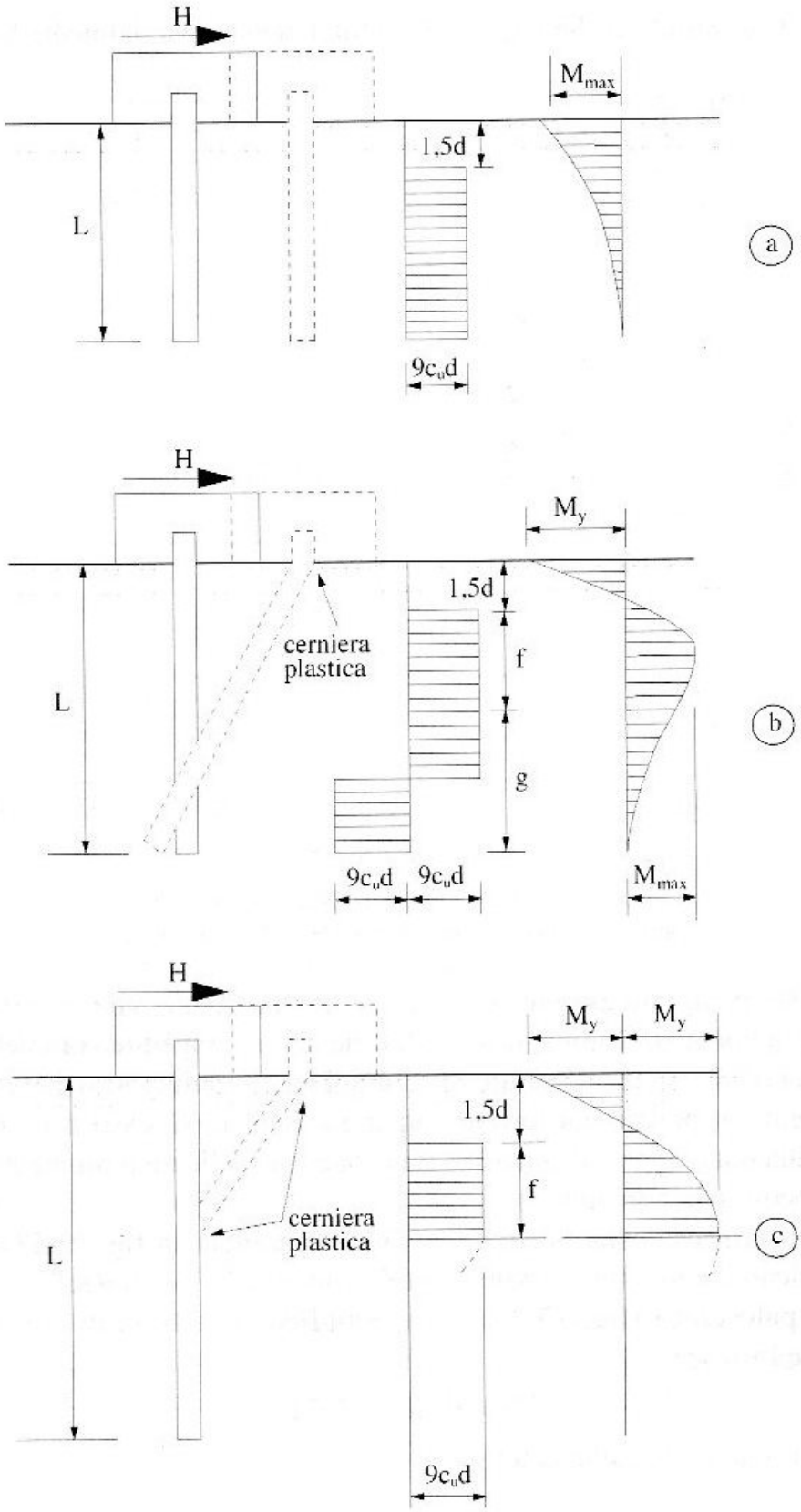


Fig. 13.27. Pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi:
a) palo "corto"; b) palo "intermedio"; c) palo "lungo"

La (13.31) é riportata in fig. 13.24, assieme ai corrispondenti valori relativi al palo libero di ruotare in testa. Come per quest'ultimo, H risulta funzione solo di L, d e c_u.

Naturalmente, occorre verificare che sia $M_{max} \leq M_y$. A tal fine si calcola:

$$M_{max} = H(0{,}5L + 0{,}75d)$$

da cui, tenendo conto della (13.31):

$$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = 4{,}5\left(\frac{L}{d}\right)^2 - 10{,}125 \qquad (13.32)$$

La (13.32) é riportata in fig. 13.25, insieme ai corrispondenti valori di $M_{max}/c_u d^3$ relativi al palo libero di ruotare in testa.

Per il palo intermedio (fig. 13.27b) si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione. L'equilibrio alla traslazione orizzontale per il tronco di palo al di sopra della sezione di momento massimo fornisce:

$$H = 9\, c_u\, d\, f \qquad (13.33)$$

La condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si scrive:

$$M_y + 9c_u d\frac{g^2}{4} - 9c_u df\left(\frac{f}{2} + 1{,}5d\right) = 0 \qquad (13.34)$$

Le (13.33) e (13.34) forniscono:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(\frac{L}{d} + 1{,}5\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9}\frac{M_y}{c_u d^3} + 4{,}5} \qquad (13.35)$$

La (13.35) é riportata in diagramma in fig. 13.28. Le varie curve di $H/c_u d^2$ in funzione di L/d, ciascuna corrispondente ad un valore del rapporto $M_y/c_u d^3$, sono delimitate verso sinistra dalla già trovata espressione (13.31), relativa ai pali corti.

Verso destra, e cioè verso i valori più elevati di L/d, le curve sono delimitate dal valore di L/d per il quale si forma la seconda cerniera plastica, realizzando così lo schema di palo lungo (fig. 13.27c). La fig. 13.28 permette quindi di evidenziare, per ciascun valore di M_y, il campo dei valori di L/d che competono ai tre diversi meccanismi di rottura.

Nel caso di palo lungo il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione a profondità (1,5d + f), uguaglia il momento di plasticizzazione M_y; si forma in tal modo una seconda cerniera plastica.

In queste condizioni, l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere plastiche fornisce:

$$H(1{,}5d + 0{,}5f) = 2M_y$$

da cui, tenendo conto della (13.31), si ottiene:

$$H^2 + 27 c_u d^2 H - 36 c_u d\, My = 0$$

dalla quale si ottiene infine:

$$\frac{H}{c_u d^2} = -13{,}5 + \sqrt{182{,}25 + 36\frac{M_y}{c_u d^3}} \qquad (13.36)$$

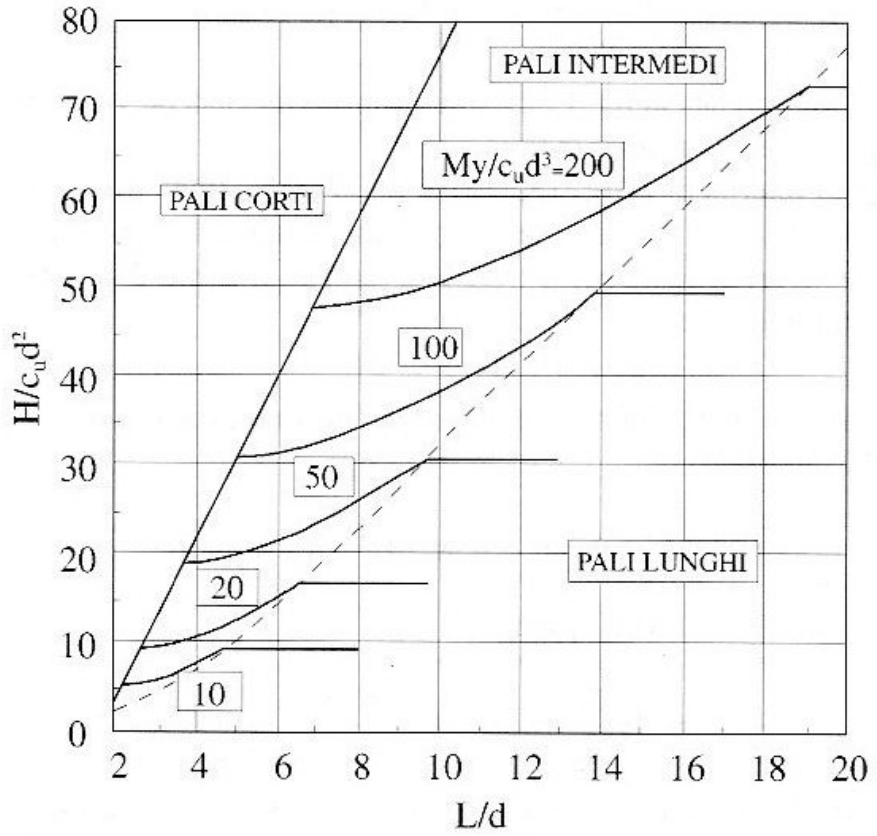


Fig. 13.28. Valore limite di H per pali intermedi impediti di ruotare in testa, terreni coesivi

La (13.36) é posta in diagramma in fig. 13.26 assieme alle soluzioni relative al palo libero di ruotare in testa. Il valore di H risulta funzione solo di c_u, d ed M_y e non di L; naturalmente, come già osservato per il palo libero di ruotare in testa, L deve avere almeno il valore necessario al verificarsi del meccanismo di palo lungo. Questo valore minimo di L si può ricavare dalla fig. 13.28, dove esso costituisce il limite a destra delle curve relative al palo intermedio ed è rappresentato dalla linea tratteggiata.

13.2.4. *Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti*

In fig. 13.29 sono rappresentati i due possibili meccanismi di rottura; anche in questo caso si può avere un comportamento del palo di tipo "corto" o "lungo".

Università di Bologna BIBLIOTECA CENTRALE Facoltà di Ingegneria

Per il palo corto, é stato trovato che la rotazione avviene attorno ad un punto molto prossimo all'estremità inferiore del palo; per semplificare l'analisi, e senza che ciò comporti un errore significativo, Broms suggerisce di assumere il centro di rotazione addirittura coincidente con l'estremità inferiore del palo e di schematizzare la risultante delle azioni del terreno al di sotto di tale punto con una forza concentrata F (fig. 13.29a).

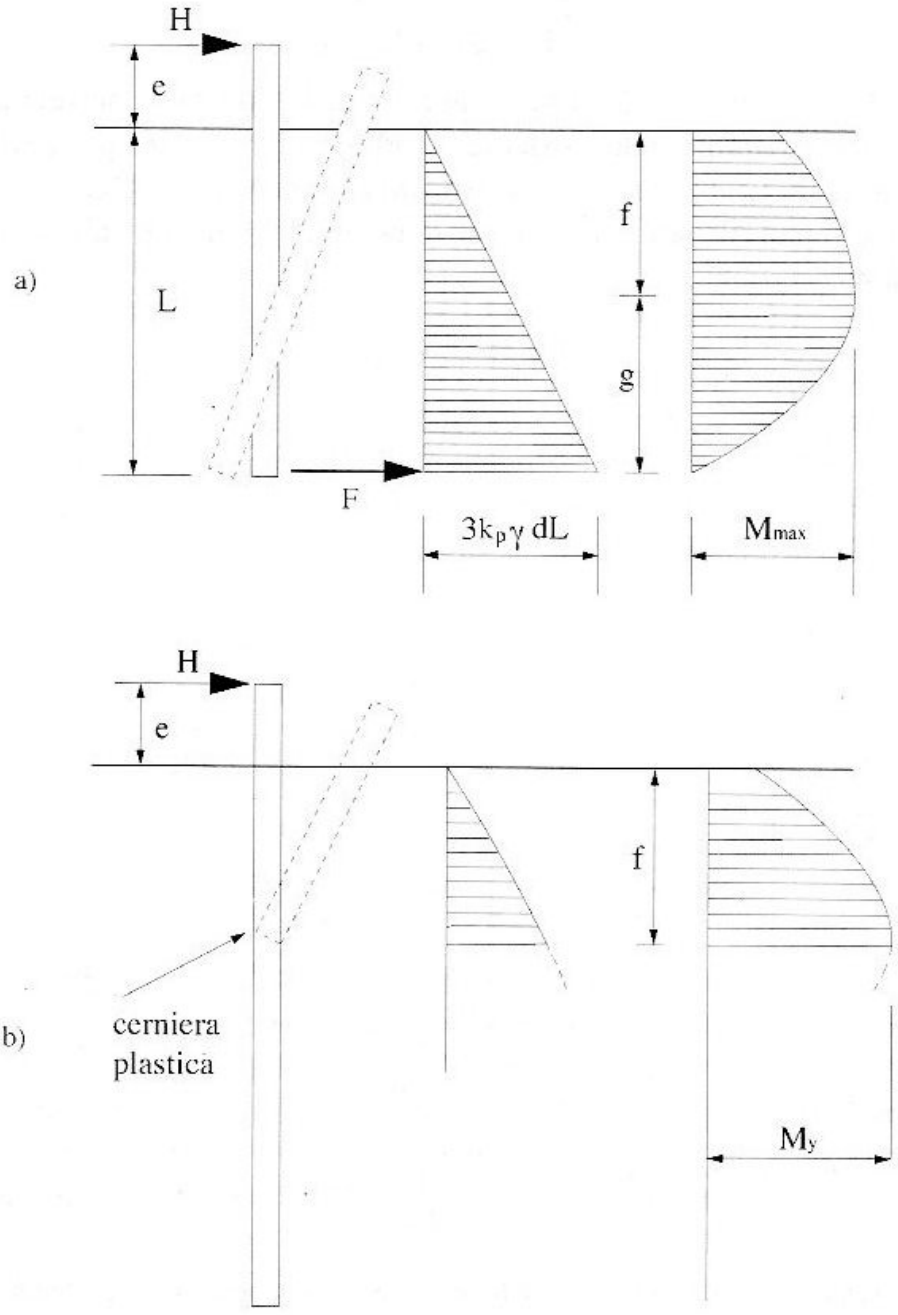


Fig. 13.29. Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti:
a) palo "corto"; b) palo "lungo"

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'estremità inferiore del palo si ha, a rottura:

$$H(e+L)=\frac{L^2}{2}3k_p\gamma d\frac{L}{3} \tag{13.37}$$

dalla quale si ricava:

$$\frac{H}{k_p\gamma d^3}=\frac{d}{2(e+L)}\left(\frac{L}{d}\right)^3 \tag{13.38}$$

La (13.38) à riportata in diagramma in fig. 13.30. Come per i terreni coesivi, H é in funzione dei parametri di resistenza a taglio del terreno (γ, k_p) e della geometria del palo (e, d, L). Occorre però verificare che sia $M_{max} \leq M_y$.

A tal fine si può rilevare che lo sforzo di taglio lungo il palo vale, alla generica profondità z:

$$T=H-\frac{3}{2}k_p\gamma dz^2 \tag{13.39}$$

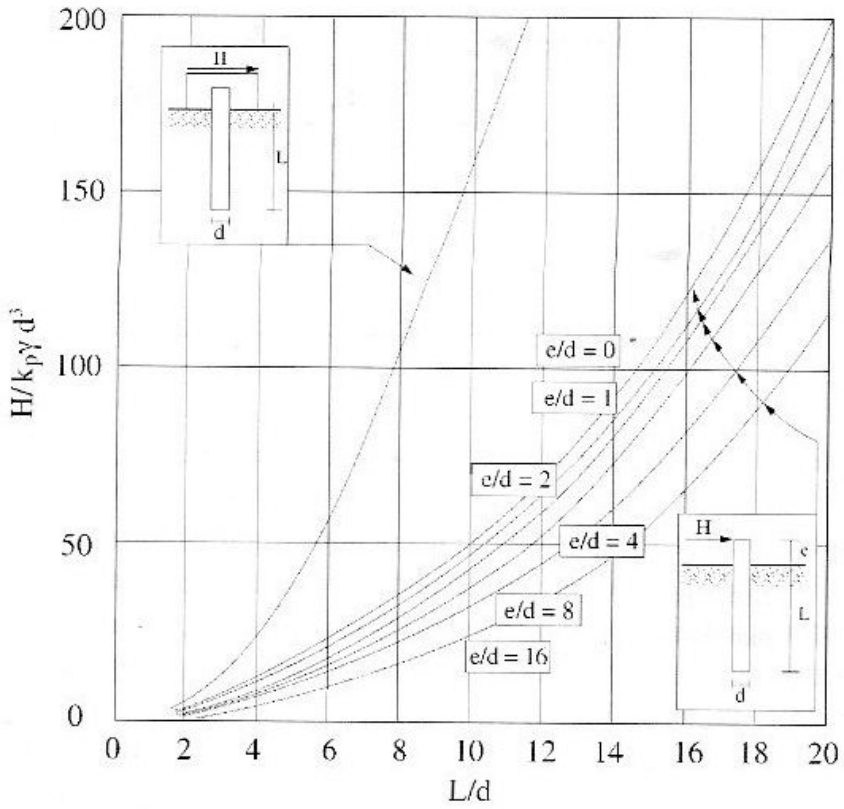


Fig. 13.30. Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

Tale sforzo si annulla ad una profondità f che può calcolarsi ponendo T = 0 nella (13.39), e vale:

$$f = 0{,}816\sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d}} \tag{13.40}$$

Alla stessa profondità f si verifica il momento massimo, che vale:

$$M_{max} = H(e+f) - \frac{3}{2} k_p \gamma d f^2 \frac{f}{3}$$

Per la (13.39) e la (13.40) il secondo termine a secondo membro vale Hf/3; si ha dunque:

$$M_{max} = H\left(e + \frac{2}{3} f\right) \tag{13.41}$$

e infine, ricordando la (13.38) e la (13.40):

$$\frac{M_{max}}{k_p \gamma d^4} = \frac{L}{2(L+e)}\left(\frac{L}{d}\right)^3\left(\frac{e}{L} + 0{,}544\sqrt{\frac{L}{2(L+e)}}\right) \tag{13.42}$$

La (13.42) é posta in diagramma in fig. 13.31. E' allora possibile verificare che sia soddisfatta la condizione $M_{max} \leq M_y$; se ciò avviene, il palo é effettivamente corto ed il valore calcolato per H é corretto.

Nel caso invece sia $M_{max} > M_y$, il palo é lungo (fig. 13.29b). L'espressione di M_{max} resta invece invariata; uguagliandola ad M_y e ricordando le (13.40), (13.41) si ottiene:

$$H\left(e + 0{,}816\frac{2}{3}\sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d}}\right) = M_y$$

dalla quale, infine:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3}\left(\frac{e}{d} + 0{,}544\sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}}\right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \tag{13.43}$$

La (13.43) dà luogo ad un'equazione di terzo grado nel parametro adimensionale $H/k_p\gamma d^3$, che risulta funzione di $M_y/k_p\gamma d^4$ e del rapporto e/d; le relative soluzioni sono riportate nell'abaco di fig. 13.32. Come avveniva per i terreni coesivi, H non é influenzata da L, purché questa assuma almeno il valore per il quale si verifica la condizione $M_{max} = M_y$.

Per determinare questa minima lunghezza richiesta basterà entrare con $M_y/k_p\gamma d^4$ nell'abaco di fig. 13.31 e, in corrispondenza del valore di e/d leggere il valore di L/d e quindi di L.

Anche per i terreni incoerenti il carico limite orizzontale di un determinato palo in un determinato terreno é il minore fra i valori che si ottengono dagli abachi delle figure 13.30 e 13.32.

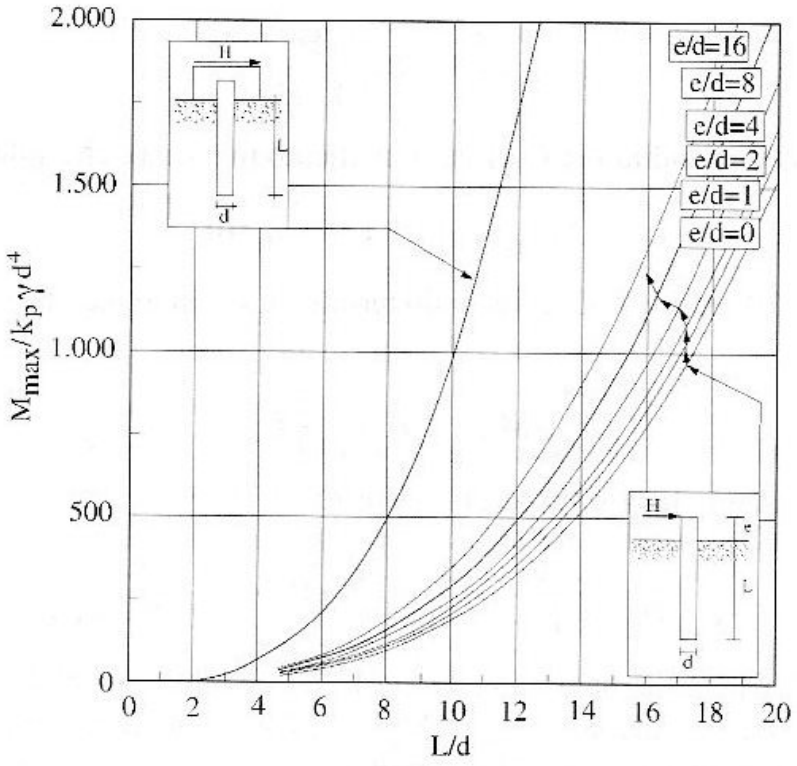


Fig. 13.31. Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

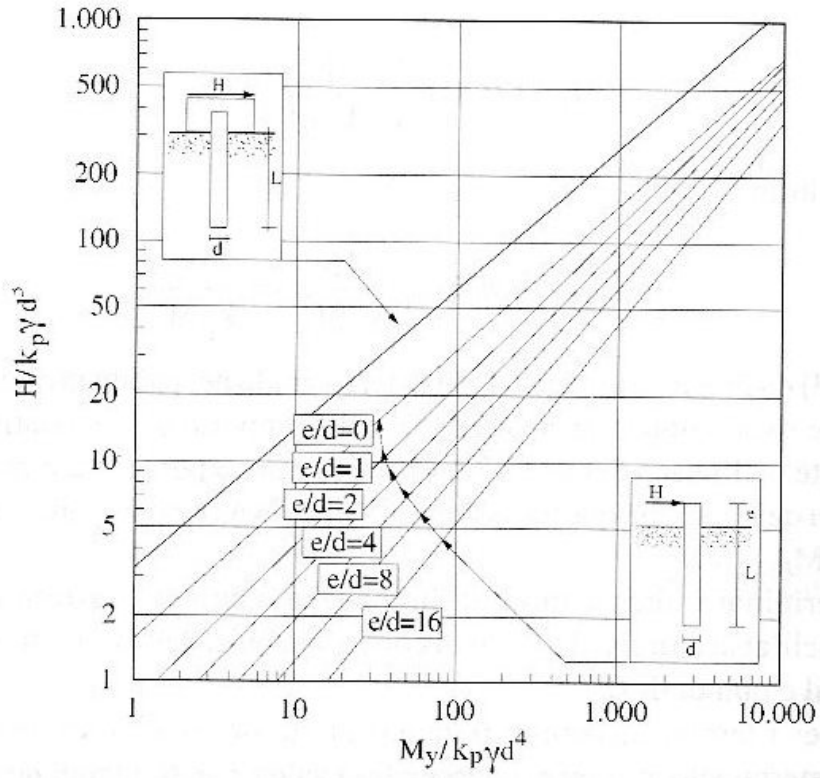


Fig. 13.32. Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

13.2.5. *Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti*

I possibili meccanismi di rottura e le corrispondenti reazioni del terreno sono riportati in fig. 13.33.

Per il palo corto (fig. 13.33a) una semplice equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale fornisce:

$$H = 1{,}5L^2 k_p \gamma d$$

dalla quale:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1{,}5\left(\frac{L}{d}\right)^2 \tag{13.44}$$

La (13.44) é posta in diagramma in fig. 13.30, insieme alle corrispondenti curve relative ai pali liberi di ruotare in testa. H risulta funzione solo della resistenza del terreno (γ, k_p) e di L, d. Al solito, però, occorre verificare che sia $M_{max} \leq M_y$; a tal fine può calcolarsi:

$$M_{max} = \frac{2}{3} HL$$

e quindi:

$$\frac{M_{max}}{k_p \gamma d^4} = \left(\frac{L}{d}\right)^3 \tag{13.45}$$

La (13.45) é riportata in diagramma nella fig. 13.31.

Per il palo intermedio (fig. 13.33b) si ha la formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la struttura di fondazione. Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene:

$$F = \frac{3}{2} L^2 k_p \gamma d - H$$

Tenendo conto di questa espressione ed imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera plastica si ottiene:

$$M_y + \frac{1}{2} L^3 k_p \gamma d - HL = 0$$

e quindi:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2}\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\frac{d}{L} \tag{13.46}$$

Come si vede, H risulta funzione anche di M_y, oltre che di γ, k_p, d ed L. La (13.46) é posta in diagramma in fig. 13.34, del tutto analoga alla già descritta fig. 13.28 relativa ai terreni coesivi. In particolare anche la fig. 13.34 definisce, per ciascun valore di M_y, il campo dei valori di L/d che competono ai tre diversi meccanismi di rottura.

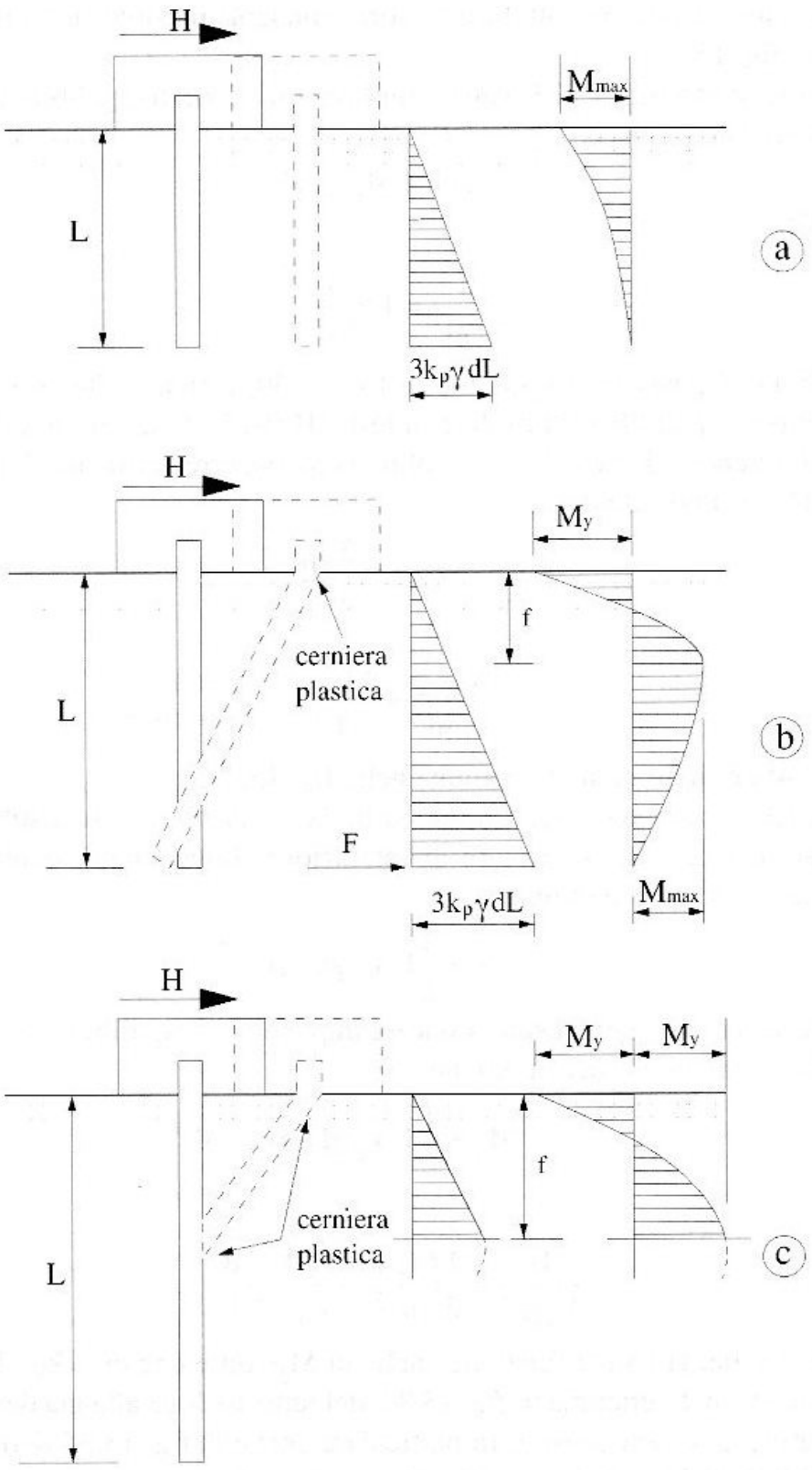


Fig. 13.33. Pali impediti di ruotare in testa, terreni incoerenti:
a) palo "corto"; b) palo "intermedio"; c) palo "lungo"

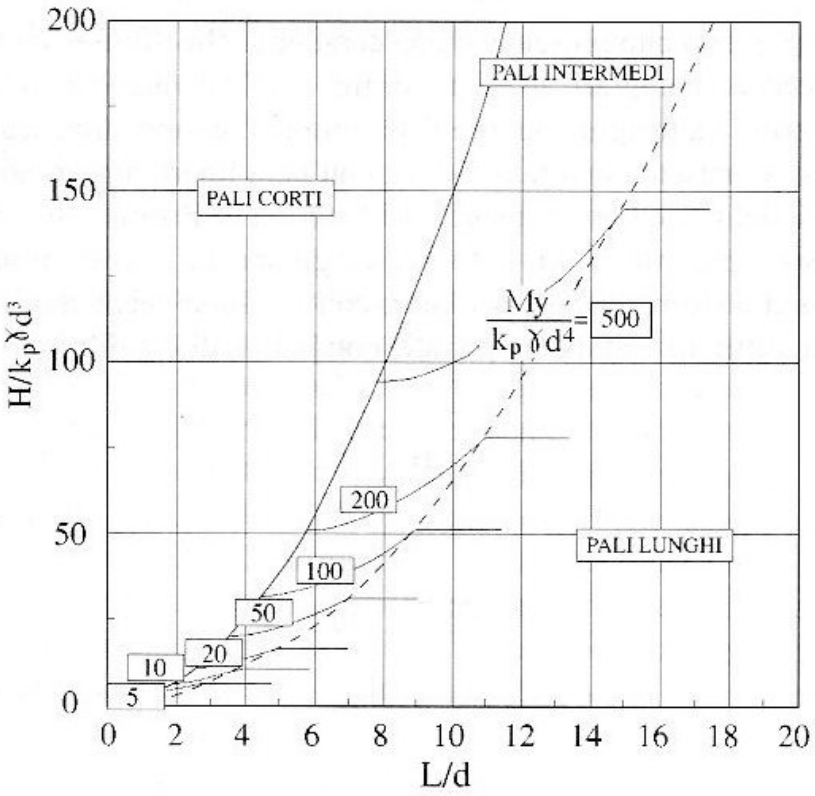


Fig. 13.34. Valore limite di H per pali intermedi, impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti.

Per il palo lungo (fig. 13.33c) il massimo momento lungo il fusto, che si verifica alla profondità f fornita dalla (13.40) , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche, fornisce:

$$\frac{2}{3}Hf = 2M_y$$

dalla quale, ricordando l'espressione (13.40) di f si ottiene:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676\frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2} \qquad (13.47)$$

La (13.47) é posta in diagramma in fig. 13.32 insieme ai corrispondenti valori relativi ai pali liberi di ruotare in testa. Come si vede, H risulta funzione di γ, k_p, d ed M_y. Come al solito per pali lunghi, L non appare esplicitamente, ma deve avere il valore minimo che risulta dalla fig. 13.34 come limite di destra delle curve relative ai pali intermedi.

13.2.6 *Varie*

Il problema di progetto può presentarsi con caratteristiche diverse da quelle esaminate nei precedenti paragrafi; ad esempio (fig. 13.35) il vincolo può trovarsi più in alto del piano di campagna, oppure il terreno può essere stratificato, oppure ancora può essere presente una falda idrica con pelo libero a profondità minore della lunghezza del palo. In tutti questi casi la teoria di Broms resta applicabile, anche se non sono più utilizzabili le formule e gli abachi ricavati in precedenza. La soluzione andrà ricercata caso per caso, con la usuale tecnica di imporre un cinematismo di rottura e soddisfare poi alle condizioni di equilibrio.

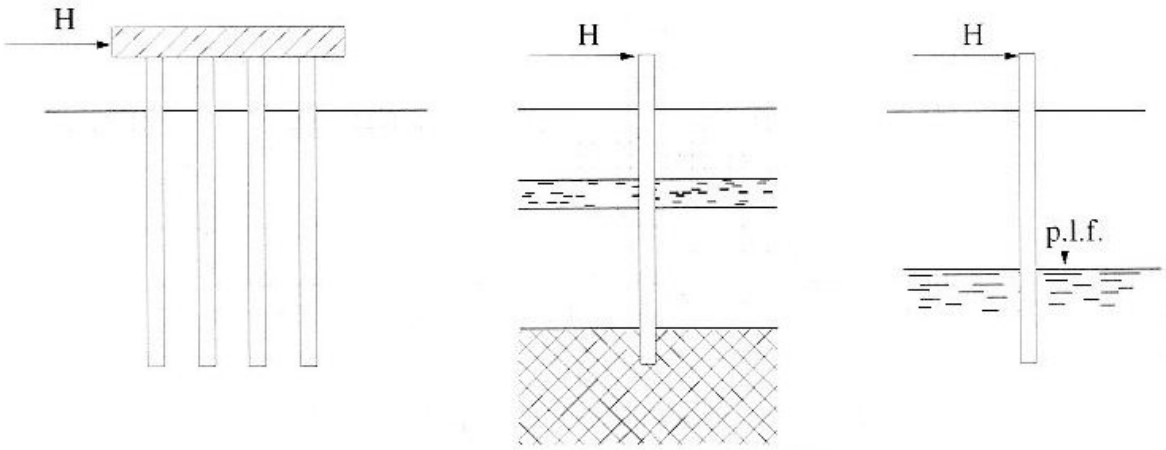


Fig. 13.35. Casi risolubili con la teoria Broms, ma non contemplati fra quelli trattati

Per quanto riguarda il comportamento dei pali in gruppo, il carico limite orizzontale di un gruppo di pali può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; per usare la terminologia già introdotta con riferimento ai carichi verticale, l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali é sempre minore dell'unità.

Sulla base della limitata evidenza sperimentale disponibile sembra che per rapporti fra interasse i e diametro d maggiori di 5 l'efficienza tenda all'unità sia in terreni coesivi, sia in terreni incoerenti. Per valori di i/d pari a 2,5 ÷ 3, quali usualmente si adottano, l'efficienza può scendere fino a 0,5.

Risulta più vantaggioso disporre i pali normalmente alla direzione della forza orizzontale; in altri termini, a parità di numero di pali un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Infine, mentre un singolo palo inclinato resiste meno bene di un palo verticale, l'aggiunta di pali inclinati ad una palificata ne migliora sensibilmente la capacità di resistenza ai carichi orizzontali.

14. ANALISI DELLE FONDAZIONI SU PALI SOTTO I CARICHI DI ESERCIZIO

14.1. *Cedimenti*

14.1.1. *Premessa*

Le considerazioni di carattere generale circa l'analisi dell'interazione fra terreno, fondazione e sovrastruttura, illustrate nel § 8.1 a proposito delle fondazioni dirette, si applicano naturalmente anche alle fondazioni su pali e si intendono qui richiamate. Per quanto riguarda più specificamente le fondazioni su pali, è da ricordare che esse vengono adottate, caso per caso, in dipendenza di un gran numero di fattori; fra questi, in primo luogo la costituzione del sottosuolo, ma anche le caratteristiche ed i requisiti della struttura in elevazione, considerazioni di carattere economico, scelte connesse alla gestione del cantiere e così via. Dal punto di vista dell'analisi progettuale, tuttavia, il ricorso ad una fondazione su pali dipende essenzialmente dalla necessità o di evitare una rottura per carico limite, o di contenere i cedimenti.

Nel primo caso il principale requisito richiesto alla fondazione è appunto un'adeguata resistenza a rottura, mentre al comportamento carico-cedimento viene attribuita minore importanza. Un tipico esempio di questa categoria di problemi è costituito dalle strutture off-shore.

Nella maggior parte dei casi, però, si fa ricorso ad una fondazione su pali in casi nei quali una fondazione diretta sarebbe possibile, ma presenterebbe cedimenti incompatibili con la statica e/o con la funzionalità della struttura in elevazione. Anche in questi casi, una volta fatta la scelta di ricorrere ad una fondazione su pali, il metodo tradizionale di progetto consiste nell'assumere che i carichi esterni si trasmettano integralmente al terreno attraverso i pali, trascurando il contributo della struttura di collegamento (plinto, trave, piastra su pali); i pali stessi vengono poi progettati a rottura, e cioè imponendo un determinato coefficiente di sicurezza rispetto ad una rottura per carico limite. Questo approccio, fra l'altro, é quello prescritto dalla normativa italiana.

Per effetto di queste assunzioni cautelative, ed anche perché i pali generalmente attraversano le stratificazioni superficiali più deformabili per attestarsi su strati profondi meno deformabili, i cedimenti totali e differenziali delle fondazioni su pali sono in genere ridotti e non sono considerati un problema di grande rilievo, tanto che spesso il progetto "geotecnico" si limita alla fase di calcolo a rottura.

Occorre subito osservare che non mancano casi nei quali possono verificarsi cedimenti di notevole entità, anche per fondazioni su pali; ciò avviene particolarmente per opere di notevole estensione in pianta e/o in presenza di stratificazioni

profonde di terreni compressibili. Valga per tutti il classico esempio riportato da Terzaghi e Peck (1948) ed illustrato in fig. 14.1. Occorre poi notare che, da qualche tempo, si va diffondendo un nuovo e diverso approccio al progetto delle fondazioni su pali, nel quale ai pali viene affidato il compito di limitare i cedimenti assoluti e differenziali (Burland *et al.*, 1977); su di esso si tornerà al § 14.3. Per questi motivi vanno assumendo importanza sempre maggiore le metodologie (empiriche, numeriche, analitiche) per la previsione del cedimento delle fondazioni su pali. Vi è poi da considerare il problema dell'interazione terreno-struttura sotto i carichi di esercizio.

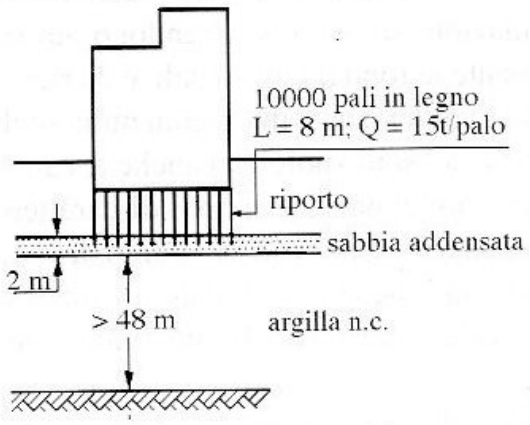


Fig. 14.1. Cedimenti di un edificio fondato su pali

Caratteristica peculiare delle fondazioni su pali è quella di essere, per così dire, intrinsecamente discretizzate. Appare pertanto naturale, nella loro analisi, percorrere il classico itinerario dei metodi numerici iniziando dallo studio del palo singolo e giungendo a quello della palificata considerata come un assemblaggio di pali singoli.

L'esposizione sarà limitata al caso di carichi verticali e pali verticali reagenti solo con sforzi assiali, e cioè ad un caso particolare, ma certo il più frequente nelle pratiche applicazioni. Inoltre, la considerazione di palificate comprendenti pali inclinati e soggette a sistemi di carichi comprendenti componenti orizzontali non aggiunge molto dal punto di vista concettuale a quanto qui esposto, salvo a complicare le procedure di analisi. Il lettore interessato potrà consultare in proposito i trattati di Poulos e Davis (1980) e Scott (1981), la monografia di Banerjee (1978) e, in generale, la letteratura relativa alle costruzioni off shore.

14.1.2. *Palo isolato*

Come si è detto, il punto di partenza naturale per l'analisi del comportamento di una palificata è lo studio del palo singolo o isolato, e cioè la previsione della relazione fra carichi applicati alla sommità del palo e cedimenti che ne conseguono. Tale previsione può essere condotta con metodologie assai varie, che spaziano

dal mero empirismo ad analisi numeriche condotte su modelli più o meno raffinati, da procedure semi empiriche come il metodo delle curve di trasferimento a trattazioni analitiche approssimate.

Converrà tuttavia prendere le mosse da quello che è senza dubbio il metodo più esauriente ed affidabile per la previsione della curva carico-cedimento di un palo, e cioè la sua determinazione sperimentale diretta a mezzo di prove di carico su pali in vera grandezza (v. § 15). Tale metodo, fra l'altro, fa parte della pratica corrente per i pali di piccolo e medio diametro; per i pali di grande diametro presenta costi elevati, ma comunque resta la base dei procedimenti semi empirici ed il termine di paragone delle analisi teoriche.

Un esempio di curva carico-cedimento, ottenuta in una prova di carico su di un palo in vera grandezza, è riportata in fig. 14.2. Essa è caratterizzata, fin dall'inizio, da una evidente non linearità. Questa caratteristica si ritrova per i più svariati tipi di palo nei più diversi terreni, forse con l'unica eccezione dei pali portanti di punta su strati lapidei.

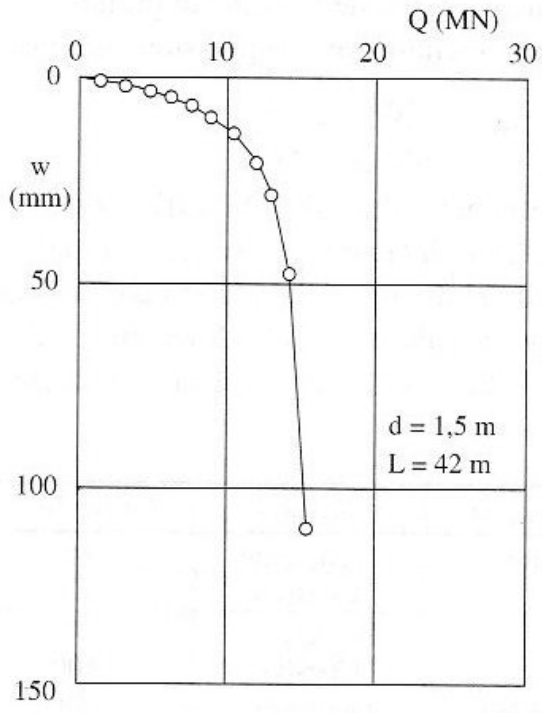


Fig. 14.2. Tipica curva carico cedimento ottenuta da una prova di carico su di un palo in vera grandezza

Il comportamento non lineare anche a ridotti livelli di carico può essere spiegato da due circostanze:

- l'applicazione ad un palo di un carico assiale determina un'elevata concentrazione di sforzi tangenziali in un sottile spessore di terreno attorno al fusto del palo stesso; gli sforzi si attenuano rapidamente allontanandosi dall'interfaccia

palo-terreno. Con semplici considerazioni di equilibrio (Cooke, 1974; Frank, 1974) può essere mostrato che lo sforzo tangenziale τ agente sulle superfici cilindriche coassiali al palo decresce in proporzione inversa della distanza radiale r secondo la relazione: $\tau r = \tau_o r_o$, dove r_o è il raggio del palo e τ_o lo sforzo tangenziale all'interfaccia palo-terreno. A tali elevati livelli locali di tensione corrispondono deformazioni marcatamente non lineari, anche se concentrate in un sottile strato di terreno circostante il palo;

- la resistenza a taglio dell'interfaccia palo-terreno può essere raggiunta, localmente, anche per carichi applicati relativamente ridotti (Burland *et al.*, 1977); di conseguenza anche ad un livello di carico relativamente ridotto possono verificarsi scorrimenti locali.

Per quello che qui interessa, ciò significa che un modello di calcolo di tipo lineare è intrinsecamente incapace di descrivere in modo fedele il comportamento del palo, e che quindi ogni analisi lineare deve essere riferita ad un determinato livello di carico e basata su moduli che assumono il significato di moduli secanti.

Una prima stima assai sommaria dell'ordine di grandezza del cedimento w_s di un palo singolo può essere ottenuta con l'espressione empirica:

$$w_s = \frac{Qd}{\lambda Q_{lim}} = \frac{d}{\lambda FS} \tag{14.1}$$

dove al solito d indica il diametro del palo, Q il carico agente, Q_{lim} il carico limite ed $FS = Q_{lim}/Q$ il coefficiente di sicurezza. Nel caso di pali tronco conici, d rappresenta il valore minimo del diametro del palo in corrispondenza della punta. Il fattore λ dipende dal tipo di palo e dal tipo di terreno; alcuni valori tipici sono elencati nella tabella 14.1. La (14.1), con i valori di λ di tabella 14.1, si applica per valori di FS non minori di 3.

Tipo di palo	Terreno	Valore di λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100
Trivellato pressato	Incoerente	50
	Coesivo	110

Tab. 14.1. Valori di λ (eq. 14.1)

A parte le considerazioni prima illustrate sulla non linearità del comportamento dei pali, espressioni del tipo della (14.1) presuppongono che la relazione carico-cedimento, una volta normalizzata esprimendo il carico in termini di carico limite ed il cedimento in termini di diametro del palo, sia unica per tutti i tipi tecnologici riconducibili a "pali battuti" o "pali trivellati" e simili, e per categorie

di terreno tanto ampie quali "terreni incoerenti" e "terreni coesivi". E' evidente, quindi, che tali espressioni non possono che fornire una sommaria stima dell'ordine di grandezza del cedimento.

Metodo delle curve di trasferimento. Tale metodo, proposto originariamente da Coyle e Reese (1966), utilizza dati empirici ricavati nel corso di prove di carico su pali in vera grandezza o in scala ridotta, opportunamente strumentati per il rilievo dei carichi e degli spostamenti a varie profondità lungo il fusto del palo.

Elaborando opportunamente tali dati, è possibile costruire le curve di trasferimento (note anche in letteratura come curve t - z) (fig. 14.3), che legano la tensione tangenziale τ mobilitata all'interfaccia palo-terreno, ad una generica profondità, allo spostamento relativo fra il palo ed il terreno. La tensione tangenziale τ viene espressa, in genere, come aliquota della resistenza a taglio τ_{lim} del terreno alla profondità considerata.

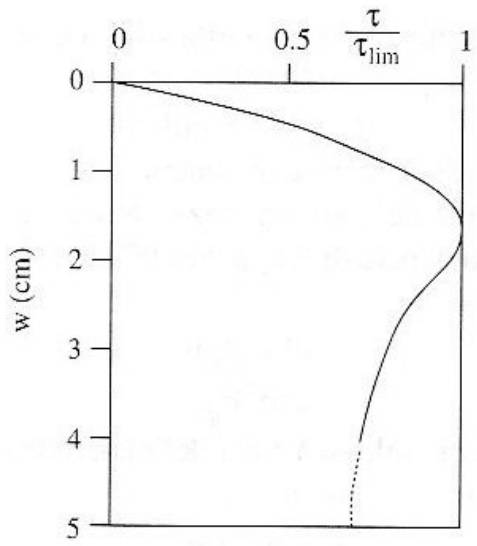


Fig. 14.3. Esempio di curva di trasferimento

In letteratura sono riportati numerosi esempi di curve di trasferimento (Seed, Reese, 1957; Coyle, Reese, 1966; Coyle, Sulayman, 1967; Reese *et al.,* 1969; Randolph, 1986). Note le caratteristiche geometriche ed elastiche del palo, la costituzione del sottosuolo e le proprietà dei terreni, esse consentono di costruire la curva carico-cedimento di un palo con un procedimento numerico per tentativi inverso di quello usato per dedurre dai dati sperimentali la curva di trasferimento.

Il metodo gode di un'ampia diffusione, specie negli Stati Uniti, e può essere considerato tipicamente americano nel senso che è basato su di un'accorta miscela di empirismo ed analisi; esso consente previsioni che tengono conto della non linearità e considera, implicitamente, i fattori tecnologici con tutto il loro peso.

Operativamente, il metodo si articola come segue.

1. Il palo viene suddiviso in un numero n di conci.

2. Si imprime all'estremità inferiore del palo un cedimento w_p.
3. Si calcola lo sforzo alla punta P mobilitato da tale spostamento. Ciò può essere fatto o utilizzando una curva di trasferimento per la punta, oppure assumendo una relazione del tipo:

$$P = \frac{2dE}{1-\nu^2} w_p$$

dove E, ν sono i valori stimati delle costanti elastiche del terreno sottostante la punta del palo.
4. Si assume un valore dello spostamento w_n del punto a mezz'altezza dell'ultimo concio di palo. Nel primo passo di calcolo, si potrà assumere $w_n = w_p$.
5. Con il valore di w_n si entra nell'appropriata curva di trasferimento e, noto il valore della resistenza a taglio del terreno alla profondità in esame, si calcola la tensione tangenziale τ_n mobilitata al contatto; si suppone τ_n costante su tutto il concio.
6. Il carico Q_n agente nel fusto del palo alla sommità del concio n può allora essere così espresso:

$$Q_n = P + \tau_n \pi d l$$

dove $l = L/n$ è la lunghezza di ciascun concio.
7. Lo spostamento verticale del punto a mezz'altezza del concio n, dovuto alla compressione del tratto di palo di lunghezza l/2 ad esso sottostante, può allora essere calcolato come segue:

$$v_n = \frac{(3P + Q_n)l}{2\pi d^2 E_p}$$

dove E_p rappresenta il modulo di Young del materiale costituente il palo.
8. Si calcola allora un nuovo valore di w_n:

$$w'_n = w_p + v_n$$

9. Si paragona w'_n con w_n; se i due valori differiscono di una quantità maggiore di uno scarto prefissato, i passi da 2 a 9 vengono ripetuti.
10. Quando è stata ottenuta la convergenza con la precisione desiderata, si considera il successivo concio (n-1), e così via finché non si perviene ad un valore del carico Q e dello spostamento w per l'estremità superiore del palo.
11. Il procedimento viene quindi ripetuto per differenti valori iniziali dello spostamento alla punta, ottenendo in tal modo una serie di coppie di valori Q, w del carico e del cedimento alla testa del palo. Con questi potrà essere tracciata, per punti, la curva carico-cedimento del palo.

Il metodo si presta ad un'agevole automazione con algoritmi di calcolo numerico, come ad esempio il RATZ (Randolph, 1986).

Al metodo delle curve di trasferimento può essere ricondotto il metodo proposto da Reese e O'Neill (1991) per i pali di grande diametro; come si è visto (§13.15),

questi Autori forniscono curve empiriche normalizzate della mobilitazione della resistenza alla punta e della resistenza laterale con il cedimento e quindi, in sostanza, delle vere e proprie curve di trasferimento per così dire, complessive. Nella stessa filosofia Lizzi (1980, 1981) propone di utilizzare prove di carico su di un palo strumentato di diametro medio o piccolo per la previsione della curva carico-cedimento di un palo di grande diametro della stessa lunghezza negli stessi terreni. Pur se formulata in maniera un po' diversa, la tecnica proposta da Lizzi è sostanzialmente analoga a quella delle curve di trasferimento e trova la sua giustificazione nell'osservazione sperimentale che le curve di mobilitazione della resistenza laterale sono indipendenti dal diametro del palo.

E' appena il caso di notare che l'attendibilità di metodi di questo tipo è fortemente condizionata dall'adeguatezza dei dati sui quali essi sono basati. Se le curve di trasferimento sono state determinate direttamente nel sito in esame e per un palo analogo a quello in progetto, il metodo fornisce ovviamente risultati eccellenti; tuttavia ciò richiederebbe, caso per caso, l'esecuzione di prove delicate e costose su pali strumentati. Se si adottano, invece, curve di trasferimento di letteratura, i risultati possono essere affetti da incertezze.

Il metodo è inoltre intrinsecamente limitato all'analisi del palo singolo, e non consente la modellazione della mutua interazione fra i pali di un gruppo. Tuttavia in proposito è da dire che nulla preclude lo studio del palo singolo con tale metodo, e la sua estensione al gruppo di pali con gli altri metodi di cui si tratterà nel seguito.

Metodo analitico approssimato. Il metodo è dovuto a Randolph e Wroth (1978). Considera il palo immerso in un mezzo elastico, ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo; le due soluzioni vengono poi sovrapposte.

Consideriamo dapprima un palo rigido, che trasmetta il carico al mezzo elastico circostante solo per attrito laterale. Detto τ_o il valore dello sforzo di taglio all'interfaccia fra palo e terreno, ad una distanza r dall'asse del palo, per l'equilibrio, deve aversi un valore della tensione tangenziale τ:

$$\tau = \frac{\tau_o r_o}{r}$$

dove $r_o = d/2$ rappresenta il raggio del palo. La corrispondente deformazione distorsionale vale $\gamma = \tau/G$, dove $G = E/2(1 + \nu)$ rappresenta il modulo di elasticità tangenziale del terreno. Vale anche, in prima approssimazione, la relazione $\gamma = dw/dr$. Da queste due relazioni si ottiene:

$$w(r) = \int_r^{r_m} \frac{\tau_o r_o}{Gr}\,dr = \frac{\tau_o r_o}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right)$$

dove r_m è un raggio massimo al di là del quale non si ha più alcuna deformazione

(distanza di estinzione). Il cedimento w_s all'interfaccia tra palo e terreno ($r = r_o$) vale dunque:

$$w_s = \zeta \frac{\tau_o r_o}{G} \tag{14.2}$$

dove $\zeta = \ln(r_m/r_o)$ é compreso in genere fra 3 e 5.

Il carico totale che agisce sul palo è dato da $S = 2\pi r_o L \tau_o$, e quindi il rapporto fra carico e cedimento, o rigidezza assiale del palo, vale:

$$\frac{S}{w_s} = \frac{2\pi L \overline{G}}{\zeta} \tag{14.3}$$

dove $\overline{G}$ rappresenta il valore medio del modulo di elasticità trasversale fra la superficie e la profondità L.

Il cedimento w_b della base del palo è espresso dalla formula:

$$w_b = \frac{P}{r_b G_b} \frac{1-\nu}{4}$$

dove P è il carico agente alla base, r_b il raggio della base e G_b il modulo di elasticità trasversale del materiale al di sotto della base del palo. Si ha quindi:

$$\frac{P}{w_b} = \frac{4 r_b G_b}{1-\nu} \tag{14.4}$$

Detto $Q = P + S$ il carico totale agente alla testa del palo, e w il relativo cedimento, le (14.3) e (14.4) forniscono:

$$Q = \left(\frac{P}{w_b} + \frac{S}{w_s} \right) w$$

che può anche essere espressa, in forma adimensionale:

$$\frac{Q}{w r_o G_L} = \frac{4 r_b G_b}{(1-\nu) r_o G_L} + \frac{2\pi L \overline{G}}{r_o G_L} \tag{14.5}$$

dove con G_L si è indicato il valore del modulo G alla profondità L.

Randolph e Wroth (1978) hanno mostrato che, tenendo conto della deformabilità del palo (modulo elastico E_p), si ottiene:

$$\frac{Q}{w r_o G_L} = \frac{\frac{4}{1-\nu}\frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho}{\zeta}\frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L}\frac{L}{r_o}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda}\frac{4}{1-\nu}\frac{\eta}{\xi}\frac{\operatorname{tgh}(\mu L)}{\mu L}\frac{L}{r_o}} \tag{14.6}$$

nella quale appaiono i seguenti parametri adimensionali:

$\eta = \dfrac{r_b}{r_o}$ per pali a base allargata;

$\xi = \frac{G_L}{G_b}$ per pali poggianti su di uno strato di elevata rigidezza;

$\rho = \frac{\overline{G}}{G_L}$ per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile;

$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$ rigidezza relativa palo-terreno;

$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)$ $\qquad \mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta\lambda}}\frac{L}{r_o}$

Secondo gli Autori, il parametro ζ può essere espresso come segue:

$$\zeta = \ln\left\{\left[0,25 + (2,5\rho(1-\nu) - 0,25)\xi\right]\frac{L}{r_0}\right\} \qquad (14.7)$$

Metodi di analisi numerica ad elementi di contorno (BEM). Il metodo delle curve di trasferimento, salvo la differenza fra deformazioni assiali e flessionali e la considerazione della non linearità, corrisponde al metodo di Winkler per l'analisi dell'interazione fra una fondazione diretta ed il terreno, nel senso che gli spostamenti del terreno in un punto vengono fatti dipendere solo dalle azioni trasmesse dalla struttura di fondazione al terreno in quel punto. Anche nell'analisi dell'interazione fra un palo ed il terreno è possibile introdurre la continuità del mezzo, con procedimenti di discretizzazione del tipo ad elementi finiti o ad elementi di contorno. Se il terreno viene assimilato ad un continuo elastico lineare, il metodo ad elementi di contorno (BEM, *Boundary Element Method*) risulta particolarmente conveniente.

La prima applicazione pubblicata (Poulos e Davis, 1968) riguardava il caso di un palo isolato rigido, caricato assialmente e semplicemente connesso ad un semispazio omogeneo, isotropo e linearmente elastico. L'analisi era condotta imponendo la congruenza degli spostamenti verticali in un numero finito di punti all'interfaccia palo-terreno e ricorrendo alle espressioni di Mindlin (1936) per calcolare gli spostamenti indotti nel terreno dalle tensioni tangenziali sulla superficie laterale e normali alla punta del palo. In seguito il metodo è stato applicato estensivamente in una serie di studi parametrici, considerando fattori quali la deformabilità del palo, modelli di sottosuolo diversi dal semispazio omogeneo, scorrimenti all'interfaccia palo-terreno. Un'ampia sintesi di questi studi è riportata nel trattato di Poulos e Davis (1980).

I fondamenti del metodo vengono qui brevemente richiamati. Con riferimento alla fig. 14.4, le tensioni tangenziali τ_i all'interfaccia palo-terreno vengono consi-

derate costanti per tratti cilindrici di palo di lunghezza l = L/n. Detti Q_{i-1} e Q_i i valori dello sforzo normale agenti rispettivamente sulle facce superiore ed inferiore del concio i-esimo, l'accorciamento di tale concio vale:

$$\Delta w_i = \frac{4l}{\pi d^2 E_p} \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} \tag{14.8a}$$

L'accorciamento della metà superiore del concio vale

$$\Delta w_i^s = \frac{4l}{\pi d^2 E_p} \frac{3Q_{i-1} + Q_i}{8} \tag{14.8b}$$

e quello della metà inferiore:

$$\Delta w_i^i = \frac{4l}{\pi d^2 E_p} \frac{Q_{i-1} + 3Q_i}{8} \tag{14.8c}$$

Per controllo, la somma delle (14.8b) e (14.8c) restituisce la 14.8a.

Detto w_o lo spostamento verticale della estremità superiore del palo, lo spostamento w_i del punto considerato appartenente al palo e posto nella mezzeria del concio i-esimo potrà esprimersi:

$$w_i = w_0 - \sum_{j=1}^{i} \Delta w_j + \Delta w_i^i \tag{14.8d}$$

o anche:

$$w_i = w_0 - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta w_j - \Delta w_i^s \tag{14.8e}$$

E' facile controllare che le (14.8d) e (14.8e) forniscono entrambe:

$$w_i = w_0 - \frac{2l}{\pi d^2 E_p} \left\{ \sum_{j=1}^{i} \left(Q_{j-1} + Q_j \right) - \frac{Q_{i-1} + 3Q_i}{4} \right\} \tag{14.8}$$

e, alla punta:

$$w_p = w_0 - \frac{2l}{\pi d^2 E_p} \sum_{j=1}^{n} \left(Q_{j-1} + Q_j \right) \tag{14.8'}$$

nelle quali E_p indica il modulo di Young del materiale costituente il palo e lo sforzo normale Q_i sulla faccia inferiore del concio i-esimo si esprime:

$$Q_i = Q_o - \pi d l \sum_{j=1}^{i} \tau_j$$

Sulla base delle formule di Mindlin (1936), lo spostamento indotto in un punto i dalla tensione tangenziale τ_j agente all'interfaccia palo-terreno nel concio j-esimo si esprime:

$$w_{i,j} = \frac{d}{E}\tau_j I_{i,j}$$

dalla quale:
$$w_i = \frac{d}{E}\left(\sum_{j=1}^{n}\tau_j I_{i,j} + I_{i,p}p\right) \tag{14.9}$$

e, per la punta:
$$w_p = \frac{d}{E}\left(\sum_{j=1}^{n}\tau_j I_{p,j} + pI_{p,p}\right) \tag{14.9'}$$

nelle quali E indica il modulo di Young del mezzo elastico con il quale si modella il terreno, I un coefficiente di influenza ottenuto dall'integrazione delle espressioni di Mindlin con ovvio significato dei pedici, p il valore dello sforzo normale alla punta.

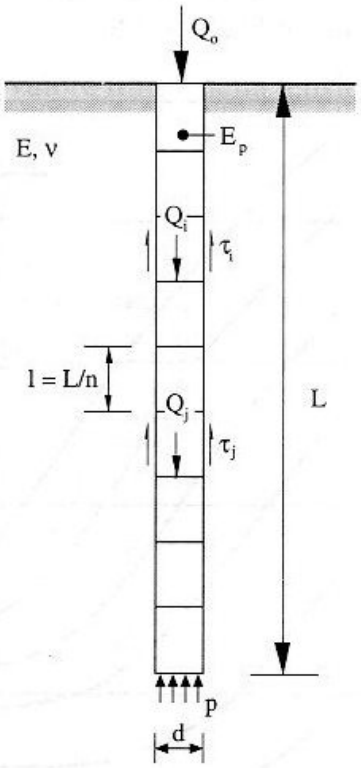


Fig. 14.4. Metodo tipo BEM

La congruenza fra gli spostamenti del palo e quelli del terreno si impone uguagliando fra loro le (14.8) e le (14.9). A queste (n+1) equazioni lineari si può aggiungere un'equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$\frac{\pi d^2}{4}p + \pi dl\sum_{i=1}^{n}\tau_i = Q_0$$

nella quale Q_0 è il carico applicato alla testa del palo. Alle (n+2) equazioni lineari così ottenute fanno riscontro le (n+2) incognite τ_i, p, w_0.

In tutti i casi, il cedimento w_s di un singolo palo isolato sotto l'azione di un carico Q può essere espresso nella forma:

$$w_s = \frac{I_w Q}{EL} = w_1 Q \tag{14.10}$$

nella quale w_1 è la cedevolezza assiale del palo singolo ed I_w è un coefficiente di influenza adimensionale funzione dei parametri L/d, ν, $K = E_p/E$, oltre che del modello di sottosuolo prescelto (semispazio elastico omogeneo; strato elastico di spessore finito H, caratterizzato dal rapporto H/L; mezzo alla Gibson, con modulo linearmente crescente con la profondità; mezzo stratificato etc.). Con ν si è indicato il coefficiente di Poisson del mezzo elastico con il quale si modella il terreno.

A titolo esemplificativo, nella fig. 14.5 sono riportati alcuni risultati relativi al semispazio elastico omogeneo. Una completa casistica, come si è detto, può essere reperita nel trattato di Poulos e Davis (1980).

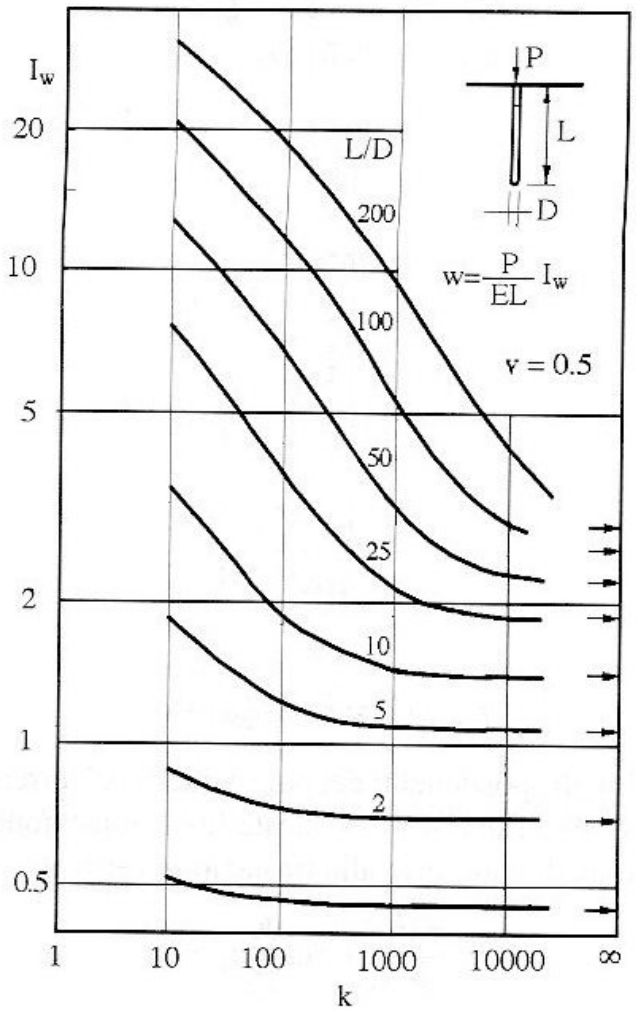


Fig. 14.5. Coefficienti di influenza I_w per il calcolo del cedimento di un palo isolato in un semispazio elastico

A parte l'ampia disponibilità di studi parametrici, il metodo illustrato si presta ad essere formalizzato in algoritmi di calcolo relativamente semplici; in tal modo è possibile, ed anzi relativamente agevole, studiare situazioni di sottosuolo non riconducibili ai semplici casi sopra elencati.

Il pregio principale di questo approccio consiste nella considerazione della continuità del terreno; ciò rende possibile un'analisi razionale, basata su chiari concetti fisici e su parametri ben definiti. Inoltre, come si vedrà in seguito, l'estensione dell'analisi ad un gruppo di pali è agevole.

La maggiore limitazione consiste nell'essere il metodo legato all'ipotesi di linearità; questa limitazione, implicita nel metodo numerico adottato, rende difficile la scelta di appropriati valori delle caratteristiche di deformabilità del terreno e segnatamente del modulo E, che è da intendere come modulo secante relativo al livello di carico considerato. In ogni caso, la non linearità può essere trattata con un'analisi passo passo che simuli lo scorrimento all'interfaccia palo-terreno una volta raggiunto localmente il valore limite della tensione tangenziale. L'influenza del valore del coefficiente ν sulla soluzione è invece molto ridotta.

Suggerimenti sulla scelta di E sono forniti, ad esempio, da Poulos (1977), che giunge alla conclusione che le prove di laboratorio tradizionali forniscono valori di E molto minori di quelli che si deducono da un'analisi a ritroso di prove di carico su pali in vera grandezza. Queste ultime, come è ovvio, sembrano essere il modo più affidabile per dedurre un appropriato valore medio equivalente del modulo; così operando, in sostanza, il metodo stesso acquista un carattere semi empirico di razionale interpretazione della prova di carico, e trova la sua principale utilizzazione nella possibilità di estenderne i risultati a condizioni diverse da quella di prova (pali di diversa geometria; pali in gruppo). Su questi argomenti si tornerà in dettaglio nel § 14.3.

14.1.3. *Pali in gruppo*

Come si è detto, l'analisi dei pali in gruppo può essere considerata l'estensione di quella del palo singolo.

Come vedremo, essa viene condotta modellando il terreno come un continuo linearmente elastico; tuttavia, per quanto riguarda il palo singolo, è possibile utilizzare uno qualsiasi dei metodi riportati nel precedente paragrafo. In tal modo, ad esempio, si potrà studiare il cedimento del palo singolo con una prova di carico oppure con il metodo delle curve di trasferimento, e poi estendere l'analisi al gruppo.

Per introdurre la problematica dei pali in gruppo riferiamoci al caso semplice rappresentato in fig. 14.6, nel quale la piastra di collegamento fra gli n pali è supposta rigida e non in diretto contatto con il terreno ed è caricata da una forza verticale V con eccentricità e_x, e_y rispetto al baricentro della palificata.

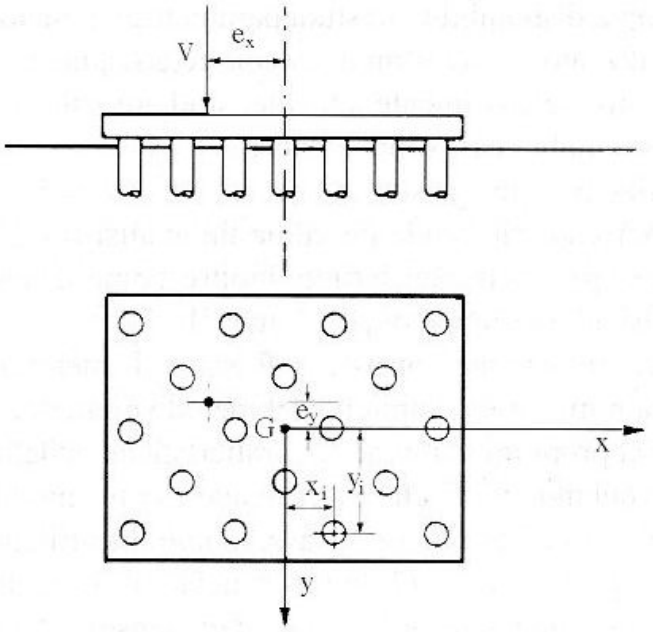


Fig. 14.6. Schema di una palificata

Questo problema viene spesso trattato introducendo l'ipotesi che ciascun palo si comporti come un elemento elastico (un'asta caricata assialmente o una molla), indipendente dagli altri. In questa ipotesi, se i pali costituenti il gruppo sono tutti uguali, il carico Q_i che agisce sul palo i-esimo di coordinate x_i, y_i rispetto al baricentro della palificata vale:

$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{Ve_x}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2} x_i + \frac{Ve_y}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} y_i \qquad (14.11)$$

E' facile rendersi conto che la (14.11) è l'equivalente discreto della formula che esprime la tensione in una sezione pressoinflessa, e rappresenta, per le fondazioni su pali, l'equivalente del metodo di Winkler per le fondazioni dirette. Avendo supposto la piastra rigida, in pratica, siamo ad una versione discreta del metodo del trapezio delle tensioni. Come si è visto per le fondazioni dirette una schematizzazione di questo tipo ha come principale inconveniente non tanto l'ipotesi di linearità, ma piuttosto quella di mutua indipendenza dei pali costituenti il gruppo.

Nella realtà, infatti, gli spostamenti verticali di un palo non dipendono solo dal carico ad esso direttamente applicato, ma anche dai carichi applicati ai pali circostanti, con i quali ogni palo interagisce attraverso il campo di deformazioni indotte nel terreno. Trascurando la considerazione di questo fattore, e cioè adottando la (14.11), si giunge alla previsione di comportamenti in contrasto con l'evidenza sperimentale.

Consideriamo ad esempio il caso di carico verticale e centrato ($e_x = e_y = 0$). In questo caso la (14.6) si riduce a:

$$Q_i = \frac{V}{n}$$

e cioè tutti i pali del gruppo risultano ugualmente caricati; per conseguenza il cedimento del gruppo risulta uguale al cedimento che avrebbe avuto un palo singolo sottoposto al carico $Q = V/n$.

L'esperienza mostra in modo incontrovertibile che ambedue queste conclusioni sono errate. Infatti è ben noto che, per un gruppo di pali collegati da una piastra rigida, i pali posti in posizione periferica sono soggetti a carichi sensibilmente maggiori di quelli centrali (Burland *et al.*, 1977). E' altrettanto noto che un gruppo di pali presenta, a parità di carico medio, un cedimento maggiore di quello di un palo isolato.

L'evidenza sperimentale disponibile su questo argomento verrà presentata nel seguito, proponendo un metodo empirico per la previsione dei cedimenti di una palificata.

Metodo empirico. Il cedimento medio w di una palificata può essere espresso come prodotto del cedimento w_s di un palo isolato a parità di carico medio per un coefficiente di amplificazione R_s dipendente da fattori essenzialmente geometrici come il numero n di pali della palificata, il rapporto s/d fra interasse e diametro dei pali etc.

$$w = w_s R_s \tag{14.12}$$

Il valore di w_s sarà preferibilmente ottenuto da prove di carico su pali in vera grandezza, ma potrà anche essere stimato con i metodi illustrati al § 14.1.2. Espressioni di questo tipo sono state suggerite fra gli altri da Skempton *et al.* (1953), Meyerhof (1959), Vesic (1968); Viggiani (1973) ne discute il significato ed i limiti.

Recentemente si è fatto uso del parametro $R_g = R_s/n$ (coefficiente di riduzione del gruppo). R_g ha il significato di rapporto fra il cedimento del gruppo ed il cedimento che avrebbe un palo singolo assoggettato al carico totale del gruppo e che conservasse fino a tale carico un comportamento lineare. Si può mostrare che $1/n \leq R_g \leq 1$.

Randolph e Clancy (1993) e Mandolini (1994a) hanno mostrato, sulla base dei dati disponibili, che è possibile individuare una ben precisa correlazione fra R_g ed il parametro:

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}} \tag{14.13}$$

Mandolini *et al.* (1997) hanno analizzato i dati relativi a 43 palificate in vera

grandezza, comprendenti terreni e pali di varia natura e configurazioni geometriche parimenti assai varie ($4 \leq n \leq 6500$; $1{,}8 \leq s/d \leq 7$; $15 \leq L/d \leq 125$), e per le quali era disponibile una sufficiente documentazione (prove di carico su palo singolo, rilievi dei cedimenti). In aggiunta, hanno preso in esame i risultati di 12 palificate modello di grandi dimensioni, realizzate in sito, e di 79 modelli in piccola scala realizzati in laboratorio. I valori sperimentali di R_g relativi alle palificate in vera grandezza risultano inviluppati dall'espressione (fig. 14.7):

$$R_{g,max} = \frac{0{,}5}{R} + \frac{0{,}13}{R^2} \tag{14.14}$$

La (14.14) può essere utilizzata per valutare, noto il cedimento del palo singolo, il massimo cedimento atteso per la palificata.

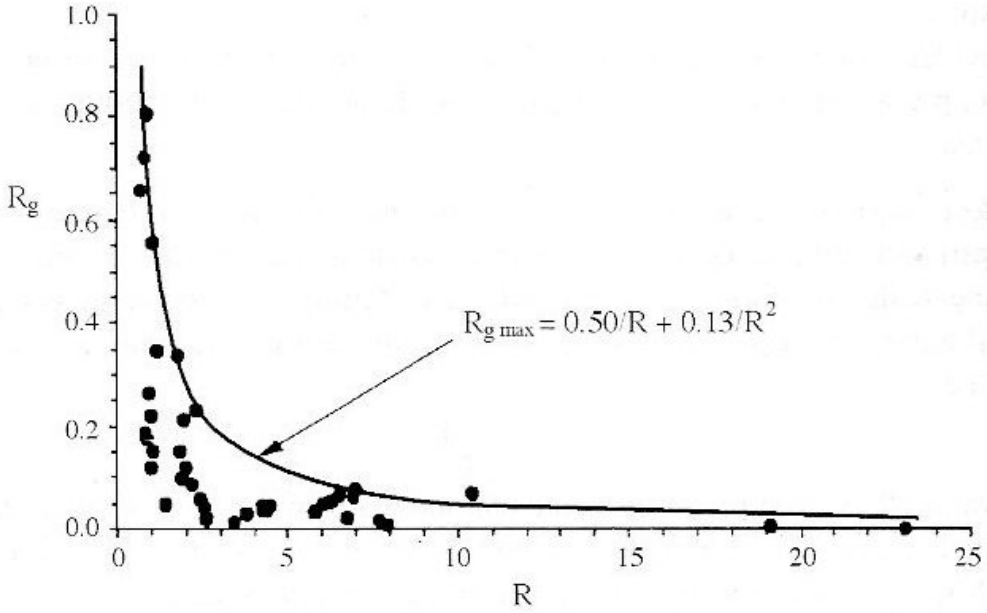


Fig. 14.7. Dati empirici circa il cedimento di fondazioni su pali

Se si desidera invece stimare il valore più probabile del cedimento medio, si potrà utilizzare l'espressione:

$$w = nR_g w_s = 0{,}3nw_s R^{-1{,}2} \tag{14.15}$$

Alcuni degli stessi dati (23 su 42) sono utilizzabili per una stima del cedimento differenziale. A tal fine si definisce:

$$R_{ds} = \frac{\Delta w}{w}$$

nella quale Δw rappresenta il massimo cedimento differenziale; si può allora tracciare un inviluppo dei dati sperimentali, analogo alla (14.14), che risulta espresso dalla formula:

$$R_{ds,max} = 0,36R^{0,32} \tag{14.16}$$

Le (14.14), (14.15), (14.16) consentono immediate valutazioni di prima approssimazione dei cedimenti assoluti e differenziali di una palificata, una volta noto il cedimento di un palo singolo a parità di carico medio.

Metodi delle equivalenze. I metodi delle equivalenze assimilano la fondazione su pali, ai fini del calcolo del cedimento, ad una fondazione diretta equivalente (piastra equivalente) o ad un unico elemento di fondazione profonda (palo equivalente). Ambedue i metodi, ed in particolare il primo che è anche il più antico, hanno avuto varie formulazioni; qui di seguito se ne riportano gli aspetti essenziali.

Il metodo della piastra equivalente consiste, come si è detto, nell'assimilare la fondazione su pali ad una piastra equivalente, disposta ad una certa profondità. Il cedimento della palificata viene posto uguale a quello della piastra equivalente, calcolato applicando i classici metodi della geotecnica, più l'accorciamento elastico dei pali per il tratto dalla sommità fino alla profondità della piastra. Suggerimenti per la scelta della fondazione equivalente sono contenuti in trattati e manuali (ad esempio, Tomlinson, 1987, 1995) e sono stati recentemente ripresi e discussi da Van Impe (1991) e Randolph (1994).

I criteri suggeriti da Tomlinson (1987) sono riportati nella fig. 14.8. Per il calcolo, potranno applicarsi i classici metodi illustrati nel § 8.

Il metodo del palo equivalente è stato suggerito da Poulos e Davis (1980) e consiste nel sostituire il gruppo di pali ed il terreno interposto con un unico palo equivalente; quest'ultimo può essere scelto con lo stesso ingombro in pianta del gruppo reale e con una lunghezza equivalente L_e, oppure con la stessa lunghezza del gruppo reale e con un diametro equivalente d_e. Randolph (1994) suggerisce di adottare quest'ultimo criterio, ponendo:

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_g} = 1,13\sqrt{A_g}$$

nella quale A_g rappresenta l'area del gruppo di pali in pianta. Il modulo E_{eq} del palo equivalente potrà essere assunto pari a:

$$E_{eq} = E + \left(E_p - E\right)\frac{A_p}{A_g}$$

dove, al solito, E_p rappresenta il modulo di Young del palo; E quello medio del mezzo elastico con il quale si schematizza il terreno attraversato dai pali; A_p l'area occupata dalla sezione dei pali.

Il cedimento del palo equivalente viene poi valutato utilizzando i metodi presentati al § 14.1.2.

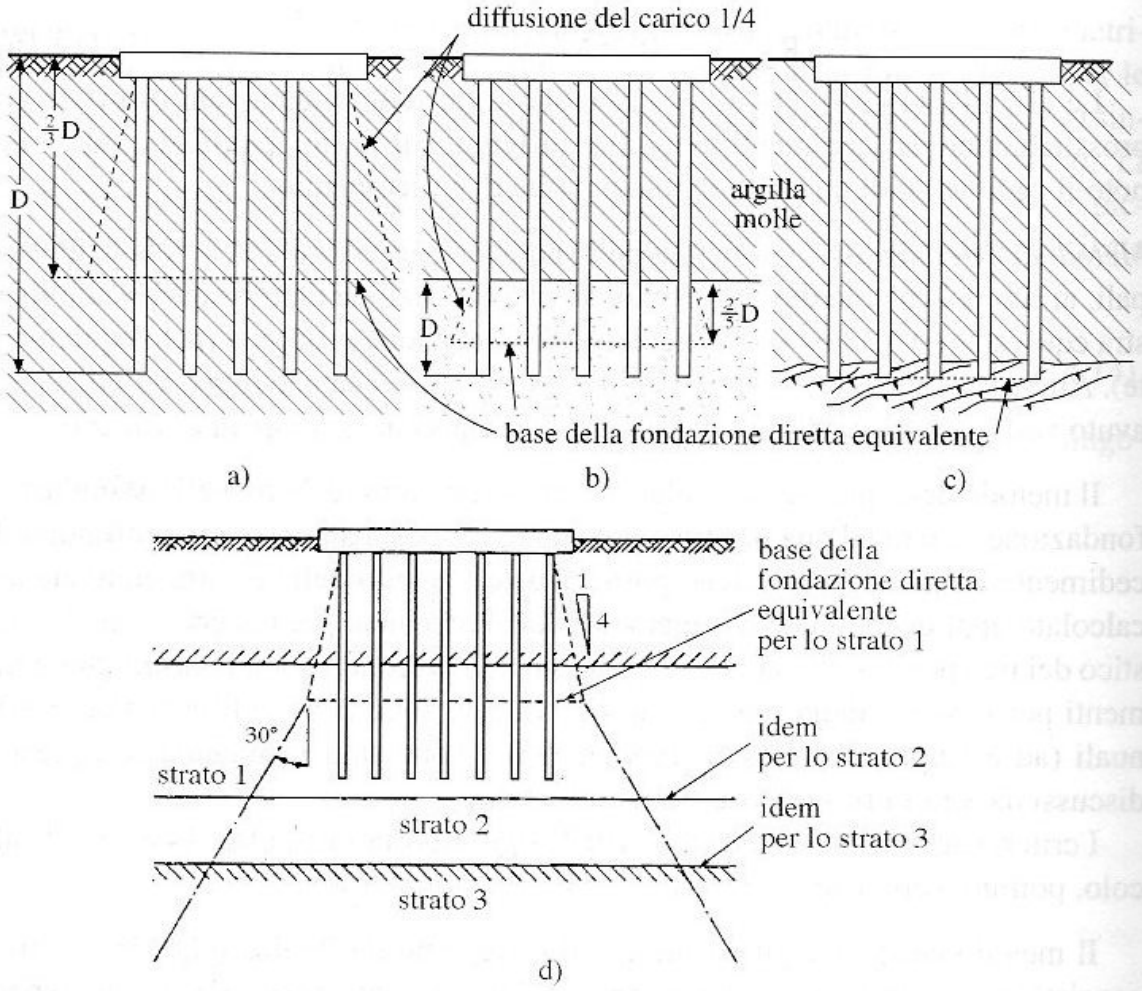


Fig. 14.8. Criteri per la scelta della piastra equivalente (Tomlinson, 1981); a) pali sospesi; b) pali che penetrano in uno strato di terreni granulari addensati; c) palificata a castello; d) palificata in terreni stratificati

L'intuizione sembra suggerire che il metodo della piastra equivalente sia più appropriato per palificate di grandi dimensioni, o meglio per palificate nelle quali le dimensioni in pianta siano maggiori della lunghezza dei pali, mentre il metodo del palo equivalente sia più adatto per piccoli gruppi, o meglio per gruppi nei quali la lunghezza dei pali sia maggiore delle dimensioni in pianta. In effetti Randolph (1994) suggerisce di far dipendere la scelta dell'uno o dell'altro metodo dal valore del parametro R (eq. 14.8); per $R \geq 4$ il metodo della piastra equivalente appare più appropriato, mentre per $R \leq 2$ sembra più logico adottare il metodo del palo equivalente. Per valori di R intermedi si dovrà valutare caso per caso.

Infine, è da osservare che, almeno in linea di principio, il metodo della piastra equivalente consente di calcolare non solo il cedimento medio, ma anche quello differenziale.

Ambedue i metodi delle equivalenze sono alquanto soggettivi, potendo essere applicati con criteri diversi per adattarli alle specifiche condizioni del caso in esame; essi dipendono quindi in modo assai marcato dal giudizio del progettista.

Metodo dei coefficienti di interazione. Il metodo degli elementi di contorno (BEM) consente agevolmente la modellazione di un gruppo di pali. Basta infatti discretizzare ciascuno dei pali come visto al § 14.1.2 per il palo singolo, ed imporre l'equilibrio globale e la congruenza degli spostamenti, considerando le interazioni mutue di tutti gli elementi appartenenti a tutti i pali. Equazioni dello stesso tipo possono essere scritte per modellare il comportamento della struttura di collegamento, ricorrendo per essa ad una formulazione alle differenze finite o agli elementi finiti. In pratica, però, l'onere computazionale necessario per eseguire l'analisi descritta diviene eccessivo per una qualsiasi fondazione nella quale il numero dei pali superi qualche decina, soprattutto se si vuole simulare un comportamento non lineare con una soluzione incrementale. Uno dei metodi per superare tale difficoltà è quello di far ricorso al concetto di coefficienti di interazione.

Se si analizza con il metodo BEM il particolare gruppo formato da una coppia di due pali i, j, soggetti rispettivamente ai carichi Q_i e Q_j, il cedimento di uno di essi può essere espresso nella seguente forma:

$$w_i = w_{1,i}\left(Q_i\alpha_{ii} + Q_j\alpha_{ij}\right)$$

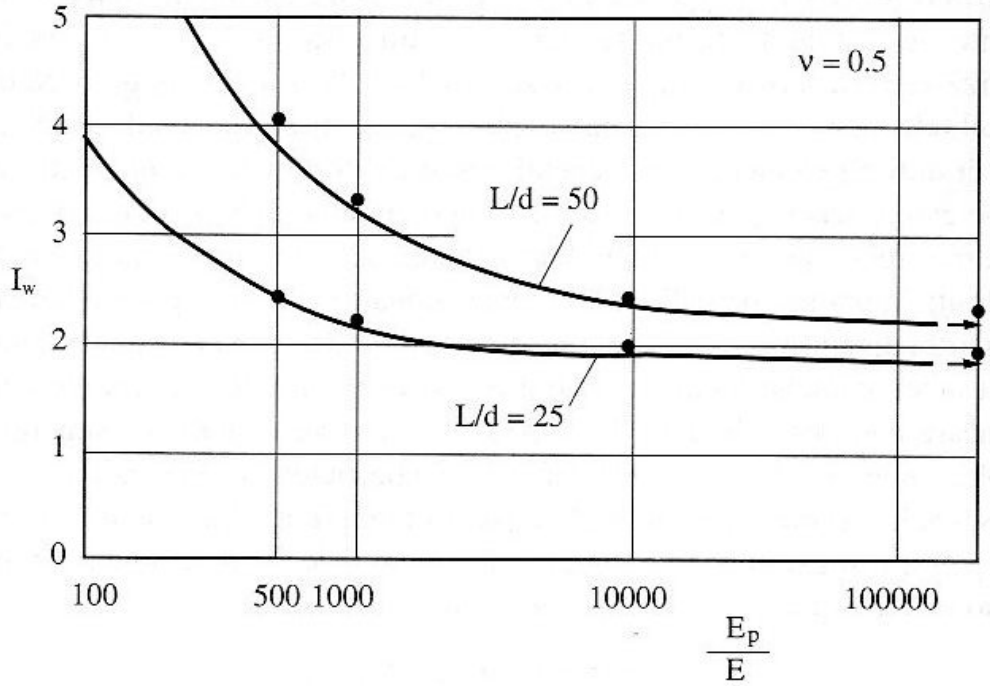
nella quale $\alpha_{ii} = 1$ ed α_{ij} è detto coefficiente di interazione fra i pali i e j, e risulta funzione delle stesse grandezze delle quali è funzione I_w (eq. 14.10), oltre che del rapporto s/d fra interasse e diametro dei pali. Per s/d tendente a zero, α_{ij} tende all'unità; per s/d tendente ad infinito, α_{ij} tende a zero. Valori numerici del coefficiente di interazione possono essere ottenuti con il BEM per qualsiasi modello di sottosuolo (Poulos, 1968; Banerjee e Driscoll, 1978; Caputo e Viggiani, 1985; Bilotta *et al.*, 1991). Randolph e Wroth (1979) hanno anche fornito espressioni analitiche approssimate dei coefficienti di interazione. Spesso si postula l'esistenza di una distanza di estinzione r_m, nel senso che si assume $\alpha_{ij} = 0$ per $s_{ij} \geq r_m$.

Secondo Randolph e Wroth (1978), ad esempio, il valore di r_m può essere ottenuto dalla eq. (14.7).

Alcuni esempi di valori del coefficiente di interazione sono riportati nelle figure da 14.9 a 14.12.

Nel metodo dei coefficienti di interazione questi ultimi vengono utilizzati per simulare l'influenza di un intero palo su di un altro palo, supponendo che l'interazione stessa non venga modificata dalla presenza degli altri pali, e quindi che sia possibile continuare ad adottare i coefficienti di interazione ricavati per la coppia di pali. In effetti, questa ipotesi di "sovrapponibilità" dei coefficienti di interazione equivale a trascurare, nell'analisi di ciascuna coppia i, j, l'effetto irri-

gidente della presenza degli altri pali; l'interazione viene quindi sopravvalutata. In ogni caso, l'errore conseguente a tale ipotesi è ridotto; si veda, in proposito, la tabella 14.2.



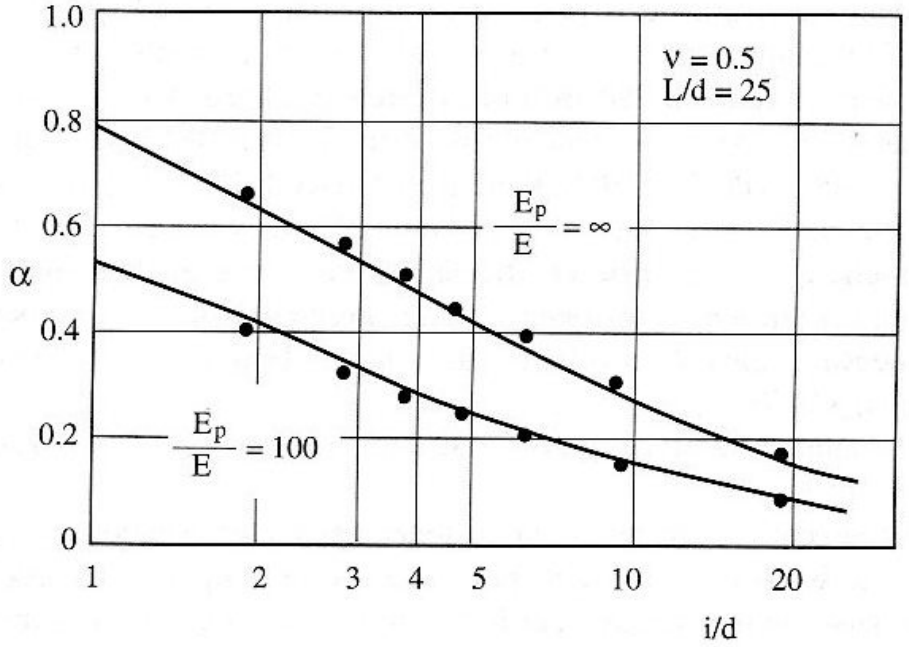
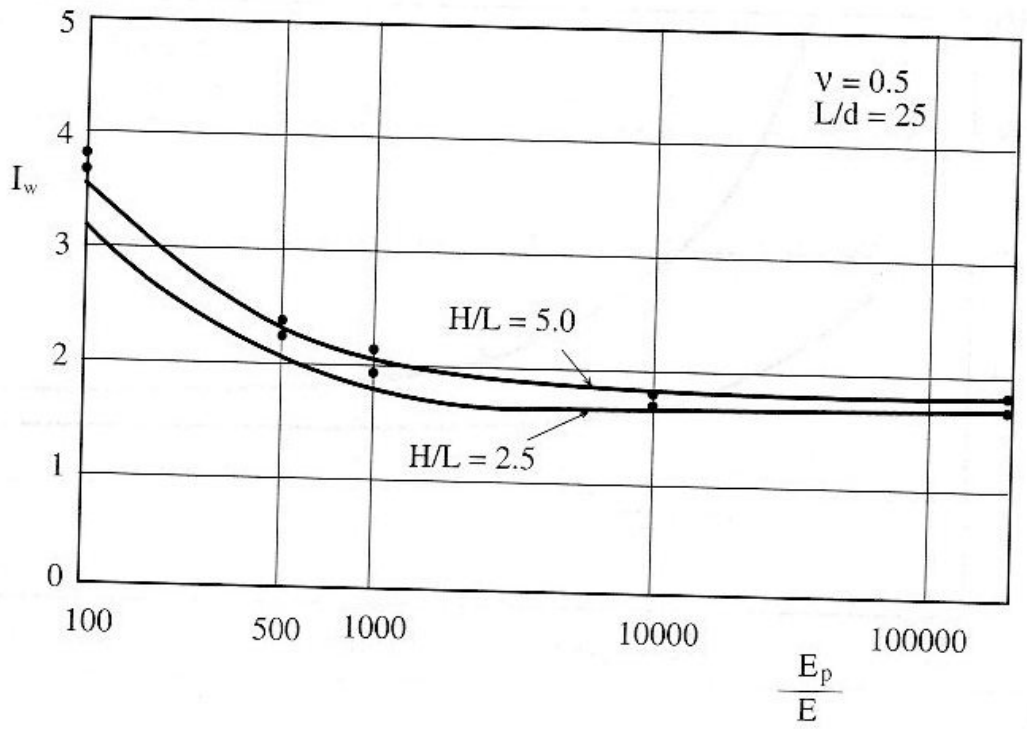


Fig. 14.9. Coefficienti di influenza I_w e α per un semispazio elastico omogeneo. Le linee continue sono state ottenute da Poulos, Davis (1980); i punti con soluzioni numeriche ottenute con un algoritmo semplificato



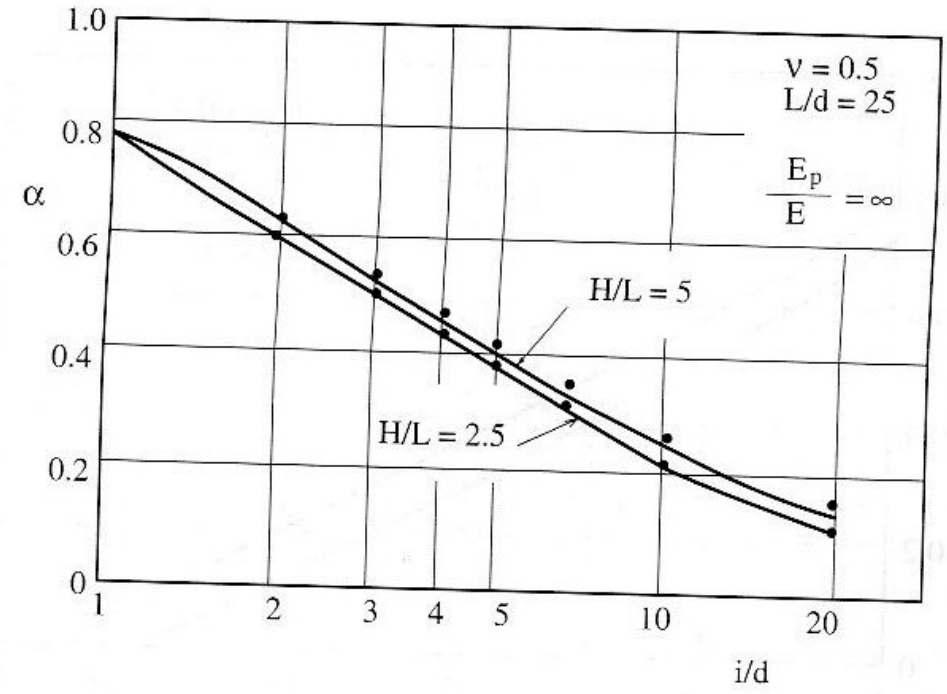
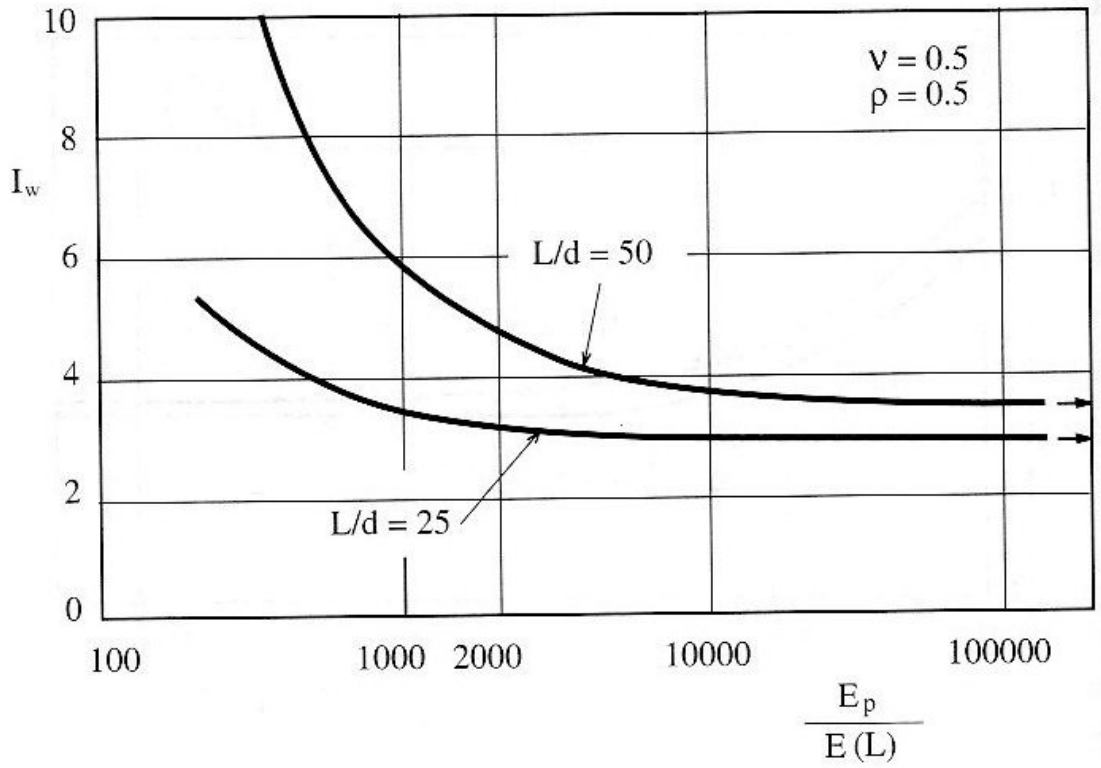


Fig. 14.10. Coefficienti di influenza I_w e α per uno strato elastico di spessore finito H poggiante su di un substrato rigido. Le linee continue sono state ottenute da Poulos, Davis (1980); i punti con soluzioni numeriche ottenute con un algoritmo semplificato



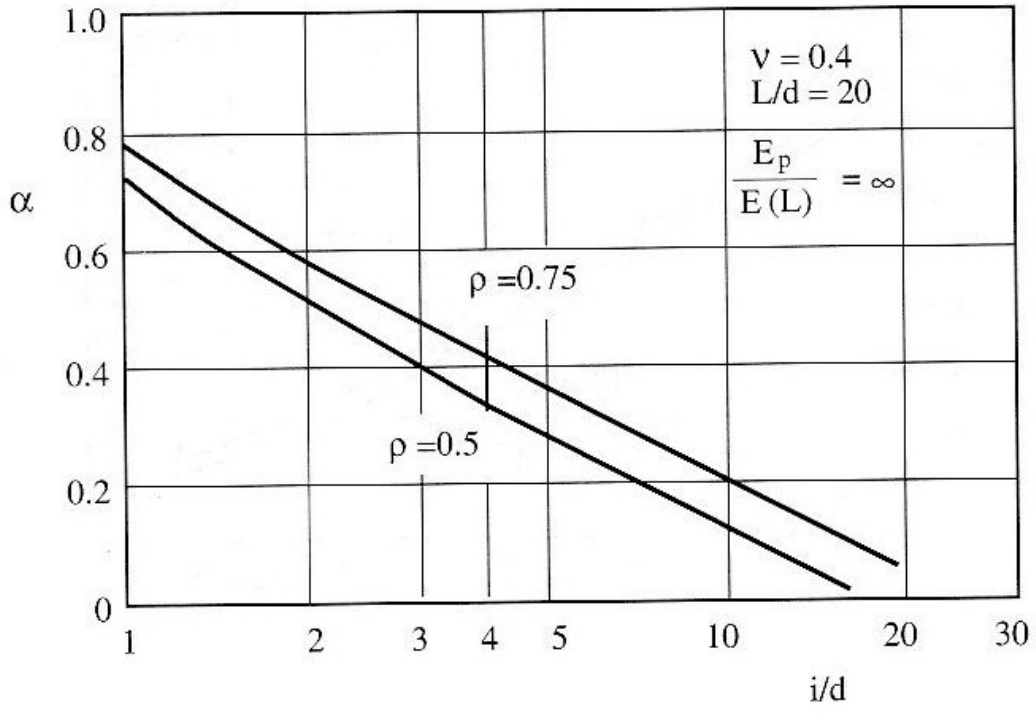


Fig. 14.11. Coefficienti di influenza I_w e α per un mezzo alla Gibson. Il parametro ρ rappresenta il rapporto tra i valori di E alle profondità di L/2 ed L (Randolph, Wroth, 1979)

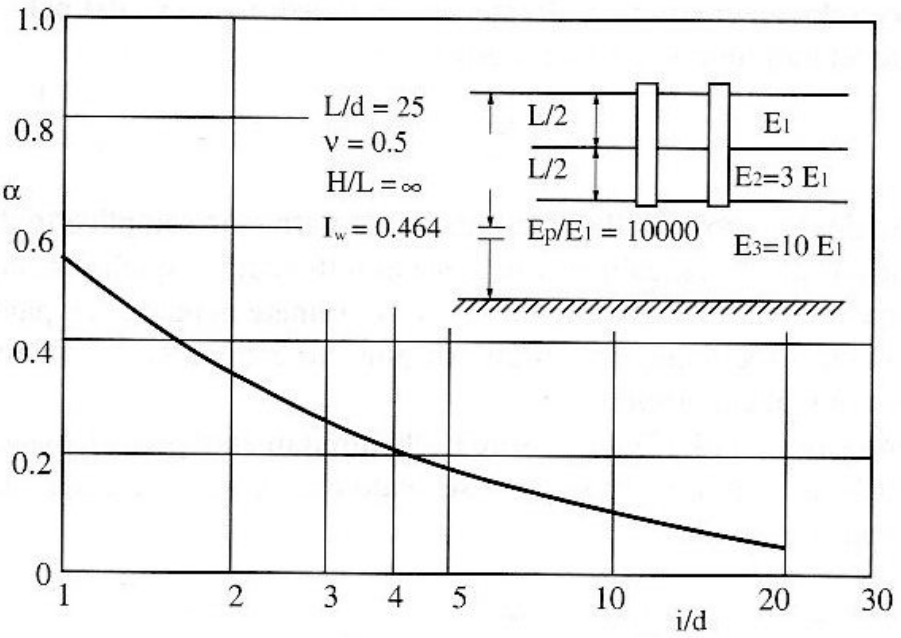


Fig. 14.12. Coefficienti di influenza I_w e α per un mezzo stratificato

Valori di R_g				
Tipo di gruppo	2x2	3x3	4x4	5x5
Poulos	0,672	0,541	0,460	0,403
Butterfield e B.	0,665	0,550	0,456	0,396

Carico sui pali			
Tipo di gruppo	Palo	Q/Q_{medio}	
		Poulos	Butterfield e Banerjee
3x3	1	1,52	1,51
	2	0,74	0,75
	3	-0,05	-0,06
4x4	1	2,02	2,02
	2	0,96	0,96
	3	0,05	0,04
5x5	1	2,58	2,52
	2	1,18	1,19
	3	1,16	1,16
	4	0,01	0,05
	5	0,01	0,11
	6	0,19	0,10

Tab. 14.2. Confronto fra soluzioni ottenute con il metodo dei coefficienti di interazione (Poulos, 1968) e con analisi BEM rigorosa (Butterfield e Banerjee, 1971)

Con il metodo dei coefficienti di interazione il cedimento w_i del palo i-esimo appartenente ad un gruppo di n pali si esprime:

$$w_i = \sum_{j=1}^{n} w_{1,i} Q_j \alpha_{ij} \tag{14.17}$$

Lo studio del gruppo di pali si presenta particolarmente semplice in due casi: quello di carico noto (eventualmente uguale per tutti i pali), e quello di cedimento noto (costante, o linearmente variabile con le coordinate in pianta del palo). I due casi si associano rispettivamente ad una struttura di collegamento infinitamente flessibile o infinitamente rigida.

Nel primo caso la (14.17) può essere usata direttamente per calcolare il cedimento di qualsiasi palo nel gruppo; nel secondo caso essa deve essere associata alle condizioni di equilibrio:

$$\sum_{i=1}^{n} Q_i = V \qquad \sum_{i=1}^{n} Q_i x_i = V e_x \qquad \sum_{i=1}^{n} Q_i y_i = V e_y \tag{14.18}$$

ed alle condizioni di congruenza:

$$w_i = w_1 \sum_{j=1}^{n} Q_j \alpha_{ij} = w_o + \alpha_x y_i + \alpha_y x_i \tag{14.19}$$

nella quale w_o, α_x ed α_y definiscono il moto rigido della piastra. Le (14.18) e (14.19) costituiscono un sistema di (n+3) equazioni lineari nelle (n+3) incognite Q_i, w_o, α_x ed α_y.

Nei casi in cui la struttura di collegamento sia dotata di rigidezza finita, le sue deformazioni devono essere esplicitamente considerate; ciò non comporta particolari difficoltà concettuali, ma un notevole aggravio computazionale.

Poulos (1968) ha mostrato che, in termini di cedimento, lo studio dei due casi limite precedentemente illustrati (gruppo di pali egualmente caricati e gruppo collegato superiormente da una struttura rigida) conduce a risultati poco diversi. Nella maggior parte delle pratiche applicazioni, quindi, basterà considerare noto il carico agente sui pali (determinandolo per aree di influenza), e calcolare il cedimento con la (14.17) per un palo rappresentativo, scelto in posizione intermedia fra il centro ed il bordo del gruppo. L'analogia con quanto si fa per le fondazioni dirette e con il concetto di punto caratteristico è evidente.

14.1.4. *Programma* GRUPPALO

Il gruppo di ricerca sui pali di fondazione del Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) dell'Università di Napoli Federico II ha sviluppato alcuni metodi di analisi delle fondazioni su pali. Essi non presentano caratteristiche sostanzialmente innovative rispetto a numerosi altri programmi presentati sulla letteratura ed anche disponibili su base commerciale; tuttavia nel loro sviluppo è stato curato

l'equilibrio fra considerazione dei fattori più importanti e riduzione dell'onere computazionale e, soprattutto, è stata dedicata particolare attenzione ad una realistica modellazione del sottosuolo. In tabella 14.3 sono elencati alcuni fra i più noti programmi per l'analisi delle fondazioni su pali.

GRUPPI DI PALI			
PGROUP	Banerjee & Driscoll (1976)	BEM con analisi completa del continuo lineare elastico	Semispazio elastico
PILGPI	O'Neill et al. (1977)	Metodo ibrido non lineare (curve di trasferimento + Mindlin)	Stratificato
DEFPIG	Poulos (1980)	Metodo lineare ai coefficienti di interazione (BEM semplificato per il palo singolo e per l'interazione fra pali)	Stratificato
	Chow (1986)	Metodo ibrido non lineare (curve di trasferimento + Mindlin)	Stratificato
PIGLET	Randolph (1987)	Metodo lineare ai coefficienti di interazione (soluzioni analitiche approssimate per il palo singolo e per l'interazione fra pali)	Gibson
GRUPPALO	Mandolini (1994)	Metodo non lineare ai coefficienti di interazione (BEM semplificato per il palo singolo e per l'interazione fra pali; distanza di estinzione)	Stratificato
MAP	Guiducci (1997)	Metodo non lineare ai coefficienti di interazione	Doppio strato o Gibson
PIASTRE SU PALI			
PGRAFT	Kuwabara (1989)	Piastra rigida + BEM	Semispazio elastico
HYPR	Clancy (1993)	Piastra FEM + metodo ibrido non lineare (curve di trasferimento + Mindlin)	Strato elastico
GARP	Poulos (1994)	Piastra FDM + metodo non lineare (cut-off) ai coefficienti di interazione	Stratificato
NAPRA	Russo (1996)	Piastra FEM + metodo non lineare ai coefficienti di interazione (BEM semplificato per il palo singolo e l'interazione fra pali; distanza di estinzione)	Stratificato

Tab. 14.3. Algoritmi per l'analisi di gruppi di pali e piastre su pali

Il programma GRUPPALO (Mandolini, 1994a; Mandolini & Viggiani, 1997) è

stato concepito per la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali delle palificate di fondazione. Esso appartiene ai metodi dei coefficienti di interazione, ed è caratterizzato dalle seguenti semplificazioni:

- piastra di collegamento dei pali non a diretto contatto con il terreno, e quindi carico esterno trasmesso integralmente al terreno attraverso i pali. In effetti è stato mostrato sia a livello sperimentale (Cooke *et al.*, 1980), sia a livello teorico (Butterfield & Banerjee, 1971) che la considerazione del contatto piastra-terreno non modifica significativamente il valore del cedimento, anche per percentuali di carico trasmesse dalla piastra relativamente elevate (fino al 50%). Ovviamente se l' obiettivo dell'analisi è invece lo stato di sollecitazione nella piastra e la distribuzione del carico fra piastra e pali e fra i pali, il contatto piastra-terreno non può essere trascurato;
- piastra perfettamente rigida, o completamente flessibile (nel qual caso il carico agente su ciascun palo è noto), in modo da evitare le difficoltà connesse con la valutazione della rigidezza del complesso fondazione-sovrastruttura;
- sottosuolo modellato come una sequenza di stratificazioni orizzontali di materiali elastici con diverse caratteristiche;
- ricorso al metodo dei coefficienti di interazione per simulare l' influenza di un intero palo su di un altro palo;
- considerazione di una distanza di estinzione r_m, per la quale viene adottata l'espressione (14.7). Se il palo appartiene ad un gruppo, come nel nostro caso, r_m viene incrementato di un termine r_g, la cui espressione è suggerita da Randolph & Wroth (1979) per un gruppo quadrato ed estesa da Mandolini (1994b) a gruppi di forma qualsiasi;
- la non linearità è simulata con un'analisi incrementale, seguendo i suggerimenti di Caputo & Viggiani (1984), secondo i quali essa è concentrata all'interfaccia palo-terreno, mentre l'interazione fra diversi elementi (palo-palo, palo-piastra, piastra-terreno) può essere ritenuta lineare senza grande errore. Ne segue che, in un'analisi incrementale svolta con il metodo dei coefficienti di influenza, tutti i coefficienti α_{ij} ($i \neq j$) sono mantenuti costanti, mentre i coefficienti sulla diagonale principale della matrice vengono aggiornati ad ogni incremento di carico secondo l'espressione:

$$\alpha_{ii} = \frac{1}{\left(1 - \frac{Q_i}{Q_{lim}}\right)^2} \qquad (14.20)$$

che corrisponde ad una relazione di tipo iperbolico fra carico e cedimento. Nella (14.20) Q_{lim} indica il carico limite del singolo palo. Si può mostrare che questa procedura corrisponde al suggerimento di Randolph (1994) di stimare il cedimento di un gruppo di pali amplificando la sola componente elastica lineare

del cedimento del palo singolo, aggiungendo poi la componente non lineare senza amplificarla. La stessa procedura è suggerita da El-Mossallamy & Franke (1997). Alcuni dati sperimentali a sostegno di questa assunzione sono riportati nella fig. 14.13.

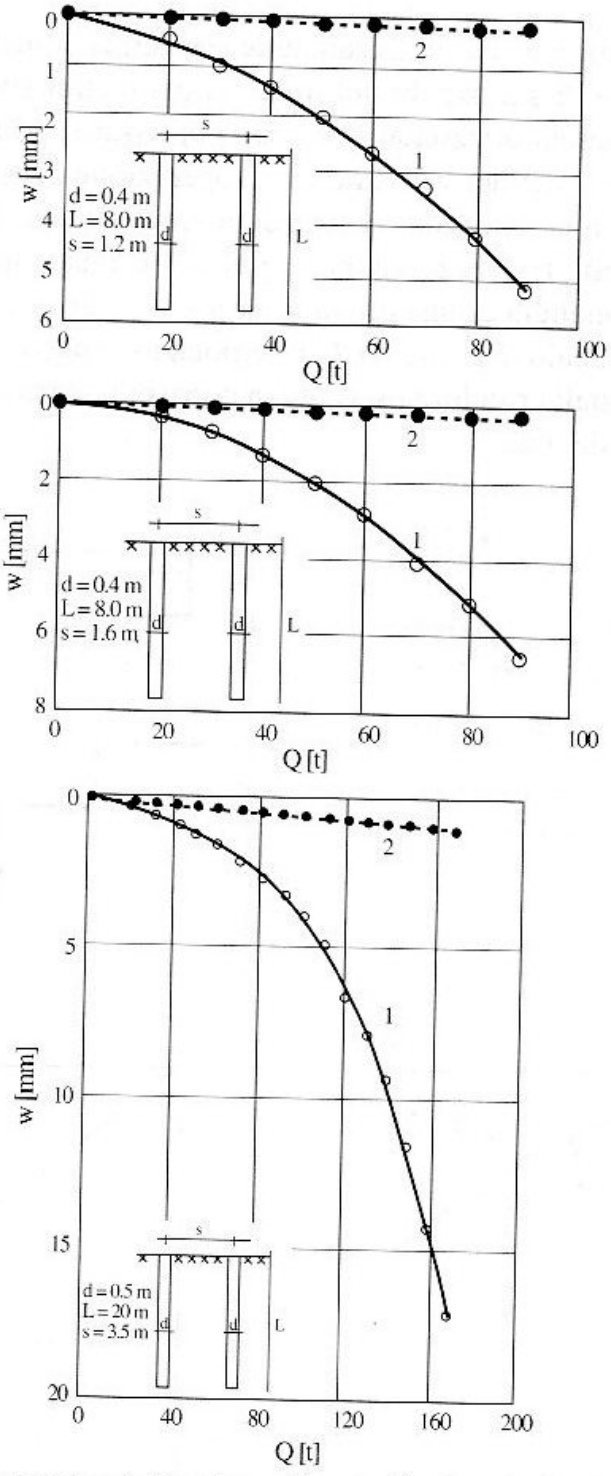


Fig. 14.13. Curve sperimentali carico-cedimento di pali caricati assialmente (1) e di pali adiacenti scarichi (2) (Caputo, Viggiani, 1984)

Allo scopo di ridurre il margine di soggettività insito nella modellazione del sottosuolo e nella stima delle proprietà dei terreni, è stata messa a punto una procedura standardizzata di implementazione dell'analisi, che utilizza i risultati di ogni tipo di indagine disponibile caso per caso oltre ai risultati di prove di carico su palo singolo.

Il primo passo consiste nell'utilizzare tutte le informazioni disponibili per giungere ad un modello di sottosuolo nel quale la geometria sia ricondotta ad uno schema di stratificazioni orizzontali. Occorre poi fissare non i valori assoluti, ma i rapporti fra le rigidezze dei vari strati; tale operazione è relativamente agevole sulla base di prove di laboratorio, o anche di prove in sito quali CPT, SPT o DMT. I valori assoluti delle rigidezze vengono poi determinati interpolando la curva carico-cedimento ottenuta da una prova di carico su di un palo singolo con i risultati di un'analisi del palo (fig. 14.14). L' interpolazione può far uso della rigidezza tangente iniziale o della rigidezza secante in corrispondenza del valore medio del carico di esercizio del palo.

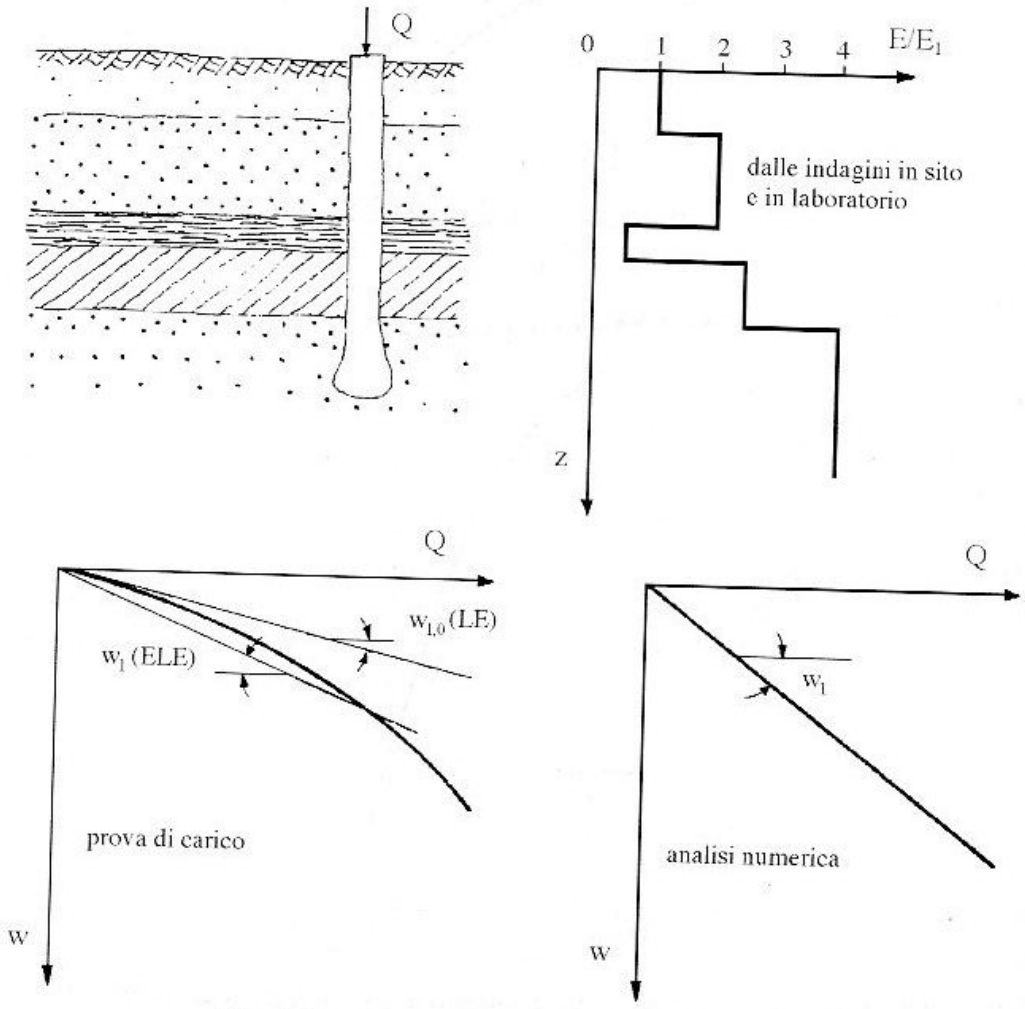


Fig. 14.14. Procedura di modellazione del sottosuolo

Una volta sviluppato il modello di sottosuolo e stabilite le rigidezze di ciascuno strato, lo stesso modello viene usato per produrre una serie di coefficienti di interazione, per pali delle caratteristiche prescelte ed in funzione del rapporto s/d. A questo punto, si dispone di tutti gli elementi per passare all'analisi della palificata. In genere, si adotta lo schema di fondazione infinitamente flessibile in quanto esso tende a sovrastimare il cedimento assoluto e differenziale, e quindi è leggermente cautelativo, ed anche perché l'onere computazionale per questo caso è ridotto ad un minimo.

Per verificare la rispondenza del metodo, esso è stato utilizzato per la previsione del cedimento medio in 42 casi reali, per i quali si disponeva di dati esaurienti circa la costituzione del sottosuolo, il comportamento carico-cedimento di un palo isolato sottoposto a prova di carico ed i cedimenti della palificata (Mandolini *et al.*, 1997). Per ciascun caso, sono state sviluppate tre soluzioni, e cioè (fig. 14.15).

- una soluzione linearmente elastica (LE), basata sulle caratteristiche di deformabilità del terreno dedotte dalla tangente iniziale della curva carico-cedimento ottenuta con prova di carico su palo singolo;
- una soluzione elastica lineare equivalente (ELE), basata sulle caratteristiche dedotte da una rigidezza secante, ottenuta da una prova di carico su palo singolo in corrispondenza del carico medio di lavoro dei pali nel gruppo;
- un' analisi non lineare incrementale (NL) nella quale, come si è detto, la non linearità è portata in conto nel comportamento di ciascun palo, ma non nell'interazione fra i pali.

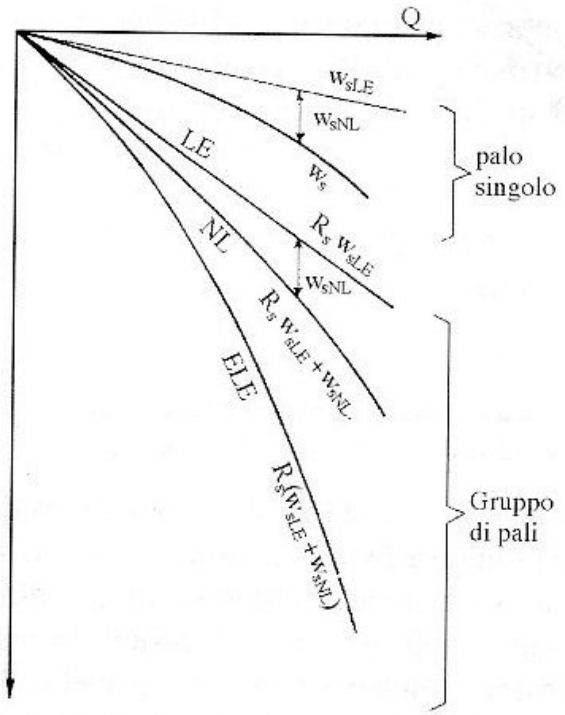


Fig. 14.15. Analisi elastica lineare (EL), elastica lineare equivalente (ELE) e non lineare (NL) del cedimento di un gruppo di pali

Come illustrato in fig. 14.15, quest'ultima analisi equivale ad amplificare la componente lineare del cedimento del palo singolo e poi sommare la componente non lineare. L'analisi LE amplifica la sola componente lineare; l'analisi ELE amplifica ambedue le componenti.

La maggior parte delle fondazioni analizzate sono state progettate con il metodo tradizionale e quindi, come si è detto, esse sono caratterizzate da coefficienti di sicurezza elevati. C'è quindi da attendersi che anche l'analisi lineare sia adeguata per descriverne il comportamento. In effetti, la fig. 14.16a mostra che in questi casi (punti vuoti) l'analisi LE consente previsioni del cedimento medio w della palificata con un'accuratezza che quasi sempre è del ± 20%. Per i casi di gruppi di pali spinti a livelli di carico più elevati (punti pieni in fig. 14.16a) l'analisi lineare tende a sottovalutare i cedimenti. L'analisi NL (fig. 14.16b) dà luogo ad un lieve miglioramento in tutti quei casi nei quali l'analisi lineare era già soddisfacente; per gli altri casi, corrispondenti a livelli di carico elevati, il miglioramento è invece sostanziale. Al contrario, l'analisi ELE è concettualmente inesatta e conduce in tutti i casi a sopravvalutare i cedimenti.

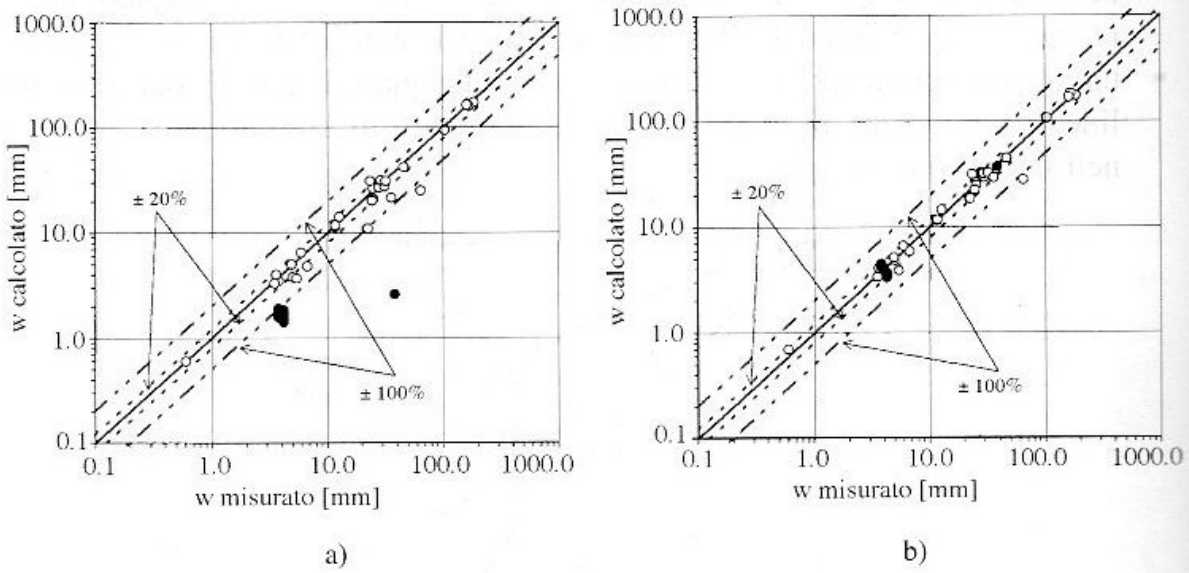


Fig. 14.16. Confronto fra l'evidenza sperimentale e le previsioni di GRUPPALO per il cedimento medio w: a) analisi elastica lineare (EL); b) analisi non lineare (NL)

Per quanto concerne la capacità di GRUPPALO di prevedere i cedimenti differenziali, il confronto è limitato a 23 dei 42 casi di fig. 14.16, in quanto solo per questi erano disponibili dati sui cedimenti differenziali. Il cedimento differenziale massimo Δw è stato valutato nell'ipotesi di fondazione infinitamente flessibile.

La fig. 14.17 mostra un andamento analogo a quello di fig. 14.16, anche se con una dispersione un po' maggiore, dovuta probabilmente alla influenza della rigidezza reale delle varie fondazioni.

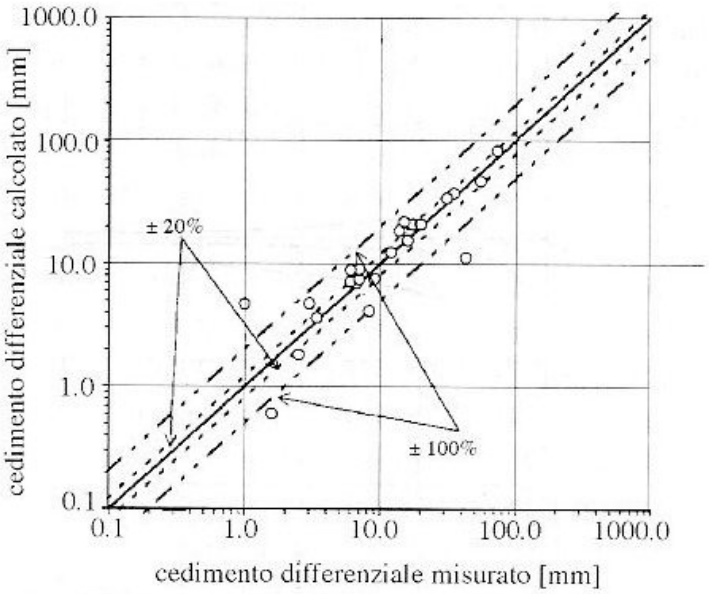


Fig. 14.17. Confronto fra l'evidenza sperimentale e le previsioni di GRUPPALO per il massimo cedimento differenziale Dw (analisi EL e NL)

14.2. *Interazione terreno-fondazione*

14.2.1. *Premessa*

Come si è visto, il procedimento dei coefficienti di interazione può essere adoperato per ottenere la ripartizione del carico fra gli elementi di una palificata, dotata di una piastra di collegamento rigida e non a diretto contatto con il terreno. Così operando, si perviene ad una ripartizione del carico fra i pali caratterizzata da una concentrazione di carico sui pali disposti alla periferia del gruppo, e conseguenti alleggerimenti dei pali disposti al centro. Questo risultato, noto come effetto di bordo, è illustrato ad esempio in fig. 14.18 con riferimento al caso di un gruppo quadrato di 9 pali collegati da una piastra rigida ed immersi in un semispazio elastico omogeneo. La figura mostra come il palo di spigolo (palo 1) risulti soggetto ad un carico maggiore di quello medio, mentre il contrario avviene per gli altri; l'effetto cresce al diminuire dell'interasse, tanto che per rapporti s/d dell'ordine di 3, il palo centrale risulta addirittura teso.

Oltre all'interasse fra i pali, altri fattori influenzano la distribuzione del carico: fra questi, la snellezza e la rigidezza relativa dei pali.

L'evidenza sperimentale disponibile su questo argomento è assai più limitata di quella relativa ai cedimenti, essendo le misure di sforzo nei pali molto meno usuali di quelle di cedimento, in quanto molto più delicate e costose. I dati disponibili, comunque, confermano il verificarsi di un effetto di bordo.

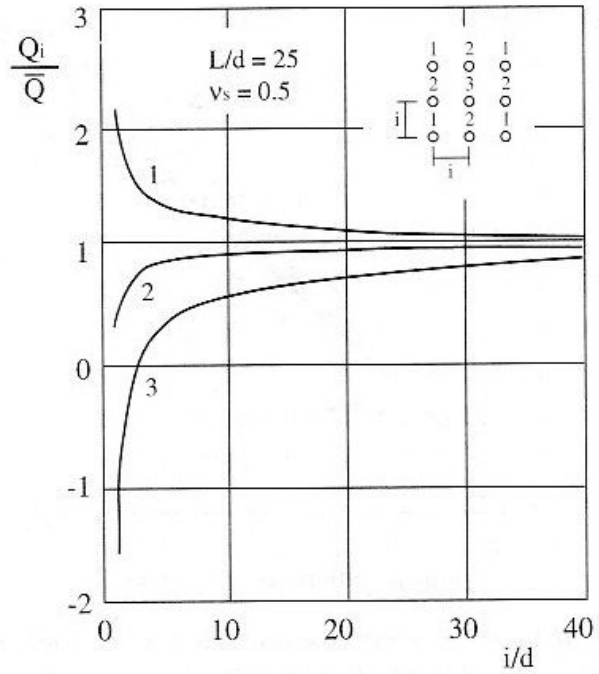


Fig. 14.18. Distribuzione del carico fra i pali di un gruppo 3x3 con piastra rigida su semispazio elastico

Ad esempio, in fig. 14.19 (Russo, 1996) sono riportati una serie di dati ottenuti da esperienze ben documentate su fondazioni in vera grandezza, nelle quali veniva misurato il carico trasmesso dalla piastra di collegamento ad alcuni dei pali. I dati sono presentati sotto forma di rapporto fra il carico agente su di un palo disposto allo spigolo della piastra (o al centro di uno dei lati della piastra) ed il palo centrale. Risulta evidente che tale rapporto è sempre maggiore dell'unità, maggiore per i pali di spigolo rispetto a quelli di lato, e tende all'unità al crescere dell'interasse fra i pali.

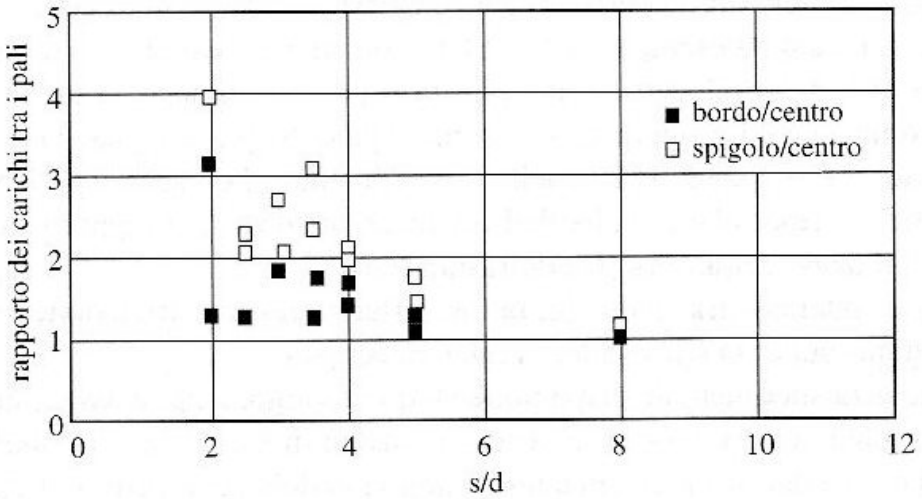


Fig. 14.19. Dati sperimentali relativi all'entità degli effetti di bordo

E' da osservare che la distribuzione non uniforme del carico fra i pali del gruppo comporta conseguenze onerose nel dimensionamento della struttura di collegamento, che risulta in genere più sollecitata di quanto avverrebbe per una distribuzione uniforme. Inoltre, volendo garantire anche ai pali più caricati un valore minimo del coefficiente di sicurezza (come è richiesto, ad esempio, da molte normative inclusa quella italiana), il progetto della palificata risulta fortemente condizionato dal palo soggetto al carico più elevato. Non è quindi inutile approfondire lo studio dell'effetto di bordo, onde evitarne inutili sopravvalutazioni.

In generale, può dirsi che l'effetto di bordo è influenzato dal modello di sottosuolo adottato nell'analisi, nel senso che esso tende ad attenuarsi per gli schemi di sottosuolo meno "interattivi", e cioè passando dal semispazio omogeneo al mezzo alla Gibson, allo strato di spessore finito, ai pali portanti di punta. Non è quindi da sottovalutare l'importanza di una corretta scelta del modello di sottosuolo.

Altri fattori che influenzano l'interazione fondazione-terreno sono:

- il contatto fra la piastra di collegamento ed il terreno;
- la rigidezza finita della struttura di collegamento;
- la non linearità.

In fig. 14.20, ad esempio, sono riportati alcuni dati sperimentali, provenienti sempre da osservazioni su opere in vera grandezza, circa la percentuale del carico applicato che viene trasmessa dalla piastra direttamente al terreno. Questa percentuale, come si é detto, viene assunta pari a zero nei metodi finora considerati; essa risulta invece pari al 20% almeno per i più frequenti valori dell'interasse fra i pali, e cresce al crescere dell'interasse fino a raggiungere il 60% ed oltre per interasse pari a 10 volte il diametro dei pali.

Sembra quindi necessario ricorrere ad un metodo di analisi che tenga conto di questi fattori.

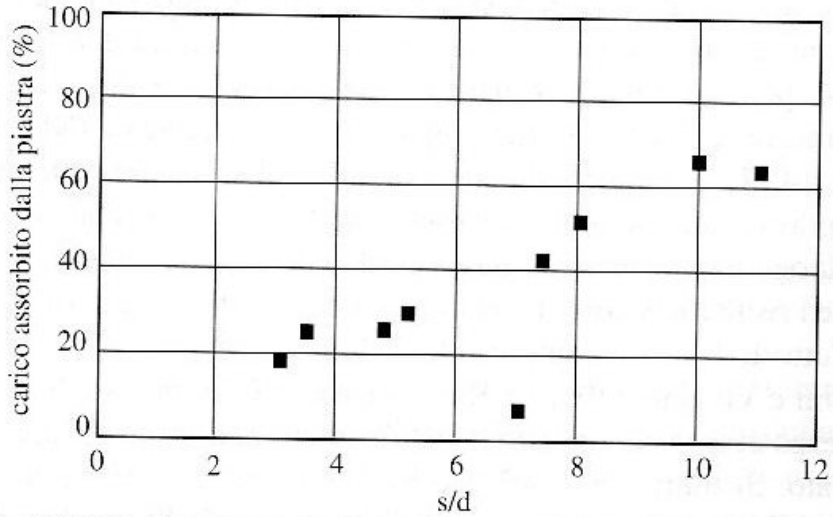


Fig. 14.20. Dati sperimentali relativi alla ripartizione dei carichi tra i pali ed il contatto piastra - terreno

14.2.2. *Programma* NAPRA

Il programma NAPRA (Russo, 1996,1998) consente di analizzare piastre di fondazione su pali di forma rettangolare e di rigidezza finita, soggette a carichi verticali concentrati o ripartiti ed a coppie. Il terreno di fondazione viene schematizzato come una sequenza di strati elastici orizzontali. In pratica, il programma può essere considerato un'estensione di GRUPPALO al caso di piastre di rigidezza finita ed a contatto con il terreno.

Il programma è articolato in due parti principali. Una prima parte riguarda l'analisi ad elementi finiti della piastra, che conduce alla scrittura della matrice di rigidezza di questo elemento strutturale; la seconda parte riguarda il complesso pali-terreno, che viene analizzato con il metodo dei coefficienti di interazione. Oltre alla non linearità di comportamento dei pali, simulata come in GRUPPALO con l'eq. (14.20), una ulteriore sorgente di non linearità deriva dall'unilateralità del contatto piastra-terreno, che viene supposto incapace di resistere a trazione; alla procedura passo passo utilizzata per descrivere la non linearità della relazione carico-cedimento dei pali viene quindi affiancata una procedura iterativa per l'annullamento di eventuali sforzi di trazione al contatto piastra-terreno, nel rispetto dell'equilibrio globale del sistema.

Per verificare la rispondenza del metodo, ci si scontra con la scarsità di dati sperimentali disponibili. Si presentano qui di seguito tre casi: uno relativo a prove su modello in piccola scala in centrifuga e due relativi ad opere in vera grandezza.

Thaher e Jessberger (1991) hanno eseguito una serie di prove in centrifuga su di una piastra quadrata, con e senza pali, poggiante su di uno strato di argilla satura, facendo variare il numero, la lunghezza ed il diametro dei pali. I dati riportati nella fig. 14.21 si riferiscono al caso di 8 pali, con le caratteristiche geometriche riportate nella figura. L'argilla aveva una coesione non drenata c_u = 200 kPa; la resistenza tangenziale all'interfaccia palo-terreno è stata stimata in 180 kPa. Il valore del modulo non drenato del terreno è stato dedotto dal cedimento della piastra senza pali, ed è risultato pari a E_u = 9.900 kPa. Sono state eseguite sia un'analisi lineare (LE) che un'analisi incrementale non lineare (NL). Come risulta dalla fig. 14.21, e come era da attendersi, l'analisi lineare sottovaluta il cedimento e sopravvaluta l'aliquota di carico assorbita dai pali; l'analisi non lineare, invece, dà luogo a risultati in ottimo accordo con gli esperimenti, salvo un caso. Nel valutare i risultati, occorre tener conto che il coefficiente di sicurezza dei pali risultava piuttosto basso, e compreso fra 1,1 ed 1,7.

Mandolini e Viggiani (1992) e Russo (1996) riferiscono su di un'indagine in vera grandezza avente per oggetto la palificata di fondazione della pila di un viadotto strallato. Si tratta (fig. 14.22a e b) di una piastra rettangolare a spessore variabile con dimensioni in pianta di 10,6x19m^2, poggiante su 144 pali tubolari in acciaio, della lunghezza di 48 m, battuti attraverso un banco di argille di media o

ridotta consistenza con intercalazioni sabbiose fino ad un substrato sabbio-ghiaioso. Durante la costruzione del viadotto ed in seguito per alcuni anni la fondazione in esame è stata oggetto di un accurato monitoraggio, che ha compreso misure di cedimento e dei carichi trasmessi a 35 dei 144 pali.

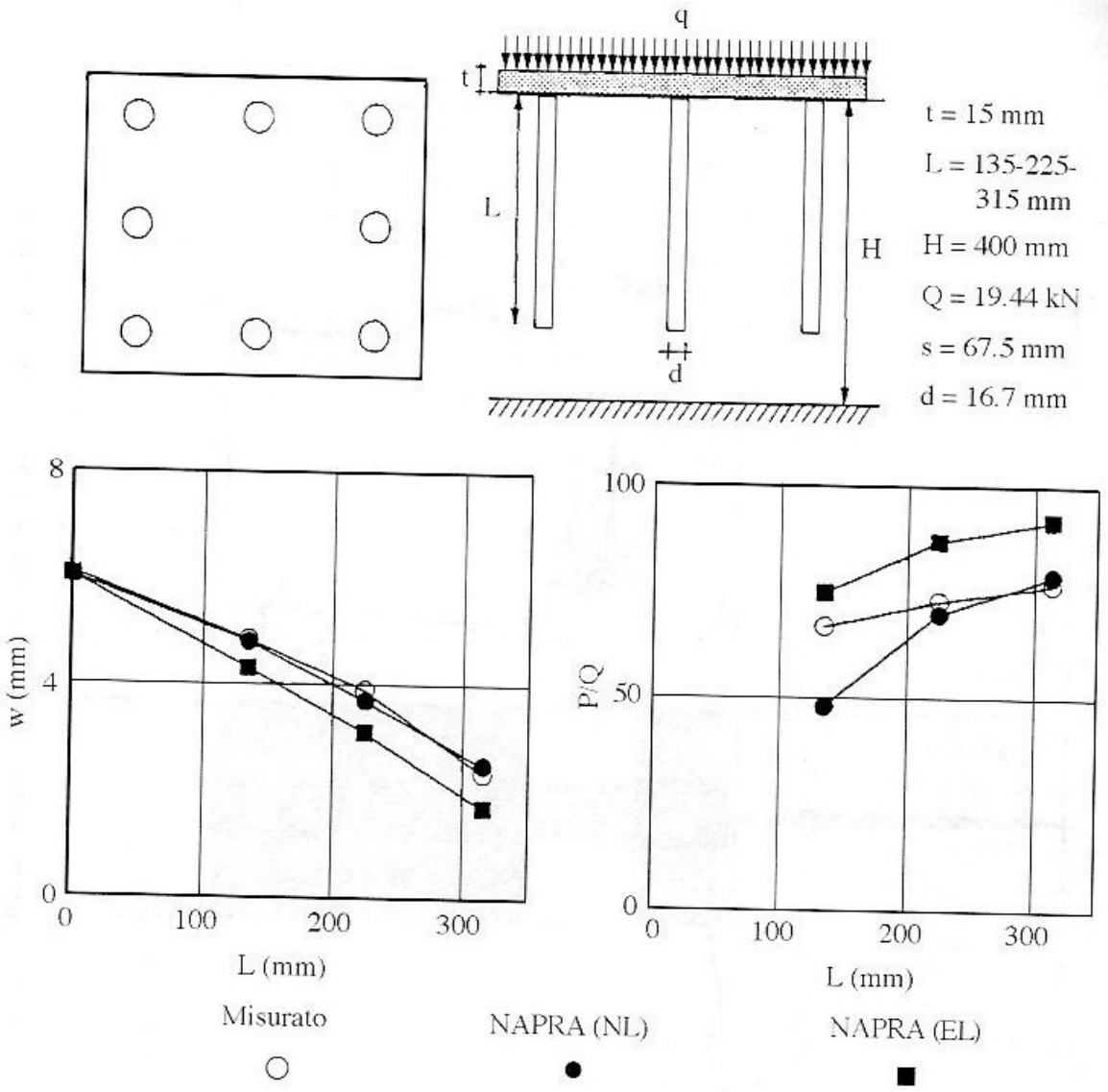


Fig. 14.21. Confronto fra i dati ottenuti da Thaher & Jessberger (1991) con sperimentazione in centrifuga ed i risultati di NAPRA con analisi lineare (EL) e non lineare (NL)

Il comportamento della fondazione è stato analizzato con i programmi NAPRA e GRUPPALO. In fig. 14.23 i risultati ottenuti, in termini di cedimento della pila, sono paragonati ai dati sperimentali. Come si è detto, in termini di cedimento i due programmi sono praticamente equivalenti, ed ambedue mostrano un accordo molto soddisfacente con le misure.

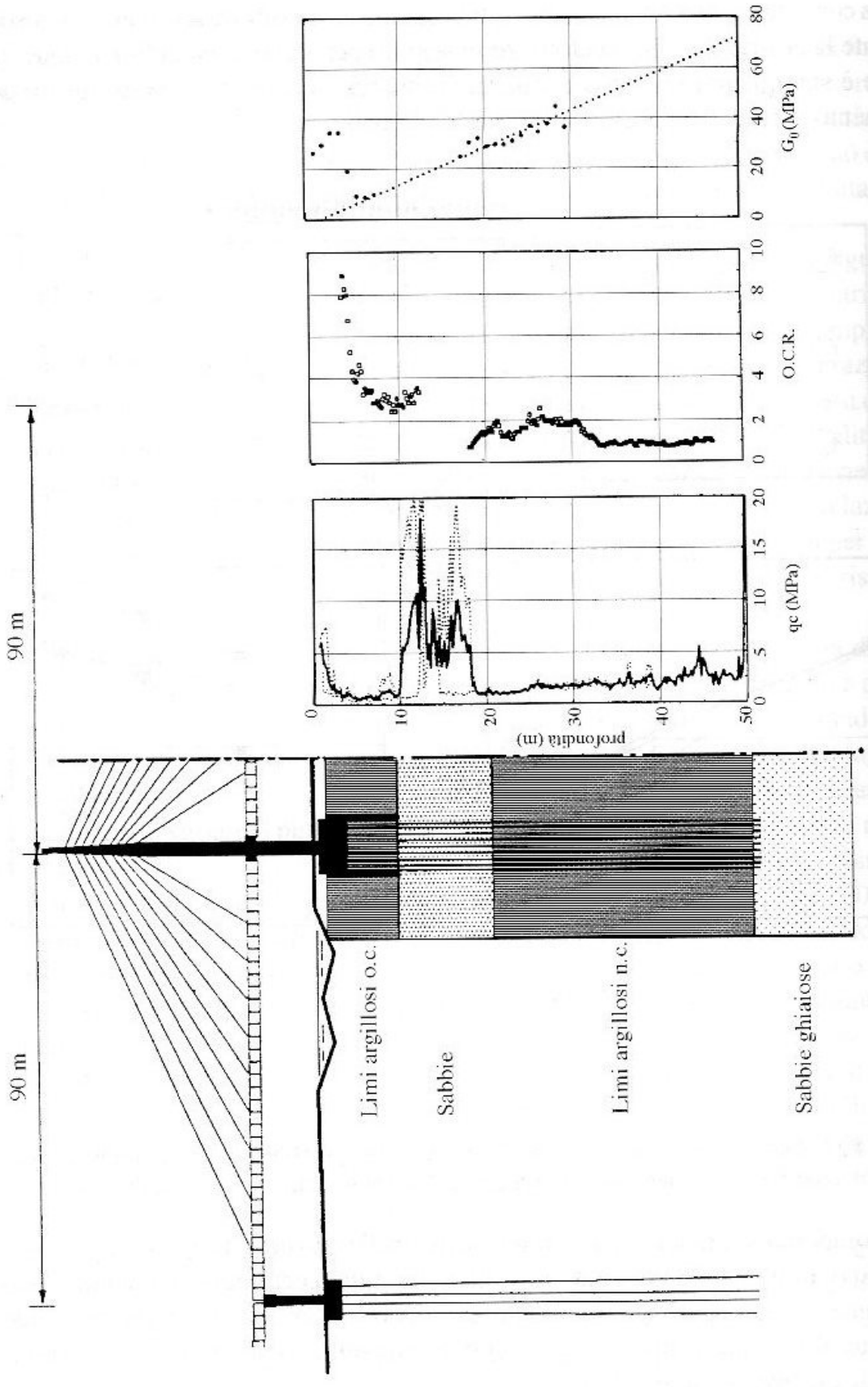


Fig. 14.22a. Viadotto sul fiume Garigliano. Terreni di fondazione della pila n. 7

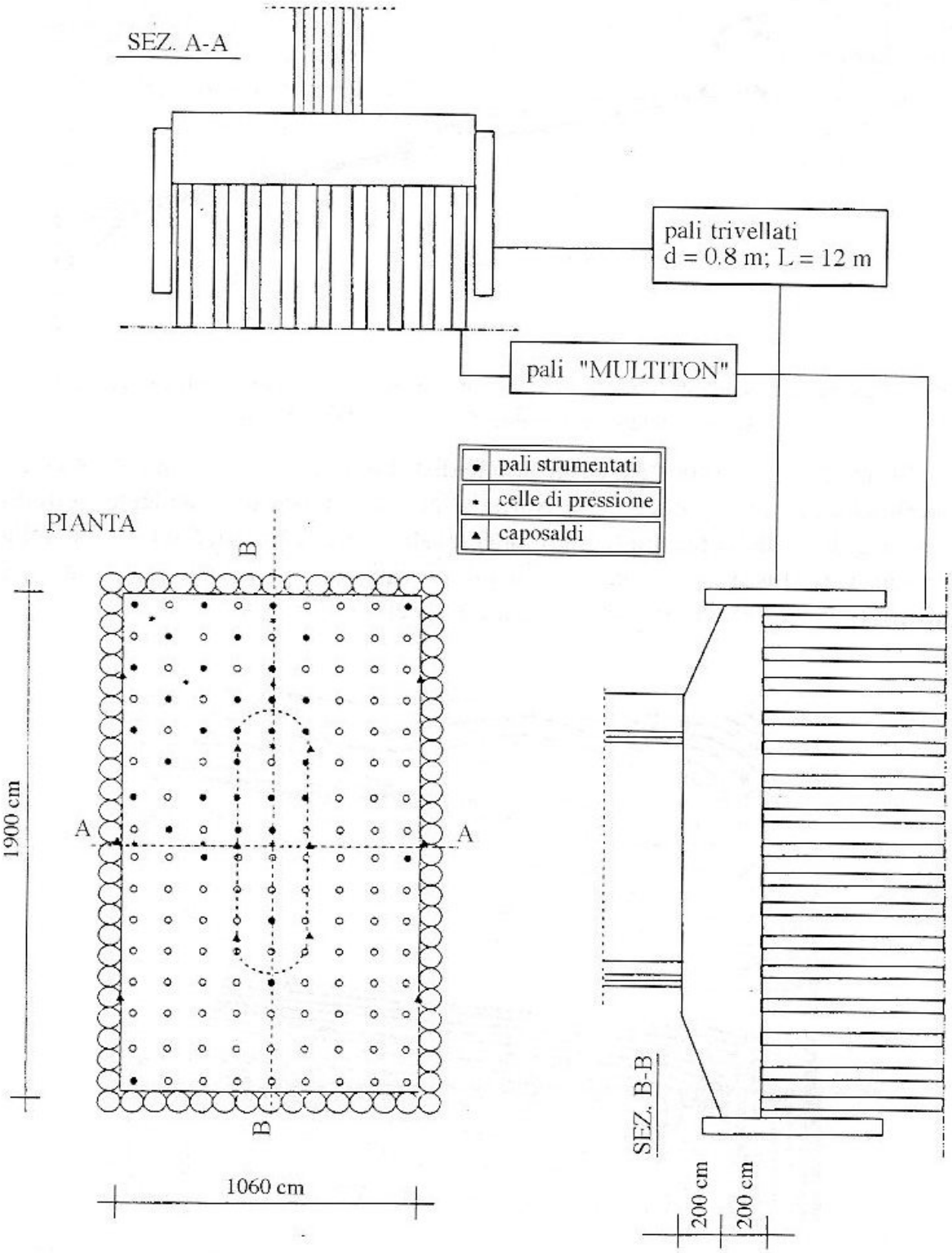


Fig. 14.22b. Fondazione della pila n. 7

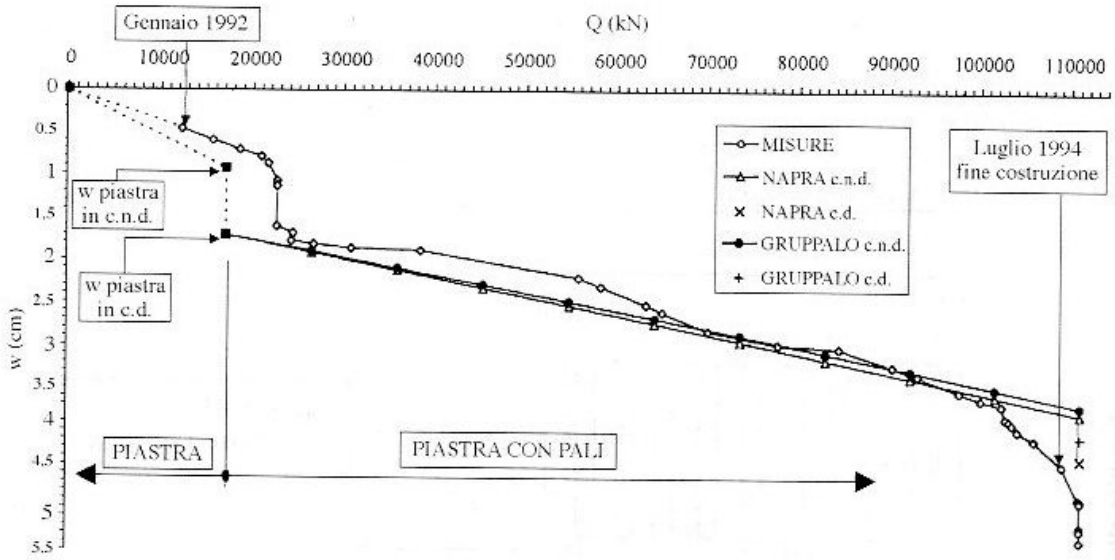


Fig. 14.23. Viadotto sul fiume Garigliano. Confronto fra previsione dei cedimenti e valori misurati; c.n.d. = condizioni non drenate; c.d. = condizioni drenate

In fig. 14.24 sono poste a confronto le distribuzioni di carico sui pali ottenuta sperimentalmente e predetta con NAPRA. Nei valori misurati è evidente l'effetto della rigidezza della piastra (carichi più elevati sui pali periferici) e l'effetto della presenza del fusto della pila (carichi più elevati per i pali posti al di sotto del fusto). L'accordo fra previsioni e misure è accettabile.

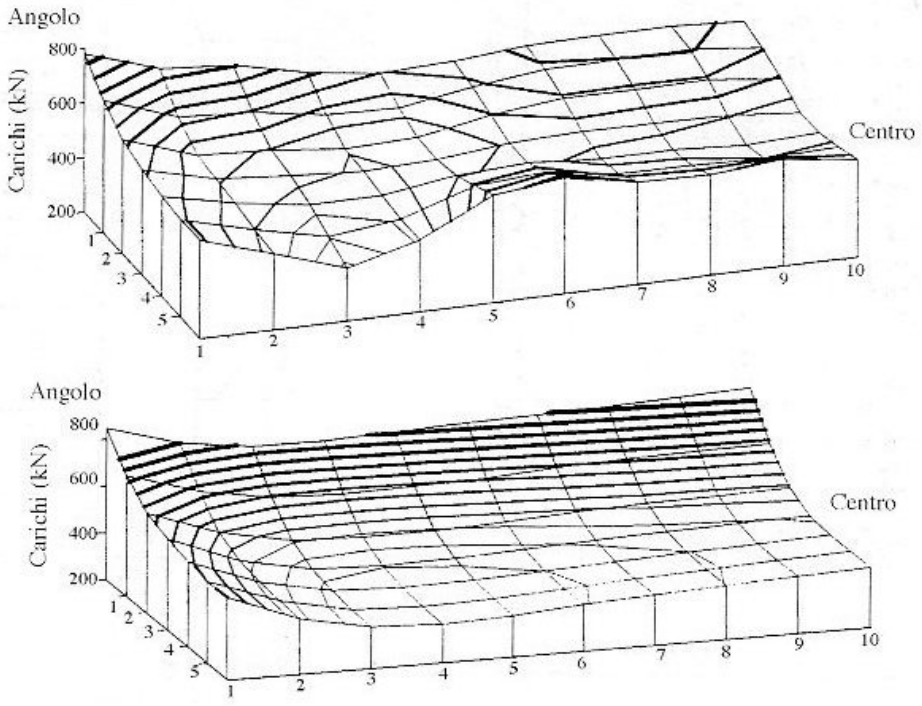


Fig. 14.24. Viadotto sul fiume Garigliano. Confronto fra misure (in alto) e previsioni del NAPRA (in basso) circa la distribuzione dei carichi fra i pali

Cooke *et al.* (1981) riferiscono sul monitoraggio di un edificio per civili abitazioni costruito a Londra (fig. 14.25). La platea di fondazione ha dimensioni in pianta di 44x20,8m^2, e poggia su 351 pali trivellati del diametro di 0,45 m e della lunghezza di 13 m. Il sottosuolo è costituito da un'argilla consistente (London clay), con coesione non drenata crescente da 100 kPa a 5 m di profondità fino a 260 kPa alla profondità di circa 25 m. Vennero misurati i cedimenti ed i carichi trasmessi ad alcuni pali; il cedimento finale ammonta a circa 18 mm, mentre l'aliquota di carico assorbita dai pali ammonta a circa il 55% del carico totale all'inizio della costruzione, per poi crescere fino al 75% al termine.

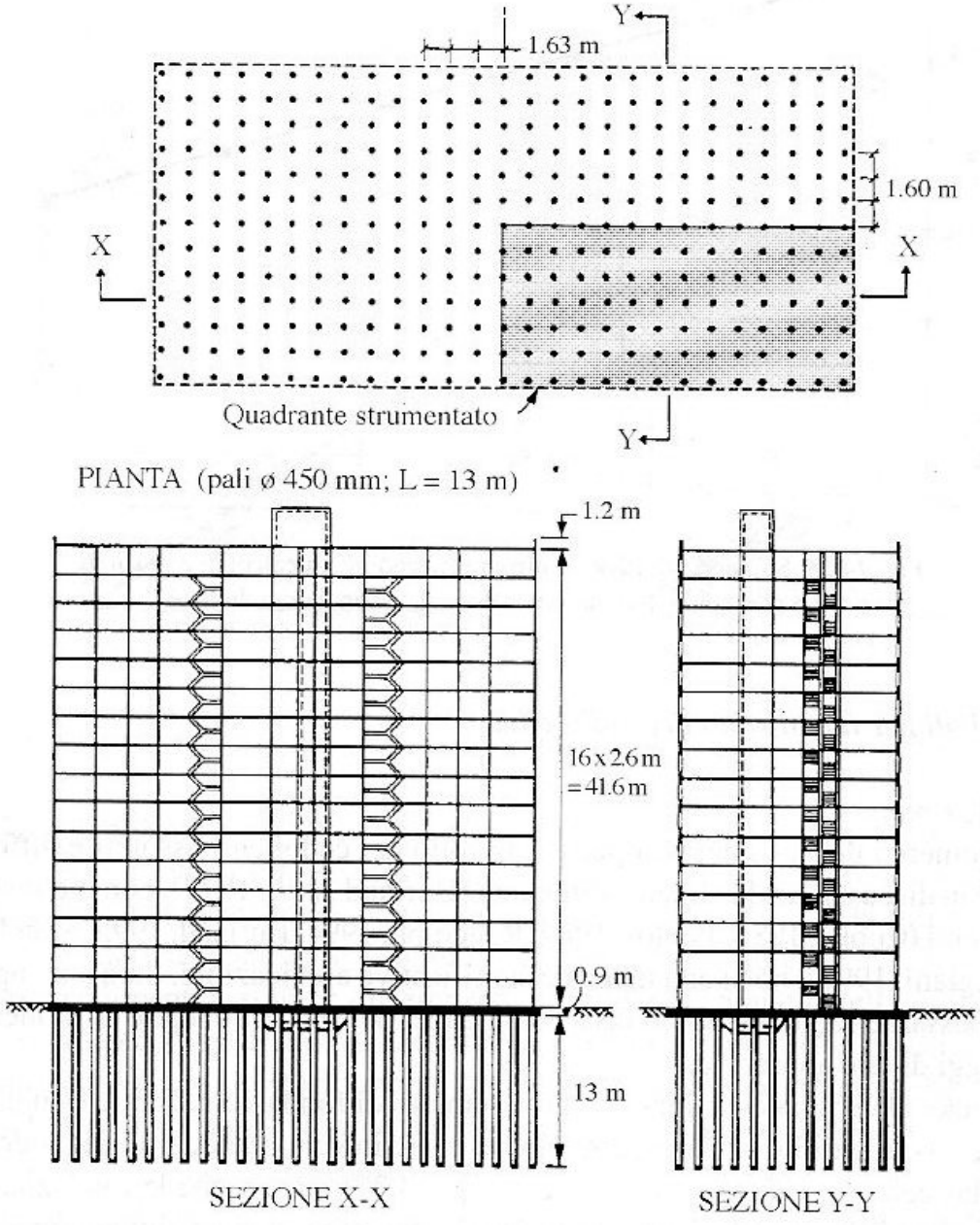


Fig. 14.25. Stonebridge Park: planimetria e sezione dell'edificio

I risultati ottenuti con NAPRA, in termini di cedimenti, sono paragonati ai risultati sperimentali in fig. 14.26; dal calcolo, inoltre, risulta che l'aliquota di carico assorbita dai pali sia pari a circa l'80% a termine costruzione, ed al 97% a lungo termine. L'accordo fra il comportamento osservato ed i risultati delle analisi appare quindi ottimo in termini di cedimento ed accettabile in termini di ripartizione dei carichi.

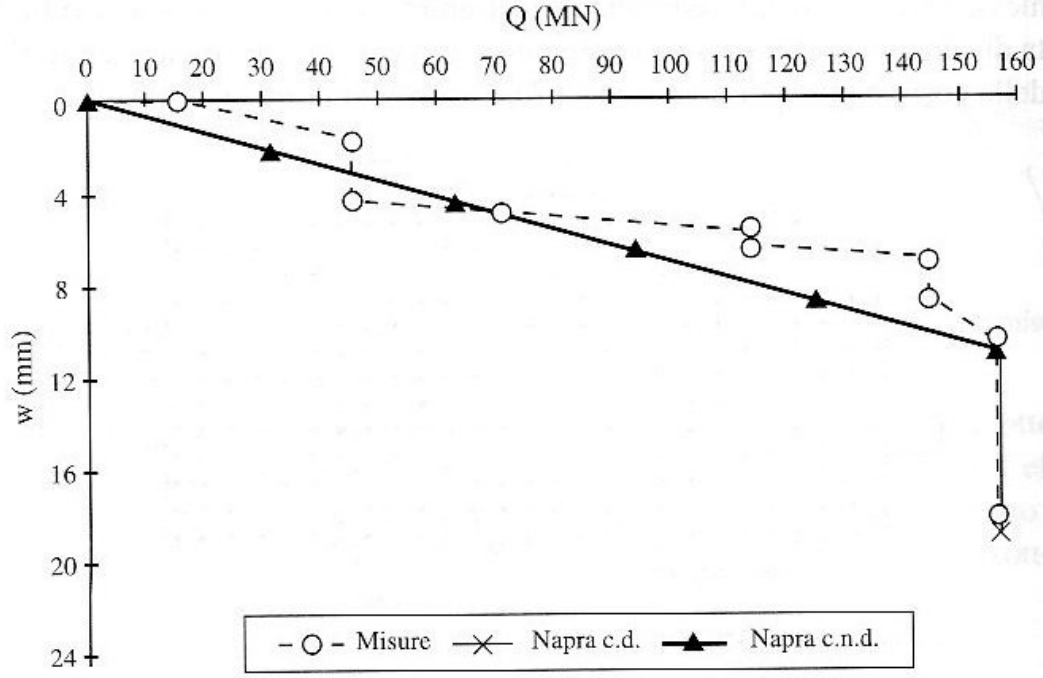


Fig. 14.26. Stonebridge Park: confronto fra cedimenti calcolati e misurati; c.n.d. = condizioni non drenate; c.d. = condizioni drenate

14.3. *Pali per il controllo del cedimento.*

14.3.1. *Premessa*

L' argomento dell'uso dei pali per il controllo dei cedimenti assoluti e differenziali è in discussione da almeno venti anni (Burland *et al.*, 1977), con interessanti contributi (Cooke, 1986; Poulos, 1989; Randolph, 1994; Burland, 1995; Mandolini & Viggiani, 1997); non sono mancate significative applicazioni. Sarà anzi opportuno passarne rapidamente in rassegna alcune, per mettere meglio in evidenza i vantaggi di tale approccio.

Cooke (1986) ha esaminato un gran numero di fondazioni dirette e su pali in argille sovraconsolidate, considerando sia opere in vera grandezza, sia modelli in piccola scala. L'evidenza sperimentale (fig. 14.27) mostra che le fondazioni dirette, con coefficienti di sicurezza prossimi a tre, presentano cedimenti maggiori

di quelli delle palificate. Tuttavia Cooke fa notare che i coefficienti di sicurezza reali di queste ultime, valutati tenendo conto del contributo della piastra di collegamento, sono a loro volta maggiori di quelli delle fondazioni dirette. In pratica, appare evidente che le fondazioni su pali, progettate secondo l'approccio convenzionale a rottura e trascurando l'apporto della piastra, sono largamente sovradimensionate in termini di coefficiente di sicurezza reale e danno luogo a cedimenti che spesso sono inutilmente ridotti.

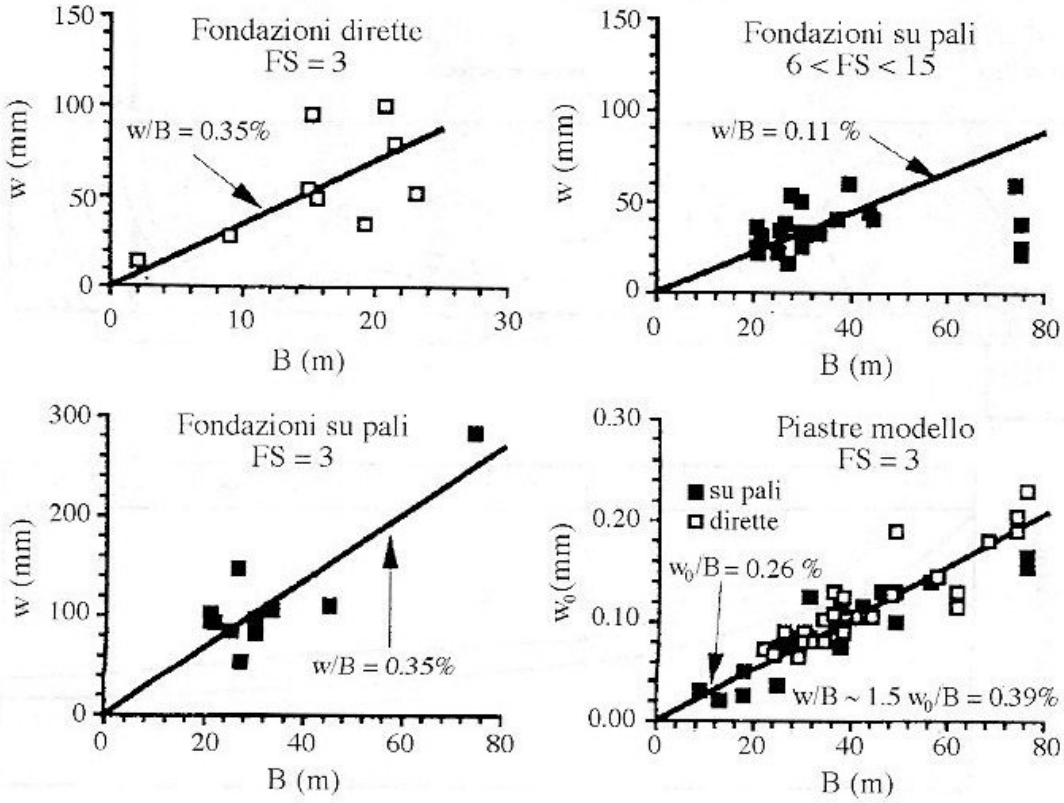


Fig. 14.27. Cedimenti di fondazioni dirette e su pali in argille sovraconsolidate (Cooke, 1986)

Hansbo & Källström (1983) riportano un caso reale nel quale, per due edifici praticamente identici e nelle stesse condizioni di sottosuolo, furono usati in un caso pali progettati nel modo convenzionale e nell'altro pali per la riduzione dei cedimenti. Nel secondo caso il numero dei pali risulta ridotto a circa un terzo, eppure i cedimenti assoluti e differenziali sono identici a quelli dell'edificio fondato in modo convenzionale, o addirittura lievemente minori (fig. 14.28).

Burland & Kalra (1986) riportano il caso del Queen Elisabeth Conference Centre a Londra, le fondazioni del quale furono progettate come una platea diretta con un limitato numero di pali per ridurre i cedimenti. Price & Wardle (1986) e Price *et al.* (1994) riferiscono sul monitoraggio dell'opera, che ha confermato appieno le analisi progettuali.

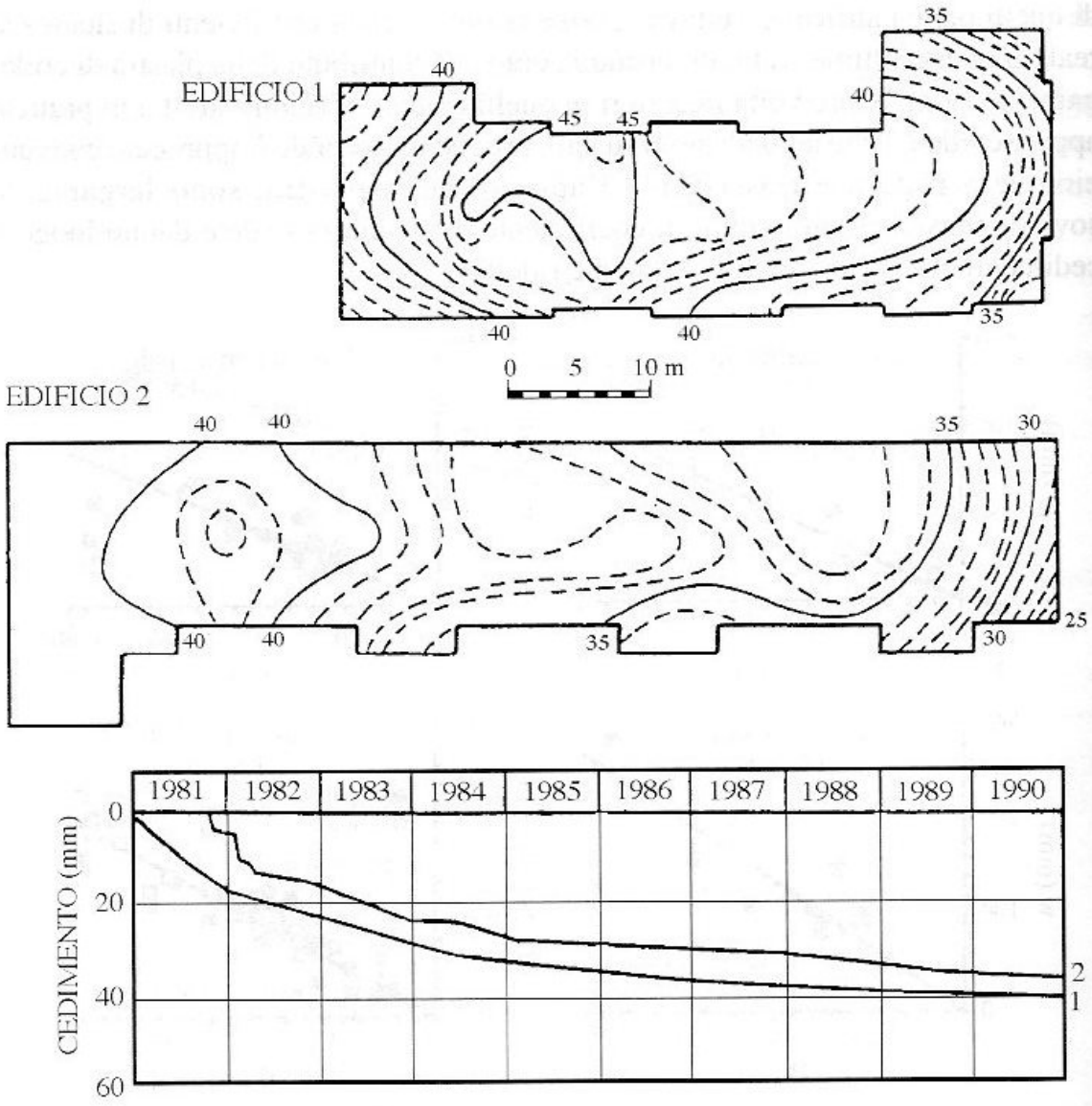


Fig. 14.28. Cedimenti di due edifici a Gothenburg, Svezia (Hansbo & Källström, 1983). L'edificio 1, progettato in modo convenzionale, aveva 211 pali lunghi 28 m, quello 2, 104 pali lunghi 26 m

Sommer *et al.* (1991) descrivono le fondazioni della Messe Turm a Francoforte, all' epoca l'edificio più alto d'Europa. Attualmente l'edificio più alto d'Europa è quello della Commerzbank, sempre a Francoforte; Katzenbach *et al.* (1997) riferiscono sulle sue fondazioni e su quelle di altri edifici alti nella stessa città. Tutte queste fondazioni di grande impegno (fig. 14.29) sono basate sull'uso combinato di platee e di pali per la riduzione dei cedimenti.

Viggiani (1995) riporta il caso delle pile di un piccolo viadotto in Basilicata. Progettate con i criteri tradizionali, le pile avrebbero avuto dodici pali ciascuna; in effetti, esse sono state realizzate con soli cinque pali e si sono comportate in modo più che soddisfacente.

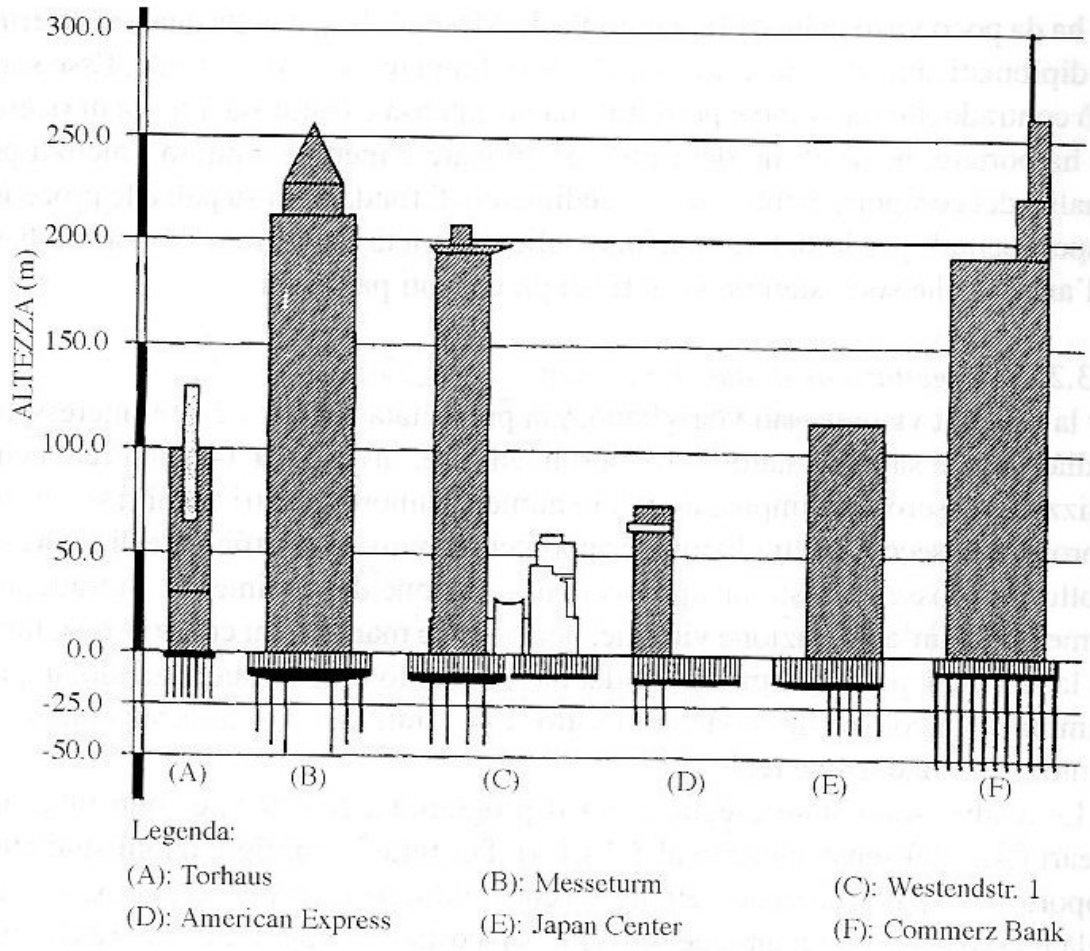


Fig. 14.29. Fondazioni miste su platea e pali per edifici alti a Francoforte

Malgrado questi eloquenti precedenti, l'approccio tradizionale di calcolo a rottura è ancora largamente predominante nel progetto delle fondazioni su pali; ciò risulta fra l'altro dall'esame delle normative anche recenti, inclusa quella del nostro Paese.

Questa situazione può essere dovuta, almeno in parte, alla diffusa convinzione che la previsione dei cedimenti di una fondazione su pali sia più difficile e meno affidabile di quella del carico limite. Nel classico trattato "So*il Mechanics in Engineering Practice*", Terzaghi & Peck (1948) affermavano: "A causa dell'estrema variabilità delle condizioni di sottosuolo che si incontrano in pratica, qualsiasi tentativo di stabilire regole per il progetto delle fondazioni su pali comporta necessariamente semplificazioni così radicali che le regole che ne risultano possono essere al più intese come mere indicazioni. Per le stesse ragioni ogni sviluppo teorico dell'analisi dei pali, come ad esempio l'impiego della teoria dell'elasticità, è del tutto fuori posto e può tranquillamente essere ignorato".

Queste affermazioni così nette non furono modificate nella seconda edizione del trattato, venti anni dopo, e sono state appena attenuate in una terza edizione

che ha da poco visto la luce (Terzaghi, Peck, Mesri, 1996), e nella quale si afferma più diplomaticamente che la validità degli sviluppi teorici è discutibile. Esse sono però contraddette (nessuno è perfetto!) da un'intensa e fruttuosa attività di ricerca che ha portato, negli ultimi decenni, a sviluppare e mettere a punto i metodi per l'analisi del comportamento carico - cedimento di fondazioni su pali e le procedure sperimentali per la determinazione delle proprietà dei terreni da porre a base dell'analisi, che sono stati presentati nei precedenti paragrafi.

14.3.2. *Riprogettazione di due fondazioni*

Per la pila del viadotto sul Garigliano, già presentata nel § 14.2.2, è interessante studiare quale sarebbe stato il comportamento se, invece dei 144 pali realmente utilizzati, fossero stati impiegati pali in numero minore; in altri termini se, invece di progettare secondo il tradizionale approccio basato sul coefficiente di sicurezza a rottura, si fosse adottato un approccio di riduzione del cedimento. Si tratta, ovviamente, di un'applicazione virtuale, per la quale manca ogni controprova; tuttavia la si ritiene particolarmente affidabile, in quanto eseguita utilizzando un programma di calcolo ed un modello di sottosuolo tarati, per così dire, sul comportamento della fondazione reale.

Le analisi sono state eseguite con il programma NAPRA, e sono tutte non lineari (NL, nel senso chiarito al § 14.1.4). Per tutte le configurazioni studiate il rapporto A_g/A_p fra l'area del rettangolo che inviluppa il gruppo di pali A_g e l'area della fondazione A_p si mantiene pressappoco costante ed uguale al valore che esso ha nel caso reale.

I risultati ottenuti sono riportati in fig. 14.30 sotto forma di diagrammi del rapporto w/w_{144} in funzione del numero di pali. Con w si indica, al solito, il cedimento medio della piastra su di un numero qualsiasi di pali; con w_{144} il cedimento medio della piastra su 144 pali. Nella stessa figura, sempre al variare del numero dei pali, è riportata l'aliquota Q_r/Q del carico totale direttamente trasmessa dalla piastra al terreno.

La fig. 14.30 mostra in modo molto evidente che la riduzione del numero di pali non provoca incrementi significativi del cedimento, anche per un numero di pali assai ridotto; passando ad esempio da 144 a 35 pali (e cioè dividendo il numero di pali per un fattore superiore a 4) l'incremento di cedimento è di circa il 20%. Dalla stessa figura si ricava che, in queste condizioni, l'aliquota di carico trasmessa dalla piastra direttamente al terreno è pari al 28% del totale; ciononostante, analisi svolte con il programma GRUPPALO forniscono ancora risultati del tutto accettabili. Per un numero di pali ancora minore di 35, l'analisi diventa via via meno affidabile, perché si continua a valutare il cedimento della piastra in ipotesi di elasticità lineare; anche con questo limite, tuttavia, i risultati illustrati mostrano con grande evidenza le possibilità di risparmio insite in un approccio al progetto

più realistico di quello tradizionale.

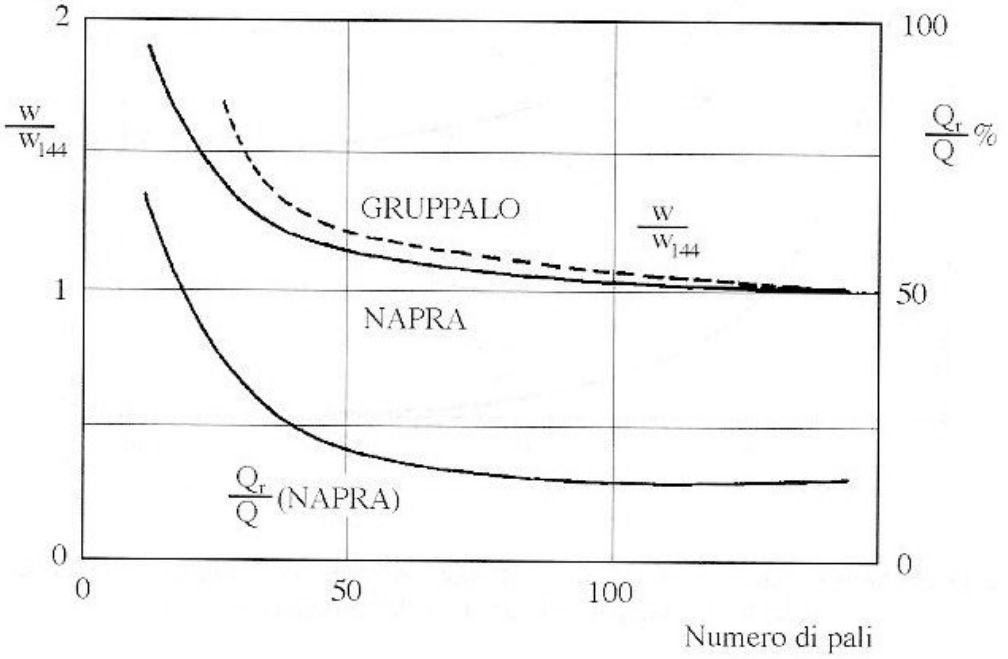


Fig. 14.30. Viadotto sul fiume Garigliano. Variazioni calcolate con NAPRA del cedimento della pila n. 7 al variare del numero dei pali. Ripartizione dei carichi tra piastra e pali.

Una seconda applicazione riguarda l'edificio a Stonebridge Park, già presentato nel § 14.2.2 ed il comportamento del quale era stato ben interpretato con il programma NAPRA. Lo stesso modello di calcolo è stato usato, anche in questo caso, per esaminare gli effetti di una riduzione del numero di pali. Nel ridurre il numero di pali, si è cercato di mantenere costante il valore del rapporto A_g/A_p il quale, nel caso reale, vale 0,88. In effetti, per le analisi con n = 351, 243, 189 e 98 il rapporto in esame vale proprio 0,88; per quelle con n = 221, 153, 119 e 45, A_g/A_p vale 0,82.

I risultati dei calcoli sono presentati nella fig. 14.31, sotto forma di un diagramma del cedimento medio della fondazione in funzione del numero di pali. Ancora una volta si può osservare come riduzioni anche sostanziali del numero di pali provochino incrementi di cedimento di scarsa significatività. Per un numero di pali pari alla metà di quello reale, ai pali stessi viene trasferita un'aliquota del carico pari all'89% del totale; tale aliquota scende al 37% per un numero di pali pari a 45. Si deve osservare, in proposito, che in questo caso le analisi restano attendibili anche per un numero di pali molto basso, in quanto il coefficiente di sicurezza della piastra senza pali rispetto ad una rottura per carico limite è comunque alquanto elevato.

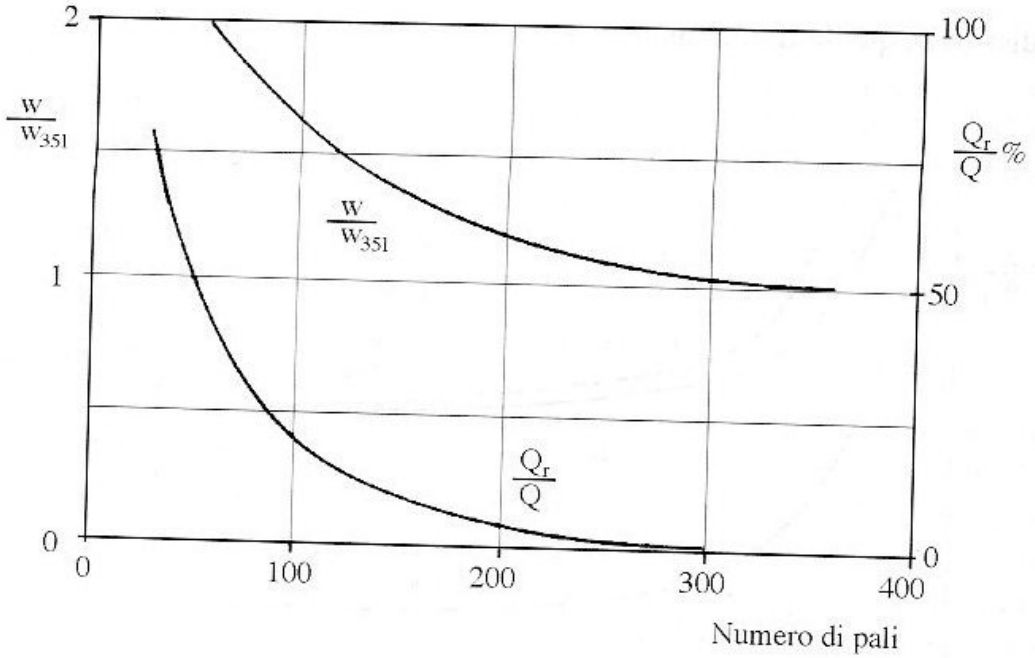


Fig. 14.31. Stonebridge Park: variazioni calcolate con NAPRA del cedimento dell'edificio al variare del numero di pali. Ripartizione dei carichi tra piastra e pali

Per quanto riguarda il cedimento differenziale, oltre al numero di pali grande importanza assume i valore del rapporto A_g/A_p. Nella fig. 14.32 sono riportati i valori calcolati per il cedimento differenziale massimo al variare di n e di tale rapporto; è evidente che l'efficacia dei pali nel ridurre i cedimenti differenziali dipende fortemente dai valori di A_g/A_p. Ad esempio, per n = 220, il cedimento differenziale si dimezza nel passare da un valore di $A_g/A_p = 0{,}88$ ad un valore di 0,54. Si osserva ancora che, per $A_g/A_p = 0{,}30$ ed un valore di n pari solo a 40, si ottiene lo stesso cedimento differenziale del caso reale con $A_g/A_p = 0{,}88$ ed n = 351.

Ancora una volta, appare evidente la possibilità di adoperare un numero di pali nettamente minore di quello effettivamente adottato; si evidenzia inoltre l' importanza che assume la disposizione in pianta dei pali.

14.3.3. *Considerazioni conclusive*

L'argomento affrontato nel presente capitolo è di grande complessità, e ben lungi dall'essere esaurito o completamente chiarito; tuttavia sembra possibile trarre, dal materiale assai vario che è stato qui presentato e da molto altro che non è stato possibile presentare e discutere, alcune considerazioni preliminari.

In primo luogo, sembra ormai evidente che è senz'altro possibile prevedere i cedimenti di una fondazione su pali almeno con altrettanta attendibilità di quelli delle fondazioni dirette. A tal fine è indispensabile disporre dei risultati di prove di carico su pali, ma anche di un'accurata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.

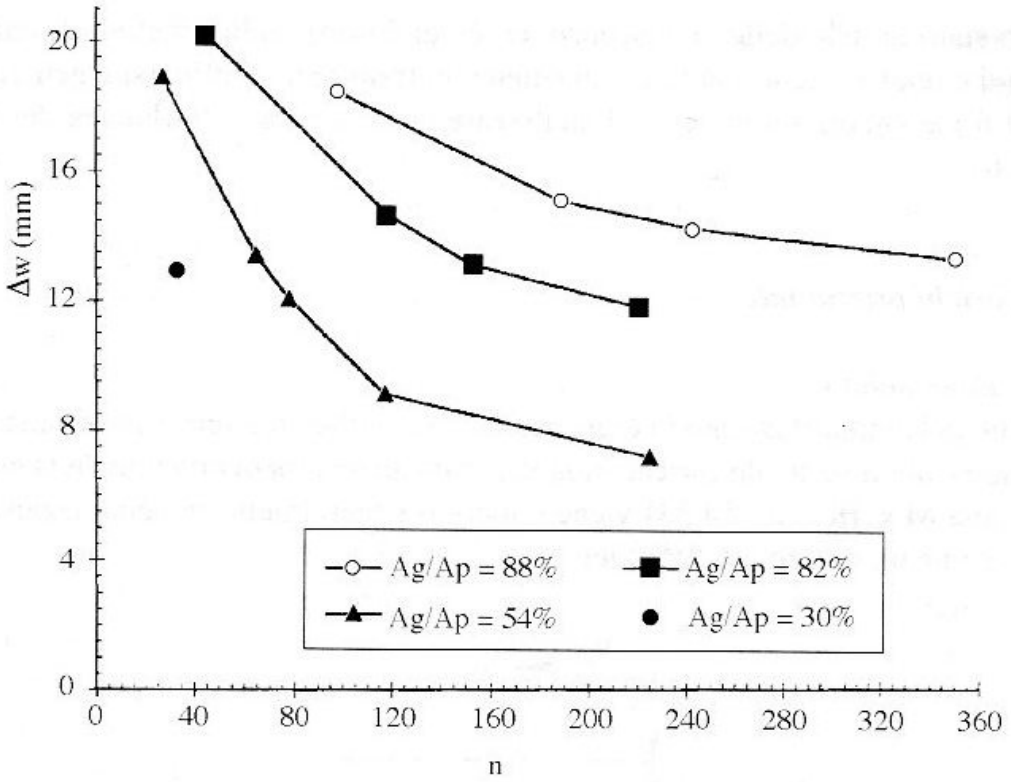


Fig. 14.32. Stonebridge Park: variazioni del cedimento differenziale massimo in funzione di n e A_g/A_p

A seconda del problema in istudio, del livello di analisi desiderato e della documentazione disponibile si possono adottare metodi empirici, metodi analitici approssimati, metodi delle equivalenze, analisi numeriche più o meno semplificate.

La disponibilità di metodi sufficientemente attendibili per lo studio di una fondazione su pali in condizioni di esercizio (cedimenti assoluti e differenziali, ripartizione del carico fra piastra e pali, distribuzione del carico fra i pali, caratteristiche della sollecitazione nella struttura di collegamento) consente di sostituire al tradizionale metodo di calcolo a rottura una strategia di progetto più razionale, nella quale ai pali viene appunto affidato il ruolo essenziale di controllo dei cedimenti assoluti e differenziali. Tale strategia, concepita già da molti anni, ha trovato significativa conferma in importanti applicazioni.

La ricerca di una soluzione ottimale può esser fatta attraverso variazioni del numero, lunghezza e disposizione in pianta dei pali.

L' influenza di tali fattori comincia ad essere compresa, e sono possibili prime indicazioni di carattere generale; ad esempio Randolph (1997) e Horikoshi e Randolph (1998) hanno fornito in proposito alcuni suggerimenti. Ulteriori approfondimenti appaiono però indispensabili prima di poter dire una parola definitiva. In tale processo di approfondimento, un ruolo insostituibile riveste la raccolta e l'analisi di casi in vera grandezza ben documentati.

Allo stato attuale delle conoscenze, ed essendo disponibili metodi di analisi affidabili e relativamente semplici, si ritiene preferibile non affidarsi a generalizzazioni forse ancora premature ed analizzare caso per caso l'influenza dei vari parametri.

14.4. *Carichi orizzontali*

14.4.1. *Palo isolato*

Lo studio del comportamento in esercizio (stato di sollecitazione e deformazione) di un palo isolato verticale caricato alla sommità da una forza orizzontale H e/o da una coppia M = He (fig. 14.33) viene condotto generalmente schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler.

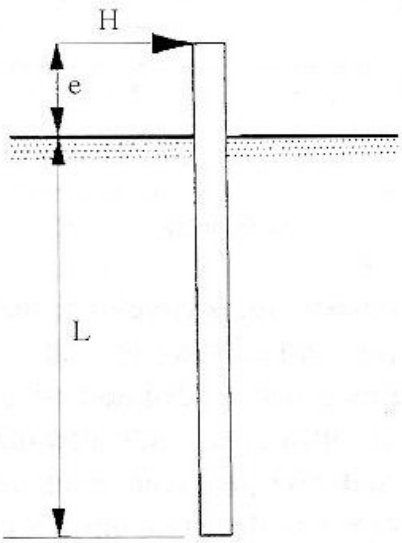


Fig. 14.33. Palo sotto azioni orizzontali

Lo spostamento orizzontale di un generico punto del palo a profondità z verrà indicato con y; la corrispondente reazione del terreno per unità di lunghezza del palo con P. Se si pone P = pd (senza con ciò implicare che il terreno eserciti sul palo solo una azione normale costante e pari a p), l'equazione del modello alla Winkler si scrive:

$$p = k_h y \tag{14.21}$$

dove, in analogia con quanto fatto per le fondazioni dirette, a k_h si dà il nome di coefficiente di reazione orizzontale del terreno. Molti Autori preferiscono introdurre il termine:

$$E_s = k_h d$$

che ha le dimensioni di un modulo [FL^{-2}] e che viene appunto denominato *modulo di reazione del terreno.* In effetti tale parametro non è una caratteristica del terreno, anche se risulta meno influenzato di k_h da altri fattori quali le dimensioni del palo; pertanto, ad evitare confusione, ci atterremo alla (14.21).

Si noterà che i pali di fondazione sono generalmente strutture di elevata snellezza e quasi sempre, in termini di modello di Winkler, essi risultano "infinitamente lunghi"; inoltre i carichi applicati che stiamo considerando sono azioni concentrate ad un'estremità del palo. In queste condizioni, come si è visto, il modello di Winkler dà luogo a risultati senz'altro accettabili. E' inoltre da rilevare che il regime di sollecitazioni e deformazioni è fortemente influenzato da variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo; tali variazioni sono assai frequenti per i pali di fondazione, che spesso attraversano stratificazioni di terreni diversi, e quindi diventa assai utile la possibilità offerta dal modello di Winkler di simulare agevolmente tali variazioni. Come si ricorderà, anche nel caso della trave di fondazione l'effetto poteva essere vistoso (fig. 9.8); tuttavia per le fondazioni dirette una significativa variazione delle caratteristiche del terreno lungo l'asse della trave, e cioè in direzione orizzontale, è certamente assai infrequente nell'ambito delle dimensioni di una normale opera di ingegneria civile.

Dal punto di vista applicativo, i due casi principali a cui si fa riferimento per terreni uniformi sono quello di k_h costante con la profondità (che viene adoperato per simulare i terreni argillosi sovraconsolidati), e quello di k_h linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

che viene generalmente associata a Reese e Matlock (1956) e viene adottata per terreni incoerenti e terreni argillosi normalmente consolidati.

Per il caso di k_h costante, si potrà fare riferimento alle soluzioni illustrate per la trave di fondazione nel § 9.3.2, riferendosi ai casi di forza o coppia concentrata ad un'estremità della trave.

Per la determinazione dei valori di k_h si potrà fare riferimento alla tabella 9.3 ed all'eq. (9.6), nella quale invece della larghezza B della fondazione dovrà essere introdotto il diametro d del palo. Molto più attendibilmente, quando possibile, il valore di k_h potrà essere determinato a mezzo di prove di carico orizzontale su pali in vera grandezza. L'applicazione dei risultati delle prove pressiometriche alla determinazione di k_h è illustrata da Baguelin *et al.* (1978). Il coefficiente di reazione del terreno risulta correlato al modulo pressiometrico con un coefficiente che dipende dal tipo di terreno.

Broms (1964) ha suggerito di correlare il valore di k_h al modulo secante E_{50} determinato in prove di compressione triassiale non drenate ad un livello di sforzo

deviatorico pari alla metà di quello di rottura, mediante l'espressione:

$$k_h = 1{,}67\frac{E_{50}}{d}$$

Come si ricorderà, la coesione non drenata c_u può a sua volta essere correlata ad E_{50} con una relazione che, per argille sovraconsolidate, può scriversi:

$$E_{50} = (100 \div 500)c_u$$

Si ha, quindi:

$$k_h = (170 \div 800)\frac{c_u}{d}$$

Più cautelativamente, Davisson (1970) ha suggerito di porre: $k_h = 67c_u/d$

Per il caso di k_h linearmente crescente con z (modello di Matlock e Reese, terreni coesivi normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati, terreni incoerenti), l'equazione differenziale della linea elastica del palo diviene:

$$E_pJ\frac{d^4y}{dz^4} + n_h z y = 0$$

e cioè un'equazione differenziale del quarto ordine a coefficienti variabili, della quale non sono note soluzioni in forma analitica chiusa; è quindi necessario fare ricorso a soluzioni numeriche.

La lunghezza caratteristica viene definita in questo caso come:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_pJ}{n_h}}$$

Valgono le seguenti espressioni dello spostamento y_0 e della rotazione θ_0 alla testa del palo (fig. 14.34):

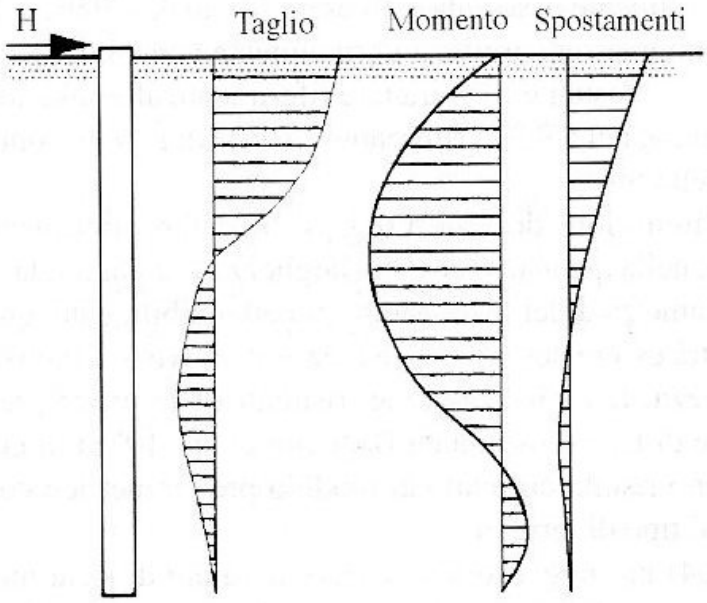


Fig. 14.34. Caratteristiche della sollecitazione e deformazione

Palo rigido ($L/\lambda < 2$)

$$y_o = \frac{18H}{L^2 n_h} + \frac{24M}{L^3 n_h}$$

$$\theta_o = \frac{24H}{L^3 n_h} + \frac{36M}{L^4 n_h}$$

Palo infinitamente lungo ($L/\lambda > 4$)

$$y_o = \frac{2{,}40H}{n_h^{3/5}\left(E_p J\right)^{2/5}} + \frac{1{,}60M}{n_h^{2/5}\left(E_p J\right)^{3/5}}$$

$$\theta_o = \frac{1{,}60H}{n_h^{2/5}\left(E_p J\right)^{3/5}} + \frac{1{,}74M}{n_h^{1/5}\left(E_p J\right)^{4/5}}$$

Per palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale, ma ne impedisca la rotazione, si ha:

Palo rigido ($L/\lambda < 2$)

$$y_o = \frac{2H}{n_h L^2}$$

Palo infinitamente lungo ($L/\lambda > 4$)

$$y_o = \frac{0{,}93H}{n_h^{3/5}\left(E_p J\right)^{2/5}}$$

Per un palo di lunghezza qualsiasi si pone:

Spostamento orizzontale: $$y = A_y \frac{H\lambda^3}{E_p J} + B_y \frac{M\lambda^2}{E_p J}$$

Rotazione: $$\theta = A_\theta \frac{H\lambda^2}{E_p J} + B_\theta \frac{M\lambda}{E_p J} \qquad (14.22)$$

Momento flettente: $$M = A_M H\lambda + B_M M$$

Sforzo di taglio: $$T = A_T H + B_T \frac{M}{\lambda}$$

I valori delle funzioni $A(L/\lambda, z/\lambda)$, $B(L/\lambda, z/\lambda)$ sono forniti nelle figure da 14.35 a 14.42.

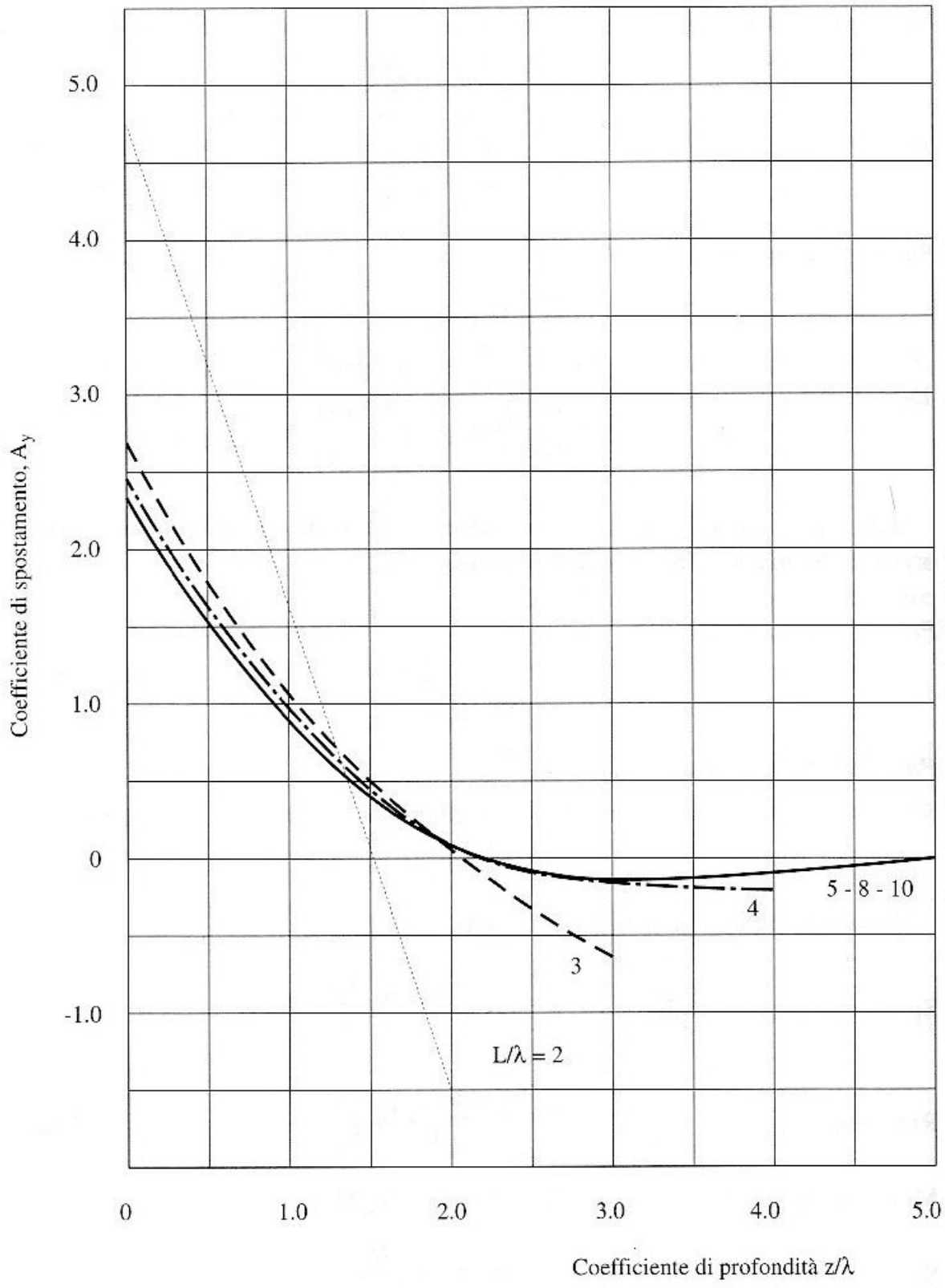


Fig. 14.35. Coefficiente A_y per il calcolo dello spostamento orizzontale provocato da una forza orizzontale (eq. 14.22.)

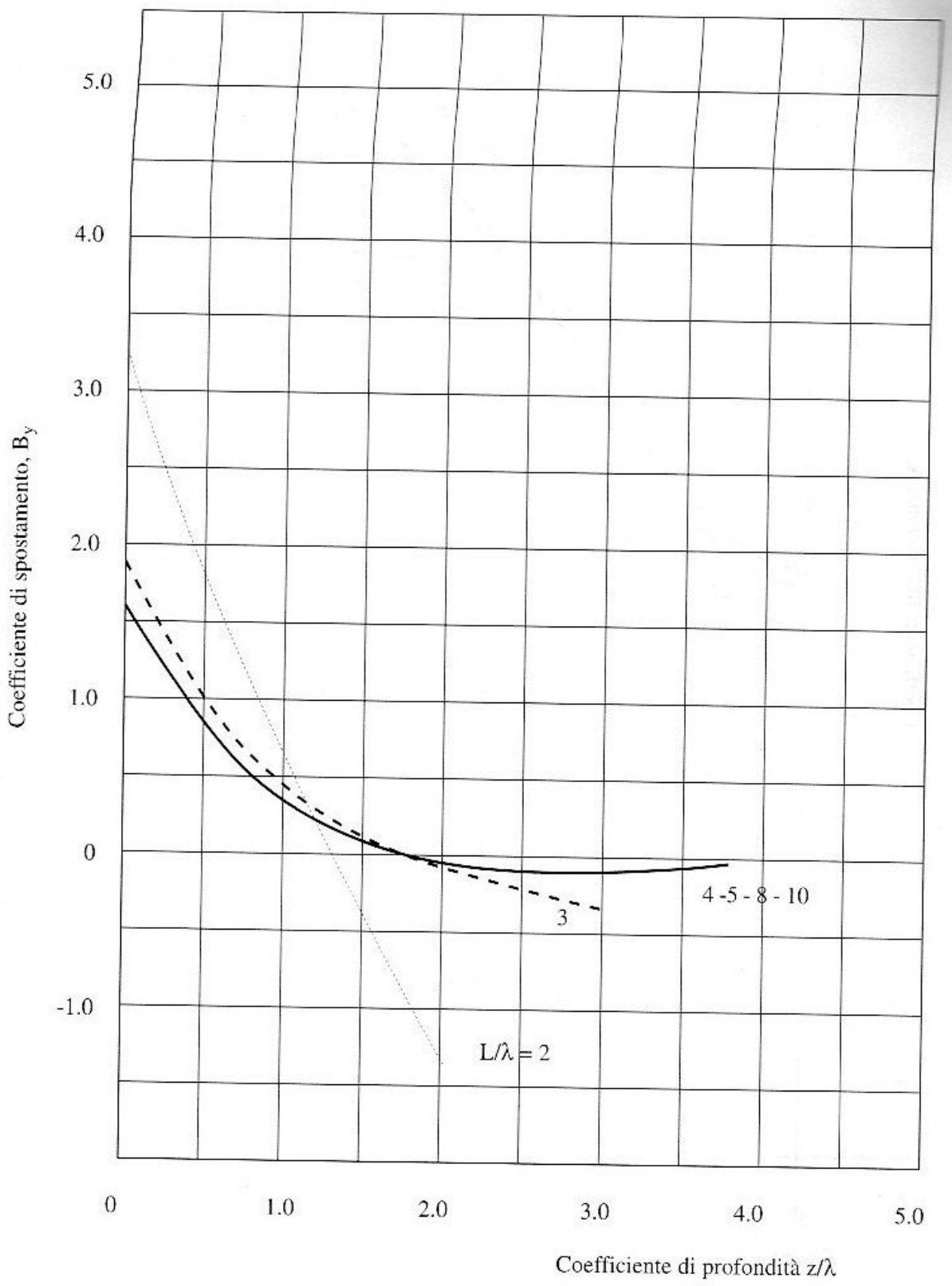


Fig. 14.36. Coefficiente B_y per il calcolo dello spostamento orizzontale provocato da una coppia (eq. 14.22.)

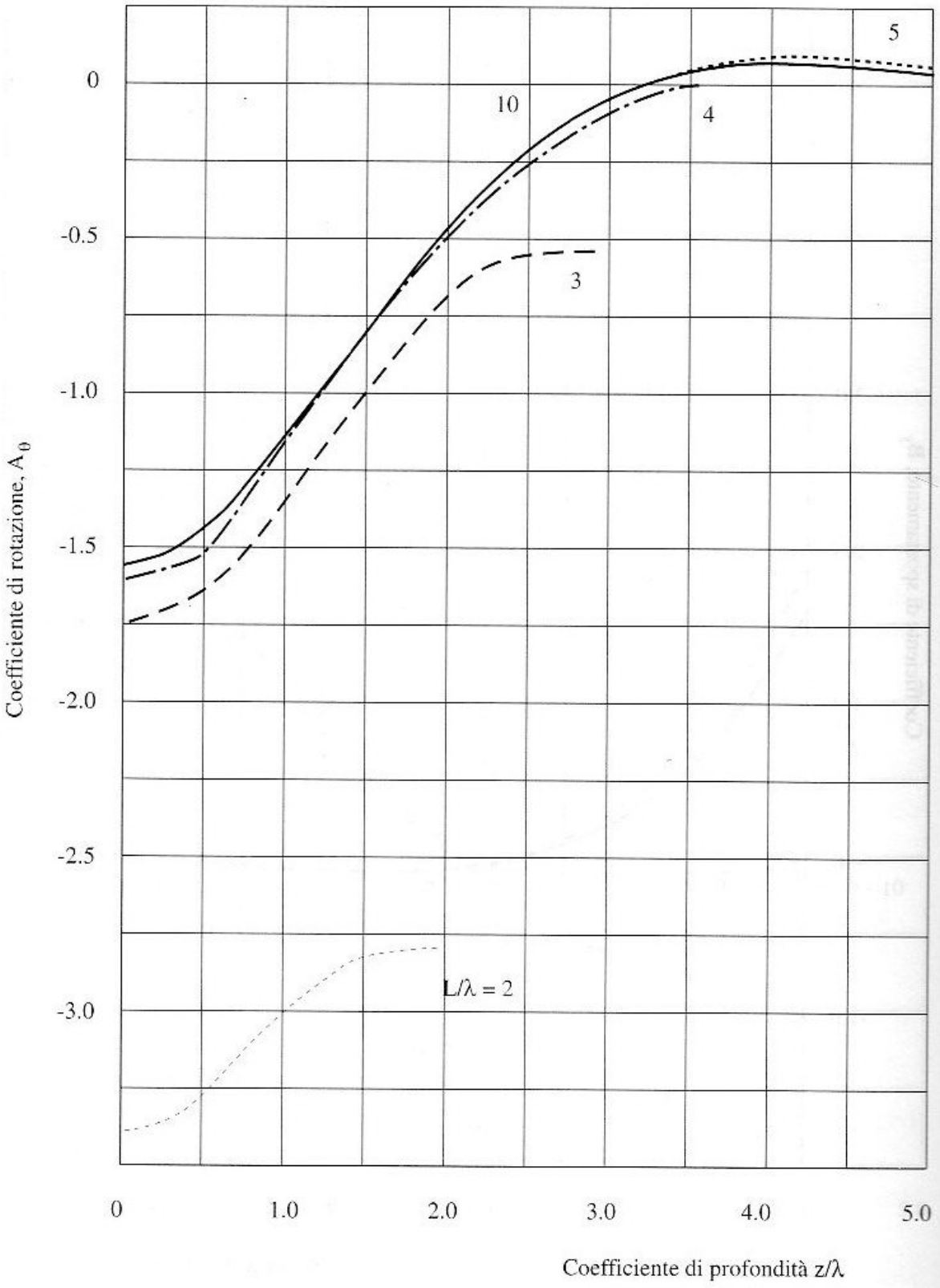


Fig. 14.37. Coefficiente A_θ per il calcolo della rotazione provocata da una forza orizzontale (eq. 14.22.)

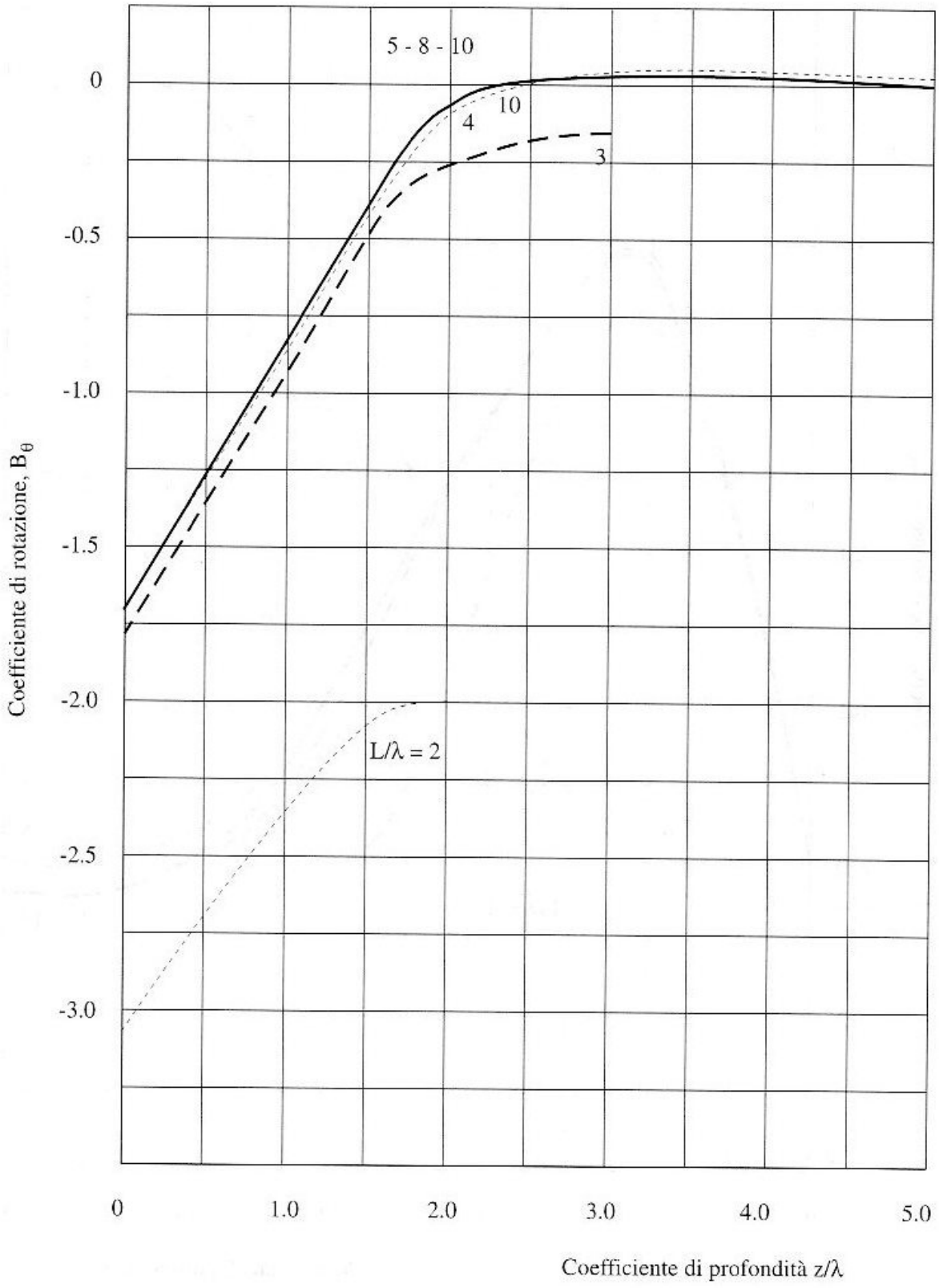


Fig. 14.38. Coefficiente B_θ per il calcolo della rotazione provocata da una coppia (eq. 14.22.)

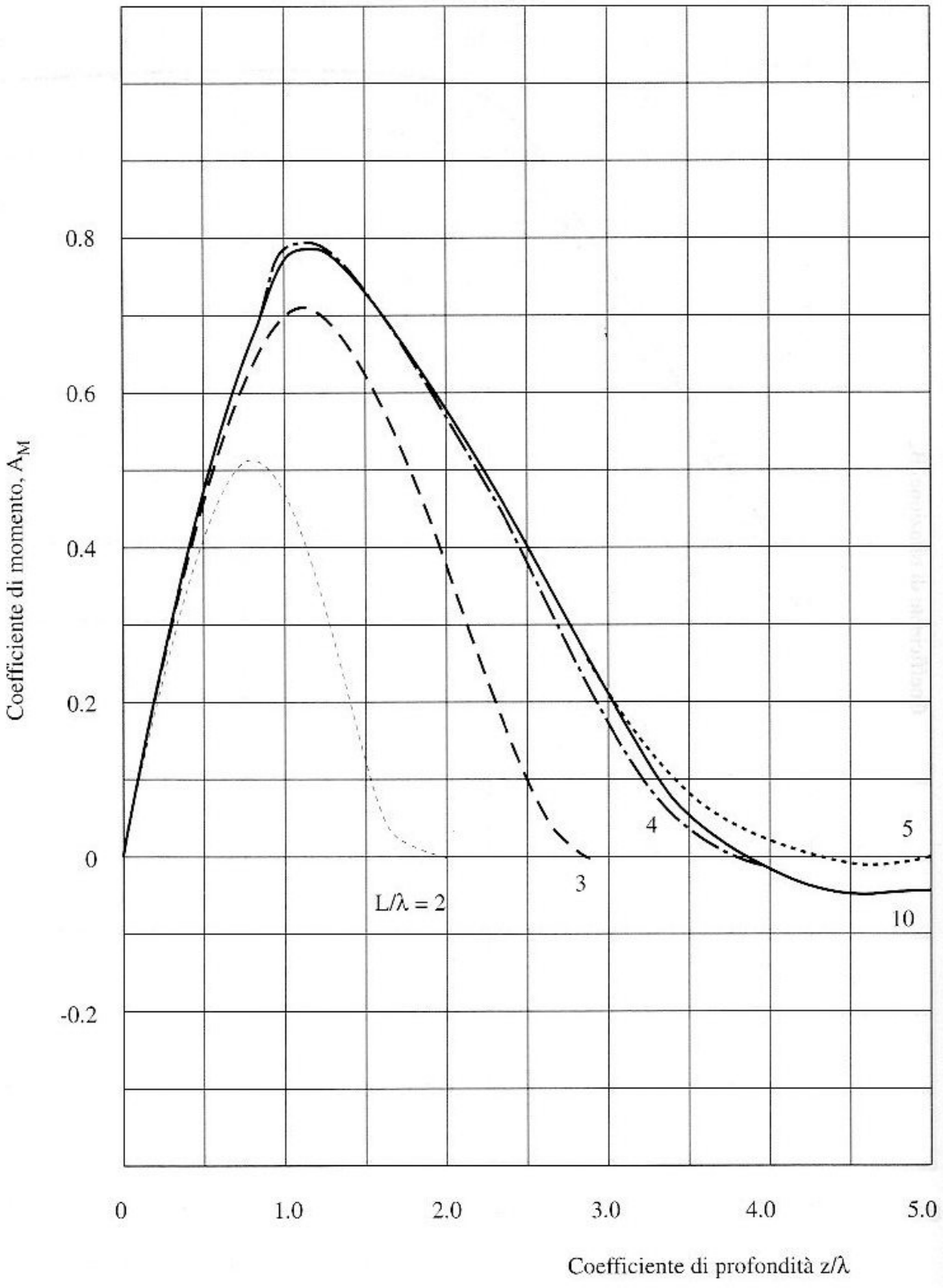


Fig. 14.39. Coefficiente A_M per il calcolo del momento flettente provocato da una forza orizzontale (eq. 14.22.)

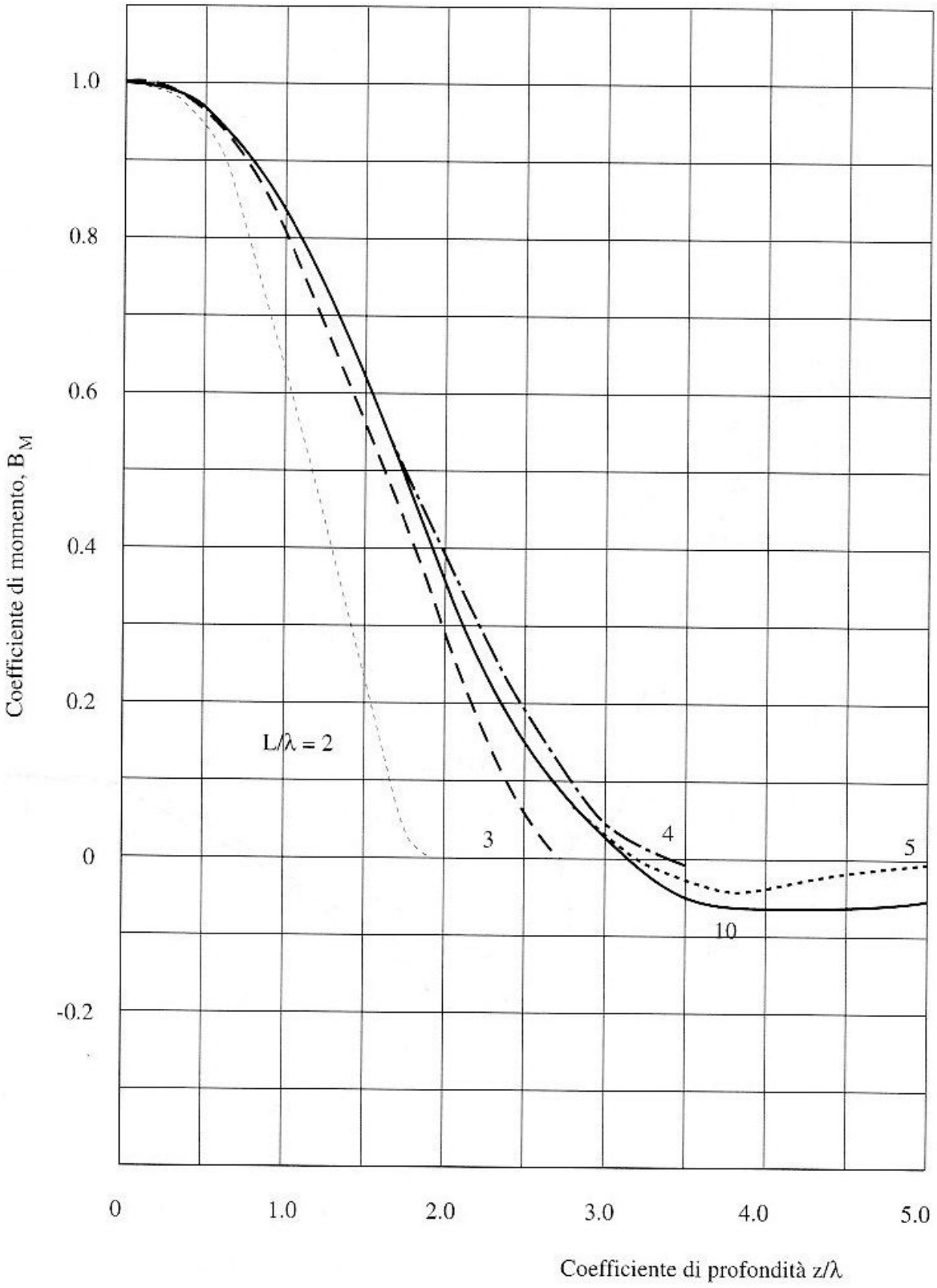


Fig. 14.40. Coefficiente B_M per il calcolo del momento flettente provocato da una coppia (eq. 14.22.)

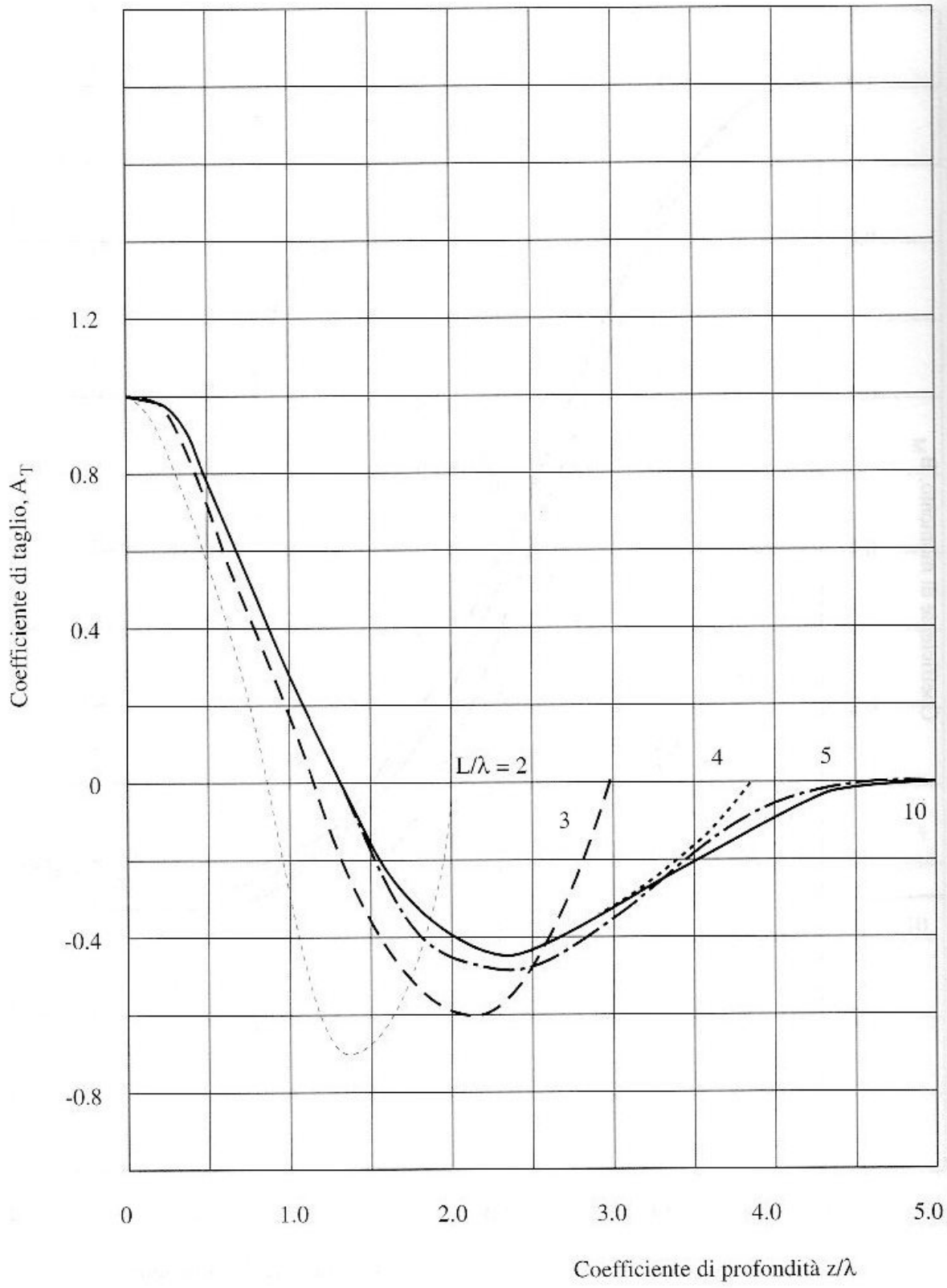


Fig. 14.41. Coefficiente A_T per il calcolo dello sforzo di taglio provocato da una forza orizzontale (eq. 14.22.)

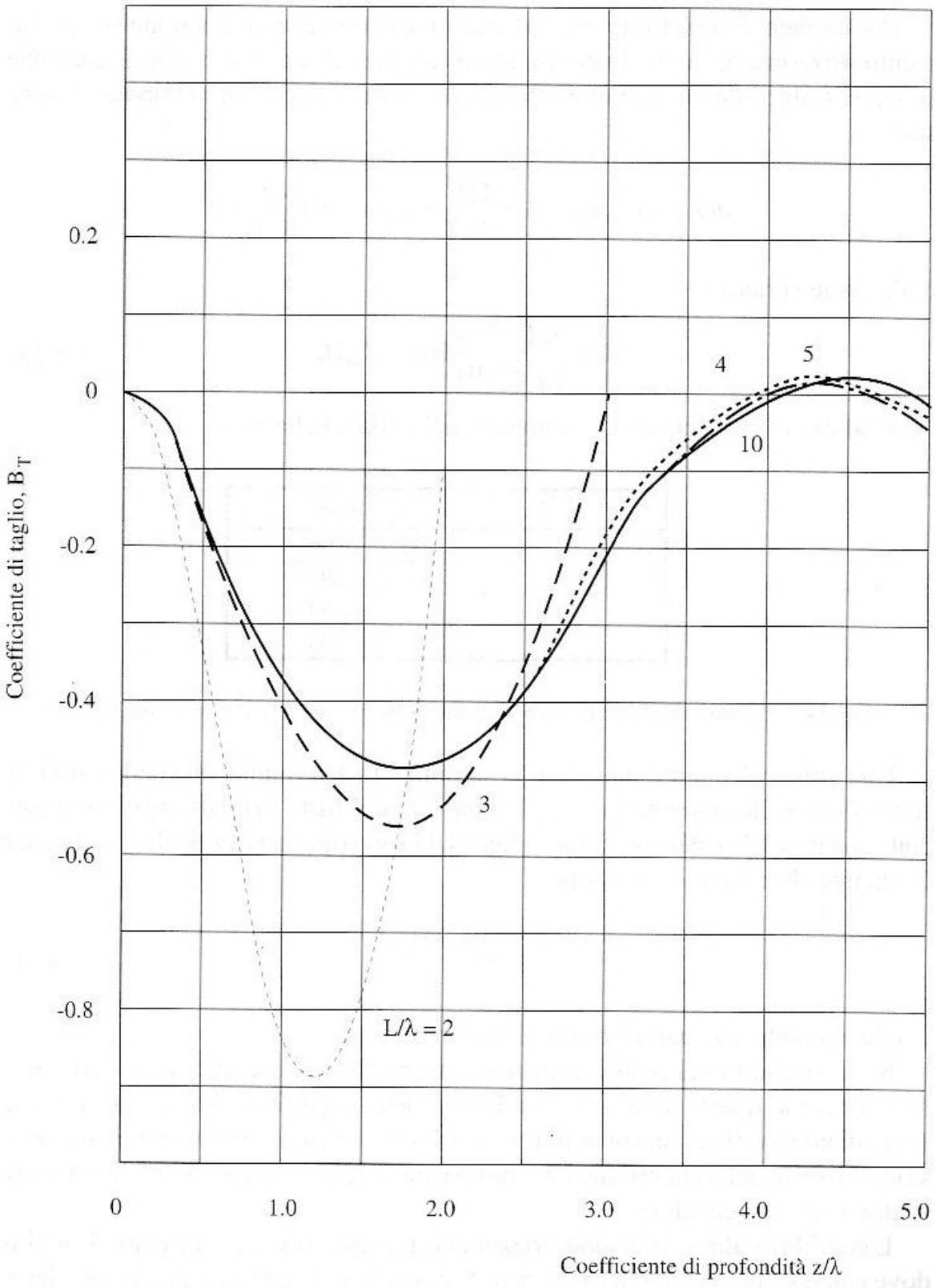


Fig. 14.42. Coefficiente B_T per il calcolo dello sforzo di taglio provocato da una coppia (eq. 14.22.)

Per un palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale, ma ne impedisca la rotazione, all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente che può essere calcolato imponendo che sia:

$$\theta(z=0) = A_\theta(z=0)\frac{H\lambda^2}{E_pJ} + B_\theta(z=0)\frac{M\lambda}{E_pJ} = 0$$

dalla quale si ricava:

$$M = \frac{A_\theta(z=0)}{B_\theta(z=0)} H\lambda = C_M H\lambda \qquad (14.23)$$

I valori del coefficiente C_M sono riportati nella tabella 14.4.

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 5	-0,93

Tab. 14.4. Coefficienti di momento per un palo impedito di ruotare in testa (eq. 14.23)

Una volta calcolato il momento in sommità, la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione e deformazione lungo il fusto del palo può essere condotta con le (14.22). Per comodità, in fig. 14.43 sono riportati i valori del coefficiente C_y da introdurre nell'espressione:

$$y = C_y \frac{H\lambda^3}{E_pJ} \qquad (14.24)$$

valida, appunto, per pali impediti di ruotare in testa.

Se la sommità del palo è incastrata in una fondazione che ne impedisce la rotazione, ma questa non si trova a livello della superficie del terreno ma al di sopra di tale livello di una quantità l (fig. 14.44), conviene effettuare una sconnessione a livello della superficie del terreno e determinare in quel punto le caratteristiche della sollecitazione.

L'equilibrio alla traslazione orizzontale fornisce per ciascun palo: T = H/n, dove con n si indica il numero dei pali. Il momento, invece, non può essere determinato con una semplice condizione di equilibrio alla rotazione, in quanto in quest'ultima appaiono anche i valori incogniti dello sforzo normali nei pali. Occorre allora introdurre una condizione di congruenza, che può essere ad esempio l'ugua-

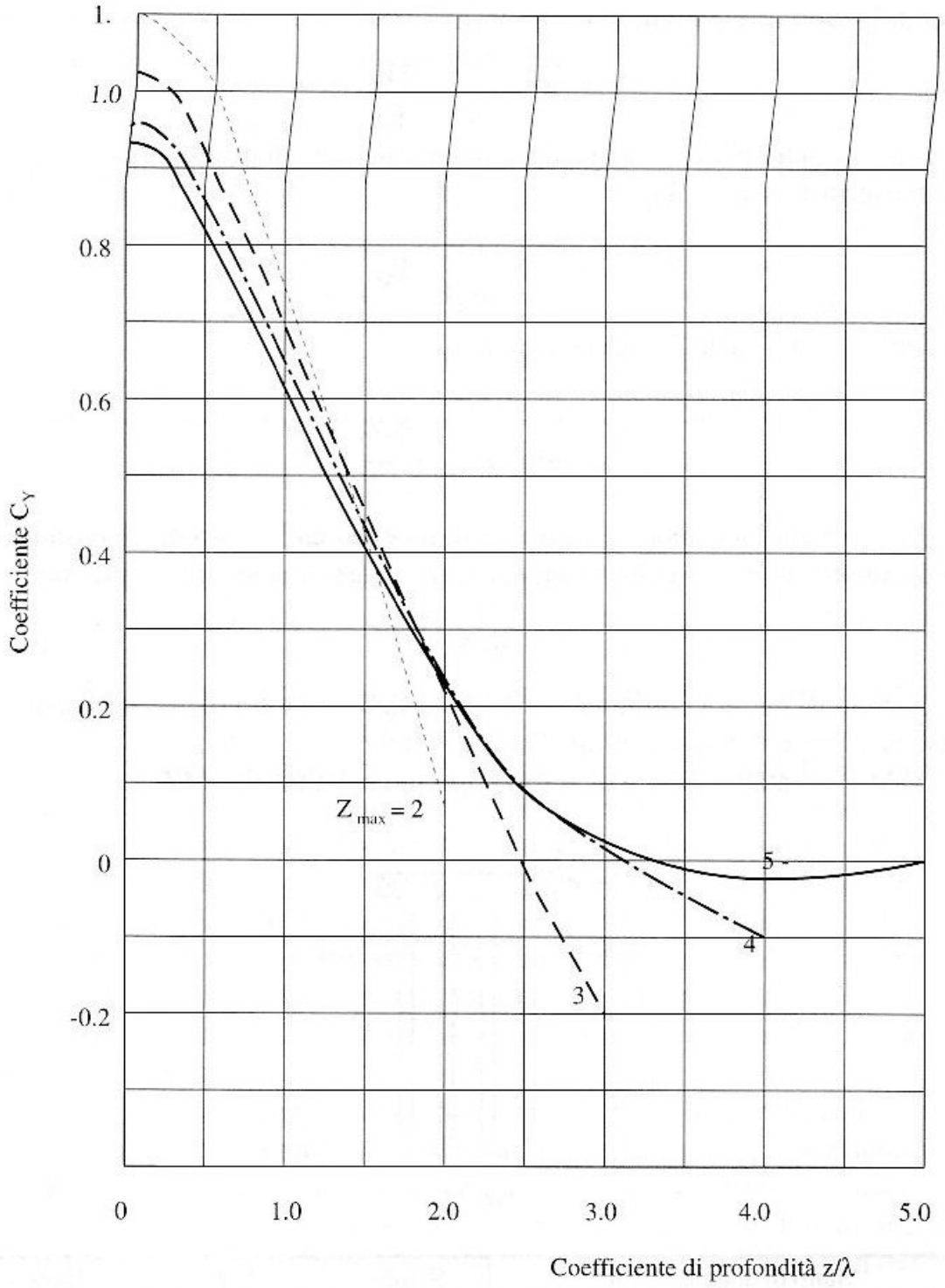


Fig. 14.43. Coefficiente C_y per il calcolo dello spostamento di un palo impedito di ruotare in testa (eq. 14.24.)

glianza delle rotazioni nella sezione di sconnessione, considerata appartenente alla parte in elevazione o alla parte interrata del palo.

La rotazione θ^s della sezione di sconnessione, considerata appartenente al trat-

to di palo fuori terra, si esprime:

$$\theta^s = \frac{Tl^2}{2EJ} - \frac{Ml}{EJ}$$

mentre, considerando la sezione appartenente al tratto di palo interrato, la rotazione si esprime (eq. 14.22):

$$\theta^i = A_\theta \frac{T\lambda^2}{E_p J} + B_\theta \frac{M\lambda}{E_p J}$$

Imponendo l'uguaglianza, si ricava:

$$M = T \frac{\frac{l^2}{2} - A_\theta \lambda^2}{B_\theta \lambda + 1}$$

Per i terreni incoerenti, il valore di n_h dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda; esso può essere ottenuto dall'espressione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1{,}35} \qquad (14.25)$$

nella quale si entrerà con il valore del peso dell'unità di volume immerso γ' nel caso ci si trovi al di sotto del livello della falda.

Valori orientativi di n_h e di A sono riportati nella tabella 14.5.

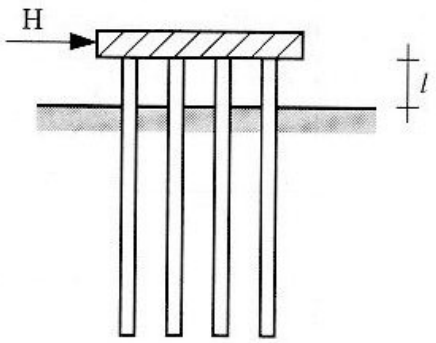


Fig. 14.44.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1.000	1.000 ÷ 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
n_h [N/cm^3], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm^3], sabbie immerse	1,5	5	12

Tab. 14.5. Valori orientativi di n_h e di A (eq. 14.25) per terreni incoerenti

Per terreni argillosi normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati, valori orientativi di n_h sono riportati nella tabella 14.6.

Tipo di terreno	n_h [N/cm^3]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hilts, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Tab. 14.6. Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

Come già si é detto per le travi di fondazione, per i casi più complicati (sottosuolo stratificato, pali a sezione variabile) o comunque per evitare tediose calcolazioni si preferisce far ricorso a semplici algoritmi di calcolo numerico, ormai diffusamente disponibili.

In casi nei quali sia importante una precisa valutazione delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti orizzontali (ciò si verifica, ad esempio, per le costruzioni *off-shore*) occorre tenere conto della non linearità della relazione fra reazioni del terreno e spostamenti orizzontali. Si può tenere conto di questo fattore adottando il cosiddetto metodo delle curve p - y, che è analogo al metodo delle curve di trasferimento presentato al § 14.1.2 per la previsione del cedimento sotto carichi verticali. La letteratura contiene una serie di indicazioni sulla forma delle curve p, y per i diversi tipi di terreno; una volta assunti tali andamenti, è relativamente facile costruire un programma di calcolo incrementale e/o iterativo che consenta la soluzione del palo immerso in mezzo alla Winkler con molle di legge non lineare nota.

Un semplice metodo approssimato per tenere conto della non linearità delle curve p,y è quello di adoperare le soluzioni di Matlock e Reese in modo iterativo. Se supponiamo di conoscere le curve p,y per il terreno in esame, potremo assumere un valore iniziale di k_h costante con la profondità (se siamo in argille sovraconsolidate) o di n_h (se siamo in argille normalmente consolidate o in terreni incoerenti). Ottenuta una prima soluzione (fig. 14.45), verranno determinati sulle curve p, y i valori di p corrispondenti agli spostamenti orizzontali calcolati alle varie profondità; dividendoli per i corrispondenti valori di y, si ottengono dei nuovi valori di k_h. Mettendo in diagramma tali valori in funzione della profondità, è in genere possibile interpolare fra di essi una retta, dando maggior peso ai valori relativi ai punti più superficiali. Si ottiene così un nuovo valore di n_h, con il quale

iterare il procedimento fino a che non si ottenga la desiderata convergenza.

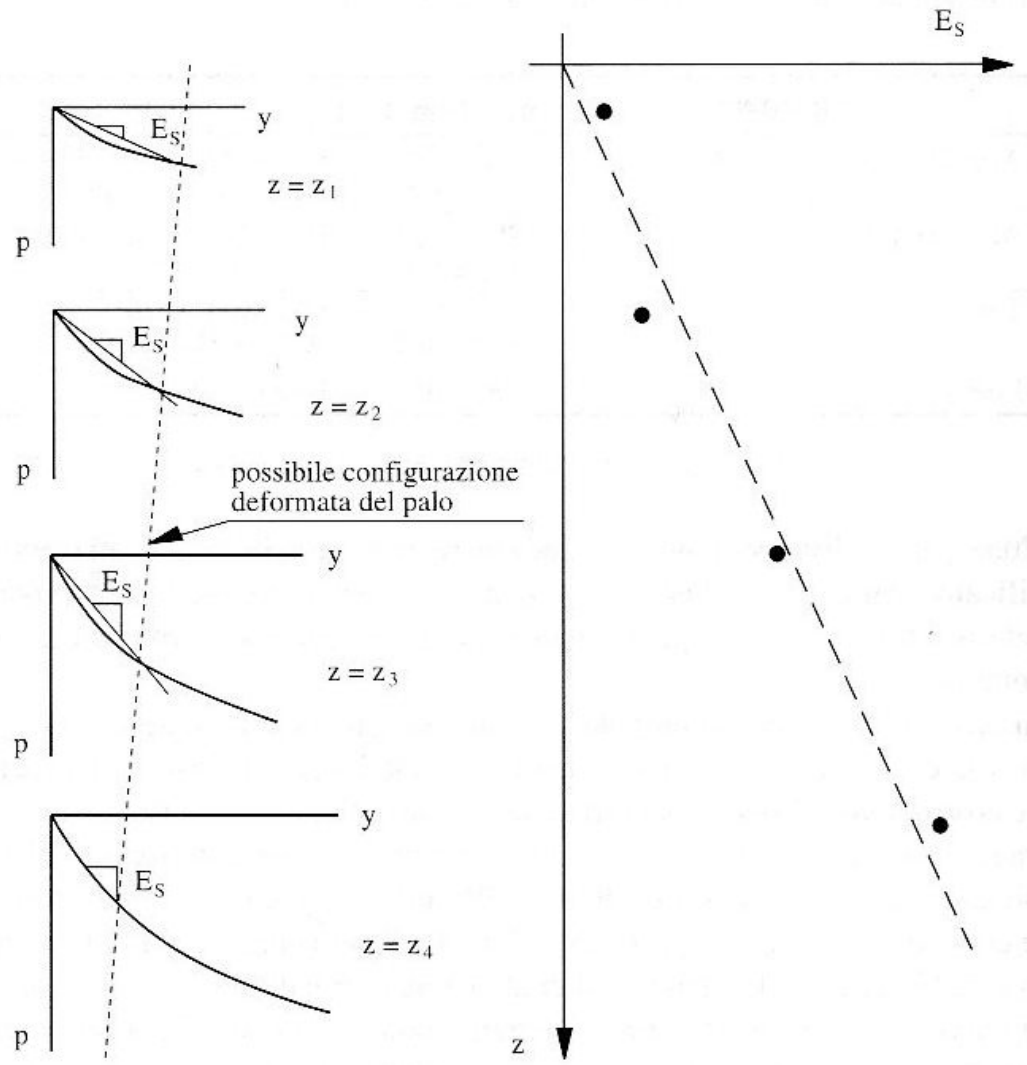


Fig. 14.45. Metodo approssimato per tener conto della non linearità

Più dettagliate indicazioni circa i valori del modulo di reazione ed i procedimenti di calcolo non lineare sono riportate da Ghionna e Lancellotta (1985).

Infine è da ricordare che, nel caso di carichi ciclici quali ad esempio quelli esercitati dal moto ondoso, si verifica una significativa riduzione del valore di k_h. In mancanza di più precise determinazioni Davisson (1970) consiglia di assumere un valore ridotto di k_h, in caso di carico ciclico, pari al 30% del valore relativo al carico monotonico. Un effetto dello stesso tipo si verifica nei terreni coesivi anche per carichi orizzontali agenti staticamente per tempi lunghi, a seguito dei fenomeni di consolidazione e di creep. Per le argille consistenti, Broms (1964) suggerisce di assumere valori di k_h compresi fra 1/4 ed 1/2 del valore relativo a carichi agenti per tempi brevi; in argille poco consistenti il coefficiente di riduzione scende a

valori compresi fra 1/5 ed 1/3.

14.4.2. *Pali in gruppo*

Come è noto, uno dei principali inconvenienti di un modello alla Winkler, quale quello che è stato illustrato nel precedente paragrafo, è l'impossibilità di considerare in modo esplicito l'effetto di gruppo, e cioè la mutua interazione fra i pali costituenti un gruppo. Nel caso di gruppi di pali sotto carichi orizzontali, tale effetto può essere simulato in prima approssimazione adottando un valore opportunamente ridotto di k_h, che indicheremo con il simbolo $k_{h,g}$.

Poulos e Davis (1980) forniscono in proposito le seguenti indicazioni, valide per valori del rapporto fra interasse e diametro dell'ordine di tre.

Gruppo di due pali:	$k_{h,g} = 0{,}5\ k_h$
Gruppo di tre o quattro pali:	$k_{h,g} = 0{,}33\ k_h$
Gruppo di cinque o più pali:	$k_{h,g} = 0{,}25\ k_h$

Analisi più elaborate, che consentono di tenere conto della effettiva geometria del gruppo e della direzione della forza orizzontale, sono possibili ricorrendo alla schematizzazione del terreno come continuo elastico. Il procedimento, basato in genere sul metodo degli elementi di contorno, è analogo a quello sommariamente illustrato al § 14.1.2 per i carichi verticali, ma molto più complesso. Inoltre, risulta praticamente impossibile simulare eventuali stratificazioni del terreno. Una esposizione del metodo, suggerimenti per la sua applicazione ed alcuni utili risultati sono contenuti nel trattato di Davis e Poulos (1980).

15. SPERIMENTAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

15.1. *Prove di carico*

15.1.1. *Generalità*

Le prove di carico sui pali di fondazione possono essere suddivise in due tipi, in relazione alla loro finalità.

Un primo tipo di prova é la prova *di progetto* o *pilota*, che viene normalmente spinta a rottura o ad un carico massimo di prova pari ad almeno tre volte il carico di esercizio. La prova di progetto é quindi una prova distruttiva, e deve essere eseguita su di un palo appositamente realizzato, non appartenente alla palificata in progetto e detto, appunto, palo pilota. La sua finalità é quella di determinare il carico limite del palo e di studiarne la curva carico-cedimento; se il palo é opportunamente strumentato, consente lo studio separato della resistenza laterale, della resistenza alla punta e delle relative funzioni di trasferimento.

La prova *di collaudo*, al contrario, viene eseguita su pali scelti a caso nell'ambito della palificata, durante o dopo la costruzione di quest'ultima. La prova non può essere distruttiva, e quindi il carico di prova viene limitato ad 1,5 o al massimo 2 volte il carico di esercizio previsto per il palo. Viene eseguita su di un numero di pali pari all'1% ÷ 2% del totale, e comunque su almeno due pali; questi numeri devono essere precisati nel contratto di appalto. La sua finalità é essenzialmente quella di controllare la corretta esecuzione e quindi la buona riuscita dei pali, nonché di verificare che non vi sia eccessiva disomogeneità di comportamento fra i vari pali di una palificata; in linea secondaria, può fornire indicazioni indirette sul coefficiente di sicurezza del palo.

In generale, occorre tenere presente i seguenti elementi:

- le modalità esecutive del palo di prova, nel caso di palo pilota, devono essere le stesse previste per i pali della palificata, in modo che i risultati della prova siano significativi. Per lo stesso motivo il palo pilota deve essere ubicato all'interno o nelle immediate adiacenze della palificata;
- le prove pilota debbono essere eseguite in prossimità di sondaggi e/o prove in sito, in modo che i relativi risultati siano riferiti ad una precisa situazione stratigrafica;
- i pali da sottoporre a prova di collaudo devono essere scelti dopo la costruzione, in modo da evitare che vengano realizzati con cura particolare e da indurre l'esecutore ad esplicare per tutti i pali la massima cura;
- i pali battuti in terreno coesivo non devono essere sottoposti a prova prima che siano sostanzialmente dissipate le sovrappressioni neutre indotte dalla battitu-

ra. L'intervallo di tempo necessario a tal fine varia fra alcune settimane ed alcuni mesi.

15.1.2. *Attrezzature di prova*

L'applicazione del carico al palo viene fatta con un martinetto idraulico azionato da una pompa a mano o a motore. Per sistemare il martinetto, si costruisce in testa al palo un dado di c.a., la cui faccia superiore viene accuratamente spianata; per i pali di grande diametro é sufficiente spianare la base superiore, arricchendo l'armatura di cerchiaggio nella parte estrema del palo o disponendo uno spezzone di tubo metallico per il contenimento laterale. Fra il martinetto ed il palo si interpone una piastra di acciaio. Per i carichi più elevati é talvolta necessario disporre più di un martinetto; in questo caso é buona norma evitare di usarne due, ma ricorrere alla disposizione a tre martinetti, molto più stabile. In genere, sono disponibili diffusamente martinetti con fondo scala fino a 5 MN; più rari sono quelli da 10MN.

Il martinetto può essere contrastato da una zavorra (fig. 15.1), realizzata con una piattaforma di putrelle d'acciaio poggianti su sostegni laterali realizzati con cataste di travi di legno o con blocchi in calcestruzzo; sulla piattaforma si dispongono blocchi di calcestruzzo, lingotti di ghisa o qualsiasi altra zavorra disponibile in cantiere, per un peso totale che ecceda il massimo carico di prova almeno del 10%.

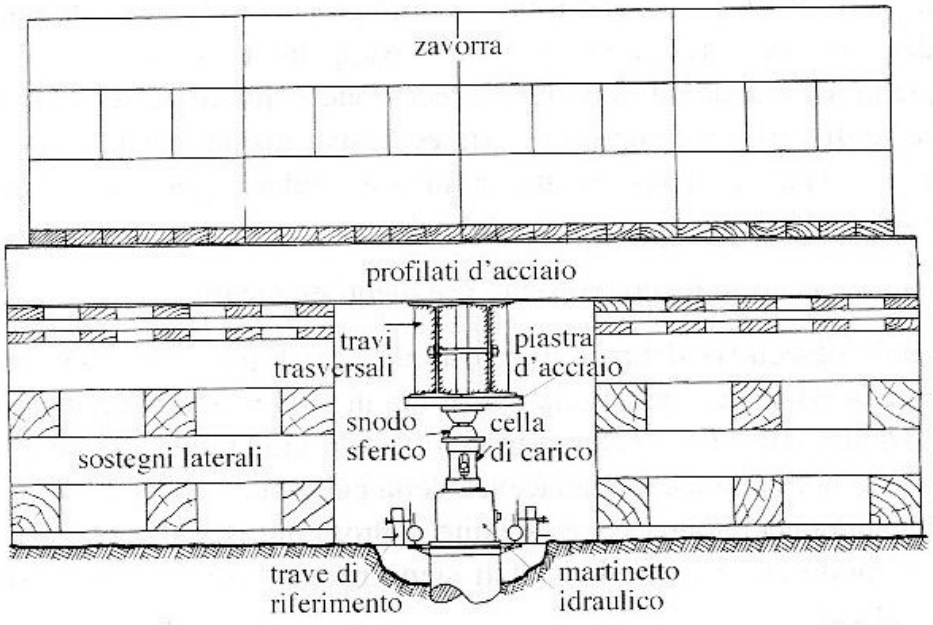


Fig. 15.1. Schema di una prova di carico con zavorra

La zavorra dovrà essere realizzata in modo che il suo baricentro si trovi sull'asse del palo; le basi di appoggio devono essere disposte ad una distanza del palo non minore di 1,5 m, onde limitare le interferenze.

Alternativamente, il martinetto potrà contrastare contro una trave ancorata a due o più pali di ancoraggio che lavorano a trazione (fig. 15.2). I pali di ancoraggio devono essere disposti ad un interasse con il palo di prova non minore di 4 volte di diametro dello stesso palo di prova, e comunque non minore di 2 m.

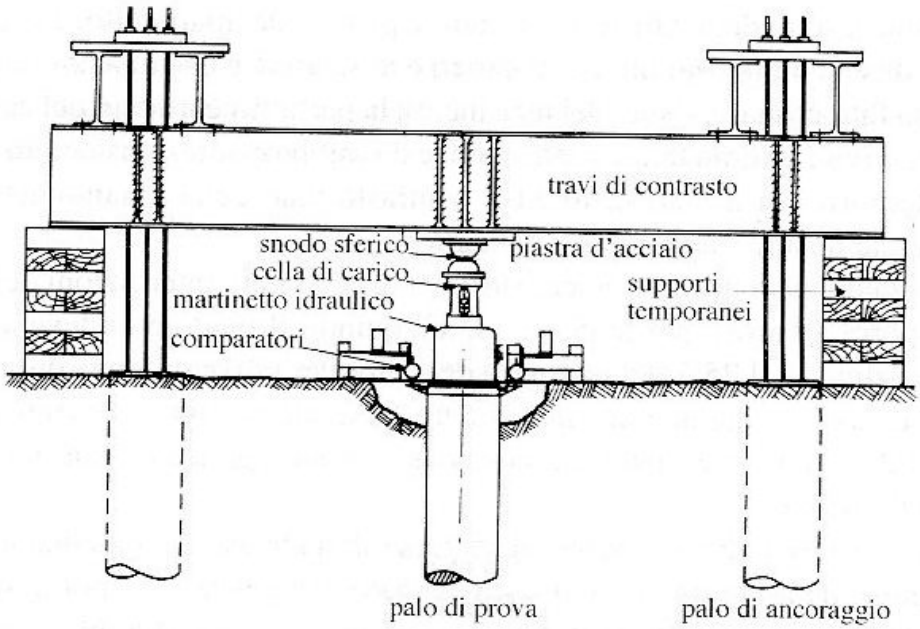


Fig. 15.2. Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio

La configurazione del martinetto e della trave di contrasto può essere adattata per prove a trazione (fig. 15.3).

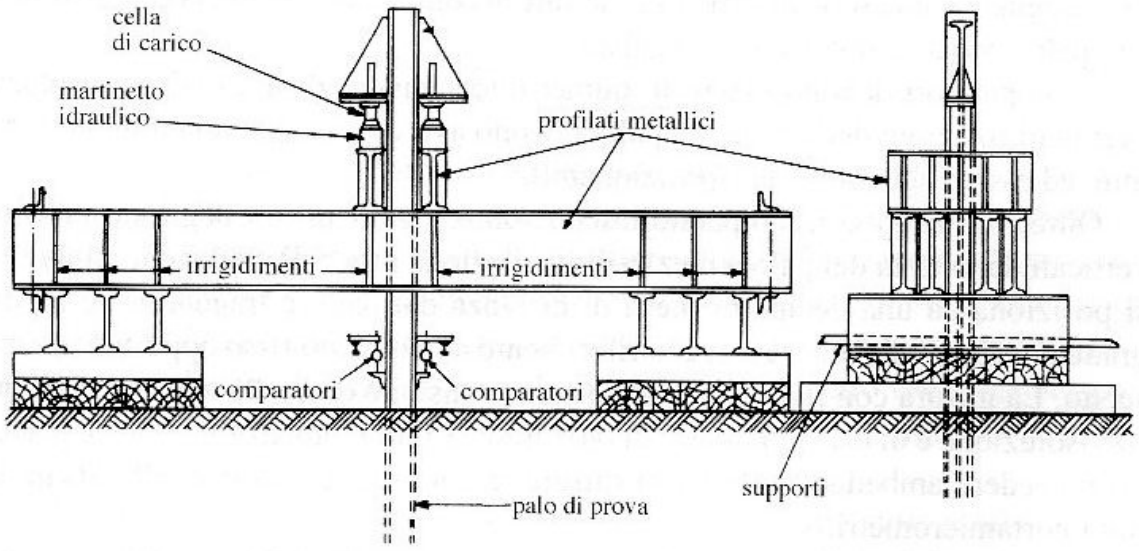


Fig. 15.3. Schema di una prova di carico a trazione

Il carico viene generalmente misurato determinando la pressione nel circuito idraulico mediante un manometro posto in prossimità del martinetto, e moltiplicandola per l'area del pistone del martinetto. Per quanto precisa possa essere la misura di pressione (a tal fine, il manometro deve essere corredato da un certificato di taratura rilasciato da non oltre sei mesi da un laboratorio ufficiale), il carico é comunque affetto dagli attriti fra cilindro e pistone del martinetto, che producono errori di segno opposto in fase di carico e di scarico, e che dipendono in modo casuale da fattori quali l'usura del martinetto, la perfetta centratura del carico, etc. Per tale motivo é di gran lunga preferibile, e dovrebbe essere considerato obbligatorio, interporre fra il martinetto ed il contrasto una cella dinamometrica, che consenta una misura indipendente del carico.

La corsa del pistone deve essere sufficiente ad evitare interruzioni della prova per interporre spessori; per le prove pilota, quindi, il martinetto deve avere una corsa pari almeno al 25% del diametro del palo. Per prove di lunga durata é utile che il sistema oleodinamico sia munito di un automatismo, possibilmente asservito alla cella di carico, che mantenga costante il carico applicato man mano che si sviluppa il cedimento.

La misura degli abbassamenti viene generalmente eseguita mediante comparatori centesimali interposti fra la testa del palo e apposite travi portamicrometri (normalmente due, tra di loro parallele) poggianti sul terreno tramite supporti sufficientemente lontani dal palo e dagli appoggi della zavorra o dai pali di ancoraggio. I supporti saranno saldamente immorsati nel terreno e disteranno dal palo di prova non meno di 3 metri. Le travi dovranno avere elevata rigidezza flessionale, avere un estremo libero di scorrere per consentire la dilatazione termica, essere schermate dai raggi solari. E' buona norma controllare l'adeguatezza del dispositivo eseguendo una serie di almeno 12 letture ai comparatori ad intervalli di un'ora, con palo scarico e zavorra già installata.

I comparatori devono essere in numero non minore di tre, onde controllare eventuali rotazioni della testa del palo; devono avere una corsa non minore di 50 mm, ed essere agevolmente riposizionabili.

Oltre alla misura con comparatori, si possono eseguire misure degli spostamenti verticali della testa del palo a mezzo di livellazione ottica di precisione. Il livello si posiziona ad una decina di metri di distanza dal palo, e traguarda tre regoli graduati solidali al palo stesso, con riferimento ad un punto fisso opportunamente scelto. La misura con livello, anche se meno sensibile di quella con comparatori (la risoluzione é di 0,1 mm invece di 0,01 mm), é molto più affidabile; é opportuno prevedere ambedue i sistemi di misura, e controllare con il livello anche le travi portamicrometri.

Oltre al carico applicato ed allo spostamento verticale della sommità del palo, é possibile eseguire misure degli spostamenti o delle deformazioni del fusto del

palo in profondità.

Queste misure consentono di ottenere informazioni sullo sviluppo delle resistenze alla punta e laterale, e pertanto accrescono significativamente l'utilità delle prove di carico, specie di quelle di progetto; per quanto si tratti di misure delicate e relativamente costose, é opportuno eseguirle ogni volta che ciò sia possibile.

Gli abbassamenti di un certo numero di punti del palo possono essere misurati con astine estensimetriche, predisposte all'interno di tubi ed ancorate a varie profondità nel calcestruzzo; una tipica disposizione é riportata in fig. 15.4

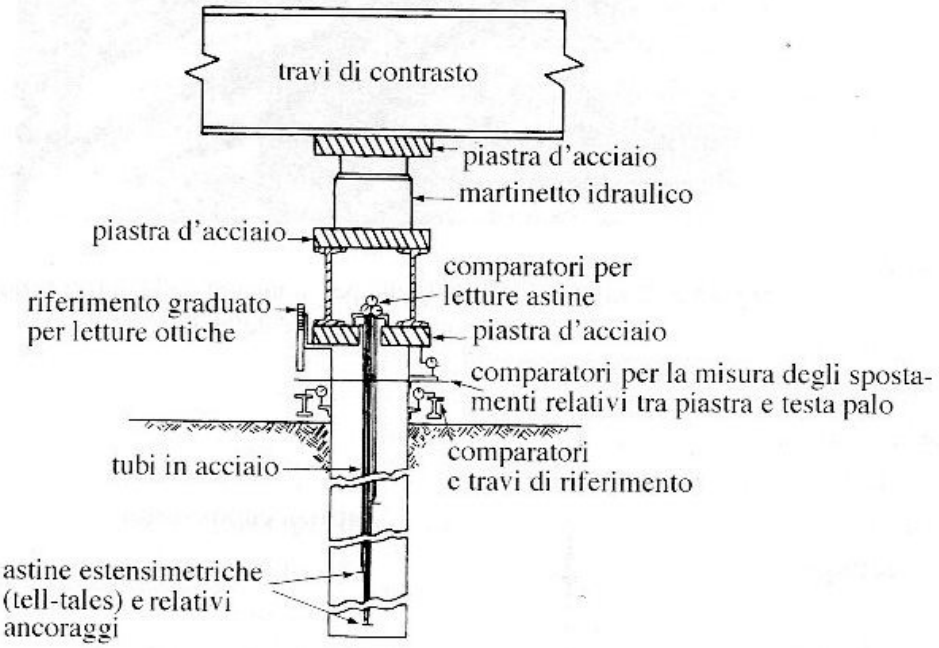


Fig. 15.4. Schema della disposizione di astine estensimetriche (tell-tales) per la misura degli spostamenti di punti del fusto del palo

Alternativamente, é possibile adottare estensimetri da calcestruzzo a filo vibrante o barrette estensimetriche a *strain gauges*, che si collegano alla gabbia di armatura e si annegano nel getto di calcestruzzo (fig. 15.5) consentendo la misura della deformazione assiale in un certo numero di sezione di misura. In ciascuna sezione sarebbe sufficiente disporre due estensimetri in posizione diametralmente opposta; poiché però avviene spesso che qualche estensimetro venga danneggiato durante il getto, é buona norma disporne almeno quattro, all'estremità di due diametri ortogonali.

Recentemente é stato sviluppato un estensimetro recuperabile a nastro, che si introduce in un tubo di acciaio del diametro interno di 5 cm predisposto nel palo e si fissa al tubo stesso mediante dei pezzi di bloccaggio espandibili con un circuito

di gas in pressione (fig. 15.6). Al termine della prova i dispositivi di bloccaggio vengono rilasciati e l'estensimetro recuperato per essere riutilizzato.

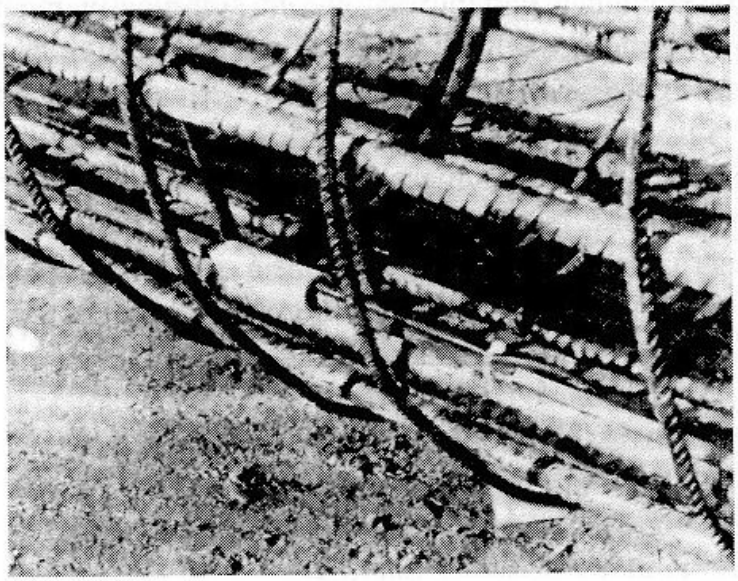


Fig. 15.5. Barrette estensimetriche per la misura della deformazione ε_z in sezioni strumentate del palo

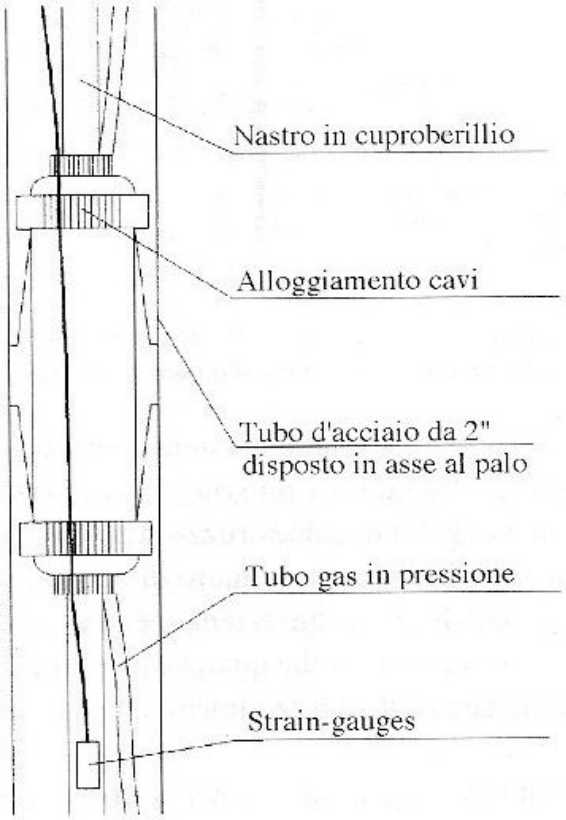


Fig. 15.6. Schema del dispositivo di bloccaggio dell'estensimetro recuperabile

15.1.3. *Modalità di prova*

Il metodo più diffuso per l'esecuzione della prova é quello di applicare il carico ad incrementi discreti, ognuno dei quali viene mantenuto costante per un certo tempo mentre si misurano i cedimenti.

Ciascun incremento di carico può essere dell'ordine del 25% del carico di esercizio, o minore; in tal modo si ottengono almeno 6 incrementi di carico in una prova di collaudo, e 12 in una prova pilota. Questo consente una definizione sufficientemente accurata della curva carico-cedimento e del carico limite.

La durata di ciascun incremento può essere fissata con il criterio di attendere l'esaurimento del cedimento; in pratica il cedimento si considera esaurito quando l'incremento di cedimento in 20' non superi 0,01 mm per i pali di piccolo diametro; 0,02 m per quelli di medio diametro e 0,03 mm per quelli di grande diametro. Le misure di cedimento vengono fatte ai seguenti tempi contati a partire dall'applicazione dell'incremento di carico: 2'; 5'; 10'; 20' e poi ad intervalli regolare di 20'. Alternativamente si potrà prefissare la durata di ciascun incremento; nell'esperienza dello scrivente incrementi di durata costante (compresa fra 30' ed un'ora), molto più semplici e vantaggiosi in pratica, producono una curva carico-cedimento regolare e non distinguibile da quella che si ottiene con la precedente procedura.

Se lo si desidera, si potrà prolungare la permanenza del palo sotto carico in corrispondenza del carico di esercizio e/o del massimo carico di prova. A giudizio dello scrivente, però, questa pratica non fornisce significative informazioni sulle deformazioni differite della palificata, che dipendono eventualmente dalla consolidazione di strati profondi, e produce un'alterazione nella curva carico-cedimento che rende più difficile l'interpretazione della prova. Si ritiene pertanto che essa debba essere abbandonata.

E' pratica corrente eseguire cicli di scarico e ricarico, onde determinare le aliquote reversibile ed irreversibile del cedimento ai vari livelli di carico. In effetti, l'applicazione di carichi ciclichi tende a modificare il modo di comportamento del palo impegnando l'attrito laterale in zone del fusto via via più profonde; pertanto anche questa pratica é giustificata solo per quelle opere dove siano presenti significativi carichi ciclichi.

Per le prove pilota, é opportuno che si raggiunga il massimo cedimento possibile anche dopo che sia avvenuta la rottura, ed é comunque necessario rilevare la curva di scarico.

15.1.4. *Elaborazione dei risultati*

Il risultato di una prova di carico viene in genere presentato sotto forma di un diagramma carico-cedimento, accompagnato da diagrammi cedimento-tempo per ciascun incremento di carico (fig. 15.7).

Per una prova pilota, il dato più importante da dedurre dai risultati sperimenta-

li é il valore del carico limite Q_{lim}. Se la curva carico-cedimento presenta un massimo ben definito, la determinazione di Q_{lim} é ovvia; tuttavia, proprio perché la rottura alla punta di un palo ha sempre i caratteri di una rottura per punzonamento, ciò avviene di rado. E' quindi necessario individuare un criterio di definizione del carico limite.

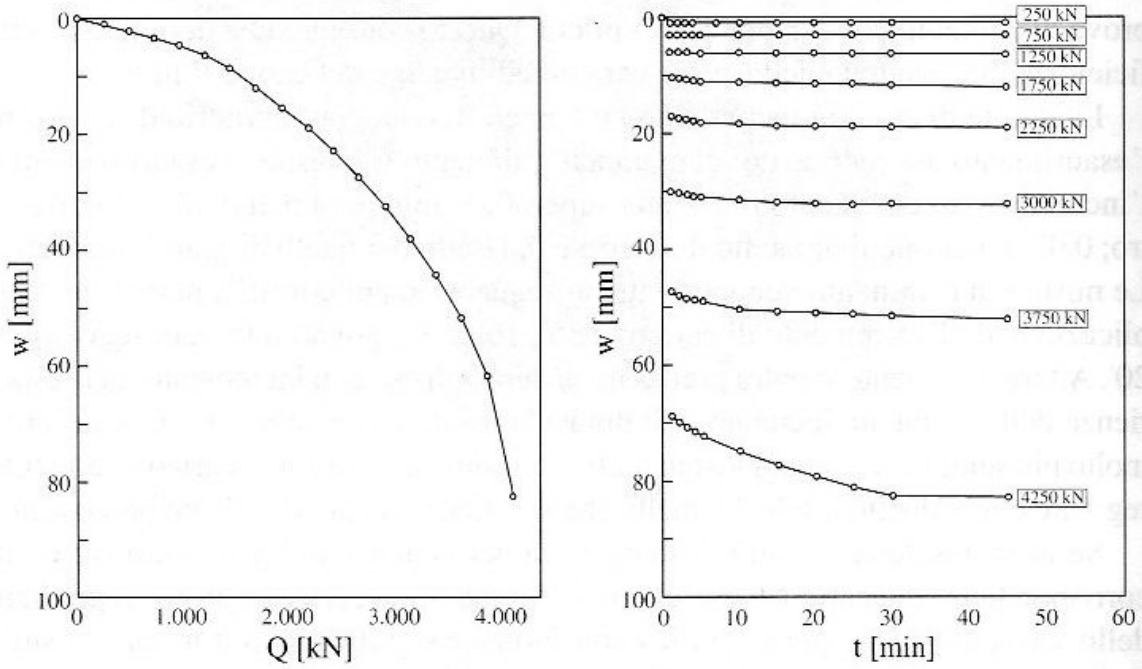


Fig. 15.7. Tipici risultati di una prova di carico su palo pilota

Il criterio più semplice e diffuso é quello che definisce Q_{lim} come quel carico in corrispondenza del quale si raggiunge un determinato cedimento; in genere si assume questo cedimento pari a 0,1d per pali battuti ed a 0,25 d per pali trivellati (fig. 15.8a).

Un altro criterio abbastanza diffuso é quello che definisce Q_{lim} come quel carico in corrispondenza del quale l'abbassamento in testa vale 2δ, essendo δ l'abbassamento sotto un carico pari a 0,9 Q_{lim} (fig. 15.8b).

Molto utile per l'interpretazione della prova é la cosiddetta tecnica di interpolazione iperbolica, consistente nell'interpolare la curva carico-cedimento con un'espressione analitica, e in particolare con l'espressione di un iperbole. Si pone:

$$Q = \frac{w}{m + nw} \tag{15.1}$$

La (15.1) può anche scriversi:

$$\frac{w}{Q} = m + nw$$

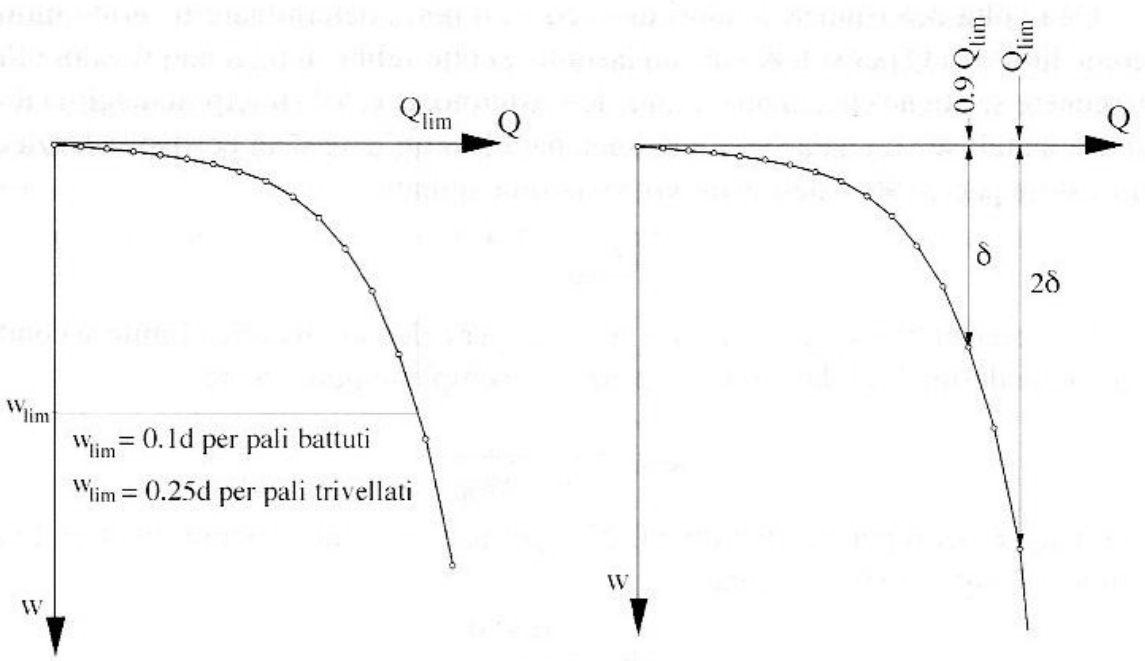


Fig. 15.8. Definizione convenzionale del carico limite: a) in corrispondenza di un cedimento w_{lim}; b) in relazione alla non linearità della curva carico-cedimento

Per determinare i parametri m ed n nell'iperbole, si riportano i punti sperimentali su di un diagramma (w/Q, w); se la forma della curva carico-cedimento si avvicina effettivamente alla (15.1), i punti sperimentali si dispongono su di una retta (fig. 15.9). L'intercetta di tale retta sull'asse delle ordinate rappresenta il valore di m; il coefficiente angolare il valore di n.

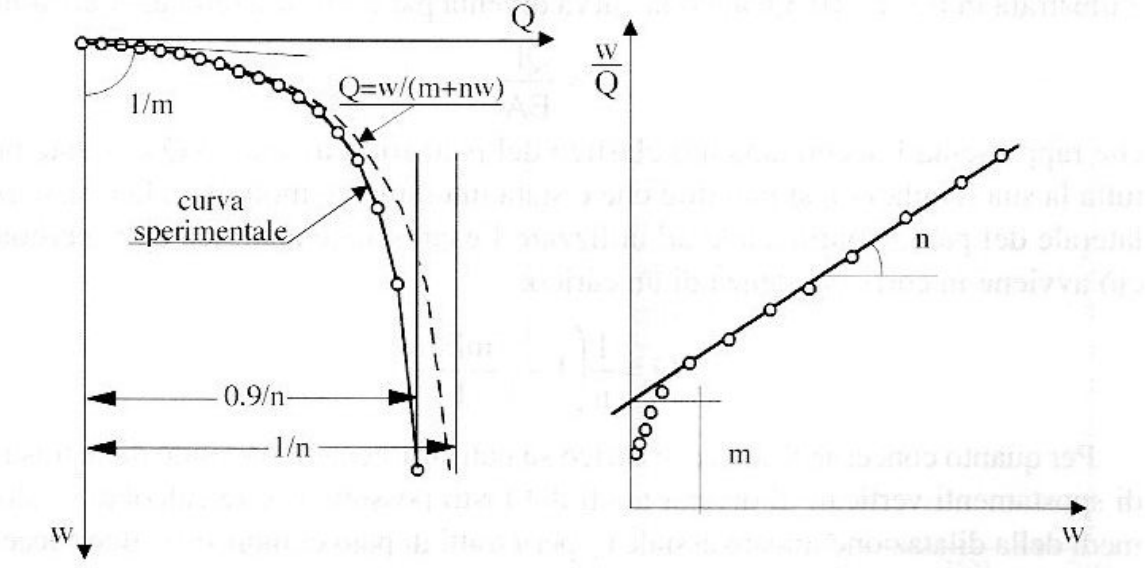


Fig. 15.9. Interpolazione della curva carico-cedimento con un'iperbole

Una volta determinati i valori di m ed n, si potrà determinare il carico limite come limite di Q per w tendente ad infinito; si otterrebbe in tal modo il valore l/n. In genere si ritiene che, in prossimità dell'asintoto, la (15.1) interpoli meglio i dati sperimentali se "tagliata" con una linea parallela all'asse w in corrispondenza di un valore pari al 90% dell'asintoto; si assume quindi:

$$Q_{lim} = \frac{0,9}{n}$$

E' preferibile, invece, utilizzare la (15.1) per calcolare il carico limite secondo una delle definizioni date in precedenza; a esempio si potrà porre:

$$Q_{lim} = \frac{w_{lim}}{m + n w_{lim}}$$

con $w_{lim} = 0,1$ d per pali battuti e 0,25 d per pali trivellati; oppure, ricorrendo al criterio di fig. 15.8b, si ottiene:

$$Q_{lim} = \frac{0,889}{n}$$

Si rammenta che, secondo la normativa italiana, al carico limite determinato con una prova pilota si può applicare un coefficiente di sicurezza pari a 2.

L'espressione (15.1) può essere interpolata anche su di una curva carico-cedimento che non giunga fino a rottura; essa rappresenta quindi una possibile tecnica per estrapolare i risultati di una prova di carico di collaudo per utilizzarli per una stima del carico limite, e quindi del coefficiente di sicurezza. L'operazione, però, non é priva di incertezze e pertanto deve essere condotta con cautela.

Un'ultima informazione che é possibile estrarre da una curva carico cedimento é illustrata in fig. 15.10. Quando la curva diventa parallela alla retta di equazione:

$$w = \frac{QL}{EA}$$

che rappresenta l'accorciamento elastico del palo sotto un carico Q costante per tutta la sua lunghezza, si può dire che é stata interamente mobilitata la resistenza laterale del palo. Continuando ad utilizzare l'espressione analitica dell'iperbole, ciò avviene in corrispondenza di un carico:

$$Q = \frac{1}{n}\left(1 - \sqrt{\frac{mEA}{L}}\right)$$

Per quanto concerne le prove di carico su pali strumentati, partendo dalle misure di spostamenti verticali di diversi punti del fusto possono essere calcolati i valori medi della dilatazione lineare assiale ε_z per i tratti di palo compresi fra due successivi punti di misura. La stessa informazione si ottiene con l'estensimetro a nastro, che misura il valore medio di ε_z fra due successivi dispositivi di bloccaggio. Se

invece sono state adottate barrette estensimetriche, si dispone direttamente dei valori della deformazione ε_z nelle sezioni di misura. Da tali misure, noto il valore di E A, si possono dedurre i valori dello sforzo normale nel fusto del palo ed in particolare alla punta. Dal gradiente dello sforzo normale nel fusto del palo, infine, si ottengono le tensioni tangenziali all'interfaccia palo-terreno alle varie profondità.

Si riporta in fig. 15.11 un esempio dei risultati che si possono ottenere.

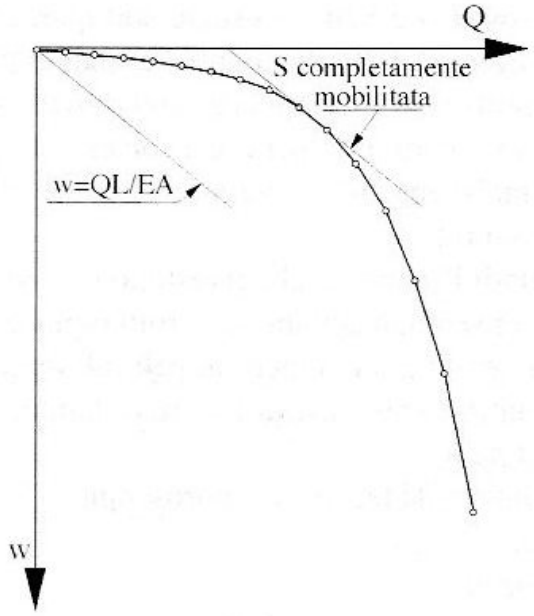


Fig. 15.10. Individuazione del carico al quale si é completamente mobilitata la resistenza laterale

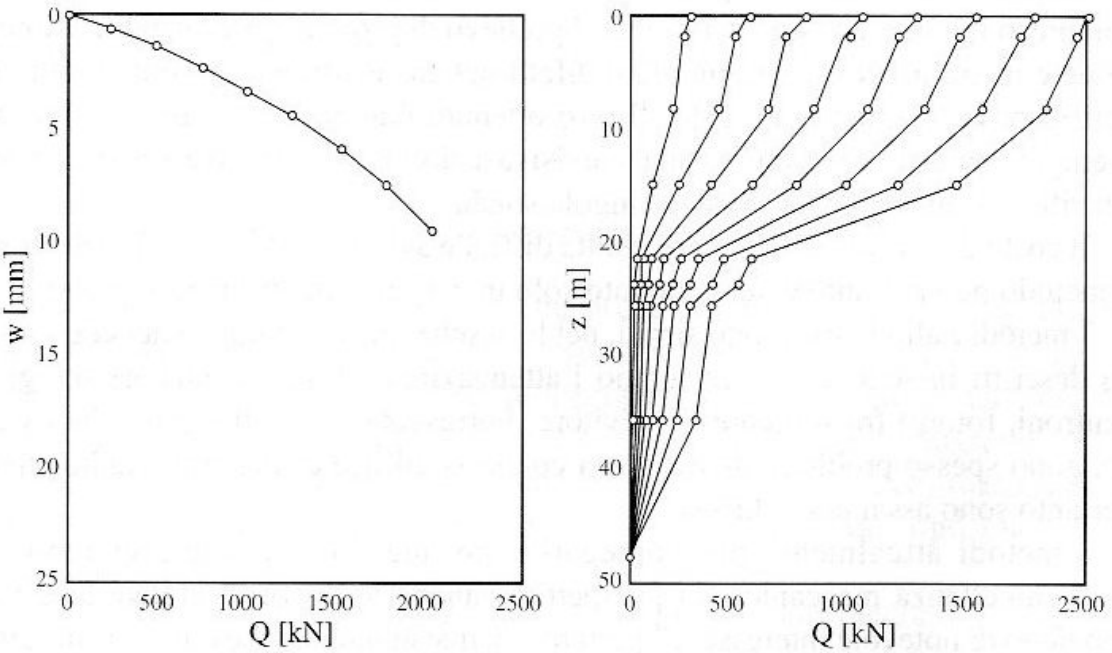


Fig. 15.11. Risultati di una prova di carico su di un palo strumentato

15.2. *Controlli non distruttivi*

15.2.1. *Generalità*

La prova di carico di collaudo é senza dubbio il più diffuso e soddisfacente metodo per controllare la buona riuscita di un palo di fondazione; tuttavia l'impegno ed il costo di tali prove ne precludono un uso sistematico.

Per i pali di medio diametro, e cioè con carichi massimi di prova dell'ordine di 1 MN o poco più, come si é visto é usuale sottoporre a prova di collaudo un numero di pali dell'ordine del 2% del totale. Per pali di grande diametro il carico di prova raggiunge molti MN, e quindi ciascuna prova implica costi estremamente elevati; ne consegue che, proprio per i pali con elevate portate unitarie nei quali il controllo sarebbe indispensabile, il numero di prove che effettivamente si eseguono é in genere assai ridotto.

Si comprende quindi l'interesse che rivestono i cosiddetti metodi di controllo non distruttivo, che consentono appunto controlli rapidi e relativamente economici, e quindi possibili per un gran numero di pali (al limite, per tutti i pali).

Fra i metodi di controllo non distruttivo, ricordiamo:

- perforazione nel palo;
- esame in foro con sonda televisiva (boroscopio);
- diagrafia sonica;
- metodi radiometrici;
- metodo dell'ammettenza meccanica;
- prove di carico dinamiche.

La perforazione del palo può essere fatta con carotiere diamantato di diametro compreso fra 50 e 100 mm. Consente il prelievo di provini per prove di compressione e mette in luce discontinuità o difetti del calcestruzzo; consente inoltre di verificare la lunghezza del palo. Il foro ottenuto può poi essere ispezionato, ad esempio con un boroscopio (sonda televisiva a circuito chiuso), o essere utilizzato per rilievi sonici o radiometrici a singola sonda.

Il costo é elevato, ed in genere risulta difficile assicurare la verticalità del foro; il metodo può pertanto essere adottato solo in pali di diametro medio-grande.

I metodi radiometrici sono simili, nel loro schema, ai metodi sonici che saranno descritti in seguito, ma misurano l'attenuazione di una radiazione (raggi γ, neutroni, fotoni) fra sorgente e ricevitore. Forniscono risultati semiqualitativi, e pongono spesso problemi di sicurezza connessi all'uso di materiale radioattivo; pertanto sono assai poco diffusi.

I metodi attualmente più impiegati sono quelli della diagrafia sonica e dell'ammettenza meccanica: in prospettiva, anche le prove di carico dinamico appaiono di notevole interesse. E' pertanto su questi metodi che converrà intrattenersi brevemente.

15.2.2. *Diagrafia sonica*

Il metodo richiede la predisposizione nel palo di due o tre tubi metallici verticali, del diametro interno di 42 mm, disposti agli estremi di un diametro della sezione del palo o ai vertici di un triangolo equilatero iscritto nella sezione stessa. I tubi vengono installati fissandoli alla gabbia di armatura.

Al termine della stagionatura del calcestruzzo, e cioè almeno 28 giorni dopo il getto, nei tubi vengono calate una sonda sorgente, che emette ultrasuoni, ed una sonda ricevitore che si dispone alla stessa profondità della sorgente (fig. 15.12). Vengono poi registrati, in funzione della profondità, i tempi impiegati dall'onda ultrasonica per compiere il percorso dalla sorgente al ricevitore.

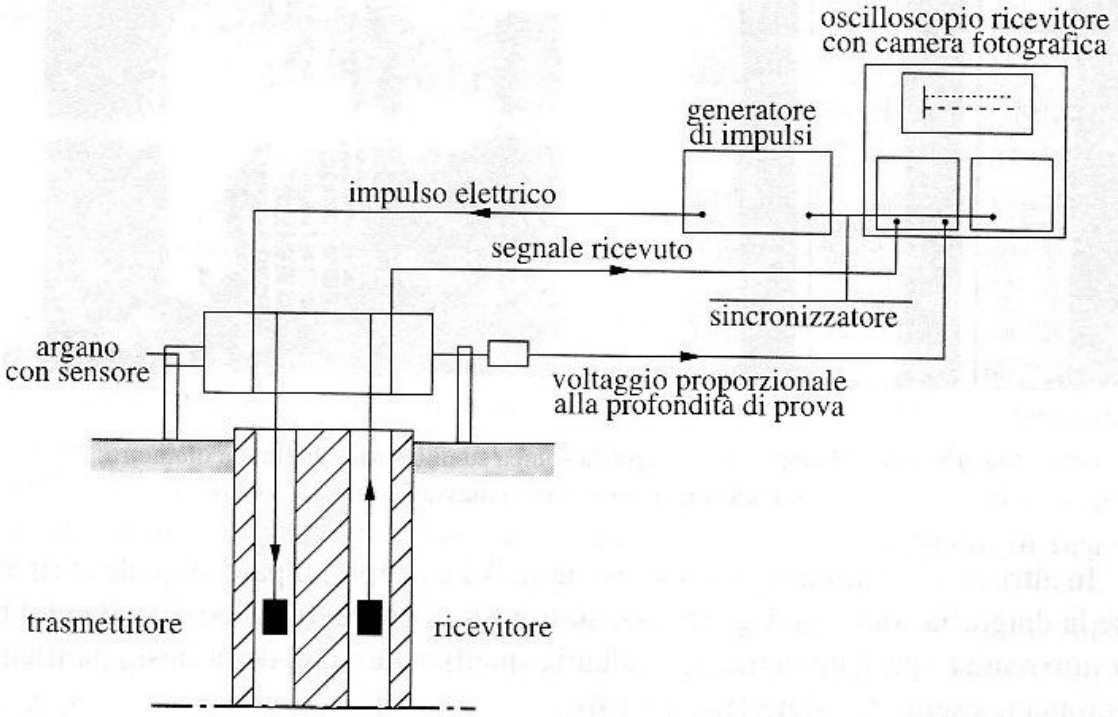


Fig. 15.12. Schema di esecuzione della diagrafia sonica

I risultati vengono presentati sotto forma di diagrammi come quelli di fig. 15.13a, nei quali la larghezza della banda nera a sinistra rappresenta appunto il tempo di percorrenza. Come é noto, la velocità di propagazione dell'onda é funzione del modulo di Young del materiale attraversato; in pratica, dunque, la diagrafia sonica costituisce una vera e propria determinazione del modulo del calcestruzzo lungo i percorsi dell'onda fra un tubo e l'altro, con una tecnica del tipo *cross-hole* (v. § 4.12).

In fig. 15.13a sono riportati i tre tracciati ottenuti con una diagrafia sonica a tre tubi su di un palo trivellato del diametro di 2 m e della lunghezza di 42 m. Le misure

evidenziano un difetto molto importante in prossimità della sommità del palo, per un tratto di circa 2,5 m; il ritardo del segnale ultrasonico é tale da far presumere che in quella zona si sia verificata una vera e propria interruzione del getto.

In effetti, data la posizione del difetto, nel caso in esame fu possibile mettere a giorno il tratto di palo interessato a constatare (fig. 15.13b) l'esistenza di una grossa inclusione di fango bentonitico e terreno, probabilmente verificatasi durante l'estrazione dell'avampozzo.

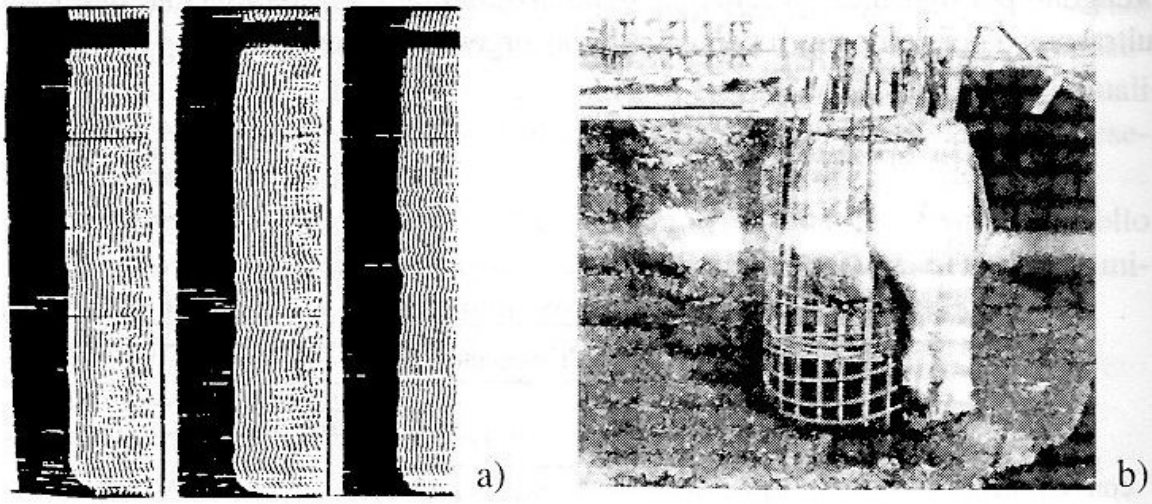


Fig. 15.13. a) Risultati della diagrafia sonica su di un palo di grande diametro; b) parte superiore del palo messa a giorno.

In altri casi i risultati non sono così netti. Ad esempio, il palo al quale si riferisce la diagrafia sonica di fig. 15.14a, sottoposto a prova di carico di collaudo, ha fornito risultati perfettamente equivalenti a quelli di altri pali della stessa palificata totalmente esenti da difetti (fig. 15.14b).

La diagrafia sonica, quindi, fornisce informazioni dettagliate circa la qualità del calcestruzzo e l'eventuale presenza di vuoti o irregolarità nel getto. Ha il limite intrinseco di non poter fornire alcuna indicazione sul comportamento del complesso palo-terreno.

In caso di esito positivo, rassicura sulla buona riuscita del getto; informazione, questa, certamente importante anche se non del tutto esauriente. In caso di esito negativo, un giudizio sulla gravità dei difetti riscontrati é spesso problematico.

Il costo é modesto, dell'ordine di un centesimo di quello di una prova di carico. Vi è poi l'onere dell'installazione dei tubi: é però possibile computare la sezione di questi ultimi nell'armatura metallica, con un parziale recupero del costo. Considerato l'onere ridotto delle prove, non é improponibile l'esecuzione del controllo su tutti i pali, o comunque su di un'aliquota significativa del numero totale.

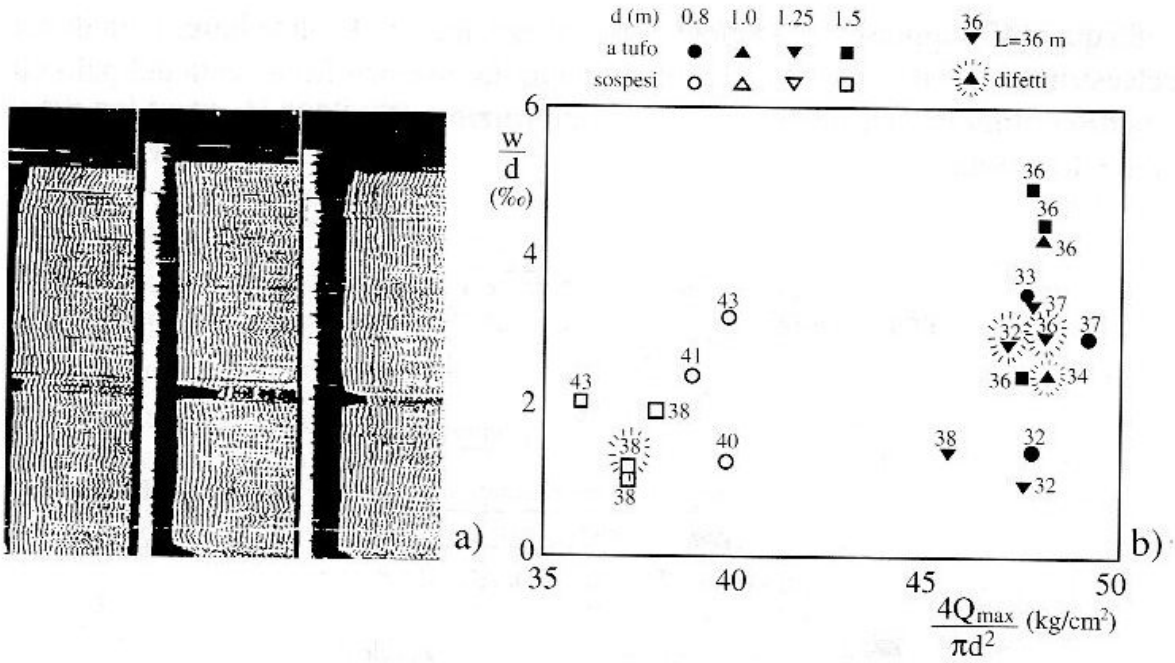


Fig. 15.14. a) Risultati della diagrafia sonica su di un palo trivellato di grande diametro; b) cedimenti rilevati in prove di carico di collaudo su pali "integri" e "difettosi"

15.2.3. *Ammettenza meccanica e prove di carico dinamico*

Il metodo dell'ammettenza meccanica, nella sua formulazione originale, consiste nell'indurre una vibrazione stazionaria alla testa del palo a mezzo di un vibratore elettromeccanico, e nel rilevarne il comportamento a mezzo di un trasduttore di velocità. Sia il vibratore sia il trasduttore sono fissati con una resina adesiva alla testa del palo, previa preparazione della stessa (lisciatura con malta di resina epossidica).

Il vibratore ha una frequenza che può essere variata entro un intervallo abbastanza ampio (ad esempio tra 20 e 1.000 Hz, o meglio tra 20 e 5.000 Hz); il trasduttore registra il movimento verticale della testa del palo in corrispondenza delle diverse frequenze di eccitazione.

I segnali vengono inviati ad un registratore X Y, che li elabora e li restituisce sotto forma di un diagramma dell'ammettenza meccanica (rapporto fra velocità e forza) in funzione della frequenza.

Lo schema della prova é rappresentato in fig. 15.15; il tipo di risultati nel diagramma idealizzato di fig. 15.16.

La pendenza iniziale di tale diagramma, in corrispondenza dei più bassi valori delle frequenze, é una misura della rigidezza iniziale del palo sotto carichi statici assai ridotti. Alle frequenze più alte, il segnale é caratterizzato da una serie di picchi di risonanza separati da intervalli di frequenza costanti e pari a:

$$\Delta f = \frac{V_c}{2L}$$

nella quale V_c rappresenta la velocità di propagazione delle onde longitudinali nel calcestruzzo e L la lunghezza del palo oppure la distanza fra la testa del palo ed una discontinuità significativa, quale un'interruzione di getto o una brusca variazione di sezione.

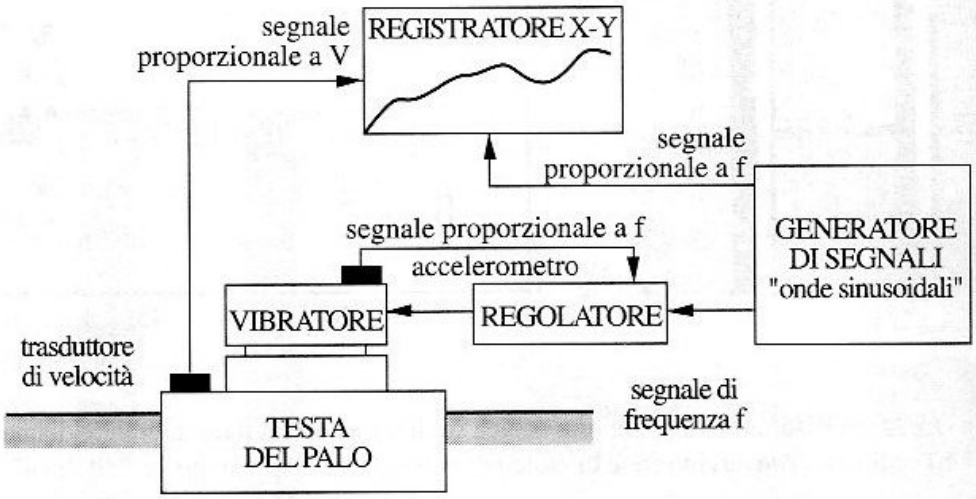


Fig. 15.15. Schema di esecuzione della prova di ammettenza meccanica

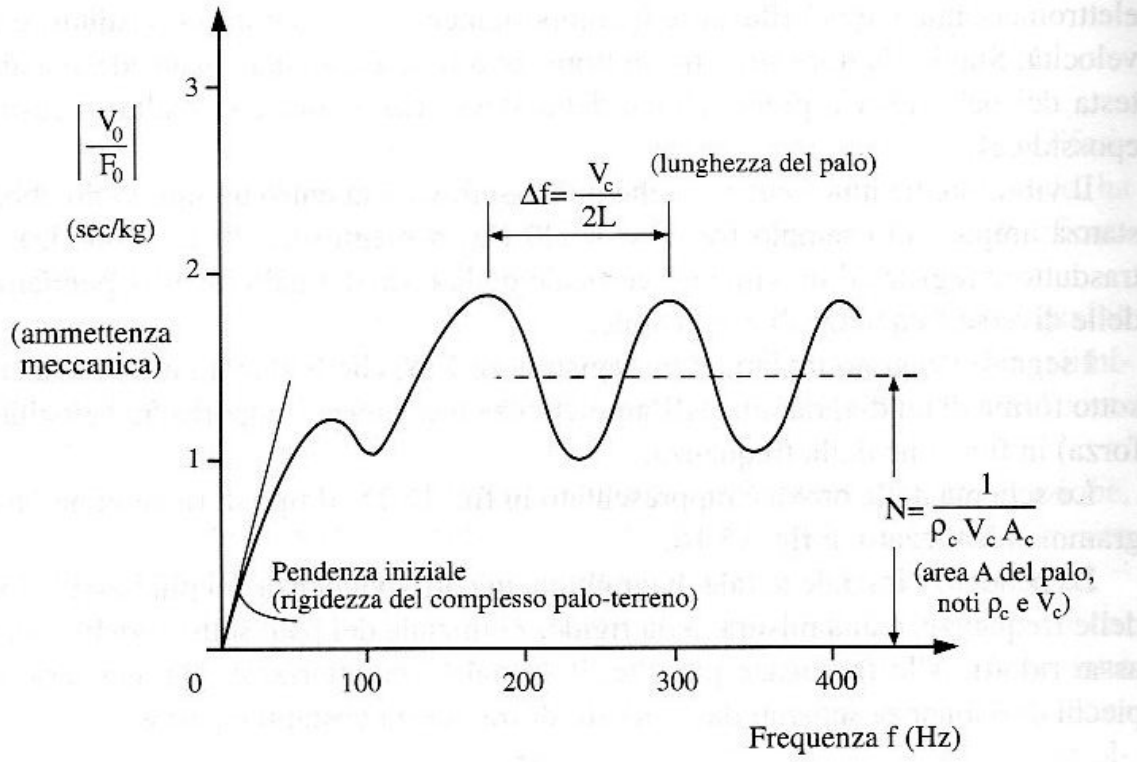


Fig. 15.16. Risultati schematici di una prova di ammettenza meccanica

Assumendo un valore di V_c é quindi possibile calcolare L, ed usare il metodo per verificare la lunghezza del palo o mettere in luce l'esistenza di difetti importanti nel fusto. Al contrario, nota L, si possono avere indicazioni sulla qualità del calcestruzzo.

Infine, l'ampiezza media dell'onda nella zona delle alte frequenze può fornire una stima dell'area della sezione del palo, supposti noti i valori di V_c e della densità ρ_c del calcestruzzo.

Attualmente si preferisce ricorrere ad un azione impulsiva, ottenuta ad esempio percuotendo la testa del palo con un colpo di martello. Il segnale che si ottiene viene scomposto in armoniche a mezzo di un algoritmo basato sulle trasformate di Fourier, e fornisce in ultima analisi lo stesso diagramma della fig. 15.16. Il procedimento sperimentale é molto più semplice, a patto di disporre dell'analizzatore di segnali; anche la qualità dei risultati é in genere migliore.

Al suo stato di sviluppo attuale, il metodo ha l'inconveniente di richiedere una notevole esperienza per l'interpretazione, che qui é stata presentata in modo molto semplificato; spesso si ottengono risultati di significato incerto. Tuttavia esso é molto interessante ed ha un notevole potenziale in quanto, almeno in linea di principio, può fornire indicazioni anche sul comportamento del complesso palo-terreno.

Il costo é modesto, anche minore di quello di una diagrafia sonica; anche in questo caso, quindi, sembra possibile sottoporre a prova un gran numero di pali (al limite, tutti i pali).

Questa tecnica di controllo, così come quella della diagrafia sonica, viene talvolta impiegata per individuare in prima istanza eventuali pali difettosi, o comunque di caratteristiche peggiori degli altri; su questi pali vengono poi eseguite le prove di carico statico di collaudo.

Un'evoluzione naturale delle prove di ammettenza meccanica é costituita dalle cosiddette prove di carico dinamico nelle quali l'impulso fornito alla testa del palo ha un'energia molto maggiore. Si adopera a tal fine un grave di massa 1÷10 t, che viene fatto cadere da un'altezza di 0,5÷2 m. La testa del palo viene strumentata con estensimetri ed accelerometri, per rilevarne il comportamento; i risultati vengono analizzati con l'equazione dell'onda d'urto (v. § 13.14).

I risultati che si ottengono, in termini di caratteristiche carico - spostamento del palo, sarebbero paragonabili a quelli di una prova di carico statico. Il costo e l'impegno, pur se ben maggiori di quelli degli altri controlli non distruttivi, sono comunque molto minori di quelli di una prova di carico statico.

L'argomento può essere considerato ancora a livello di ricerca.

16. STABILITÀ DELL'EQUILIBRIO

16.1. *Generalità*

16.1.1. *Il modello di pendolo rovescio*

Le strutture alte e snelle, quali torri, ciminiere, serbatoi sopraelevati, possono essere soggette ad un collasso prodotto da una particolare forma di instabilità dell'equilibrio quando sono fondate su terreni deformabili.

Detto W il peso della struttura ed h l'altezza del suo baricentro rispetto al piano di fondazione, si può mostrare che esiste un valore critico del prodotto Wh, funzione della deformabilità (e non della resistenza) del sottosuolo e della geometria della fondazione. Raggiunto tale valore critico si verifica uno stato di equilibrio indifferente e la struttura può ribaltarsi anche in assenza di un momento applicato (Froelich, 1953; Gorbunov-Posadov, Serebriany, 1961; Habib, Puyo, 1970; Schultze, 1973; Hambly, 1985).

Il problema può essere modellato con lo schema del pendolo rovescio (fig. 16.1), e cioè un'asta rigida priva di peso di lunghezza h, con all'estremità superiore una massa concentrata di peso W. L'asta é collegata ad una base che, a sua volta, é vincolata ad una molla capace di reagire ad una rotazione e ad uno spostamento verticale con un momento ed una forza verticale.

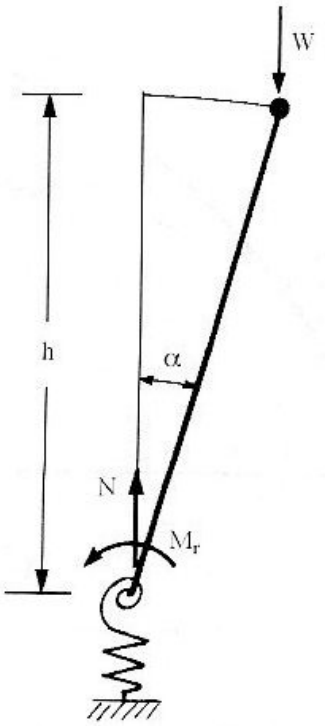


Fig. 16.1. Il pendolo rovescio

Sia α l'angolo di rotazione dell'asta rispetto alla verticale e w il suo abbassamento; sia α' l'angolo di rotazione della molla e w' il suo accorciamento. Il vincolo reagirà ad una rotazione con un momento $M_r = f(\alpha')$ e ad un abbassamento con una forza verticale $N = g(w')$. Per la connessione rigida esistente tra asta, base e molla, gli angoli α, α' e gli abbassamenti w,w' sono legati dalle relazioni:

$$\alpha' = \alpha - \alpha_o \qquad (16.1)$$
$$w' = w - w_o$$

L'angolo α_o e il cedimento w_o possono rappresentare un'imperfezione costruttiva, o una *rotazione o cedimento vincolare*; in tal senso possono essere messi in relazione all'accumulo di deformazioni irreversibili per fenomeni di creep o per cicli ripetuti di scarico e ricarico (Desideri, Viggiani, 1994).

La rotazione α dell'asta produce un momento ribaltante $M_e = Wh\sin\alpha \approx Wh\alpha$.

L'equilibrio del sistema é possibile purché esista un valore α^* tale che sia $M_e = M_r$, e quindi:

$$W\,h\,\alpha^* = f(\alpha^* - \alpha_o) = f(\alpha'^*) \qquad (16.2)$$
$$W\,h\,\alpha_o + W\,h\,\alpha'^* = f(\alpha'^*) \qquad (16.2')$$
$$M_o + W\,h\,\alpha'^* = f(\alpha'^*) \qquad (16.2'')$$

Queste espressioni sono rappresentate graficamente in fig. 16.2.

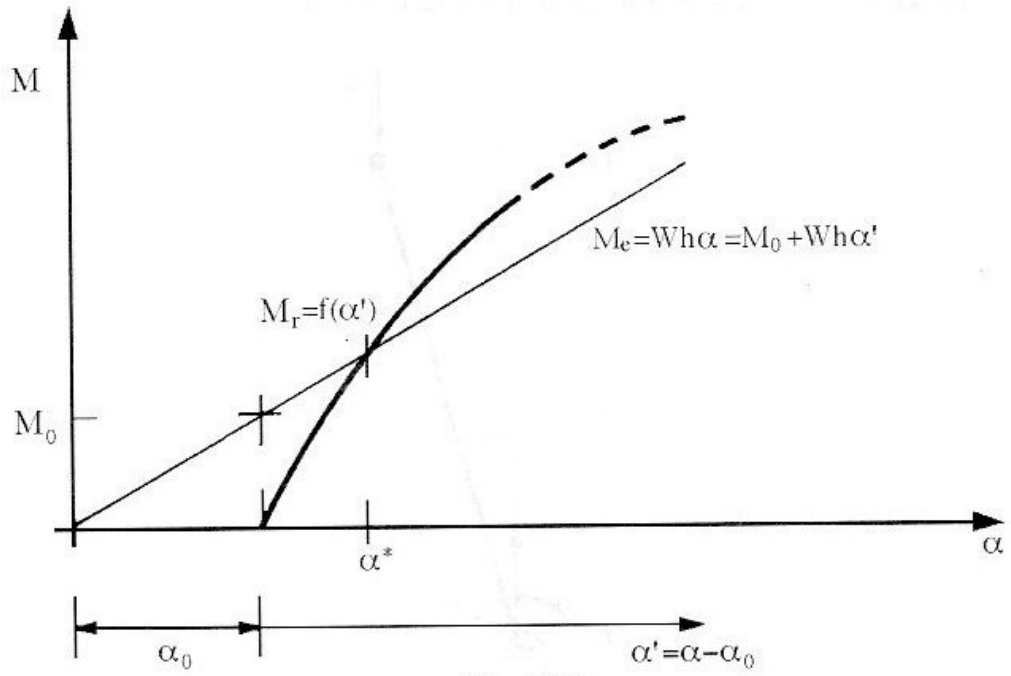


Fig. 16.2.

In una generica configurazione di equilibrio, caratterizzata appunto da un valore di α^*, il grado di sicurezza può essere definito in vari modi. Desideri e Viggiani

(1994), ad esempio, definiscono i seguenti coefficienti di sicurezza:

• in termini di momento:

$$FS_M = \frac{M_{r,max}}{M_r(\alpha'^*)} \tag{16.3}$$

• in termini di rotazione:

$$FS_a = \frac{\alpha'_{max}}{\alpha'^*} \tag{16.4}$$

• in termini di stabilità dell'equilibrio:

$$FS_I = \frac{\left(\frac{\delta M_r}{\delta \alpha'}\right)_{\alpha'=\alpha'^*}}{\left(\frac{\delta M_e}{\delta \alpha}\right)_{\alpha=\alpha^*}} \tag{16.5}$$

dove α'_{max} ed $M_{r,max}$ rappresentano i massimi valori possibili ripettivamente della rotazione e del momento (e cioè i valori corrispondenti alle condizioni di crisi per ribaltamento).

Le espressioni (16.3) e (16.4) consentono una valutazione della distanza fra la configurazione di equilibrio in esame e quella di crisi; esse, quindi, caratterizzano la sicurezza del sistema nei riguardi di una crisi per ribaltamento.

Nei problemi come quello qui in esame, nei quali le sollecitazioni esterne dipendono anche dalla configurazione geometrica del sistema, particolare importanza viene ad assumere il giudizio sulla stabilità dell'equilibrio. L'espressione (16.5), appunto, caratterizza il grado di sicurezza nei riguardi di un fenomeno di instabilità dell'equilibrio.

Se $\delta M_r/\delta\alpha'$ é minore di $\delta M_e/\delta\alpha$, FS_I é minore dell'unità; l'equilibrio é instabile ed un incremento virtuale $\delta\alpha$ dell'inclinazione dell'asta porta il sistema al collasso. Se $\delta M_r/\delta\alpha'$ é uguale a $\delta M_e/\delta\alpha$, $FS_I = 1$; l'equilibrio é indifferente ed un incremento $\delta\alpha$ dell'inclinazione porta il sistema in una nuova configurazione equilibrata. Se $\delta M_r/\delta\alpha'$ é maggiore di $\delta M_e/\delta\alpha$, FS_I é maggiore dell'unità; l'equilibrio é stabile e l'incremento di momento reattivo provocato da un incremento di rotazione $\delta\alpha$ riporta l'asta nella configurazione iniziale.

16.1.2. *Vincoli elastici e plastici*

Per analizzare le condizioni di equilibrio e stabilità di una struttura, dunque, é necessaria una conoscenza della funzione $M_r = f(\alpha')$. Tale funzione avrà certamente un andamento non lineare, quale quello delineato in fig. 16.2, e tendente ad un valore asintotico di M.

In un approccio meramente fenomenologico é possibile attribuire *a priori* a

tale relazione un'appropriata espressione, e valersene per analizzare il comportamento di una struttura dopo aver determinato i parametri dell'espressione scelta per interpolazione di dati noti. Un approccio di questo tipo, ad esempio, é stato seguito con riferimento alla torre di Pisa da Schultze (1973), Lancellotta (1993) e Desideri e Viggiani (1994); il primo aveva adottato una relazione iperbolica fra momento e rotazione, gli altri una relazione esponenziale.

La relazione fra momento e rotazione per una fondazione diretta é stata studiata da Montrasio e Nova (1988) con esperimenti in piccola scala; da Cheney *et al.* (1991), Dean *et al.* (1992) e Pepe (1995) con prove su modello in centrifuga.

Desideri e Viggiani (1994) hanno osservato che la relazione fra momento e rotazione, in generale, può dipendere anche da altre grandezze, come ad esempio il carico verticale e/o orizzontale applicato alla fondazione; di conseguenza, l'uso di una particolare relazione fra momento e rotazione nell'analisi di una struttura é giustificato solo se la relazione stessa si riferisce ad una storia di carico simile a quella della struttura in esame. In particolare, questi Autori si riferiscono al caso di sforzo normale N costante e di momento ribaltante M monotonicamente crescente.

In termini più generali, é possibile affermare che l'uso di un'unica relazione $M_r = f(\alpha')$ implica un comportamento elastico del sistema.

I risultati sperimentali riportati in fig. 16.3 (Cheney *et al.*, 1991), invece, mostrano con chiarezza che vi é accoppiamento fra rotazione e sforzo normale, pur essendo costante la forma della relazione $M_r = f(\alpha')$.

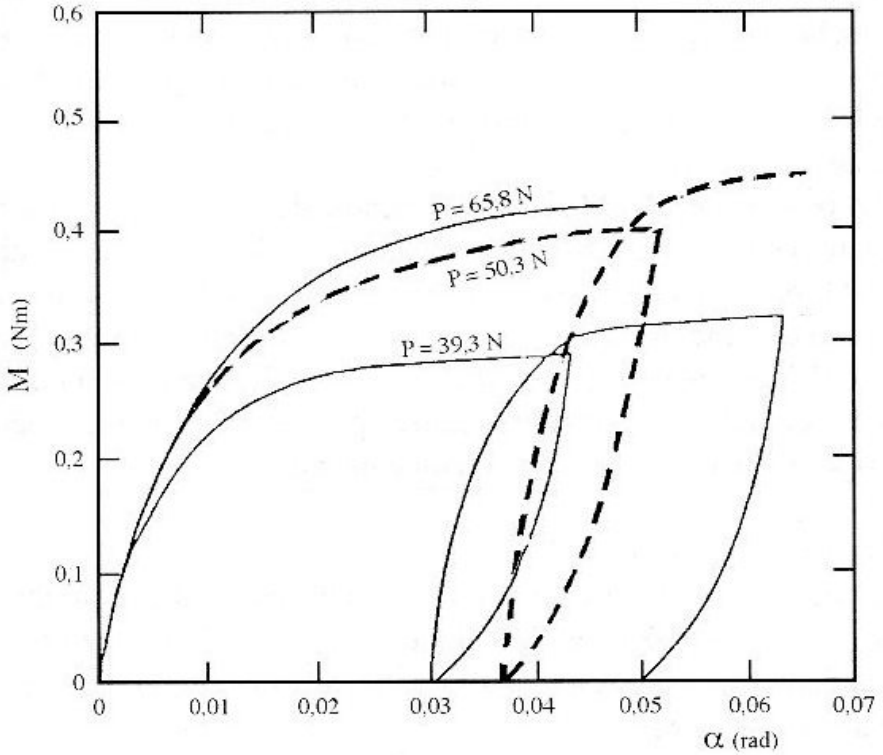


Fig. 16.3.

Per sviluppare una relazione di validità più generale, é necessario impiegare un modello concettuale capace di riprodurre le principali caratteristiche del terreno.

In un qualsiasi problema al contorno relativo ad un mezzo deformabile con date equazioni costitutive, é possibile formulare relazioni dello stesso tipo delle equazioni costitutive fra quantità finite; tali relazioni hanno ovviamente validità limitata al particolare problema al contorno in esame. Ad esempio: per una trave elastica sollecitata a flessione, esiste una relazione lineare fra il carico applicato e la freccia in un punto; per una fondazione diretta su di un semispazio elastico, esiste una relazione lineare fra carico e cedimento.

Se il comportamento del mezzo é elastoplastico, anche la relazione fra quantità finite per un particolare problema al contorno sarà dello stesso tipo.

Per il caso di una fondazione diretta rigida di forma qualsiasi, poggiante su di un mezzo deformabile, potremo assumere come variabili di sforzo il carico verticale N ed il momento M; le corrispondenti variabili di deformazione sono il cedimento w e la rotazione α (fig. 16.4).

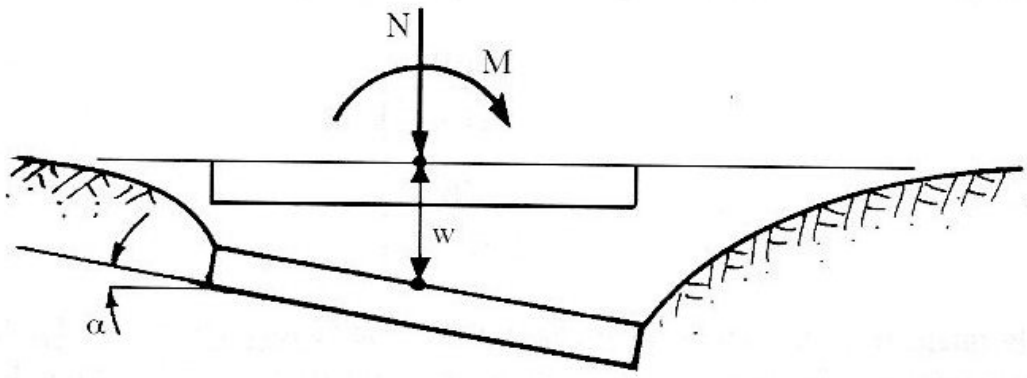


Fig. 16.4.

Se il terreno di fondazione é modellato come un mezzo isotropo ed elastico, non vi é accoppiamento fra deformazioni volumetriche e distorsionali; corrispondentemente, al finito, non vi é accoppiamento fra cedimento e rotazione della fondazione. In termini matriciali:

$$\begin{Bmatrix} w \\ \alpha \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1}{k_w} & 0 \\ 0 & \frac{1}{k_\alpha} \end{vmatrix} * \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \qquad (16.6)$$

Le rigidezze k_w e k_α dipendono solo dalle proprietà del mezzo e dalla geometria della fondazione.

Se la fondazione poggia invece su di un mezzo elastoplastico, vi é accoppia-

mento fra la rotazione ed il cedimento. Gli incrementi di deformazione possono essere espressi nella seguente forma:

$$\begin{Bmatrix} \delta w \\ \delta \alpha \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1}{k_{wN}} & \frac{1}{k_{wM}} \\ \frac{1}{k_{\alpha N}} & \frac{1}{k_{\alpha M}} \end{vmatrix} * \begin{Bmatrix} \delta N \\ \delta M \end{Bmatrix} \tag{16.7}$$

Le rigidezze elastoplastiche k_{wN}, k_{wM}, $k_{\alpha N}$, $k_{\alpha M}$ dipendono, oltre che dalle caratteristiche del mezzo e dalla geometria della fondazione, dallo stato di sforzo corrente. Per poter analizzare il problema é necessario definire un luogo di snervamento, una legge di flusso ed una funzione di incrudimento.

16.1.3. *Equilibrio, stabilità e sicurezza per un modello elastico lineare*

Per una fondazione rigida poggiante su di un mezzo elastico di costanti E, ν, i valori di k_w e k_α possono essere espressi nella seguente forma generale:

$$k_w = \frac{EB}{I_w\left(1-\nu^2\right)}$$
$$k_\alpha = \frac{EB^3}{I_\alpha\left(1-\nu^2\right)} \tag{16.8}$$

nella quale B è una dimensione caratteristica della fondazione ed I_w, I_α sono coefficienti di influenza adimensionali il cui valore dipende dalla forma in pianta della fondazione e dal modello di sottosuolo (semispazio, strato elastico di spessore finito, mezzo alla Gibson). Alcuni valori per il caso di semispazio elastico sono riportati nella tabella 16.1.

Se il terreno viene simulato come un mezzo elastico lineare, l'unico coefficiente di sicurezza che è possibile definire è quello FS_I rispetto alla stabilità dell'equilibrio (eq. 16.5); esso vale:

$$FS_I = \frac{\frac{\delta M_r}{\delta \alpha}}{\frac{\delta M_e}{\delta \alpha}} = \frac{k_\alpha}{Wh} = \frac{E}{1-\nu^2}\frac{B^3}{WI_\alpha h}$$

Come si vede, la stabilità dell'equilibrio é una caratteristica intrinseca del complesso terreno-fondazione-struttura e dipende dalle caratteristiche elastiche del sottosuolo, dalla caratteristiche della fondazione e della struttura.

Forma della fondazione		Dimensione caratteristica B	I_w	I_α
Circolare		Diametro	1	6
Quadrata		Lato	0,87	3,8
Rettangolare di lati L e B (L≠B)	B/L	Lato B attorno al quale agisce il momento		
	0,20		1,68	0,09
	0,33		1,40	0,30
	0,50		1,18	0,79
	0,75		0,98	2,00
	1,00		0,87	3,80
	1,25		0,78	3,22
	1,50		0,69	9,27
	1,75		0,64	12,9
	2,00		0,59	17,2
	3,00		0,47	40,7
	5,00		0,34	118
Corona circolare con diametro interno pari a rB	r	Diametro esterno B		
	0,0		1,00	6,00
	0,1		0,99	6,00
	0,2		0,96	6,01
	0,3		0,91	6,02
	0,4		0,84	6,06
	0,5		0,75	6,15
	0,6		0,65	6,31
	0,7		0,54	6,61
	0,8		0,41	7,19
	0,9		0,26	8,79

Tab. 16.1. Coefficienti I_W e I_α (eq. 16.8) per semispazio

Nella tabella 16.2 sono elencate le possibili configurazioni di equilibrio.

	$\alpha_o = 0$		$\alpha_o > 0$	
	Equilibrio	Stabilità	Equilibrio	Stabilità
$k_\alpha > Wh$	$\alpha^* = \alpha'^* = 0$	stabile	$\alpha^* = \frac{\alpha_o k_\alpha}{(k_\alpha - Wh)}$	stabile
$k_\alpha = Wh$	$\alpha^* = \alpha'^* =$ qualsiasi valore	indifferente	impossibile	-
$k_\alpha < Wh$	$\alpha^* = \alpha'^* = 0$	instabile	impossibile	-

Tab. 16.2. Equilibrio e stabilità per una fondazione su mezzo linearmente elastico

Le stesse condizioni sono rappresentate graficamente nella fig. 16.5.

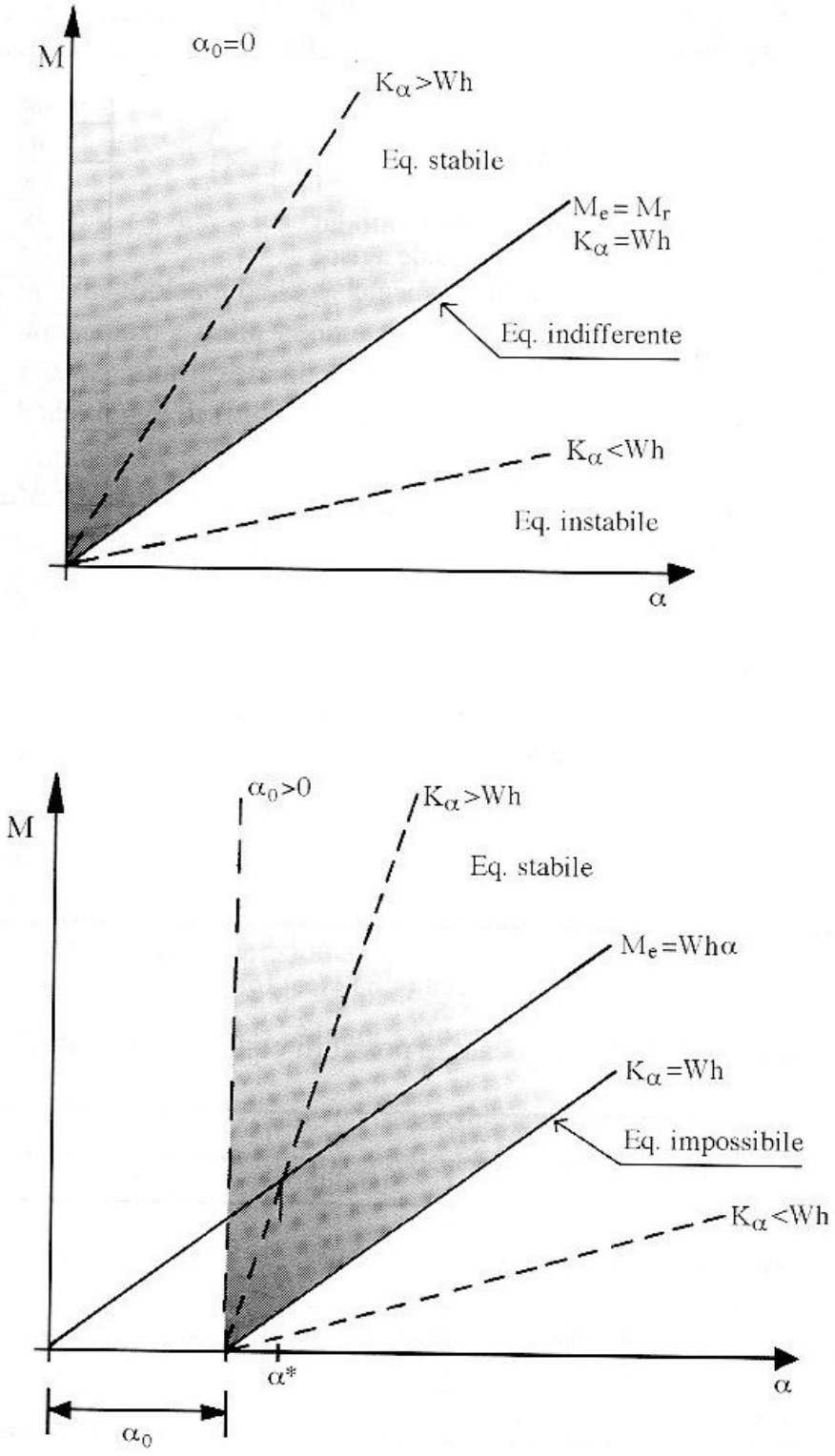


Fig. 16.5. Equilibrio e stabilità per un vincolo linearmente elastico, (a) posizione iniziale verticale (α_0=0); (b) posizione iniziale inclinata (α_0>0)

Università di Bologna BIBLIOTECA CENTRALE Facoltà di Ingegneria

16.1.4. *Modello elastoplastico*

In un piano N, M (o, meglio, N, M/B), come abbiamo visto al § 7.4.5, è possibile definire un luogo delle coppie di valori dello sforzo normale e del momento che portano a rottura la fondazione. Tale luogo di rottura ha la forma della curva OPQ riportata in fig. 16. 6; il valore di N corrispondente al punto Q rappresenta il carico limite della fondazione in esame sotto forze verticali e centrate. Tutti i punti appartenenti al dominio delimitato dal luogo di rottura rappresentano stati di sollecitazione possibili, mentre i punti esterni al dominio rappresentano stati di sollecitazione sulla fondazione impossibili.

Nova e Montrasio (1991) hanno postulato l'esistenza di una serie di luoghi di snervamento o di plasticizzazione, interni al luogo di rottura e ad esso simili come forma. Se immaginiamo che i carichi agenti sulla fondazione crescano secondo un generico percorso OA (fig. 16.6), durante tale processo di carico la fondazione subisce deformazioni elastiche e plastiche. Si può dire che il punto rappresentativo dello stato tensionale, durante un percorso di carico monotonicamente crescente, trascini con se il luogo di snervamento che diviene via via più grande (incrudimento); se il luogo mantiene la sua forma e si espande omoteticamente, si parla di incrudimento isotropo.

A partire da un punto A, sul luogo di snervamento corrente, un incremento di carico che riporta il punto rappresentativo all'interno del dominio delimitato dal luogo OAN' produce solo deformazioni elastiche; un incremento di carico diretto verso l'esterno produce deformazioni elastiche e plastiche, ed un'ulteriore incrudimento.

Se sovrapponiamo agli assi delle componenti di sollecitazione N, M/B gli assi delle componenti di spostamento w, α, possiamo rappresentare nello stesso diagramma, oltre ai vettori dell'incremento di sollecitazione anche i vettori dell'incremento di spostamento che ne consegue.

Per un incremento di sforzo come AB, la deformazione é puramente elastica e quindi l'incremento di deformazione è coassiale con l'incremento di sforzo e, in un'opportuna scala, può essere rappresentato dallo stesso vettore AB. Per un'incremento di sforzo come AC, la deformazione è costituita da una componente elastica ed una plastica; solo la prima è coassiale all'incremento di sforzo, mentre la direzione della seconda è normale al potenziale plastico. Per una legge di flusso associata, nella quale il potenziale plastico coincide con il luogo di snervamento, la componente plastica dell'incremento di deformazione è normale al luogo OAN'(vettore AD in fig. 16.6).

La considerazione delle deformazioni plastiche introduce una non linearità della relazione fra rotazione e momento resistente; tuttavia non è questa la più importante differenza fra i risultati che si ottengono con un modello elastoplastico e quelli relativi ad un modello elastico.

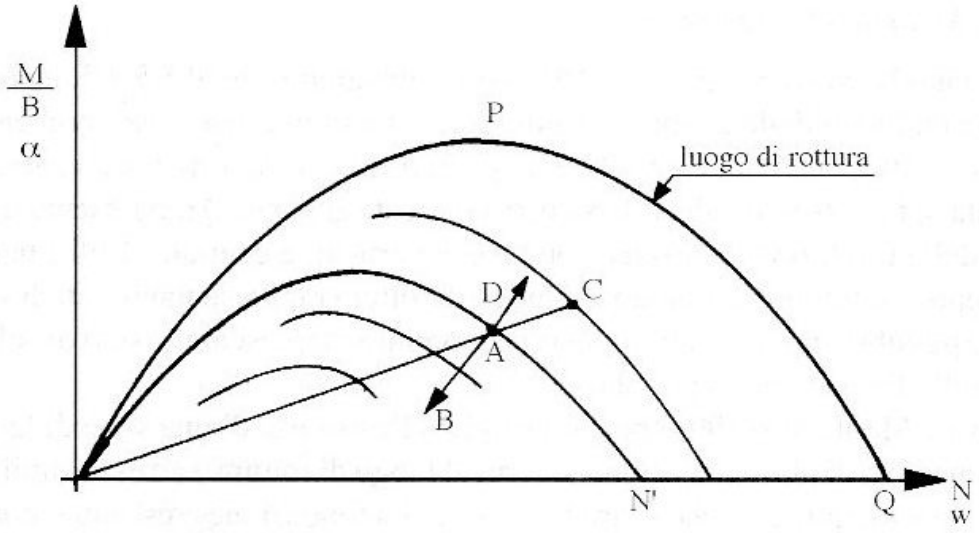


Fig. 16.6. Luogo di rottura e luoghi di snervamento

Per illustrare tali differenze consideriamo una struttura a torre che si trovi in condizioni relativamente precarie, nel senso che il punto rappresentativo della configurazione attuale (punto A in fig. 16.7) si trovi su di un luogo di snervamento prossimo al luogo di rottura. Supponiamo che si intenda migliorare la situazione statica della struttura applicando ad essa un momento di segno opposto a quello indotto dal fuori piombo, e che si realizzi tale momento tramite una forza verticale F applicata alla fondazione dal lato opposto a quello dell'inclinazione, con un'eccentricità pari ad e.

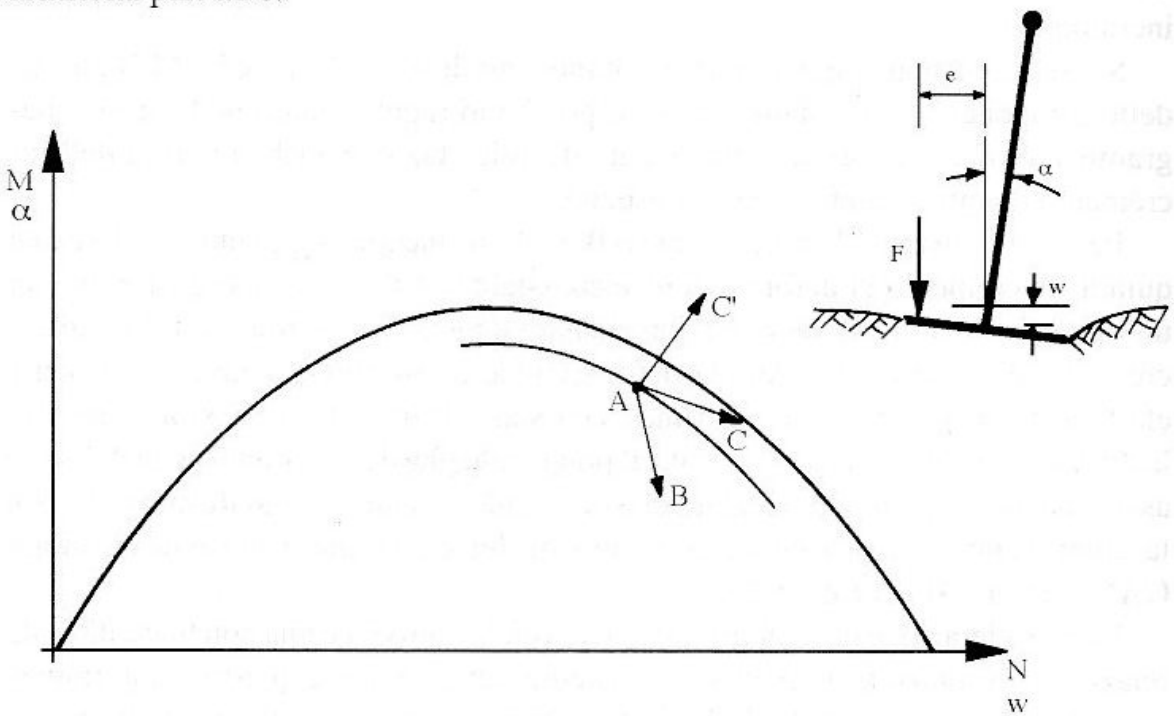


Fig. 16.7.

Nel piano M, N il vettore rappresentativo di questo intervento rappresenta una diminuzione del momento ed un incremento dello sforzo normale; a partire dal punto A, quindi, si tratta di un vettore diretto verso il basso e verso destra, come i vettori AB ed AC in fig. 16.7.

Se si assume un comportamento elastico del sistema, a tale variazione di carico corrisponde uno spostamento che, in un'opportuna scala, è rappresentato dagli stessi vettori. Si tratta quindi di un aumento del cedimento ed una diminuzione della rotazione; l'intervento può quindi essere considerato comunque positivo.

Se si assume invece un comportamento del sistema di tipo elastoplastico incrudente, ad un incremento di sforzo come quello rappresentato dal vettore AB il sistema reagisce nello stesso modo di un sistema elastico, e cioè con un incremento del cedimento ed una diminuzione della rotazione. Se invece l'incremento di sforzo è quello rappresentato dal vettore AC, la componente plastica della rotazione è costituita da un incremento di rotazione (vettore AC'), che molto probabilmente conduce la struttura al collasso.

Il comportamento elastoplastico appare quindi molto più complesso di quello elastico, ed addirittura per alcuni aspetti qualitativamente differente.

Appendice

D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 (Suppl. ord. alla G.U. 1-6-1988 n. 127)
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Il Ministro dei Lavori Pubblici
di concerto con
il Ministero dell'Interno

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
Ritenuto che, in forza dell'art. 1 della citata legge n. 64/1974, devono essere emanate norme tecniche per la disciplina delle costruzioni, norme che, ai sensi del secondo comma dello stesso articolo, possono essere modificate o aggiornate ogni qual volta occorre;
Visto il decreto ministeriale 21 gennaio 1981 pubblicato nel supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 37 del 7 febbraio 1981 relativo a "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
Ritenuto che, le suddette norme tecniche di cui al decreto ministeriale 21 gennaio 1981 devono essere modificate ed aggiornate;
Visto il nuovo testo delle norme tecniche in oggetto predisposto dal servizio tecnico centrale, testo sul quale, sentito il Consiglio nazionale delle ricerche, ha espresso parere favorevole l'assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici con il voto n. 188 del 26 settembre 1986;
Espletata la procedura di cui alla legge 21 giugno 1986 n. 317 in attuazione alla direttiva CEE n. 83/89;

Decreta:

Art. 1

Sono approvate le norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui alla legge 2 febbraio 1974 n. 64, predisposte dal servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

Art. 2

Le anzidette norme entrano in vigore sei mesi dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica.

Art. 3

In via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al decreto ministeriale 21 gennaio 1981 per le opere in corso, per le opere per le quali sia stato stipulato regolare contratto, per le opere per le quali sia stato pubblicato il bando di gara per l'appalto, per le opere comprendenti strutture disciplinate dalla legge 1086/71 per le quali é stata già presentata la denuncia ai sensi dell'art. 4 della legge stessa.

* * *

ALLEGATO

NORME TECNICHE RIGUARDANTI LE INDAGINI SUI TERRENI E SULLE ROCCE, LA STABILITÀ DEI PENDII NATURALI E DELLE SCARPATE, I CRITERI GENERALI E LE PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE, L'ESECUZIONE E IL COLLAUDO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DELLE TERRE E DELLE OPERE DI FONDAZIONE.

A. Disposizioni generali.

A.1. Oggetto e scopo delle norme.

Con le presenti norme si stabiliscono i principali criteri 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 e per il collaudo di opere di fondazione, opere di sostegno, manufatti di materiali sciolti, manufatti sotterranei;
- per lo studio della stabilità dei pendii naturali;
- per il progetto di stabilizzazione dei pendii naturali e per il progetto di scavi;
- per il progetto delle discariche e delle colmate;
- per il progetto degli interventi di consolidamento di ammassi di terreni e rocce;
- per il progetto degli interventi di ristrutturazione e consolidamento di esistenti strutture di fondazione e di sostegno;
- per lo studio di fattibilità di opere e di insieme di opere e relativi interventi nel sottosuolo che interessano grandi aree o grandi volumi di terreno, nonché per lo studio e la valutazione degli effetti di emungimenti di fluidi dal sottosuolo e di perturbazione del regime delle pressioni interstiziali.

I principi ed i criteri hanno lo scopo di garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni e di assicurare in generale la stabilità del territorio sul quale si inducono sollecitazioni e deformazioni.

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 2-2-1974, n. 64, ivi comprese le zone dichiarate sismiche ai sensi dell'art. 3, titolo II, della citata legge. Le presenti norme valgono anche per le opere di cui al punto D dell'art. 1 della sopra richiamata legge, salvo quanto disposto dalle norme tecniche relative alle singole categorie di opere speciali.

Per quanto attiene al calcolo ed al dimensionamento delle strutture e 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, i calcoli e le verifiche devono essere sempre basati sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove.

I calcoli di progetto devono comprendere le verifiche di stabilità e le valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni ultime che possono manifestarsi sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno. Le situazioni di esercizio tenendo conto delle possibili variazioni di sollecitazione e deformazione, devono ugualmente essere verificate con la dovuta sicurezza. La scelta dei coefficienti di sicurezza deve essere motivata in rapporto al grado di approfondimento delle indagini sui terreni, all'affidabilità della valutazione delle azioni esterne, tenuto conto del previsto processo costruttivo e dei fattori ambientali. L'assunzione di valori inferiori a 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, nonché un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in rapporto alla sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli ad esso adiacenti.

L'intensità e la direzione delle azioni statiche e dinamiche da considerare nei calcoli geotecnici deve essere stabilita sulla base di una analisi che tenga conto della probabilità e della frequenza di applicazione, del tempo di permanenza, della natura dei terreni presenti nel sottosuolo e del tipo di opera.

In presenza di azioni indotte da sismi si adotteranno i criteri di valutazione del carico limite e del relativo coefficiente di sicurezza prescritti dalle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (D.M. 19-6-1984).

Nel progetto devono essere considerate le fasi e le modalità costruttive.

In corso d'opera si deve controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.

Nel caso di costruzioni di modesto rilievo in rapporto alla stabilità globale dell'insieme opera-terreno, che ricadano 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 la 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 farà parte integrante degli atti progettuali.

A.4. Collaudo.
Il collaudo dovrà accertare la rispondenza delle opere eseguite alle previsioni progettuali e la rispondenza della esecuzione alla presente normativa, tenendo conto di tutti i dati rilevati prima e durante la costruzione.
Ulteriori indagini e prove saranno effettuate nel corso del collaudo, se ritenute necessarie al fine di accertare l'idoneità dell'opera all'uso cui é 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 di costruzione.
Nelle fasi preliminari della progettazione si potrà far riferimento a informazioni di carattere geologico e a dati geotecnici deducibili dalla letteratura oppure noti attraverso indagini eseguite precedentemente sulla medesima area.
Per il progetto di massima dovranno essere effettuate indagini geologiche e geotecniche 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 anche per confrontare le soluzioni possibili.
Nella fase di progetto esecutivo le indagini devono essere dirette ad approfondire la caratterizzazione geotecnica qualitativa e quantitativa del sottosuolo per consentire la scelta della soluzione progettuale, di eseguire i calcoli di verifica 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.
La validità 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 per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.

B.3. Ampiezza dell'indagine.
Lo studio geotecnico deve essere esteso alla parte del sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il comportamento del manufatto stesso (volume significativo).
L'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera, 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.
I mezzi di indagine devono essere scelti caso per caso in relazione alla natura ed alla successione dei terreni nel sottosuolo, alle finalità ed alle caratteristiche dell'opera.
Le indagini geotecniche comprendono tra l'altro perforazioni di sondaggi o scavi, prelievo di campioni, rilievo delle falde acquifere, prove in sito, prove in laboratorio, prospezioni geofisiche.
Il programma deve essere sufficientemente flessibile per consentire eventuali modifiche conseguenti alle conoscenze che si otterranno nel corso delle indagini.

B.5. Relazioni sulle indagini.
I risultati delle indagini devono essere oggetto di apposite relazioni, parte integrante del progetto. Queste devono comprendere ed illustrare tutti i dati obiettivi e sviluppare le elaborazioni ed i calcoli necessari al fine di giungere alle scelte progettuali ed alle verifiche prescritte al punto A.2 e nelle sezioni seguenti.
La relazione geologica é prescritta per le opere a cui fanno riferimento le sezioni E, F, G, H, I, L, M e O, della presente normativa e per le aree dichiarate sismiche o soggette a vincoli particolari.
Essa deve comprendere ed illustrare la situazione litostratigrafica locale, con definizione dell'origine e natura dei litotipi, del loro stato di alterazione e frantumazione e della loro degradabilità, i lineamenti morfologici della zona, nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali; deve precisare inoltre i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.
La relazione geotecnica sulle indagini é prescritta per tutte le opere oggetto delle presenti norme. Essa deve comprendere ed illustrare la localizzazione della area interessata, i criteri di programmazione ed i risultati delle indagini in sito e di laboratorio e le tecniche adottate, nonché la scelta dei parametri geotecnici di progetto, riferiti alle caratteristiche della costruenda opera ed il programma di eventuali ulteriori indagini, che si raccomandano per la successiva fase esecutiva.
Le relazioni devono essere corredate degli elaborati grafici e della documentazione delle indagini in sito ed in laboratorio necessari per la chiara comprensione dei risultati.
La caratterizzazione geotecnica e la ricostruzione geologica devono essere reciprocamente coerenti. A tale riguardo la relazione geotecnica deve fare esplicito riferimento alla relazione geologica e viceversa.

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.
Per le fondazioni di opere speciali, le presenti norme devono essere integrate con quanto prescritto nelle norme specifiche.

C.2. Criteri di progetto.

Il progetto delle fondazioni di un'opera deve essere sviluppato congiuntamente al progetto dell'opera in elevazione tenendo conto delle modalità costruttive.

L'opera di fondazione deve avere i seguenti requisiti:

- lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza del territorio stesso, nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente verificarsi nel tempo;
- gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere compatibili per i prefissati livelli di sicurezza e con 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 i risultati delle indagini, rilievi, studi atti ad individuare e valutare i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione; la scelta del tipo di fondazione; la verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione; la previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo; la scelta dei procedimenti costruttivi; le verifiche delle strutture e delle opere di fondazione.

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 e 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, alle caratteristiche strutturali del manufatto, al valore dei carichi da trasmettere in fondazione, alle caratteristiche degli stessi terreni di fondazione ed alla morfologia di un'area di adeguata estensione intorno alla opera, nonché alla profondità ed al regime della falda idrica.

Indagini di carattere speciale devono essere eseguite nelle aree dove per motivate ragioni geologiche o relative al precedente uso del territorio possono essere presenti cavità sotterranee, possono manifestarsi fenomeni di subsidenza ed altri fenomeni che condizionino il comportamento statico dei manufatti.

Nel caso di modesti manufatti che ricadono in zone già note, le indagini in sito ed in laboratorio sui terreni di fondazione possono essere ridotte od omesse, sempreché sia possibile procedere alla caratterizzazione dei terreni sulla base di dati e di notizie raccolti mediante indagini precedenti, eseguite su terreni simili ed in aree adiacenti. In tal caso, dovranno essere specificate le fonti dalle quali si é pervenuti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo.

C.4. Fondazioni dirette.

C.4.1. Criteri di progetto.

Il piano di posa deve essere situato al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto 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 da 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 di fondazione-terreno ed i cedimenti totali e differenziali.
Limitatamente alle zone non sismiche, nei casi in cui una lunga e soddisfacente pratica locale indirizzi il progettista nella scelta del tipo di fondazioni, i calcoli di stabilità e la valutazione dei cedimenti possono essere omessi, ma 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 pendii od in prossimità di pendii naturali ed artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio stesso, secondo quanto disposto alla sezione G, considerando 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. Valori più bassi, da giustificare esplicitamente, potranno essere adottati nei casi in cui siano state eseguite indagini particolarmente accurate ed approfondite per la caratterizzazione geotecnica dei terreni con riguardo anche alla importanza e funzione dell'opera, tenuto conto del grado di affidabilità della valutazione delle azioni esterne, nonché dell'ampiezza del piano dei controlli da sviluppare durante la costruzione.
Per le verifiche in presenza di azioni indotte da sismi si adotteranno i criteri delle citate Norme Sismiche.

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 caratteristiche di deformabilità dei terreni e delle strutture tenendo in conto i valori dei carichi permanenti, il tipo e la durata di applicazione dei sovraccarichi.
Tale previsione può essere limitata ad un giudizio qualitativo se una lunga, documentata e soddisfacente esperienza 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 di una fondazione si deve tenere conto delle reazioni del terreno, delle spinte dovute all'acqua e dell'influenza di sovraccarichi direttamente applicati al terreno.

I carichi e le azioni vanno combinati in modo tale da dar luogo, in ciascun elemento strutturale della fondazione, al più sfavorevole stato di sollecitazione.
Nella valutazione degli stati di sollecitazione degli elementi strutturali di fondazione si deve tener conto della interazione terreno-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 conglomerato magro o altro materiale idoneo.
Nel caso che per eseguire gli scavi si renda necessario deprimere il livello della falda idrica si dovranno valutare i cedimenti del terreno circostante; ove questi non risultino compatibili con la stabilità e la funzionalità delle opere esistenti, si dovranno opportunamente modificare le modalità esecutive. Si dovrà, nel caso in esame, eseguire la verifica al sifonamento. Per scavi profondi, si dovrà eseguire la verifica di stabilità nei riguardi delle rotture del fondo.

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. In presenza di azioni indotte da sismi si adotteranno i criteri di verifica prescritti dalle norme sismiche.
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 possa manifestarsi il fenomeno dell'attrito negativo, si deve tener conto del corrispondente effetto nella scelta del tipo di palo, nel dimensionamento e nelle verifiche.

C.5.2. Indagini specifiche.
Le indagini devono essere eseguite in conformità con quanto precisato nella sezione B e devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.
Con le indagini si debbono accertare le caratteristiche del terreno di fondazione fino alla profondità interessata da significative variazioni tensionali.

C.5.3. Carico limite e carico ammissibile del palo singolo.
La determinazione del carico limite 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 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 le caratteristiche dei terreni, i risultati delle indagini non consentono di esprimere giudizi affidabili sul comportamento del palo.
Il valore del carico ammissibile del palo singolo rispetto al carico assiale limite deve essere fissato dividendo il corrispondente carico limite per un coefficiente di sicurezza da stabilire in relazione alle caratteristiche del terreno, al tipo ed alle modalità costruttive del palo.
Il valore del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,5 nel caso che il carico limite sia valutato con i metodi teorici. Nei casi nei quali vengano anche eseguite prove di carico fino a rottura di cui al punto C.5.5. può essere accettato un coefficiente di sicurezza inferiore ma non minore di 2, sempre che siano state eseguite approfondite e dettagliate indagini per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni. Nel caso di pali di diametro uguale o maggiore di 80 centimetri, la scelta del valore del coefficiente di sicurezza deve essere adeguatamente motivata e deve tener conto di cedimenti ammissibili.
Il palo dovrà essere verificato anche nei riguardi di eventuali forze orizzontali.

C.5.4. Carico ammissibile della palificata.
Il carico ammissibile della palificata deve essere determinato tenendo conto del carico ammissibile del singolo palo e dell'influenza della configurazione geometrica della palificata, del tipo costruttivo di palo, della costituzione del sottosuolo e del tipo di struttura di collegamento delle teste dei pali.
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.
Quando i pali sono disposti ad interasse minore di tre diametri, sarà effettuata una ulteriore verifica nella quale la palificata sarà considerata una fondazione diretta di profondità pari alla lunghezza dei pali salvo più accurate analisi.

C.5.5. Prove di carico.
Le prove 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 essere adeguatamente superiori al massimo carico di esercizio e comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.
Le prove di carico dei pali di diametro inferiore a 80 centimetri devono essere spinte ad almeno 1,5 volte il previsto carico assiale massimo di esercizio.
Il numero e l'ubicazione dei pali da sottoporre alla prova di carico devono essere stabiliti

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 l'1 per cento del numero totale dei pali, con un minimo di due.

C.5.6. Elemento strutturale di collegamento.
Per le verifiche di resistenza delle membrature o elementi strutturali di collegamento tra i pali si deve tener conto delle reazioni dei singoli pali, delle spinte dovute all'acqua e dell'influenza di 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 sfavorevole stato di sollecitazione.

C.6. Relazione sulla fondazione.
I risultati delle indagini e delle verifiche devono essere illustrati in una relazione apposita, facente parte integrante degli atti progettuali.

D. Opere di sostegno.
D.1. Oggetto delle norme.
Le norme contenute nella presente sezione si applicano ai muri di sostegno, alle paratie, alle palanconate ed alle armature per il sostegno di scavi e ad opere di sostegno costituite da terra mista ad altri materiali.

D.2. Criteri di progetto.
Il comportamento dell'opera di sostegno, intesa come complesso struttura-terreno, deve essere esaminato tenendo conto della successione e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione e di eventuali materiali di riporto, interessati dall'opera; delle falde idriche, del profilo della superficie topografica del terreno prima e dopo l'inserimento dell'opera; dei manufatti circostanti; delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'opera; dei drenaggi e dispositivi per lo smaltimento delle acque superficiali e sotterranee e delle 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 di 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 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 ed alla sezione C.

Nel caso di modesti manufatti che ricadano in zone già note le indagini in sito ed in laboratorio sui terreni di fondazione, possono essere ridotte od omesse, sempreché sia possibile procedere alla caratterizzazione dei terreni sulla base di dati e notizie raccolti mediante indagini precedenti, eseguite su terreni simili ed in aree adiacenti. In tal caso devono essere specificate le fonti dalle quali si é pervenuti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo.
Il volume significativo di cui al punto B.3. deve contenere le superfici di scorrimento possibili relative alla stabilità dell'opera, del terreno di fondazione e del terrapieno. 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 sfavorevole nei confronti delle verifiche di cui ai punti seguenti.
Le ipotesi di calcolo delle spinte sui muri devono essere giustificate con considerazioni sui prevedibili spostamenti relativi del muro rispetto al terreno. 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, se ne può tener conto con dei valori non superiori al 50 per cento della resistenza passiva.

D.4.2. Verifica alla traslazione sul piano di posa.
Per la sicurezza lungo il piano di posa del muro, il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sul muro deve risultare non inferiore a 1,3.

D.4.3. Verifica al ribaltamento del muro.
Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti rispetto al lembo anteriore della base non deve risultare minore di 1,5.

D.4.4. Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno.
Questa verifica deve essere eseguita secondo quanto prescritto alla sezione G, tenendo conto dell'inclinazione ed eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2.

D.4.5. Verifica di stabilità globale.
Questa verifica riguarda la stabilità del terreno nel quale é inserito il muro, nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo.
Il coefficiente di sicurezza non deve risultare inferiore ad 1,3.

D.5. Verifiche di muri di sostegno fondati su pali.
Le verifiche devono essere condotte come prescritto al paragrafo C.5.

D.6. Dispositivi di drenaggio per la riduzione delle pressioni neutre e 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. Il progetto del dreno deve comprendere la scelta dei materiali (naturali od artificiali) tenendo conto dei requisiti richiesti per la funzionalità e delle caratteristiche del terreno con il quale il dreno é a contatto, secondo i criteri per il dimensionamento dei filtri, di cui 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 eseguire le norme del punto E.3.
Il costipamento del rinterro, quando previsto, deve essere eseguito secondo quanto prescritto alla sezione E.

D.7. Verifica delle paratie.
D.7.1. Azioni sulla parete.
Le azioni dovute al terreno, all'acqua ed ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate e composte in modo da pervenire di volta in volta alle condizioni più sfavorevoli nei confronti delle verifiche di cui al punto D.7.2.
Le ipotesi per il calcolo delle spinte e delle resistenze del terreno devono essere giustificate sulla base di considerazioni sui prevedibili spostamenti relativi parete-terreno, in relazione alla deformabilità dell'opera, alle sue condizioni di vincolo, alle modalità esecutive dell'opera e dello scavo ed alle caratteristiche del terreno.
Nel caso di paratie che debbano essere incorporate nella costruzione con funzione statica, le azioni sulle paratie dovranno essere calcolate con riferimento alle condizioni che si prevedono nelle diverse fasi di costruzione e in quella di esercizio ad opera finita.

D.7.2. Verifiche.
I calcoli di progetto devono comprendere la verifica della profondità di infissione e quella degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.
Deve essere verificata la stabilità del fondo dello scavo, nei riguardi anche di possibili fenomeni di sifonamento.
Per opere che ricadano in prossimità di altri manufatti devono essere valutati gli spostamenti del terreno ed i loro effetti sulla stabilità e funzionalità dei manufatti.
Tale valutazione é prescritta anche nei casi nei quali sia necessario deprimere il livello della falda per poter eseguire gli scavi.
I valori dei coefficienti di sicurezza saranno assunti dal progettista e giustificati sulla base del grado di affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato.

D.8. Armature per il sostegno degli scavi.
La verifica deve essere eseguita per scavi in trincea di profondità superiore ai due metri, nei quali sia prevista la permanenza di operai e per scavi che ricadano in prossimità di

manufatti esistenti.
Le azioni dovute al terreno, all'acqua ed ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire di volta in volta alle condizioni più sfavorevoli.
Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno sull'armatura devono essere giustificate con considerazioni sulla deformabilità relativa del terreno e dell'armatura, sulla modalità esecutiva dell'armatura e dello scavo e sulle caratteristiche meccaniche del terreno e sul tempo di permanenza dello scavo.

D.9. Relazione sulle opere di sostegno.
I risultanti delle indagini sui terreni, degli studi e delle verifiche devono essere raccolti nella relazione geotecnica facente parte integrante degli atti progettuali.

E. Manufatti di materiali sciolti.
E.1. Oggetto delle norme.
Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti ed ai reinterri.
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 e alla sezione C.3.
Nel caso di modesti manufatti che ricadano in zone già note le indagini in sito ed in laboratorio sui terreni di fondazione possono essere ridotte od omesse, sempreché sia possibile procedere alla caratterizzazione dei terreni sulla base di dati e notizie raccolti mediante indagini precedenti, eseguite su terreni simili ed in aree adiacenti. In tal caso devono essere specificate le fondi dalle quali si é pervenuti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo.
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, nonché delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Devono altresì essere indicate le fonti di approvvigionamento e le disponibilità dei materiali.
La stabilità dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condi-

zioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio, adottando i valori delle caratteristiche fisico-meccaniche determinate con le indagini di cui al punto E.2.
Per i rilevati il coefficiente di sicurezza riferito alla stabilità del sistema manufatto-terreno di fondazione non deve risultare inferiore a 1.3. Per gli argini vale quanto previsto dalle norme tecniche per le dighe di ritenuta di materiali sciolti.
Per le opere costituite da terra mista ad altri materiali si dovranno eseguire anche le verifiche alla traslazione, al ribaltamento, al carico limite, come indicato ai punti D.4.2. - D.4.3. - D.4.4. Il progetto dovrà essere integrato con le verifiche strutturali delle eventuali armature di rinforzo del rilevato.
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 inoltre valutare l'influenza del manufatto in progetto sui manufatti esistenti ed indicare gli interventi occorrenti per limitare 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 dal punto G.2.
Il progetto di opere 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 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 per ottenere caratteristiche fisico-meccaniche in accordo con i requisiti progettuali. 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 é consentita, oltre che per manufatti di pietrame e nel caso di opere subacquee quale che sia il materiale impiegato, avuto riguardo all'importanza del manufatto.
Le modalità della posa in opera e del costipamento devono essere considerate in progetto, sia nella definizione della sezione tipo dell'opera, sia nella valutazione delle proprietà fisico-meccaniche dei materiali.

E.5. Relazioni.
La relazione geotecnica deve comprendere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione, la descrizione delle modalità di coltivazione delle cave di prestito e delle modalità di posa in opera dei materiali, le verifiche di stabilità della fondazione e del corpo del manufatto, la previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo, le verifiche del manufatto nei riguardi degli eventuali moti di filtrazione e la giustificazione degli eventuali accorgimenti costruttivi che da esse scaturiscono.
In particolare, per i drenaggi ed i filtri deve essere motivata, la scelta dei materiali naturali o artificiali, tenendo conto dei requisiti di funzionalità e delle caratteristiche granulometriche

e di permeabilità del terreno con il quale essi si trovano a contatto.

F. Gallerie e manufatti sotterranei.

F.1. Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano alle gallerie ed ai manufatti completamente immersi nel terreno che si realizzano mediante scavo in sotterraneo.

F.2. Indagine specifiche.

Le indagini per la scelta del tracciato del manufatto e per la raccolta dei dati da porre a base del progetto devono essere programmate e sviluppate secondo i criteri indicati nella sezione B, tenendo in debito conto la complessità della situazione geologica, geotecnica, morfologica ed idrogeologica, la profondità e la lunghezza del manufatto ed il livello di progettazione (studio di fattibilità, progetto di massima, progetto esecutivo).

I risultati delle indagini geologiche devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

Qualora durante la realizzazione di un manufatto si riscontrano situazioni non evidenziate durante le indagini precedentemente eseguite, i risultati progettuali degli interventi si devono basare anche sui dati acquisiti in corso d'opera.

Gli elaborati dei dati osservati ed il loro monitoraggio, nei predetti casi, devono essere parte integrante degli atti progettuali.

F.3. Progetto.

F.3.1. Criteri di progetto.

Nel progetto di manufatti sotterranei devono essere specificati ed adeguatamente giustificati:

- la scelta dell'ubicazione o del tracciato dell'opera in dipendenza dei risultati e delle indagini geologiche e delle indagini geotecniche;
- la previsione dei metodi di scavo, delle opere provvisionali e dei mezzi occorrenti per l'aggottamento eventuale o per la intercettazione dell'acqua sotterranea e degli eventuali procedimenti speciali per il consolidamento temporaneo o permanente del terreno;
- 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;
- la previsione sull'eventuale presenza di gas tossici od esplosivi, sulle acque drenate dal sottosuolo e sulla ventilazione occorrente nel corso dei lavori ed in fase di esercizio;
- la definizione delle caratteristiche geometriche e strutturali del manufatto;
- il piano degli strumenti per il controllo del comportamento delle strutture e terreno durante il corso dei lavori ed eventualmente in fase di esercizio.

Nel progetto devono essere chiaramente indicate le ipotesi assunte per la valutazione delle componenti di sollecitazioni che si destano nel sottosuolo nell'interno del manufatto ed il significato delle approssimazioni che ne conseguono.

F.4. Metodi di scavo.

La scelta dei metodi di scavo deve effettuarsi tenendo conto delle proprietà geotecniche dei terreni che si prevede di attraversare e dell'eventuale presenza di falde idriche e di altri

manufatti indicati in prossimità del tracciato.
Il materiale di risulta deve essere sistemato in aree da indicare in progetto, tenendo conto delle prescrizioni della sezione I.

F.5. 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 tener conto della presenza di altri manufatti superficiali o sotterranei e si devono indicare gli eventuali vincoli da imporre per nuove costruzioni.

F.6. Controllo del manufatto.
Le ipotesi assunte in progetto relativamente alla caratterizzazione meccanica dei terreni e delle rocce devono essere controllate sulla base delle osservazioni e dei dati sperimentali che si raccolgono nel corso dei lavori. Le osservazioni e le misure devono essere proseguite durante l'esercizio per un congruo periodo di tempo, che sarà indicato in progetto.

G. Stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo.
G.1. Oggetto delle norme.
Le presenti norme si applicano allo studio della stabilità dei pendii naturali, al progetto delle opere di stabilizzazione di pendii e frane, nonché al progetto di scavi non armati che per le loro dimensioni (ampiezza e profondità), per le caratteristiche meccaniche dei terreni, rappresentino pericolo per la sicurezza.

G.2. Pendii naturali.
G.2.1. Accertamenti di carattere generale.
L'accertamento della stabilità richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture esistenti, la constatazione dei movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona, su sismi e su precedenti interventi di consolidamento.
Le verifiche di stabilità, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati 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:
- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e a valle del pendio stesso;
- lo studio geologico, anche con l'ausilio della fotogeologia, deve precisare l'origine e la natura dei terreni, il loro assetto tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo e lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo;
- lo studio geotecnico deve definire caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, l'en-

tità e la distribuzione delle pressioni dell'acqua nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie ed 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 precedenti, nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Nel caso di pendii in frana le indagini devono consentire di accertare la forma e la posizione della superficie o delle superfici di scorrimento, in quanto possibile, e di definire le caratteristiche cinematiche della frana.

G.2.3. Calcoli di stabilità.

Il metodo di calcolo per la verifica della stabilità deve essere scelto tenendo conto della posizione e della forma delle possibili superfici di scorrimento, dell'assetto strutturale, delle caratteristiche meccaniche del terreno, nonché della distribuzione delle pressioni neutre.

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 riconosciuta con le indagini.

Negli altri casi si esamineranno superfici di scorrimento cinematicamente possibili in numero sufficiente per ricercare la superficie alla quale corrisponda, nel caso considerato, il coefficiente di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni neutre i calcoli di verifica devono essere effettuati assumendo le più sfavorevoli condizioni che ragionevolmente si possono prevedere.

Per i pendii ricadenti in zona sismica, la verifica di stabilità deve essere eseguita tenendo conto delle azioni sismiche, come prescritto dalle norme sismiche.

Il valore del coefficiente di sicurezza sarà dal progettista e giustificato sulla base delle considerazioni relative al livello di conoscenze raggiunto ed al grado di affidabilità dei dati disponibili, alla complessità della situazione geologica e geotecnica, alla esperienza locale su pendii naturali in situazioni simili, nonché alle conseguenze di un'eventuale frana.

G.2.4. Interventi.

Il progetto degli interventi di consolidamento di un pendio deve essere giustificato dai calcoli di stabilità sviluppati secondo quanto indicato al punto precedente.

Il piano dei controlli sulla efficacia dei provvedimenti deve essere 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 dello scavo.

G.3.2. Criteri di progetto e calcoli di stabilità.

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che il terreno sia stabile con adeguato

margine di sicurezza, da valutarsi con i metodi di calcolo indicati al punto G.2.3.
Nel caso di terreni 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, delle conoscenze del regime delle pressioni neutre e delle conseguenze di un eventuale fenomeno di rottura.
Si deve tener conto dell'esistenza di manufatti e sovraccarichi in prossimità del ciglio di scavo.
Nel progetto deve essere esaminata l'eventuale influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e sotterranee 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 nell'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, quali:

a) nuovi insediamenti urbani o civili o industriali;
b) ristrutturazione di insediamenti più esistenti, compresi quelli da consolidare e trasferire ai sensi della legge 9-7-1980 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) opere marittime e difese costiere;
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;
i) bonifiche e sistemazione del territorio;
l) attività estrattive di materiali da costruzione.

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 effetti derivanti dalla realizzazione delle opere.
Saranno inoltre considerati i fenomeni di subsidenza prodotti da modifiche del regime delle acque superficiali e profonde, nonché da asportazioni o riporti di materiali terrosi.
Per l'elaborazione di piani urbanistici in zone sismiche le indagini devono essere finalizzate alla caratterizzazione del territorio per la ricerca dei parametri di progetto in accordo con quanto previsto dalle norme sismiche.

H.3. Verifiche di fattibilità.

Prima della 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 delle caratteristiche del sottosuolo.

Per le zone sismiche si dovrà documentare il rispetto dei previsti vincoli.

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 delle acque, sulla salvaguardia del paesaggio, e dell'igiene pubblica, la scelta delle aree da destinare a discarica o colmata va eseguita sulla base di studi geologici, geotecnici e idrogeologici.
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 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 queste siano compatibili con le caratteristiche dell'acquifero e 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 aventi lo scopo di modificare permanentemente o temporaneamente le caratteristiche meccaniche per mezzo di procedimenti tecnologici di vario tipo.
Il progetto degli interventi di consolidamento deve comprendere:

a) caratterizzazione del sottosuolo con particolare riferimento all'analisi delle condizioni che rendono necessario l'intervento;
b) analisi del tipo di intervento prescelto in relazione alle opere da realizzare e con riferimento a manufatti vicini;
c) dimensionamento esecutivo degli interventi e descrizione di dettaglio dei procedimenti costruttivi;
d) prescrizioni sulla verifica dell'esito dell'intervento attraverso indagini e controlli in corso d'opera.

N. Drenaggi e filtri.

Le presenti norme si applicano ai manufatti formati da uno o più strati di materiale sabbioso-ghiaioso o di materiali sintetici, costruiti allo scopo di controllare e regolare la filtrazione e le pressioni neutre delle acque nel sottosuolo, nell'interno dei manufatti di materiali sciolti ed al contatto fra 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.

O. Ancoraggi.

O.1. Oggetto delle norme.

Le presenti norme si applicano a tutti i tipi di armature (ancoraggi), attive o passive, inserite in terreni od in rocce (tiranti, bulloni, chiodi) allo scopo di aumentare la resistenza al taglio, specie lungo superfici di discontinuità.

O.2. Indagini specifiche.

Le indagini da eseguire in conformità alle direttive riportate nella sezione B, devono raccogliere i dati occorrenti per il progetto degli ancoraggi, per la verifica della stabilità globale e per il controllo del comportamento dell'insieme costituito dall'eventuale struttura ancorata, dagli ancoraggi e dal terreno comunque interessato.

Le indagini devono definire la composizione, le caratteristiche strutturali e le proprietà fisico-meccaniche dei terreni del sottosuolo interessato dal complesso delle opere e riconoscere se l'ambiente nel quale gli ancoraggi ricadono sia aggressivo per i materiali che li costituiscono.

O.3. Criteri di progetto.

Nel progetto si deve tener conto del tipo e delle finalità dell'intervento (provvisorio, definitivo), delle sollecitazioni prevedibili, della natura e delle caratteristiche del sottosuolo, nonché dei problemi esecutivi per l'installazione del cantiere. In dipendenza occorre fissare la tecnologia di esecuzione; l'orientazione, la lunghezza, il numero degli ancoraggi; lo sforzo ammissibile.

O.3.1. Verifica al carico limite.

Questa verifica deve essere eseguita per valutare la resistenza a trazione dell'ancoraggio la quale dipende, a seconda dei casi, dalla residenza allo sfilamento della connessione ancoraggio-terreno, dalla resistenza del terreno (sciolto o lapideo) nell'immediato intorno della connessione o della resistenza della barra.

Per la valutazione del carico limite, si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche; é però necessaria la conferma sperimentale con prove di trazione in sito in fase di progetto e di collaudo.

O.3.2. Verifica al Creep.

Per gli ancoraggi in terre coerenti o in terre incoerenti, deve essere valutata la resistenza allo slittamento in funzione del tempo, tenendo conto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

O.3.3. Prove di carico.

Poiché la riuscita degli ancoraggi dipende in larga misura da dettagli tecnologici, il comportamento dell'insieme ancoraggio-terreno deve essere determinato con prove di carico su ancoraggi di prova realizzati nello stesso sito e con lo stesso sistema costruttivo.

Le prove per la determinazione del carico limite del singolo ancoraggio devono essere

spinte a valori del carico tali da portare a rottura il complesso ancoraggio-terreno.
Le prove di collaudo, al fine di controllare gli ancoraggi eseguiti, devono essere in numero sufficiente per accertare il buon funzionamento dell'opera.
La prova consiste in un ciclo semplice di carico e scarico sottoponendo l'ancoraggio ad una forza pari ad 1,2 volte la prevista forza di esercizio.

* * *

CIRCOLARE MINISTERO LAVORI PUBBLICI, 24 settembre 1988, n. 30483
Legge 2 febbraio 1974, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

A. Disposizioni generali.
A.2. Prescrizioni generali.
Nella scelta dei valori dei coefficienti di sicurezza si terrà conto dei seguenti fattori:
- requisiti e importanza dell'opera con particolare riguardo alla sicurezza delle persone;
- grado di conoscenza sulla costituzione del sottosuolo e sulle proprietà dei terreni;
- caratteristiche ed intensità delle azioni considerate e loro probabilità di verificarsi (secondo i criteri esposti dalle norme tecniche sui carichi e sovraccarichi approvate con D.M. 3-10-1978);
- grado di approssimazione dei metodi di calcolo;
- influenza delle variazioni dei parametri caratteristici dei terreni sui valori dei coefficienti di sicurezza;
- verifica della rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e l'effettiva situazione dei luoghi;
- esperienza locale.

Per le opere di rilevante importanza, in rapporto anche alla sicurezza dell'opera stessa e a tutela della pubblica incolumità, la richiesta valutazione dei prevedibili spostamenti potrà essere controllata durante e dopo la costruzione dell'opera, secondo un programma di misure e di osservazioni da definire in progetto.
Particolare attenzione sarà dedicata alle opere provvisionali quali scavi con o senza armatura, opere di sostegno, procedimenti per abbassamenti della falda, ancoraggi, consolidamenti, ecc.
Le opere provvisionali vanno progettate con criteri analoghi a quelli delle opere a carattere permanente.

A.3. Elaborati geologici e geotecnici.
La relazione geotecnica conterrà:
a) illustrazione del programma di indagini con motivato giudizio sulla affidabilità dei risultati ottenuti; caratterizzazione geotecnica del sottosuolo in relazione alle finalità da raggiungere con il progetto effettuato sulla base dei dati raccolti con le indagini eseguite.

La relazione deve essere corredata da una planimetria con le ubicazioni delle indagini sia quelle appositamente effettuate, che quelle di carattere storico e di esperienza locale, dalla documentazione sulle indagini in sito ed in laboratorio, dal profilo litologico e stratigrafico del sottosuolo con la localizzazione delle falde idriche;

b) scelta e dimensionamento del manufatto o dell'intervento; risultati dei calcoli geotecnici, conclusioni tecniche; procedimenti costruttivi e controlli. La relazione deve essere completa in tutti gli elaborati grafici ed analitici necessari per la precisa comprensione del progetto.

La relazione geologica definirà con preciso riferimento al progetto i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfogenici e i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale con definizione della genesi e distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fessurazione e della loro degradabilità; preciserà inoltre i caratteri geostrutturali generali, la geometrica e le caratteristiche delle superfici di discontinuità in genere e degli ammassi rocciosi in particolare, e fornirà lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La relazione sarà corredata dagli elaborati grafici, carte e sezioni geologiche, ecc. e dalla documentazione delle indagini in sito ed in laboratorio, sia quelle appositamente effettuate, che quelle di carattere storico e di esperienza locale.

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la ricostruzione geologica debbono essere reciprocamente coerenti.

A tale riguardo la relazione geotecnica deve fare esplicito riferimento alla relazione geologica e viceversa.

B. INDAGINI GEOTECNICHE.

B.1. Oggetto delle norme.

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera saranno in particolare presi in considerazione la stratigrafia, le caratteristiche delle falde idriche, le proprietà geotecniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione dei manufatti di materiali sciolti.

B.2. Indagini nelle fasi di progetto e di costruzione.

Le indagini saranno sviluppate secondo gradi di approfondimento e di ampiezza commisurati nelle varie fasi, dal progetto alla costruzione, attraverso le quali si giunge alla realizzazione dell'opera.

Per definire il profilo geotecnico, le proprietà fisico-meccaniche dei terreni, la posizione delle falde idriche e le loro caratteristiche, si raccomanda di eseguire specifiche indagini, in sito ed in laboratorio, secondo un programma definito in base alle caratteristiche del sottosuolo e dell'opera in progetto.

Opere che incidono grandi aree e che incidano profondamente sul territorio, richiedono un progetto di fattibilità secondo i criteri di cui alla sez. H della norma.

Nel caso di opere di notevole mole e di importanza dal punto di vista della sicurezza o che interessino terreni con caratteristiche meccaniche scadenti, si consiglia di effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione.

A tal fine sarà predisposto un programma di osservazioni e misure (spostamenti di punti

significativi, pressioni neutre, ecc.) di ampiezza commisurata all'importanza dell'opera e alla complessità della situazione geotecnica.
Ai fini del progetto e della esecuzione delle indagini, possono essere utilmente consultate le raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche pubblicate a cura dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.).

B.3. Ampiezza dell'indagine.
Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e va individuato caso per caso, in base alle dimensioni dell'opera ed alla natura e caratteristiche del terreni del sottosuolo.

B.4. Mezzi di indagine.
Tecniche d'indagine.
A titolo indicativo nella tabella della pagina seguente sono elencati i mezzi di indagine di più frequente uso.
Il tipo e la tecnica esecutiva delle perforazioni di sondaggio saranno scelti in funzione della natura dei terreni e delle operazioni da compiere nel corso del sondaggio (prelievo di campioni rimaneggiati o indisturbati, rilievi sulla falde idriche, prove di carattere meccanico, ecc.).
I dati forniti dalle prospezioni geofisiche (con metodi elettrici, sismici, ecc) saranno in ogni caso tarati e controllati con quelli forniti dalle altre indagini. Di regola, salvo casi particolari, essi non possono essere impiegati direttamente nei calcoli statici.
La scelta dei mezzi di indagine sarà effettuata in fase di progetto dell'indagine e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa.
Svolgimento delle indagini in sito.
La posizione dei punti di indagine sarà rilevata topograficamente e riportata su una planimetria.
Pozzi cuniculi e trincee saranno eseguiti nel rispetto delle norme di sicurezza per gli scavi all'aperto e in sotterraneo, badando in particolare a garantire l'accessibilità per tutto il tempo di durata delle indagini.
Gli scavi realizzati in modo tale da non causare apprezzabili modifiche alla situazione esistente, sia dal punto di vista statico che da quello idraulico. Dopo la loro utilizzazione, salvo il caso che vengano direttamente inglobati nell'opera, essi vanno accuratamente riempiti ed intasati con materiale idoneo in modo da ripristinare, per quanto possibile, la situazione iniziale.
Nel corso dell'esecuzione di perforazione di sondaggio, particolare cura deve essere posta per evitare di provocare mescolanze tra terreni diversi e di porre in comunicazione falde idriche.
I fori di sondaggio, salvo il caso che vengano utilizzati per l'installazione di strumenti di misura (ad es.: inclinometri, piezometri, ecc.), devono essere accuratamente richiusi, procedendo al sistematico intasamento a partire dal fondo con materiali idonei (ad es.: malte cementizie, miscele cemento-argilla, sabbia fine, ecc.).
Il prelievo di campioni rimaneggiati può essere effettuato con le normali attrezzature di scavo o di perforazione. I campioni rimaneggiati devono essere granulometricamente completi, avere dimensioni tali da consentire il riconoscimento dei terreni attraversati e devono essere in numero sufficiente per costruire i profili geologico e geotecnico.
I campioni rimaneggiati devono essere conservati in cassette o barattoli con chiare e dure-

Tabella 1

FINALITA' **Profilo geologico e geotecnico**		**PRINCIPALI MEZZI DI INDAGINE** **sondaggi** **pozzi** **trincee** **cunicoli** **prospezioni geofisiche** } **con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati**
Proprietà fisico meccaniche	Terreni a grana fine	prove di laboratorio su campioni prove penetrometriche prove scissometriche prove di carico su piastra prove speciali in sito (prove di taglio, prove pressiometriche, ecc.)
	Terreni a grana grossa	prove penetrometriche prove di carico su piastra
	Rocce	prove di laboratorio su campioni prove di carico su piastra prove speciali in sito (prove di taglio, prove pressiometriche, ecc.)
Rilievi sulle falde idriche	Terreni di qualsiasi tipo	piezometri sondaggi pozzi trincee cunicoli prospezioni geofisiche
Permeabilità	Terreni a grana grossa o rocce porose molto fratturate	prove idrauliche in fori di sondaggio prove di emungimento da pozzi
	Terreni a grana fine	prove di laboratorio su campioni indisturbati misure piezometriche
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	prove di carico su pali singoli o gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	prove di permeabilità in sito e misura di quote piezometriche prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti (terreni e rocce)	prove di laboratorio determinazione delle proprietà meccaniche in sito eventualmente con l'ausilio di indagini geofisiche prima e dopo l'intervento

voli indicazioni sul numero del sondaggio o del pozzo e sulle quote di prelievo; non devono essere esposti all'azione degli agenti atmosferici e devono essere conservati per lo meno per tutta la durata dell'indagine.
Il prelievo di campioni indisturbati da scavi o perforazioni di sondaggio deve essere eseguito da personale specializzato, sotto il controllo di tecnici qualificati, con utensili ed attrezzature particolari (campionatori). Il tipo di campionatore sarà scelto in relazione al tipo di terreno ed alle finalità dell'indagine. Le dimensioni dei campioni indisturbati e la tecnologica di prelievo saranno stabilite in base alle prove da eseguire in laboratorio ed alle caratteristiche del terreno.
I campioni indisturbati devono essere sigillati e conservati in modo che mantengano invariati il contenuto in acqua e la struttura fino al momento della utilizzazione.
Su ciascun campione indisturbato saranno riportati i dati necessari per stabilire la posizione del campione e le caratteristiche del campionatore adoperato.
I risultati delle indagini, condotte da personale tecnico specializzato, saranno documentati con:
- una planimetria generale della zona con riportati tutti i punti di indagine direttamente rilevati sul terreno;
- i profili litostratigrafici di eventuali scavi e fori di sondaggio;
- i particolari esecutivi delle prove o misure eseguite;
- dati sulla posizione e tipo di eventuali falde idriche;
- notizie degli avvenimenti particolari verificatisi durante l'esecuzione dei lavori ed ogni altro eventuale dato utile per la caratterizzazione geotecnica e geologica del sottosuolo.

Si indicheranno, altresì, i tipi e le caratteristiche di tutte le attrezzature impiegate.
Indagini di laboratorio.
Le indagini di laboratorio hanno lo scopo di determinare:
- le proprietà indici per l'identificazione e la classifica geotecnica dei terreni;
- le proprietà fisico-meccaniche (peso dell'unità del volume, resistenza a rottura, deformabilità, permeabilità, ecc.).

La determinazione delle proprietà indici può essere effettuata sia su campioni rimaneggiati che su campioni indisturbati; le proprietà fisico-meccaniche devono essere determinate con prove eseguite su campioni indisturbati.
Le prove sui materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni significativi dei materiali disponibili preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste ed alla destinazione del manufatto.
I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle modalità sperimentali adottate.

C. Opere di fondazione.
C.1. Oggetto delle norme.
Le fondazioni sono distinte in fondazioni dirette (ad es.: plinti, travi, platee) e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni, paratie).

C.2. Criteri di progetto.
Il comportamento delle fondazioni é condizionato da numerosi fattori, dei quali si elenca-

no quelli che generalmente occorre considerare:

a) Terreni di fondazione:
- litostratigrafia;
- proprietà fisiche e meccaniche;
- presenza e caratteristiche delle acque sotterranee.

Tutti questi elementi devono essere definiti con le indagini specifiche.

b) Opere in progetto:
- dimensioni d'insieme dell'opera;
- caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento alla sua attitudine ad indurre o a subire cedimenti differenziali;
- sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera;
- distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi alla fondazione, distinguendo i carichi permanenti da quelli accidentali, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

c) Fattori ambientali:
- caratteri morfologici e lineamenti geologici della zona;
- deflusso delle acque superficiali;
- presenza o caratteristiche dei altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, fogne, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali é prevista la costruzione.

Le fasi del progetto assumeranno ampiezza e grado di approssimazione diversi secondo l'importanza del manufatto e dei fattori sopra elencati, e in relazione al grado di sviluppo previsto per il progetto (preliminare, di massima, esecutivo).

Qualora non si adotti un unico tipo di fondazione per tutto il manufatto, si terrà conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti.

Nel caso di ponti, opere marittime e simili é necessario in particolare considerare la configurazione e la mobilità dell'alveo fluviale o del fondo marino, la erodibilità di questi in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto.

La costruzione di manufatti in zone franose, per i quali non é possibile una diversa localizzazione, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto ed alla sua fondazione. A tale fine é necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato dalla sezione G della norma.

C.3. Prescrizioni per le indagini.

Nel caso di fabbricati di civile abitazione la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di $b \div 2b$, ove b é la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, computata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di $0{,}5\ b \div b$.

Delle indagini in sito si ricordano in particolare prove penetrometriche, statiche e dinamiche, e quelle scissometriche.

A seconda del tipo di terreno, queste possono efficacemente integrare le indagini di laboratorio per la determinazione delle proprietà meccaniche dei terreni.

Le indagini geotecniche di laboratorio, da effettuare presso laboratori qualificati nel settore della meccanica delle terre e delle rocce, saranno commisurate al tipo ed alle caratteristiche dell'opera e saranno programmate sulla base della natura dei terreni. Esse consentono di determinare le caratteristiche, fisiche generali e le proprietà indici al fine di classificare i terreni, ed inoltre i parametri di resistenza necessari per la verifica a rottura del complesso fondazioni-terreno.
Nel caso di terreni a grana fine, specifiche prove di laboratorio possono fornire i parametri che definiscono la comprimibilità e, ove necessario, le caratteristiche di consolidazione per valutare i cedimenti e il loro decorso nel tempo.
Nella programmazione delle prove di laboratorio si terrà conto che la resistenza e la deformabilità dei terreni dipendono dal valore delle tensioni nel sottosuolo (dovute al peso proprio del terreno ed ai sovraccarichi trasmessi dalla fondazione) e dalle modalità di applicazione nel tempo dei sovraccarichi stessi.

C.4. Fondazioni dirette.
C.4.1. Criteri di progetto.
Nel progetto si terrà conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto.
Nel caso di reti idriche e fognarie occorre porre particolare attenzione ai possibili inconvenienti derivanti da immissioni o perdite di liquidi nel sottosuolo.
E' opportuno che il piano di posa in una fondazione sia tutto sullo stesso livello.
Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, saranno verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.
Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e perciò vanno adeguatamente difese a approfondite. Analoga precauzione sarà presa nel caso delle opere marittime.

C.4.3. Cedimenti.
Per effetto dei carichi trasmessi dalle opere di fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.
In base alla evoluzione nel tempo si distinguono: cedimenti immediati e cedimenti differiti. I cedimenti differiti sono caratteristici dei terreni a grana fine poco permeabili e dei terreni organici.
La previsione dei cedimenti sarà basata su calcoli svolti con i procedimenti e con i metodi della geotecnica, tenuto conto delle caratteristiche meccaniche dei terreni.
Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità saranno di regola ottenuti con indagini di laboratorio. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti, possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini in sito.
Sulla base della previsione dei cedimenti sarà espresso un giudizio sulla loro ammissibilità

con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità sarà esteso a questi ultimi.

C.5. Fondazioni su pali.

C.5.1. Criteri di progetto.

A seconda delle modalità esecutive, i tipi più comuni di pali di fondazione possono essere classificati in:

- pali prefabbricati ed infissi (es.: pali infissi a percussione, vibrazione, pressione, ecc.);
- pali gettati in opera senza asportazione di terreno;
- pali gettati in opera con asportazione di terreno.

L'interasse tra i pali va stabilito tenuto conto della funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo condizioni particolari, l'interasse minimo deve essere pari a 3 volte il diametro del palo.

Per le palificate soggette anche a forze orizzontali di intensità non trascurabile si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e verificarne l'ammissibilità, sviluppando calcoli geotecnici specifici in presenza di tali forze.

In questo caso va condotta una specifica verifica "a taglio".

C.5.2. Indagini specifiche.

L'indagine sul terreno si intende estesa dal piano di campagna fino alla profondità significativa al di sotto della punta dei pali.

C.5.3. Carico limite e carico ammissibile del palo singolo.

Per la determinazione del carico assiale limite del complesso palo-terreno, si farà ricorso a:

a) formale statiche che consentono di valutare la resistenza alla base del palo e quella lungo il fusto;
b) formule dinamiche, basate su osservazioni acquisite durante la esecuzione dei pali infissi e battuti;
c) correlazioni empiriche basate sui risultati di prove penetrometriche;
d) sperimentazione diretta su pali di prova (vedi paragr. C.5.5. "Norme").

L'approssimazione del calcolo del carico limite, svolta con i procedimenti di cui ai precedenti punti a), b), c), dipende dalle schematizzazioni insite in detti procedimenti e da fattori variabili caso per caso. Pertanto deve essere giustificata la scelta del procedimento impiegato ed espresso un giudizio sulla attendibilità delle previsioni.

Nei casi in cui siano notevoli le incertezze sull'applicazione dei procedimenti o sui valori dei parametri da introdurre nei calcoli o sull'influenza della tecnica di esecuzione del palo sulle proprietà dei terreni, il carico assiale limite sarà stabilito in base ai risultati di prove di carico di progetto.

C.5.4. Carico ammissibile della palificata.

Il progetto della fondazione su pali deve comprendere considerazioni riguardanti i cedimenti della palificata e l'influenza di questi sulla sovrastruttura.

Il calcolo dei cedimenti può essere svolto sulla base di una opportuna schematizzazione

delle sollecitazioni trasmesse dalla palificata al sottosuolo.
Le dimensioni degli elementi strutturali di collegamento tra i pali devono essere fissate in coerenza con le ipotesi adottate per la ripartizione dei carichi tra i pali stessi.
Questi elementi vanno verificati per la condizione di carico costituita dalle azioni ad essi trasmesse dalla sovrastruttura e dalle reazioni dei singoli pali.

C.5.5. Prove di carico.
Prove di progetto.
Queste prove vengono effettuate su pali appositamente costruiti.
Esse hanno la finalità di determinare il carico limite del complesso palo-terreno, perciò vanno spinte fino a quel valore del carico per il quale si raggiunge la condizione di rottura del terreno. Ove ciò non sia possibile la prova deve essere eseguita fino ad un carico pari ad almeno 2,5 volte il carico di esercizio.
Prove di collaudo.
Queste prove vengono effettuate su pali della palificata durante ed al termine della sua costruzione, al fine di verificare se il comportamento dei pali corrisponde a quello previsto in progetto.
Esecuzione delle prove.
L'applicazione del carico sul palo sarà graduale e le modalità e durata della prova saranno fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni.
La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova.
Gli strumenti impiegati per le prove (flessimetri, manometri, martinetti, ecc.) devono essere tarati e controllati.

D. Opere di sostegno.
D.4. Verifiche dei muri di sostegno con fondazioni superficiali.
D.4.1. Azioni sul muro di sostegno.
I più comuni tipi di muri di sostegno possono essere suddivisi dal punto di vista costruttivo in muri in pietrame a secco eventualmente sistemato a gabbioni; muri di muratura ordinaria o di conglomerato cementizio; muri di conglomerato cementizio armato, formati generalmente da una soletta di fondazione e da una parete con o senza contrafforti; speciali muri in terra costituiti da associazione di materiale granulare e armature metalliche ad alta aderenza e da un paramento articolato di pannelli prefabbricati in calcestruzzo.
Il coefficiente di spinta attiva assume valori che dipendono della geometria del paramento del muro e dei terreni retrostanti, nonché dalle caratteristiche dei terreni e del contatto terra-muro.
Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva.
Per la distribuzione delle pressioni neutre occorre far riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza del sistema di drenaggio.
Le azioni sull'opera devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

La verifica strutturale del muro sarà eseguita con i metodi della tecnica delle costruzioni.

E. MANUFATTI DI MATERIALI SCIOLTI.

E.1. Oggetto delle norme.

I manufatti di materiali sciolti sono ad esempio:

- rilevati per strade, ferrovie, aeroporti, e piazzali;
- riempimenti a tergo di strutture di sostegno;
- argini e moli.

E.3. Criteri di progetto.

Per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori.

Si possono adoperare anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce.

Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfiati.

I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione.

Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità; la loro granulometria sarà scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi, secondo quanto disposto alla sezione N.

Per i moli saranno adoperati blocchi di rocce durevoli, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri.

Per gli speciali muri in terra mista di cui al punto D.4.1. i materiali da preferire saranno costituiti da terre con passante ai 15 micron non superiore al 20% e dovranno comunque obbedire, per le caratteristiche meccaniche e chimico-fisiche, ai requisiti richiesti comunemente per tali tipi di opere.

Per la progettazione delle opere stradali e per l'impiego delle terre nei manufatti stradali, si rinvia alle apposite norme C.N.R. relative alla campionatura, alle prove sui materiali stradali ed alla tecnica di impiego delle terre.

Si rinvia anche alle "istruzioni per la redazione di progetti stradali" pubblicate dal C.N.R.

Per i manufatti di materiali sciolti nei quali trovano impiego anche elementi di rinforzo costituiti da altri materiali (noti in commercio con diversi tipi brevettati, come da esempio "terra armata", ecc.) si richiama l'attenzione sulla necessità di effettuare verifiche anche relativamente al comportamento nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

F. MANUFATTI SOTTERRANEI.

F.1. Oggetto delle norme.

I manufatti indicati nella relativa norma sono, ad esempio, gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie con relativi imbocchi di estremità o intermedi (pozzi, finestre, discenderie), caverne per centrali idroelettriche, depositi o parcheggi sotterranei.

Lo scavo in sotterraneo può svilupparsi in differenti posizioni rispetto alla superficie topografica:

- con piccolo ricoprimento di terreno (ad es.: gallerie metropolitane, subacquee, parietali);
- con grande ricoprimento di terreno (ad es.: gallerie di valico, depositi sotterranei).

Per le gallerie minerarie si rimanda alla normativa specifica.

F.2. Indagini specifiche.

Il programma di ricerche e di indagini sui terreni deve essere predisposto ed attuato sulla base della ricostruzione dei lineamenti geologici della zona ed in dipendenza dell'entità del ricoprimento.

Nel caso di rocce fratturate le ricerche devono comprendere la descrizione qualitativa e quantitativa dello stato di fratturazione ed in genere delle discontinuità strutturali presenti nella formazione.

F.3. Progetto.

F.3.1. Criteri di progetto.

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato tensionale del sottosuolo rispetto alla situazione preesistente. Il nuovo stato di sollecitazione dipende dallo stato tensionale preesistente, dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla successione delle varie fasi della lavorazione, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottati.

Ulteriori variazioni dello stato tensionale possono essere indotte nel sottosuolo durante l'esercizio dell'opera per effetto della spinta di fluidi convogliati dalla galleria o di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico.

La grandezza delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende dallo stato tensionale del terreno, dall'azione dell'acqua eventualmente presente, nonché dal metodo di scavo adottato.

Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo, devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto dell'eventuale abbassamento della falda provocato dalla costruzione dell'opera.

F.4. Metodi di scavo.

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del prerivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini di bassa porosità, argille dure fessurate, rocce fratturate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali metodi speciali di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni devono essere adeguatamente illustrati e giustificati, secondo quanto disposto alla sezione N.

Le previsioni di progetto devono essere sufficientemente ampie per tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

F.5. Verifica del rivestimento.
Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di costruzione dell'eventuale prerivestimento.
Il comportamento del prerivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale prerivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

F.6. Controllo del manufatto.
Il programma dei controlli previsti in progetto indicherà la strumentazione da impiegare, nonché la ubicazione degli strumenti e la sequenza delle misure.

G. Stabilità dei pendii naturali e dei fronti di scavo.
G.1. Oggetto delle norme.
Le fronti di scavo indicate nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni, attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali, canali, ecc. Per le fronti di scavo in miniere e cave, si rimanda invece, alla normativa specifica.

G.2. Pendii naturali.
G.2.1. Verifiche di stabilità.
La stabilità dei pendii é influenzata da numerosi fattori tra i quali é generalmente necessario prendere in considerazione:
a) caratteristiche morfologiche;
b) caratteristiche geologiche, e proprietà fisico-meccaniche dei terreni costituenti il pendio;
c) caratteristiche e circolazione delle acque sotterranee: pressioni interstiziali e nelle discontinuità dei terreni costituenti il pendio;
d) peso proprio ed azioni esterne applicate alle opere insistenti sul pendio;
e) carattere sismico della zona;
f) fattori ambientali.

G.2.2. Indagini specifiche.
Lo studio geologico comprenderà il rilevamento diretto delle discontinuità del terreno (giunti di stratificazione, faglie, diaclasi e fratture) delle quali saranno determinate la distribuzione spaziale, la frequenza e le caratteristiche. Attraverso una analisi geomorfologica quantitativa del pendio e delle aree adiacenti, inoltre, si ricercheranno le indicazioni sulla franosità della zona e su natura, caratteristiche e grandezza dei movimenti verificatisi in passato.
La determinazione delle pressioni neutre va effettuata ponendo i piezometri in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio.
Le indagini di laboratorio saranno particolarmente dirette alla determinazione della resistenza al taglio, massima e residua.
Se la verifica di stabilità riguarda pendii naturali in frana, le indagini saranno dirette a

definire la posizione e la forma delle eventuali superfici di scorrimento. Si prevederà a tal fine la posa in opera di basi e di picchetti ed il rilevamento periodico della loro posizione rispetto a caposaldi esterni all'area interessata dal movimento. Queste operazioni saranno volte a determinare la grandezza degli spostamenti e il loro andamento nel tempo, in relazione anche ai fattori meterologici ed idraulici.
Quando risulti necessario rilevare gli spostamenti in profondità si metteranno in opera inclinometri o apparecchi rilevatori di scorrimenti profondi. Gli spostamenti in profondità saranno riferiti a quelli misurati in superficie.

G.3. Fronti di scavo.
G.3.1. Indagini specifiche.
In merito alle indagini specifiche da svolgere si precisa che:
a) i rilievi topografici e lo studio geologico saranno estesi ad un'area più ampia di quella direttamente interessata ai lavori;
b) le indagini geotecniche in sito saranno volte a riconoscere la costituzione del sottosuolo ed a determinare i valori della pressione dell'acqua interstiziale e nelle discontinuità. La profondità delle esplorazioni sarà stabilita in relazione a quella dello scavo, avendo cura di estendere l'indagine a monte del previsto ciglio ed al di sotto della quota di fondo scavo;
c) le indagini geotecniche di laboratorio si svolgeranno secondo quanto indicato al punto G.2.2.

H. Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree.
H.2. Indagini specifiche.
Al fine dell'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire:
- le caratteristiche topografiche e gemorfologiche della zona;
- i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;
- le caratteristiche ed il comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

Lo studio geologico definirà i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fessurazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico.
Lo studio geotecnico sarà atto a definire le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreni, la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche. Per questo saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio, secondo i criteri indicati nella sezione B, e proporzionate alla prevista destinazione dell'area.
Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto.
Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacuali o fluviali, i predetti studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

H.3. Verifiche di fattibilità.
La verifica di fattibilità geologica e geotecnica comprende l'accertamento delle modifiche

che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità.
Nel caso di pendii sarà accertata la stabilità di insieme con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto ed a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto nella sezione G.
Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in zone già urbanizzate o da urbanizzare, sarà accertata l'influenza di esse sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione che di esercizio a seguito di guasti o rotture.
Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo saranno valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale effettivo, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti secondo quanto trattato nella sezione L.

I. Discariche colmate.

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad esempio, depositi di rifiuti urbani e industriali, materiali di risulta di scavi e demolizioni, discariche minerarie).
L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona e alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza ed alle possibili influenze sulla circolazione idrica superficiale e sotterranea e sulla quantità delle acque.
In merito ai "provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo" si richiama la necessità di far ricorso ad una idonea strumentazione di controllo, laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni del territorio.
Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

L. Emungimenti da falde idriche.

Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi sarà ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

N. Drenaggi e filtri.

I manufatti indicati nella relativa norma hanno lo scopo di:

- abbassare il livello della falda idrica o ridurre il valore delle pressioni neutre nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni neutre a tergo di strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque circolanti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.

I drenaggi ed i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

a) il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale é a contatto;
b) la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;

c) lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante nei riguardi di quelli adiacenti, sarà progettato alla stessa stregua di un filtro monostrato.

I tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, saranno formati da granuli resistenti e durevoli e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regolate e raccolte mediante canalizzazioni.

Il terreno formante il piano di posa di drenaggio e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

O. ANCORAGGI.

O.1 Definizioni.

Tiranti di ancoraggio.

Elementi strutturali operanti in trazione atti a trasmettere forze al terreno. Sono elementi costitutivo del tirante; il dispositivo di ancoraggio e la piastra di ripartizione, l'armatura e la guaina; il dispositivo di ancoraggio.

In base alla tensione nell'armatura si definiscono:

- *pretesi*: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura, pari a quella di esercizio;
- *parzialmente pretesi*: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura inferiore a quella di esercizio;
- *non pretesi*: tiranti nella cui armatura non viene indotta alcuna forza di tesatura.

Bulloni di ancoraggio.

Tipi particolari di tiranti caratterizzati dall'armatura costituita da barre, dall'assenza di guaina, dalla limitata lunghezza e dall'impiego di ammassi rocciosi.

Chiodi di ancoraggio.

Sono ancoraggi non pretesi costituiti da elementi strutturali operanti in un dominio di trazione e taglio. I chiodi sono formati da una barra (o da un profilato) di acciaio connessa per tutta la sua lunghezza con il terreno e priva di dispositivi di bloccaggio esterni.

O.2 Indagini specifiche.

L'indagine va condotta sulle parti del suolo e del sottosuolo che interagiscono con il siste-

ma di ancoraggi e con l'eventuale struttura ancorata.
L'indagine dovrà definire le situazioni topografica, geologica e geotecnica. Dovranno essere raccolti dati relativi ai caratteri geo-morfologici ed alle condizioni di stabilità generali della zona interessata dai lavori; ai caratteri litologici e strutturali dei terreni, al regime di circolazione ed alle caratteristiche chimiche delle acque del sottosuolo. In particolare l'indagine dovrà consentire di definire le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce in sede con riferimento anche al loro comportamento nel tempo.
Per il progetto e l'esecuzione degli ancoraggi si potrà fare riferimento a: AICAP (1983). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni - Edizione provvisoria.

Bibliografia

AAS G. *et al.* (1986) *Use of in situ tests for foundation design on clay.* Proc. 14th ASCE Spec. Conf. on Use of in Situ Tests in Geotech. Eng., pp. 1-30

AGERSCHOU H.A. (1962) *Analysis of the Engineering News pile formula.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 88, SM8, pp. 3-34

AGI (1977) *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.* Nicoletti, Roma, 96 pp.

AGI (1982) *Raccomandazioni sui pali di fondazione.* Edizione provvisoria, Nicoletti, Roma, 61 pp.

AGI (1988) *Eurocodice EC7 per l'Ingegneria Geotecnica.* Edizione provvisoria. Nicoletti, Roma, 235 pp.

ARAVIN V.I., NUMEROV S.N. (1964) *Theory of fluid flow in undeformable porous media.* Israel Program for Scientific Translations, 511 pp.

AVERSA S. (1996) *Eurocodice 7: strutture di sostegno.* RIG, vol. 30, n. 2/3, pp. 69-91

BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., SHIELDS D.H. (1978) *The pressuremeter and foundation engineering.* Trans Tech Publications, Clausthallzellerfeld, 618 pp.

BAGUELIN F.J., BUSTAMANTE M.G., FRANK R.S. (1986) *The pressuremeter for foundations: French experience.* Proc. 14th ASCE Spec. Conf. on Use of in Situ Tests in Geotech., pp. 31-46

BANERJEE P.K. (1978) *Analysis of axially and laterally loaded pile groups.* in:"*Developments in Soil Mechanics* - 1", C.R. Scott ed., Applied Science Publisher, pp. 317-346

BANERJEE P.K., DRISCOLL (1976) *Program for the analysis of pile groups of any geometry subjeced to horizontal and vertical loading and moments: PGROUP 2.1.* HECB/B/7, Dept. of Transportation, HECB, London

BARAN P.A., SWEEZY P.M. (1968) *Il capitale monopolistico; saggio sulla struttura economica e sociale americana.* Einaudi, Torino. 330 pp.

BARDEN L. (1962) *Distribution of contact pressure under foundations.* Géotechnique, vol. 12, pp. 181-198

BATTAGLIO M., BRUZZI D., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1986) *Undrained pe-*

netration of saturated clays. Proc. Int. Geot. Seminar, Singapore, pp. 129-156

Bauer G.E. (1984) *Movements associated with the construction of a deep excavation.* Proc. 3rd Int. Conf. Ground Mov. and Structures, Cardiff, pp. 694-706

Bazant Z.P. ed. (1985) *Mechanics of geomaterials.* Wiley, New York, 611 pp.

Bear J. (1972) *Dynamics of fluids in porous media.* Elsevier, 512 pp.

Berardi G. (1972) *Ingegneria delle Fondazioni.* Cap. 45.2, Enciclopedia dell'Ingegneria, Istituto Editoriale Internazionale, Milano, pp. 45.128-45.274

Berezantev V.G. (1965) *Design of deep foundations.* Proc. VI ICSMFE, Montreal, vol. 2, pp. 234-237

Berezantev V.G., Khristoforov V., Golubkov V. (1961) *Load bearing capacity and deformation of piled foundations.* Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, vol. 2, pp. 11-15

Bilotta E., Caputo V., Viggiani C. (1991) *Analysis of soil-structure interaction for piled rafts.* Proc. X ECSMFE, Firenze, vol. 1, pp. 315-318

Bilotta E., Viggiani C. (1975) *Un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate.* Atti XII Conv. di Geotecnica, Cosenza, vol. I, pp. 223-240

Biot M.A. (1941) *General theory of three dimensional consolidation.* Journ. Appl. Physics, 12, pp. 155-164

Bjerrum L. (1957) *Norwegian experiences with steel piles to rock.* Géotechnique, vol. 7, pp. 73-96

Bjerrum L. (1973) *Problems of soil mechanics and construcion on soft clays.* State of the Art Report, VIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, vol. 3, pp.111-159

Bjerrum L., Eggestad A. (1963) *Interpretation of loading tests on sand.* Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, vol. 1, pp. 199-204

Boussinesq M.J. (1885) *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et de mouvement des solides élastiques.* Gauthier Villars, Paris

Bowles J.E. (1968) *Foundation analysis and design.* Mc Graw Hill, New York, cap. 9

Breth H., Amann P. (1974) *Time settlement and settlement distribution with depth in Frankfurt clay.* Proc. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge. Pentech Press, London, pp. 141-154

Britto A.M., Gunn M.J. (1987) *Critical State Soil Mechanics via finite elements.* Chicester, Ellis Horwood Ltd.

Broms B.B. (1964a) *Lateral resistance of piles in cohesive soils.* Journ. Soil Mech.

Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM2, pp. 27-63

BROMS B.B. (1964b) *Lateral resistance of piles in cohesionless soils.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156

BROWN I.D., MEYERHOF G.G. (1969) *Experimental study of bearing capacity in layered clays.* Proc. VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, vol. 2, pp. 45-52

BROWN P.T. (1972) *The analysis of rafts on clay.* Phd Thesis, University of Sidney

BURGHIGNOLI A. (1983) *Il metodo dei coefficienti di influenza per l'analisi di alcuni problemi di interazione fra il terreno e le strutture.* RIG, vol. 17, n. 2, pp. 103-113

BURLAND J.B. (1971) *A method of estimating the pore pressures and displacements beneath embankments on soft natural clay deposits.* Proc. Roscoe Memorial Symp., pp. 505-536

BURLAND J.B. (1995) *Piles as settlement reducer.* Atti XIX Convegno di Geot., Pavia, vol. II, pp. 21-34

BURLAND J.B., BROMS B.B., DE MELLO V.F.B. (1977) *Behaviour of foundations and structures.* Proc. IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, vol. 2, pp. 495-546

BURLAND J.B., BURBIDGE M.C. (1984) *Settlement of foundations on sand and gravel.* Glasgow and West of Scotland Association Centenary Lecture

BURLAND J.B., KALRA J.C. (1986) *Queen Elizabeth II conference centre; geotechnical aspects.* Proc. ICE, 80, Dec. pp. 1479-1505

BURLAND J.B., WROTH C.P. (1974) *Settlement of buildings and associated damage.* State-of-the-Art review, Proc. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge. Pentech Press, London pp. 611-654

BUSTAMANTE M., DOIX B. (1985) *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropiux injectés.* Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140, pp. 75-95

BUSTAMANTE M.G., FRANK A.R., GIANESELLI L. (1987) *Le dimensionnement des fondations profondes.* Bull. Liaison Labs. Ponts et Chaussées, Paris, n. 149, pp. 13-22

BUTTERFIELD R., BANERJEE P.K. (1971a) *The elastic analysis of compressible piles and pile groups.* Géotechnique, vol. 21, n. 1, pp. 43-60

BUTTERFIELD R., BANERJEE P.K. (1971b) *The problem of pile group - pile cap interaction.* Géotechnique, vol. 21, n. 2, pp. 135-142

BUTTERFIELD R., GOTTARDI G. (1994) *A complete three dimensional failure envelope for shallow footings on sand.* Géotechnique, vol. 44, n. 1, pp. 181-184

BUTTERFIELD R., HOULSBY G.T., GOTTARDI G. (1997) *Standardized sign convention and notation for generally loaded foundation.* Géotechnique vol. 47, n. 5, pp. 1051-1054

CALABRESI G. (1986) *Dispense di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra.* Cap. 1, Università di Roma La Sapienza, A.A. 1986:87, 99 pp.

CALABRESI G., RAMPELLO S., VIGGIANI G. (1990) *Il comportamento meccanico delle argille consistenti.* III MIR, Politecnico di Torino, pp. 3.1-3.18

CAPUTO V., MANDOLINI A., VIGGIANI C. (1991) *Settlement of a piled foundation in pyroclastic soils.* Proc. X Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Firenze, vol. I, pp. 353-358

CAPUTO V., VIGGIANI C. (1984) *Pile foundation analysis: a simple approach to non linearity effects.* RIG, vol. 18, n. 1, pp. 32-51

CAPUTO V., VIGGIANI C. (1985) *Analisi dell'interazione terreno-struttura per fondazioni su pali.* XII Conf. Geot. Torino

CAQUOT, A. (1934) *Equilibre des massiffs à frottement interne.* Gauthier Villars, Paris

CARRILLO N. (1942) *Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils.* Journ. of Math. and Phys., vol. 21, pp. 1-5

CARSLAW H.S., JAEGER J.C. (1959) *Conduction of heath in solids,* 2nd edition. Clarendon Press, Oxford

CERRUTTI V. (1882) *Sulla deformazione di uno strato isotropo indefinito limitato da due piani paralleli.* Atti Acc. Lincei, Rend., serie 4, vol. I, pp. 521-522

CHENEY J.A., ABGHARY A., KUTTER B.L. (1991) *Stability of leaning towers* . Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 97, n. 2, pp. 297-318

CHIARUGI A., MERLI M. (1977) *Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche.* Ist. Scienza delle Costr. Polit. di Torino, Pubbl. n. 357

CHOW (1986) *Analysis of vertically loaded pile groups.* Int. Journ. Anal. Numer. Methods in Geomechanics, vol. 10, n. 1, pp. 54-72

CHRISTIAN J.T., CARRIER W.D. (1978) *Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted.* Can. Geot. Journ., vol. 15, n. 1, pp. 124-128

CLANCY P. (1993) *Numerical analysis of piled raft foundations.* PhD Thesis, University of Western Australia, Perth

COOKE R.W. (1974) *Settlement of friction pile foundations.* Proc. Conf. Tall Buildings, Kuala Lumpur, pp. 7-19

COOKE R.W. (1986) *Piled raft foundations on stiff clay - a contribution to design philosophy.* Géotechnique, vol. 36, n. 2, 169 pp.

COOKE R.W., BRYDEN SMITH D.W., GOOCH M.N., SILLET D.F. (1981) *Some observations on the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London clay.* Proc. ICE, vol. 107, part I, pp. 433-448

COOKE R.W., PRICE G., THARR K.W. (1979) *Friction piles under vertical working load conditions; load transfer and settlement.* Géotecnique, vol. 29, pp. 113-147

COPPOLA G., VIGGIANI C. (1987) *Settlement of a tall building on piled foundations.* Proc. X South East Asia Conf. Soil Eng. Bangkok. Balkema, Rotterdam

CORTELLAZZO G., MAZZUCATO A. (1996) *Eurocodice 7: fondazioni superficiali.* RIG, vol. 30, n. 2/3, pp. 42-51

COSTANZO D., LANCELLOTTA R. (1996) *Eurocodice 7: la misura della sicurezza.* RIG, vol. 30, n. 2/3, pp. 36-41

COYLE H.M., REESE L.C. (1966) *Load transfer for axially loaded pile in clay.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 92, SM2, pp. 1-26

COYLE H.M., SULAYMAN I.H. (1967) *Skin friction for steel piles in sand.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 93, SM6, pp. 261-278

DAHLBERG R. (1974) *Penetration, pressuremeter and screw plate tests in a preloaded natural sand deposit.* Proc. Eur. Conf. on Penetration Testing, Stockholm, vol. 2.2, pp. 71-87

D'ARCY H. (1856) *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.* Dunod, Paris

DAVIS E.H., CHRISTIAN J.T. (1971) *Bearing capacity of anisotropic cohesive soils.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 97, SM5, pp. 753-769

DAVIS E.H., POULOS H.G. (1972) *Rate of settlement under 2 and 3-dimensional conditions.* Géotechnique, vol. 12, n. 1, pp. 95-114

DAVISSON M.T. (1970) *Lateral load capacity of piles.* High. Res. Rec., n. 333, pp. 104-112

DAVISSON M.T., PRAKASH S. (1963) *A review of soil-pile behaviour.* High. Res. Rec., n. 39, pp. 25-48

DEAN E.T.R., JAMES R.G., SCHOFIELD A.N., TAN F.S.C., TSUKAMOTO Y. (1992) *The bearing capacity of conical footings in sand in relation to the behaviour of spudcan footings of jakeups.* Proc. Wroth Mem. Symp. on Predictive Soil Mech., Oxford, Th. Telford, pp. 230-253

DE BEER E. (1965) *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand.* Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, pp. 15-33

DECOURT L. (1982) *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT.* Proc. ESOPT 2, Amsterdam, p. 29-34

De Jong J. (1957) *Application of stress function to consolidation problems.* Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, vol. 1, pp. 320-323

De Jong J., Morgenstern N.R. (1971) *The influence of structural rigidity on the foundation loads of the CNN tower, Edmonton.*. Can. Geot. Journal, vol. 8, n. 4, pp. 527-537

De Jong J., Morgenstern N.R. (1973) *Heave and settlement of two tall building foundations in Edmonton, Alberta.* Can. Geot. Journal, vol. 10, n. 2, pp. 261-281

Desai C.S., Siriwardane H.J. (1984) *Constitutive laws for engineering materials.* Prentice Hall Inc., Englewwod Cliffs, New Jersey, 468 pp.

Desideri A., Russo G., Viggiani C. (1997) *La stabilità di torri su terreno cedevole.* RIG, vol. 31, pp. 5-29

Desideri A., Viggiani C. (1994) *Some remarks on the stability of towers.* Proc. Symp. Develop. Geot. Eng., Bangkok, pp. 4.129-4.142

De Simone S.V. (1966) *Suggested design procedures for combined footings and mats.* Journ. American Concrete Institute, Oct., 1041-1057

Drucker D.C. (1959) *A definition of stable inelastic material.* Journ. Appl. Mech., Trans. ASME, vol. 26, pp. 101-106

Dunnicliff J.F. (1988) *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.* Wiley Intersciences

Dupuit J. (1863) *Ethudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains pérmeables.* Dunod, Paris

El-Kady (1968) *Die Statische Berechnung von Gründungsbalken und Gründungsplatten.* Mitt. inst. VG B, Technische Hochscule Aachen, 42

El-Mossallamy Y., Franke E.(1997) *Piled rafts: numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations.* Published by the Authors, Darmstadt, 182 pp.

Fenelli G.B., Pagano L. (1997) *Osservazioni sul comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici sciolti.* Atti IV Conv. Naz. Ric. Univ. CNR, Perugia, vol. 1, pp. 237-258

Fenelli, G.B., Picarelli L., Viggiani C. (1986) *Analysis of circular raft foundations*. Current Practices in Geot. Eng., vol. 2, Geo-Environ Academia, Jodhpur, 175 pp.

Filonenko-Borodich M.M. (1940) *Teorie approssimate delle fondazioni elastiche (in russo)*. U.Z.M.G.U. Mekhanica, n. 46, pp. 3-18

Findlay J.D. (1984) *Discussion, Piling and Ground Treatment*. Thomas Telford, Lon-

don, pp. 189-190

FJELD S. (1963) *Settlement damage to a concrete-framed structure.* Proc. Europ. Conf. Soil Mech., Found. Eng., Wiesbaden,vol I, pp. 391 - 399

FRANK R.A. (1974) *Etude thérique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance.* Rap. de recherche n. 46, LCPC, Paris

FRASER R.A., WARDLE L.J. (1976) *Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations.* Géotechnique, vol. 26, n. 4, pp. 613-630

FROELICH O.K. (1953) *On the settling of buildings combined with deviation from the originally vertical position.* Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, vol. 1, pp. 362-365

GEORGIADIS M., BUTTERFIELD R. (1988) *Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads.* Can. Geot. Journ., vol. 25, pp. 199-212

GHIONNA V., LANCELLOTTA R. (1975) *Parametri di progetto per i pali soggetti a carichi orizzontali.* XII Conf. Geot. Torino, Politecnico di Torino, 111 pp.

GIBSON R.E. (1963) *An analysis of system flexibility and its effects on time lag in pore water pressure maesurements.* Géotechnique, vol. 13, pp.

GIBSON R.E. (1974) *The analytical method in soil mechanics.* 14th Rankine Lecture, Géotechnique, vol. 24, n. 2, pp. 115-139

GIBSON R.E., KNIGHT K., TAYLOR P.W. (1963) *A critical experiment to examine the theories of 3-dimensional consolidation.* Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, vol. 1, pp. 69-76

GIBSON R.E., MCNAMEE J. (1957) *The consolidation settlement of a load uniformly distributed over a rectangular area.* Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, vol. 1, pp. 297-299

GIBSON R.E., SCHIFFMAN R.L., PU S.L. (1970) *Plane strain and axially simmetrical consolidation of a layer on a smooth imperious base.* Quart. Journ. Mech. Appl. Math 23

GORBUNOV-POSADOV M.I., SEREBRIANY R.V. (1961) *Design of structures upon elastic foundations.* Proc. V ICSMFE, Paris, vol. 1, pp. 643-648

GOTTARDI G. (1992) *Modellazione del comportamento di fondazioni superficiali su sabbia soggette a diverse condizioni di carico.* Tesi di Dottorato di Ricerca, Università di Padova

GRANT R., CHRISTIAN J.T., VANMARKE E.H. (1974) *Differential settlement of buildings.* Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 100, GT9, pp. 973-991

GRASSHOFF H. (1951) *Ein einfachen Naherungsverfahren zur Berechnung elastischer gebetter Balken.* Die Bautechnik, 7-8

GUDEHUS G., DARVE F., VARDOULAKIS I. (eds.) (1984) *Constitutive relations for soils.*

Balkema, Rotterdam, 497 pp.

GUIDUCCI G. (1997) *MAP - matrix analysis of piles.* Manuale d'uso, SGI Milano

HABIB P., PUYO A. (1970) *Stabilité des fondations des constructions de grande hauteur.* Annales ITBTP, pp. 117-124

HAMBLY E.C. (1985) *Soil buckling and the leaning instability of tall structures.* The Struct. Eng., vol. 63A, pp. 78-85

HANNA T.H. (1985) *Field instrumentation in geotechical engineering.* Trans Tech Publications, Clausthallzellerfeld, 405 pp.

HANSBO S., KÄLLSTRÖM K. (1983) *Creep piles - a cost effective alternative to conventional friction piles.* Vag - och Vattenbyggaren, 7-8, pp. 23-27

HAUSMAN M.R. (1990) *Engineering principles of ground modification.* Mc Graw Hill, 632 pp.

HETENYI M. (1946) *Beams on elastic foundation.* The Univ. of Michigan Press, Ann Arbor, 255 pp.

HILDEBRAND H.I.(1956) *Advanced calculus for engineers.* Prentice Hall, N.Y.

HOLTZ R.D. (1991) *Stress distribution and settlement of shallow foundations.* In: *Foundation Engineering Handbook*, Fang ed.,Van Nostrand Reinhold, pp. 166-216

HORIKOSHI K., RANDOLPH M.F.(1998) *A contribution to optimum design of piled rafts.* Géotechnique, vol. 48, n. 3, pp. 301-317

HVORSLEV J. (1949) *Subsurface investigation and sampling of soil for civil engineering purposes.* U.S. Army Corps of Eng., Wat. Exp. Stat., Vicksburg, Miss., 521 pp.

ICE (1989) *Geotechnical instrumentation in practice.* Th.Telford, London, 240 pp.

ISHIHARA K., SAITO A., SHIMMI Y., MIURA Y., TOMINAGA M. (1977) *Blast fornace foundations in Japan.* Proc. IX ICSMFE,Tokyo, Case History volume pp. 157-236

ISSMFE (1989) *Mechanics of granular materials.* ISSMFE Techn. Comm. on Mechanics of Granular Materials, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 188 pp.

JAKY J. (1936) *Stability of earth slopes.* Proc. I ICSMFE, Cambrige, Mass., vol. 2, pp. 125-129

JAMES C.H.C., KRIZEK R.J., BAKER W.H. (1969) *Bearing capacity of purely cohesive soils with a nonhomogeneous strenght distribution.* High. Res. Rec., n. 282, pp. 48-56

JAMIOLKOWSKI M., GHIONNA V.N., LANCELLOTTA R., PASQUALINI E. (1988) *New applications of penetration tests in design practice.* Proc. I Int. Symp. on Penetra-

tion Testing, Orlando, Fla.

JAMIOLKOWSKI M., LADD C.C., GERMAINE J.T., LANCELLOTTA R. (1985) *New development in field and laboratory testing of soils*. Theme lecture V.I., XI ICSMFE, S. Francisco, vol. 1, pp. 57-154

JANBU N. (1953) *An energy analysis of pile driving using non dimensional parameters*. Annales ITBTP, n. 63/64, pp. 352-360

JANBU N. (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.* Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, vol. 1, pp. 19-25

JAPPELLI R. (1996) *Eurocodice 7: progettazione geotecnica.* RIG, vol. 30, n. 2/3, pp. 5-35

KATZENBACH R., ARSLAN U., GUTWALD J., HOLZÄUSER J., QUICK H. (1997) *Soil-structure interaction of the 300 m high Commerzbank tower in Frankfurt am Main. Measurements and numerical studies.* Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, vol. 2, pp. 1081-1084

KERISEL J.L. (1961) *Fondations profondes en milieux sableux.* Proc. V ICSMFE, Paris, vol. 2, pp. 73-83

KERISEL J.L. (1964) *Deep foundations: basic experimental facts.* Proc. North American Conf. Deep Found, Mexico City

KISHIDA H. (1977) *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand.* Soils and Found., vol. 7, n. 3, pp. 20-29

KULHAWY F.H., BEECH J.F., TRAUTMANN C.H. (1989) *Influence of geological development on horizontal stress in soil.* Proc. ASCE Congress: Found. Eng. Current Principles and Practices, Evanston

KUWABARA F. (1989) *An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil*. Soils and Foundations, vol. 29, n. 1, pp. 82-92

LACASSE S., LUNNE T. (1986) *Dilatometer tests in sand.* 14th ASCE Spec. Conf. on Use of in Situ Tests in Geot. Eng., pp. 686-699

LANCELLOTTA R. (1987) *Geotecnica.* Zanichelli, Bologna, 531 pp.

LANCELLOTTA R. (1993) *Stability of a rigid column with non linear restraints.* Géotechnique, vol. 43, n. 2, pp. 331-332

LARNACH W.J., WOOD L.A. (1972) *The effect of soil-structure interaction on settlement.* Int. Symp. Comp. Design, Dpt. Eng., Warwich Univ.

LEONARDS G.A., FROST J.D. (1988) *Settlement of shallow foundations on granular soils*. Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 114, n. 7, pp. 791-809

LIZZI F. (1980) *An experimental approach to the design of large diameter floating piles: the similitude method.* Ground Engineering, vol. 13, n. 2, pp.17-19

LIZZI F. (1981) *The design of large diameter cast in place bored piles using a pilot pile and congruence equations.* Ground Engineering, vol. 14, n. 4, pp. 24-33

MACHADO J. (1961) *Settlement of structures in the city of Santos, Brasil.* Proc. V ICSMFE, Paris, vol. 1, pp. 719-725

MAIR R.J., TAILOR R.N. ed. (1996) *Geotechnical aspects of underground constructions in soft ground.* Proc. Intern. Symp., London. Balkema, Rotterdam, 786 pp.

MAJID K.I., CUNNEL M.D. (1976) *A theoretical and experimental investigation into soil-structure interaction.* Géotechnique, vol. 26, n. 2, pp. 331-350

MANASSERO M. (1996) *Eurocodice 7: i pali di fondazione.* RIG, vol. 30, n. 2/3, pp. 52-65

MANDEL J. (1950) *Etude mathématique de la consolidation des sols.* Acta Coll. Int. Mech. Poitiers

MANDEL J. (1957) *Consolidation des couches d'argile.* Proc. IV ICSMFE, London, vol. I, pp. 360-367

MANDEL J. (1961) *Tassements produits par la consolidation d'une couche d'argile de grande épaisseur.* Proc. V ICSMFE, Paris, vol. I, pp. 733-736

MANDEL J., SALENÇON J. (1969) *Force portante d'un sol sur une assise rigide.* Proc. VII ICSMFE, Mexico City, vol. 2, pp. 440-445

MANDOLINI A. (1994a) *Cedimenti di fondazioni su pali.* Tesi di Dottorato di Ricerca, Università di Napoli Federico II

MANDOLINI A. (1994b) *Modelling settlement behaviour of piled foundations.* Proc. Workshop on Pile Found.: Exp. Invest., Analysis and Design, Napoli, pp. 361-406

MANDOLINI A., RUSSO G., VIGGIANI C. (1997) *Pali per la riduzione dei cedimenti.* XVI CGT, Polit. di Torino, 59 pp.

MANDOLINI A., VIGGIANI C. (1992a) *Settlement predictions for piled foundations from loading test on single pile.* Proc. Wroth Mem. Symp. on Predictive Soil Mech., Oxford, pp. 464-482

MANDOLINI A., VIGGIANI C. (1992b) *Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano.* RIG, vol. 26, n. 2, pp.95-114

MANDOLINI A., VIGGIANI C. (1997) *Settlement of piled foundations.* Géotechnique, vol. 47, n. 3, pp. 791-816

MARCHETTI S. (1980) *In situ tests by flat dilatometer.* Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 106, GT3, pp. 299-321

MARTIN R.E., SELI J.J., POWELL G.W., BERTOULIN M. (1987) *Concrete pile design in*

Tidewater, Virginia. Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 113, n. 6, pp. 568-585

MAZZOLANI F.M. (1976) *La progettazione delle travi di fondazione sul suolo alla Winkler.* RIG., vol. 1, n. 3, pp. 262-278

MCNAMEE J., GIBSON R.E. (1963) *A threedimensional problem of the consolidation of a semi infinite clay strattum.* Quart. Journ. Mech. Appl. Math., 16

MEYERHOF G.G. (1953) *Some recent foundation research and its application to design.* Struct. Eng. vol. 31, pp. 151-167

MEYERHOF G.G. (1956) *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils.* Journ. Soils. Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 82, n. SM1, pp. 1-19

MEYERHOF G.G. (1959) *Compaction of sands and bearing capacity of piles.* Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 85, n. SM6, pp. 1-29

MEYERHOF G.G., FELLENIUS B.H. eds. (1985) *Canadian Foundation Engineering Manual, 2nd edition.* Canadian Geotechnical Society

MINDLIN R.D. (1936) *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid.* Physics, vol. 7, pp. 195-202

MITCHELL J.K. (1981) *Soil improvement.* State-of-the-Art report, X ICSMFE, Stockholm, vol. 4, pp. 506-565

MONTRASIO L., NOVA R. (1988) *Assestamenti di una fondazione modello sotto carichi inclinati: risultati sperimentali e modellazione matematica.* RIG, vol. 22, n. 1, pp. 35-50

MOORE J.P. (1992) *Monitoring building structures.* Blakie, London

MORTON K., AU E. (1974) *Settlement observations on 8 structures in London.* Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambrige, Pentech Press, pp. 183-203

MUSKAT M. (1937) *The flow of homogeneous fluids through porous media.* Mc Graw Hill, New York, 763 pp.

NOVA R., MONTRASIO L. (1988) *Un metodo di calcolo degli assestamenti di fondazioni superficiali sottoposte all'azione di carichi eccentrici o inclinati.* Atti Conv. Monselice, vol. II, pp. 141-152

NOVA R., MONTRASIO L. (1991) *Settlement of shallow foundations on sand.* Géotechnique, vol. 41, n. 2, pp. 243-256

O'NEILL M.W., GHAZZALY O.J., HA H.B. (1977) *Analysis of three dimensional pile group with non linear soil response and pile-soil-pile interaction.* Proc. IX Annual Offshore Tech. Conf., Houston, pp. 245-256

PADFIEL C.J., SHARROCK M.J. (1983) *Settlement of structures on clay soils.* CIRIA Spec. Pub. 27, 132 pp.

PANDE G.N., PIETRUSZCZAK S. (1986) *A critical look at constitutive models for soils.* In: *Geomechanichal Modelling in Eng. Practice*, Dungar and Stude eds. Balkema, Rotterdam, pp. 369-395

PASTERNAK P.L. (1954) *Su un nuovo metodo per il calcolo delle fondazioni elastiche con un modello a due parametri* (in russo) G.I.L.S.A., Mosca

PECK R.B. (1969) *Deep excavation and tunnelling in soft ground* . Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290

PEPE M. (1995) *La torre pendente di Pisa. Analisi teorico-sperimentale della stabilità dell'equilibrio.* Tesi di Dottorato di Ricerca, Politecnico di Torino

PIETRUSZCZAK S., POOROSHASB H.B. (1985) *On modelling of cyclic behaviour of soils.* In: *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering; Stress-Strain Modelling of Soils*, Banerje and Butterfield eds. Elsevier, London

POLSHIN D.E., TOKAR R.A. (1957) *Maximum allowable non-uniform settlement of structures*. Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 402-405

POLUBARINOVA KOCHINA M. (1956) *Theory of ground water mouvements*. Princeton University Press, 613 pp.

POULOS H.G. (1968) *Analysis of the settlement of pile groups*. Géotechnique, vol. 18, pp. 449-471

POULOS H.G. (1977) *Settlement of pile foundations.* In: *Numerical methods in geotechnical engineering,* Desai and Christian eds., Mc Graw Hill, New York, pp. 326-363

POULOS H.G. (1980) *Comparison between theoretical and observed behaviour of pile foundations.* Res. Rep. R365, Univ. of Sidney

POULOS H.G. (1989) *Pile behaviour - theory and application.* Géotechnique, vol. 39, n. 3, pp. 365-415

POULOS H.G. (1994) *An approximate numerical analysis of pile raft interaction.* Int. Journ. Anal. Numer. Methods in Geomechanics, vol. 18, n. 2, pp. 73-92

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1968) *The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers*. Géotechnique, vol. 18, pp. 351-371

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) *Elastic solutions for soil and rock mechanics.* John Wiley and Sons

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons, 397 pp.

PRICE G., WARDLE I.F. (1986) *Queen Elizabeth II Conference Centre: monitoring of load sharing between piles and raft.* Proc. ICE, vol. 80, pp. 1505-1518

PRICE G., WARDLE I.F., RUSSEL A. (1994) *Monitoraggio dei carichi e degli spostamen-*

ti per il settore delle costruzioni. RIG, vol. 28, pp. 201-216

RANDOLPH M.F. (1987) *PIGLET - a computer program for the analysis and design of pile groups.* Res. Rep. 87036, Univ. of Western Australia, Perth

RANDOLPH M.F. (1989) *RATZ load transfer analysis of axially loaded piles.* Research report n. 86003, Univ. Western Australia, Perth

RANDOLPH M.F. (1994) *Design methods for pile groups and piled rafts.* State-of-the-Art Report, Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, vol. 5, pp. 61-82

RANDOLPH M.F. (1997) *Piled rafts - engineering of differential settlement.* Proc. XIV ICSMFE, Hamburg

RANDOLPH M.F., CLANCY P. (1993) *Efficient design of piled rafts.* Proc. BAP II, Ghent, pp. 119-132

RANDOLPH M.F., WROTH C.P. (1978) *Analysis of deformation of vertically loaded piles.* Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 104, n. 12, pp. 1465-1488

RANDOLPH M.F., WROTH C.P. (1979) *An analysis of the vertical deformation of pile groups.* Géotechnique, vol. 29, n. 4, pp. 423-439

REESE L.C., COX W.R., KOOP F.D. (1974) *Analysis of laterally loaded piles in sand.* Proc. VI Offshore Tech. Conf., Houston, vol. 2, pp. 473-483

REESE L.C., HUDSON B.S., VIJAYVERGIJA B.S. (1969) *An investigation of the interaction between bored piles and soil.* Proc. VII ICSMFE, Mexico City, vol. 2, pp. 211-215

REESE L.C., MATLOCK M.M. (1956) *Non dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth.* Proc. VIII Texas Conf. SMFE, Spec. Publ. 29, Univ. of Texas, Austin

REESE L.C., O'NEILL (1988) *Drilled shafts: construction procedures and design methods.* FHWA research report H188-042, 564 pp.

RENDULIC L. (1936) *Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen.* Der Bauingenieur, 17

RICCERI G., SORANZO M. (1985) *Analysis of allowable settlement of structures.* RIG, vol. 29, n. 4, pp. 177-188

ROBERTSON P.K. (1986) *In situ testing and its application to foundation engineering.* Can. Geot. Journ. vol. 23, n. 4, pp. 573-594

ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1978) *On the yelding of soils.* Géotechnique, vol. 8, n. 1, pp. 22-52

ROWE P.W. (1971) *Theoretical meaning and observed values od deformation parameters for soils.* Proc. Roscoe Memorial Symp. on Stress Strain Behaviour of Soils, Cambrige, pp. 143-194

RUSSO G. (1996) *Interazione terreno-struttura per piastre su pali.* Tesi di dottorato di Ricerca, Università di Napoli Federico II

RUSSO G. (1998) *Numerical analysis of piled rafts.* Int. Journ. Anal. Num. Methods in Geomechanics, vol. 22, n. 6, pp. 477-493

RUSSO L. (1996) *La rivoluzione dimenticata. Il pensiero scientifico greco e la scienza moderna.* Feltrinelli, Milano. 383 pp.

SCHMERTMANN J.H. (1955) *The undisturbed consolidation of clay.* Trans. ASCE, vol. 120, pp. 1201-1227

SCHMERTMANN J.H. (1970) *Static cone to compute static setlement over sand.* Journ. Soil. Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 96, n. SM3, pp. 1011-1043

SCHMERTMANN J.H. (1986) *Dilatometer to compute foundation settlement.* Proc. 14th ASCE Spec. Conf. on Use of in Situ Tests in Geotech. Eng., pp. 303-321

SCHMERTMANN J.H., HARTMAN J.D., BROWN, P.R. (1978) *Improved strain influence factor diagrams.* Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 104, n. GT8, pp. 1131-1135

SCHIFFMAN R.L., CHEN A.T.F., JORDAN J.C. (1969) *An analysis of consolidation theories.* Journ. Soil. Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 95, n. SM1, pp. 285-312

SCHIFFMAN R.L., FUNGAROLI A. (1965) *Consolidation due to tangential loads.* Proc. VI ICSMFE, Montreal, vol. 2, pp. 188-192

SCHULTZE E. (1973) *Der schiefe turm von Pisa.* Mitt. Technische Hochschule Aachen

SCHULTZE E., MUHS I. (1967) *Bodenuntersuchungen fur Ingenieurbauten, Zweite Auf.*, Springer Verlag, Berlin, 722 pp.

SCOTT R.F. (1981) *Foundation analysis.* Prentice Hall Inc., 545 pp.

SCOTT R.F. (1985) *Plasticity and constitutive relations in soil mechanics.* Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 111, n. GT5, pp. 563-605

SEED H.B., REESE L.C. (1957) *The action of soft clays along friction piles.* Trans. ASCE, vol. 122, pp. 731-754

SELVADURAI C.I. (1984) *Elastic analysis of soil-foundation interaction.* Elsevier, 543 pp.

SHERIF G., KŒNIG G. (1975) *Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund.* Springer Verlag, Berlin, 130+910 pp.

SHIOI Y., FUKUI J. (1982) *Applications of N-value to design of foundations in Japan.* Proc. ESOPT 2, Amsterdam, pp. 159-164

SIMONS N.E., SOM M.W. (1970) *Settlement of structures on clay, with particular emphasis on London Clay.* CIRIA Rep. 2 London

SKEMPTON A.W. (1954) *The pore pressure coefficients A and B.* Géotechnique, vol. 4, n. 4, pp. 143-147

SKEMPTON A.W. (1961) *Effective stress in soils, concrete and rocks.* Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London pp. 4-16

SKEMPTON A.W., BJERRUM L. (1957) *A contribution to the settlement analysis of foundations on clay.* Géotechnique, vol. 7, n. 4, pp. 168-178

SKEMPTON A.W., MCDONALD D.H. (1956) *Allowable settlement of buildings.* Proc. ICE, part. 3, vol. 5, pp. 727-768

SKEMPTON A.W., PECK R.B., MCDONALD D.H. (1955) *Settlement analysis of six structures in Chicago and London.*

SKEMPTON A.W., YASSIN A.A., GIBSON R.E. (1953) *Theorie de la force portante des pieux dans la sable.* Annales ITBTP, pp. 285-290

SOKOLOWSKI K. (1965) *Statics of soil media, 2nd edition.* Butterworths, London, 237 pp.

SOMMER H., TAMARO G., DE BENEDITTIS G. (1991) *Messe Turm: foundations for the tallest building in Europe.* Proc. 4th Int. Conf. Piling and Deep Foundations, Stresa, Balkema, Rotterdam, vol. 1, pp. 139-146

SØRENSEN T., HANSEN B. (1956) *Pile driving formulae - an investigation based on dimensional considerations and statistical analysis.* Proc. IV ICSMFE, London, vol. 2, pp. 61-65

STEINBRENNER W. (1934) *Tafeln zur Setzungberechnung.* Die Strasse, 1, pp. 121-124

TERZAGHI K. (1923) *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodinamischen Spannungserscheinungen.* Sitzber. Akad. Wiss. Wien, Abt. IIa, vol. 132

TERZAGHI K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics.* J. Wiley, New York, 510 pp.

TERZAGHI K., FROELICH O.K. (1936) *Theorie der Setzung von Tonschichten.* Deuticke, Leipzig und Wien, 168 pp.

TERZAGHI K., PECK R.B. (1948) *Soil Mechanics in Engineering Practice.* J. Wiley, New York, 566 pp.

TERZAGHI K., PECK R.B., MESRI G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd edition.* J. Wiley, New York, 549 pp.

THAHER M., JESSBERGER H.L. (1991) *Investigation of the behaviour of pile-raft foundation by centrifuge modelling.* Proc. X ECSMFE, Firenze, vol. 1, pp. 597-603

THIEM G. (1906) *Hydrologischen Methoden.* Gebhard, Leipzig

THORBURN S., MACVICAR S.L. (1971) *Pile load tests to failure in the Clyde alluvium.* Behaviour of Pile. London, ICE, pp. 1-7, 53-54

TICOF S. (1977) *Surface footings on sand under general planar loading.* PhD Thesis, University of Southampton

TOMLINSON M.J. (1987) *Pile design and construction practice, 3rd edition.* View Point, 378 pp.

TOMLINSON M.J. (1995) *Foundation design and construction, 6th edition.* Longman Science and Technology, 536 pp.

VAN IMPE W.F. (1989) *Soil improvement techniques and their evolution.* Balkema, Rotterdam, 125 pp.

VAN IMPE W.F. (1991) *Deformation of deep foundations.* Proc. X ECSMFE, Firenze, vol. 3, pp. 1031-1064

VESIC A.S. (1964) *Investigation of bearing capacity of piles in sand.* Proc. North Am. Conf. on Deep Foundations, Mexico City

VESIC A.S. (1975) *Bearing capacity of shallow foundations.* In: *Foundation Engineering Handbook*, Winterkorn, Fang, eds. Van Nostrand Reinhold, pp. 121-147

VESIC A.S. (1977) *Design of pile foundations.* Transp. Res. Bord. Report n. 42, 68 pp.

VIGGIANI C. (1967) *Su alcuni problemi di teroria della consolidazione.* Fondaz. Polit. Mezzogiorno, Quad. n. 29, 21 pp.

VIGGIANI C. (1969) *Azioni esercitate dal terrapieno su di un muro di sostegno in cemento armato.* Atti IX Conv. Geot., Genova, TII, 14, 56 pp.

VIGGIANI C. (1973) *Significato e limiti delle teorie e dei procedimenti di calcolo per la progettazione dei pali di fondazione.* Studi e rend., Corso di Perf. Costr. in c.a., Politecnico di Milano, 56 pp.

VIGGIANI C. (1974) *Processi di consolidazione dei terreni argillosi saturi.* Strade e traffico, n. 249, pp. 69-84

VIGGIANI C. (1984) *Caratteristiche di permeabilità da prove in sito.* XI Conf. Geot. Torino, 51 pp.

VIGGIANI C. (1990) *Terreni ed opere di fondazione della Cittadella Postale nel Centro Direzionale di Napoli.* RIG, vol. 23, n. 3, pp. 121-146

VIGGIANI C. (1993) *Further experiences with auger piles in Naples area.* Proc. 2nd Int. Geot. Seminar "Deep Foundations on Bored and Auger Piles", BAP II, Balkema, pp. 445-458

VIGGIANI C. (1995) *Pali come riduttori di cedimenti: un esempio.* Atti XIX Conv. Geot., Pavia, vol. II, pp. 523-528

Università di Bologna BIBLIOTECA CENTRALE Facoltà di Ingegneria

VIGGIANI C. (1999) *L'ingegneria Geotecnica nella manutenzione e nel recupero della città storica*. A.R.Co., Roma

VLASOV V.Z., LEONT'EV N.M. (1966) *Beams, plates and shells on elastic foundations*. Israel Program for Scientific Translations, NASA TTF, 351, pp. 357

WEBB D.L. (1969) *Settlement of structures on deep alluvial sediments in Durban, South Africa*. Proc. Conf. In Situ Investigations in Soil and Rock, BGS, London, pp. 181-188

WINKLER E. (1867) *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit*. Dominicus, Prague

WRIGTH S.J., REESE L.C. (1977) *Construction of drilled shafts and design for axial loading*. U.S Dpt. of Transp., Drilled Shaft Manual, vol. I, 140 pp.

WROTH C.P., HOULSBY G.T. (1985) *Soil mechanics: property characterization and analysis procedures*. Theme lecture, Proc. XI ICSMFE, S. Francisco, vol. I, pp. 1-56

YAMASHITA K., TOMONO M., KAKURAI M. (1987) *A method for estimating immediate settlement of piles and pile groups*. Soils and Found., vol. 27, n. 1, pp. 61-76

Biblioteca G.P.Dore
18240

ISBN 88-86977-12-3
9 788886 977128 >

€ 36,15