

A large crane on a barge is lifting a pile into the water. The crane is positioned on a barge that is floating on a body of water. The pile is being lowered into the water, and the crane's boom is extended over the water. The background shows a wide expanse of water and a distant shoreline with trees.

Renato Sansoni

PALI

e fondazioni su pali

Teoria - Pratica
Applicazioni

SIMBOLI

<p>A area di base del palo α coefficiente di compressibilità</p> <p>B percentuale di aderenza B_k coefficiente di Berezantzev</p> <p>C coesione del terreno C_a aderenza palo/terreno C_f coefficiente di flessibilità C_n aderenza negativa palo/terreno C_v coefficiente di consolidamento</p> <p>D densità relativa D diametro del palo (formule statiche) Δ deformazione elastica</p> <p>e rifiuto (formule dinamiche) e indice dei vuoti E modulo di elasticità ϵ spostamenti unitari</p> <p>f coefficiente di attrito (formule statiche) f_0 aderenza unitaria f_n attrito negativo φ angolo attrito del terreno ψ angolo attrito palo/terreno</p> <p>g accelerazione di gravità γ peso specifico apparente γ_a peso specifico acqua Γ peso specifico assoluto γ_{VA}, γ_{VP} densità virtuale del terreno nello stato attivo e passivo</p> <p>h profondità del palo</p> <p>P carico lineare P_0 carico applicato</p> <p>q peso del palo q_u carico rottura (<i>unconfined</i>) q_c resistenza del cono Q peso del maglio</p> <p>r rapporto peso maglio/peso palo R portanza statica del palo R_d resistenza dinamica del palo ρ coefficiente di rendimento del maglio</p> <p>S_a spinta attiva S_a superficie aderenza laterale del palo S_n spinta negativa S_p spinta passiva S_0 area di base del palo</p>	<p>h_a altezza acqua H profondità di uno scavo H altezza di caduta</p> <p>i gradiente I_c indice di consistenza I_p indice di plasticità</p> <p>J momento di inerzia</p> <p>k coefficiente permeabilità K_a coefficiente spinta attiva K_h modulo reazione orizzontale K_p coefficiente spinta passiva K_v modulo di reazione sottofondo K_s coefficiente medio di pressione K_0 coefficiente spinta a riposo $K_1 K_2 K_3 K_4 K_5$ coefficienti di Caquot</p> <p>L lunghezza in genere LL limite liquido LP limite plastico λ_0 lunghezza elastica</p> <p>m massa del palo M massa del maglio μ coefficiente di Poisson</p> <p>n percentuale dei vuoti n fattore di concentrazione n_1 fattore di concentrazione piana N numero dei colpi per piede S.P.T. N_c } N_γ } coefficienti di portata N_q }</p> <p>σ sollecitazione unitaria σ' tensione efficace σ_R carico di rottura del terreno</p> <p>t tempo unitario T fattore di tempo τ taglio unitario</p> <p>U indice di consolidamento</p> <p>V velocità d'urto del maglio v velocità d'urto del palo</p> <p>z profondità</p> <p>Ω porosità ω area di una sezione</p>
--	---

INDICE

CAPITOLO I

ELEMENTI DI MECCANICA DEL TERRENO

1-1	Premessa	1
1-2	Il terreno di fondazione	1
1-2-1	Indice dei vuoti - Porosità - Densità relativa	5
1-2-2	Peso specifico (Γ)	7
1-2-3	Contenuto d'acqua o percentuale dei vuoti (n)	7
1-3	I limiti di consistenza	8
1-4	Permeabilità	9
1-5	Pressione interstiziale o pressione neutra	10
1-6	Attrito e coesione	11
1-7	Carico di rottura ad espansione libera	13
1-8	Spinta attiva e passiva	13
1-9	Consolidamento e compattazione	15
1-10	Distribuzione delle tensioni nel sottosuolo	17
1-10-1	Esempio di isobara	20
1-10-2	Equazione di Froehlich	22
1-10-3	L'equazione di Westergaard	24
1-10-4	Applicazioni	25
1-10-5	Bulbo di pressione e "sede di cedimento"	29
1-10-6	Diagrammi di Kögler e Scheidig	30
1-11	Stabilità delle fondazioni e delle scarpate	31
1-11-1	Definizioni	31
1-11-2	Formula di Rankine	33
1-11-3	Formule derivate dalla teoria dell'equilibrio plastico	33
1-11-4	Stabilità delle scarpate	36

CAPITOLO II

STUDIO PRELIMINARE DEL PROGETTO: SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE

2-1	Premessa	37
2-2	Esame preliminare del terreno	38
2-3	Scelta del tipo di palificata	39

2-4	Esame del sottosuolo	41
2-4-1	Scopo dei sondaggi	41
2-4-2	Sondaggi meccanici	42
2-4-3	Attrezzature a percussione	43
2-4-4	Attrezzature a rotazione	43
2-5	Campionatori	46
2-5-1	Campionatore ad infissione	47
2-5-2	Campionatori a rotazione	50
2-6	Prove penetrometriche	50
2-6-1	Premessa	50
2-6-2	Standard Penetration Test (S.P.T.)	51
2-6-3	Penetrometro dinamico	52
2-6-4	Penetrometro statico	55
2-6-5	Penetrometro statico a punta elettrica	58
2-6-6	Penetrometro tascabile	59
2-6-7	Vane test	60
2-6-8	Pressiometro	60
2-6-9	Conclusioni	62

CAPITOLO III

PALI IN LEGNO

3-1	Generalità	63
3-2	Cause di deterioramento - Rimedi	67

CAPITOLO IV

PALI IN CALCESTRUZZO

4-1	Generalità	71
-----	------------------	----

A) PALI COSTRUITI FUORI OPERA

4-2	Generalità	72
4-2-1	Esecuzione	73
4-2-2	Armatura	73
4-2-3	Deterioramento	75
4-3	I primi tipi caratteristici	76
4-3-1	Palo Hennebique	76
4-3-2	Palo Considère	76
4-3-3	Palo Bignel	77
4-3-4	Palo Zublin	79
4-4	I tipi moderni	79
4-4-1	Palo SCAC	79
4-4-2	I "piloti" SCAC	79
4-4-3	Piloti in più elementi	80
4-4-4	Piloti lubrificati	82
4-4-5	Pali cilindrici ad elementi	84

B) PALI GETTATI IN OPERA IN TUBO-FORMA RICUPERABILE

4-5	Premessa	84
4-5-1	Pali Simplex e derivati	85
4-5-2	Pali Franki	86
4-5-3	Pali Express	90
4-5-4	Pali vibro	92

C) PALI TRIVELLATI

4-6	Generalità	95
4-6-1	Palo Strauss	99
4-6-2	Palo Wolfsholz	99
4-6-3	Palo SACOP	100
4-6-4	Palo Rodio	102
4-6-5	Palo tipo C.C.C.	103
4-7	Applicazioni particolari	104

CAPITOLO V

PALI METALLICI

5-1	Generalità	107
5-1-1	Pali ad H	107
5-1-2	Pali tubolari	113
5-2	Altri tipi di pali in ferro	118
5-3	Pali offshore	119

CAPITOLO VI

L'EVOLUZIONE DEI PALI TRIVELLATI: DAI PALI DI GRANDE DIAMETRO AI MICROPALI

6-1	Premessa	123
6-2	Pali di grande diametro	124
6-2-1	Attrezzature Benoto	124
6-2-2	Attrezzatura Franki	130
6-2-3	Il metodo Calweld'	130
6-2-4	I pali sistema HW (Hochstrasser-Weise)	133
6-3	La perforazione con l'impiego di fanghi	135
6-3-1	La bentonite	135
6-3-2	I sistemi di perforazione	136
6-3-3	Perforazione a rotazione con elica continua	138
6-3-4	I sistemi di getto	142
6-4	I micropali	144
6-4-1	Pali radice	145
6-4-2	Micropali Tubfix	146
6-4-3	Problemi connessi con la costruzione dei micropali	147

6-5	Gli ancoraggi	151
6-6	Idroperforazione (jet grouting)	153
6-6-1	Generalità	153
6-6-2	La tecnologia	153
6-6-3	Applicazioni	157
6-6-4	Lavori eseguiti	158

CAPITOLO VII

ALTRI TIPI DI PALI - PALI DI SOTTOFONDAZIONE, DI COSTIPAMENTO E DRENAGGIO DEL TERRENO

7-1	Premessa	161
-----	----------------	-----

A) ALTRI TIPI DI PALI

7-2	Pali a vite	161
7-3	Pali misti	163
7-3-1	Elementi infissi in un bulbo di calcestruzzo	164
7-3-2	Elementi infissi in pali trivellati	164
7-4	Palo Prestcore	167
7-5	Palo Raymond	167
7-5-1	Palo Lacor	168

B) PALI DI SOTTOFONDAZIONE

7-6	Pali ad elementi pressoinfissi	170
7-6-1	Pali pressoinfissi: modalità esecutive	171
7-6-2	Esempi di sottofondazioni con pali ad elementi pressoinfissi	177
7-7	Micropali per sottofondazione	178

C) PALI DI COSTIPAMENTO E DI DRENAGGIO DEL TERRENO

7-8	Pali di costipamento - Vibroflottazione	180
7-8-1	Terreni incoerenti	183
7-8-2	Terreni coerenti	185
7-8-3	Vibrocompattazione	187
7-9	Pali per drenaggio del terreno (pali di sabbia)	189
7-9-1	Sviluppo storico	190
7-9-2	Il consolidamento con i dreni in sabbia	191
7-9-3	Analisi teorica	193
7-9-4	Alcune applicazioni di pali di sabbia	196
7-9-5	Dreni Sandwich	198
7-9-6	Dreni prefabbricati	198
7-9-7	Esecuzione del palo di sabbia	201

CAPITOLO VIII

DIAFRAMMI AD ELEMENTI

8-1	Palancole: generalità	203
8-1-1	Palancole in legno	203
8-1-2	Palancole metalliche	204
8-1-3	Palancole in cemento armato	208
8-2	Diaframmi di pali trivellati	209
8-2-1	Diaframma discontinuo ancorato	216
8-3	Diaframmi di micropali	218
8-4	Diaframmi a parete sottile	219
8-4-1	Caratteristiche dei diaframmi: esempi	222
8-5	Diaframmi drenanti	224
8-6	Diaframma discontinuo metodo Berlino	225

CAPITOLO IX

DIAFRAMMI CONTINUI

9-1	Cenni storici	227
9-2	Campo di impiego dei diaframmi continui	228
9-3	L'esecuzione pratica del diaframma	228
9-3-1	Il metodo a circolazione di fanghi	229
9-3-2	Il metodo di scavo con la benna	230
9-4	Il tipo di fango impiegato	234
9-5	Stabilità della trincea riempita di fango	238
9-5-1	Teoria di Nash e Jones	238
9-5-2	La profondità critica	240
9-5-3	L'effetto arco: teoria di Schneebeli	241
9-5-4	Teoria di Kowaleski	243
9-6	Prove di laboratorio	244
9-7	Diaframmi ancorati	246
9-8	Diaframmi preinflessi	246
9-9	Diaframmi plastici	247
9-10	I diaframmi continui impiegati come elementi di fondazione	248
9-11	L'impiego dei diaframmi continui nella metropolitana di Milano	249

CAPITOLO X

INFISSIONE DEI PALI COSTRUITI FUORI OPERA PROCEDIMENTI ED EFFETTI

10-1	Generalità	255
10-1-1	Magli a caduta libera	257
10-1-2	Magli a vapore	259
10-1-3	Magli a ciclo diesel	261
10-1-4	Cuscinetti ammortizzatori	266

10-2	Infissione con acqua ed aria in pressione	267
10-3	L'impiego della vibrazione per l'infissione dei pali	268
10-3-1	Considerazioni teoriche	269
10-3-2	I magli vibranti	270
10-3-3	Risultati sperimentali	271

CAPITOLO XI

CONDIZIONI DI STABILITÀ DI UN PALO - TEORIA DELL'URTO

11-1	Generalità	275
11-2	Urto dei corpi	276
11-2-1	Corpi elastici	276
11-2-2	Corpi anelastici	277
11-2-3	Corpi imperfettamente elastici	278
11-3	Urto tra maglio e palo: perdite di energia	278
11-4	Energia perduta per compressione elastica del palo	282
11-5	Energia perduta per compressione elastica del terreno e cause varie	284
11-6	Alcuni dati numerici	286

CAPITOLO XII

FORMULE DINAMICHE

12-1	Generalità	287
12-2	L'equazione generale e formule derivate	289
12-2-1	Formula di Redtenbacher	289
12-2-2	Formula di Eytelwein	290
12-2-3	Formula olandese	290
12-2-4	Formula di Brix	290
12-2-5	Formula di Goodrich	292
12-2-6	Formula di Vierendeel	293
12-2-7	Formula di Rankine	294
12-2-8	Formula di Weisbach	294
12-2-9	Formula di Benabenq	294
12-2-10	Formula di Stern	295
12-2-11	Formula di Kreuter	295
12-2-12	Formula di Krapf	296
12-2-13	Formula di Wellington o dell'Engineering News	296
12-2-14	Formula di Hiley	297
12-2-15	Formula di Navy-Mc Kay	301
12-2-16	Formula di Terzaghi	301
12-2-17	Formula di Crandall	302
12-2-18	Formula danese	304
12-2-19	Formula di Janbu	305
12-3	Teoria delle vibrazioni longitudinali	306
12-3-1	Generalità	306
12-3-2	Formula del B.B.R.B.	308

12-3-3	L'impiego del computer nel calcolo delle formule dinamiche	310
12-4	I limiti di validità delle formule dinamiche	314
12-4-1	Generalità	314
12-4-2	Effetti prodotti dall'infissione dei pali	316
12-5	Risultati sperimentali	319
12-5-1	Esperienze di Caquot-Kerisel	319
12-5-2	I valori di aderenza nei risultati sperimentali	323

CAPITOLO XIII

FORMULE STATICHE

13-1	Generalità	325
13-2	Le antiche formule	326
13-2-1	Formula di Benabenq	326
13-2-2	Formula di Vierendeel	327
13-2-3	Formula del Dörr	329
13-2-4	Formula del Dörr modificata	332
13-2-5	Formula di Mayer	336
13-2-6	Formula di Caquot	338
13-3	Le recenti formule statiche	338
13-3-1	Formula di Caquot-Kerisel	339
13-3-2	Formula di Terzaghi	345
13-3-3	Formula di Meyerhof	348
13-3-4	Formula di Berezantzev	349
13-4	Criteri di validità delle formule statiche	350

CAPITOLO XIV

IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE DEI PALI I COEFFICIENTI DI PORTATA

14-1	Generalità	355
14-2	I coefficienti per il calcolo della portata di base	356
14-2-1	Il coefficiente N_c	356
14-2-2	Il coefficiente N_q	358
14-3	Il coefficiente per il calcolo della portata laterale	360
14-3-1	Terreni incoerenti	360
14-3-2	Analisi di A. Kézdi	363
14-3-3	Terreni coerenti	364
14-3-4	L'aderenza nei pali trivellati in argilla	368
14-3-5	Esperienze dell'Autore	372
14-4	La determinazione dei coefficienti in base ai risultati delle prove penetrometriche	376
14-4-1	Esperienze di Meyerhof	376
14-4-2	Esperienze di Mohan e Kumar	379
14-4-3	Esperienze di Reese	381
14-5	Esperienze di Caquot-Kerisel: verifica della formula statica	381

CAPITOLO XV

COMPORTAMENTO GENERALE DEI PALI: CARICO DI PUNTA ED ATTRITO NEGATIVO

15-1	Comportamento generale dei pali: esempi di calcolo	389
15-1-1	Terreno profondo omogeneo (<i>depositi di argilla sabbiosa, argilla non consolidata ecc.</i>) asciutto	389
15-1-2	Terreno compatto e roccioso posto in profondità	394
15-1-3	Terreni eminentemente incoerenti, sabbie e ghiaie immerse in acqua	402
15-1-4	Conclusioni	410
15-2	L'attrito negativo	411
15-2-1	Generalità	411
15-2-2	Prove sperimentali	413
15-3	Carico di punta	416

CAPITOLO XVI

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI PALI IN GRUPPO

16-1	Capacità portante di un gruppo di pali. Generalità	421
16-1-1	Esperienze su scala ridotta	423
16-1-2	L'efficienza di un gruppo di pali	428
16-2	Cedimento di un gruppo di pali	429
16-2-1	Esempi	432
16-2-2	Verifica di una palificata	435
16-2-3	Conclusione	438
16-3	Distribuzione dei carichi su un gruppo di pali	439
16-3-1	Metodo di Westergaard	441
16-3-2	Metodo di Nokkentved	443
16-3-3	Osservazioni - Casi particolari	448

CAPITOLO XVII

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI PALI SOTTOPOSTI A FORZE NORMALI ALL'ASSE

17-1	Generalità	453
17-1-1	Terreni coerenti	453
17-1-2	Terreni incoerenti	456
17-2	Modulo di reazione di sottofondo	458
17-3	Spostamento laterale e carico limite	459
17-3-1	Pali liberi in sommità	459
17-3-2	Pali incastrati in sommità	462
17-3-3	Diagrammi adimensionali	463
17-4	Il palo come trave infinita su appoggio elastico	464
17-4-1	Applicazione: palo in calcestruzzo $D = 0,40$ $H = 1$ t	467
17-4-2	Diagrammi per il calcolo dei momenti flettenti	471
17-5	Risultati sperimentali	486

CAPITOLO XVIII

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI DIAFRAMMI

18-1	Generalità	489
18-2	Condizione di Renard	489
18-2-1	Terreno permeabile	490
18-2-2	Terreno impermeabile	491
18-3	Profondità massima di scavo senza controventi	492
18-3-1	Esempio	493
18-4	Condizioni di stabilità al ribaltamento	495
18-5	Sovraccarichi concentrati o lineari	497
18-6	Diaframmi liberi in sommità	499
18-6-1	Profondità di infissione di un diaframma: verifica di stabilità	499
18-6-2	Effetti delle diverse profondità di infissione	502
18-6-3	Ipotesi di Blum	504
18-6-4	Metodo grafico per il calcolo del diaframma	504
18-7	Diaframmi ancorati in sommità	505
18-7-1	Generalità	505
18-7-2	Condizioni di stabilità	506
18-7-3	Metodo grafico per il calcolo del diaframma	512
18-7-4	Metodo di Blum o della «trave equivalente»	513
18-8	Evoluzione dei metodi di calcolo	515
18-9	Diaframmi discontinui	518
18-10	Sintesi dei sistemi di calcolo dei diaframmi	519
18-10-1	Diaframmi non vincolati isostatici	519
18-10-2	Diaframmi ancorati isostatici	520
18-10-3	Diaframmi ancorati iperstatici	521

CAPITOLO XIX

PALI E MICROPALI NELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO E SOTTOFONDAZIONE - ANCORAGGI

19-1	Generalità	523
19-2	Consolidamento di scarpate	523
19-2-1	Esempio di chiodatura di scarpata	525
19-3	Ancoraggi profondi	527
19-3-1	Tiranti tipo IRP	529
19-3-2	Ancoraggi in terreni alluvionali	529
19-4	Esempio di calcolo di parete di scavo ancorata	531
19-4-1	Premessa	531
19-4-2	Dimensionamento della struttura	532
19-4-3	Suggerimenti	534
19-4-4	Conclusione	537
19-4-5	Diagrammi per il calcolo ancoraggi	539
19-5	L'impiego dei pali nella stabilizzazione di movimenti franosi	539
19-5-1	Lo spessore drenante	539
19-5-2	Impiego di pozzi sottomurati	547

19-6	L'impiego di micropali	550
19-6-1	Sottofondazione tipica con micropali	550
19-6-2	Prove di carico	551
19-6-3	Impiego di micropali precompressi	553
19-7	Sottofondazioni con pali ad elementi pressoinfissi	559
19-7-1	Il caso della Compañia Paulista de Seguros	560

CAPITOLO XX

PROVE DI CARICO SUI PALI

20-1	Generalità	563
20-2	Esecuzione della prova di carico	564
20-2-1	Cicli di carico e scarico	568
20-2-2	Prescrizioni ufficiali	568
20-3	La rappresentazione grafica di una prova di carico	570
20-4	Esame dei diagrammi delle prove di carico	572
20-5	Controllo non distruttivo dei pali	576

CAPITOLO XXI

PLINTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO SUI PALI

21-1	Generalità	579
21-2	Plinti su 2 pali	580
21-2-1	Ipotesi di carico triangolare	583
21-3	Plinto su 3 pali	586
21-3-1	Ipotesi di carico triangolare	588
21-4	Plinti su 4 e più pali	591
21-5	Travi e zattere continue	595
21-6	Plinti e piastre isolate con carichi eccentrici	595
21-7	Solettoni in c.a. su pali uniformemente distribuiti	598

CAPITOLO XXII

INSUCCESSI NELL'IMPIEGO E NELL'ESECUZIONE DEI PALI

22-1	Generalità	599
22-2	Insuccessi dovuti ad errori di progettazione	599
22-2-1	Pila di un ponte sul Tapia	599
22-2-2	Silo a Szolnok	600
22-2-3	Stazione marittima di Le Havre	601
22-2-4	Edificio a Pescara	602
22-2-5	Edificio a Budapest	602
22-2-6	Ponte nella piana reatina	604
22-2-7	Silos per grano	605
22-3	Insuccessi causati da agenti esterni	605

22-3-1	Fondazioni di un viadotto a Roma	605
22-3-2	Altri esempi	606
22-4	Insuccessi dovuti a difetti di esecuzione	608
22-4-1	Generalità	608
22-4-2	Esempio di scalzamento	608
22-4-3	Difetti di esecuzione	612
Bibliografia	613
Appendice	621
Indice analitico	623

ELEMENTI DI MECCANICA DEL TERRENO

1-1 Premessa.

Lo studio di una fondazione, tanto più se complessa come una fondazione su pali, presuppone nel lettore la conoscenza dei principi fondamentali della Meccanica del Terreno.

Pur partendo da questo presupposto ritengo opportuno iniziare il volume con un capitolo introduttivo, per richiamare i punti della Geotecnica che dovranno essere sempre tenuti presenti per bene interpretare funzionalità e comportamento di una fondazione su pali.

1-2 Il terreno di fondazione.

Per l'ingegnere il terreno è essenzialmente costituito da un ammasso sedimentario di ghiaia, sabbia, argilla o da un insieme di questi materiali. Non si deve confondere la definizione geologica del terreno, con l'interpretazione meccanica che ne fa l'ingegnere ai fini di valutarne il comportamento sotto l'azione dei carichi agenti su di esso. Questa è infatti l'essenza di tutta la Geotecnica: prevedere il comportamento del sottosuolo soggetto all'azione trasmessa dalla fondazione che si sta progettando, sia quella di un edificio, di un muro di sostegno o di una pila di un grande viadotto; prevedere il risultato immediato e lo stesso prospettato nel futuro anche in molti decenni, tutto ciò naturalmente in funzione della diversa natura del sottosuolo non considerato in astratto a sè stante ma nel coacervo di tutte le condizioni ambientali e morfologiche che lo caratterizzano.

La più comune suddivisione dei terreni è fatta in base alle dimensioni dei suoi grani ed alla plasticità. Riportiamo in fig. 1-1 uno schema di identificazione dei terreni, secondo una classifica di cantiere.

I terreni sono classificati in cinque categorie distinte:

Ghiaia: tutti i grani sono di dimensioni superiori ai 5 mm.

Sabbia: tutti i grani sono di dimensioni inferiori a 5 mm e superiori a 0,074 mm. Quest'ultima dimensione corrisponde approssimativamente ai più piccoli grani separabili ad occhio nudo.

Limo: Tutti i grani sono di dimensioni inferiori a 0,074 mm. La coesione e la plasticità sono nulle o hanno valori assai piccoli.

Argilla: Tutti i grani sono inferiori a 0,074 mm. Il materiale è molto plastico se umido e duro se è secco.

Materie organiche: Risultano dalla decomposizione organica con odori e colori caratteristici.

I terreni naturali sono raramente composti di una sola delle categorie indicate: sono quasi sempre miscele in proporzioni variabili da luogo a luogo. La classificazione delle terre si basa su uno studio visivo e su prove rapide che permettono di determinare, in ogni miscela, la parte preponderante ed in quale misura le proprietà caratteristiche di quest'ultime sono modificate dalla presenza di altre parti.

Si sceglie un campione che rappresenti il meglio possibile il terreno da classificare e con un esame visivo si stabilisce se si è in presenza di terreno a *grana grossa* o a *grana fine* (più della metà o meno della metà del terreno con grani superiori ai 5 mm). Naturalmente le prove vanno ripetute in modo sufficiente. Se il terreno è a grana grossa è bene notare se gli elementi sono angolosi o arrotondati e giudicarne la granulometria stendendo il materiale sulla mano o su un piatto.

Per i terreni argillosi è consigliabile valutare la coesione mediante un apparecchio penetrometrico tascabile che fornisce valori medi della resistenza ad espansione laterale libera. In assenza di questo si può bagnare sino a saturazione una piccola quantità di terreno e ridurlo in una pallottolina grossa come una noce. Dopo averla lasciata essiccare all'aria per qualche tempo la si schiaccia con la pressione delle dita. Si notano tre casi:

resistenza debole: la coesione è quasi nulla; si tratta di miscela di limo e sabbia o di sabbia molto fine;

resistenza media: argilla non organica un poco plastica, argilla sabbiosa o limosa;

resistenza elevata: argilla non organica molto plastica con materie leganti (carbonati di calcio e ossido di ferro). È praticamente impossibile schiacciarla con la pressione delle dita.

La classifica di cantiere identifica le terre mediante osservazioni dirette e prove che possono essere eseguite senza l'aiuto di particolari apparecchiature, su campioni estratti da scavi o perforazioni di sondaggio. Essa è il presupposto del profilo stratigrafico.

Uno dei più completi sistemi di classificazione in uso attualmente presso diversi laboratori è quello unificato proposto dal "Corps of Engineers U.S. Army" e dal Bureau of Reclamation e basato sulla classificazione di Casagrande (1) riportato in tab. 1-1 e fig. 1-2.

(1) Associazione Geotecnica Italiana, *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*, giugno 1977; si veda anche P. COLOMBO, *Elementi di geotecnica*, Zanichelli, Bologna, 1974.

TABELLA I-1
 Classifica unificata (U.S.C.S.)

Principali suddivisioni		Simbolo Lettera	Denominazione
Terre a grana grossa	Ghiaie e terre ghiaiose	GW	Ghiaie ben gradate o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente
		GP	Ghiaie poco gradate o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente
		GM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo
		GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia, sabbia e argilla
	Sabbia e terre sabbiose	SW	Sabbie ben gradate, o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente
		SP	Sabbie poco gradate o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente
		SM	Sabbie limose, miscele di sabbia e limo
		SC	Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla
Terre a grana fine	Limi e argille $W_L < 50$	ML	Limi inorganici e sabbie molto fini, farina fossile, sabbie fini limose o argillose o limi argillosi leggermente plastici
		CL	Argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre
		OL	Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità
	Limi e argille $W_L > 50$	MH	Limi organici, terreni limosi o finemente sabbiosi, micacei o diatomacei, limi
		CH	Argille inorganiche di alta plasticità, argille grasse
		OH	Argille organiche di media o alta plasticità, limi organici
Terre fortemente organiche		Pt	Torba ed altre terre altamente organiche

1-2-1 INDICE DEI VUOTI - POROSITÀ - DENSITÀ RELATIVA.

L'indice dei vuoti è per definizione il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume della materia supposta compatta. La *porosità* ω è il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume totale del campione allo stato naturale. Si ha:

$$\omega = \frac{e}{1 + e}$$

Il rapporto tra il volume dell'acqua contenuta nel campione e il volume

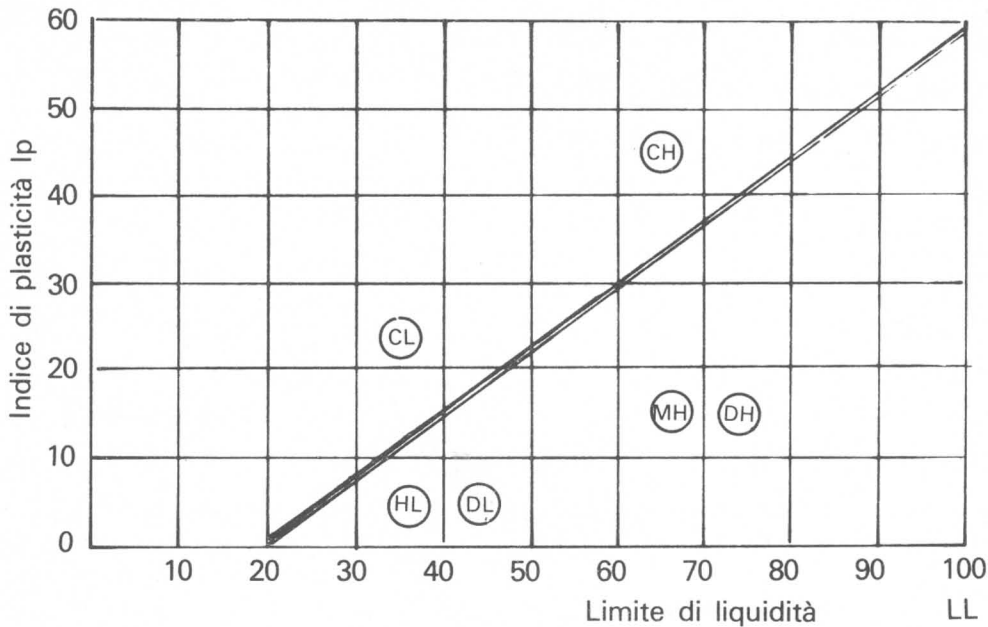


Fig. 1-2 - Carta di plasticità.

dei vuoti è il *grado di saturazione* (S). Il terreno posto sotto la falda freatica è considerato totalmente saturo d'acqua. Si può classificare nel modo seguente:

terreno asciutto	0	terreno inumidito	0 ÷ 0,25
terreno bagnato	0,26 ÷ 0,50	terreno molto bagnato	0,51 ÷ 0,75
terreno inzuppato	0,76 ÷ 0,99	terreno saturo	1

Il concetto di *densità relativa* è un criterio per misurare il grado di compattezza di un terreno incoerente. Fisicamente essa esprime il rapporto tra la quantità dei vuoti allo stato naturale e la massima possibile diminuzione degli stessi.

In altri termini, la densità relativa ci indica quanto lo stato del terreno in esame sia lontano da quello di massima densità raggiungibile con l'applicazione di energia esterna.

Indichiamo con e_{\max} l'indice dei vuoti della sabbia nello stato più sciolto al quale corrisponde una densità relativa $D = 0$, e e_{\min} quello nelle condizioni di massima densità ($D = 1$). La densità relativa è una funzione di e , rappresentata dall'equazione:

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

in cui:

e = l'indice dei vuoti della sabbia in esame nel suo stato naturale

e_{\max} = lo stesso nello stato più sciolto

e_{\min} = l'indice dei vuoti nello stato più denso.

La densità relativa varia pertanto da 0 a 1: per essa Terzaghi indica alcuni coefficienti:

sabbie sciolte	0,00-0,33;
sabbie di densità media	0,33-0,66;
sabbie dense	0,66-1,00.

1-2-2 PESO SPECIFICO (Γ).

Si definisce *peso specifico assoluto* (Γ) il peso dell'unità di volume della materia solida e si determina per mezzo di un picnometro. È sensibilmente costante per ogni tipo di terreno ed in media uguale a 27 kN/m³ (tab. I-2).

Si chiama *peso specifico apparente* (γ) il peso dell'unità di volume del terreno allo stato naturale: esso è uguale a $\Gamma (1 - n)$ essendo n la percentuale dei vuoti. Se il terreno è completamente immerso in acqua il suo peso specifico diventa: $\gamma = (1 - n) (\Gamma - 1)$ avendo posto uguale ad 1 il peso specifico dell'acqua.

1-2-3 CONTENUTO D'ACQUA O PERCENTUALE DEI VUOTI (n).

È il rapporto tra il peso dell'acqua contenuta nel terreno allo stato naturale ed il peso della materia secca, cioè dei suoi grani. Esso non va confuso con

TABELLA I-2
Peso specifico assoluto (kN/m³)

Gesso	23,2	Dolomite	28,7
Ortoclasio	25,6	Aragonite	29,4
Caolino	26,0	Biotite	30÷31
Clorite	26÷30	Limonite	38
Quarzo	26,6	Magnetite	51,7
Talco	27	Ematite	52
Calcite	27,2		

TABELLA I-3 (da Terzaghi).

Terreni	Porosità	Indice dei pori	Contenuto in acqua	Peso specifico (γ) kN/m ³	
Sabbia sciolta	0,46	0,85	32	14,3	18,9
Sabbia densa	0,34	0,51	19	17,5	20,9
Sabbia ghiaia sciolta	0,40	0,67	25	15,9	19,9
Sabbia ghiaia densa	0,30	0,43	16	18,9	21,6
Argilla soffice	0,55	1,2	45		17,7
Argilla compatta	0,37	0,6	22		20,7
Argilla omogenea soffice	0,66	1,9	70		15,8
Argilla molto soffice	0,75	3	110		14,3
Bentonite	0,84	5,2	194		12,7

il grado di saturazione. Il contenuto d'acqua è una caratteristica molto significativa dei terreni coerenti perchè ne definisce lo stato di resistenza e la coesione (tab. I-3).

1-3 I limiti di consistenza.

La consistenza del terreno e quindi il suo grado di *plasticità*, particolarmente importante per i terreni argillosi, è funzione del contenuto d'acqua. Riducendo infatti l'umidità il terreno passa attraverso una serie di stati, fluido, plastico, semisolido e solido. Il contenuto d'acqua che caratterizza il punto di passaggio da uno stato all'altro è chiamato *limite di consistenza* o di *Atterberg*. Essi sono in via decrescente.

Limite di liquidità (LL). È il contenuto in acqua espresso in % della materia secca per il quale il terreno passa dallo stato fluido allo stato plastico (sabbie 20%, argille 25 ÷ 40%, argille grasse 80%).

Limite di plasticità (LP). È il contenuto in acqua del terreno al momento del passaggio dallo stato plastico allo stato semisolido (25% argille magre, 30% argille grasse).

L'indice di plasticità può essere così classificato:

TABELLA I-4.

Indice di plasticità	Caratteristiche	Terreno
0	non plastico	sabbia
< 7	bassa plasticità	limo
7 ÷ 17	media plasticità	argilla sabbiosa
> 17	alta plasticità	argilla

Un ulteriore esempio di classificazione è il seguente:

TABELLA I-5.

Tipo di terreno	Grado di plasticità	LL	LP	I_p	Variazioni I_p
Sabbia	non plastico	20	20	0	0
Limo	bassa plasticità	25	20	5	< 7
Argilla sabbiosa	media plasticità	40	25	15	> 7
Limo argilloso					< 17
Argilla	alta plasticità	70	40	30	> 17

Limite di ritiro (LR). È il contenuto in acqua della terra al momento in cui essa raggiunge il minor volume e caratterizza il passaggio allo stato solido.

Si definiscono inoltre i seguenti due indici:

Indice di plasticità (I_p). La differenza numerica tra il limite liquido ed il limite plastico $I_p = LL - LP$. Definisce il campo plastico del terreno: è massimo per le argille e minimo per le sabbie. Coll'aumentare dell'indice di plasticità diminuisce l'angolo di attrito.

Indice di consistenza (I_c). Il rapporto $\frac{LL - \text{contenuto acqua}}{I_p}$

Per I_c compreso tra 0,75 e 1 lo stato è solido-plastico.

Per I_c compreso tra 0,5 e 0,75 lo stato è molle-plastico.

Per I_c compreso tra 0,25 e 0,5 lo stato è assai molle.

Per I_c inferiore a 0,25 lo stato è fluido.

TABELLA I-6.
Permeabilità.

k cm/s	Tipo di terreno	Drenaggio
10^2	ghiaie pulite	ottimo
10^1		
1	sabbie pulite	
10^{-1}	aggregato di ghiaia e sabbia pulita	ottimo
10^{-2}		
10^{-3}		
10^{-4}		
10^{-5}	sabbie molto fini	povero
10^{-6}	limi sabbiosi ed argillosi - argille stratificate	
10^{-7}	terreni impermeabili	praticamente impermeabile
10^{-8}		
10^{-9}		
10^{-11}	bentonite	impermeabile

1-4 Permeabilità.

La permeabilità misura la facilità con la quale l'acqua può fluire attraverso il terreno. È evidente l'importanza che la permeabilità o la mancata valutazione di questa può assumere nelle opere di ingegneria civile: si pensi alla costruzione delle dighe, alle opere di drenaggio, alle variazioni della falda. Il flusso dell'acqua attraverso il terreno segue la nota legge di Darcy

$$\frac{Q}{t} = k A i$$

dove:

- Q = quantità di acqua che fluisce
 t = tempo impiegato
 k = coefficiente di permeabilità del terreno
 A = area attraverso la quale l'acqua defluisce
 i = gradiente idraulico.

Se ne deduce che il *coefficiente di permeabilità*

$$k = \frac{Q}{t A i} \text{ (cm/s)}$$

può essere definito come la quantità di acqua che passa nell'unità di tempo attraverso una sezione unitaria di terreno per un gradiente unitario. Si ha a titolo orientativo:

ghiaie	$k = 10^2 \div 10^0$
sabbie	$k = 10^0 \div 10^{-3}$
limi argille fessurate	$k = 10^{-3} \div 10^{-6}$
argille	$k > 10^{-6}$

Altri valori sono indicati in tab. I-6.

1-5 Pressione interstiziale o pressione neutra.

Su un qualunque piano orizzontale posto alla profondità h_z sotto la falda h_a la pressione in un punto è data dal peso del terreno sovrastante più la pressione idrostatica (fig. 1-3).

$$\sigma_z = \gamma h_z + \gamma_a h_a \quad (1-1)$$

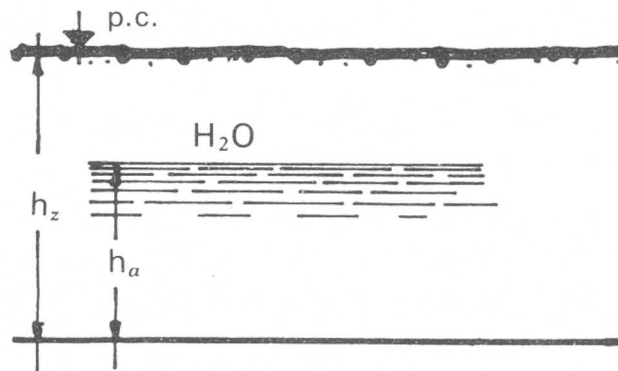


Fig. 1-3.

La resistenza a questa pressione viene fornita in parte dai grani del terreno ed in parte dalla sottopressione idraulica: la prima è definita come *tensione intergranulare* o *tensione efficace* σ' ; la seconda come *tensione dei pori* o *tensione neutra* (u). Venne così chiamata da Terzaghi (*neutral stress*) perchè essa non influisce sul comportamento meccanico del terreno. La (1-1) diventa:

$$\sigma_z = \sigma' + u \quad (1-2)$$

da cui

$$\sigma' = \sigma_z - u \quad (1-3)$$

Essa indica la tensione efficace fra i grani della terra, cioè la sola che può fornire resistenza di attrito.

1-6 Attrito e coesione.

Come ogni materiale da costruzione anche il terreno può essere caricato sino a rottura: questa avviene normalmente per taglio; il valore della resistenza del terreno alle tensioni di taglio fu indicato da Coulomb (1773) con l'equazione:

$$\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi \quad (1-4)$$

che oggi assume la forma dell'equazione Coulomb-Terzaghi

$$\tau = c + (\sigma_z - u) \operatorname{tg} \varphi \quad (1-5)$$

Essa apparve la prima volta nel 1939 nella memoria di Terzaghi "Soil mechanics - a new chapter in engineering science" ⁽¹⁾, chiave di volta di tutta la moderna Geotecnica.

L'*angolo di attrito interno* è definito nei terreni incoerenti ($c = 0$) dall'equazione (1-4):

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

nello stato di equilibrio limite.

La coesione è dovuta alla mutua attrazione molecolare dei grani del terreno e definita dall'equazione di Coulomb per terreni coerenti (1-4) ed esprime la resistenza al taglio del terreno sul piano di scorrimento quando la pressione normale su detto piano è nulla.

La prova di laboratorio più comune per la determinazione dei valori di taglio è la prova *triassiale* (fig. 1-4).

Il campione di terreno opportunamente preparato è ricoperto da una membrana di gomma perchè non venga alterato lo stato di umidità. Il drenaggio è possibile attraverso un disco poroso posto sul fondo. Il recipiente viene riempito d'acqua attraverso un rubinetto alla pressione che riproduce le condizioni ambientali. Questa è la pressione laterale. La pressione verticale viene appli-

⁽¹⁾ In *Journal of Institution of Civil Engineers*, vol. XII, p. 106.

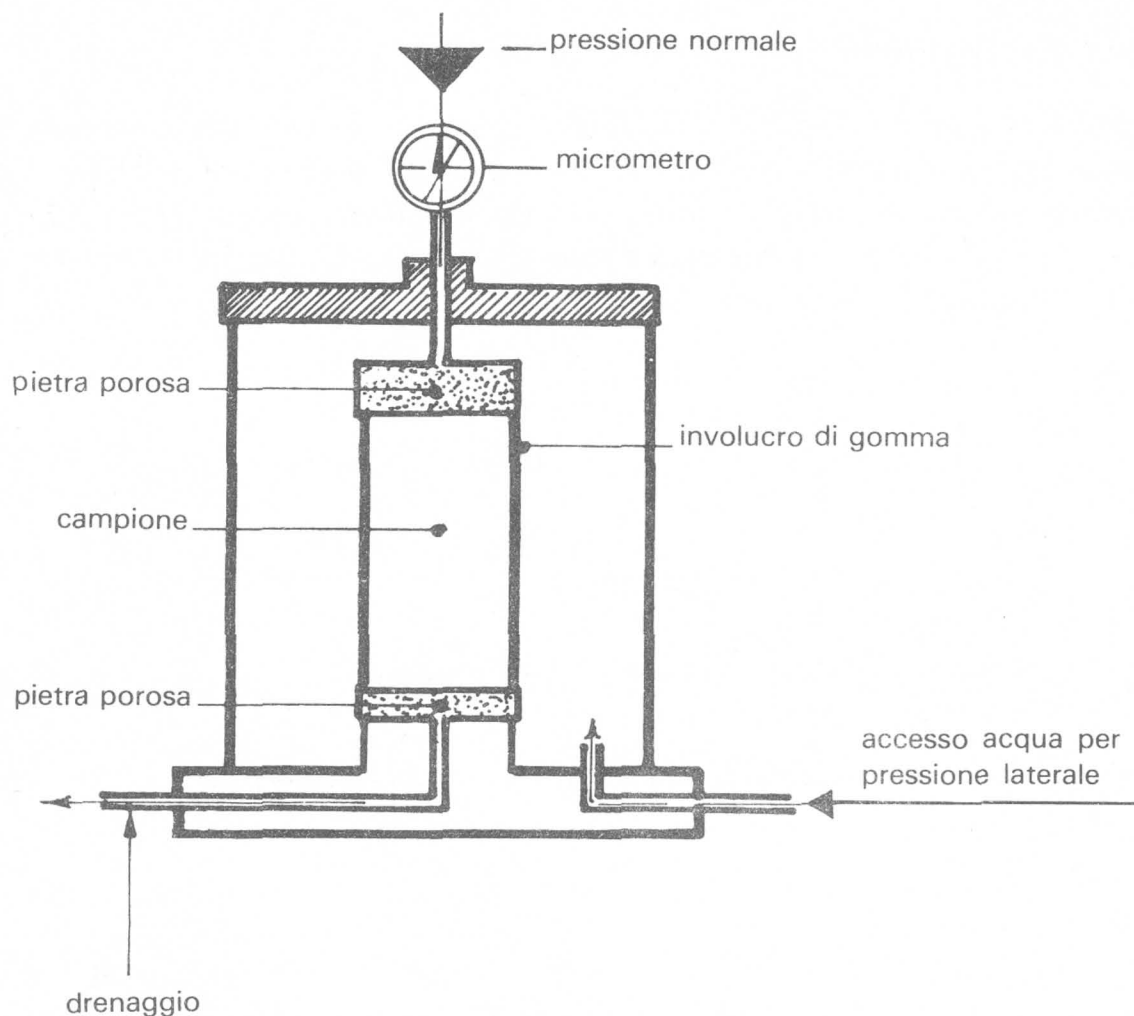


Fig. 1-4 - Prova triassiale.

cata sul campione a valori sempre crescenti misurati da un dinamometro, sino a raggiungere la rottura. Impiegando un certo numero di campioni dello stesso terreno con diversi valori della pressione laterale, si ottiene, nella rappresentazione di Mohr, una serie di cerchi tutti tangenti alla retta la cui inclinazione determina l'angolo di attrito φ (fig. 1-5).

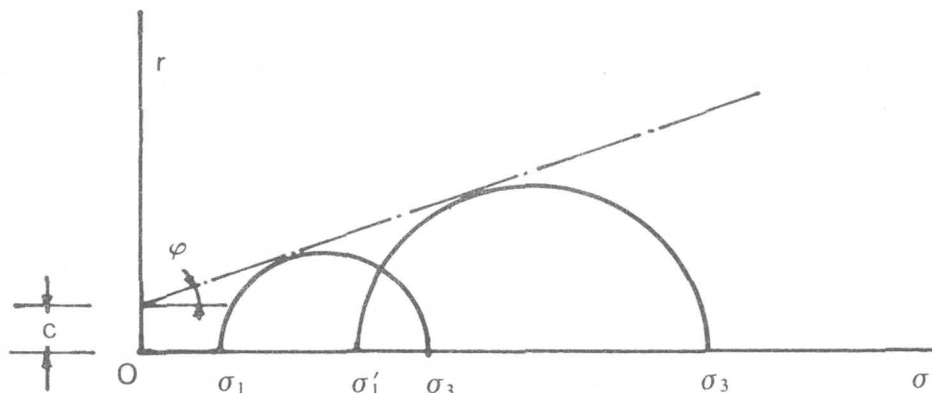


Fig. 1-5.

La coesione è determinata dal segmento intercettato dalla tangente sull'ordinata.

1-7 Carico di rottura ad espansione libera.

Se nella cella del triassiale non viene applicata la tensione laterale, il carico che determina la rottura del campione si chiama carico di rottura ad *espansione laterale libera* (*unconfined*). Il cerchio di Mohr passa per l'origine degli assi ($\sigma_3 = 0$) e la tangente è orizzontale (fig. 1-6). L'angolo di attrito è nullo. La coesione risulterà metà del valore massimo σ_1 .

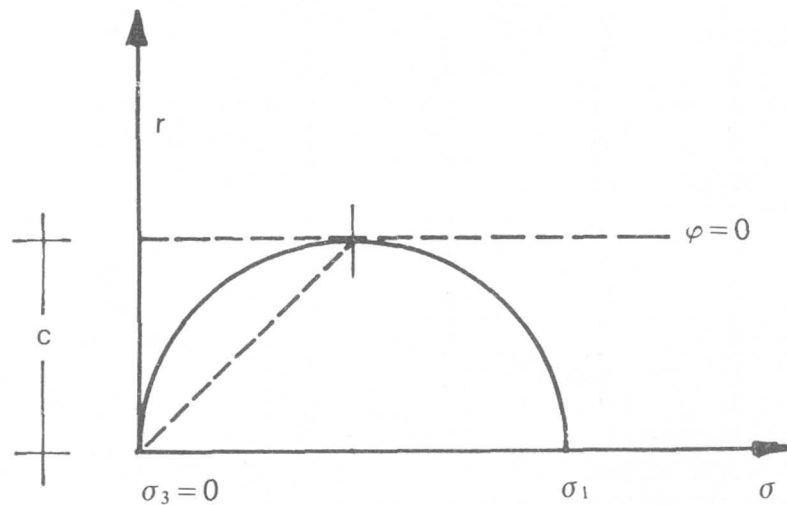


Fig. 1-6.

Vi sono strumenti per determinare rapidamente su una scala calibrata il valore q_u basato su un principio penetrometrico. Sono utilissimi perchè possono fornire subito valori approssimati ma quasi sempre sufficienti a valutare la resistenza dell'argilla e di conseguenza la coesione e l'aderenza.

Nelle argille molto soffici il valore della coesione può essere meglio valutato con lo scissometro, strumento ad alette che ruotando nel terreno ne provoca la rottura lungo una superficie cilindrica.

Gli strumenti forniscono, su determinate scale, direttamente i valori della coesione.

1-8 Spinta attiva e passiva.

La spinta che il terreno esercita contro una parete cui aderisce perfettamente varia considerevolmente con la natura del terreno e con gli spostamenti della parete stessa. Se la parete è assolutamente fissa e rigida, la pressione che il terreno esercita su di essa è quella di *riposo*. Se il muro si sposta leggermente una parte di terreno scende e spinge sul muro con la sua *spinta attiva*: il valore di questa è inferiore alla spinta di riposo e tende al valore minimo, cioè al valore della spinta che un terreno può al massimo esercitare sulla parete che tende ad allontanarsi da esso. Essa è la spinta cui i muri di sostegno sono in genere chiamati a resistere ed assume, nell'equilibrio di Rankine, il noto valore:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) \quad (1-6)$$

Se al contrario la parete è forzata contro il terrapieno il valore della *spinta passiva* o reazione del terreno è assai maggiore del valore di riposo e tende al limite superiore

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (1-7)$$

Essa esprime la reazione massima che il terreno può fornire nell'opporci al movimento di una struttura contro di esso (fig. 1-7).

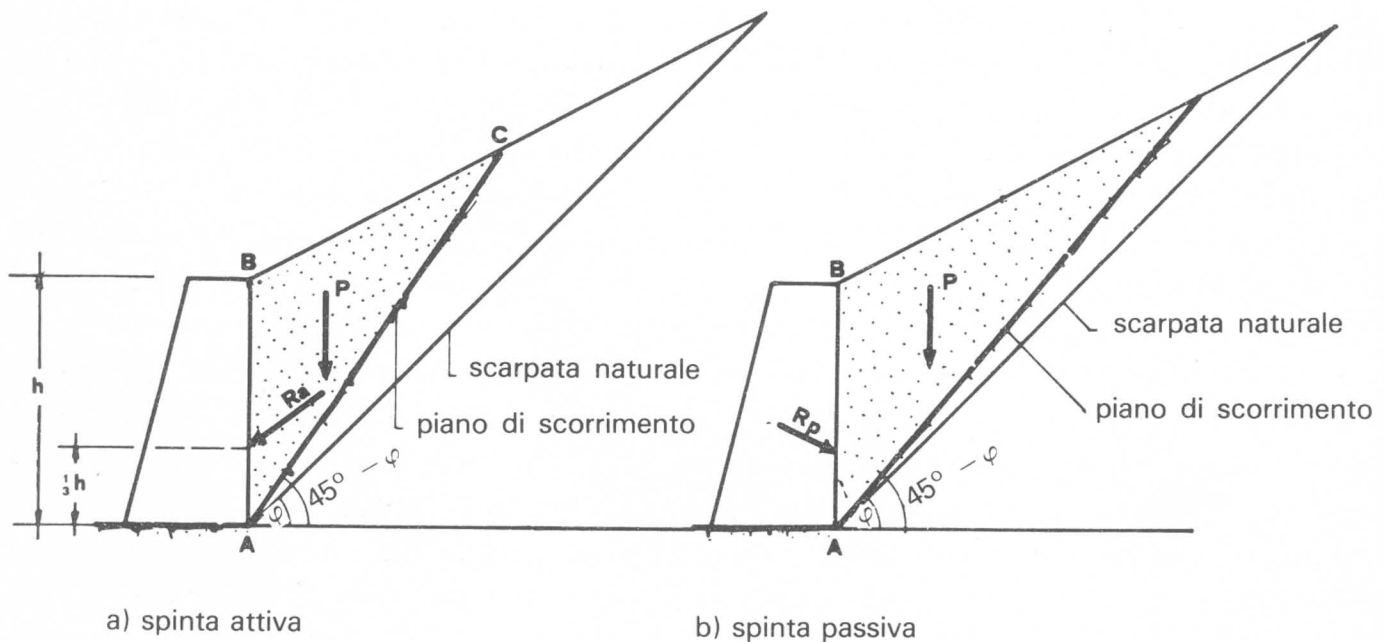


Fig. 1-7.

Le due condizioni di spinta attiva e spinta passiva di Rankine delimitano gli stati limiti di equilibrio plastico: ogni stato intermedio, compreso quello di riposo, è uno stato di *equilibrio elastico*.

Si definisce *coefficiente di spinta attiva* K_a il valore:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) \quad (1-8)$$

sempre minore di 1; *coefficiente di spinta passiva* il valore K_p :

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (1-9)$$

sempre maggiore di 1 e *coefficiente di riposo* il valore K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1-10)$$

rapporto tra la tensione orizzontale e verticale in un punto dell'ammasso: esso può assumere ogni valore tra i limiti K_a e K_p ed essere uguale ad 1 in regime idrostatico. Terzaghi (1948) indica $K_0 = 0,4$ per le sabbie sciolte e $K_0 = 0,5$ per le sabbie compatte.

1-9 Consolidamento e compattazione.

È importante sottolineare la differenza fra i due termini; *consolidamento* è la compressione subita dal terreno per effetto dell'espulsione dell'acqua dai vuoti; *compattazione* è la compressione causata dall'espulsione dell'aria dai vuoti. Quest'ultima può essere provocata anche meccanicamente; è un fenomeno irreversibile e si esaurisce rapidamente durante la costruzione.

Il cedimento per consolidamento — caratteristico dei terreni argillosi — dipende dalle condizioni di drenaggio esistenti e può durare anche molti decenni. Lo studio dei cedimenti delle strutture si fonda sulla conoscenza delle fasi di consolidamento dei terreni sotto determinati carichi, alle varie profondità. La teoria del consolidamento studia le deformazioni che avvengono in seno ad un ammasso terroso sottoposto ad una data pressione. La costruzione di un rilevato, di un fabbricato, di una struttura pesante in genere, modifica lo stato di tensioni esistenti nel sottosuolo e gli strati di terreno sottoposti a tali incrementi di pressione subiscono una deformazione diversa secondo la loro natura.

Una piastra di fondazione, ad esempio, appoggiata su uno strato di sabbia e sottoposta a carico si assesta: il cedimento consiste sempre in una parte *reversibile* ed una parte *irreversibile*. Il cedimento elastico è però una piccola frazione (15-20% per le sabbie sciolte) dell'intero cedimento. Sottoponiamo ora la piastra ad una serie di carichi e scarichi ed osserveremo che il tratto anelastico va di mano in mano diminuendo alla fine di ogni ciclo. Può accadere che dopo un certo numero di cicli le isteresi si chiudano. In questo caso il terreno ha raggiunto l'elasticità relativa ad un determinato valore del carico applicato; sotto l'azione di un carico superiore la piastra si affonderà ulteriormente nel terreno in modo irreversibile. Ne segue che nelle sabbie non compatte il modulo di elasticità varia con l'entità del carico applicato, mentre nelle sabbie compatte il valore del modulo E è abbastanza definito almeno entro valori normali del carico.

Per le argille si deve distinguere tra argille *sature* e argille *non sature*. Quest'ultime si comportano come le sabbie non compatte e il modulo E varia secondo il carico. Nelle *argille sature*, invece (i pori sono totalmente riempiti di acqua), la deformazione avviene attraverso tre stadi diversi:

a) compressione istantanea ma assai più piccola, come per le argille non sature e le sabbie sciolte:

b) fuoriuscita dell'acqua dai pori e di conseguenza avvicinamento delle particelle solide (consolidamento);

c) compressione molto più lenta ed estesa nel tempo.

Se il terreno in esame, completamente saturo, è permeabile (sabbia pulita ad esempio), il suo consolidamento sotto la pressione trasmessa dal carico statico è rapido perchè l'eccesso di acqua fuoriesce facilmente dai pori. Il contrario avviene se il terreno è impermeabile, dato il tempo occorrente per espellere l'acqua dai pori.

Indichiamo con σ_a la sovrappressione idrostatica esercitata dall'acqua per effetto del carico P . Nell'istante di applicazione del carico è $p = \sigma_a$. Con il proseguire del tempo, parte dell'acqua è espulsa dai pori, con conseguente diminuzione del volume dei vuoti. Se il terreno è saturo, la diminuzione del volume dei vuoti corrisponde alla quantità di acqua espulsa. Le particelle solide in conseguenza si avvicinano e sopportano una parte del nuovo carico: siano σ_g le tensioni che si manifestano nei grani solidi. Avremo in ogni istante:

$$p = \sigma_g + \sigma_a$$

Alla fine del processo di consolidamento, tutta la pressione sarà trasmessa ai grani e sarà:

$$p = \sigma_g$$

e sarà nulla la sovrappressione idrostatica.

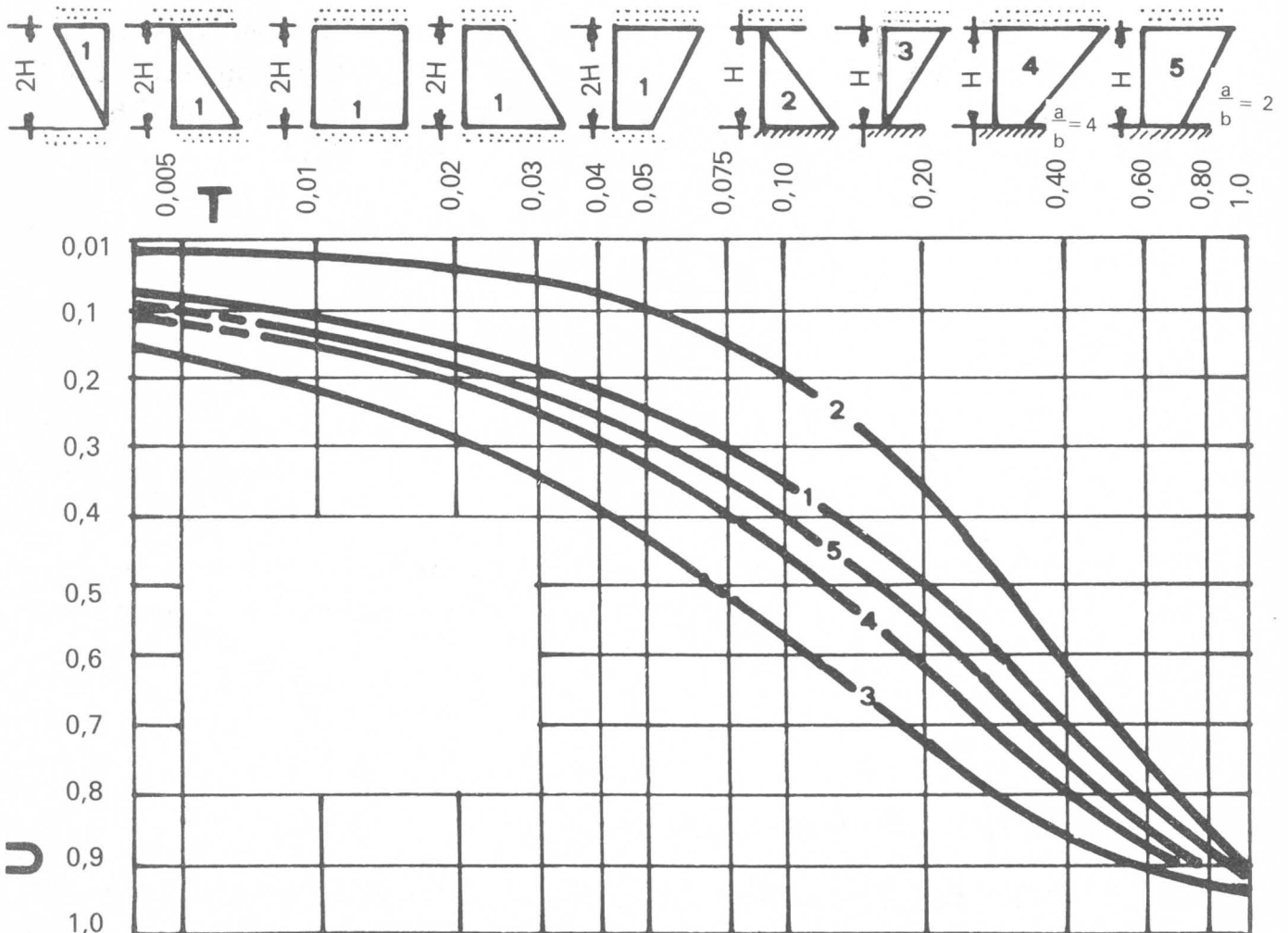


Fig. 1-8 - Indice di consolidamento (Froehlich).

Termina a questo punto sia l'espulsione dell'acqua dai pori, sia la compressione della materia solida: il consolidamento è raggiunto al 100%.

Si definisce *coefficiente di compressibilità* α la variazione per unità di volume e per unità di incremento di pressione: è determinata da una prova edometrica.

Si definisce *coefficiente di consolidamento* C_v il rapporto:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_a \alpha}$$

Indice di consolidamento (U) è infine il rapporto tra il cedimento al tempo considerato ed il cedimento totale previsto in tempo infinito.

Dalla teoria di Terzaghi e di Froehlich si deduce che il cedimento Δh di uno strato al tempo t è dato dal *prodotto dell'indice di consolidamento per il diagramma iniziale di carico, diviso per il coefficiente di compressibilità*. Sono stati calcolati i valori della percentuale di consolidamento in funzione di un termine chiamato *fattore di tempo* (*time factor*) definito dalla relazione:

$$T = \frac{C_v \cdot t}{h^2}$$

Esso ha le dimensioni di un numero puro. In pratica, si possono consultare le tabelle del Froehlich che danno in funzione di T l'indice di consolidamento U . Esse sono trascritte nel diagramma semilogaritmico della fig. 1-8. Da esso si vede che il processo di consolidamento è praticamente ultimato (è raggiunto il 90%) quando:

$$T = 1 = \frac{C_v \cdot t}{h^2}$$

cioè:

$$t = \frac{h^2}{C_v} \quad (1-11)$$

È importante osservare che la durata del cedimento è *proporzionale* al quadrato dello spessore dello strato considerato e *inversamente proporzionale* al coefficiente di consolidamento.

1-10 Distribuzione delle tensioni nel sottosuolo.

Per il calcolo dei cedimenti di una palificata, è necessario valutare l'entità delle tensioni trasmesse al sottosuolo. Queste variano secondo la natura del carico (concentrato, lineare, uniforme) e la natura del terreno. Abbiamo co-

struito alcuni diagrammi che serviranno per la pratica applicazione delle formule (1).

La distribuzione delle tensioni nei vari punti dei piani di posa dipende da due fattori: la rigidità della fondazione e le proprietà elastiche del terreno.

Vi sono essenzialmente due tipi di distribuzioni: in generale terreni coerenti favoriscono la concentrazione degli sforzi sui bordi della fondazione e la pressione risulta minima al centro e massima alla periferia. Il contrario avviene nei terreni sabbiosi e ciò sembra dimostrato da alcune esperienze di Kögler e Scheidig.

Lo studio analitico della distribuzione delle tensioni è stato risolto dal Boussinesq nel 1885, che nel suo *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques* forniva le equazioni determinanti lo stato di tensione in un punto generico del solido elastico ed isotropo.

Nel caso particolare di materiale incompressibile le tensioni principali si riducono ad una sola (fig. 1-9) diretta verso il punto di applicazione del carico ed espressa dall'equazione:

$$\sigma_p = \frac{3 P}{2 \pi \rho^2} \cos \alpha \quad (1-12)$$

dove P è il carico concentrato e α l'angolo che il raggio vettore $OP = \rho$ fa con la verticale diretta verso il basso. Le componenti cartesiane della prima, dedotte dal cerchio di Mohr, sono:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{3 P}{2 \pi \rho^2} \cos^2 \alpha \sin \alpha & \sigma_y &= \frac{3 P}{2 \pi \rho^2} \cos \alpha \sin^2 \alpha \\ \sigma_z &= \frac{3 P}{2 \pi \rho^2} \cos^3 \alpha \end{aligned} \quad (1-13)$$

delle quali σ_x e σ_y sono di taglio e σ_z rappresenta lo sforzo normale nei punti di piani paralleli alla superficie. In questi piani lo stato di tensione è indipendente dalle caratteristiche elastiche del materiale che non figurano nelle (1-13) e la distribuzione degli sforzi è la stessa per tutti i solidi isotropi.

La terza delle (1-13) esprime che le pressioni agenti verticalmente su di un piano orizzontale sono simmetriche rispetto alla linea di azione del carico P . In funzione della profondità z e del raggio r essa assume la nota forma dell'equazione di Boussinesq:

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \pi z^2} \frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}} \quad (1-14)$$

(1)R. SANSONI, «Sulla distribuzione delle tensioni nel sottosuolo», *Asfalti, Bitumi, Catrami*, n. 9, 1948.

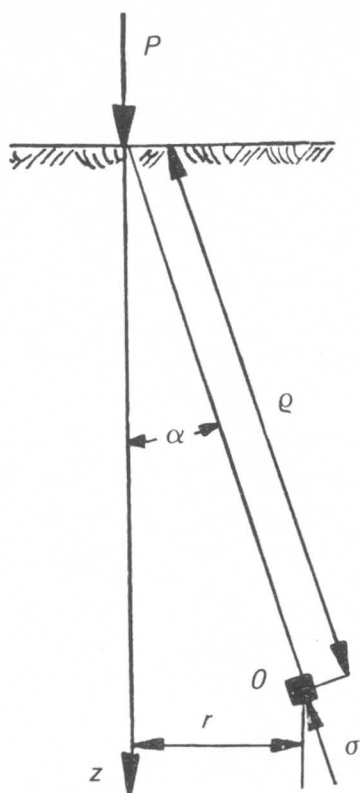


Fig. 1-9.

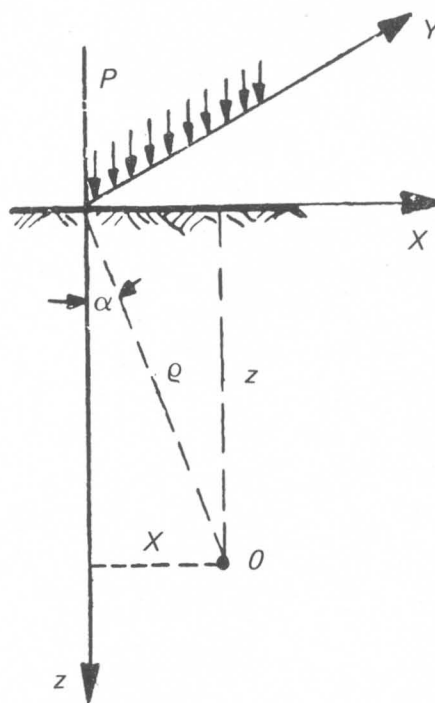


Fig. 1-10.

ossia:

$$\sigma_z = H \frac{P}{z^2} \quad (1-15)$$

avendo posto:

$$H = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}}$$

TABELLA I-7 $H = f\left(\frac{r}{z}\right)$

r/z	Fattore di influenza H	r/z	H	r/z	H
0,00	0,478	1,10	0,066	2,20	0,0058
0,10	0,465	1,20	0,051	2,30	0,0048
0,20	0,433	1,30	0,040	2,40	0,0040
0,30	0,385	1,40	0,032	2,50	0,0034
0,40	0,330	1,50	0,025	2,60	0,0029
0,50	0,273	1,60	0,020	2,70	0,0024
0,60	0,224	1,70	0,016	2,80	0,0021
0,70	0,176	1,80	0,013	2,90	0,0018
0,80	0,139	1,90	0,010	3,00	0,0015
0,90	0,108	2,00	0,008	3,50	0,0007
1,00	0,084	2,10	0,007	4,90	0,0001

In funzione del rapporto $\frac{r}{z}$ sono stati calcolati vari valori di H riportati nella tabella I-7.

La pressione massima è situata sulla verticale del carico ed è:

$$\sigma_{\max} = \frac{3 P}{2 \pi z^2} = \frac{P}{(1,44 z)^2}$$

il che corrisponde a ripartire il carico P su un quadrato di lato $1,44 z$.

L'equazione di Boussinesq permette di calcolare graficamente:

- il diagramma che unisce tutti i punti del sottosuolo ugualmente sollecitati (isobara) definito anche come "bulbo di pressione" di un dato carico;
- il diagramma caratteristico della distribuzione delle pressioni su un piano orizzontale alla profondità z ;
- il diagramma relativo alla distribuzione delle pressioni su un piano verticale posto ad una data distanza dalla linea di azione del carico.

Allorché il carico invece di essere concentrato su di un punto, è uniformemente ripartito su una linea con intensità p per metro lineare (fig. 1-10), la pressione σ_z che agisce alla profondità z nel punto di ascissa x è data dall'equazione del Melan:

$$\sigma_z = \frac{2 p}{\pi z} \frac{1}{\left(1 + \frac{x^2}{z^2}\right)^2} = \frac{2 p}{\pi z} \cos^3 \alpha \quad (1-16)$$

ferme restando tutte le ipotesi sulla natura del terreno relative alla formula di Boussinesq. La pressione massima è naturalmente situata sotto il carico ed è:

$$P_{\max} = \frac{2 p}{\pi z} = \frac{p}{1,57 z} \quad (1-17)$$

cioè uguale a quella che si otterrebbe ripartendo il carico p su un rettangolo di larghezza unitaria e lunghezza $1,57 z$.

1-10-1 ESEMPIO DI ISOBARA.

Calcoliamo ad esempio l'isobara per $\sigma_z = 50 \text{ kN/m}^2$ $P = 1 \text{ MN}$ (fig. 1-11). L'equazione 1-15 si scrive:

$$\sigma_z = H \frac{P}{z^2} = H \frac{1000}{z^2}$$

da cui

$$H = \frac{50 z^2}{1000}$$

Sulla verticale del carico è $\frac{r}{z} = 0$; quindi

$$\sigma_z = 0,478 \frac{P}{z^2}$$

e sostituendo

$$50 = 0,478 \frac{1000}{z^2}$$

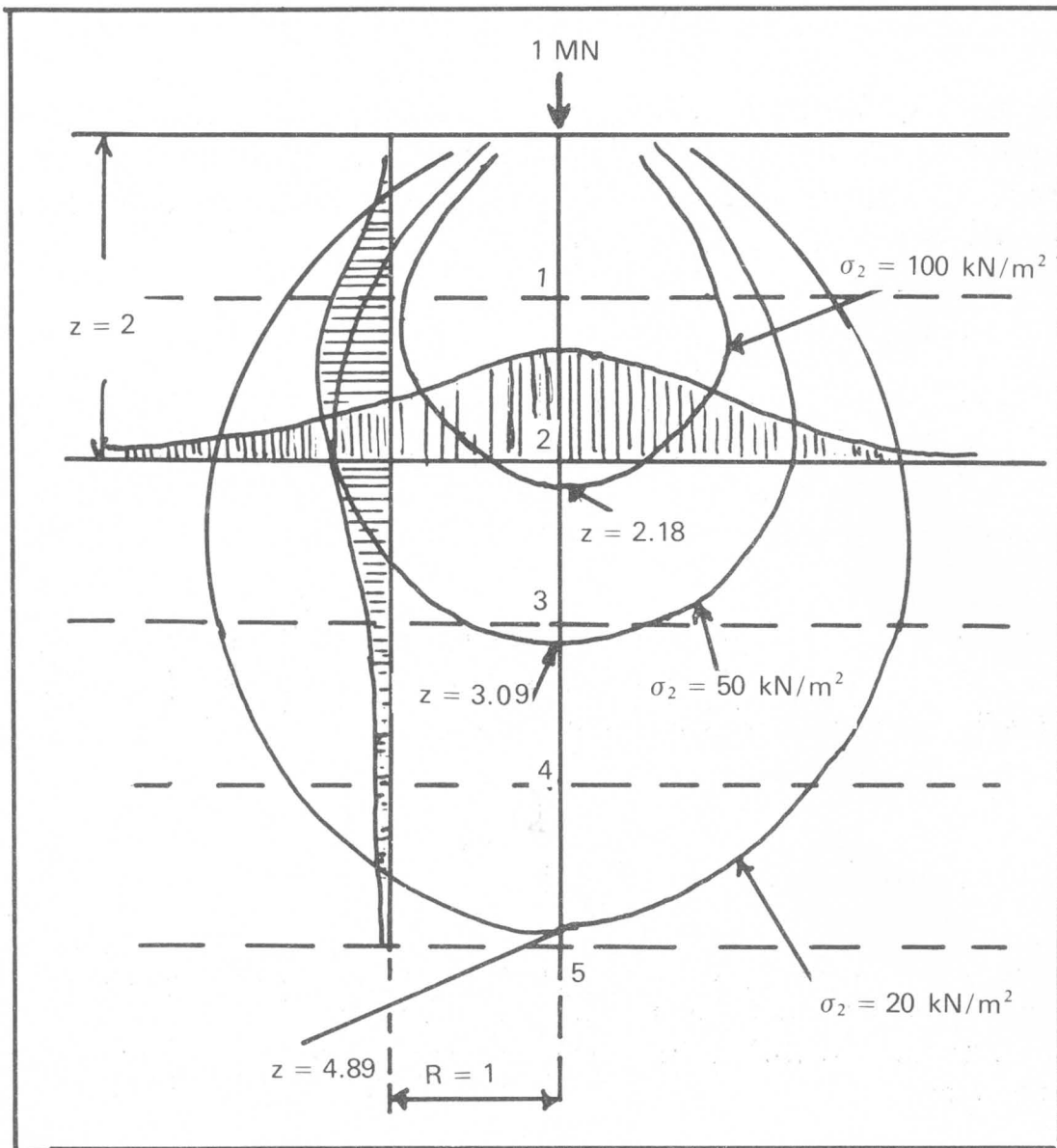


Fig. 1-11.

da cui

$$z^2 = 0,478 \frac{1000}{50}$$

$$z = 3,09$$

In figura 1-11 sono state costruite le isobare per

$$P = 1 \text{ MN e } \sigma_x = 20 - 50 - 100 \text{ kN/m}^2$$

Sul piano orizzontale passante per $z = 2 \text{ m}$ si è costruito il diagramma delle pressioni che si presenta con la caratteristica forma a campana derivato dalle intersezioni delle isobari. La σ_{\max} si ha sulla verticale del carico ed ha il valore

$$\sigma_{\max} = 0,478 \frac{1000}{4} = 120 \text{ kN/m}^2$$

La variazione delle pressioni su un piano verticale passante alla distanza $r = 1 \text{ m}$ dall'asse del carico, in funzione della profondità, si ottiene ugualmente dalla intersezione delle isobare con la retta $r = 1$. Si noti come le pressioni prima aumentano e poi diminuiscono con la profondità.

1-10-2 EQUAZIONE DI FROEHLICH.

Una formula che tiene conto delle caratteristiche elastiche del terreno è quella di Froehlich (1932). L'equazione (1-13) messa nella forma

$$\sigma_z = \frac{n P}{2 \pi \rho^2} \cos^n \alpha \quad (1-18)$$

mette in evidenza il coefficiente n che tiene conto dell'imperfetta isotropia del terreno e, per $n = 3$, coincide con l'equazione di Boussinesq. Espressa in coordinate polari la formula di Froehlich si scrive:

$$\boxed{\sigma_p = \frac{n P}{2 \pi \rho^2} \cos^{n-2} \alpha} \quad (1-19)$$

Il numero n è il *fattore di concentrazione* e varia secondo la natura del terreno come indicato nella tabella a pagina seguente.

Il Krynine ha trovato una importante relazione tra n e l'angolo di attrito φ del terreno, cioè

$$n = 2 + \frac{1}{K} \quad (1-20)$$

TABELLA I-8

Natura del terreno	φ°	n	K	
Argille compatte	0	3,00	1,00	
	5	3,20	0,83	
	10	3,40	0,73	
Argille sabbiose	15	3,70	0,59	
	Sabbie argillose	20	4,00	0,50
		25	4,50	0,40
Sabbie compatte	30	5,00	0,33	
	35	5,70	0,27	
	40	6,60	0,22	

essendo $K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$. In terreno incompressibile ed elastico è $K = 1$ per cui $n = 3$; diminuendo K aumenta il valore di n . Per una sabbia con angolo di attrito $\varphi \sim 37$ si ha:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{4}$$

da cui

$$n = 6$$

Se il carico, anzichè concentrato, è distribuito lungo una linea, con intensità p (fig. 1-10) la (1-18) diventa,

$$\sigma_p = \frac{n_1 p}{\pi \rho} \cos^{n-2} \alpha \quad (1-21)$$

dove n_1 è il *fattore di concentrazione piana* $\left(n_1 = \frac{\pi}{2 \int_0^{\pi/2} \cos \alpha d \alpha} \right)$ che ha i se-

guenti valori:

n	3	4	5	6	7	8
n_1	2	2,36	2,67	2,95	3,2	3,44

La componente verticale della (1-21) è

$$\sigma_2 = \frac{n_1 p}{\pi p} \cos^n \alpha \quad (1-22)$$

e per $n = 3$ coincide con l'equazione (1-16) di Melan.

1-10-3 L'EQUAZIONE DI WESTERGAARD.

In terreni argillosi finemente stratificati (si trovano spesso sottili lenti di sabbia intercalate agli strati argillosi) la condizione di non isotropia è maggiormente accentuata e l'ipotesi di Westergaard, basata sulla stratificazione degli strati, è più vicina alla realtà di quanto non lo sia la formula di Boussinesq.

L'espressione di Westergaard ⁽¹⁾ si scrive:

$$\sigma_2 = \frac{P}{z^2} \frac{\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1-2V}{2-2V}}}{\left[\frac{1-2V}{2-2V} + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{3/2}}$$

dove V è il coefficiente di Poisson e gli altri termini sono noti.

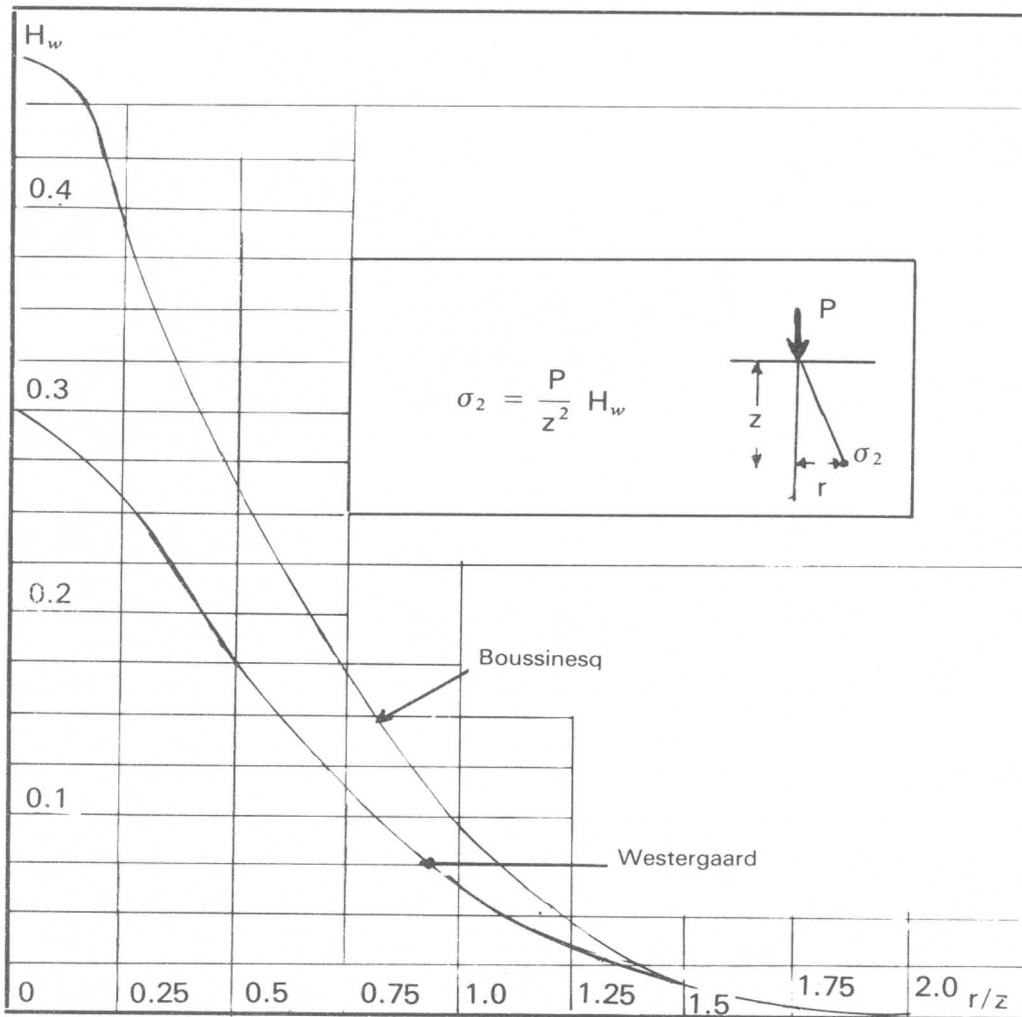


Fig. 1-12.

⁽¹⁾ H.M. WESTERGAARD, «A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics: Soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets», in *Contribution to the mechanics of solids*, McMillan Co., New York, 1938.

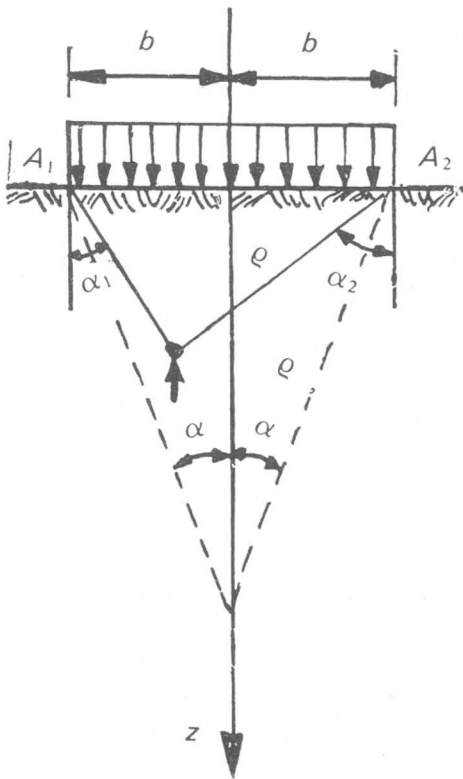
Per $V = 0$ si ha:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^1} \frac{\frac{1}{\pi}}{\left[1 + 2 \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} = H_w \frac{P}{z^2}$$

posto nella stessa forma della (1-15). Per $\frac{r}{z} > 1$ il fattore di influenza H_w di Westergaard fornisce valori praticamente uguali a quello di Boussinesq (fig. 1-12), mentre per $r = 0$, sulla verticale del carico il valore di Westergaard è circa i 2/3 di quello di Boussinesq.

1-10-4 APPLICAZIONI.

a) *Superficie nastriiforme con carico uniformemente distribuito.* — Applicando il principio della sovrapposizione degli effetti, cioè integrando la (1-21), con riferimento alla fig. 1-13 si ha:



$$\sigma_z = \frac{n_1 p}{\pi \rho} \int_{A_2}^{A_1} \cos^n \alpha \, d\alpha$$

da cui

$$\sigma_z = \frac{n_1 p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \cos^{n-1} \alpha \, d\alpha \quad (1-23)$$

Per terreni isotropi ($n = 3$, $n_1 = 2$) la (1-23) diventa:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left((\alpha_2 - \alpha_1) + \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right)$$

Fig. 1.13.

che in corrispondenza dell'asse del carico fornisce la pressione massima:

$$\sigma_{\max} = \frac{p}{\pi} (2\alpha + \sin 2\alpha) \quad (1-24)$$

Per $n = 4$, la (1-23) diventa:

$$\sigma_{\max} = \frac{3p}{2} \left(\sin \alpha - \frac{1}{3} \sin^3 \alpha \right) \quad (1-25)$$

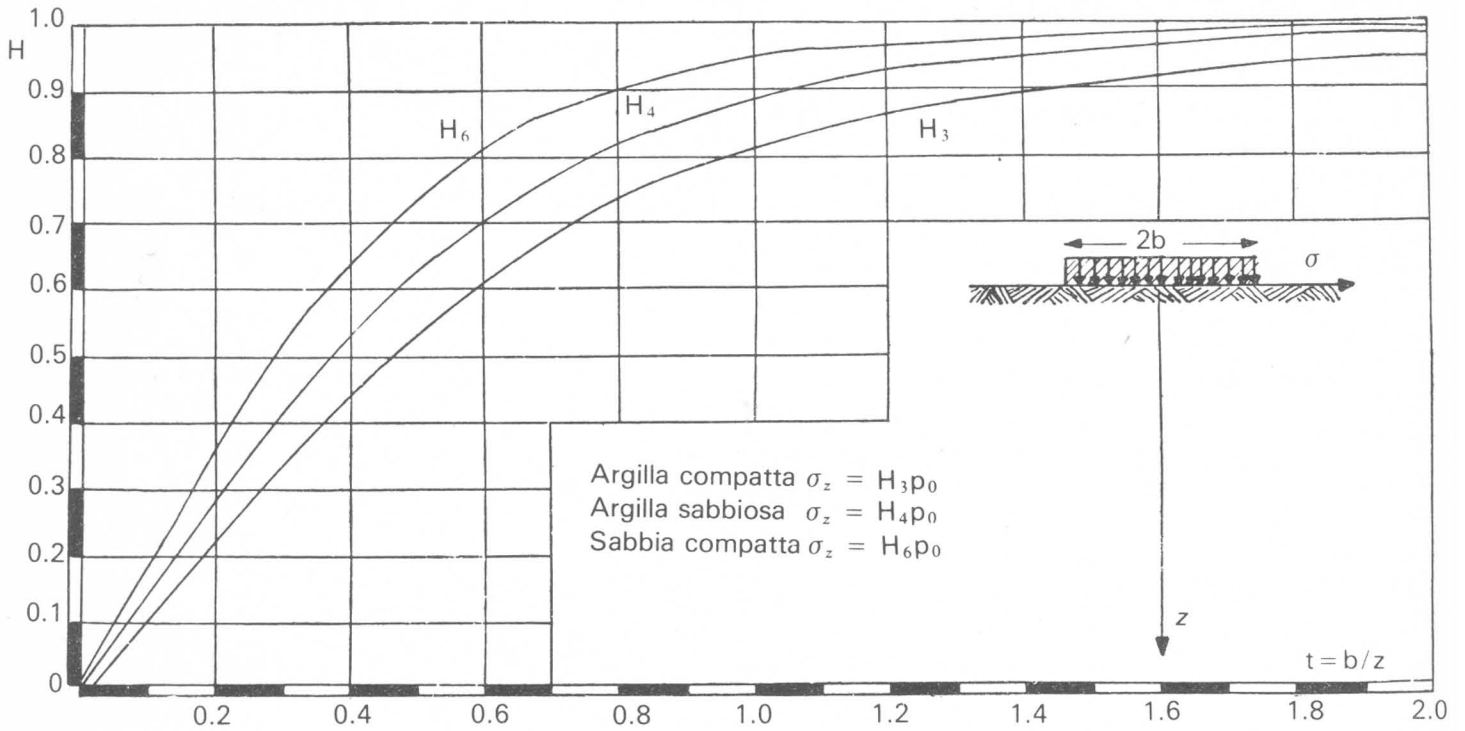


Fig. 1-14 - Diagramma delle tensioni σ_z per superficie di carico nastriforme.

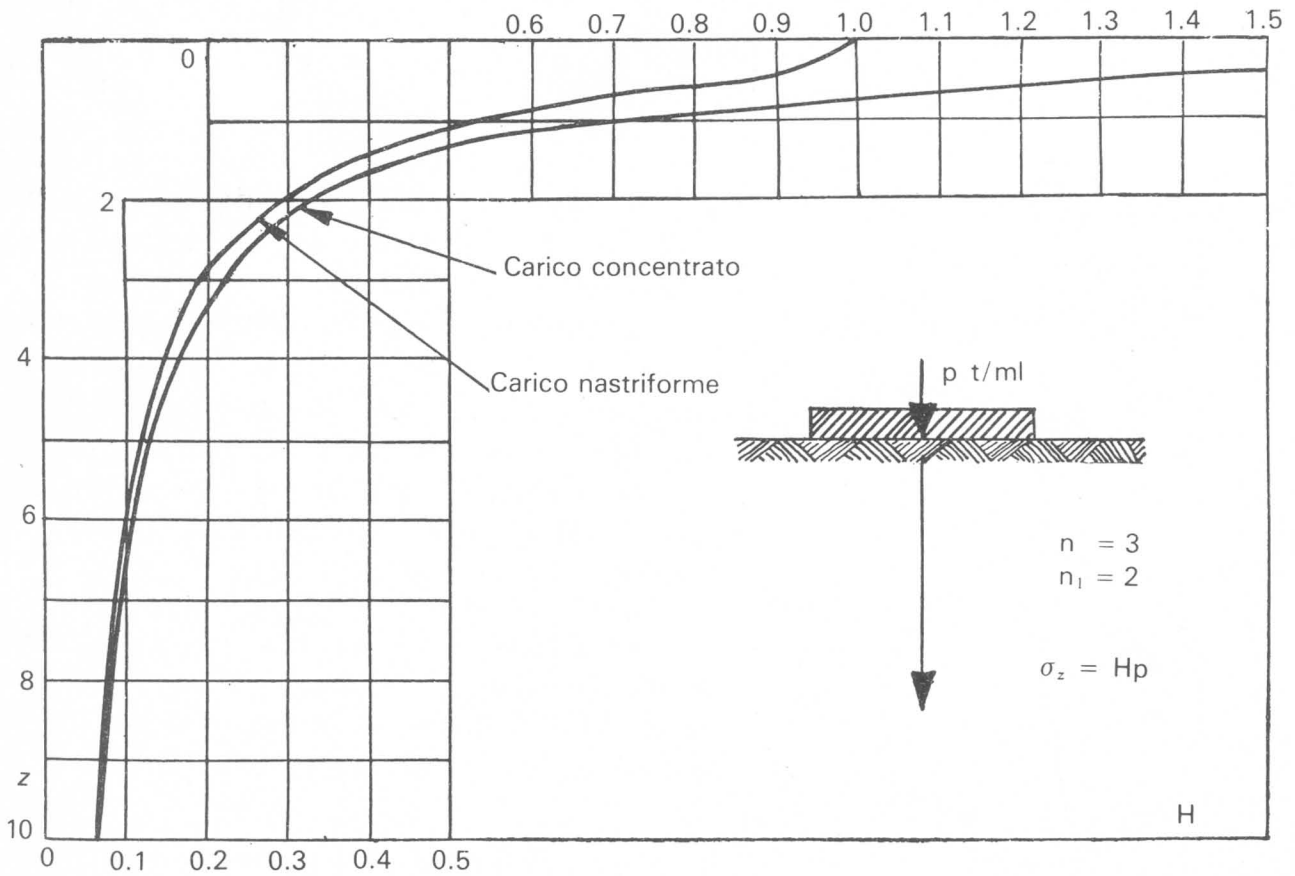


Fig. 1-15.

e per $n = 6$

$$\sigma_{\max} = \frac{15}{8} p \left\{ \sin \alpha - \frac{2}{3} \sin^3 \alpha + \frac{1}{5} \sin^5 \alpha \right\} \quad (1-26)$$

Esprimendo l'angolo α in funzione del rapporto $\frac{b}{z} = t$ le formule precedenti diventano:

per $n = 3$:

$$\sigma_{\max} = \frac{2p}{\pi} \left(\arccos \frac{1}{\sqrt{1+t^2}} + \frac{t}{1+t^2} \right) = H_3 p$$

per $n = 4$:

$$\sigma_{\max} = \frac{p}{2} \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} \left(3 - \frac{t^2}{1+t^2} \right) = H_4 p$$

per $n = 6$:

$$\sigma_{\max} = \frac{p}{8} \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} \left\{ 15 - 10 \frac{t^2}{1+t^2} + 3 \left(\frac{t^2}{1+t^2} \right)^2 \right\} = H_6 p$$

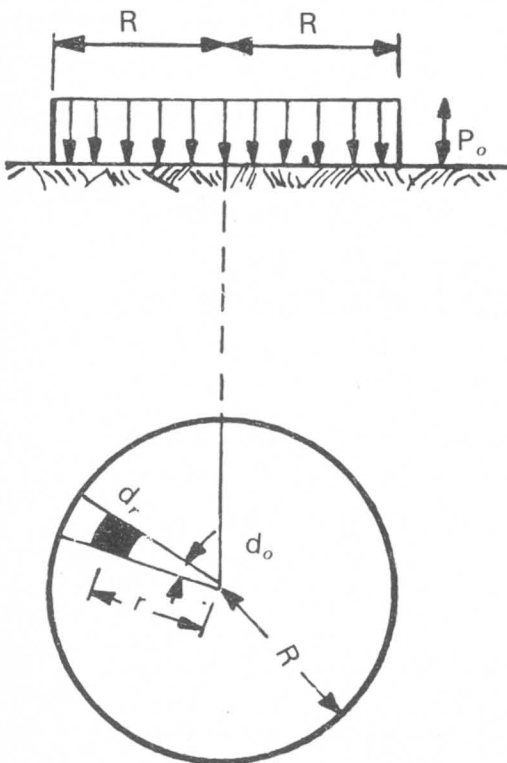


Fig. 1-16.

con le quali si sono costruiti i diagrammi della fig. 1-14 che servono per la pratica applicazione delle formule.

È interessante notare come a profondità uguali a due o tre volte la larghezza della fondazione, le tensioni non risentono più praticamente della natura del carico (nastriiforme o concentrato su una linea) e come pertanto (fig. 1-15) si possa sostituire a quella profondità alla (1-24) la (1-21).

b) *Piastra circolare con carico uniformemente distribuito.* — Sia p_0 il carico uniformemente distribuito, R il raggio della piastra e P il carico totale (fig. 1-13). Sarà:

$$p = \int_c \int d C = \int_0^R \int_0^{2\pi} p_0 r dr d\theta$$

In virtù della (1-18) si ha:

$$\sigma_z = \frac{n p}{2 \pi \rho^2} \cos^n \alpha = \frac{n p_0}{2 \pi} \int_0^R \int_0^{2\pi} \frac{z^n}{(z^2 + r^2)^{\frac{n+2}{2}}} r dr d\theta$$

da cui integrando si ottiene:

$$\sigma_z = p_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{z^2}\right)^{n/2}} \right\} \quad (1-27)$$

dalla quale facilmente si deduce:

per $n = 3$:

$$\sigma_z = p_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{z^2}\right)^{3/2}} \right\} = H_3 p_0$$

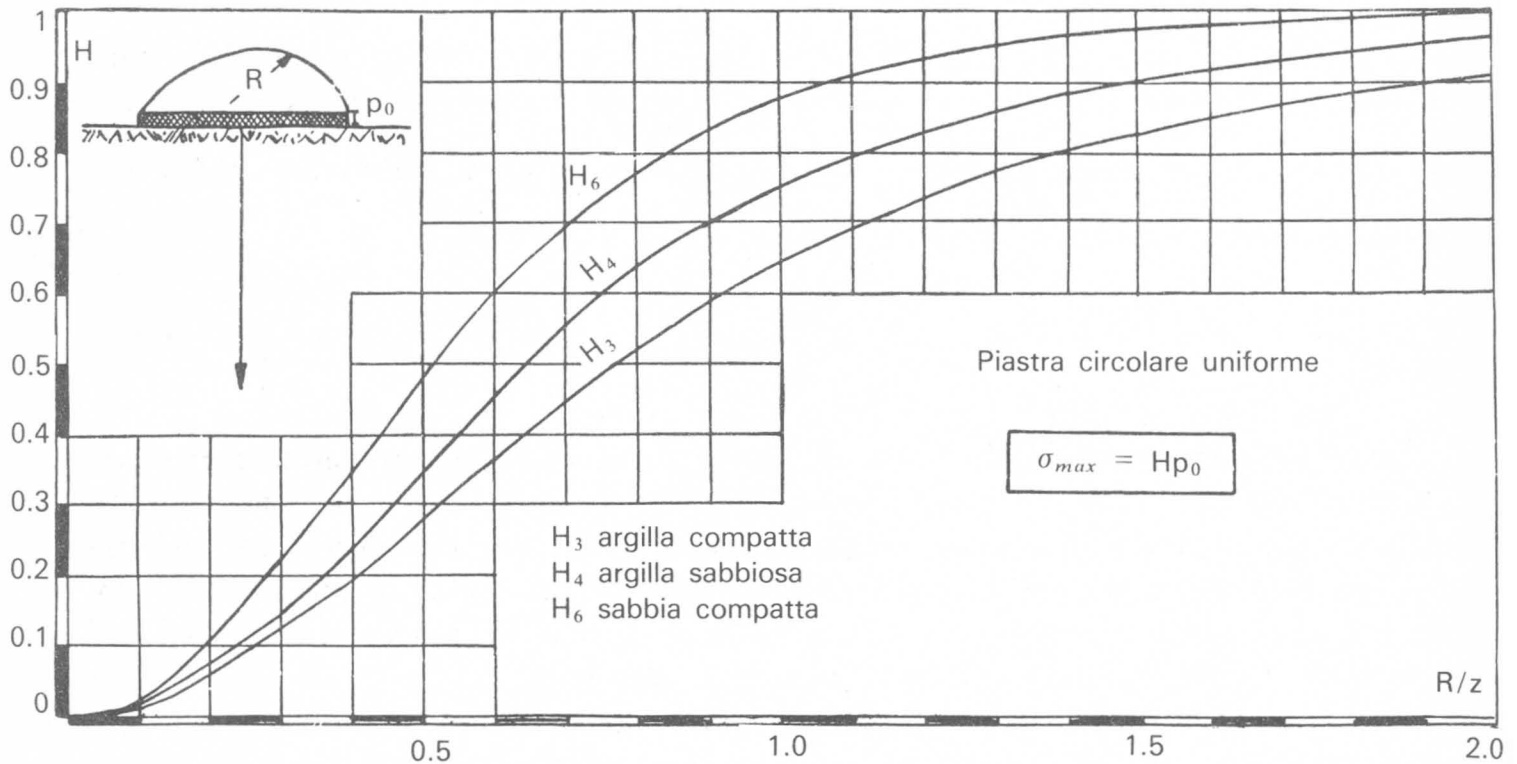


Fig. 1-17 - Diagramma delle tensioni σ_z per superficie di carico circolare uniforme.

per $n = 4$:

$$\sigma_z = p_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{z^2}\right)^2} \right\} = H_4 p_0$$

per $n = 6$:

$$\sigma_z = p_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{z^2}\right)^3} \right\} = H_6 p_0$$

I diagrammi della fig. 1-17 forniscono per i più comuni valori del rapporto R/z i corrispondenti valori di H_3 , H_4 , H_6 .

1-10-5 BULBO DI PRESSIONE E "SEDE" DEL CEDIMENTO.

L'isobara per una data condizione di carico caratterizza, come si è visto, il *bulbo di pressione*. Esso può essere indicato come la zona, al di sotto di una fondazione, entro la quale si verifica uno stato di tensione prodotto dal sovraccarico. Per una data condizione di carico vi è un numero infinito di isobare: in pratica ci si limita a considerare l'isobara che rappresenta una piccola percentuale del carico in superficie ($\sigma_z = 1/n \sigma_0$).

Il valore di n sarà determinato in funzione della natura della fondazione e del sottosuolo.

Nei casi pratici Terzaghi (1936) consiglia di assumere per piastre circolari e quadrate $n = 5$. Limita cioè l'esame all'isobara $0,20 \sigma_0$; osserva inoltre che la profondità D_n dell'isobara $\frac{1}{n} \sigma_0$ aumenta in proporzione diretta della larghezza della fondazione, cioè che:

$$\frac{D_n}{d_n} = \frac{B}{b} = \text{costante}$$

Nel limitare l'esame al bulbo di pressione delimitato dall'isobara ($0,2 \sigma_0$) Terzaghi osserva che le tensioni possono essere trascurate quando esse rappresentano appena un 20% della pressione di superficie: la resistenza del terreno è data dalla capacità dell'intero bulbo di pressione di resistere alle deformazioni per attrito e per coesione. La zona interna di questa isobara è chiamata dal Terzaghi *seat of settlement*, cioè sede del cedimento.

Ciò sta ad indicare che in pratica si possono trascurare, agli effetti del cedimento, gli strati interessati da sollecitazioni inferiori al 20% della pressione in superficie.

La profondità dell'isobara $0,20 \sigma_0$ è indicata dal Terzaghi approssimativamente in una volta e mezza la larghezza della fondazione: *più larga* è la fondazione, *più profonda* è l'isobara e *più profondi* sono gli effetti che essa produce. Se la fondazione in superficie è formata da un insieme di piastre ravvicinate le singole isobare si riuniranno in una sola della stessa intensità profonda 1,5 volte la somma degli interassi delle fondazioni (fig. 1-18).

È questo un concetto da tenersi ben presente nel calcolo delle fondazioni

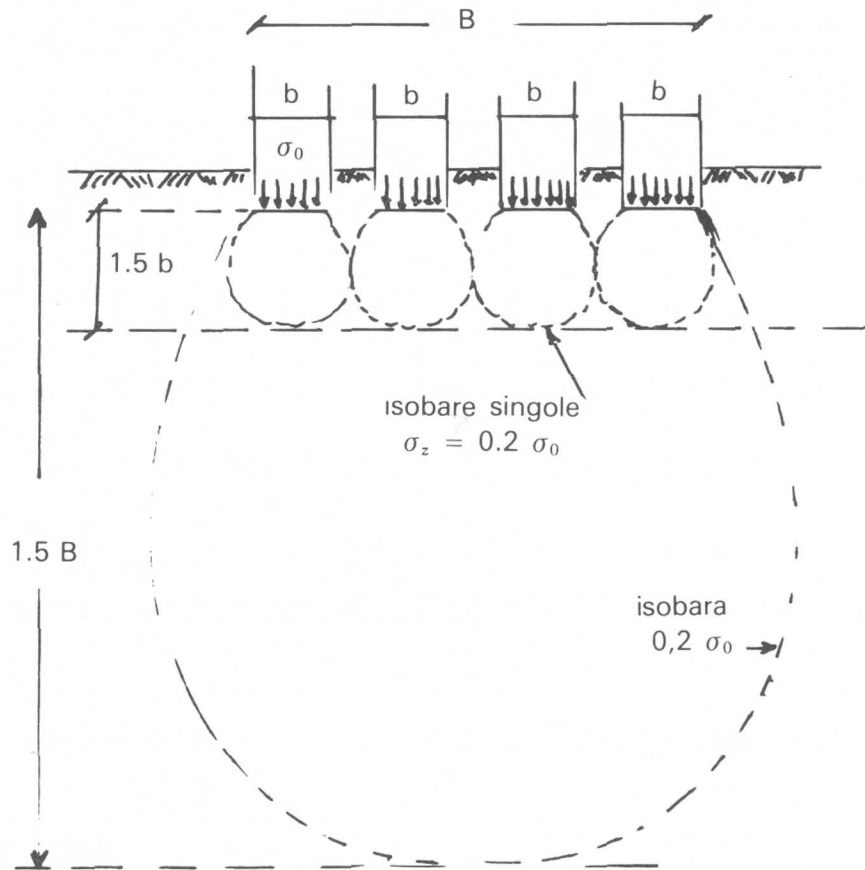


Fig. 1-18.

e nella previsione dei cedimenti. Naturalmente, in casi particolari, con determinate critiche condizioni di terreno può non essere conveniente limitare l'esame al bulbo di pressione contenuto dall'isobara $0,20 \sigma_0$, ma occorre estenderlo oltre, sino ad esempio all'isobara $0,10 \sigma_0$.

La profondità di quest'ultima, per una piastra circolare o quadrata, è circa due volte la larghezza della fondazione.

Quanto si è visto spiega la ragione di due principi fondamentali che così si possono enunciare:

- il sottosuolo deve in ogni caso essere esplorato sino ad una profondità almeno uguale a 1,5 volte la minima dimensione della fondazione;
- non è possibile in alcun modo dedurre il comportamento di una fondazione dall'esito di una prova di carico su modello in scala ridotta.

1-10-6 DIAGRAMMI DI KÖGLER E SCHEIDIG.

Kögler e Scheidig hanno costruito due diagrammi per diverse condizioni di carico (circolare e rettangolare) che forniscono rapidamente i valori della tensione nel sottosuolo nell'ipotesi di carico uniforme. L'approssimazione è sufficiente per calcoli di massima specialmente quando si tratta di superfici molto estese (figg. 1-19, 1-20).

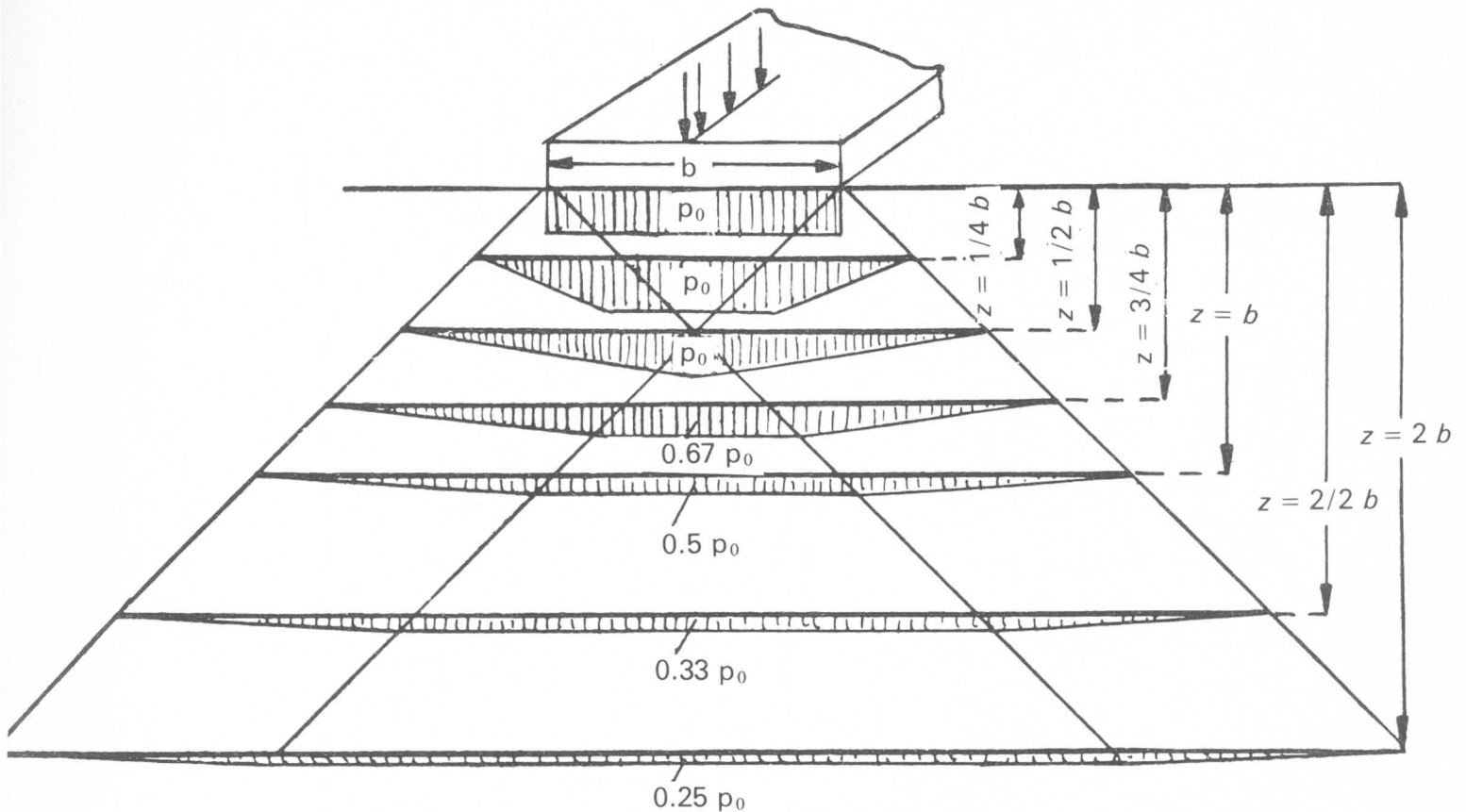


Fig. 1-19 - Diagramma per la distribuzione delle tensioni nel sottosuolo per carico nastriforme.

1-11 Stabilità delle fondazioni e delle scarpate.

1-11-1 DEFINIZIONI.

La *resistenza limite* del terreno o *capacità portante* indica il valore limite della pressione trasmessa dalla fondazione (inclusa quindi una palificata) oltre la quale si verifica la completa rottura del terreno. In un diagramma carico-cedimenti (fig. 1-21) appare un primo tratto rettilineo in cui le deformazioni sono proporzionali ai carichi applicati (*equilibrio elastico*); segue una fase in cui i cedimenti aumentano più rapidamente dei carichi. Il punto di passaggio fra le due fasi caratterizza il *carico critico*, oltre il quale si verificano in alcune zone *deformazioni plastiche* (equilibrio plastico). Con il procedere del carico le zone plastiche si estendono sino a provocare la completa rottura del terreno e lo sprofondamento del carico applicato. L'inizio di questa fase caratterizza il *carico di rottura*. L'ampiezza delle deformazioni plastiche dipende dalla natura del terreno (φ , c).

Il valore del carico di rottura, oggi generalmente ammesso, deriva dalla teoria dell'equilibrio plastico.

La formula di Pauker e quella di Rankine, corollario della teoria sulla spinta delle terre, hanno un valore del tutto storico.

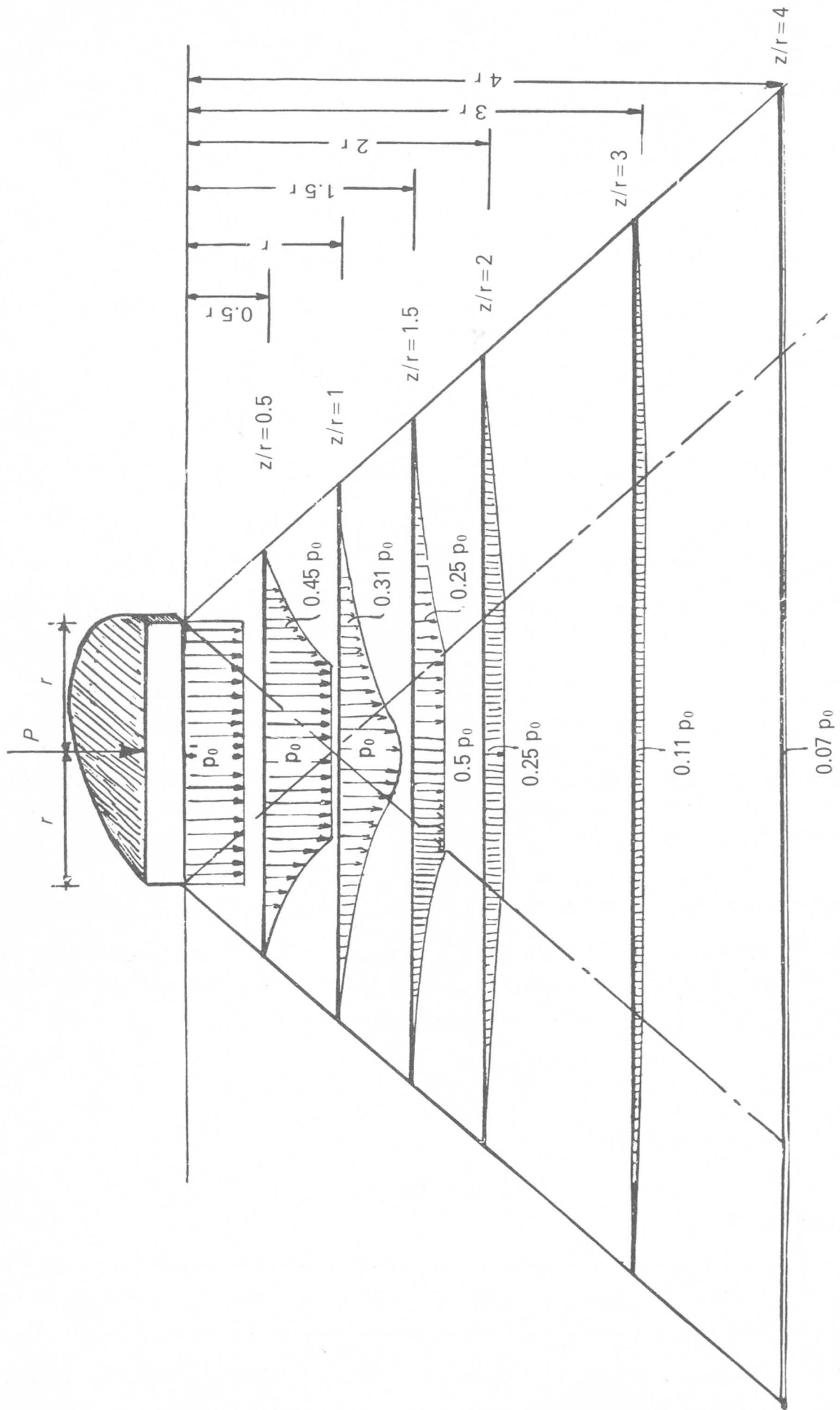


Fig. 1-20 - Diagramma per la distribuzione delle tensioni nel sottosuolo per carico circolare uniforme.

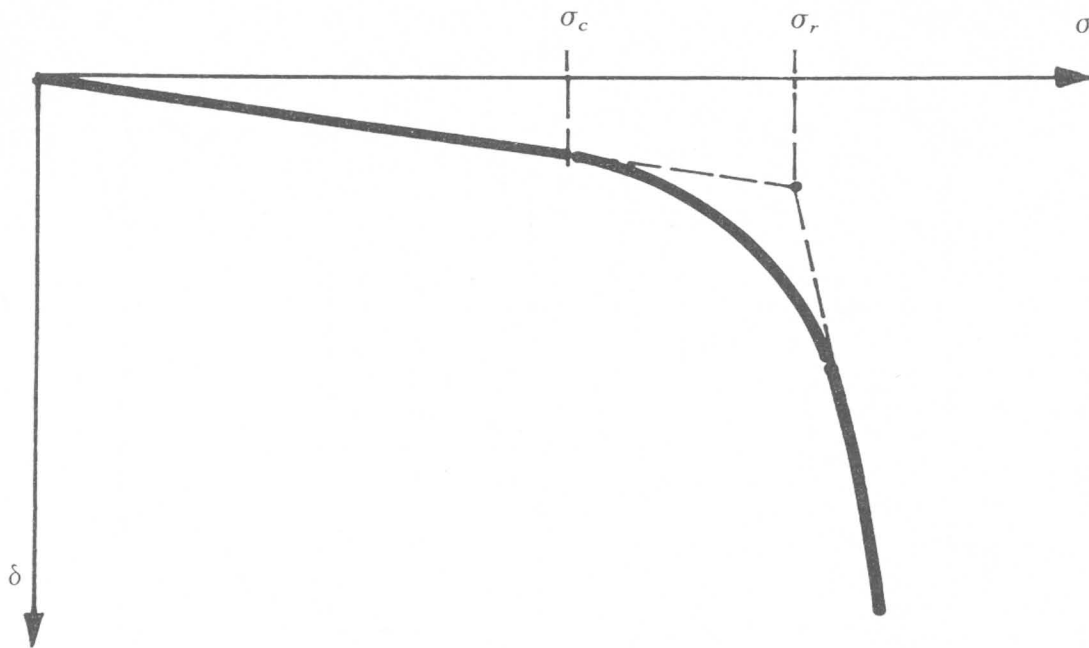


Fig. 1.21.

1-11-2 FORMULA DI RANKINE.

È identica alla formula di Pauker (1850) e deriva dalla teoria classica di Coulomb.

Si scrive:

$$\sigma_r = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (1-28)$$

La formula non è evidentemente valida per $h = 0$ (carico superficiale) perchè non tiene conto della coesione e si basa sul presupposto che non avvengano nel sottosuolo deformazioni plastiche.

1-11-3 FORMULE DERIVATE DALLA TEORIA DELL'EQUILIBRIO PLASTICO.

a) *Froehlich* ritiene che la capacità portante della fondazione sia caratterizzata dal carico oltre il quale hanno inizio *in alcuni punti del terreno* deformazioni plastiche (carico critico). La formula si scrive:

$$\sigma_c = \frac{\pi (\gamma h + c \operatorname{tg} \varphi)}{\cotg \varphi - (\pi/2 - \varphi)} \quad (1-29)$$

e può essere trasformata nella

$$\sigma_c = \alpha (\gamma h + c \operatorname{tg} \varphi) \quad (1-30)$$

dove α è funzione di φ .

φ°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
α	0,73	1,30	2,46	3,10	4,62	6,68	9,85	14,61

Dalle precedenti si nota come per Froehlich *in assenza di coesione* non sia possibile evitare, *per carichi superficiali*, fenomeni plastici.

b) *Prandtl* (1921) considera l'equilibrio del terreno sottostante la fondazione (fig. 1-22). Il cuneo di terra $A B C$ spinge, sotto l'azione del carico, contro le superfici $A C$ e $B C$ inclinate di $(45 + \varphi/2)$ sull'orizzontale, che scorrono

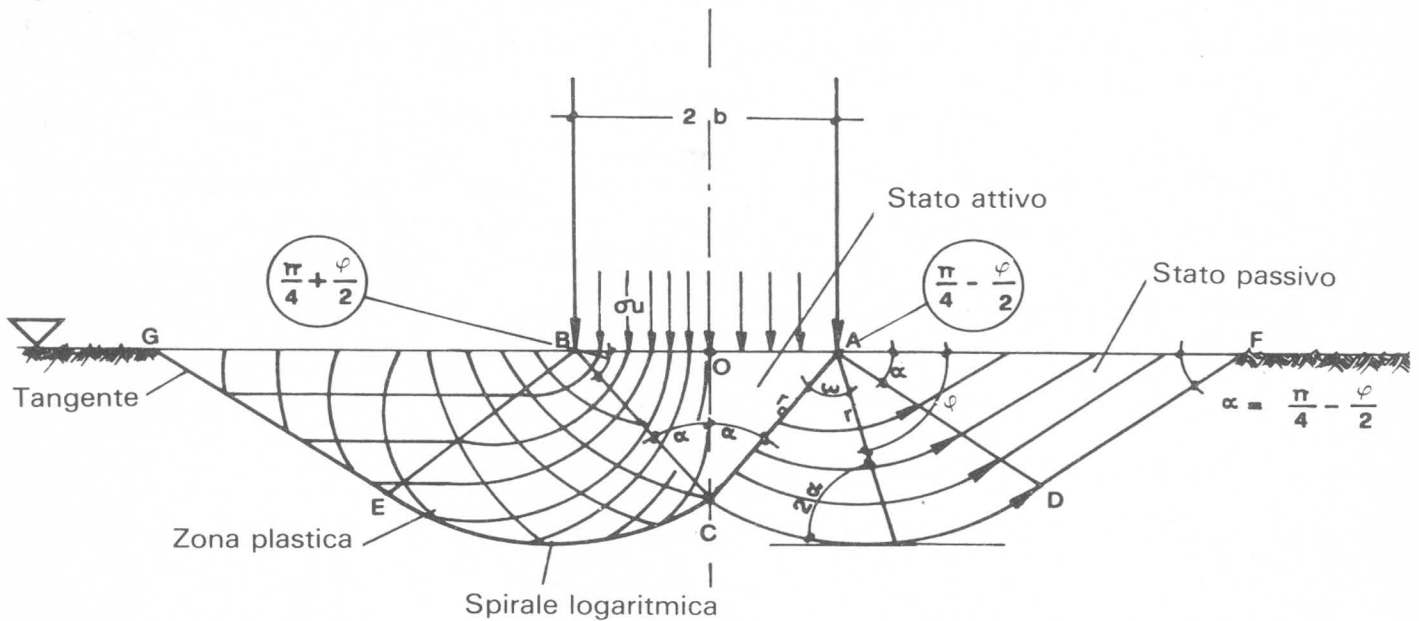


Fig. 1-22.

lungo una superficie delimitata da un arco di spirale logaritmica ($C D$) di polo O raccordato ad una retta $D F$ che fa con l'orizzontale l'angolo $(45 - \varphi/2)$. Le zone $A F D$ e $G B E$ si trovano nello stato di equilibrio limite superiore (stato passivo); la $A B C$ nello stato attivo e le zone $A C D$ e $B E C$ nello stato plastico.

L'equazione di Prandtl si scrive:

$$\sigma_r = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] \quad (1-31)$$

Per $c = 0$ la (1-31) si annulla. Terzaghi ha modificato la formula introducendo il valore del peso del terreno e scrivendo:

$$\sigma_r = \gamma h + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] \quad (1-32)$$

Per $\varphi = 0$ l'equazione assume una forma indeterminata: applicando il teorema di de L'Hôpital si trova infine

$$\sigma_r = 5,14 c \quad (1-33)$$

c) *Terzaghi* (1943) distingue fra carico di rottura per scorrimento totale della fondazione (*general shear*) e carico di rottura per deformazioni plastiche molto estese e profonde (*local shear*). Il primo si verifica in terreni compatti, il secondo in terreni plastici o fluidi come le argille non consolidate. La rottura in quest'ultimo caso *non è istantanea* ad un determinato valore ma è lenta nel tempo e non avviene contemporaneamente in tutto l'ammasso *ma si svolge gradatamente* di mano in mano che si estendono le zone plastiche. *Terzaghi* introducendo il concetto dei *coefficienti di portata* scrive:

$$\sigma_r = c N_c + \gamma h N_q + \gamma b N_\gamma \quad (1-34)$$

Il primo termine caratterizza la resistenza dovuta alla coesione del terreno sottostante la fondazione; il secondo la resistenza dovuta alla profondità del piano di posa ed il terzo l'aderenza lungo le superfici di slittamento sotto il piano di fondazione. I coefficienti di portata hanno i valori indicati nel dia-

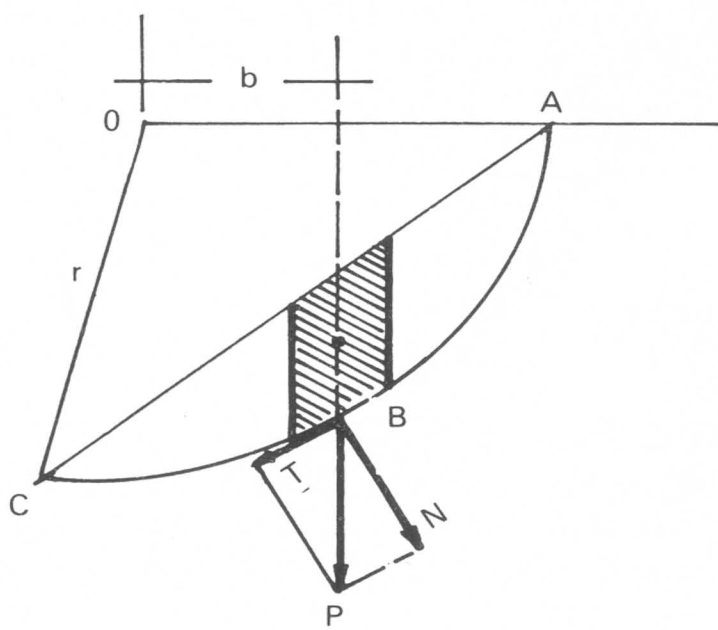


Fig. 1-23.

gramma della fig. 13-9; quelli distinti da un apice (N_c' , N_q' , N_γ') sono suggeriti per i terreni in cui la rottura avviene gradatamente per l'estensione delle zone plastiche.

Nelle argille sature ($\varphi = 0$) si ha $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ e quindi

$$\sigma_r = 5,7 c + \gamma h \quad (1-35)$$

e se la fondazione è superficiale

$$\sigma_r = 5,7 c \quad (1-36)$$

valore pressochè uguale a quello di Prandtl.

L'argomento sarà ripreso ed esteso nei capitoli XIII e XIV per il calcolo della portata di base dei pali.

1-11-4 STABILITÀ DELLE SCARPATE.

Uno dei più frequenti inconvenienti nelle opere di ingegneria civile è la instabilità di una scarpata sia essa conseguente alla esecuzione di una trincea od alla costruzione di un rilevato. Instabilità causata dalla rottura di un equilibrio che non di rado interessa anche il terreno di fondazione sottostante il rilevato stesso, causato nella maggior parte dei casi dall'acqua, nei suoi molteplici aspetti; dall'acqua di erosione al piede di un rilevato all'acqua di infiltrazione nei terreni argillosi. In quest'ultimo caso l'aumento della pressione neutra riduce per la (1-5) la resistenza al taglio del terreno e molto spesso provoca la rottura dell'equilibrio.

È comunemente consentito ritenere che le superfici di scorrimento siano cilindriche circolari il che ci conduce a Fellenius ed al metodo svedese.

Esaminiamo la fig. (1-23). Suddividiamo la porzione di terreno $A B C$ in tanti volumi elementari di peso P , che si scompone in due forze, una normale (N) ed una tangenziale (T) alla superficie di scorrimento. Le forze che si oppongono alla rotazione del prisma elementare di terreno intorno ad O sono l'attrito e la coesione. Il primo ha valore $N \operatorname{tg} \varphi$ e la seconda $c \Delta s$ essendo Δs la superficie di contatto dell'elemento considerato. In condizioni di equilibrio avremo:

$$\Sigma T = \Sigma N \operatorname{tg} \varphi + \Sigma c \Delta s$$

Se L è la lunghezza dell'arco esaminato l'equazione diventa:

$$\Sigma T = \operatorname{tg} \varphi \Sigma N + c L$$

e il coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$\mu = \frac{\operatorname{tg} \varphi \Sigma N + c L}{\Sigma T} \quad (1-37)$$

È evidente la possibilità di far passare per la scarpata un'infinità di cerchi di slittamento; si tratta di valutare il cerchio che presenta la minore resistenza allo slittamento, cioè che rende minimo il valore della (1-37).

Se il terreno è prevalentemente argilloso (argille stratificate, argilloscisti, *flysh*) la stabilità della scarpata è tutta affidata alla coesione: dall'equazione dei momenti rispetto ad O avremo:

$$\Sigma P \cdot b = L c_m r$$

da cui

$$c_m = \frac{\Sigma P b}{L \cdot r} \quad (1-38)$$

La (1-38) indica il valore medio della coesione necessario per avere l'equilibrio.

STUDIO PRELIMINARE DEL PROGETTO: SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE

2-1. Premessa.

Il progetto di una fondazione, forse più di ogni altro lavoro di ingegneria, richiede l'esame di due elementi tanto importanti quanto diversi fra loro; la stabilità dell'opera e l'economia della costruzione. Il progettista non può trascurare questi due punti in ogni suo ragionamento e l'optimum tecnico-economico del suo lavoro dipende, molte volte, oltre che dalla capacità professionale, dalla intuizione dei fenomeni che avvengono in natura, dalla ponderata valutazione del rischio.

Vorrei parlare del progetto di una palificata omettendo tutti i criteri che hanno spinto il progettista a scegliere questo tipo di fondazione: dando cioè per acquisita la necessità di eseguire, per la natura del sottosuolo ed il progetto della sovrastruttura, una fondazione con pali. Si tratta ora di scegliere il tipo di palo più adatto alla fondazione in esame. Purtroppo, in pratica, in tanti casi questa necessità non sussiste; esiste solo una convenienza, una abitudine, una minore fatica di progetto o di esecuzione.

Quante volte si paga lo scotto di una certa leggerezza nella progettazione e nella esecuzione di una palificata. I pali non sono una panacea universale: questo è importante intendere e fare intendere.

Molte volte una palificata peggiora le condizioni statiche di un edificio ed accelera un processo di assestamento che con una fondazione diversa sarebbe stato più lento o più uniforme. Altre volte l'impiego di un particolare tipo di palo — quale il trivellato — così diffuso nell'uso comune per la sua economia, è, nella migliore delle ipotesi, del tutto superfluo: lavora la zattera di collegamento e non il palo. Sono casi limite, d'accordo: ma non così rari in pratica.

Quante volte si richiede ad un dato tipo di palo una portata che — pur risultando dalla applicazione delle formule convenzionali — il palo non ha e non può dare. Esso è un mezzo che *trasferisce* un carico: non si deve dimenticare l'importanza di questo punto. Chi sostiene il peso della sovrastruttura è il

terreno in tutta la sua disuniformità, con tutte le sue diverse caratteristiche di compressibilità, con le alterazioni dovute a fatti contingenti (variazioni di falda, sovraccarichi, erosioni, vibrazioni) ed il palo non è un elemento da considerare a se stante.

Il progettista deve studiare l'insieme palo-terreno, conoscere a fondo le caratteristiche dell'uno e dell'altro, del primo in funzione del secondo e trarre le sue conseguenze.

Lo studio delle fondazioni — unito a quello della Meccanica del Terreno — non può dare delle regole fisse e delle formule matematiche. Può solo aiutare a formare la sensibilità specifica del progettista, metterlo nelle condizioni di intuire il fenomeno e guidarlo nella scelta del tipo di fondazione che soddisfi l'esigenza tecnica con il principio di una giusta economia.

2-2 Esame preliminare del terreno.

La conoscenza tecnica precisa e ponderata della natura del sottosuolo è alla base di ogni progetto di fondazione. Questa conoscenza deve essere tanto più vasta e completa quanto maggiore è l'importanza dell'opera da costruire, l'estensione della fondazione, la disuniformità del terreno.

I sondaggi geognostici devono essere estesi su tutta l'area, eseguiti con opportuna attrezzatura ed i campioni di terreno devono essere prelevati nel modo più indisturbato possibile e conservati al di fuori del contatto con l'aria. È necessario completare l'esame visivo del terreno con prove di laboratorio che forniscono i principali valori fisici e meccanici dei terreni incontrati. Se i pali lavorano esclusivamente di base perchè appoggiano su roccia o su strati molto compatti di ghiaia o di argilla queste prove hanno naturalmente meno importanza, ma diventano basilari in tutti i casi di palificate sospese, di pali cioè che diffondono il carico essenzialmente per aderenza lungo il loro fusto a tutti gli strati di terreno incontrati.

Vedremo più avanti le modalità per il prelievo dei campioni e per la corretta esecuzione dei sondaggi. Ricordiamo a questo proposito, che il nostro Ministero dei Lavori Pubblici ha colmato una lacuna nella regolamentazione tecnica italiana, formulando le istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di fondazione. Parlando di sondaggi testualmente si legge nella circolare: « la profondità dei sondaggi deve essere stabilita in rapporto alle dimensioni, alle caratteristiche strutturali e alla importanza dell'opera, all'entità dei carichi trasmessi e alla complessità dell'ambiente geologico. La lunghezza dei sondaggi deve essere fissata con il criterio di investigare il sottosuolo sino alle profondità alle quali le tensioni indotte dal manufatto sono di entità tali da produrre apprezzabili deformazioni del terreno ».⁽¹⁾

(1) La circolare si è trasformata nel decreto ministeriale 21 genn. 1981 "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".

Poichè abbiamo visto dai diagrammi di Kögler, ad esempio, che per un carico circolare uniforme ad una profondità di 1,5 volte il diametro le tensioni indotte nel terreno sono circa un decimo di quelle applicate in superficie è consigliabile *raggiungere con i sondaggi una quota pari a 1,5 volte la dimensione del lato minore del manufatto.*

Trattandosi di una palificata tale misura va computata a partire dal presunto piano di base dei pali.

« Il diametro dei sondaggi — continua la predetta circolare — deve essere stabilito in modo da ottenere campioni effettivamente rappresentativi dei terreni attraversati. Per i sondaggi a percussione, eseguiti in terreni ghiaiosi, il diametro deve essere stabilito in rapporto alla massima dimensione degli elementi che costituiscono il terreno. È comunque consigliabile adottare diametri non minori di 200 mm. Nei sondaggi a rotazione il diametro minimo consigliabile è di 100 mm ».

Lo studio preliminare del terreno può essere completato, specialmente nei casi di aree estese, da *prove penetrometriche* che permettano di controllare rapidamente ed economicamente le caratteristiche di uniformità del sottosuolo e, nel caso di terreni incoerenti, il grado di densità. Ritorneremo sull'argomento più avanti: è importante sottolineare subito che in nessun caso la prova penetrometrica isolata, disgiunta cioè dal sondaggio, può fornire elementi sufficienti per lo studio di una fondazione.

2-3 Scelta del tipo di palificata.

La specifica funzione del palo è — come si è detto — quella di trasferire il carico della costruzione a strati di terreno più profondi.

Deciso il sistema di fondazione ed esaminata accuratamente la natura del sottosuolo, occorre scegliere il tipo di palificata più attinente, sia dal punto di vista tecnico che economico, al progetto da eseguire.

È forse questo il momento più delicato della progettazione perchè con il tipo di palo bisogna saper valutare il comportamento palo-terreno, la portata limite del palo previsto, la sicurezza di una corretta esecuzione della palificata.

In presenza di terreni incoerenti, di falde acquifere in pressione, di limi sabbiosi, è utile l'impiego dei pali infissi che provocano un costipamento ed un aumento della densità del terreno circostante; se i pali appoggiano su roccia o terreni compatti posti anche a notevole profondità è consigliabile l'impiego dei pali trivellati per i quali non vi è praticamente limite di lunghezza e di diametro (si costruiscono oggi *pali cassoni* con profondità di 40-50 m e diametri sino a 2 m). La trivellazione dei pali può provocare, in vicinanza di altre fondazioni, sifonamenti e richiami di materiale sciolto ed arrecare danno ad altre strutture; l'infissione dinamica di pali prefabbricati può provocare vibrazioni anch'esse dannose. Sono elementi che vanno sempre tenuti presenti: in casi particolari si potrà ricorrere a pali infissi con martinetti idraulici o a pali eseguiti con attrezzature rotary a circolazione di fanghi. Nell'uno e nell'altro

caso le portate limite varieranno in funzione delle modalità esecutive e della natura del terreno.

Tenendo in considerazione quest'ultimo i pali possono essere così suddivisi.

a) Pali portanti per *aderenza in terreni alluvionali* molto permeabili. La portata dei pali è fornita quasi esclusivamente dall'aderenza della loro superficie laterale contro il terreno. In questo caso pali prefabbricati ed infissi a limitata distanza gli uni dagli altri aumentano la densità del terreno all'interno ed all'esterno del gruppo ed hanno anche funzione di *costipamento*.

b) Pali portanti per *aderenza* in terreni a grana molto fine e bassa permeabilità. Trasferiscono il carico anch'essi per aderenza laterale ma non costipano in modo apprezzabile il terreno. È il classico tipo di palo *sospeso*.

c) Pali portanti di *punta*. Sono pali sia del tipo prefabbricato che gettato nel terreno che trasferiscono il carico essenzialmente tramite la loro base appoggiata su uno strato di terreno compatto, anche a notevole profondità.

In natura terreni omogenei sono molto rari ed è difficile stabilire dei limiti e fissare a priori delle classi. In uno stesso palo possono coesistere l'aderenza laterale che trasferisce il carico al terreno circostante ed una elevata resistenza di base fornita dalla punta appoggiata su un terreno molto compatto.

Non è sempre semplice valutare l'effettiva ripartizione del carico in questi casi: per contro vi sono pali che, infissi in terreno alluvionale, perdono completamente l'aderenza laterale per le mutate condizioni idrauliche della falda. Lo studio della portanza dei pali e della distribuzione dei carichi su un gruppo di pali deve per forza partire da ipotesi semplificative senza le quali non sarebbe possibile o diventerebbe estremamente complessa l'impostazione analitica del problema.

Orientati sul tipo di palo dovremo ora cercare di stabilire la lunghezza e la portata limite con considerazioni analitiche o con prove dirette. Il carico di esercizio, cioè la *portata utile* di ciascun palo, sarà data da questo valore diviso per il *coefficiente di sicurezza* richiesto dalla struttura.

Il numero dei pali è pertanto determinato: basterà dividere l'intero carico per la portata utile di ciascun palo. L'interasse varia, in genere, secondo il tipo dei pali e la natura del terreno da 2,5 a 4 volte il diametro dei pali stessi. Con una minore distanza i pali risulterebbero danneggiati dall'infissione ed il terreno seriamente rimaneggiato; con un maggior intervallo la sovrastruttura di fondazione sarebbe notevolmente antieconomica.

Nel determinare il numero dei pali dovremo tener presente un fatto estremamente importante la cui inosservanza può condurre a risultati negativi se non addirittura molto gravi: la portata limite di un gruppo di pali non è la somma delle portate dei singoli pali supposti isolati. È un argomento sul quale torneremo più volte: così il cedimento di un singolo palo sotto il proprio carico di esercizio non è paragonabile al cedimento dell'intera palificata, sottoposta all'intero carico. In terreni compressibili è molto importante prevedere l'entità dei cedimenti in modo da poter analizzare le conseguenze dannose alle sovrastrutture.

È difficile, se non impossibile, dettare delle norme: nelle pagine che seguono descriveremo i vari tipi di fondazioni su pali, la funzione statica del palo sia come elemento a se stante, sia come parte di una intera palificata. È, in ultima analisi, il comportamento di quest'ultima che interessa, in funzione della sovrastruttura e delle condizioni reali del terreno: la stabilità del singolo palo è raggiunta spesso agevolmente, non sempre — purtroppo — quella di una intera palificata di fondazione.

2-4 Esame del sottosuolo.

2-4-1 SCOPO DEI SONDAGGI.

I *sondaggi*, intesi in senso lato, hanno lo scopo di individuare la natura del sottosuolo onde fornire al progettista gli elementi necessari e sufficienti per dimensionare le opere di fondazione. Le indagini ed i rilievi saranno perciò sviluppati in estensione ed in profondità secondo le caratteristiche strutturali dell'opera da eseguire, dell'importanza economica della stessa, della natura del terreno.

Il sondaggio deve permettere il prelievo di campioni di terreno *indisturbato* per poter eseguire le prove di laboratorio necessarie a caratterizzarlo. Le indagini in terreni molto difficili o in zone franose dovranno essere molto estese e potrà essere necessario talvolta ricorrere anche a mezzi di esplorazione di carattere geofisico che permettano un rilevamento ampio di una vasta area in tempo relativamente breve e costo limitato.

Il *sondaggio* propriamente detto consiste nella perforazione profonda del terreno a mezzo di attrezzature speciali che permettano l'introduzione nel foro così ottenuto di un apparecchio campionatore adatto al prelievo del terreno. Numero e profondità di questi sondaggi sono funzione dell'importanza dell'opera e della eterogeneità del sottosuolo: in ogni caso il terreno andrà esplorato sino ad una profondità almeno uguale a 1,5 volte la minore dimensione della struttura.

Le già citate istruzioni del Ministero dei LL.PP. Italiano aggiungono: « La profondità delle esplorazioni dovrà essere aumentata se si presume o si riscontra nel corso stesso delle indagini l'esistenza di terreni dotati di proprietà meccaniche particolarmente scadenti (scarsa resistenza a rottura, elevata compressibilità, come ad esempio nelle argille e nei limi molli, nelle torbe e nei materiali torbosi) o la presenza di cavità sotterranee. La profondità delle esplorazioni potrà, invece, essere ridotta ove si incontrino terreni di caratteristiche meccaniche ottime ed uniformi e la cui presenza sino a profondità maggiori di quella strettamente necessaria risulti già accertata per altre vie ».

Il già citato D.M. 21 genn. 1981 precisa l'ampiezza dell'indagine e dice che lo studio geotecnico va esteso al cosiddetto *volume significativo*, cioè alla parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il comportamento del manufatto stesso.

Il volume significativo ha forma diversa secondo il problema in esame; le

sue dimensioni sono notevolmente influenzate dall'importanza e dalle dimensioni dell'opera e sono in ogni caso rilevanti.

Oltre a permettere la conoscenza della stratificazione del sottosuolo il sondaggio deve sempre mettere in evidenza le caratteristiche della falda idraulica e le sue possibili variazioni.

2-4-2 SONDAGGI MECCANICI.

Sono, come si è detto, perforazioni nel terreno, anche a grandi profondità, eseguite con attrezzature meccaniche che permettano l'introduzione di una *tubazione di rivestimento* con sistemi sia a *percussione* che a *rotazione*. Nel primo caso il diametro minimo della tubazione deve essere di 200 mm circa in modo da poter introdurre nella stessa, alle varie profondità, un campionatore per il prelievo del terreno; nel secondo caso il diametro minimo del carotiere deve essere di 100 mm e per grandi profondità di 80 mm in modo che il diametro effettivo della carota estratta sia di 85 ÷ 90 mm ed eccezionalmente di 60 ÷ 65 mm. I diversi tipi di campionatori e di carotieri caratterizzano il sondaggio e il grado di conservazione del campione estratto.

I sondaggi devono essere eseguiti da personale ben addestrato che capisca la differenza tra un sondaggio serio ed una perforazione. Quante volte si è riscontrata l'assoluta insufficienza di certi sondaggi e la ancor peggiore conservazione dei campioni per cui tutto si è risolto in una spesa inutile. Velocità di perforazione inadeguate alla natura del terreno e l'impiego indiscriminato di acqua trasformano, ad esempio, una stratificazione di argilloscisti compatti in strati di argilla plastica. Talvolta campioni che all'esame visivo appaiono come sabbie sciolte denotano in realtà la presenza di serpentini degradati o di arenarie tenere. Non dobbiamo mai dimenticare che raramente il primo sondaggio fornisce risultati soddisfacenti: esso serve ad addestrare il personale ed a mettere a punto l'attrezzatura adeguandola alle caratteristiche del terreno se si vuol eseguire un sondaggio degno di questo nome, più costoso ma utile alla conoscenza del sottosuolo e non un semplice foro a basso prezzo.

L'esecuzione del sondaggio comporta le operazioni essenziali di disgregazione del terreno per la progressione del foro, di prelievo (continuo o discontinuo) dei campioni, di eventuale rivestimento del foro per impedire il franamento delle pareti.

L'utensile per la disgregazione del terreno può agire a *percussione* e consiste allora in una cucchiaia munita di una valvola di ritenuta azionata, tramite una fune, da un argano o da un cabestano; può agire a *rotazione* e consiste in un carotiere munito di una *corona tagliante*, azionato da una trasmissione meccanica di tipo rigido. La pressione dell'utensile contro il terreno è fornita da una leva che preme normalmente sulle aste di trasmissione o da martinetti idraulici che ugualmente spingono sulle aste.

Il prelievo dei campioni avviene, nel sondaggio a percussione, tramite la stessa cucchiaia che asporta il terreno di mano in mano che il tubo affonda: si tratta evidentemente di campioni *disturbati*. Per il prelievo di campioni

indisturbati si introduce, raggiunta la quota desiderata, un *campionatore* munito di un contenitore interno.

Nel sondaggio a rotazione il prelievo avviene in modo *continuo* e disturbato con l'impiego di *coclee* oppure in modo indisturbato con l'uso di speciali carotieri molto lunghi (*perforazione a tutto carotiere*). Avviene in modo discontinuo se l'estrazione del campione è realizzata a quote prefissate, mentre per la restante parte la perforazione è fatta a *distruzione di nucleo*, con speciali corone che disgregano rapidamente il terreno. In questo caso, per la tenuta delle pareti del foro, vengono in genere impiegati i fanghi bentonitici.

A parte casi del tutto particolari i sondaggi di impiego comune avvengono:

- a) con *sonde a percussione* impiegate per le alluvioni e terreni incoerenti;
- b) con *sonde a rotazione* impiegate in terreni dotati di coesione (argille, rocce),

Nel primo caso i campioni estratti non possono fornire la valutazione del loro stato naturale (densità); nel secondo caso, con apparecchiature speciali, è possibile avere la campionatura anche continua ed indisturbata di tutti gli strati.

2-4-3 ATTREZZATURE A PERCUSSIONE.

L'affondamento del tubo di rivestimento, per evitare il franamento del foro, avviene come si è detto per mezzo di una *cucchiaia* o curetta a valvola in tutto simile a quella impiegata per l'esecuzione dei pali trivellati. Il diametro dei tubi di rivestimento varia secondo la profondità del foro (per fori profondi si deve procedere a cannocchiale) ma non è inferiore a 200 mm. Le attrezzature più razionali sono carrellate, ripieghevoli e trainabili su strada (fig. 2-1): sono costituite da un argano e da una capra di struttura e dimensioni adeguate agli sforzi che devono sopportare.

Per l'attraversamento di trovanti si ricorre all'impiego di speciali attrezzi di rottura (scalpelli) sempre azionati a fune.

2-4-4 ATTREZZATURE A ROTAZIONE.

Le attrezzature a rotazione sono comunemente impiegate in tutti i terreni coerenti e consentono la perforazione anche in rocce dure ed il prelievo di campioni indisturbati.

Il grado di conservazione del campione dipende dal tipo di carotiere impiegato e dalla capacità dell'operatore.

In queste sonde il movimento di rotazione dell'asta di perforazione o del tubo carotiere è impresso da un motore (termico, elettrico e talvolta oleodinamico) mentre è quasi sempre idraulica, a mezzo di martinetti, la manovra di traslazione dell'asta. La pressione sulla corona, attraverso le aste o i tubi carotieri è fornita dagli stessi martinetti comandati dall'operatore: in tipi perfe-



Fig. 2-1 - Attrezzatura trainabile per sondaggi a percussione.

zionati questa pressione può risultare costante indipendentemente dalle variazioni di durezza dei terreni attraversati. La manovra di estrazione delle aste è facilitata da un piccolo argano e da una capra installati sulla sonda: i particolari variano naturalmente secondo le ditte costruttrici, il diametro e la profondità di perforazione consentita. In fig. 2-2 è illustrata la sonda R2 Reska della Remosa SpA (Cagliari),



Fig. 2-2 - Sonda a rotazione Reska R2.

di impiego universale, con coppia torcente di 4000 N m. Assume particolare importanza nei sondaggi profondi il tipo di pompa impiegato per lo spurgo dei detriti, che deve essere adeguato alla profondità del sondaggio, al diametro del foro ed alle caratteristiche del terreno attraversato.

Se la natura del terreno lo consente è particolarmente economica la trivellazione a rotazione *con aste elicoidali*. Se queste sono *cave* è possibile realizzare un sistema misto che consenta anche la campionatura indisturbata. Il sistema è stato messo a punto dalla Mobile Drilling Co. e in fig. 2-3 è illustrata una attrezzatura che permette tale tipo di perforazione.

L'asta elicoidale piena è stata sostituita da un robusto tubo in cui è saldata un'ala metallica a sviluppo elicoidale. All'interno del tubo è inserita una batteria di aste di sondaggio tradizionale: gli utensili taglienti sono fissati all'estremità inferiore dell'asta elicoidale cava ed alla batteria centrale.

Durante la perforazione a distruzione (in terreno incoerente ad esempio) l'asta cava e la batteria centrale sono rese solidali fra di loro: quando sia necessario prelevare il campione si estrae la batteria centrale e si sostituisce all'utensile tagliente un carotiere. La perforazione può così continuare a rotazione con normali carotieri, rimanendo ferma l'asta elicoidale che costituisce il rivestimento del foro impedendone il franamento.

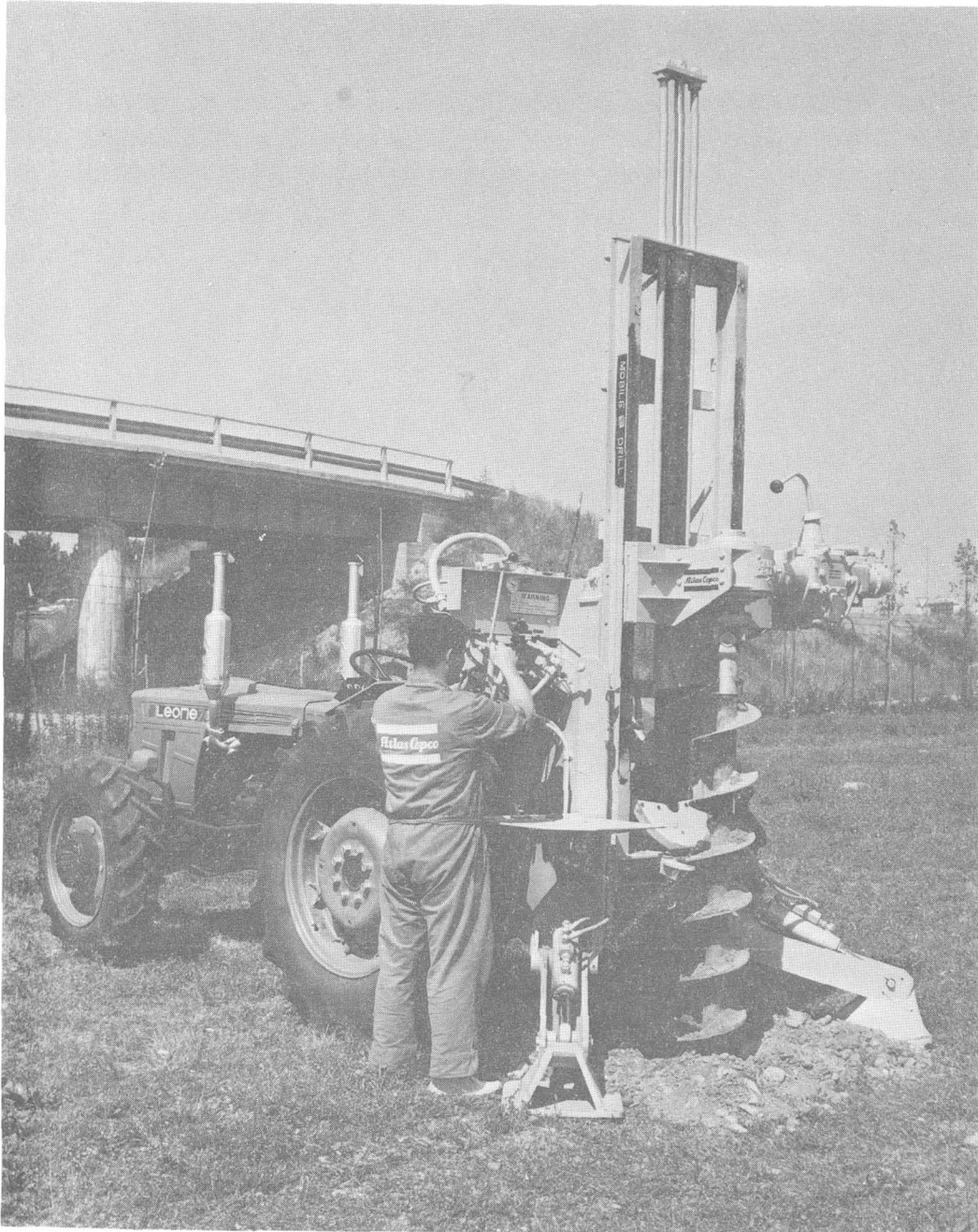


Fig. 2-3 - Attrezzatura ad aste elicoidali (Atlas Copco).

L'attrezzatura B50 illustrata in fig. 2-3 sviluppa una coppia di 8000 N m e consente perforazioni del diametro di 300 mm sino a 20÷25 m di profondità.

L'attrezzatura Gelma 1 della Nenzi illustrata in fig. 2-4 sviluppa una coppia di 10.000 N m, ha una corsa utile di 3400 mm ed una spinta di 58 kN.

2-5 Campionatori.

Si suddividono in due categorie: campionatori ad *infissione* e campionatori a *rotazione*. I primi sono introdotti nel terreno con pressione statica (martinetti

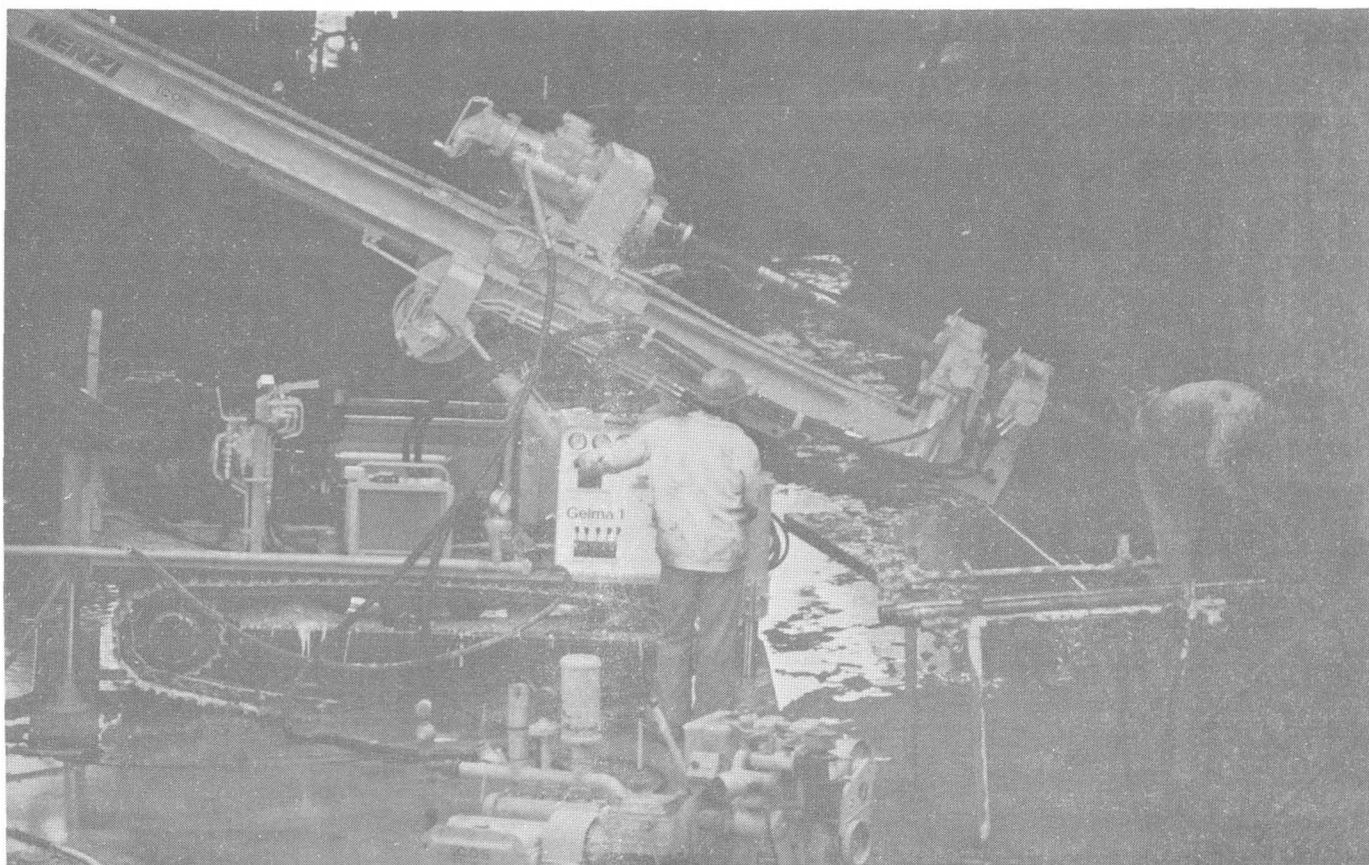


Fig. 2-4 - Sonda idraulica (Nenzi).

idraulici) oppure con metodi dinamici (a percussione); i secondi ruotano nel terreno fresandolo ed estraendo la *carota*. Quest'ultimi, necessari per tutti i campionamenti di rocce, possono essere ugualmente ben impiegati in terreni dotati di coesione.

2-5-1 CAMPIONATORE AD INFISSIONE.

Il campionatore più semplice è formato da un tubo a pareti sottili (lo spessore non dovrebbe superare il 3% del diametro) munito di un anello terminale a scarpa, tagliente, che facilita l'infissione nel terreno. Il rapporto tra il volume del terreno rimosso dal campionatore e l'effettivo volume del campione estratto deve essere il minimo possibile, perchè il terreno non venga disturbato. Nei campionatori a pareti sottili questo rapporto è circa il 10%.

Nella fase di estrazione e specialmente in terreni soffici, l'aderenza e la sovrappressione idraulica possono far uscire il campione dal tubo che lo contiene: per facilitare la tenuta i campionatori sono muniti di alcuni fori nella parte superiore e di anelli metallici all'estremità.

L'infissione statica con pressione continua sul campionatore disturba il terreno meno dell'infissione dinamica: quest'ultima, tuttavia, è molto in uso anche perchè il numero di colpi necessari per l'infissione del campionatore fornisce già elementi di giudizio sulla resistenza del terreno stesso. Ciò è valido

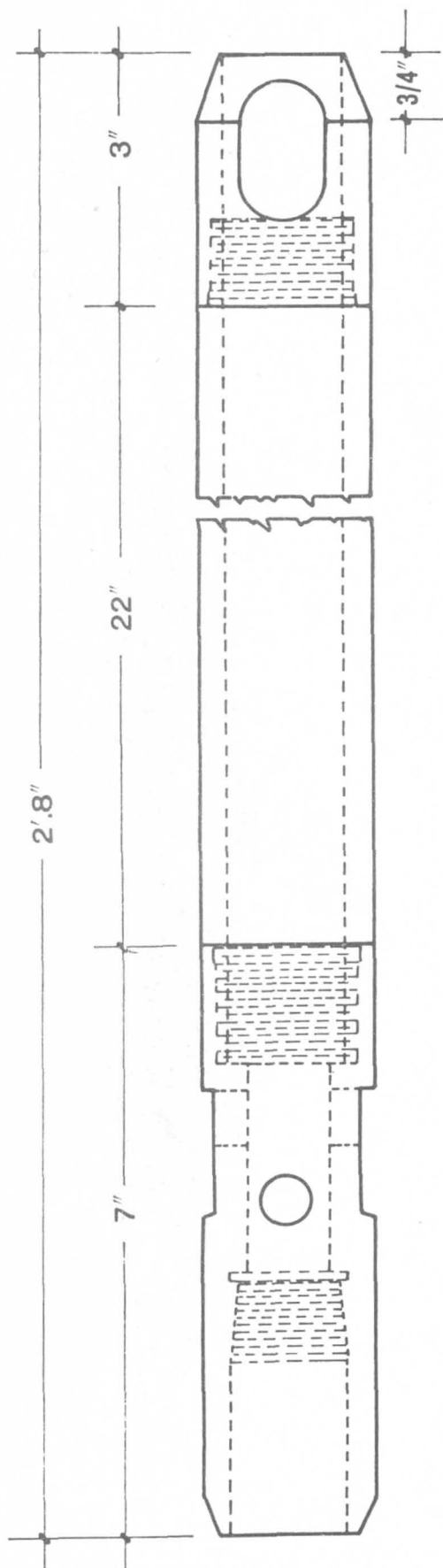


Fig. 2-5.
Campionatore standard.

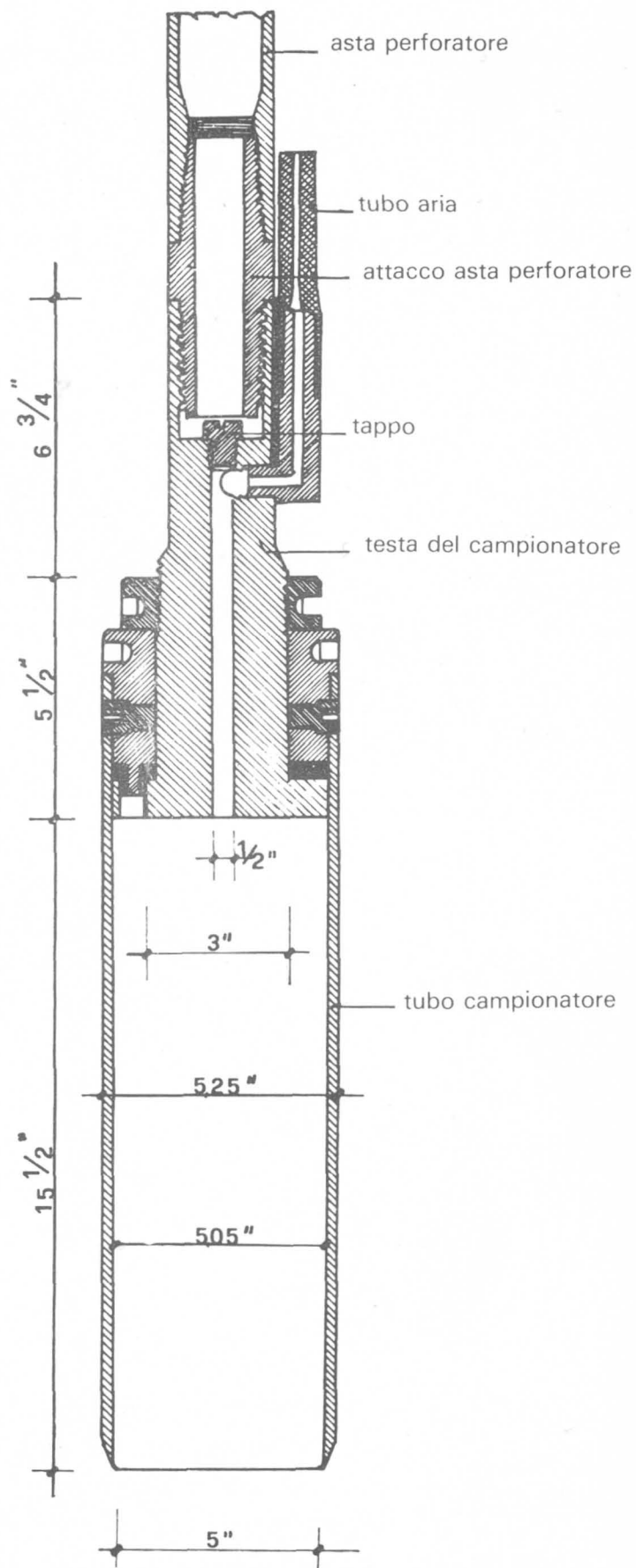


Fig. 2-6.
Campionatore per pompa aspirante e premente.

CAROTIERE DOPPIO

CAROTIERE SEMPLICE

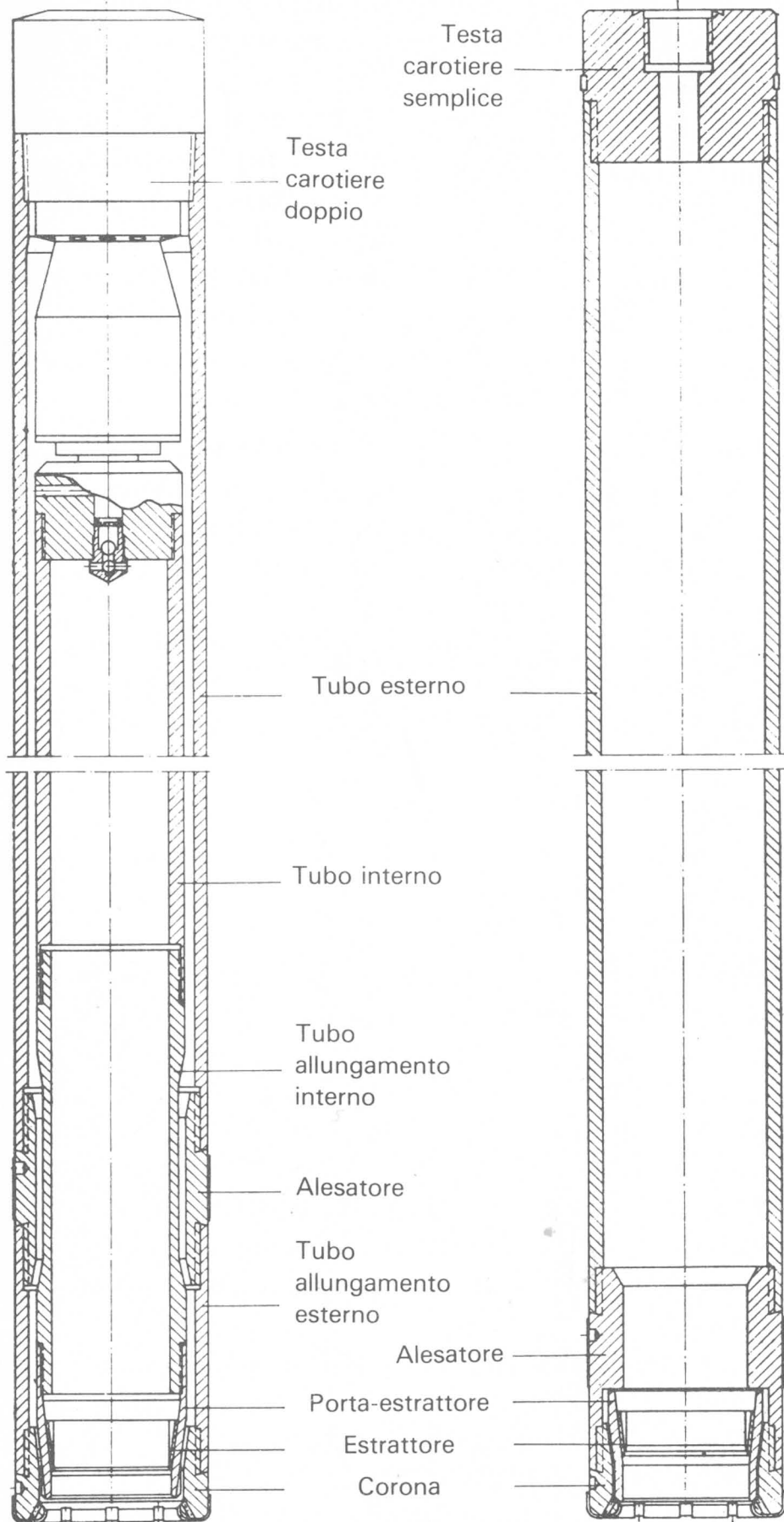


Fig. 2-7 - Campionatori a rotazione.

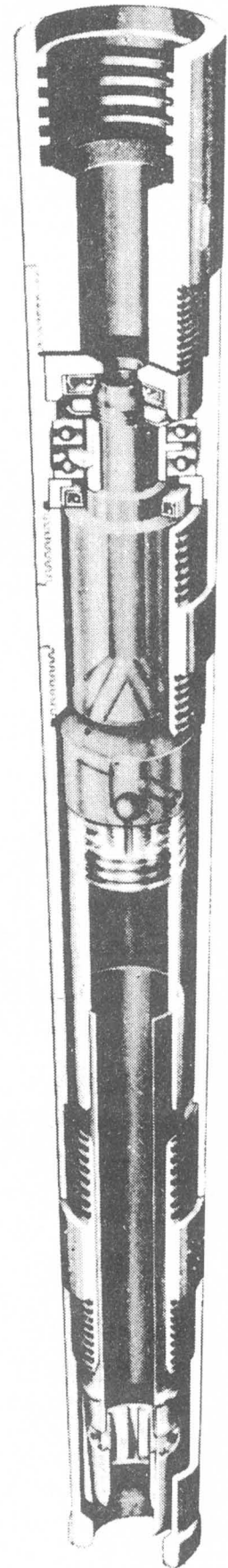


Fig. 2-8 - Sezione di un doppio carotiere.

soprattutto nella così detta *Standard penetration test* in cui viene impiegato un *campionatore Standard da 2''* (fig. 2-5) usando un maglio di 140 lb con altezza di caduta di 30 in. Il numero dei colpi occorrenti per l'infissione di un tratto lungo un piede (si trascura il primo e si considera solo il secondo) rappresenta un elemento caratteristico del terreno.

Prima dell'introduzione del campionatore si deve aver cura di ripulire il foro dal fango in modo che il campione prelevato sia il più rappresentativo possibile: l'impiego di un campionatore munito di pompa aspirante-premente come quello indicato in fig. 2-6 elimina in parte gli inconvenienti di questi campionatori: infatti la pressione dell'aria facilita lo spurgo del fango prima dell'infissione e l'aspirazione aiuta a non far uscire il campione dal contenitore.

2-5-2 CAMPIONATORI A ROTAZIONE.

Si distinguono in *semplici* o *doppi*: nei primi la *carota* estratta dal terreno viene a contatto con le pareti del tubo che ruota; nei secondi il campione è conservato in un tubo interno indipendente dal movimento di rotazione del tubo esterno e collegato ad esso da un supporto su cuscinetto a sfere (fig. 2-7).

In fig. 2-8 è indicata la sezione di un doppio carotiere, in cui sono chiari i particolari della struttura: il prelievo dei campioni avviene in modo assolutamente indisturbato. La lunghezza delle carote ottenute è di circa 60 ÷ 80 cm.

2-6 Prove penetrometriche.

2-6-1 PREMESSA.

La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno un apposito attrezzo di determinata forma e dimensione, misurando la resistenza che il terreno offre all'infissione stessa.

Questa può essere fatta applicando al penetrometro un carico statico crescente a mezzo di un apparecchio propulsore, oppure mediante battitura con maglio: nel primo caso si parla di prova penetrometrica *statica*, nel secondo di prova *dinamica*. La resistenza viene caratterizzata nel primo caso dal valore del carico applicato, letto dopo un determinato affondamento e nel secondo caso dal numero di colpi di maglio occorrenti per far avanzare l'attrezzo nel terreno per una certa lunghezza.

La resistenza alla penetrazione è somma della resistenza alla punta e della resistenza laterale: nei penetrometri *con rivestimento* i due effetti vengono separati e si misurano entrambi; negli altri si misura una sola resistenza, quella alla punta che peraltro viene falsata dalla presenza dell'attrito lungo l'asta, attrito che, nonostante qualche accorgimento, non è mai annullato del tutto. Attualmente vengono adoperati numerosi modelli di penetrometro che si differenziano per forma, dimensioni e meccanismo di infissione; è innegabile che in questo campo si senta il bisogno di una unificazione delle prove.

2-6-2 STANDARD PENETRATION TEST (S.P.T.).

La maggior parte dei dati a disposizione si riferiscono alla S.P.T. in cui la resistenza alla penetrazione viene definita attraverso il numero N di colpi di maglio necessari a provocare l'avanzamento di 1 piede di un carotiere le cui dimensioni e caratteristiche furono standardizzate dopo una lunga serie di prove realizzate in Filadelfia da G. A. Fletcher e successivamente da K. Terzaghi e R. B. Peck in tutti gli Stati Uniti: furono quest'ultimi che decisero di codificare l'impiego del carotiere per determinare i carichi ammissibili sui terreni.

Le caratteristiche del carotiere sono:

lunghezza totale	813 mm;
lunghezza interna utile	635 mm;
diametro interno	35 mm;
diametro esterno	51 mm.

Il peso del maglio è di 635 N e l'altezza di caduta 76,2 cm.

Eseguito il carotaggio nel terreno alla profondità desiderata viene considerato il numero dei colpi occorrenti per l'ulteriore infissione di un piede.

Terzaghi e Peck hanno fornito per le sabbie i seguenti valori, in funzione della densità:

N. dei colpi	Grado di addensamento
0-4	molto sciolto
4-10	sciolto
10-30	medio
30-50	denso
> 50	molto denso

Il numero dei colpi è, con buona approssimazione, funzione dell'angolo di attrito del terreno e dei coefficienti di portata (N_γ N_q). In fig. 2-9 sono riportati i diagrammi indicati da Peck. Per i terreni argillosi Terzaghi e Peck hanno suggerito i seguenti valori sperimentali:

N. dei colpi	Consistenza dell'argilla	Resistenza ad espansione libera (kN/m ²)
2	molto soffice	25
2-4	soffice	25-50
4-8	media	50-100
8-15	compatta	100-200
15-30	molto compatta	200-400
> 30	dura	400-800

In fig.2-10 è indicato il rapporto tra la portata del terreno e le rivelazioni penetrometriche secondo gli studi di Peck: il primo diagramma fornisce il carico ammissibile sul terreno in funzione della larghezza della fondazione ed il secondo l'incremento di carico in funzione della profondità di posa della fondazione stessa.

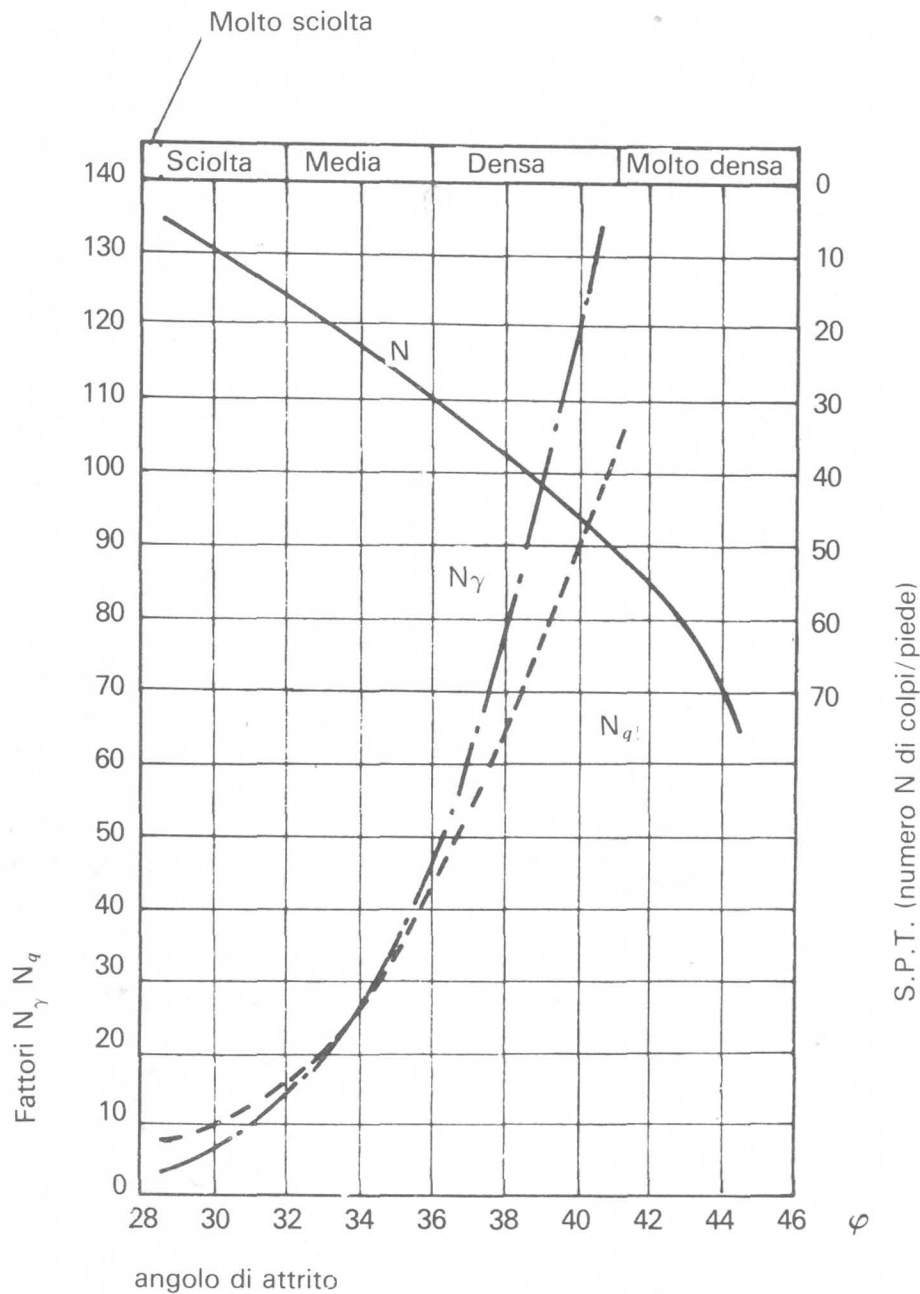
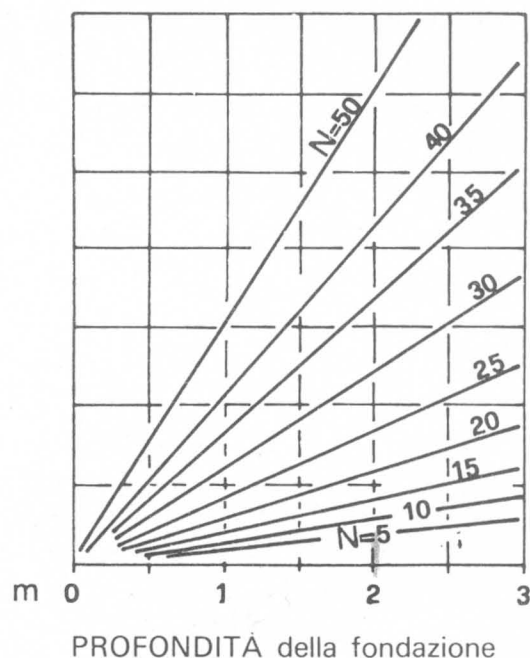
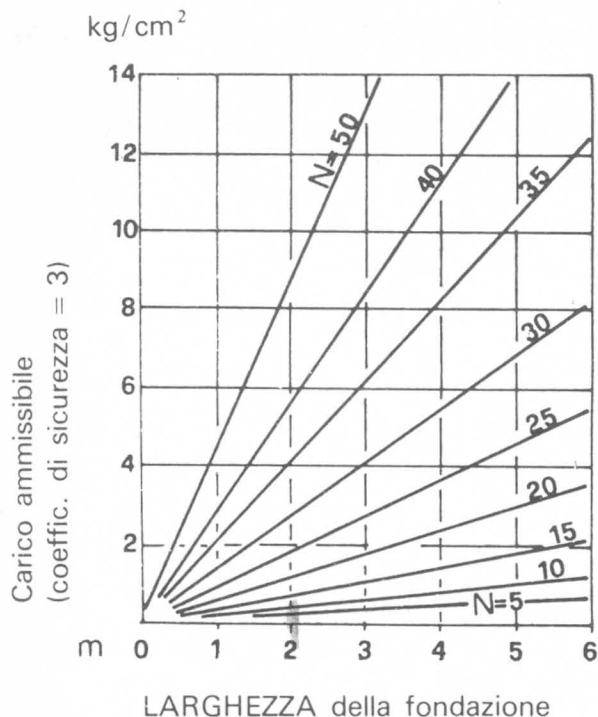


Fig. 2-9 - Relazione fra la S.P.T. ed i coefficienti di portata (Peck).

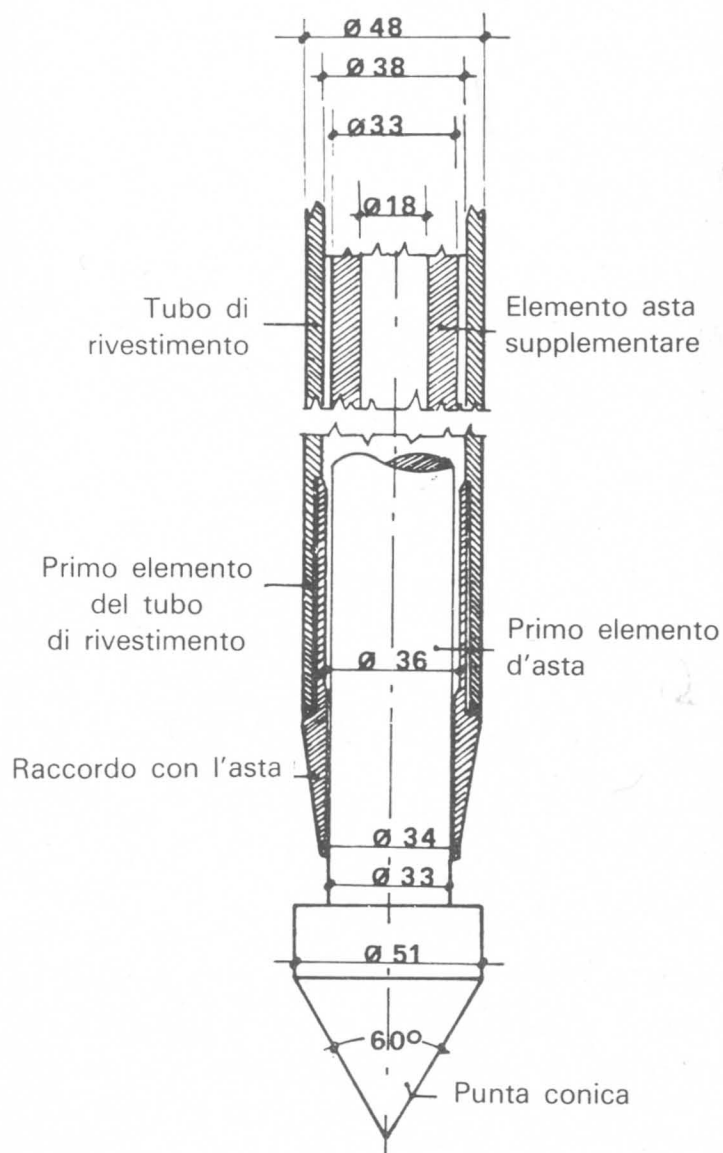
2-6-3 PENETROMETRO DINAMICO.

Per estensione viene talvolta indicata come S.P.T. la prova eseguita con un penetrometro dinamico conico in cui è possibile separare i valori delle due resistenze (punta ed attrito), le cui caratteristiche sono simili al carotiere codificato da Terzaghi.



N = numero di colpi per l'affondamento di 30 cm (1 piede)

Fig. 2-10 - Relazione tra la S.P.T. ed il carico ammissibile (Peck).



È il penetrometro dinamico più in uso ed è formato da:

- 1) una punta conica (figura 2-11) del diametro di 51 mm con angolo di 60 gradi;
- 2) una serie di aste del diametro esterno di 38 mm;
- 3) un tubo di rivestimento del diametro esterno di 48 mm;
- 4) un maglio di battuta del peso di kg 73, con altezza di caduta di 75 cm.

Fig. 2-11 - Penetrometro dinamico ϕ 51 mm e tubo di rivestimento ϕ 48 mm.

In effetto il penetrometro dinamico presenta degli inconvenienti quali la discontinuità dell'altezza di caduta del maglio e della frequenza dei colpi (particolarmente nei tipi a funzionamento manuale) la presenza di attriti vari provocati dalla fune, dalla carrucola e la perdita di energia per la presenza di cuscinetti ripartitori. A parità di terreno si possono ottenere risultati sensibilmente diversi fra loro per cui è sempre consigliabile l'esecuzione di una ampia serie di prove. Un tipo di penetrometro dinamico sempre con punta

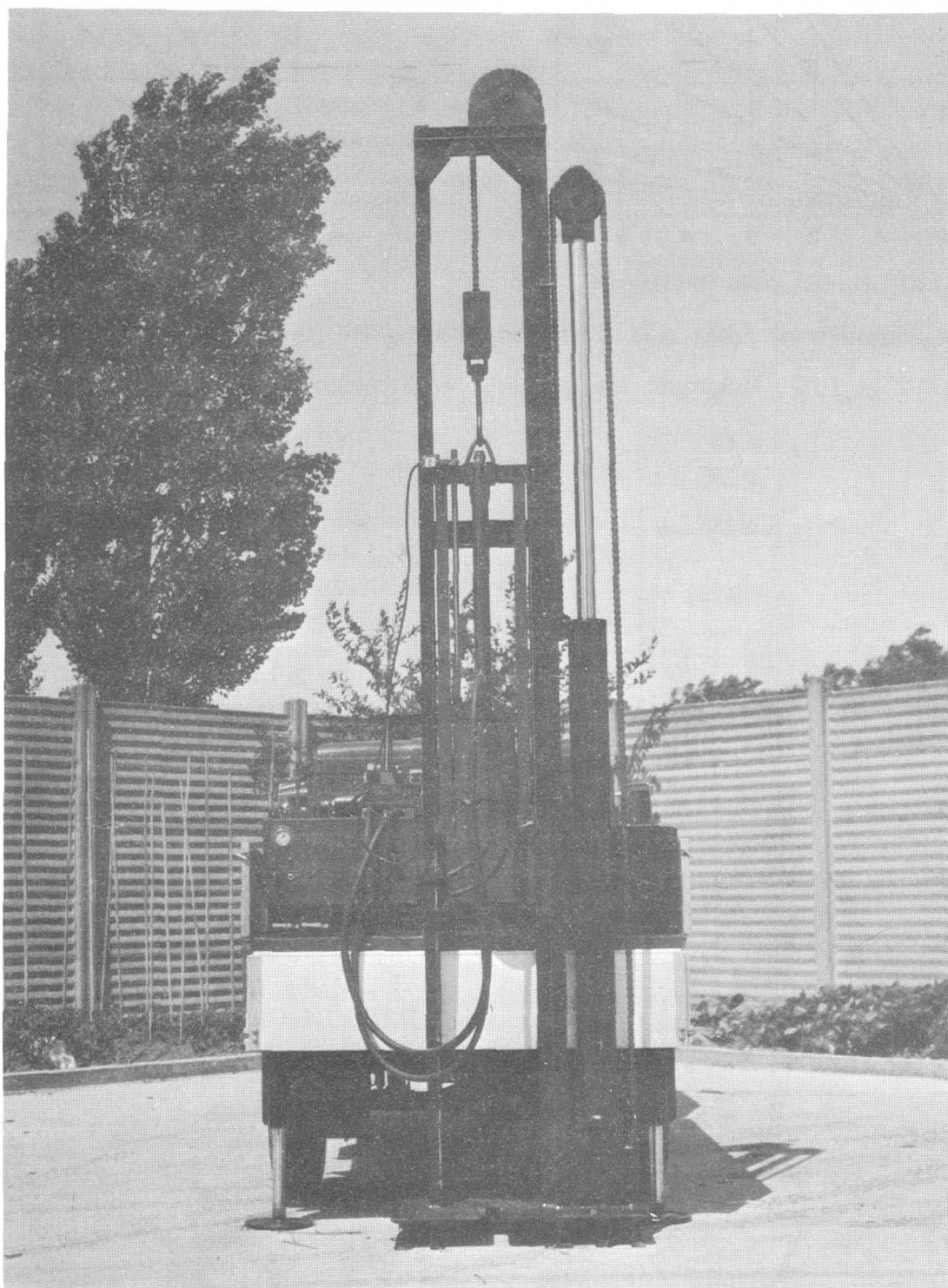


Fig. 2-12 - Penetrometro dinamico con funzionamento idraulico [Nenzi SpA, Segrate (Milano)].

conica \varnothing 50 mm, automatico, in grado di produrre con immediatezza i diagrammi relativi all'affondamento della punta è stato presentato e brevettato dall'ENEL nel 1963.

In fig. 2-12 è illustrato un tipo di penetrometro dinamico con funzionamento idraulico.

L'impiego del tubo di rivestimento necessario per separare la resistenza alla punta dall'aderenza lungo l'asta è molto importante. Nei terreni argillosi, ad esempio, per effetto di quest'ultima, il numero dei colpi per l'affondamento della punta può raggiungere valori elevati, ma trarre in inganno sulla reale consistenza dell'argilla.

L'infissione del tubo di rivestimento inoltre fornisce interessanti elementi di giudizio sulla valutazione dei terreni: in sabbia e ghiaia, ad esempio, l'incremento di resistenza con la profondità è minore che nelle argille.

La prova penetrometrica con la punta da 51 mm di diametro, se usata con il tubo di rivestimento nei terreni incoerenti, fornisce valori con buona approssimazione paragonabili a quelli della S.P.T. classica (Meardi 1971) come messo in evidenza nei diagrammi della fig. 2-13 indipendentemente dalla profondità. Se la prova viene eseguita senza tubo di rivestimento i risultati sono assai diversi ed influenzati dal diametro del cono⁽¹⁾.

Meyerhof (1956) ha trovato con un cono \varnothing 51 mm valori doppi di quelli della S.P.T. standard, in terreni incoerenti; Mohan ed altri (1970) con un cono di 62,5 mm di diametro trovano un rapporto variabile da 1,5 a 1,75.

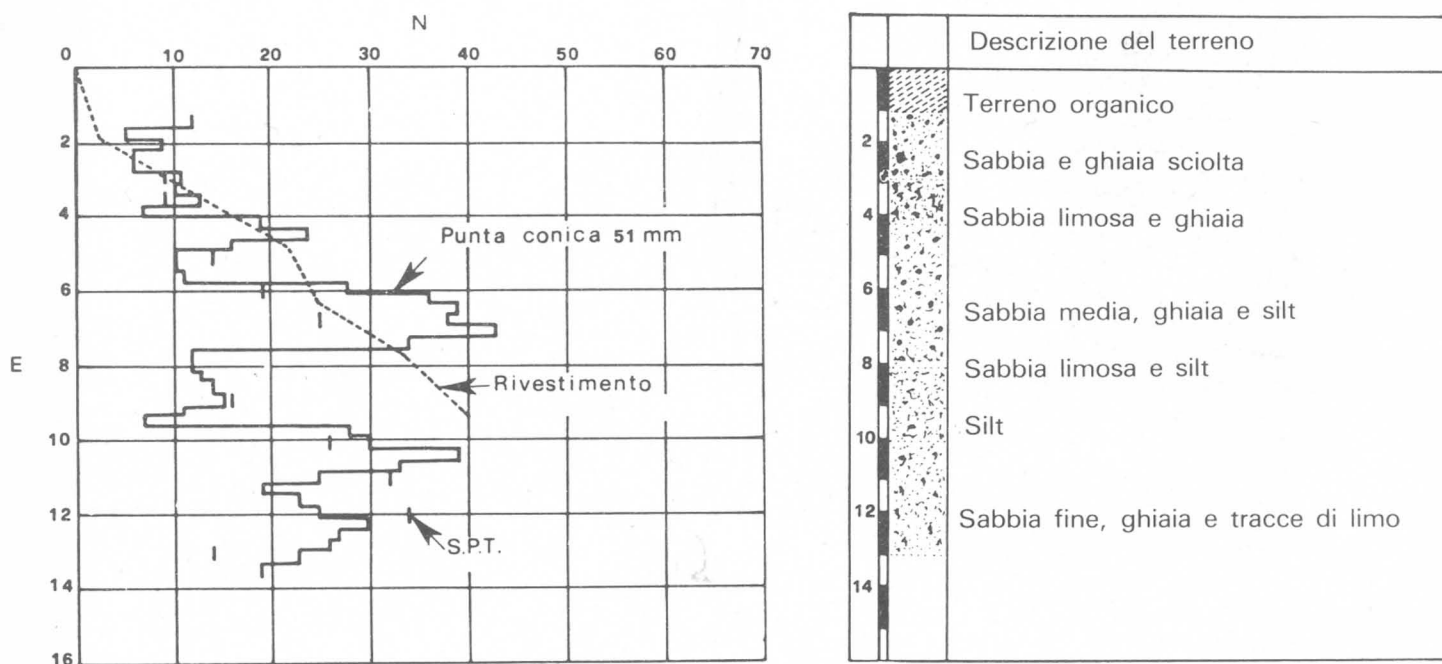


Fig. 2-13 - Relazione tra la prova dinamica del cono e la S.P.T. (Meardi).

2-6-4 PENETROMETRO STATICO.

Il prototipo illustrato in fig. 2-14 venne ideato oltre quaranta anni fa in Olanda per progettare le palificate di fondazione.

(1) G. MEARDI, "The correlation of cone size in the dynamic cone penetration test with the S.P.T.", *Geotechnique* 21, n. 2, pag. 184 (1971).

Il dato penetrometrico è rappresentato dal valore del carico applicato alla punta dello strumento, misurato alla fine di un determinato avanzamento, e diviso per la superficie della punta stessa.

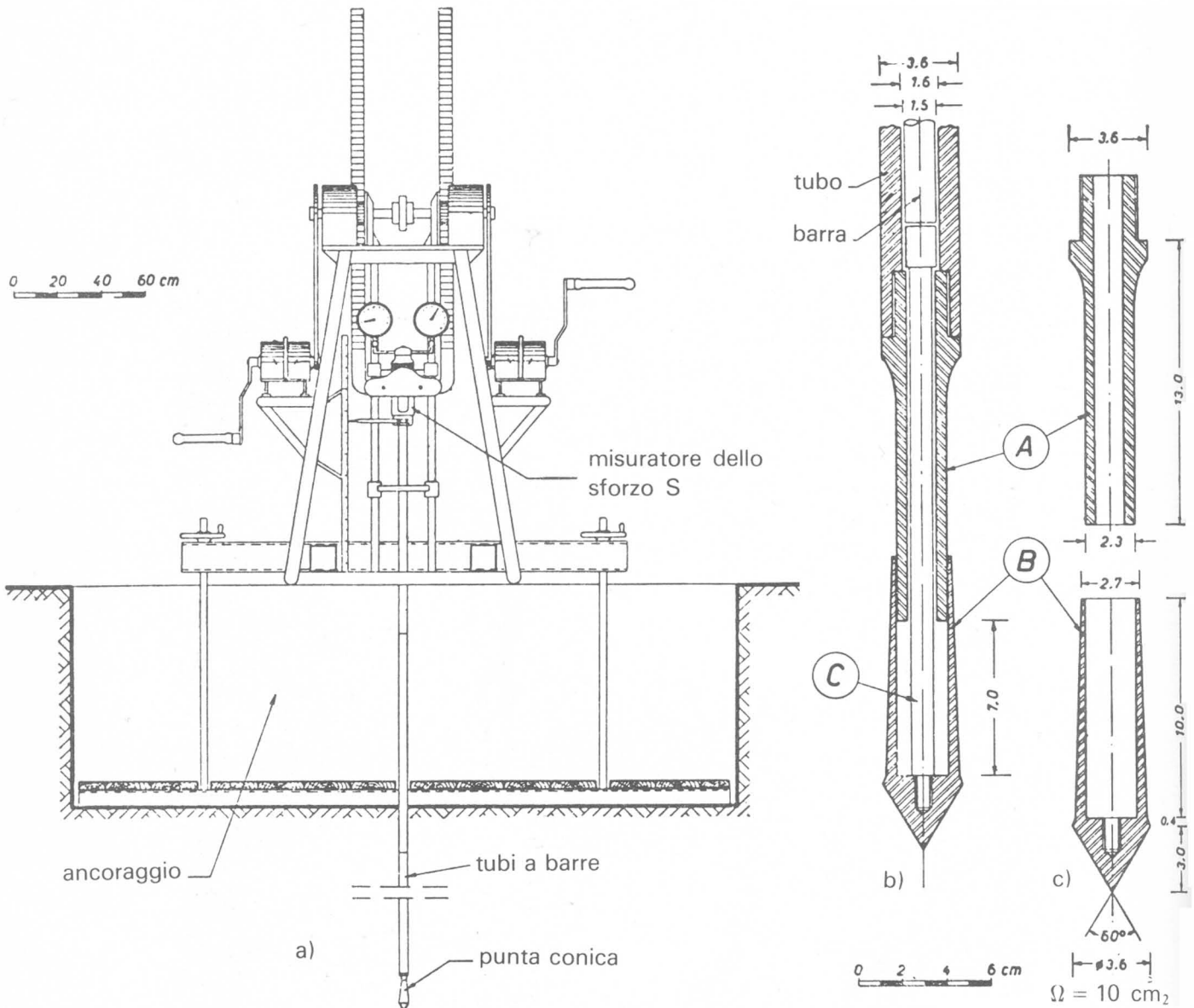


Fig. 2-14 - Penetrometro statico di tipo olandese (portata max = 100 kN).

a) insieme; b) particolari della punta conica (A, B, C) della colonna dei tubi e delle barre; c) particolari degli elementi A e B della punta conica.

Il penetrometro richiede il rivestimento del foro in modo che la pressione del terreno non contrasti il movimento dell'asta.

In fig. 2-15 il penetrometro Menhir 80 kN di tipo statico e dinamico montato su una attrezzatura semovente e autoancorante.

Meyerhof ha fornito i valori approssimati indicati in tabella II-1 fra l'angolo di attrito, la prova S.P.T. e la resistenza statica del cono.

Un altro penetrometro leggero statico-dinamico autoancorante è quello costruito dalla Tecnotest chiamato Dinastar (fig. 2-16) con funzionamento total-

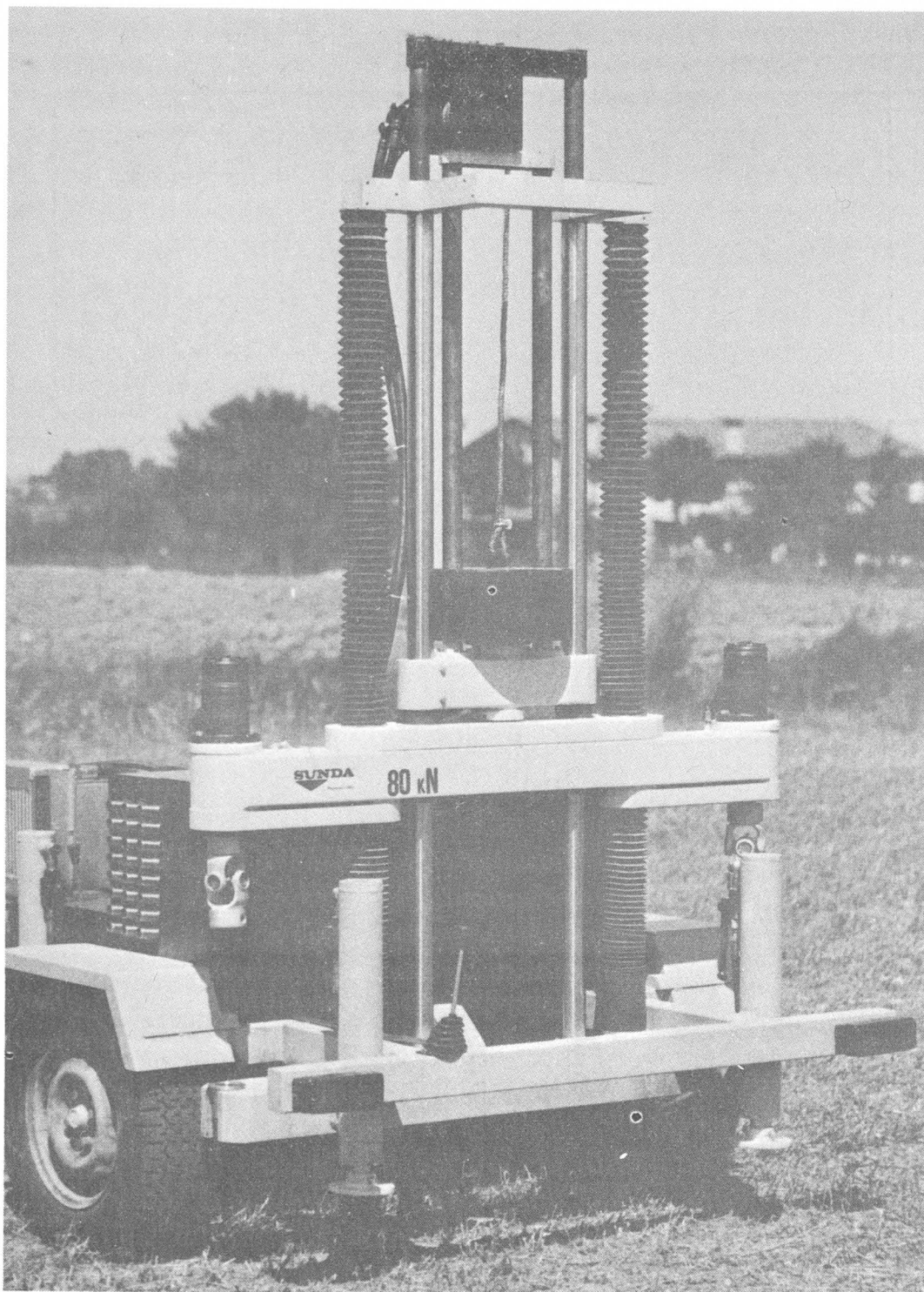


Fig. 2-15 - Penetrometro Menhir 80 kN.

mente idraulico sia in infissione che in estrazione. Il peso complessivo dello strumento con 12 m di aste è di circa 2500 N ed è trasportabile, poiché è scomponibile, in una normale autovettura.

La prova statica è una alternativa alla S.P.T. quando il terreno è costituito da sabbie fini o quando le condizioni freatiche del sottosuolo rendono la S.P.T. impraticabile o poco credibile. Oggi si trovano in commercio punte co-

TABELLA II-I.

Terreni incoerenti.

Angolo di attrito	Penetrometro	
	S.P.T. N	Statico kN/m ²
< 30°	< 4	< 2 000
30°-35°	4-10	2 000-4 000
35°-40°	10-30	4 000-12 000
40°-45°	30-50	12 000-20 000
> 45°	> 50	> 20 000

niche meccaniche ed elettriche. L'angolo è di 60°, l'area di 10 cm².

La resistenza alla penetrazione è misurata da una cella idraulica o da uno speciale sistema computerizzato. Per maggiori notizie sul C.P.T. (Cone Penetration Test) vedasi la memoria presentata al Congresso ICSMFE di S. Francisco 1985 da parte di M. Jamiolkowski ed altri.

2-6-5 PENETROMETRO STATICO A PUNTA ELETTRICA.

Negli ultimi anni il penetrometro statico si è perfezionato ulteriormente, con l'introduzione, mediante misura e registrazione elettrica in sito, di un segnale trasmesso in superficie dalla punta dotata di sensori condizionati da una centralina di misura e visualizzati da un registratore grafico.

Durante la prova, i valori della resistenza, dell'attrito laterale e la deviazione della punta rispetto alla verticale, vengono riportati in modo rigidamente vincolato all'avanzamento delle aste sulla carta graduata del registratore. Si ottengono così direttamente in cantiere grafici continui su scala prefissata, che rilevano esattamente la posizione e la resistenza alla penetrazione dei vari strati del terreno; inoltre si avrà anche un grafico sempre continuo della deviazione dalla verticale della punta. Ciò permette di esaminare i risultati immediatamente in cantiere per una prima valutazione.

I vantaggi nell'impiego della punta elettrica sono notevoli: registrazione continua delle resistenze, con maggiore evidenza dei passaggi tra i vari strati, eliminazione di errori manuali derivanti dalla trascrizione delle resistenze letta ai manometri, maggiore attendibilità dei risultati a grandi profondità, in quanto la misurazione non viene effettuata in superficie, eliminando quindi attriti tra astine di manovra e tubazioni di rivestimento.

In casi particolari, la punta elettrica può essere munita anche di elemento poroso per la misura di pressioni neutre nel corso della prova. ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Radaelli, Castellotti Srl, Segrate (Milano).

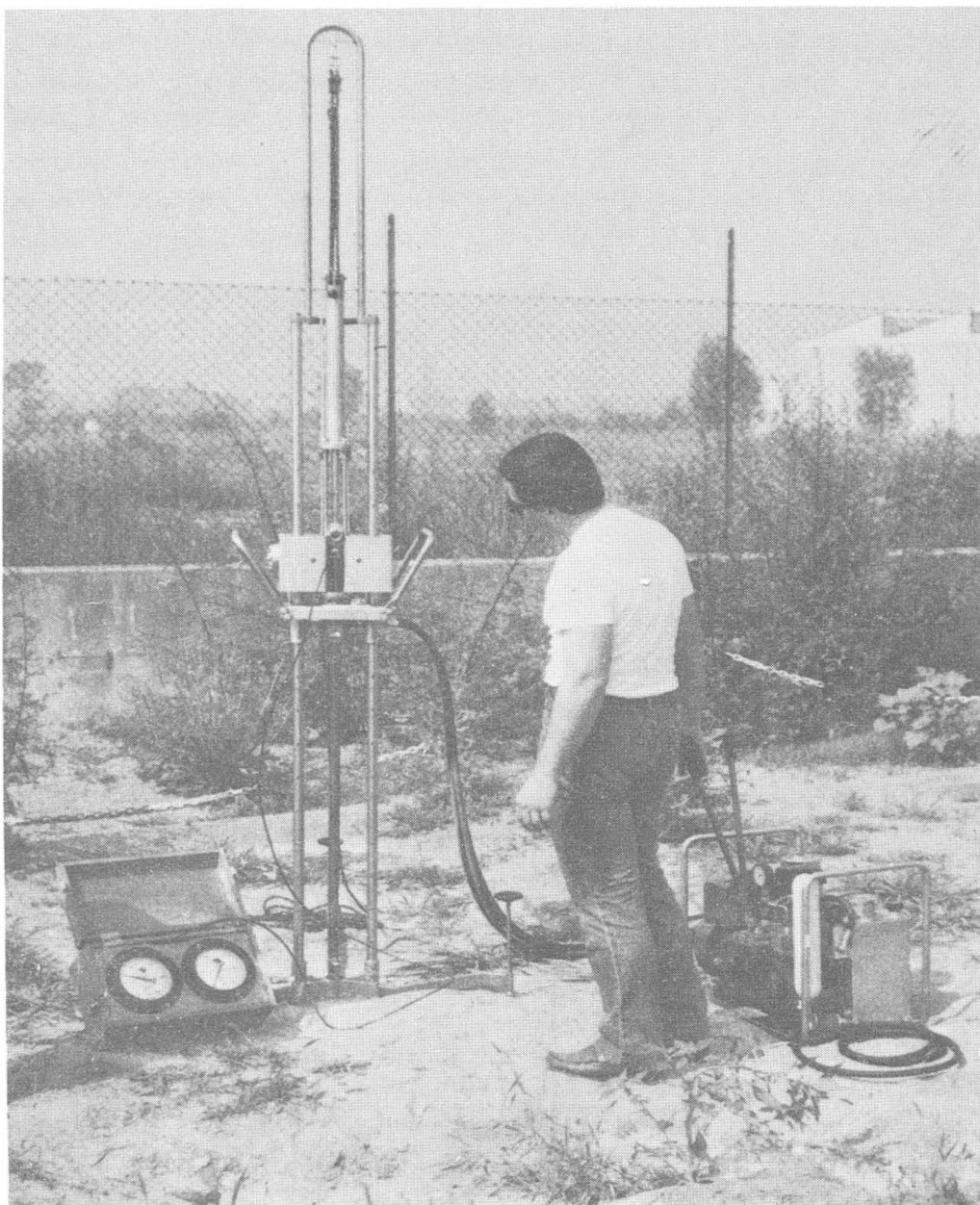


Fig. 2-16 - Dinastar, penetrometro leggero statico-dinamico (Tecnotest-Modena).

2-6-6 PENETROMETRO TASCABILE.

È un apparecchio molto utile che consente di valutare rapidamente la resistenza a compressione con espansione laterale libera, dallo sforzo occorrente per l'infissione di un pistoncino di pochi millimetri nel campione esaminato (fig. 2-17).

Naturalmente occorre fare una media di molti valori e confrontare, per fare una migliore taratura dell'apparecchio per un determinato terreno, con prove più probanti.

In terreni molto soffici la resistenza non è apprezzata dall'apparecchio: per essi occorrono strumenti più sensibili quali lo *scissometro* o apparecchio ad alette.

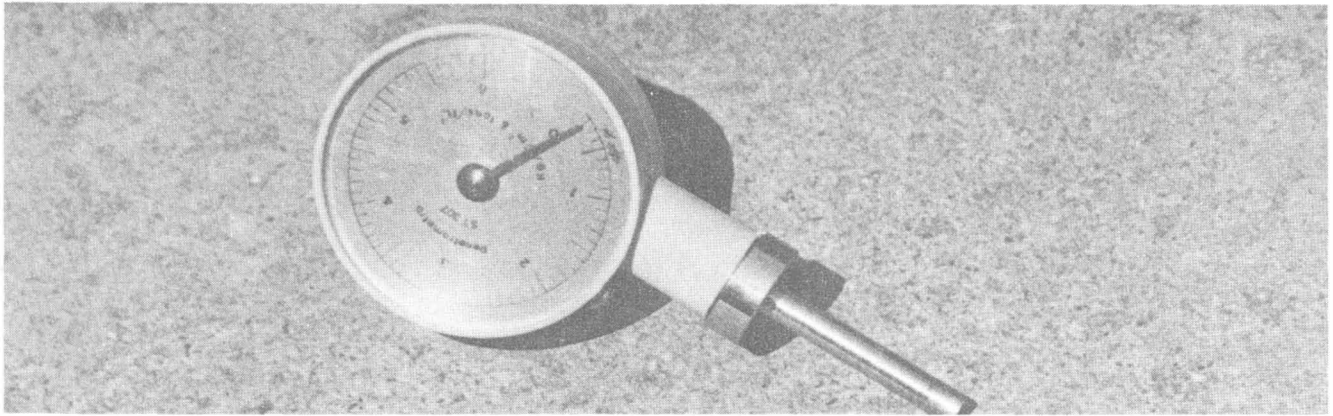


Fig. 2-17 - Penetrometro tascabile.

2-6-7 VANE TEST.

Nelle argille particolarmente soffici la valutazione della resistenza al taglio avviene più agevolmente con lo *scissometro* o apparecchio ad alette (*vane shear test*). Esso consiste (fig. 2-18) di una croce di ali di circa 50 mm di diametro e 100 mm di lunghezza posta alla estremità di un'asta alla quale viene applicata una forza torcente crescente. Tale prova è di particolare interesse poiché si svolge in profondità, nel terreno ancora sottoposto a tutte le tensioni verticali e tangenziali ed in condizioni di umidità naturali.

In condizioni limiti di equilibrio avremo:

$$M_t = \tau \pi d h \frac{d}{2} + 2 \frac{\pi d^2}{4} \tau \frac{2}{3} \frac{d}{2}$$

da cui:

$$\tau = \frac{M_t}{\pi d^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{d}{3} \right)}$$

e per $h = 2d$

$$\tau = \frac{3 M_t}{4 \pi d^3}$$

Nelle argille sature la prova indica direttamente il valore della coesione.

La prova è eseguita in situ nel fondo di un foro di sondaggio: esistono però in commercio anche piccoli apparecchi tascabili che sono impiegati per l'esame su campioni indisturbati (fig. 2.19).

2-6-8 PRESSIOMETRO.

L'apparecchio, ideato da Menard nel 1956, è formato da una sonda pressiometrica formata da un cilindro metallico ricoperto con una speciale guaina di gomma che viene espansa con pressione idraulica. Il controllo del volume di liquido iniettato e le corrispondenti pressioni raggiunte permettono di valutare le resistenze del terreno in situ.

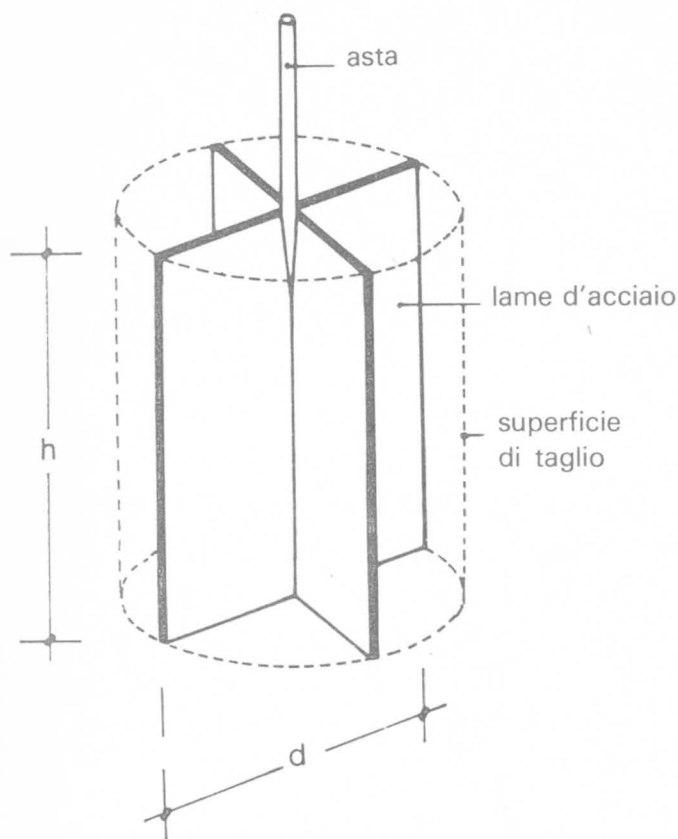
Fig. 2-18 - Scissometro (*Vane test*).

Fig. 2-19 - Scissometro tascabile.

Il diagramma di una prova pressiometrica (fig. 2-20) tra la pressione e il volume della cella mette in evidenza tre fasi caratteristiche:

- la fase di *ricompressione* delle pareti del foro decompresso durante le perforazioni;
- la fase *elastica* in cui le pressioni sono proporzionali alle deformazioni;
- la fase *plastica* caratterizzata da piccoli scorrimenti e da rotture locali.

Il limite superiore della fase elastica (P_s) indica la pressione di scorrimento molto simile al criterio di rottura locale di Terzaghi, quello della fase plastica la pressione limite o di rottura (P_r).

Il modulo elastico E viene calcolato con gli elementi desunti dal tratto centrale del diagramma.

Una interessante serie di prove pressiometriche è stata eseguita ⁽¹⁾ in occasione della costruzione della seconda linea della Metropolitana di Milano. Lo scopo era la valutazione dei consolidamenti chimici di terreni alluvionali sabbioghiaiosi.

(1) E. BOTTI, *Nuovo Cantiere*, agosto 1974.

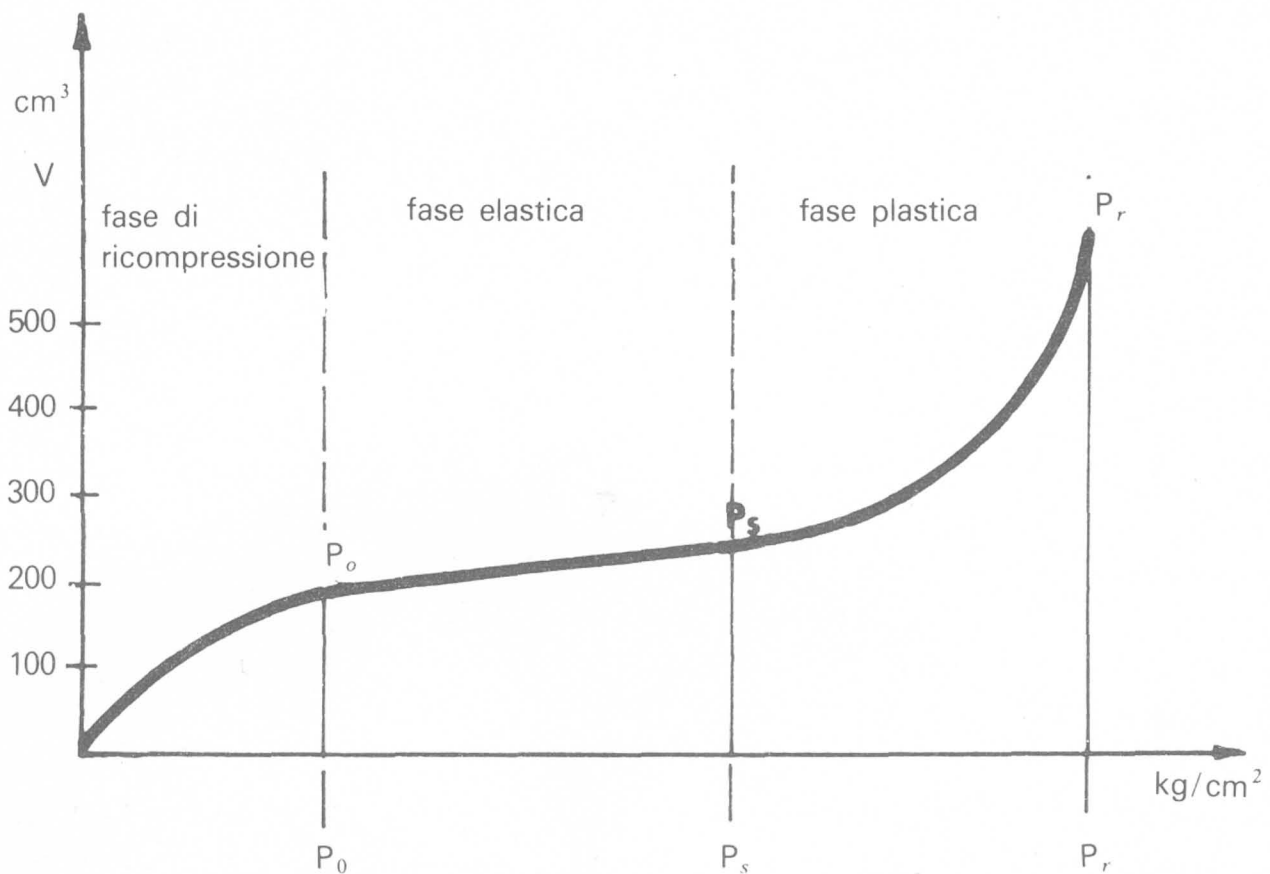


Fig. 2-20 - Diagramma di una prova pressiometrica.

2-6-9 CONCLUSIONI.

Dai dati penetrometrici è quindi possibile dedurre la resistenza al taglio del terreno in situ: ciò è un elemento di grande interesse per la valutazione del carico limite sulla fondazione.

Nello stesso modo è possibile progettare la portanza di una palificata prevedendo il comportamento del palo dalle caratteristiche del profilo penetrometrico del terreno, come vedremo più diffusamente nel cap. XIV.

CAPITOLO III

PALI IN LEGNO

3-1 Generalità.

L'impiego dei pali in legno, come struttura portante e di fondazione, nonostante risalga a tempi preistorici, continua, ancora oggi, a rappresentare un rapido ed economico sistema di costruzione, nelle opere provvisorie, nelle fondazioni di limitata importanza, (fig. 3-1) e nel risanamento di smottamenti superficiali (fig. 3-2). I pali di legno comune sono ricavati da tronchi d'albero, con diametro, alla punta, da 10 a 20 cm ed una lunghezza fino a 10-12 m. Il



Fig. 3-1.

legname più adatto è il larice rosso o il pino, la quercia, l'olmo, l'ontano. Il legno è tanto più resistente e di maggior durata quanto più è ricco di resina: tale è il legname nordico (pino russo, svedese e norvegese). I pini del Nord sono i migliori e raggiungono lunghezze superiori ai 20 m. Le fibre devono



Fig. 3-2 - Pali in legno impiegati per il consolidamento di una scarpata.

essere diritte e il fusto, scortecciato, privo di nodi ed impurità. All'estremità appuntita si applica una puntazza in ghisa o in acciaio fuso, ed alla testa, che riceve i colpi del maglio, una ghiera in ferro. La durata del palo è variabilissima e dipende dalla natura del legname e dai trattamenti subiti, dalle condizioni locali e di impiego. I pali soggetti ad alternanze di secco e di umido (variazione del livello delle acque freatiche) deperiscono rapidamente: sempre immersi in acqua si conservano molto a lungo.

I legnami si distinguono in *duri* o di essenza forte ed in *teneri* o di essenza dolce. Rientrano nella prima categoria l'olivo, l'acero, il rovere, il pitch-pine, il noce, il frassino, il castagno, l'olmo, tutti con resistenza superiore ai 50 000 kN/m², e nella seconda il pino, l'abete rosso, il tiglio, l'ontano, l'abete.

La resistenza del legname dipende, per la speciale struttura e la non omogeneità del materiale, dal genere di sollecitazione e dalla direzione secondo la quale viene esercitato lo sforzo. Nella tabella III-1 sono raccolti alcuni dati di resistenza.

TABELLA III-1.

Essenza	Modulo di elasticità	Resistenza a tensione	Resistenza a pressione	Resistenza a flessione	Resistenza al taglio	
					parallela alle fibre	normale alle fibre
	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²
Abete bianco	alla compressione	50,5-80	28-35	60	6,3	27,3
Abete rosso .	10-11,8	60 -75	28-44	56	6,7	21,9
Faggio	alla tensione	70 -110	38-42	65	8,5	29,0
Larice	10,5-13	71 -96	33-50	60	7,2	24,7
Pino		72 -97	23-30	50	6,1	21,0
Quercia		70 -100	35-45	62	7,5	27,0

Secondo la durezza (resistenza agli agenti esterni) i legnami si distinguono in:

Durevolissimi: cipresso, olmo, quercia, acacia, larice.

Durevoli: castagno, abete, frassino, noce.

Di breve durata: acero, platano.

Di brevissima durata: faggio, cerro, nocciuolo, ontano, pioppo.

Il legname impiegato per i pali deve essere di essenza forte o resinosa (quercia, rovere, larice, ontano) ed immune da difetti. Soltanto pali per fondazioni sempre sommerse, per ture, opere provvisorie, ecc. possono essere di essenze inferiori, semprechè siano privi di difetti gravi che ne indeboliscono notevolmente la resistenza. Possiamo suddividere queste fondazioni in tre categorie:

Cat. A: pali in legno molto lunghi e di grande diametro per fondazioni molto importanti e forti carichi, soggetti a trattamento chimico preventivo.

Cat. B: pali di diametro minore per fondazioni meno importanti, sempre trattati chimicamente.

Cat. C: pali per fondazioni sempre sommerse; non è necessario il trattamento chimico e possono essere impiegati legnami di qualunque essenza.

La tabella III-2 riporta i diametri limite indicati dai regolamenti americani in base alla natura ed alla lunghezza del palo.

Il regolamento tedesco (DIN 1054) prescrive per i pali in legno, infissi in terreno ordinario per almeno 5 m ed appoggiati su uno strato resistente, i seguenti valori:

diametro medio cm	} 30 35 40	carico ammesso kN	} 330 380 450

sempre che il rifiuto medio dell'ultima serie di 10 colpi sia inferiore a 2 mm.

Il regolamento della città di New York indica per i pali di cedro, pino

norvegese ed abete un carico limite di 600 psi, e di 800 psi per il cipresso, il Douglas ed il pino del sud. Il carico massimo per un palo di legno con il diametro alla punta di 6 inch (15 cm) è di 200 kN aumentabile a 250 kN per un diametro di 8 inch.

3-2 Cause di deterioramento - Rimedi.

Oltre al deperimento causato dalle alternative di secco ed umido per le variazioni di livello delle acque freatiche, i pali in legno, sia in opera sotto terra che immersi nelle acque dolci o marine, possono essere attaccati da insetti e molluschi che li deteriorano rapidamente, e cioè da:

- a) carie;
- b) insetti (termiti ed altri silofagi);
- c) molluschi e crostacei marini.

I primi due attaccano il legno al di sopra del livello delle acque, gli ultimi nella parte immersa. I silofagi marini sono molto più dannosi degli altri.

Le carie sono causate dalla presenza di « funghi » che si nutrono di alcune sostanze del legno: il grado di disintegrazione dipende dall'essenza, dalla

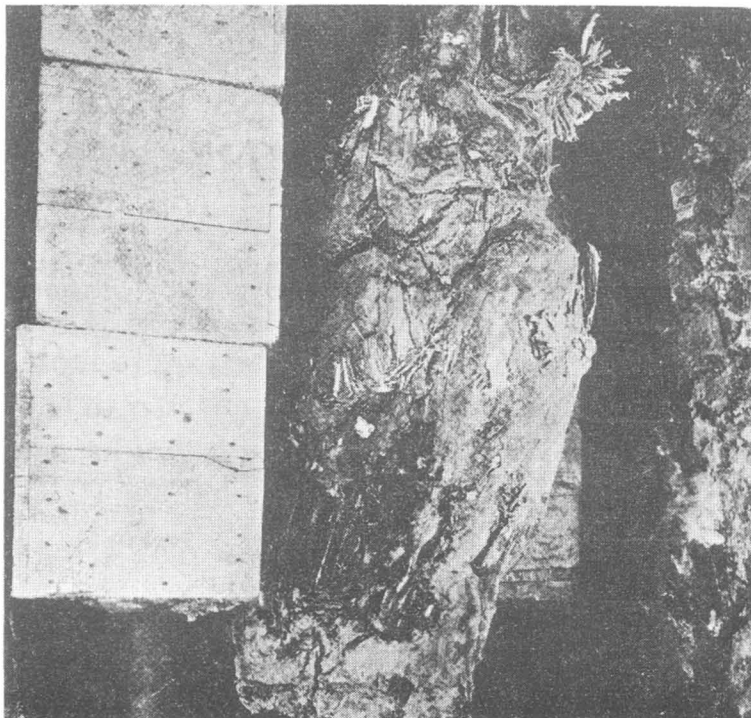


Fig. 3-3 - Palo di legno rovinato per eccesso di battitura.

temperatura e dalle condizioni ambientali. L'alta temperatura, in genere, accelera il processo di disintegrazione.

La protezione del legname contro questi attacchi può farsi con speciali trattamenti di sostanze antisettiche quali l'olio pesante di catrame o *creosoto*, il cloruro di zinco o il solfato di rame. L'iniezione può farsi a semplice immersione a caldo o a freddo, per compressione meccanica in vaso chiuso ad alta temperatura (metodo Rüping).

Se i pali non sono stati trattati chimicamente o non sono protetti con altri accorgimenti, hanno assai breve durata (da uno a due anni).

Il Davis cita il caso di alcuni pali nel porto di S. Francisco andati distrutti in due mesi e mezzo nell'estate 1924.

Il creosoto si è dimostrato l'antisettico più efficace quando venga assorbito abbondantemente dal legno: per la difesa dai silofagi marini si dovrebbero fare assorbire 0,3 kg di creosoto circa per dm³ di legname. Prima del trattamento il legno deve essere ben stagionato all'aria o artificialmente: i pali vengono messi in un involucro cilindrico nel quale la pressione sale sino a 1,5 ÷ 2 bar. Appena tutta la linfa si è liquefatta, il che avviene generalmente in non più di 20 ore, si toglie la pressione e si elimina gradualmente tutto il vapore rimasto creando il vuoto nel cilindro. Successivamente il cilindro viene riempito di olio di creosoto a temperatura tra i 70 e i 90 °C. Si aumenta allora gradualmente la pressione sino ad un massimo di 8 bar e viene mantenuta tale fintantochè il legno non abbia assorbito la quantità voluta di antisettico. Se il trattamento è ben fatto il legname non perde nulla delle sue qualità di resistenza ed acquista una effettiva protezione dalle acque del mare per un periodo da 15 a 30 anni ⁽¹⁾.

In alcuni casi è più economico rivestire il tratto di palo che rimane a contatto con l'acqua del mare con una camicia sottile di metallo o altro materiale, anzichè trattarlo chimicamente per tutta la sua lunghezza.

Per tale rivestimento si ricorre anche alla «gunita» (malta di cemento applicata a pressione) specialmente quando i pali sono in opera ed occorre reintegrarli in alcune loro parti già deteriorate.

Una delle frequenti cause di rovina dei pali in legno è l'eccesso di battitura. Valga per tutti l'esempio, che si legge nell'*Engineering News Record* (1930) citato anche dal Davis, di un edificio di 14 piani a S. Francisco, che dopo 20 anni dalla sua costruzione fu intieramente sottofondato. Lo stabile poggiava su 1100 pali di legno. Il terreno era costituito da uno strato di 4,80 m di sabbia fine seguito da uno di limo misto a conchiglie appoggiato su un banco di argilla sabbiosa compatta. Fu riscontrato che per il 25% i pali erano letteralmente troncati per eccesso di battitura e per il resto semidistrutti dalle ter-

(1) Sull'argomento si possono consultare: «Proceedings» dell'American Wood Preservers' Association e le norme dell'American Railway Engineering Association. Sulla natura e sulla specie dei silofagi marini è notevole lo studio di Raffaele CORMIO, «Difetti dei legnami», apparso su *L'Ingegnere*, sett. p. 648, ott. p. 734, nov. p. 819 (1947), redatto in seguito a vasta serie di esperienze ed osservazioni.

miti (fig. 3-3). Molti pali penetrarono solo m 1,80 nella sabbia e si trovò che molte punte giacevano troncate in posizione orizzontale sul piano di argilla compatta; evidentemente i pali si ruppero durante la battitura e la continuazione dell'infissione fece deviare il tronco inferiore sino a farlo appoggiare sullo strato compatto.

Con 3076 pali di larice furono consolidate le fondazioni del nuovo Campanile di S. Marco. Il vecchio campanile che risaliva, come è noto, al 912, crollò nel 1902 piegandosi dalla parte dello strapiombo (80 cm) in seguito a sbrecciamento delle murature e cedimenti della fondazione.

Il Donghi ricorda che la vecchia fondazione era formata da una palificata di paletti di legno lunghi m 1,50 sulla quale appoggiava uno zatterone che trasmetteva al terreno pressioni massime dell'ordine di 800 kN/m². Con i lavori di restauro fu allargata la base della fondazione (da 222 a 407 m²) conservando il nucleo interno della vecchia struttura, che rimase così incorporata nella nuova muratura di pietra. I pali di larice aggiunti furono infissi fino a raggiungere il banco di sabbia grossa bluastra a circa 8 m di profondità dal piano di posa del campanile; la pressione venne ridotta a 400 kN/m².

CAPITOLO IV

PALI IN CALCESTRUZZO

4-1 Generalità.

Hennebique nel 1897 sostituì, per la prima volta, ai pali in legno pali di cemento armato per le fondazioni delle officine della compagnia Babcock-Wilcox.

Nel Belgio furono impiegati nel 1903 pali tipo Hennebique per le fondazioni di una scuola a Bruxelles e nel 1902 per le fondazioni di un ponte a Laeken. In America furono introdotti da Raymond nel 1904.

La produzione su vasta scala del cemento Portland ha segnato una nuova tecnica nella fabbricazione dei pali e moltissimi costruttori hanno studiato il sistema e proposto nuovi tipi, in modo da rendere questa struttura portante più idonea a sopportare carichi sempre più elevati, più sicura e più economica rispetto ad altri sistemi di fondazione. I pali in calcestruzzo si dividono in due categorie nettamente distinte:

- a) *pali costruiti fuori opera ed infissi;*
- b) *pali gettati in opera.*

I primi sono costruiti in cantiere e, dopo la stagionatura, infissi nel terreno con il maglio, come i pali in legno.

I secondi si distinguono dal modo d'infissione della camicia metallica che funziona da cassaforma, in pali *infissi per battitura* ed in pali *trivellati*. In alcuni casi la cassaforma metallica, una volta infissa, viene abbandonata nel terreno per difendere il calcestruzzo fresco da eventuali erosioni e dilavamenti; in questi casi il tubo impiegato è formato da un leggero lamierino a superficie ondulata.

La maggior parte delle fondazioni su pali è oggi costruita con pali in calcestruzzo, poichè vasta è la gamma di possibilità che questo genere di palificazione possiede per adattarsi alle condizioni specifiche di ogni lavoro. Tuttavia stabilire dei canoni precisi, per consigliare un tipo piuttosto che un altro, non è possibile; si possono solo mettere in evidenza le caratteristiche particolari dei vari pali adatte a determinate condizioni di lavoro.

Ogni fondazione è un caso a sè stante: come struttura, carichi, particolari posizioni e condizioni di lavoro, particolare natura del terreno. Conosciuti tutti

questi elementi, la scelta del tipo di palo dipende da esigenze tecniche o da preferenze del tutto personali. Ogni costruttore di pali crede nella bontà del suo prodotto, nè il costo è sempre un elemento di giudizio probatorio perchè ogni palo possiede determinati vantaggi, e se così non fosse la concorrenza commerciale eliminerebbe il prodotto. Tralasciamo le preferenze soggettive ed esaminiamo gli elementi tecnici che possono influire sulla scelta del tipo di palo. Essi sono:

- 1) la natura del sottosuolo;
- 2) la portata richiesta per ogni palo;
- 3) la lunghezza necessaria per le condizioni 1), 2);
- 4) l'accessibilità del luogo di lavoro;
- 5) la possibilità di manovra nell'ambito del cantiere;
- 6) il livello delle acque rispetto al piano delle sovrastrutture ed al piano di lavoro;
- 7) la presenza di sostanze corrosive nel sottosuolo o di acqua marina;
- 8) il costo economico;
- 9) la possibilità di danneggiare fabbricati vicini;
- 10) la facilità d'installazione del cantiere;
- 11) la resistenza alla flessione e spinte orizzontali sui pali;
- 12) l'angolo d'inclinazione dei pali;
- 13) i risultati sperimentali in costruzioni analoghe.

Il progettista dovrà tener presente questi elementi nello scegliere il tipo di fondazione e ad essi aggiungere la sua esperienza personale.

Dall'esame delle caratteristiche dei singoli tipi di pali ci renderemo conto dei vantaggi e delle possibilità d'impiego di ognuno di essi: classifichiamoli nelle seguenti categorie:

- A) *Pali costruiti fuori opera e infissi con battitura.*
- B) *Pali gettati in opera in opportune casseformi recuperabili.*

A) Pali costruiti fuori opera.

4-2 Generalità.

La categoria comprende tutti i pali prefabbricati ed infissi nel terreno sia con battitura che con getti d'acqua ed aria compressa. Sono stati i primi ad essere impiegati dopo i pali in legno e presentano, rispetto a questi, innegabili vantaggi e cioè:

- a) durata praticamente illimitata ed indipendente dalle variazioni del livello delle acque;
- b) maggiore resistenza agli sforzi di flessione e di taglio e possibilità di adattare l'armatura all'entità di tali sforzi;

c) possibilità di ottenere di volta in volta pali che rispondano per diametri, lunghezza e confezioni, ai dati effettivamente richiesti dal progetto (pali vibrati, pali centrifugati, ecc.);

d) possibilità d'infiggere pali attraverso terreni compatti senza il pericolo di rotture;

e) possibilità di costruire pontili, ancoraggi e opere marittime a carattere definitivo e permanente.

La sezione dei pali è piena ed in genere quadrata, esagonale e talvolta ottagonale; la sezione circolare, cava, è stata adottata più di recente per i pali centrifugati. Sia gli uni che gli altri sono, in genere, rastremati.

4-2-1 ESECUZIONE.

Il getto del calcestruzzo può avvenire in casseformi di legno o metalliche disposte orizzontalmente o verticalmente. Nel primo caso, il più adoperato, è necessario predisporre una base di appoggio rigida per impedire fessurazioni nel calcestruzzo durante la presa. Nel secondo caso occorre osservare accuratamente il getto e il costipamento del calcestruzzo, in modo che non si verifichino discontinuità o vuoti.

È consigliabile adoperare vibratorii meccanici per calcestruzzo. In genere, la stagionatura dura tre settimane: può essere anticipata usando, in casi speciali, cemento ad alta resistenza o cemento fuso e varia secondo la natura del terreno ed il modo d'infissione del palo. La lunghezza è in genere sugli 8 ÷ 12 m. In casi particolari si giunge a 20 ÷ 25 m. La dimensione laterale non è minore di 30 cm per pali fino a 10 m e non minore di 40 cm per lunghezze comprese tra 10 e 15 m. I pali molto lunghi sono in genere rastremati; la dimensione laterale minima non è inferiore a 20 cm, e la rastremazione è dell'ordine dell'1%.

4-2-2 ARMATURA.

L'armatura del palo deve essere tale da poter resistere agli sforzi creati dal sollevamento e dal trasporto, dalla battitura e dal carico statico che deve sopportare. Alcuni tecnici aumentano del 100% il peso del palo per tener conto delle scosse durante il trasporto; il che è forse eccessivo se si prendono opportuni accorgimenti per evitare questi urti.

Le tensioni causate dal trasporto dei pali possono essere ridotte ai limiti desiderati aumentando il numero dei punti di sospensione. Per pali di lunghezza eccezionale si adoperano anche 6 punti di sospensione, ma in genere tre sono sufficienti. Se il palo è corto e di sezione costante, può essere agganciato in un sol punto a metà lunghezza. Il massimo momento sarà allora $P l/8$ (P è il peso del palo e l la sua lunghezza). Se i punti di sospensione sono due il momento sarà minimo, quando il momento positivo al centro uguaglia i momenti negativi ai supporti, ciò che si ottiene ponendo i supporti a una distanza di $0,20 l$ dall'estremità. Con tre supporti i momenti minimi si hanno quando le reazioni sono uguali e ciò si ottiene ponendo un supporto al centro e gli altri a distanza $0,138 l$ dall'estremità (fig. 4-1).

Più difficili da valutarsi sono le tensioni che si generano durante l'infissione dei pali. L'*armatura longitudinale*, che si mette nella misura tra 0,6 e 3% della sezione del palo, non apporta gran beneficio. Alcuni regolamenti americani richiedono una quantità di ferro pari al 2% della sezione ed in genere si prescrive una percentuale non minore dell'1% e non maggiore del 4% della sezione del palo (1).

L'*armatura trasversale* può essere di due tipi: l'una consiste in staffe quadrate e circolari disposte ad intervalli che variano più o meno secondo la posizione; l'altra in una spirale continua per tutta la lunghezza, con passo variabile. Questa staffatura aumenta la resistenza del calcestruzzo alla compressione longitudinale ed agli sforzi di taglio. La staffatura a spirale è stata introdotta nei pilastri, come è noto, dal Considère.

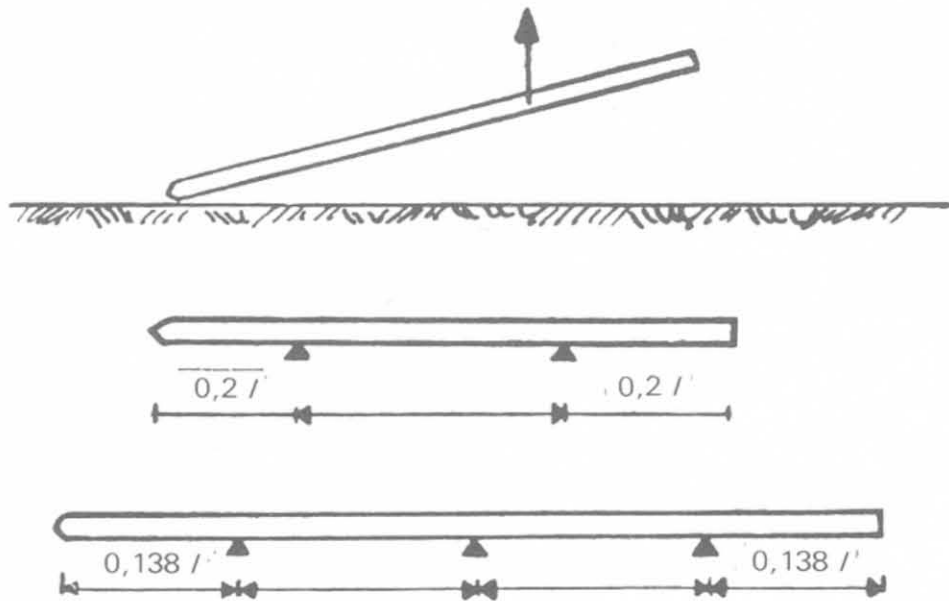


Fig. 4-1.

Il nostro regolamento sul cemento armato prescrive: « nelle membrature di sezione poligonale regolare o circolare, armate con ferri longitudinali racchiusi da una spirale di passo non superiore a $\frac{1}{5}$ del diametro del nucleo di conglomerato cerchiato sollecitato a pressione assiale, si può assumere come sezione resistente quella costituita dalla sezione del nucleo più 15 volte l'area dei ferri longitudinali, più 45 volte la sezione di un'armatura longitudinale ideale di peso uguale a quello della spirale ».

Il passo dell'armatura a spirale è minore alle due estremità del palo. Ricerche teoriche sperimentali hanno dimostrato che la teoria ondulatoria delle propagazioni degli sforzi dovuti alla battitura può applicarsi all'infissione dei pali in cemento armato. La compressione prodotta dal colpo del maglio si propaga dall'alto al basso a partire dalla testa del palo; si riflette, a partire dal piede, sotto forma di compressione se il terreno è molto resistente, di trazione

(1) American Railway Engineering Association.

se il terreno è poco compatto. Lo sforzo in un punto qualunque del palo è uguale alla somma degli sforzi corrispondenti alle onde nei due sensi. Nell'infissione in terreni compatti gli sforzi di compressione possono sorpassare i 20000 kN/m². Le peggiori condizioni sono realizzate quando il totale degli sforzi di compressione è localizzato al piede. La compressione può allora raggiungere teoricamente il doppio della pressione massima sulla testa. L'attrito sulle pareti del palo ha debole influenza sul valore della pressione in testa, ma può esercitare un'influenza importante sulla riduzione degli sforzi nella parte infissa del palo.

Allorchè l'infissione è facile, cioè quando ad ogni colpo del maglio corrispondono grandi affondamenti, la resistenza alla base è debole e l'onda trasmessa dal colpo si riflette sotto forma di trazione; questa si combina coll'onda di compressione che discende dalla testa del palo e ne risultano degli sforzi effettivi di trazione, che variano da un valore nullo alla punta sino ad un massimo verso la metà del palo.

4-2-3 DETERIORAMENTO.

I pali infissi totalmente nel terreno hanno, in genere, durata illimitata. Soltanto se il terreno è imbevuto d'acque acide od alcaline, e queste filtrano con relativa facilità (terreni permeabili), il calcestruzzo può deteriorarsi col tempo (presenza di acido solforico, solfato di sodio e magnesio, acidi organici risultanti dalla decomposizione di sostanze vegetali). Nelle strutture marittime il calcestruzzo dei pali può essere attaccato dalla salsedine. Le cause del fenomeno non sono ben definite, ma è noto che l'*idrossido di calcio*, che si forma durante la presa del cemento, è solubile nell'acqua e così se l'acqua filtra nel calcestruzzo (attraverso lesioni capillari prodotte dalla battitura) scioglie l'idrossido di calcio e lo porta via in soluzione. Un altro fattore è la reazione del *solfato* e del *cloruro di magnesio* contenuti nell'acqua del mare: a contatto coi ferri li danneggiano rapidamente. È quindi necessario un buon ricoprimento ed un getto compatto. Quando i solfati sono in presenza d'acqua ed in contatto del calcestruzzo, si produce un solfato alluminato di calcio che cristallizza, con molta acqua, in forma di aghi microscopici e dilata il calcestruzzo sino a disgregarlo (bacillo del cemento).

Le acque del sottosuolo possono inoltre contenere i *gessi* (solfati di calcio), come noto assai dannosi per il calcestruzzo. È consigliabile impiegare getti compattissimi quali si possono ottenere con la centrifugazione. Secondo il Maynard, che si è occupato dell'argomento sull'influenza delle acque marine sul calcestruzzo, nessun agglomerante può resistere teoricamente all'acqua marina. Egli consiglia di usare cementi ben cotti, di fare impasti molto compatti e farli stagionare all'aria prima d'immergerli in mare e di usare sempre cemento molto pozzolanico. Terzaghi cita il caso di alcune pile di un ponte sul fiume Necker in Germania che furono fondate su pali, costruiti fuori opera, attraverso 10 m di sabbia e ghiaia. Dopo alcuni mesi le pile cedettero perchè il calcestruzzo fu attaccato dal CO₂ che filtrava dalla roccia.

Le fondazioni di un ponte sull'Elba furono fatte su pali di calcestruzzo da 10 a 12 m. Si estendevano 10 m sotto il livello di magra sino ad un banco

di argille scagliose; lo scavo fu eseguito in aria compressa. Nonostante le dimensioni rilevanti, le pile cedettero in tal modo che non fu possibile eseguire la sovrastruttura. L'acqua che filtrava dal sottosuolo era incolore e inodore e fu creduta non aggressiva. Conteneva invece una quantità di SO_3 equivalente a 1,7 g di H_2SO_4 per litro. Il deterioramento fu tale che le pile dovettero essere ricostruite.

Pali in cemento armato costantemente infissi in acqua di mare (pontili ad esempio) in genere si conservano bene perchè l'assorbimento del cloro è uniforme su tutta l'area e non si verificano pertanto in seno all'armatura quelle differenze di potenziale che sono la causa delle corrosioni dei cementi armati posti in vicinanza del mare⁽¹⁾.

4-3 I primi tipi caratteristici

Tra i pali in cemento armato costruiti fuori opera ricordiamo in ordine di tempo:

4-3-1 PALO HENNEBIQUE.

Ha sezione quadrata a facce parallele. L'armatura è costituita da 4 ferri longitudinali (fig. 4-2) e da staffe quadrate disposte a distanza variabile (5÷8 cm in testa e alla punta; 15÷20 cm nel corpo del palo). La sezione massima è 40×40. In tabella IV-1 sono indicate le caratteristiche di resistenza.

TABELLA IV-1.

Lato cm	Peso kg/ml	Perimetro cm	Area cm ²	Momento di inerzia cm ⁴	Momento resistente cm ³
20	96	80	400	13 333	1 333
22	116	88	484	19 521	1 775
24	138	96	576	27 648	2 304
26	162	104	676	38 081	2 929
28	188	112	784	51 221	3 659
30	216	120	900	67 500	4 500
32	246	128	1 024	87 381	5 461
34	277	136	1 156	111 361	6 551
36	311	144	1 296	139 968	7 776
38	346	152	1 444	173 761	9 145
40	384	160	1 600	213 333	10 667

4-3-2 PALO CONSIDÈRE.

Il Considère porta l'innovazione assai importante dell'armatura a staffe in spirale. In genere la sezione del palo è ottagonale (fig. 4-3). Il passo è di circa 4÷5 cm all'estremità e 6 cm nel corpo del palo.

⁽¹⁾ R. SANSONI, L. NICOTRA, «Studio sulle corrosioni delle armature in ferro nelle opere in cemento armato, ubicate nelle vicinanze dei litorali marini», *Rassegna dei Lavori Pubblici*, ottobre 1960 e gennaio 1962.

La cerchiatura offre notevole resistenza ai colpi di maglio tanto da rendere possibile, in taluni casi, anche la battitura senza il cuscinetto di protezione. Alla punta i pali sono provvisti di una puntazza in ferro analoga a quella dei pali in legno, contro cui appoggiano i ferri longitudinali, incorporata nel getto.

I pali, con avvolgimento a spirale, vengono fatti anche con nuclei quadrangolari ed in genere si preferisce questa sezione perchè di più semplice esecuzione.

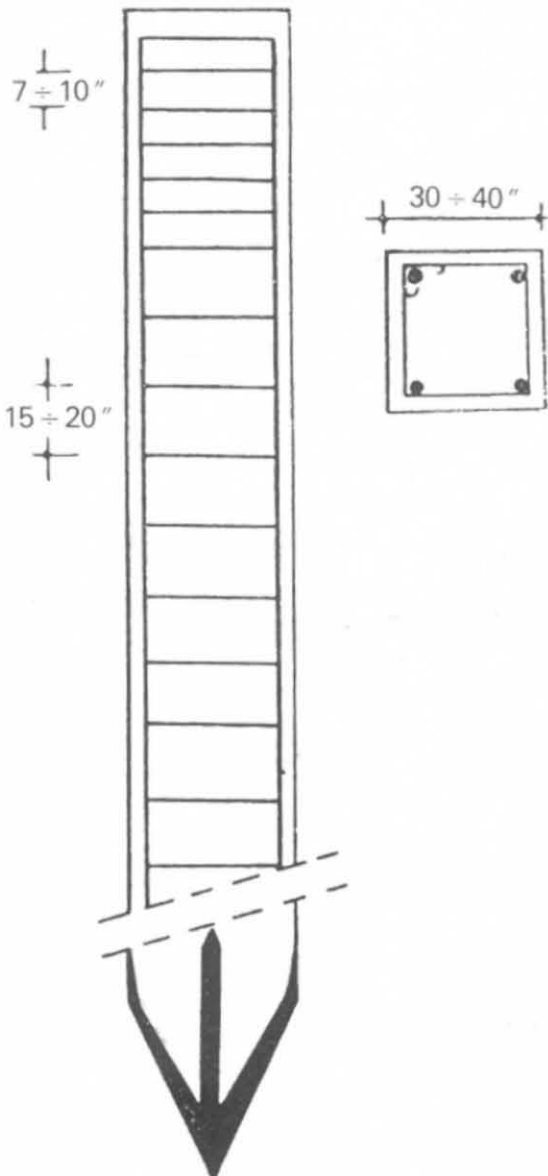


Fig. 4-2 - Palo Hennebique.

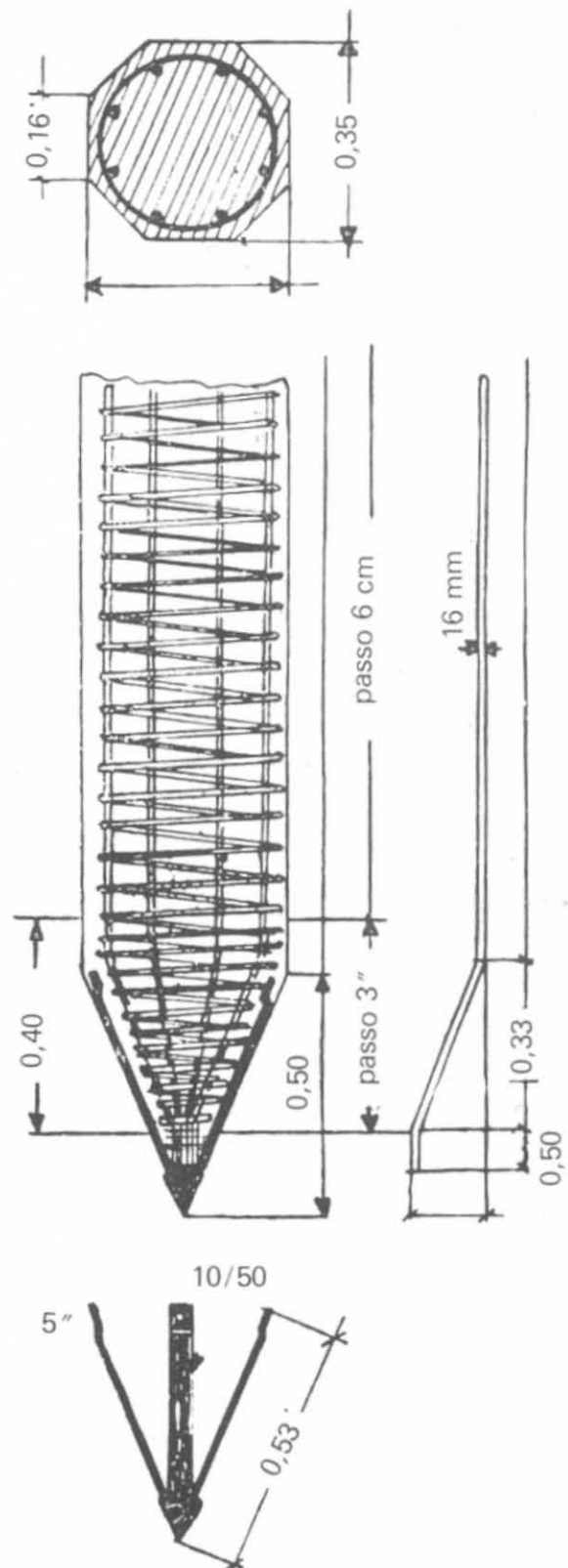
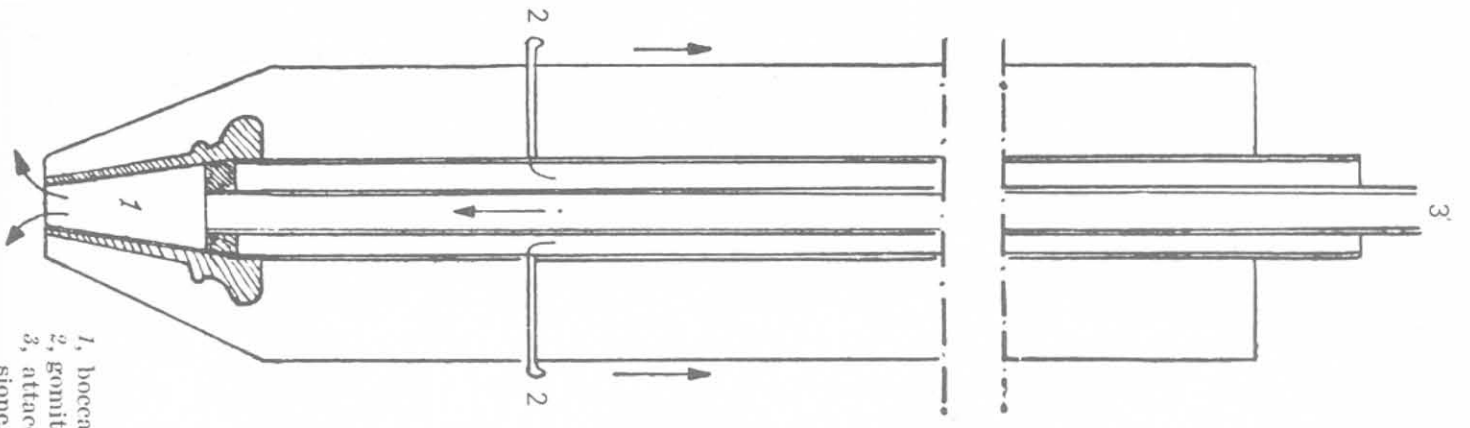


Fig. 4-3 - Palo Considère.

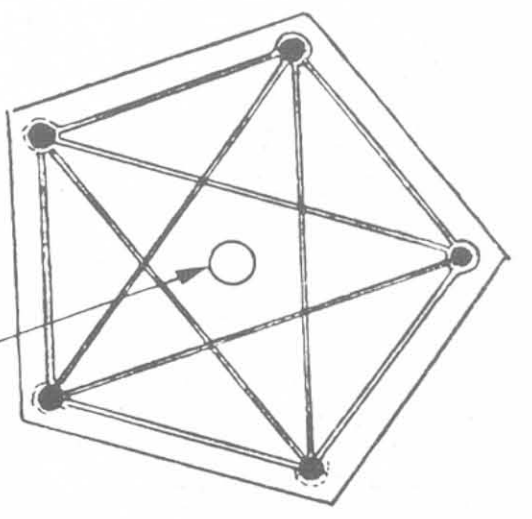
4-3-3 PALO BIGNEL.

È stato studiato in modo da poter essere infisso senza battitura con l'aiuto dell'acqua in pressione. Presenta un foro centrale lungo l'asse longitudinale in cui si può lanciare un getto d'acqua od aria compressa (fig. 4-4). L'acqua esce



1, bocca di getto di ghisa.
 2, gomito per il getto laterale.
 3, attacco al tubo di alta pressione.

Fig. 4-4 - Palo Bignel.



Tubo per iniezione acqua

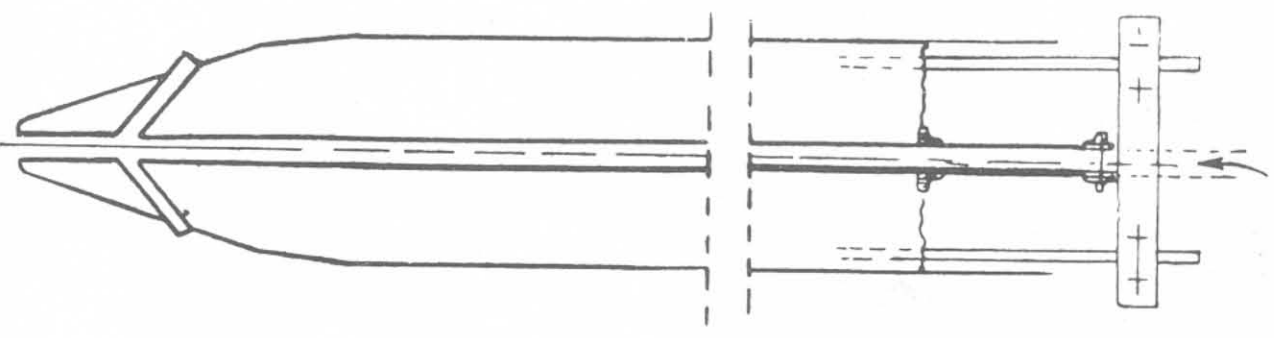
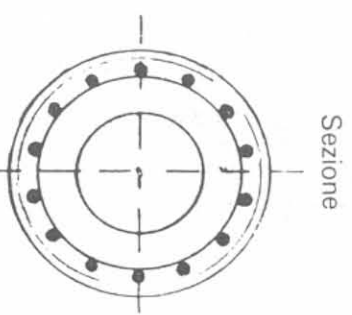
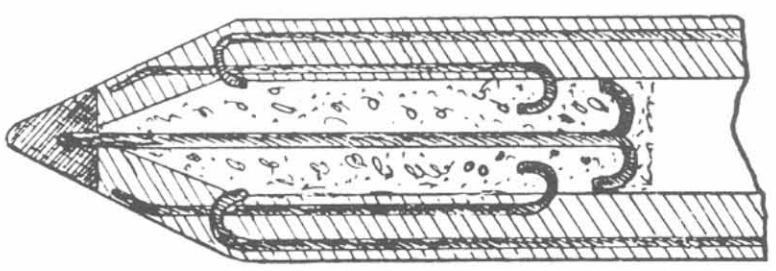


Fig. 4-5 - Palo Zublin.



Sezione



Dettaglio puntazza

Fig. 4-6 - Palo SCAC.

anche lateralmente da appositi fori e ciò aiuta a smuovere il terreno ed a facilitare la discesa del palo per peso proprio.

Il sistema può essere adottato in terreni sabbiosi o sabbio-argillosi che possono essere smossi dall'acqua in pressione. L'attrito, che momentaneamente si annulla tra palo e terreno, si manifesta allorchè cessa l'azione dell'acqua, data l'incoerenza della sabbia. Con l'acqua compressa possono essere infissi, come vedremo, pali costruiti fuori opera di qualunque genere anche con sezione piena. Il tipo Bignel, assai costoso, è oggi quasi del tutto abbandonato.

4-3-4 PALO ZUBLIN.

Fu costruito nel primo novecento dalla ditta Zublin di Strasburgo. Ha sezione pentagonale con armatura longitudinale (5 ferri) e staffe disposte a stella (fig. 4-5). Se è infisso con l'acqua compressa presenta come il precedente un foro longitudinale.

4-4 I tipi moderni.

4-4-1 PALO SCAC.

È certamente il palo più interessante tra tutti i pali prefabbricati ed ha un vastissimo impiego sia in opere di fondazione che in strutture aeree (linee elettriche). I pali SCAC sono costruiti in Italia dalla S. A. Cementi Armati Centrifugati. Per effetto della centrifugazione i pali SCAC risultano internamente vuoti (fig. 4-6); lo spessore dell'anello di calcestruzzo viene calcolato ed ottenuto di dimensioni corrispondenti allo scopo cui servono, alla loro portata, lunghezza e diametro.

Oltre alla ottima qualità di calcestruzzo si ottengono dei pali che per la loro leggerezza hanno notevoli vantaggi rispetto agli altri tipi costruiti in cantiere a sezione piena. L'armatura del palo SCAC varia secondo il genere d'impiego. È costituita da tondini longitudinali di acciaio con carico di rottura non inferiore a 750 MN/m^2 e da una fitta spirale doppia di filo di ferro crudo (fretage). La resistenza del calcestruzzo consente la battitura con magli pesanti senza compromettere la compagine del palo. Le applicazioni più importanti dei pali SCAC sono:

- a) palificazioni per fondazioni;
- b) pali piloti per sostegno di pontili, ponti, canali, passerelle, ecc.;
- c) strutture di sostegno per illuminazione, linee elettriche;
- d) palificazioni di muri di sponda, fari portuali, ancoraggi, ecc.

4-4-2 I "PILOTI" SCAC.

Con il termine di "piloti" la SCAC intende indicare i pali prefabbricati per le fondazioni (dal francese "pilotis") per distinguerli da quelli che sono impiegati nelle linee aeree. Il termine è diventato di uso corrente.

I piloti hanno forma troncoconica, cilindrica oppure mista cilindro tronco-

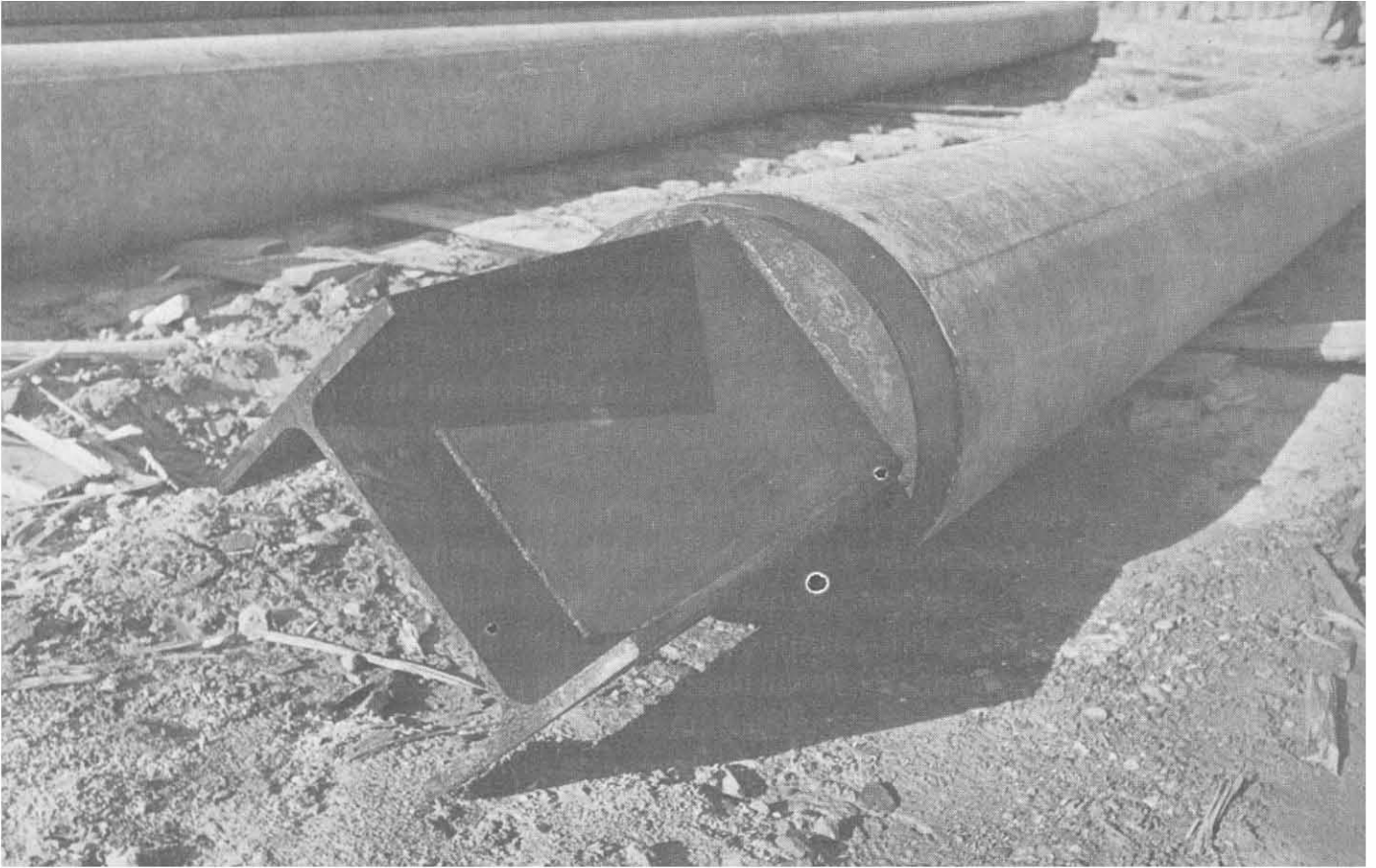


Fig. 4-7.

conica. La rastremazione è di 1,5 cm per metro. Il diametro in punta per terreni poco consistenti è di 22 cm e per lunghezze sino a 12 m. Per terreni più consistenti si adotta il diametro in punta di 24 cm che è il diametro minimo consigliato per piloti di 13 ÷ 16 m. La lunghezza massima dei piloti troncoconici monolitici realizzata dalla SCAC è di 27 m.

La SCAC è in grado di costruire piloti cilindrici con diametro di 26-33-40-45-50 cm; la lunghezza massima dei piloti cilindrici monolitici è di 20 m. Lo spessore dei piloti viene calcolato in base ai carichi che devono essere sopportati ed in genere varia da 1/4 a 1/6 del diametro.

La punta dei piloti è protetta da una puntazza metallica formata da un cono di lamiera con angolo al vertice di 60°, recante, saldati, spezzoni di tondini per ancoraggio. In terreni particolarmente compatti la lamiera ha lo spessore di 2 ÷ 3 mm e la punta è ricavata da un massello di ghisa.

Un tipo speciale di puntazza viene adottato nel caso di piloti che appoggiano su roccia (fig. 4-7).

4-4-3 PILOTI IN PIÙ ELEMENTI.

Per superare le difficoltà di trasporto ed il costo notevole delle armature la SCAC ha studiato un tipo di giunto fra elementi di piloti da eseguire facilmente in opera.

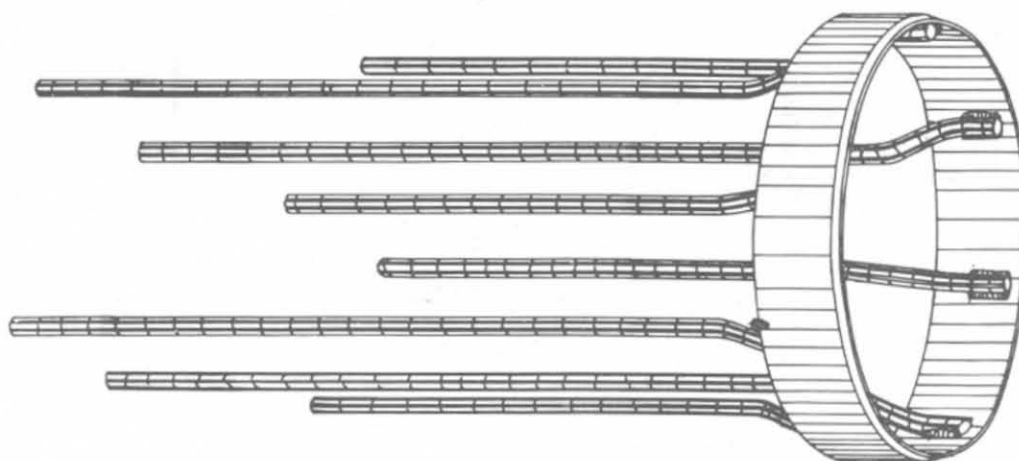


Fig. 4-8 - Ghiera per giunzione piloti (SCAC).

Il sistema consiste nel centrifugare alle estremità di ogni tronco da unire un anello di acciaio dotato di armatura longitudinale (fig. 4-8).

Infissa la prima parte del palo viene sovrapposto ad essa il secondo tronco che viene centrato e reso coassiale al primo (fig. 4-9).

Successivamente i bordi dei due anelli di acciaio posti alle estremità dei due tronchi sono saldati oppure fissati con spinotti.

L'infissione può avvenire anche obliquamente secondo la direzione delle ri-

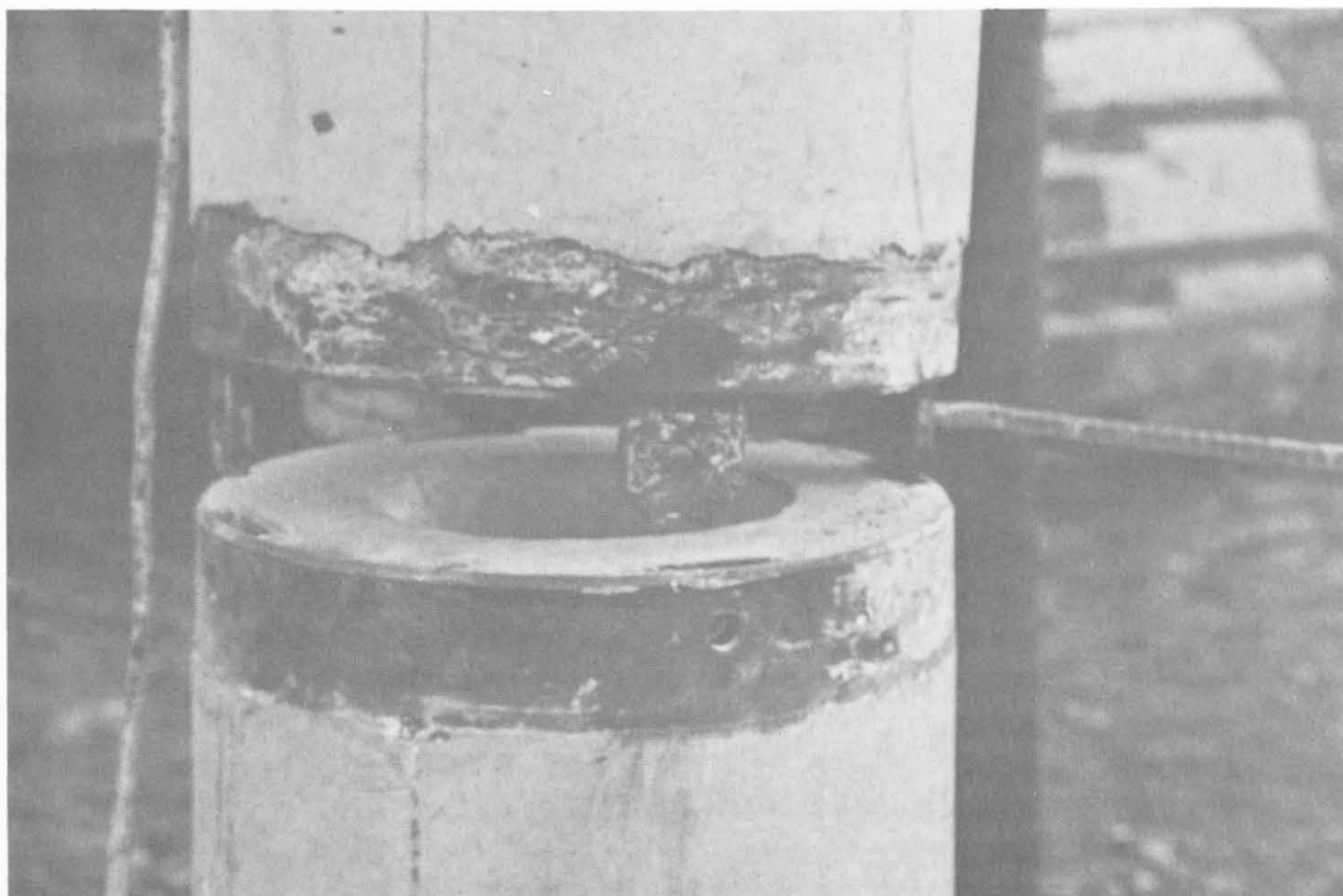


Fig. 4-9 - Giunzione di piloti SCAC.



Fig. 4-10 - Fondazione su piloti SCAC.

sultanti delle sollecitazioni provenienti dalle strutture sovrastanti: data la loro armatura e la loro resistenza possono assorbire momenti flettenti e sforzi taglianti in modo superiore — a parità di sezione — degli altri tipi di pali. Per le opere di fondazione sono in genere preferiti i pali troncoconici che per la loro forma sono più atti a mobilitare l'intera reazione passiva del terreno circostante. In fig. 4-10 è mostrata una fondazione su piloti SCAC.

Con questo sistema sono stati costruiti piloti in tre elementi della lunghezza complessiva di 560 m.

4-4-4 PILOTI LUBRIFICATI.

Per i casi in cui l'effetto dell'attrito negativo, di cui parleremo diffusamente al cap. XV, possa risultare particolarmente vistoso la SCAC ha proposto pilo-

ti parzialmente rivestiti con lamierino. Questi piloti sono cilindrici nella parte interessata dall'attrito negativo rivestita con un lamierino che forma una intercapedine da riempire con slip-layers della Shell (fig. 4-11).

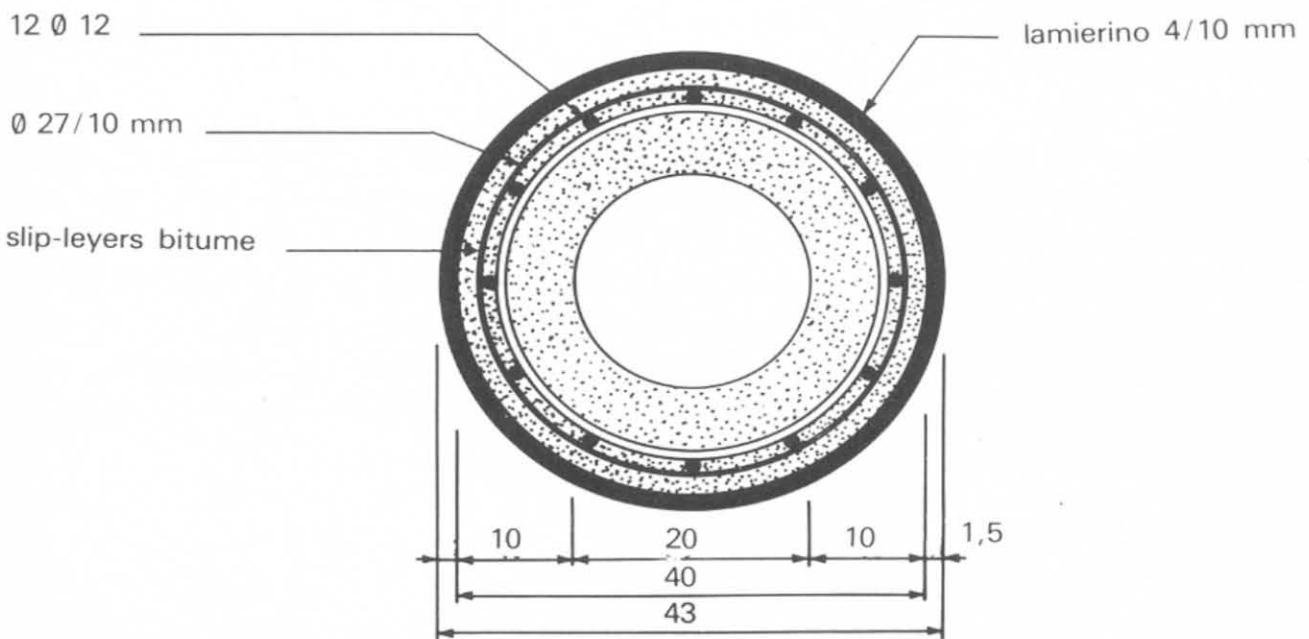
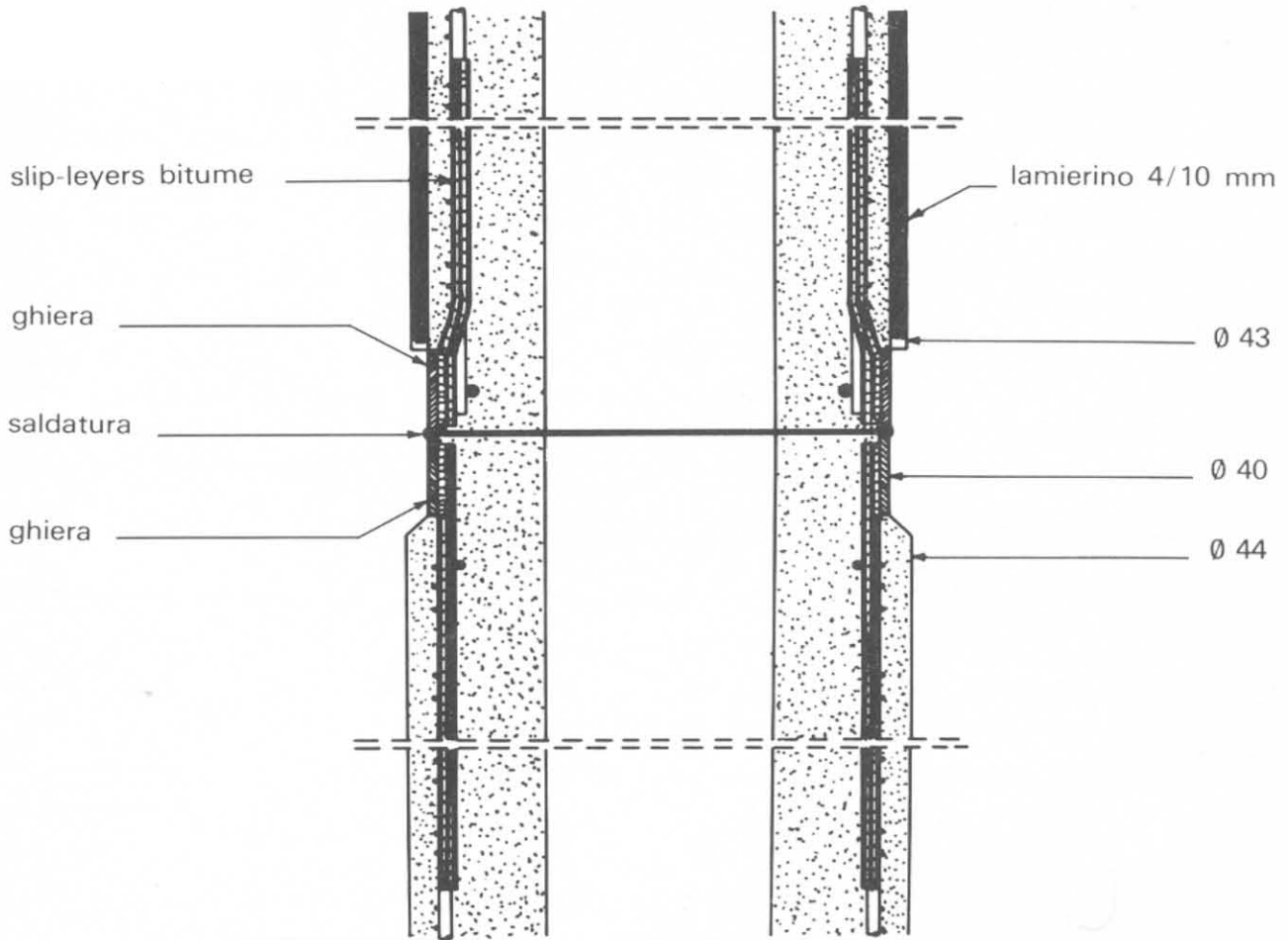


Fig. 4-11 - Pilota lubrificato (SCAC).

4-4-5 PALI CILINDRICI AD ELEMENTI.

Classifichiamo in questa categoria due tipi di pali:

- a) pali ad elementi pressoinfissi con martinetti idraulici;
- b) pali ad elementi introdotti nel terreno per mezzo di un mandrino infisso con battitura.

Alla prima categoria appartengono i pali di sottofondazione (sia in calcestruzzo che in ferro) di cui parleremo al cap. VII; alla seconda i pali West ⁽¹⁾. Questi ultimi sono costituiti da elementi cilindrici in c.a. che scendono nel terreno contemporaneamente all'infissione di un mandrino per mezzo di un battipalo: raggiunta la profondità desiderata la puntazza e gli elementi cilindrici rimangono infissi nel terreno ed il mandrino viene estratto. Si introduce nella cavità un'armatura metallica e si riempie di calcestruzzo. In un certo senso questo tipo di palo potrebbe essere classificato fra i tipi gettati nel terreno con tuboforma non recuperabile: lo differenzia il fatto che il tuboforma non è battuto ma scende nel terreno per gravità, e non è di lunghezza predeterminata ma costituito da elementi. La profondità del palo viene fissata in base ai risultati di infissione della puntazza in c.a.

I pali West vengono eseguiti normalmente con diametri variabili da 33 a 60 cm in elementi lunghi un metro. In Inghilterra hanno trovato un certo sviluppo; la torre del Crystal Palace Television a Londra (200 m di altezza), ad esempio, è fondata su gruppi di pali West.

B) Pali gettati in opera in tubo-forma recuperabile.

4-5 Premessa.

A questa categoria appartengono tutti i pali ottenuti gettando del calcestruzzo fresco in una cassaforma metallica (tubo-forma) infissa nel terreno con i colpi di maglio, *senza asportazione di materiale*. Il tubo-forma, a getto avvenuto, viene di mano in mano estratto e recuperato. Secondo il modo di infissione del tubo e del costipamento del calcestruzzo, questi pali si suddividono nei tipi: Simplex (o derivati), Franki, Express e Vibro. Sono molto noti e largamente impiegati in Italia e all'estero specialmente per pali non molto profondi e di media portata, in quanto è possibile ottenere in terreni incoerenti un energico costipamento del sottosuolo. Non lo sono invece in fondazioni troppo ristrette o vicino a fabbricati esistenti, sia per l'ingombro dell'attrezzatura, sia per i danni che i forti colpi del maglio possono provocare alle opere vicine.

⁽¹⁾ Controllati dalla West's Piling and Construction Co. Ltd, Londra.

4-5-1 PALI SIMPLEX E DERIVATI.

Il sistema originario è stato applicato per la prima volta in America dall'ing. Frank-Shuman ed ha avuto un vasto successo. Esso consisteva nell'affondare nel terreno un tubo munito di puntazza recuperabile tipo « alligator » sino al rifiuto desiderato; versarvi del calcestruzzo fresco ed estrarre di mano in mano il tubo-forma costipando il beton con un apposito maglio (fig. 4-12).

Il palo può essere armato con una gabbia metallica composta di ferri longitudinali collegati con una spirale. In seguito alla puntazza « alligator » si sostituì una puntazza in calcestruzzo che viene abbandonata nel terreno.

Per il palo Simplex, brevettato in Italia dalla Ferrobeton, si usavano tubi-forma da 40 a 60 cm di diametro. Il calcestruzzo non era più costipato col maglio poichè è in pratica sufficiente la compressione che il beton subisce per caduta naturale nell'interno del tubo. Inserendo un palo dentro l'altro, cioè battendo concentricamente il tubo con una nuova puntazza nel calcestruzzo ancora fresco, si costringe il calcestruzzo ad allargarsi costipando lateralmente il terreno e si forma il palo detto « duplex ». Questo tipo è adatto per carichi più elevati ed in terreni molto compressibili senza strati resistenti. In casi eccezionali, per pali molto corti, si può ripetere l'operazione una terza volta ed ottenere il palo « triplex ».

In genere per irrobustire il palo e renderlo atto a portare forti carichi anche quando alla profondità voluta o alla massima possibile il terreno non dia sufficiente garanzia di consistenza, si crea alla base del palo un ingrossamento, o bulbo per aumentare la sezione utile di appoggio sul terreno. La forma derivata dal simplex prende il nome di *simplex pressato* e si ottiene come segue: riempito il tubo-forma di calcestruzzo, lo si solleva (fig. 4-13) di un tratto (circa 1 metro), si riempie il tubo di altro calcestruzzo e si chiude la testa del tubo-forma con uno stampo di acciaio sul quale batte il maglio facendo affondare di nuovo il tubo. Il calcestruzzo non potendo espandersi nell'interno della colonna, si allargherà al di fuori, nella parte terminale, costipando il terreno. Ripetendo più volte le operazioni si possono ottenere bulbi delle dimensioni volute, sia alla base che lungo il fusto del palo. Con 350 pali simplex pressati è stato fondato, ad esempio, il campanile del Santuario a valle di Pompei alto 70 m; lo stabilimento idrovoro delle Pilastresi, uno dei più grandi d'Europa; la nuova stazione marittima di Napoli; la sede del Consiglio Nazionale delle Ricerche in Roma. Tutti questi edifici sono stati fondati dalla Ferrobeton con pali simplex o duplex.

Oggi questi pali, con l'introduzione delle nuove tecnologie dei pali a grande diametro e ad elica continua, sono praticamente caduti in disuso.

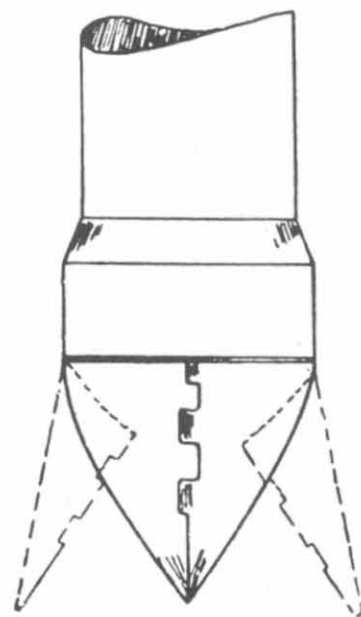


Fig. 4-12.

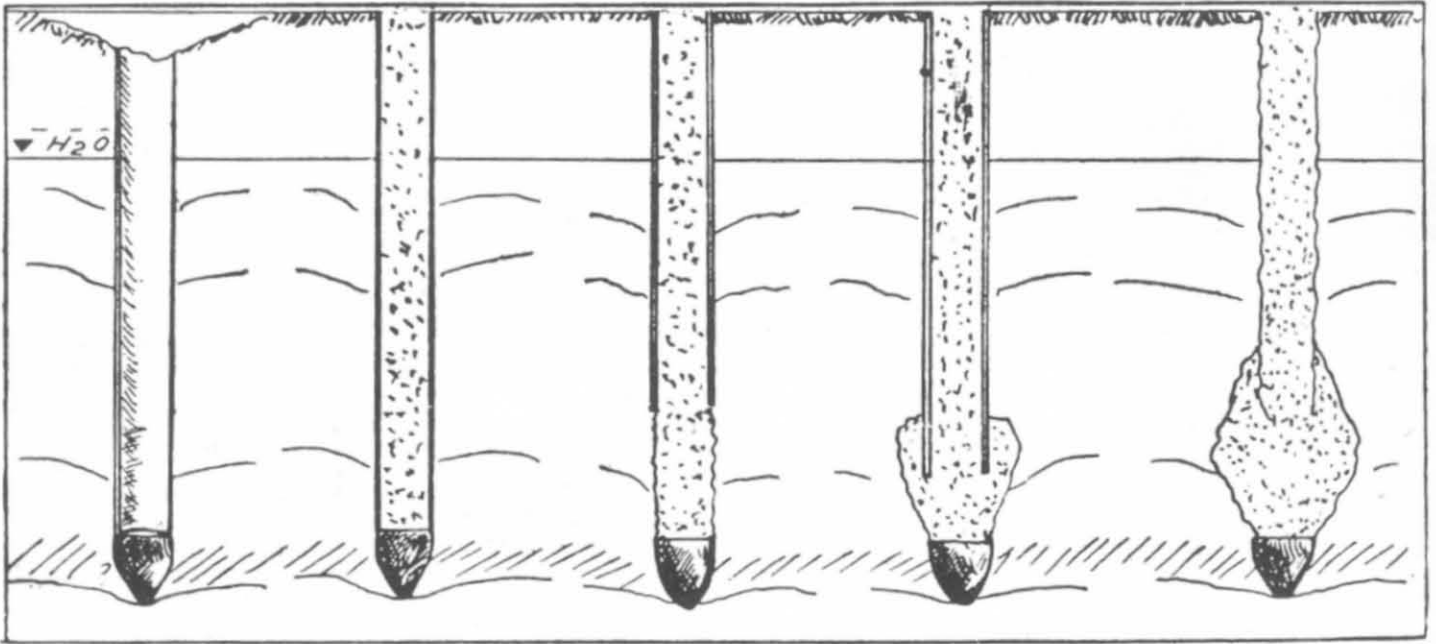


Fig. 4-13 - Palo Simplex pressato.

4-5-2 PALI FRANKI.

Sono apparsi in Belgio per la prima volta nel 1909 su brevetto dell'ing. Frankignoul; fu costituita successivamente la Compagnia Internazionale Pieux Armes Frankignoul che divenne, in breve, una delle società specializzate in fondazioni più conosciute a carattere internazionale.

Il palo Franki differisce dal palo simplex sostanzialmente per il sistema d'infissione del tubo e di formazione del bulbo di base. È infatti un palo in calcestruzzo cementizio gettato in opera entro un tubo-forma metallico previamente infisso nel terreno, ed è costituito da una base inferiore, espansa proporzionalmente alla compressibilità dello strato di terreno raggiunto, e da un fusto rugoso di diametro variabile secondo la natura degli strati attraversati.

Viene eseguito per mezzo di battipali di grande potenza che utilizzano magli del peso da 20 a 40 kN con altezza di caduta fino a sette-otto metri, e sviluppano perciò l'energia cinetica necessaria per la formazione delle notevoli espansioni di base.

È pertanto sfruttata al massimo la capacità portante del terreno mobilizzando l'intera reazione passiva per effetto della forte costipazione indotta in esso.

Il palo Franki può essere eseguito verticale od inclinato, con armatura metallica o senza, ed essere applicato a tutti i problemi di fondazione ed a tutti i terreni. Le fasi di esecuzione del palo sono le seguenti (fig. 4-14).

a) *Affondamento del tubo.* — Dopo aver appoggiato il tubo a terra si getta sul fondo un certo quantitativo di calcestruzzo di consistenza asciutta che il maglio con caduta libera di parecchi metri dispone in forma di tappo aderente all'involucro. Tale tappo, sotto l'azione continua del maglio, penetra nel terreno

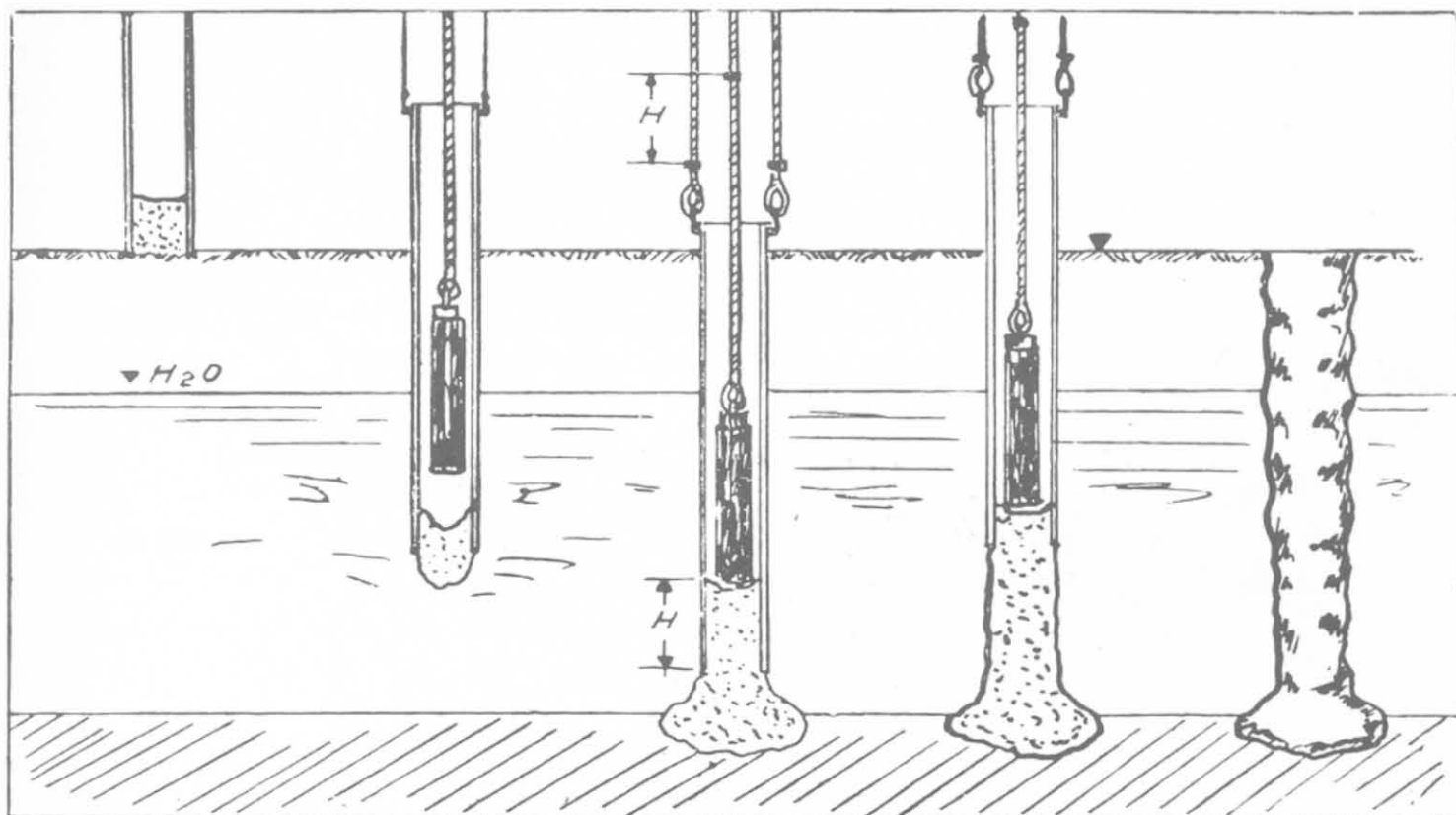


Fig. 4-14 - Palo Franki.

e trascina con sè per la sua forte aderenza il tubo fino alla voluta profondità, impedendo nello stesso tempo sia alle acque sotterranee che alle terre di penetrare all'interno.

Il vano formato dall'affondamento del tubo viene quindi mantenuto all'asciutto, anche in presenza di acqua di sottosuolo.

b) *Formazione della base del palo.* — Operato l'affondamento del tubo si inizia l'esecuzione della base fissando anzitutto il tubo stesso in modo da impedire che abbia ad affondare maggiormente, e regolando la caduta e la frequenza dei colpi del maglio in modo da vincere, questa volta, l'aderenza del tappo contro l'involucro e costringendolo ad espandersi e a penetrare negli strati meno compatti del sottosuolo, ovunque il terreno presenti lacune o zone di possibile compressione.

Si continua poi ad aggiungere piccole quantità di beton proporzionato al grado di assorbimento del terreno, avendo cura di controllare che resti nel tubo una quantità di calcestruzzo sufficiente ad impedire l'entrata dell'acqua e delle terre. Questo controllo si ottiene mediante segni di riferimento tracciati sulle due corde cui è agganciato il tubo e su quella cui è assicurato il maglio.

Le dimensioni dell'ampia base variano a seconda della natura degli strati di fondazione. Essa può assorbire nei terreni molto compressibili oltre un metro cubo di calcestruzzo.

c) *Formazione del fusto del palo.* — Il fusto del palo si ottiene aggiungendo del calcestruzzo, sempre di consistenza asciutta, per mezzo di una benna

speciale, battendolo con la massa e sollevando tratto per tratto la camicia metallica mentre il maglio col proprio peso impedisce che il materiale serrato dalla terra risalga contro l'involucro. Il materiale di volta in volta spinto nel tubo forma, viene misurato in quantità tale da conservare fra l'orlo inferiore del tubo e la superficie colpita una chiusura di beton di altezza variabile con la pressione del terreno tale da formare un tappo ermetico all'infiltrazione dell'acqua. Ad ogni ripresa il calcestruzzo compresso dal maglio invade il terreno circostante, espandendosi, a seconda della maggiore o minore resistenza degli strati attraversati, in forma di anelli irregolari o sporgenti (fig. 4-15).

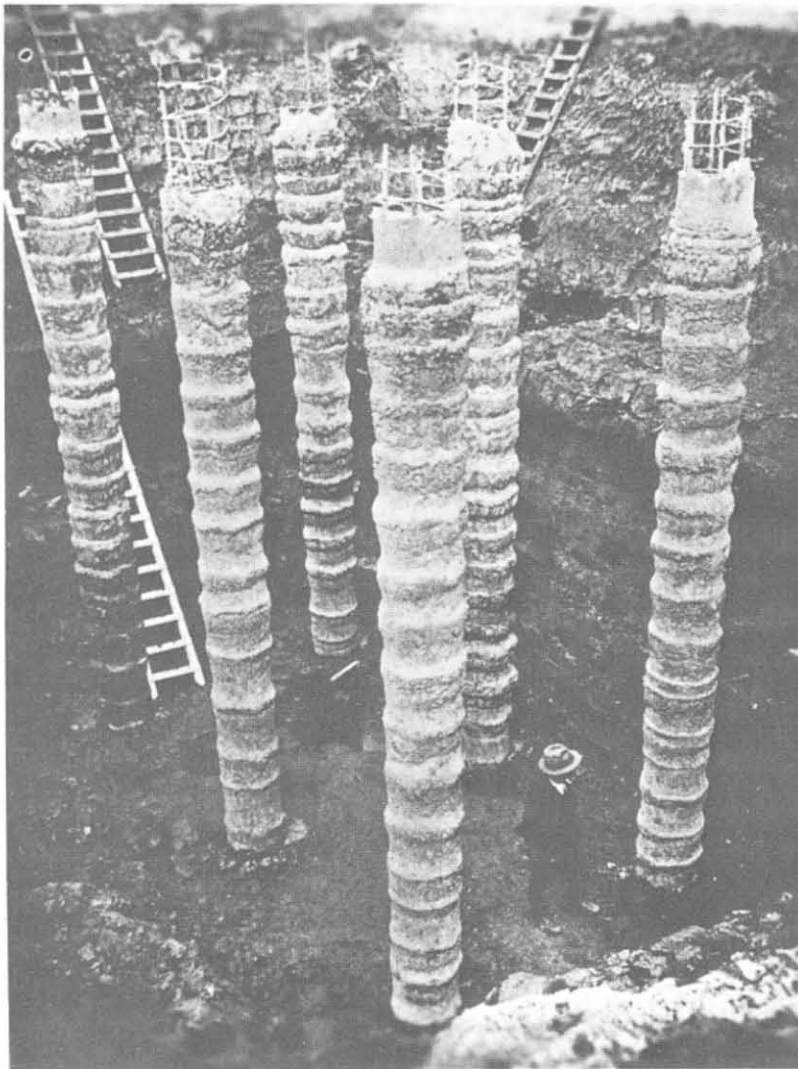


Fig. 4-15 - Pali Franki.

Il fusto assume un diametro superiore a quello del tubo in cui fu eseguito provocando quindi nel terreno una seconda energica compressione, ed il palo ultimato può in tal modo paragonarsi ad una colonna di grande diametro avente una superficie molto rugosa con innumerevoli sporgenze anulari incastrate fortemente nel terreno ed assicurata ad una base molto allargata.

Il diametro del tubo è scelto secondo l'entità dei carichi; varia in genere da 35 a 60 cm.

Con l'aumentare della profondità le spinte dei terreni, specialmente nei terreni sciolti e in presenza d'acqua, assumono valori tali da poter pregiudicare la continuità del calcestruzzo del fusto qualora non siano efficacemente contrastate. I battipali Franki sono in grado di azionare magli fino a 40 q di peso con parecchi metri di caduta libera e di sviluppare pertanto una energia cinetica tale da vincere anche forti sottopressioni. Sono muniti di motore Diesel o di caldaie a vapore di una potenza aggirantesi sui 100 CV.

Essi sono il prodotto risultante da lunghi studi ed esperimenti compiuti in molti anni di attività della Pieux Franki del Belgio: nuovi perfezionamenti vengono costantemente introdotti che non solo aumentano la produzione ma mettono a disposizione dei mezzi sempre più idonei allo scopo da raggiungere.

La macchina Franki tipo XVII-L (fig. 4-16) è la più recente di tali attrezzature; ha funzionamento semiautomatico, nel senso che il solo macchinista è in grado di comandare a mezzo di apposita pompa idraulica i rapidi movimenti di traslazione e rotazione della macchina per il piazzamento della stessa e per il carico e scarico dagli appositi carrelli per il trasporto. Il gruppo argani a tre tamburi è realizzato in modo da poter far procedere l'estrazione del tubo-forma senza sospendere la battitura del maglio, inoltre il terzo tamburo comanda una benna speciale scorrevole sull'antenna per il getto del calcestruzzo nell'interno del tubo-forma. L'antenna costituisce sostegno e guida del tubo e ne assicura quindi l'infissione nell'esatta posizione e direzione voluta. Può essere inclinata fino a 15° a mezzo di puntoni a cannocchiale con movimento comandato direttamente dal motore. L'antenna riceve tubazioni di un solo pezzo fino a 19 metri. Nella maggioranza dei casi i pali non superano questa lunghezza e quindi viene eliminato il perditempo per l'innesto di una prolunga.

giori — in genere non si superano i venti metri — basta una sola prolunga. dei pali, fattore di grande importanza sia per l'economia diretta dell'insieme della palificazione, sia per i vantaggi indiretti notevolissimi che il costruttore trae sempre da una rapida esecuzione del complesso di fondazione.

Si può affermare che in terreni di media consistenza ed in cantieri senza speciali soggezioni la produzione giornaliera media di una di queste attrezzature si aggiri sui cento metri al giorno: il che significa la possibilità di portare a termine nel giro di pochi giorni lavori di notevole importanza.

Si è visto come il palo Franki sfrutti al massimo la capacità portante del terreno: la resistenza alla penetrazione dovuta all'attrito laterale assume valori notevoli sia per la conformazione del fusto, che è di diametro variabile secondo la compressibilità del terreno, sia perchè l'affondamento del tubo-forma, che avviene senza estrazione di materiale, provoca un costipamento dello stesso, tanto più sensibile quanto maggiore è la concentrazione dei pali nell'area considerata.

Se devono resistere a sforzi trasversali di una certa entità od essere sottoposti a sforzi di trazione i pali Franki possono essere armati su tutta o su parte della loro altezza per mezzo di un'armatura costituita da 4 ÷ 8 barre da 14 a 24 mm di diametro, collegate da una spirale avente un diametro da 5 a 10 mm con un passo da 10 a 25 cm.

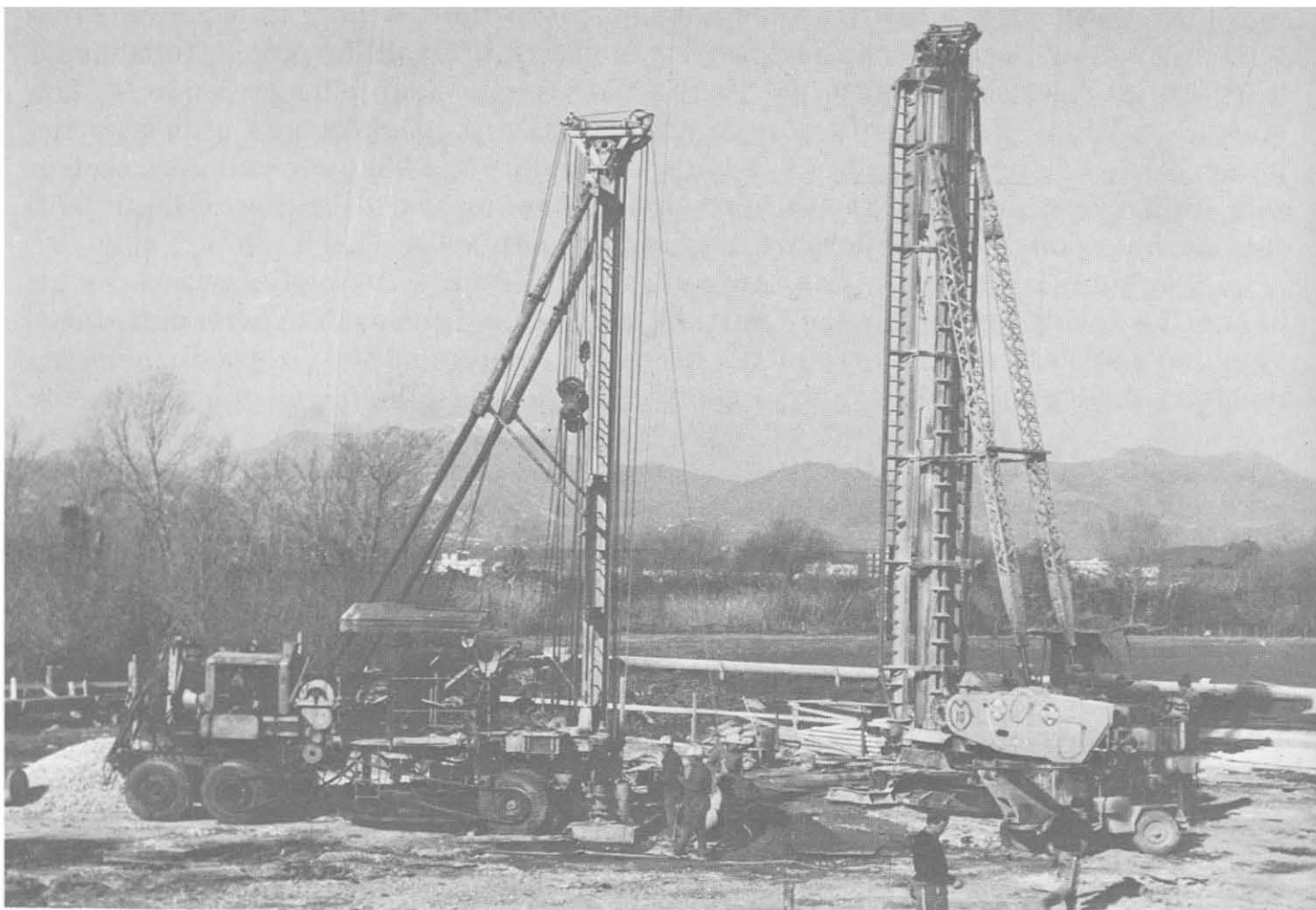


Fig. 4-16 - Battipalo Franki tipo XVII-L.

Il diametro esterno di questa gabbia metallica varia con la dimensione del tubo impiegato. Eseguito l'affondamento del tubo e la formazione della base nel modo solito, si introduce la gabbia preparata e si continua il riempimento del tubo con calcestruzzo e la battitura di questo col maglio, il cui diametro è tale da permettergli il libero passaggio internamente all'armatura circolare. Per i pali sollecitati a trazione l'armatura metallica viene saldamente ancorata alla base in modo da farla collaborare alla resistenza allo sfilamento del palo dal terreno.

L'inclinazione dei pali Franki può raggiungere anche i 25° . In tal caso essi sono sempre armati su tutta la loro lunghezza; resistono a sforzi obliqui o dinamici e sono quindi particolarmente indicati nei casi di fondazioni di macchine sottoposte a sforzi dinamici ed alternati, delle spalle dei ponti e dei muri di sostegno.

4-5-3 PALI EXPRESS.

Simili ai pali Franki se ne differenziavano per il tipo di battipalo impiegato. In Italia erano costruiti dalla SACOP con battipalo tipo Stern (ma da tempo

sono ormai in disuso). Si potevano eseguire pali della profondità massima di 14 m e del diametro di 60 cm circa. Il maglio, del peso di 30 kN, non batte in testa al tubo ma in testa ad una grossa trave metallica a doppio T, che trasmette il colpo alla puntazza di calcestruzzo e la costringe ad affondare nel terreno trascinandosi il tubo di rivestimento. All'estremità del tubo è sistemato un pistone anulare che, sollevandosi ed abbassandosi, secondo le fasi, provoca la discesa ed il costipamento del calcestruzzo. La fig. 4-17 rappresenta le fasi successive della costruzione di un palo Express. In *a*) il tubo-forma è disceso alla profondità voluta e si versa il calcestruzzo attraverso apposita tramoggia laterale; in *b*) la trave metallica ad I viene sollevata e trascina *c*) il pistone anulare. Il calcestruzzo passa quindi nello spazio sotto il pistone. Nella discesa successiva la trave interna chiude la finestra del pistone anulare e tutto il sistema preme verso il basso *d*); mentre il maglio a vapore batte sulla trave si ritira il tubo-forma ed il calcestruzzo spinge contro il terreno più o meno secondo l'intensità del colpo del maglio.

I due pistoni agiscono come bocca d'immissione del calcestruzzo e formano con il tubo-forma quasi una pompa permettendo di comprimere il beton a

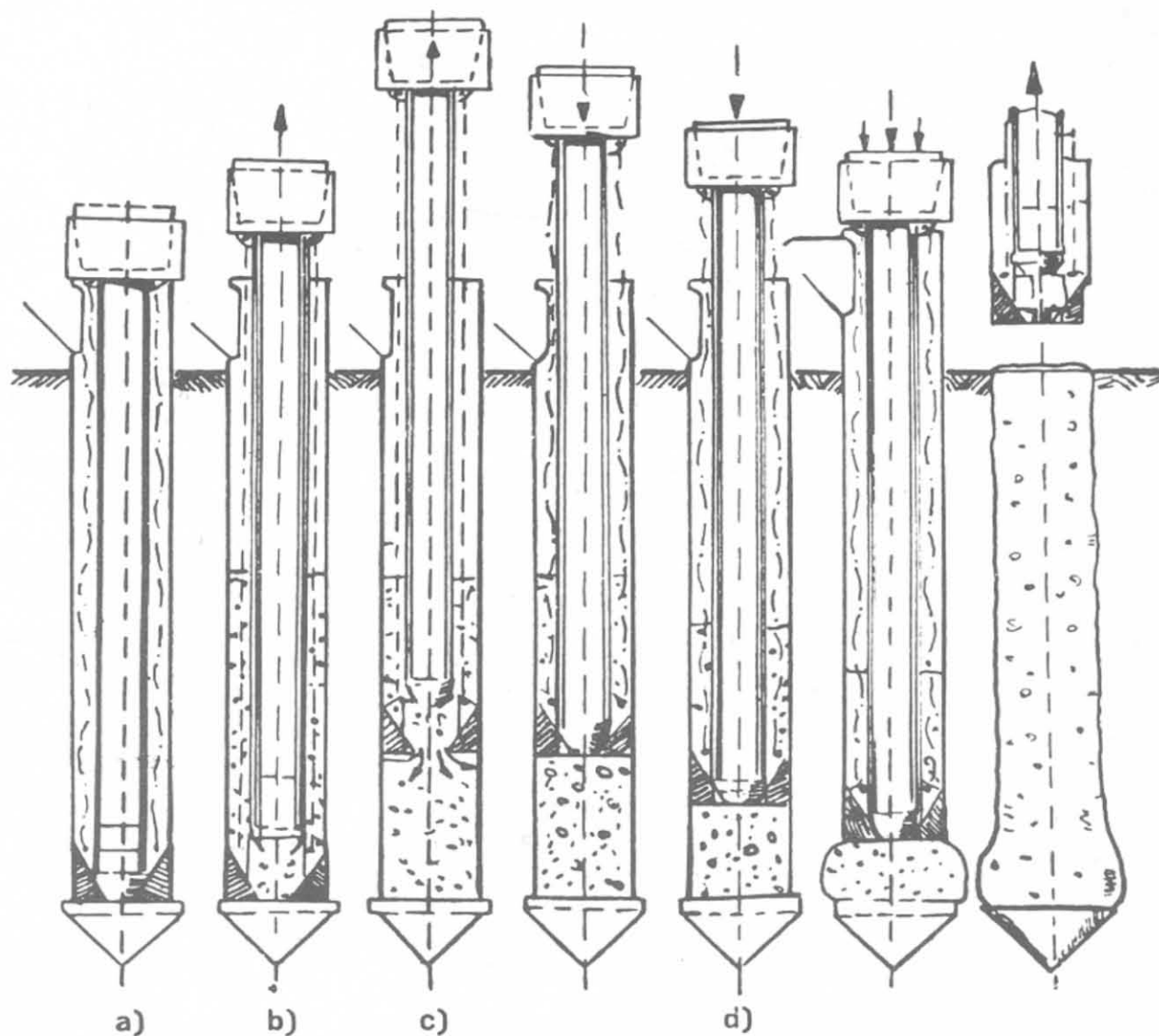


Fig. 4-17 - Palo Express.

pressione di 100 bar ed oltre. Lo spazio che si trova sopra i pistoni serve da recipiente al calcestruzzo e quello sotto da camera di compressione.

Tutto questo ha oggi solo valore storico come lo ha la fig. 4.18.



Fig. 4-18 - Palo Express estratto dal terreno.

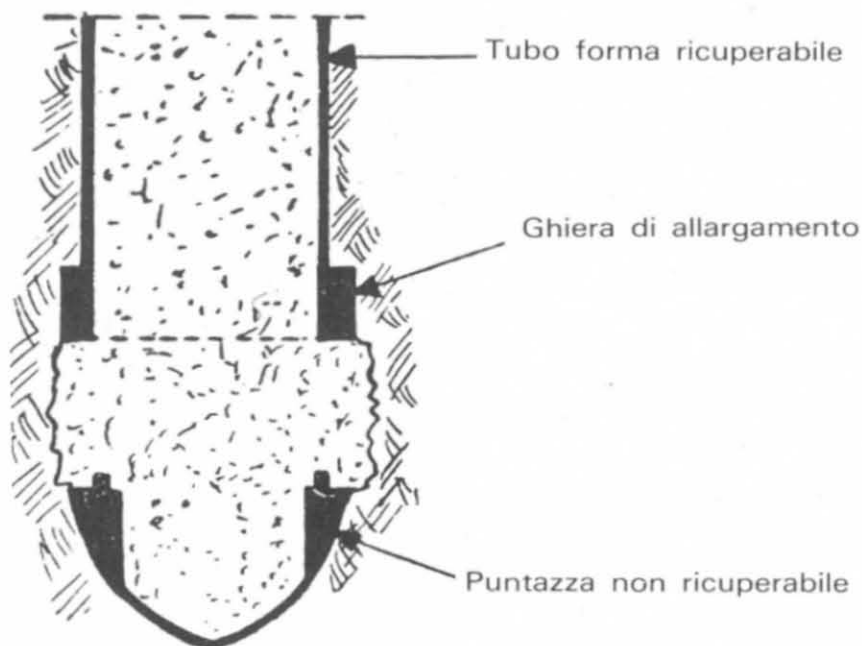


Fig. 4-19.

4-5-4 PALI VIBRO.

Il sistema fu inventato da M. Hiley, ingegnere della British Steel Pile Co. di Londra, e la sua caratteristica consisteva nel modo di estrazione del tubo-

forma. Infatti, mentre l'infissione del tubo munito di puntazza indipendente avviene normalmente con un maglio a vapore, la sua estrazione non è diretta ma avviene col maglio munito di uno speciale dispositivo. L'azione alternativa del maglio (80 colpi al minuto) solleva il tubo e batte il calcestruzzo per mezzo di uno speciale anello di allargamento (fig. 4-19). L'estrazione si fa dunque per piccole scosse ascendenti seguite da un movimento discendente (3 ÷ 4 cm) assai rapide, in modo da evitare qualsiasi infiltrazione nel tubo di acqua o terra. La corsa discendente è naturalmente inferiore a quella ascendente. La caratteristica principale del palo è, come indica il suo nome, la *vibratura* del calcestruzzo; la sollecitazione vibratoria impressa al tubo ha triplice scopo, di far discendere il beton, di sollevare il tubo e di costipare il beton. I pali Vibro possono essere armati o no; la lunghezza massima è di circa 17 m; il carico va da 300 a 800 kN. Il diametro del tubo è di circa 40 cm.

Attrezzature più recenti (fig. 4-20) permettono, come nel caso dei pali Vibrotrevi ⁽¹⁾, pali con diametri e profondità maggiori.

Nel caso di questi pali il tubo-forma, chiuso nella parte inferiore da un fondello in acciaio a perdere, viene infisso nel terreno mediante battitura in testa. L'energia del maglio diesel utilizzato viene costantemente adeguata alle caratteristiche del terreno ed il diagramma di infissione viene controllato con i risultati delle prove penetrometriche.

Raggiunta la quota prevista, il tubo-forma viene ispezionato e viene posta in opera l'armatura metallica.

Il calcestruzzo, di consistenza plastica, è pompato direttamente dall'auto-betoniera o dalla pompa.

L'estrazione del tubo-forma avviene attraverso una morsa idraulica su cui sono fissati due vibratori, anch'essi azionati idraulicamente. Attraverso la variabilità delle frequenze e la velocità di sollevamento si può adeguare la rugosità e quindi l'aderenza del calcestruzzo al terreno circostante.

Durante la fase di estrazione, quando necessario, vengono eseguiti rimbocchi di calcestruzzo per adeguare la quota di fine getto a quella di progetto.

Durante questa fase inoltre, l'armatura in ferro viene costantemente mantenuta alla quota prestabilita.

Caratteristica del palo Vibrotrevi è l'introduzione della vibrazione del calcestruzzo durante la fase di estrazione del tubo-forma.

La speciale morsa vibrante, infatti, trasmette vibrazioni a frequenza variabile a tutto il sistema così da permettere che il calcestruzzo, vibrato o compattato, si adatti perfettamente al terreno circostante e ne contrasti efficacemente le pressioni.

Il sistema di infissione, oltre al costipamento del terreno circostante il palo, offre il vantaggio del controllo della capacità portante mediante prove di rifiuto, di mano in mano che la penetrazione avanza.

(1) Pali Trevisani S.p.A., Cesena.

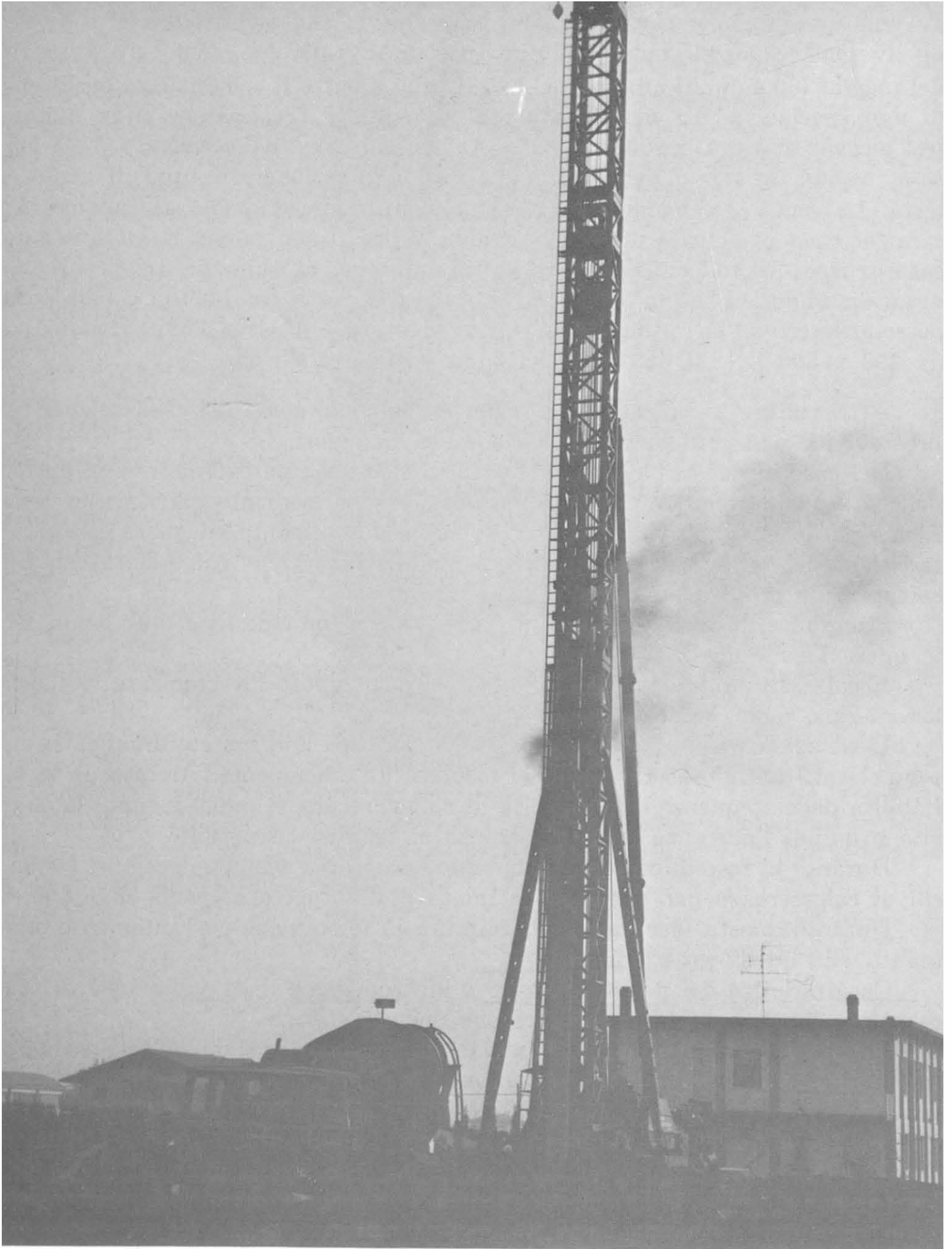


Fig. 4-20 - Pali Trevisani.

C) Pali trivellati.

4-6 Generalità.

La categoria comprende tutti i tipi di pali gettati in opera per i quali il tubo-forma scende nel terreno per mezzo di speciali trivelle o sonde a percussione. Sostanzialmente i pali trivellati differiscono dai precedenti perché in fase di infissione avviene asportazione di materiale. La cucchiaia cadendo dall'alto per peso proprio urta con forza nel terreno e vi penetra facilitata dal tagliente posto all'estremità: il materiale, attraversata la valvola, si deposita nel corpo della sonda da cui viene successivamente estratto; il tubo-forma, sia per peso proprio che per un movimento di rotazione impresso a mano, scende nel terreno e secondo la natura di quest'ultimo può precedere o meno l'avanzamento della sonda. In terreni coerenti il sondaggio precede normalmente il tubo, la cui infissione è relativamente facile; se il terreno è incoerente, melmoso e frana facilmente, è necessario far precedere l'avanzamento del tubo senza sondare, per impedire che il terreno continui a franare col pericolo di apportare notevoli danni sia ai pali vicini che ad altre fondazioni.

Il palo trivellato è certamente il più economico, tanto più che non ha in genere alcuna cassaforma metallica a contenimento e difesa del calcestruzzo. È il tipo di palo inoltre che può essere eseguito in tutte le condizioni di terreno e d'ambiente anche in locali ristretti o fra costruzioni esistenti (fig. 4.21).



Fig. 4-21 - Tipo di cucchiaia per pali trivellati (Fondacem Srl, Roma).

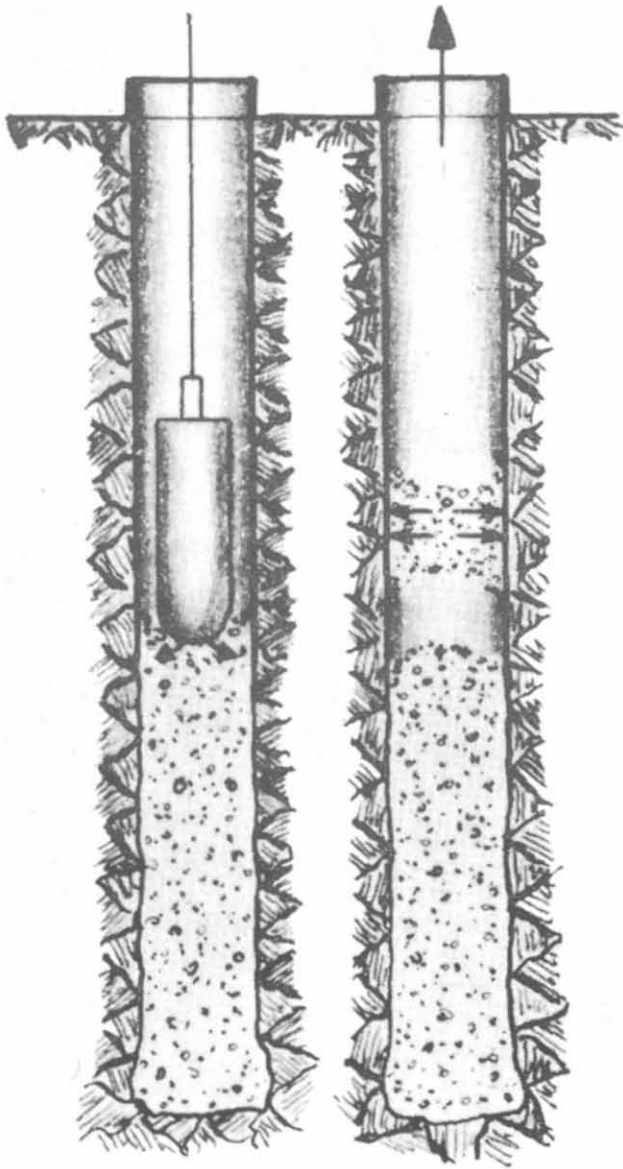


Fig. 4-22.

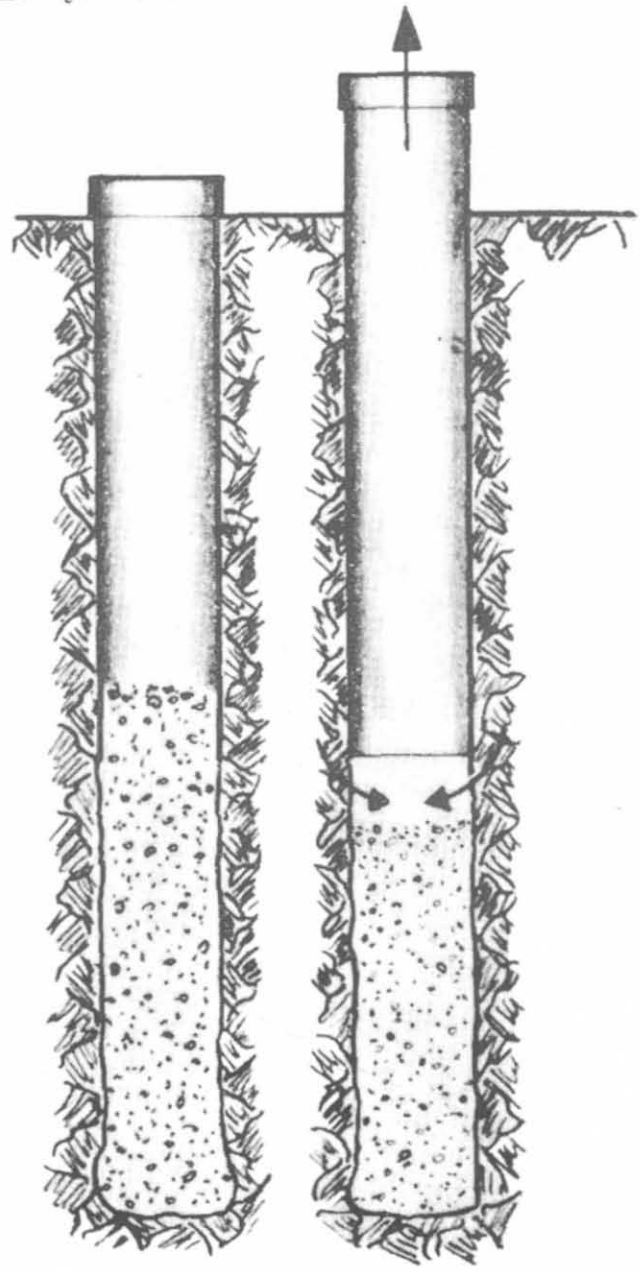


Fig. 4-23.

Per contro, per riuscire ben eseguito, ha bisogno di grande cura e sorveglianza, perchè basta una svista per creare nel palo soluzioni di continuità e danni tali da compromettere la stabilità della fondazione.

Tra gli inconvenienti più pericolosi è la formazione di un « tappo » di calcestruzzo che impedisca la discesa del beton ed interrompa la continuità del palo; ciò può accadere se è forte l'attrito contro la parete del tubo (calcestruzzo troppo asciutto, ghiaietto a spigoli vivi, battitura troppo forte) o se il beton non ha uniforme consistenza (fig. 4-22).

Lo stesso inconveniente può succedere se la colonna viene sollevata più del necessario oltre il livello del calcestruzzo. Se il terreno intorno è incoerente, di poca resistenza o immerso in acqua, è possibile che del materiale terroso si mescoli al calcestruzzo con evidente soluzione di continuità del getto (fig. 4-23).

Questi difetti dipendono esclusivamente da cattiva esecuzione, da incom-

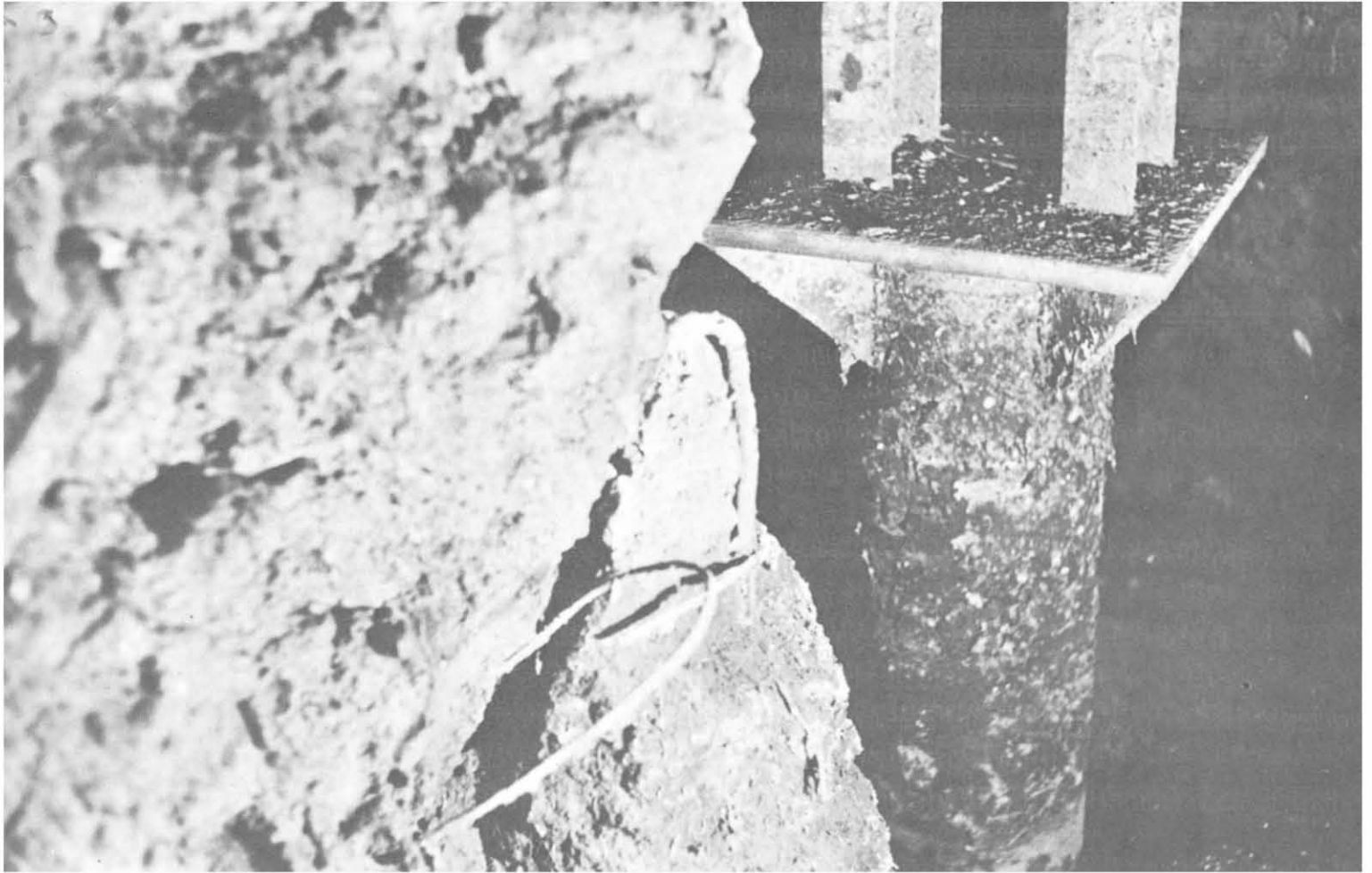


Fig. 4-24 - Rottura in un palo trivellato.

petenza o superficialità dell'operazione; per rendersi conto della gravità e delle conseguenze che possono provocare basta esaminare le fotografie in fig. 4-24 e 4-25.

Purtroppo tali inconvenienti discreditano un procedimento che ha avuto ed ha sempre elementi positivi, ma sovente i pali trivellati vengono, per ragioni economiche, impiegati anche in terreni assolutamente inadatti dove inconvenienti del genere possono verificarsi più facilmente.

Un altro pericolo è dato dal dilavamento del calcestruzzo che, ancora fresco, venga a contatto con una corrente d'acqua sotterranea in pressione. In terreni sabbiosi, durante il sondaggio, c'è il pericolo di un « richiamo » (sifonamento) di terreno intorno al foro eseguito, che può pregiudicare la resistenza dell'attrito dei pali vicini e le fondazioni esistenti. La minima distanza dei pali è, per questo, uno degli elementi più importanti nel progetto della palificata. Per evitare l'inconveniente bisogna creare una sovrappressione nel tubo e ciò si può ottenere tenendo il livello dell'acqua nella colonna più elevato di quello esterno oppure impiegare, come vedremo, fanghi bentonitici.

I vantaggi che i pali trivellati in genere presentano rispetto agli altri tipi sono:



Fig. 4-25 - Difetto di esecuzione in un palo trivellato.

1) conoscenza di volta in volta di tutti gli strati di terreno attraversati e possibilità di una più sicura valutazione della portata del palo mediante l'estrazione di campioni e il loro esame in laboratorio (angolo di attrito, coesione, peso specifico, compressibilità);

2) assenza di energiche battiture e, se la perforazione è eseguita con trivelle a rotazione, esclusione di qualsiasi percussione;

3) graduale adattamento del palo alle condizioni fisiche del terreno e possibilità di ottenere il palo più adatto per la voluta ripartizione di carichi sul terreno;

4) possibilità di raggiungere grandi profondità (30 ÷ 40 m) ed oltre;

5) possibilità di eseguire i pali in ogni tipo di terreno e di passare attraverso trovanti, murature, scogliere, ecc. adoperando opportuni attrezzi demolitori (scalpelli, frangiroccia).

I pali trivellati eseguiti con semplici attrezzature costituite da un argano e da una capra, quasi sempre di legno, hanno avuto in Italia un vastissimo impiego nel primo dopoguerra soprattutto perché hanno rappresentato un tipo di fondazione semplice ed economico.

Ci limitiamo a ricordare i prototipi per puro valore storico riservandoci un capitolo a parte per illustrare lo sviluppo tecnologico che le attrezzature hanno avuto in questi ultimi venti anni.

4-6-1 PALO STRAUSS.

È il prototipo del palo trivellato; da esso derivano tutti gli altri tipi di pali trivellati e battuti meccanicamente. Il calcestruzzo è costipato con un maglio azionato da un argano di mano in mano che viene introdotto nel tubo-forma. Per evitare le perdite di tempo, dovute al dovere estrarre di volta in volta la mazza battente, fu ideato un sistema per cui il getto avveniva attraverso un tubo coassiale col tubo-forma, mentre la mazza di foggia opportuna batteva ininterrottamente sul calcestruzzo. In pratica il sistema non si dimostrò molto conveniente, tanto che, successivamente, non fu più adottato. Il getto in presenza d'acqua era eseguito con benne da cemento, automatiche, che si aprivano al contatto del fondo e vi depositavano il calcestruzzo.

4-6-2 PALO WOLFSHOLZ.

Differisce dal palo Strauss per la compressione del calcestruzzo che avviene con aria compressa. Ultimato l'affondamento del tubo-forma, s'introduce, se prevista, la gabbia metallica di armatura e si chiude il tubo con un coperchio avvitato (testa di compressione) munito di tre condotti, di cui due per l'aria a bassa ed ad alta pressione e uno per la malta (fig. 4-26). Asciugato il foro per mezzo dell'aria, s'introduce la malta sotto pressione che cementa in tal modo la base del palo penetrando nel terreno circostante. Se l'estremità del tubo-forma è infissa in uno strato di argilla impermeabile, è sufficiente asciugare il tubo ed iniziare senz'altro la carica di calcestruzzo senza l'iniezione di malta, che del resto verrebbe assorbita poco o nulla dal terreno.

L'iniezione preliminare di malta si usa specialmente quando il terreno di appoggio è permeabile ed acquitrinoso. Immesse le cariche di calcestruzzo nel tubo, si fa agire l'aria compressa ad intervalli: il tubo-forma può essere anche riempito per quasi tutta l'altezza; il suo sollevamento avviene con l'aiuto dell'aria compressa che agisce sulla testa del tubo. Può avvenire (e in ciò sta il pericolo maggiore) che, per eccessivo valore della pressione, il tubo si sollevi oltre il necessario ed il foro rimanga scoperto con conseguente frattura del palo per immissione di corpi estranei. Per effetto della pressione dell'aria il beton penetra nel terreno dando luogo, se incontra strati compressibili, a protuberanze ed espansioni irregolari che aumentano l'attrito tra palo e terreno. Il diametro del tubo-forma nel palo Wolfsholz era inizialmente di 30 cm.

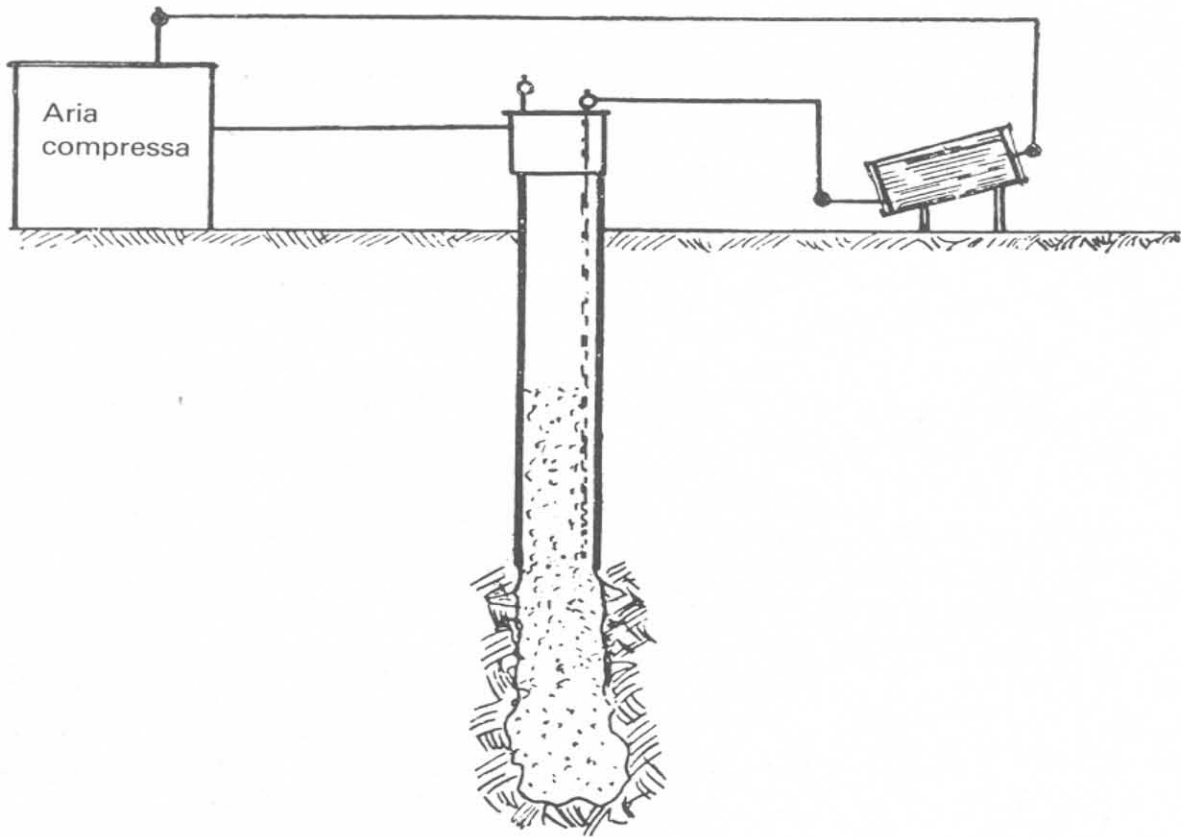


Fig. 4-26.

4-6-3 PALO SACOP.

Deriva dal palo Strauss; il diametro del tubo-forma variava però da 30 a 60 cm secondo la natura del terreno ed il carico di esercizio sul palo. L'infissione dei tubi di rivestimento si fa con sonda speciale eccentrica del peso di circa $4 \div 5$ q che, nella sua caduta, oltre a scavare il terreno per la discesa del tubo, crea, nello stesso, opportuni sgrottamenti, che saranno successivamente riempiti dal calcestruzzo. Il palo assume così delle forme asimmetriche con espansioni che aumentano l'attrito laterale (fig. 4-27). Raggiunta la profondità voluta, per creare il bulbo di base, si procede in modo che il sondaggio si trovi in avanzo di circa un metro sull'estremità inferiore del tubo di rivestimento.

In fig. 4.28 sono indicate le fasi di lavoro: ottenuto il bulbo di base, s'inizia, sempre alimentando opportunamente il calcestruzzo nel tubo-forma durante la compressione, il recupero lento e graduale della cassaforma soffermandosi e procedendo a più energica battitura nei punti dove si sarà constatato, durante il sondaggio, un cambiamento di stratificazione del terreno. In casi particolari, come per getti in presenza d'acqua, il calcestruzzo non viene battuto col maglio: come nei pali simplex è sufficiente la pressione della colonna di beton fluido a costipare il calcestruzzo contro il terreno. I pali possono essere armati sia per un tratto iniziale che per tutta la lunghezza; è indispensabile l'armatura a gabbia per tutta la lunghezza quando i pali sono

inclinati o sono sollecitati a tensione o flessione. Il costipamento del calcestruzzo nei pali armati può avvenire anche con speciale vibratore da applicarsi all'armatura.

Il palo SACOP è stato introdotto in Italia dalla S.A. Cementazioni Opere Pubbliche, Milano.



Fig. 4-27 - Palo tipo SACOP estratto dal terreno.

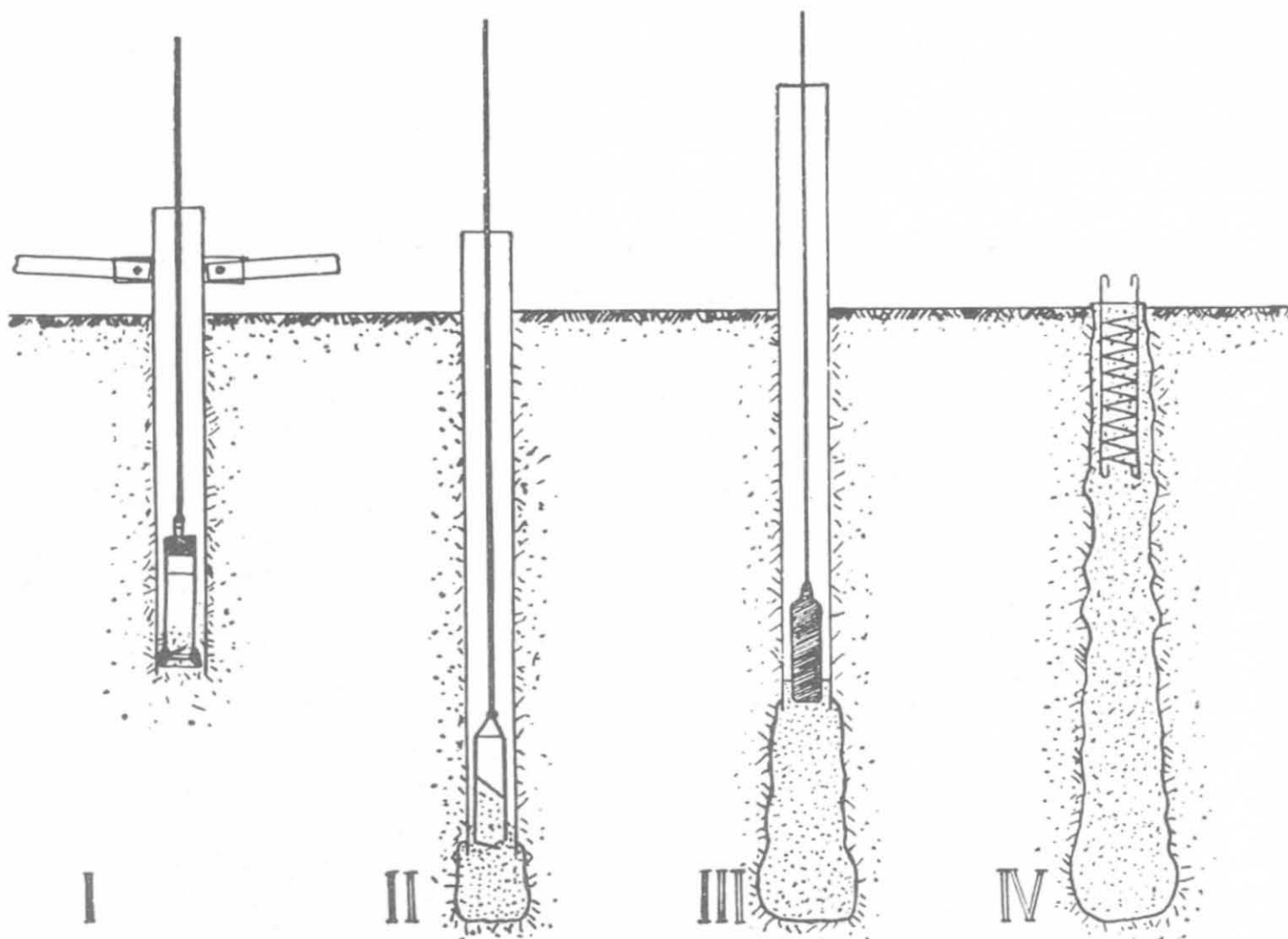


Fig. 4-28.

4-6-4 PALO RODIO ⁽¹⁾.

È analogo al precedente e deriva anch'esso dal palo Strauss. In alcuni casi la costipazione del calcestruzzo e l'estrazione della colonna di rivestimento avvengono per mezzo dell'acqua in pressione in modo simile al procedimento con aria compressa. Il calcestruzzo viene colato sul fondo per mezzo di benne speciali.

⁽¹⁾ Costruito dalla ing. G. Rodio & C. S.p.A., Casalmaiocco (Milano).

4-6-5 PALO TIPO C. C. C. (1).

È un perfezionamento del palo Wolfsholz di cui mantiene inalterate le caratteristiche principali, ottenuto con l'impiego di nuove e più moderne attrezzature. Il tubo-forma può avere diametro sino a 60 cm e la portata può raggiungere i 1000 kN. La pressione dell'aria (5 o 6 bar) varia secondo la natura del terreno, ma è sempre tale da poter spingere la boiaccia a cementare una vasta zona di terreno circostante. I pali costipati con aria compressa possono essere eseguiti inclinati ($10^{\circ} \div 15^{\circ}$) ed in tal caso debbono essere armati.

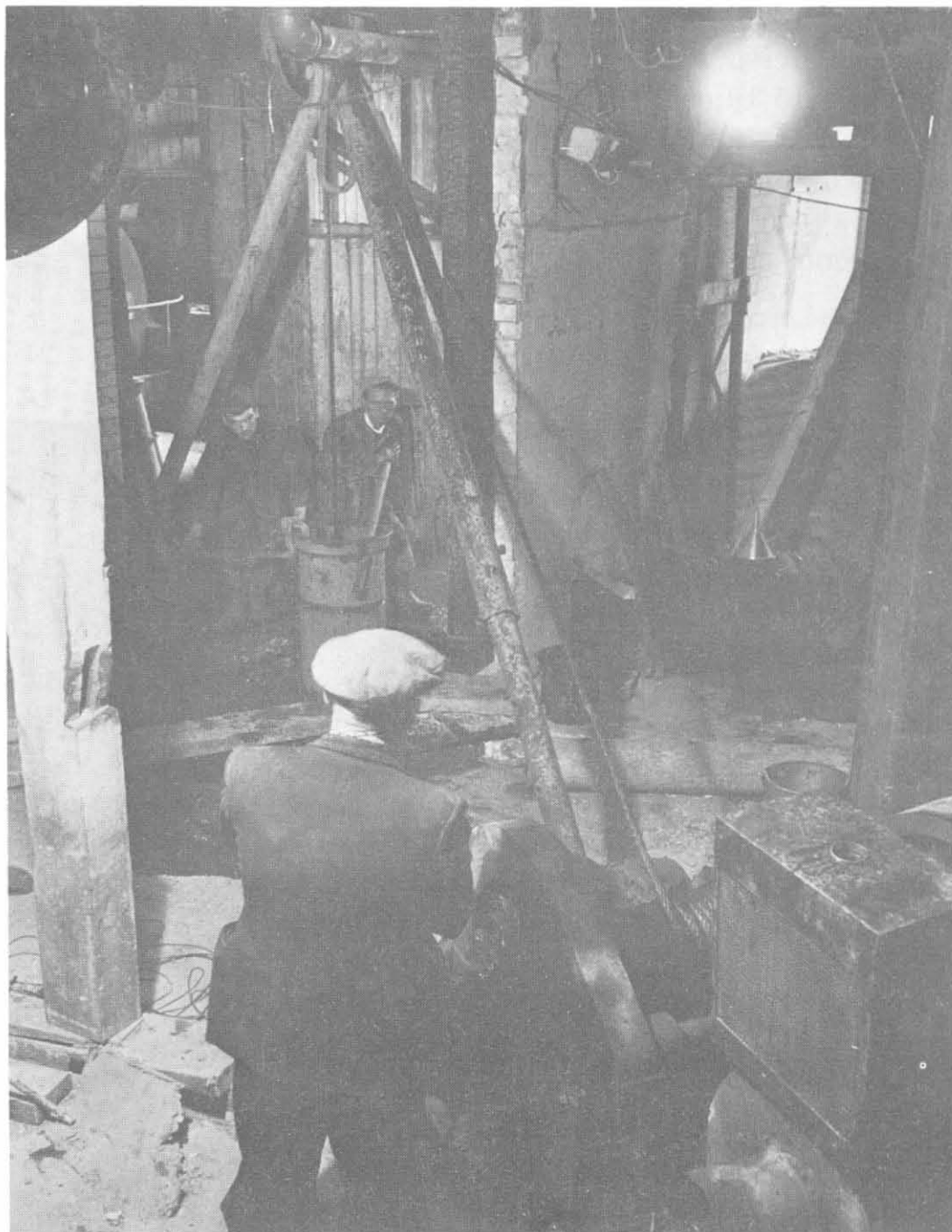


Fig. 4-29 - Pali trivellati nell'interno di un edificio (Cementation, Londra).

(1) Costruiti dalla S. A. Costruzioni Cemento Compresso di Milano.

Erano impiegati soprattutto per le fondazioni di pile e spalle di ponti ed in genere nelle costruzioni idrauliche.

4-7 Applicazioni particolari.

I tipi di pali indicati in precedenza hanno oggi un puro valore storico: ciò non toglie che in taluni casi per la impossibilità o la difficoltà ad installare pesanti ed ingombranti attrezzature, il vecchio argano e la vecchia capra di legno possano risolvere ancora il problema. Il limitato ingombro dell'attrezzatura, ridotto talvolta al minimo indispensabile, consente l'esecuzione dei pali all'interno degli edifici o sotto i ponti, per lavori di sottofondazione. Le figg. 4-29 e 4-30 illustrano questi casi. Accade talvolta di dover attraversare con i pali gallerie solo parzialmente riempite. Nella fig. 4.31 il fondo si trova a notevole profondità dal piano campagna ($10 \div 15$ m). Non è possibile appoggiare la fondazione sopra la galleria, nè è economico eseguire dei pozzi sino ad incontrare il terreno compatto sul fondo della galleria.

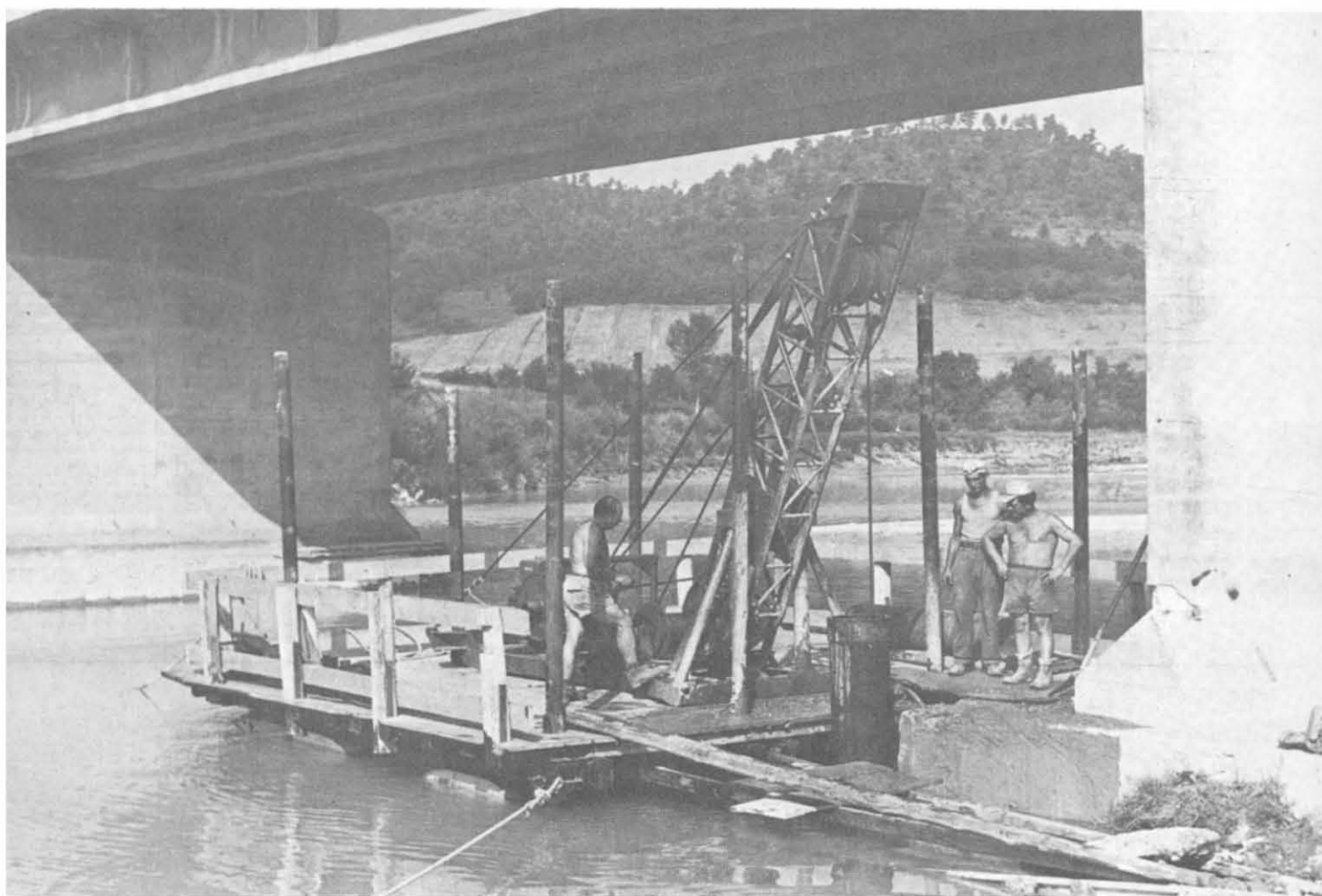


Fig. 4-30 - Pali trivellati sotto la luce di un ponte (Fondacem).

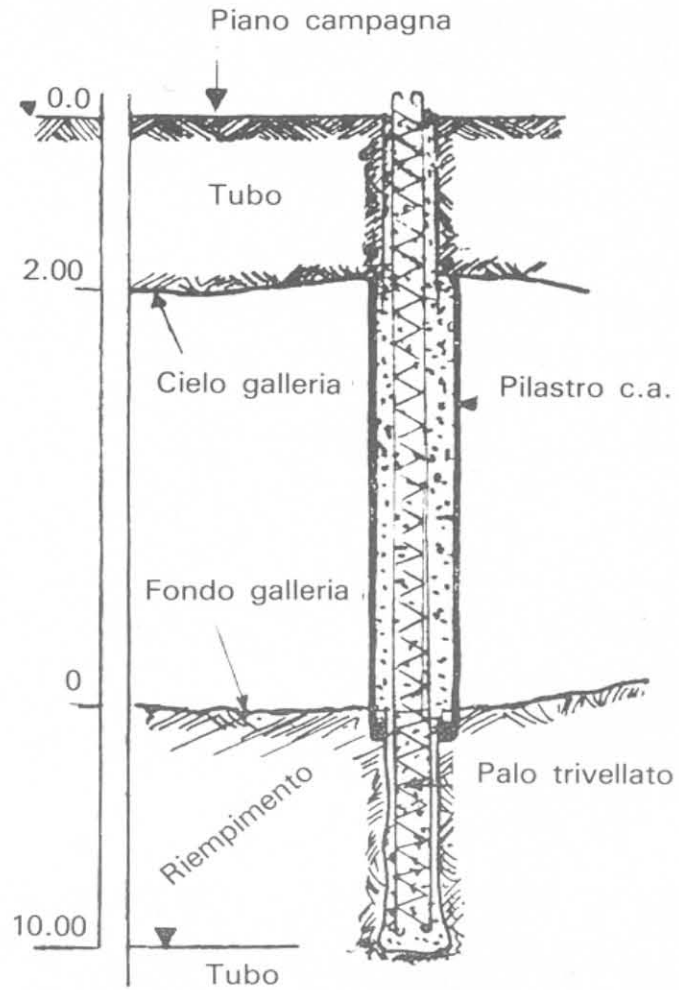


Fig. 4-31.

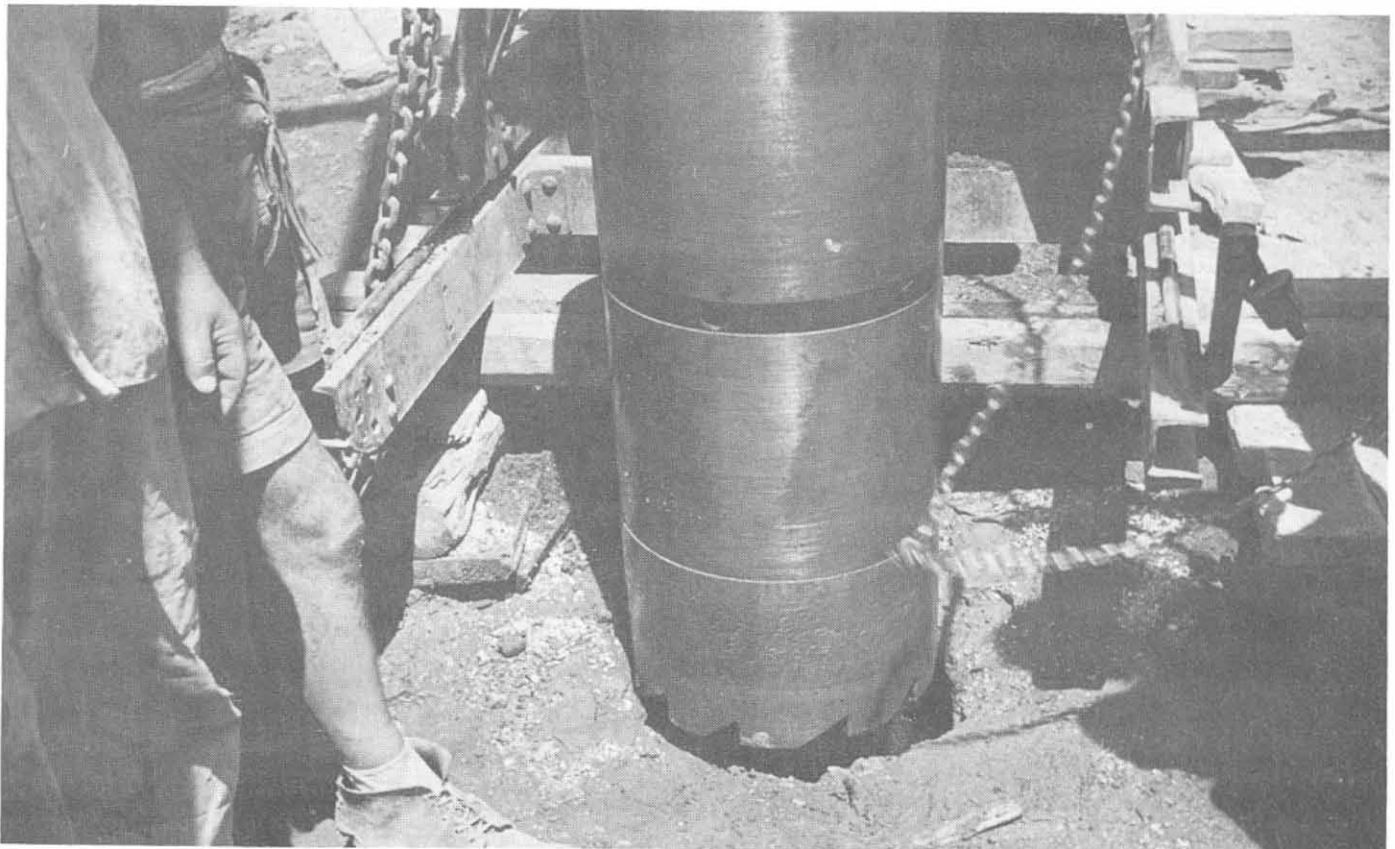


Fig. 4-32 - Pali trivellati con sonda a rotazione.



Fig. 4-33 - Attraversamento di una galleria con pali trivellati.

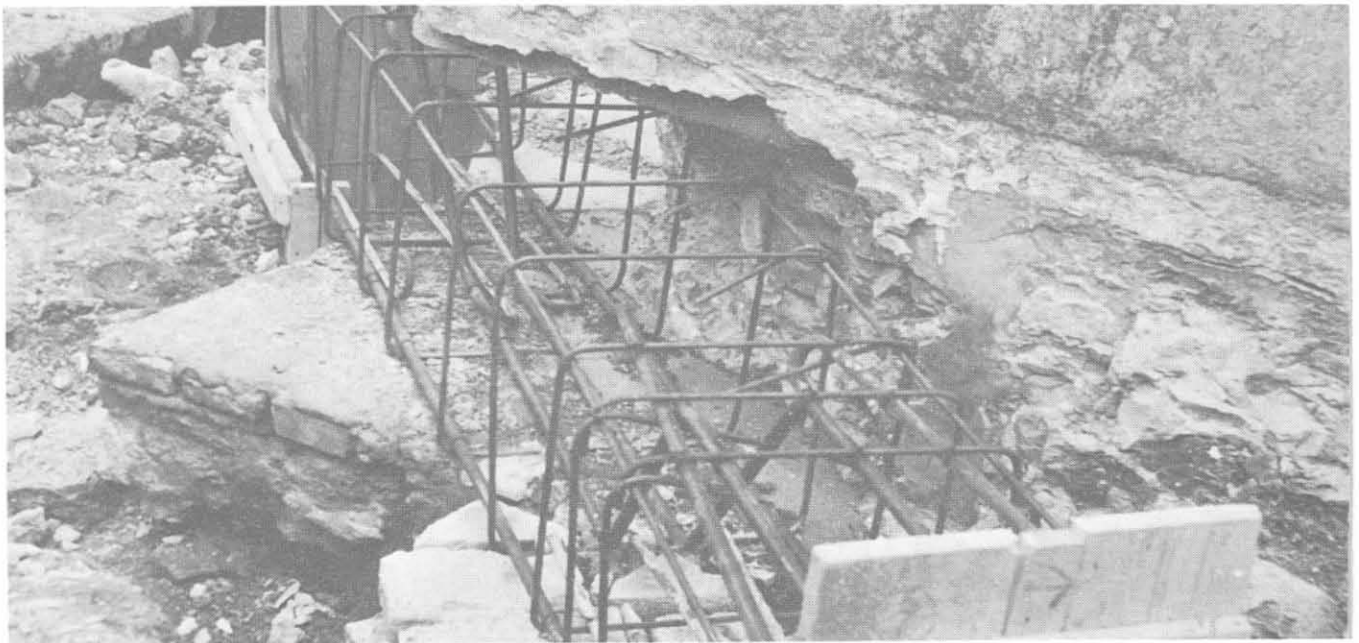


Fig. 4-34 - Sottofondazione di spigolo di un fabbricato.

Per evitare i colpi della cucchiaia sullo strato compatto superficiale, s'impiega una attrezzatura speciale a rotazione, anziché a percussione, con una corona dentata opportunamente sagomata (fig. 4-32). Nell'interno della galleria il palo assume la forma di un pilastro, opportunamente armato. Al di sotto continua, sino alla profondità necessaria, il palo trivellato che viene eseguito con la normale attrezzatura, dal piano campagna (fig. 4-33).

La fig. 4-34 illustra un caso di sottofondazione di uno spigolo di fabbricato con una trave passante appoggiata su due pali eseguiti in aderenza della muratura.

CAPITOLO V

PALI METALLICI

5-1 Generalità.

Comprendiamo in questa categoria i pali la cui resistenza alla compressione ed alla flessione è riposta totalmente nel metallo che li costituisce. Sono esclusi in tal modo i pali già visti in precedenza, che, nel caso abbiano una camicia metallica di protezione, devono al calcestruzzo la loro resistenza agli sforzi esterni. Escludiamo anche le palancole in ferro che per le loro particolari caratteristiche ricorderemo in un capitolo a parte. I pali in ferro sia tubolari che profilati hanno indiscutibili vantaggi e cioè:

- 1) massima resistenza alla flessione e compressione;
- 2) possibilità di essere infissi a notevole profondità saldando gli elementi tra di loro;
- 3) possibilità di resistenza a forti carichi, infissione attraverso trovanti, ciottoli grossi ecc., sino a raggiungere la roccia.

In America sono impiegati per le fondazioni dei grattacieli e quando, per i forti carichi, è indispensabile appoggiare il palo sulla roccia a grandi profondità. I tipi in commercio sono essenzialmente due: pali ad H e pali cilindrici. La Union Metal Manufacturing Co. e la British Steel Piling Co. sono i maggiori produttori nell'area angloamericana. In Italia queste fondazioni trovano raramente applicazione sia per il costo del materiale, sia perchè, almeno per ora, non si sono costruite opere tanto pesanti da non poter essere fondate con i mezzi di cui attualmente disponiamo. In Germania le officine Larssen, Krupp e Peiner costruiscono pali in acciaio le cui sezioni derivano essenzialmente dalla unione di elementi di palancole. Furono largamente impiegati nella costruzione di opere marittime.

5-1-1 PALI AD H.

Introdotti per la prima volta nel 1908, divennero molto in uso dopo l'applicazione alle fondazioni dei ponti stradali nel Nebraska nel 1930, sia per

la facilità d'infissione che per la grande resistenza agli sforzi di taglio e di flessione. Le sezioni più comuni sono alte da 20 a 30 cm ed il peso varia da 500 a 1700 N a m di palo. Lo spessore del profilato non può essere inferiore a 11 mm. La corrosione non è un problema molto serio ma è consigliabile, in qualche caso (fondazioni marittime), usare acciaio al rame oppure impiegare sezioni maggiori delle minime necessarie. Altri ricorrono ad un ricoprimento di malta cementizia nel tratto immerso nell'acqua. Secondo le norme dell'A.R.E.A. ⁽¹⁾ il ricoprimento in calcestruzzo non può essere in questi casi inferiore a 7 cm. L'infissione di questi pali avviene per mezzo di un maglio a vapore del tipo di quello usato per l'infissione dei pali in calcestruzzo. L'energia sviluppata per ogni colpo dovrebbe essere intorno ai 10 kN.m: Se il maglio è troppo leggero l'energia perduta è molta e l'avanzamento minimo; se l'energia è eccessiva e minimo è l'avanzamento, c'è pericolo di danneggiare il palo. Il carico limite sui pali dipende dalla sua rigidità e dal carico di rottura della roccia su cui è fondato.

Non vi è pericolo di lesioni sul blocco di fondazione se questo è un ammasso roccioso molto esteso ed il carico applicato è concentrato in un punto, anche se la sollecitazione unitaria è molto forte. Comunque, è bene contenerla al di sotto dei 40 MN/m² per le rocce molto dure e 20 MN/m² per quelle più tenere. Due interessanti prove di carico furono fatte a Lackawanna (New York) su pali ad H del peso di circa 800 N al m; erano lunghi circa 8 m ed infissi per circa 7 m attraverso argilla soffice e circa un metro di ghiaia e sabbia sino agli scisti. Il palo cominciò a cedere sotto un carico di circa 1300 kN cioè oltre 110 MN/m². A 1270 kN il cedimento totale era di circa 6 millesimi, mentre per 1400 kN fu di 17 millesimi; il carico rimase applicato per 1 ora e mezzo e il cedimento totale netto fu di circa 10 millesimi.

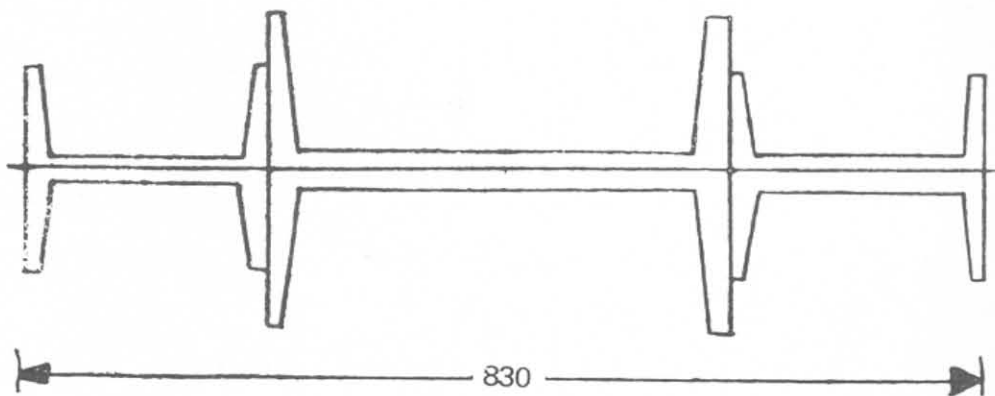


Fig. 5-1.

Per aumentare la superficie di attrito, specialmente se i pali non appoggiano sulla roccia, possono essere saldate all'estremità due ali supplementari di lunghezza variabile secondo i casi (fig. 5-1). Applicazioni di questo genere sono state fatte in Germania in molte opere portuali. Le norme tedesche per i pali ad H indicano, con la DIN 1025, i valori della seguente tabella V-1.

(1) American Railway Engineering Association.

TABELLA V-I.

Profili	Dimensioni in mm				Peso kg/m	Perimetro		Area		Momento inerzia		Momento resistente		Raggio inerzia $i_y = i$ min cm	L $\frac{L}{E \cdot \Omega}$ per $L = 1$ cm cm/kg
	h	b	d	t		r	del ferro cm	poli- gono circo- scritto cm	ferro cm ²	poligono circo- scritto cm ²	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	W_x cm ³		
20	200	200	10	16	15	115	80	82,7	400	5950	2140	595	214	5,08	$5,75 \cdot 10^{-9}$
22	220	220	10	16	15	127	88	91,1	484	8050	2840	732	258	5,59	»
24	240	240	11	18	17	139	96	111	576	11690	4150	974	346	6,11	»
26	260	260	11	18	17	151	104	121	676	15050	5280	1160	406	6,61	»
28	280	280	12	20	18	163	112	144	784	20720	7320	1480	523	7,14	»
30	300	300	12	20	18	175	120	154	900	25760	9010	1720	600	7,65	»
32	320	300	13	22	20	178	124	171	960	32250	9910	2020	661	7,60	»
34	340	300	13	22	20	182	128	174	1020	36940	9910	2170	661	7,55	»
36	360	300	14	24	21	186	132	192	1080	45120	10810	2510	721	7,51	»
38	380	300	14	24	21	190	136	194	1140	50950	10810	2680	721	7,46	»
40	400	300	14	26	21	194	140	209	1200	60640	11710	3030	781	7,49	»
42 1/2	425	300	14	26	21	199	145	212	1275	69480	11710	3270	781	7,43	»
45	450	300	15	28	23	203	150	232	1350	84220	12620	3740	841	7,38	»
47 1/2	475	300	15	28	23	208	155	235	1425	95120	12620	4010	841	7,32	»
50	500	300	16	30	24	213	160	255	1500	113200	13530	4530	902	7,28	»
55	550	300	16	30	24	223	170	263	1650	140300	13530	5100	902	7,17	»
60	600	300	17	32	26	233	180	289	1800	180800	14440	6030	962	7,07	»
65	650	300	17	32	26	243	190	297	1950	216800	14440	6670	962	6,97	»
70	700	300	18	34	27	252	200	324	2100	270300	15350	7720	1020	6,88	»

TABELLA V-2.
Pali cilindrici (DIN 2448).

\varnothing	Spes- sore	Peso	Peri- metro	Area ferro	Area cerchio	Momento inerzia J	Momento resistente W	Raggio inerzia i	$\frac{L}{E \cdot A}$ per $L = 1 \text{ cm}$ cm/kg
mm	mm	kg/ml	cm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	
241	7	40,4	76	51,5	456	3 525	293	8,28	9,25 · 10 ⁻⁹
	8	46,0		58,6		3 978	330	8,24	8,13 "
	9	51,5		65,6		4 421	367	8,21	7,26 "
	10	57,0		72,6		4 850	403	8,18	6,55 "
267	8	51,1	84	65,1	560	5 464	409	9,16	7,31 "
	9	57,3		73,0		6 076	455	9,13	6,52 "
	10	63,4		80,7		6 675	500	9,09	5,90 "
	11	69,4		88,5		7 260	544	9,06	5,38 "
292	9	62,8	92	80,0	670	8 019	549	10,01	5,95 "
	10	69,5		88,6		8 818	604	9,98	5,38 "
	11	76,2		97,1		9 599	658	9,94	4,90 "
	12	82,9		105,6		10 365	710	9,91	4,51 "
318	10	76,0	100	96,8	794	11 486	722	10,90	4,92 "
	11	83,3		106,1		12 516	787	10,86	4,49 "
	12	90,6		115,4		13 521	850	10,83	4,13 "
	14	105		133,7		15 478	974	10,76	3,56 "
343	10	82,1	108	104,6	924	14 514	846	11,78	4,56 "
	11	90,1		114,7		15 825	923	11,75	4,16 "
	12	98,0		124,8		17 112	998	11,71	3,82 "
	14	114		144,7		19 614	1 144	11,64	3,29 "
368	10	88,3	116	112,5	1 064	18 032	980	12,66	4,24 "
	11	96,8		123,4		19 673	1 069	12,63	3,86 "
	12	105		134,2		21 285	1 157	12,59	3,55 "
	14	122		155,7		24 427	1 328	12,53	3,06 "
394	10	94,7	124	120,6	1 219	22 251	1 130	13,58	3,95 "
	11	104		132,4		24 289	1 233	13,54	3,60 "
	12	113		144,0		26 294	1 335	13,51	3,31 "
	14	131		167,1		30 208	1 533	13,45	2,85 "
419	10	101	132	128,5	1 379	26 884	1 283	14,46	3,71 "
	11	111		141,0		29 359	1 401	14,43	3,38 "
	12	120		153,4		31 798	1 518	14,40	3,11 "
	14	140		178,1		36 565	1 745	14,33	2,67 "
445	10	107	140	136,7	1 555	32 341	1 454	15,38	3,49 "
	11	118		150,0		35 334	1 588	15,35	3,18 "
	12	128		163,2		38 286	1 721	15,32	2,92 "
	14	149		189,6		44 063	1 980	15,25	2,51 "
470	11	125	148	158,6	1 735	41 796	1 779	16,23	3,01 "
	12	136		172,7		45 304	1 928	16,20	2,76 "
	14	157		200,6		52 178	2 220	16,13	2,38 "
	16	179		228,2		58 869	2 505	16,06	2,09 "
495	11	131	156	167,3	1 924	49 002	1 980	17,11	2,85 "
	12	143		182,1		53 131	2 147	17,08	2,62 "
	14	166		211,6		61 233	2 474	17,01	2,25 "
	16	189		240,8		69 130	2 793	16,94	1,98 "
521	12	151	164	191,9	2 132	62 177	2 387	18,00	2,48 "
	14	175		223,0		72 703	2 753	17,93	2,14 "
	16	199		253,8		81 000	3 109	17,87	1,88 "
	18	223		284,4		90 072	2 458	17,80	1,68 "
546	12	158	172	211,3	2 341	71 793	2 630	18,89	2,37 "
	14	184		234,0		82 836	3 034	18,82	2,04 "
	16	209		266,4		93 627	2 430	18,75	1,79 "
	18	234		298,6		104 168	3 816	18,68	1,60 "

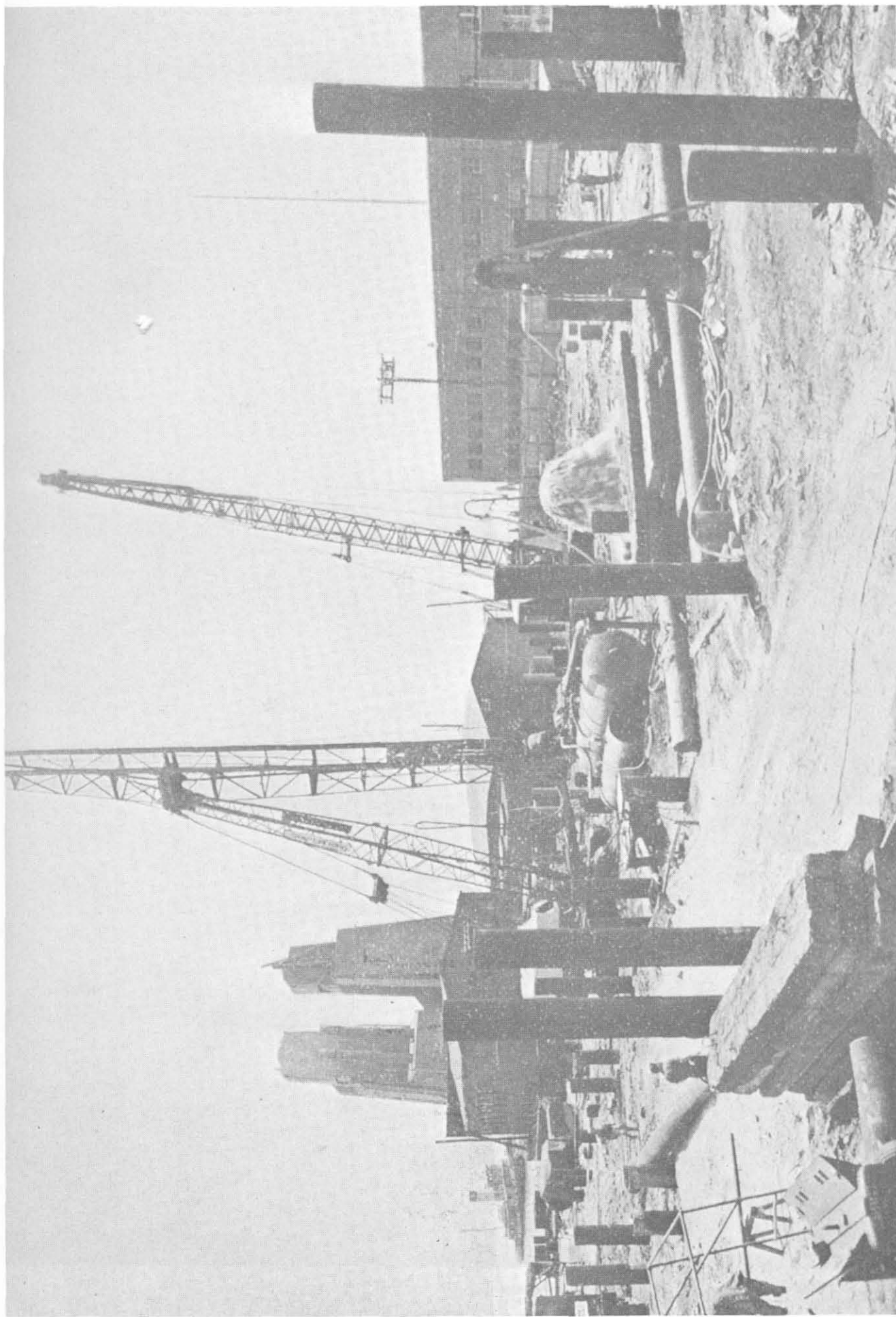


Fig. 5-2 - Vista di un cantiere di pali tubolari (Spencer-White e Prentis).



Fig. 5-3 - Cantiere: ENEL di Porto Tolle (Pali Trevisani SpA). La macchina: MBV con maglio Vulcan 030.

5-1-2 PALI TUBOLARI.

Consistono in tubi di acciaio infissi nel terreno per mezzo di battipali e poi riempiti di calcestruzzo; a differenza però dei pali gettati in opera tipo Raymond, qui la cassaforma metallica è il principale elemento resistente ed il calcestruzzo un complemento. Lo spessore dei tubi varia secondo la portata e raggiunge i 20 mm per carichi di circa 2000 kN. L'infissione può essere facilitata, in taluni casi, da getti d'aria in pressione; con questi si elimina inoltre il terreno sciolto rimasto nel tubo, prima di effettuare il riempimento.

Il diametro medio dei tubi varia da 27 a 50 cm circa secondo i carichi; il regolamento edilizio della città di New York prescrive i seguenti carichi limiti sui pali, appoggiati su roccia in funzione delle loro dimensioni:

Spessore dei tubi	Diametri esterni (cm)						
	25	30	35	38	40	46	50
8 mm	500 kN	630 kN	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
9,5 mm	550 kN	700 kN	800	900	1000	1200	1400
11 mm	600 kN	770 kN	880	990	1100	1320	1540
12,7 mm	660 kN	840 kN	960	1080	1200	1440	1680

In fig. 5-2 vediamo alcune fasi di lavoro delle fondazioni di un edificio industriale della Colgate-Palmolive Co. a Jersey. Il diametro dei tubi è di 22"

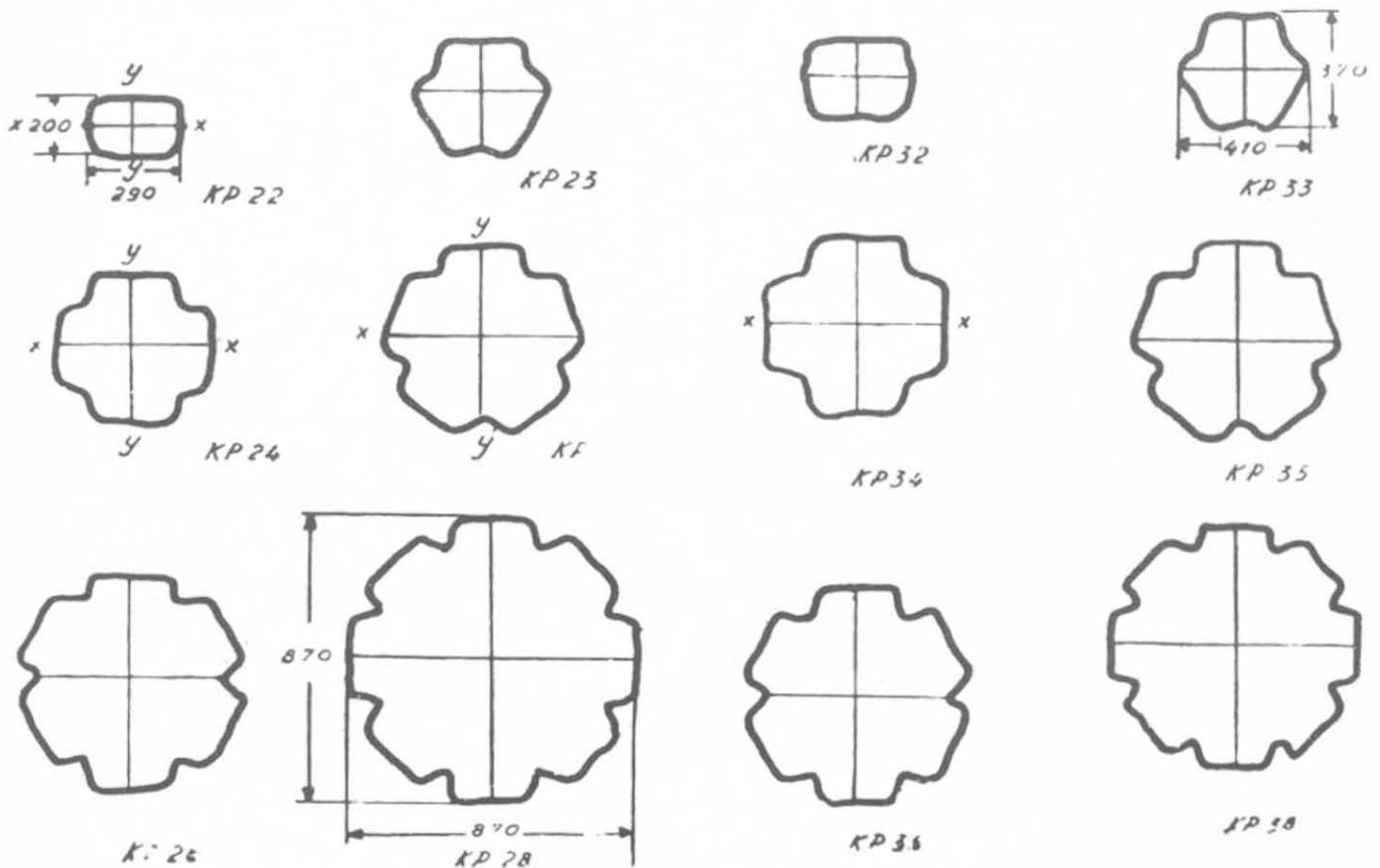


Fig. 5-4 - Pali in ferro officine Krupp.

(55 cm circa) e la lunghezza circa 15 m. L'infissione avviene per mezzo di attrezzature molto pesanti sistemate su gru mobili autotrinate. Sulla destra è visibile lo spurgo dell'acqua da un palo affondato col getto d'aria compressa. Nella tabella V-2 sono indicate le dimensioni e le caratteristiche di resistenza dei pali a sezione circolare (DIN 2448).

La fig. 5-3 mostra le fondazioni per l'ENEL a Porto Tolle con pali in acciaio ϕ 508 mm profondi 45 m.

TABELLA V-3.

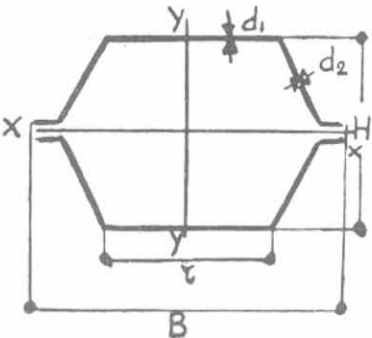
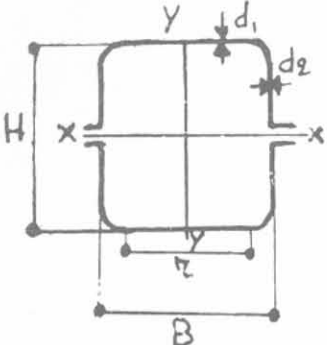
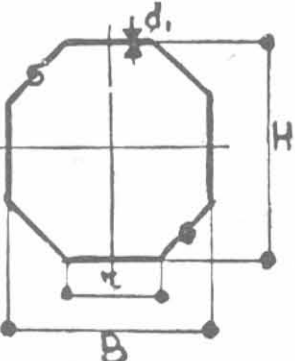
Profili Larssen	Profilo	Peso (kg/m)	Dimensioni					Momento inerzia		Momento resistente	
			B	H	d_1	d_2	r	J_x	J_y	W_x	W_y
			mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
	LP 1	71,2	434	260	7,5	6,3	225	7 850	18 600	600	860
	LP 2	98,0	436	314	9,5	7,5	250	16 430	26 620	1 050	1 220
	LP 3	124,0	436	336	13,-	8,5	250	25 520	32 000	1 520	1 470
	LP 4	148,0	436	411	14,8	10,-	230	42 630	38 000	2 080	1 744
	VP 2	155,0	446	369	14,5	10,5	338	41 300	43 650	2 240	1 960
	SP 2	96	380	330	9,5	9,5	165	19 060	19 060	1 150	1 150

TABELLA V-4.

Pali in ferro (Officine Krupp).

Profilo	Peso		Perimetro		Ferro	Area		Momento inerzia		Momento resistente	
	kg/m	cm	sviluppo ferro	cerchio circoscritto		cm ²	sviluppo ferro	cerchio circoscritto	J_x	J_y	W_x
		cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
KP 22	65	86	86	86	82	520	520	4 890	8 040	489	—
KP 23	98	126	124	124	123	1 117	1 147	20 619	20 619	1 115	1 021
KP 24	130	164	157	157	164	1 802	1 886	44 614	44 614	1 875	1 756
KP 25	163	200	189	189	205	2 625	2 765	80 820	80 820	2 786	2 667
KP 26	195	240	218	218	246	3 572	3 746	132 161	132 161	3 887	3 755
KP 28	260	320	275	275	328	5 824	6 056	287 924	287 924	6 619	6 485
KP 32	90	88	88	88	114	545	545	6 994	11 150	660	—
KP 33	135	130	125	125	171	1 140	1 194	28 671	28 671	1 541	1 392
KP 34	180	165	159	159	228	1 840	1 952	61 554	61 554	2 544	2 377
KP 35	225	205	191	191	285	2 670	2 834	112 365	112 365	3 809	3 660
KP 36	270	245	222	222	342	3 600	3 820	183 744	183 744	5 265	5 176
KP 38	360	325	280	280	456	5 875	6 171	402 148	402 148	9 119	8 957

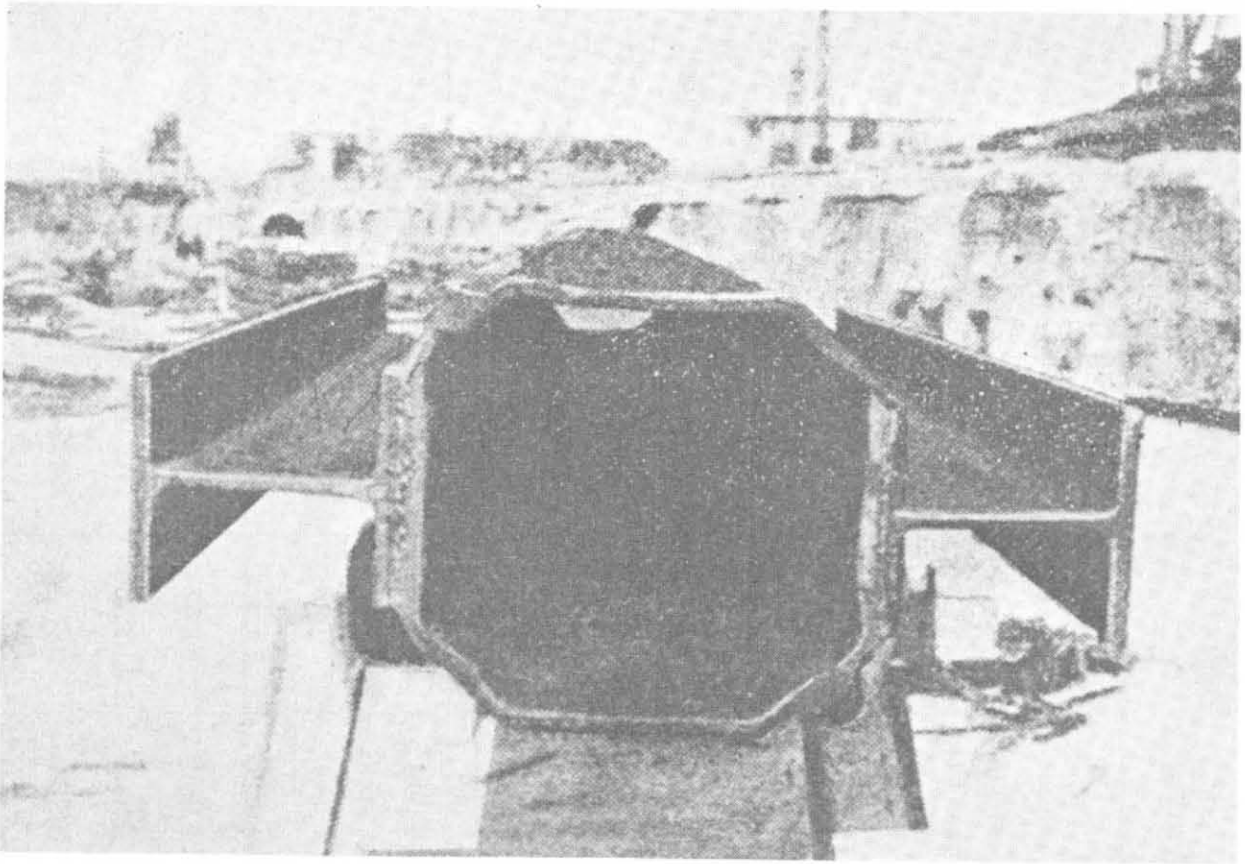


Fig. 5-5.

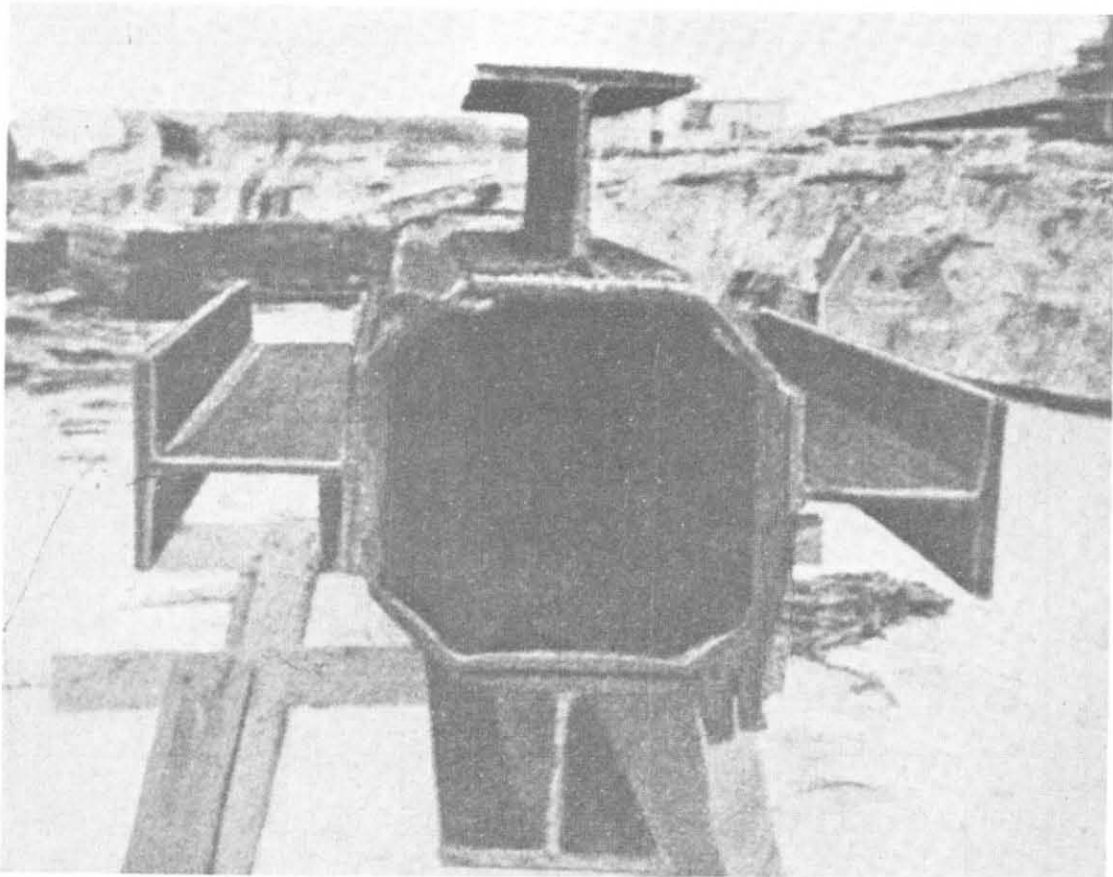


Fig. 5-6 - Pali metallici con ali laterali (Larssen).

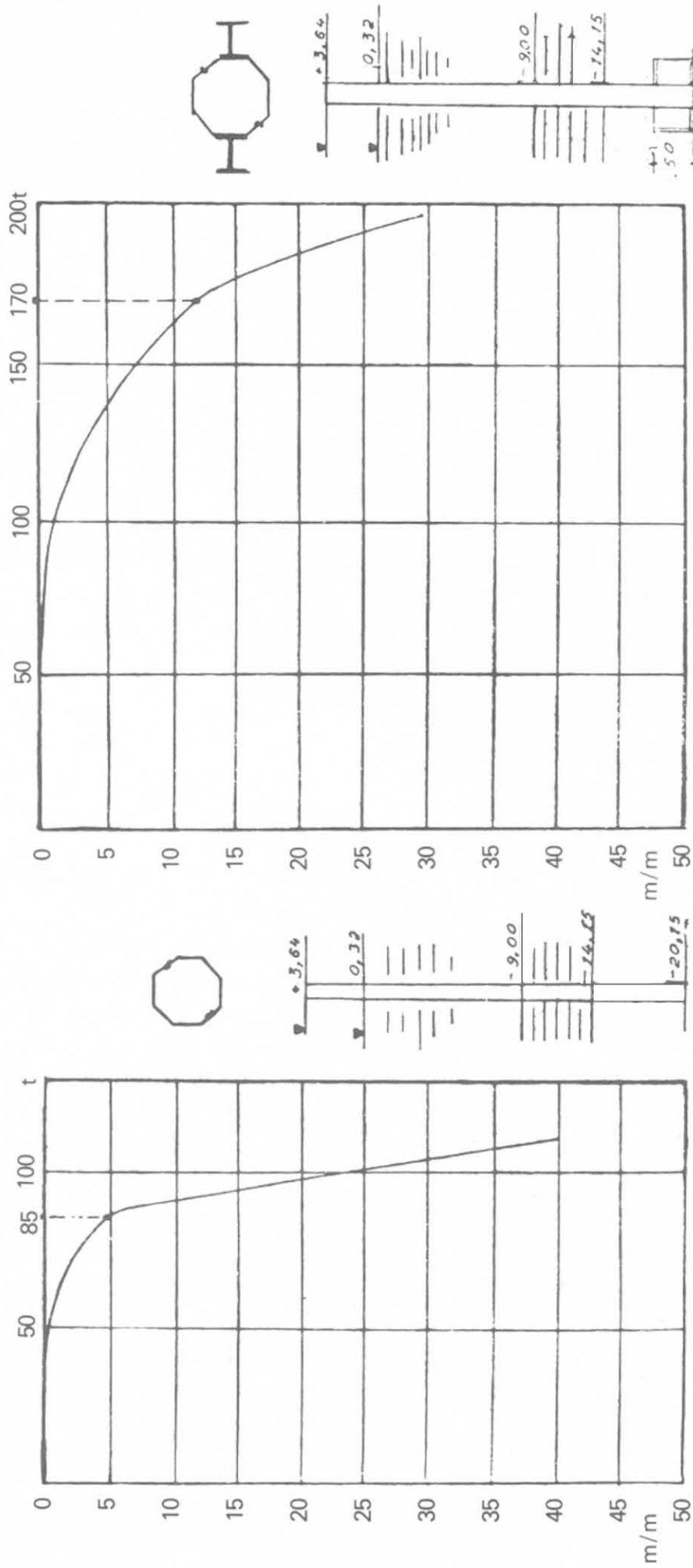


Fig. 5-7 - Prove di carico su pali in ferro a dimostrazione del contributo delle ali laterali (W. Schenck).

5-2 Altri tipi di pali in ferro.

Le officine tedesche Larssen e Krupp costruiscono pali metallici a sezione poligonale risultanti dall'unione di due o più elementi di palanca. Nella tabella V-3 sono indicate le dimensioni e le caratteristiche di resistenza di tre tipi di pali Larssen. La tabella V-4 e la figura 5-4 si riferiscono invece ai pali delle officine Krupp. Gli uni e gli altri possono essere rinforzati da due o quattro ali supplementari nella parte terminale, come abbiamo visto in precedenza per i pali ad H (figg. 5-5 e 5-6). La resistenza dei pali è notevolmente aumen-

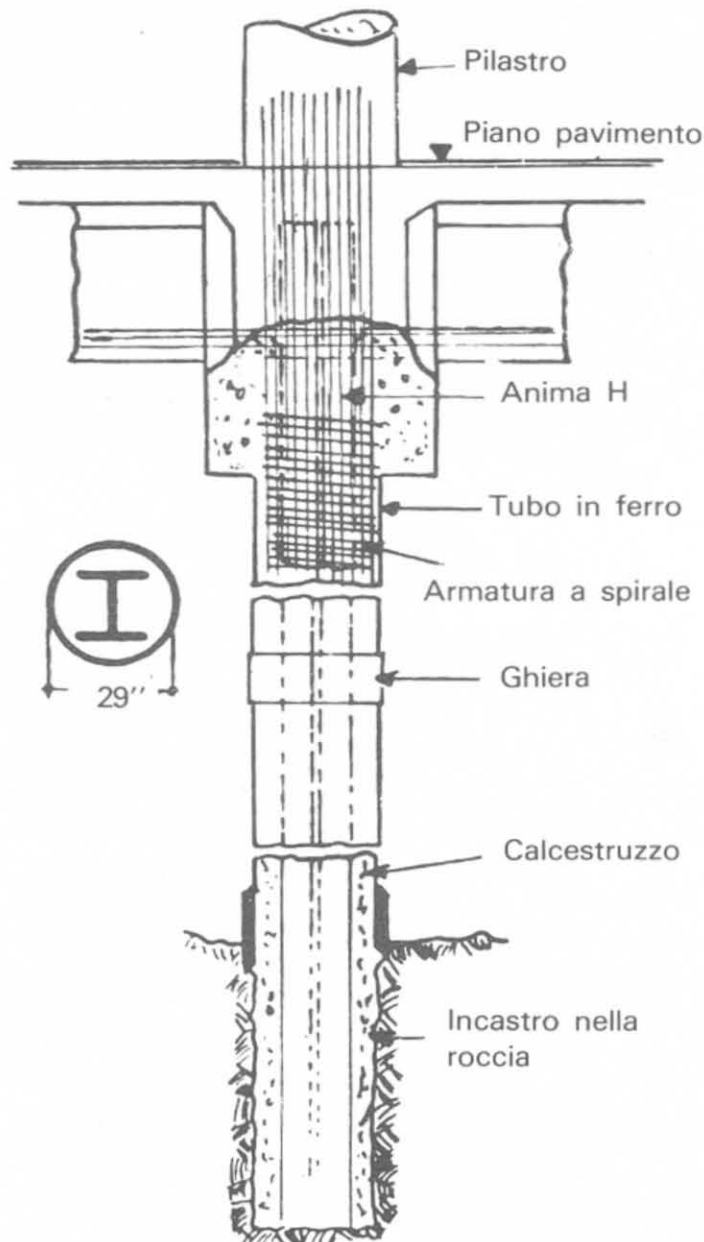


Fig. 5-8.

tata dal contributo delle ali, come si vede dai risultati di una prova di carico (fig. 5-7) eseguita nello stesso terreno su pali uguali con o senza ali di rinforzo.

Citiamo infine fra i pali metallici i *drilled in caisson* costruiti in America ed applicati solo per carichi concentrati elevatissimi. Risultano dalla unione

di un palo cilindrico con un palo ad H incorporato nel getto di calcestruzzo. Il carico su questi pali non è mai, in genere, inferiore ai 3000 kN ed ha raggiunto anche i 10 000 kN per palo. Questi pali debbono essere sempre incastrati nella roccia; il loro costo ne limita l'impiego a casi speciali. La costruzione avviene nel modo seguente: infissa per un tratto o sino a quota la camicia cilindrica per mezzo di un battipalo, se ne estrae il terreno con sonde speciali a valvola e con getti d'acqua ed aria compressa procedendo finchè il tubo non abbia raggiunta la roccia. La parte terminale del tubo è irrobustita da uno speciale tagliente (fig. 5-8) che si fa penetrare nella roccia per profondità variabili secondo il carico e opportunamente fissate dalle norme americane. Ripulita la cassaforma, s'introduce un profilato metallico ad H che raggiunge la base del palo e s'incastra nella roccia; il tubo viene successivamente riempito di calcestruzzo confezionato con particolari doti di resistenza. Il diametro esterno del tubo varia da 24" a 30" (60÷80 cm) circa ed ogni elemento è lungo circa 20 m. Si possono inserire più elementi tra di loro. Con pali metallici di questo tipo sono state eseguite le fondazioni dello Starret Leigh Building di New York (1931): i pali appoggiano sulla roccia posta a circa 45 m dal piano di campagna. Il carico sui pilastri si avvicinava in alcuni casi ai 20 MN ed il carico di esercizio sui pali non era inferiore ai 2 MN.

5-3 Pali offshore.

Caratteristica comune a tutti i pali offshore è il loro "gigantismo" rispetto ai pali nelle costruzioni a terra. Il progetto e l'esecuzione di queste strutture costituisce quindi un problema che va ben al di là dell'esperienza dei pali a terra. Dagli effetti combinati dei carichi verticali e delle spinte orizzontali dovute alle onde ed al vento i pali sono soggetti a carichi di compressione molto elevati che richiedono resistenze dell'ordine di 30 MN e carichi di trazione sino a 20 MN.

Il diametro dei pali comunemente usati per le costruzioni delle piattaforme offshore è normalmente intorno al metro con spessori da 20 a 50 mm, ma nel caso raggiungano o superino i 100 m di profondità il diametro può arrivare anche a 3 m. Si tratta di pali in acciaio ad elevato limite elastico (50 kg/mm² e oltre) con spessori variabili (60÷80 mm) per la cui installazione non sempre sono sufficienti i normali sistemi di battitura ⁽¹⁾.

Nella fig. 5-9 è mostrata l'installazione di parte dei 742 pali cilindrici in acciaio infissi al largo delle coste venezuelane dalla Raymond per conto di Meneven, l'industria petrolifera di stato.

Nelle strutture offshore si fa sostanzialmente riferimento ai pali in acciaio a punta aperta: in tutte le prove dove è stato possibile distinguere il contributo dell'aderenza laterale dalla reazione di base è stata fatta l'ipotesi che l'aderenza cre-

⁽¹⁾ F. GRUBAS, D. VARISCO, "Infissione dei pali di acciaio tubolari di grande diametro nelle costruzioni marittime", IX Convegno di Geotecnica, Milano, 1973.



Fig. 5-9.

TABELLA V-5
Aderenza limite palo-terreno (τ)

Riferimento	Numero di prove	Valore di τ (kPA)
Augemeer et al. (1973)	7	9,2 ÷ 18,3
Augemeer et al. (1975)	1	33,1
Hagenaar et al. (1981)	5	16,7 ÷ 22,5
Dutt e Cheng (1984)	12	9,8 ÷ 18,2
Dutt et al. (1985)	4	9,5 ÷ 17,3
Gilchrist (1985)	4	11,5 ÷ 21
Nauroy (1985)	1	1,0

sca linearmente sino ad una profondità di circa 10 m dal fondale per mantenersi poi costante. Nella tab. V-5 sono indicati i risultati di alcune analisi desunti dalla letteratura.

I dati statistici sono riferiti naturalmente ad un dato terreno e la generalizzazione dei risultati dovrà essere adoperata con grande cautela (Murff 1985) ⁽¹⁾.

Come si è detto i pali "offshore" sono pali tubolari in acciaio a punta aperta: tale condizione è mantenuta finché il terreno all'interno del palo non sviluppa attrito sufficiente a impedire un ulteriore ingresso di materiale. A questo punto il palo si comporta come palo a punta chiusa. Baligh (1985) ha studiato le differenze fondamentali di comportamento ed ha così concluso ⁽²⁾:

- a) il comportamento del palo a punta aperta è condizionato da tre parametri: raggio, spessore del tubo, profondità di infissione;
- b) la zona influenzata dall'infissione, cioè quella in cui le pressioni interstiziali diventano significative, è, nel caso di un palo a punta chiusa, pari a 3-3,5 volte quella prodotta da un palo a punta aperta;
- c) la dissipazione delle pressioni interstiziali è, nel caso di un palo a punta aperta, controllata dallo spessore del tubo piuttosto che dal raggio e risulta notevolmente più rapida di quella di un palo a punta chiusa.

Le aderenze laterali osservate sono basse, mediamente non più del 20÷50% di quelle caratteristiche delle norme API ⁽³⁾ per le sabbie silicee dove viene indicato un valore limite massimo di 80 kN/M.

Per il calcolo della portata di base, sempre per i pali a punta aperta, si fa riferimento al contributo della corona circolare esterna in acciaio ed al contributo della colonna di terreno contenuta nell'interno del palo. Per il primo si può far riferimento alle resistenze misurate dal penetrometro statico, mentre per il secondo si ritiene possibile applicare alla resistenza alla punta gli stessi criteri normalmente applicati per i pali trivellati sempre che il tappo di terreno venutosi a creare durante l'infissione venga svuotato e sia sostituito da un tappo di calcestruzzo opportunamente collegato al fusto.

⁽¹⁾ L. ALBERT *et al.*, "Valutazione della capacità portante assiale dei pali tubolari metallici per strutture offshore". XII CGT (Conferenze di Geotecnica di Torino), 1985.

⁽²⁾ M. BATTAGLIO, R. LANCELLOTTA, "Pali di fondazione nei terreni coesivi", XII CGT, 1985.

⁽³⁾ API, *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, 1984.

CAPITOLO VI

L'EVOLUZIONE DEI PALI TRIVELLATI: DAI PALI DI GRANDE DIAMETRO AI MICROPALI

6-1 Premessa.

Nel periodo intercorso fra le due guerre mondiali, l'impiego dei pali trivellati si sviluppò rapidamente soprattutto per la grande facilità di esecuzione e di adattabilità ad ogni tipo di terreno.

Il diametro dei tubi-forma variava da un minimo di 30 ad un massimo di 60 cm; la terebrazione del terreno avveniva con la tradizionale cucchiaia o curreta e permetteva tempi di esecuzione dell'ordine di un metro l'ora. La buona esecuzione del palo è essenzialmente legata alla capacità dell'operatore.

Dopo la seconda guerra mondiale, con la ricostruzione industriale in tutta Europa, con l'estensione delle opere pubbliche e prime fra tutte quelle autostradali, con il costo sempre crescente della manodopera, fu manifesta la necessità di raggiungere costi sempre inferiori per la tonnellata utile. Ciò era possibile aumentando la portata e quindi il diametro del palo e riducendo l'incidenza della manodopera. Dalle macchine relativamente poco importanti si passò di mano in mano ad imponenti attrezzature che, migliorando essenzialmente il procedimento di perforazione, permettevano l'esecuzione di pali di 80 - 100 - 120 - 150 cm di diametro sino a raggiungere in qualche caso i 2 metri.

Non potendo più utilizzare tubi-forma di così grande diametro, si adottò ai pali trivellati la tecnica — sviluppatasi parallelamente — dei diaframmi continui con l'impiego dei fanghi bentonitici.

Contemporaneamente si sviluppava anche la tecnica delle perforazioni a rotazione in terreni di ogni natura, con diametri sempre crescenti. Ciò permetteva l'impiego dei pali trivellati, eseguiti esclusivamente a rotazione, di 50 e 60 cm di diametro, vicino a costruzioni esistenti, con totale assenza di vibrazioni.

I problemi relativi al consolidamento dei terreni ed all'esecuzione di sottofondazioni particolarmente difficili, svilupparono le tecniche delle perfora-

zioni di più piccolo diametro (inferiori a 15 cm in genere), e si giunse così alle macchine a rotopercolazione, che hanno trovato vasto campo di applicazione nei *micropali* portanti o di ancoraggio.

6-2 Pali di grande diametro.

Si chiamano così per convenzione i pali con diametro uguale o superiore a 80 cm: attualmente il diametro più adottato è di 120 e 150 cm, ma in qualche caso sono realizzati anche pali di 2 m di diametro ed oltre. L'impiego più interessante è quello delle fondazioni di ponti e viadotti grazie alla capacità di raggiungere elevate portate e di sopportare, entro certi limiti, sforzi orizzontali.

Lo sviluppo della rete autostradale italiana ha chiesto sempre di più l'impiego di pali di grande diametro: è interessante notare il contemporaneo evolversi della tecnica costruttiva delle pile che è giunta ad eliminare totalmente la pila stessa come struttura di elevazione caratteristica, sostituendola con due o più colonne cilindriche come naturale prolungamento dei pali verso l'alto, sino al livello delle strutture orizzontali (fig. 6-1). Soluzione questa che deve essere impiegata con discernimento ed evitata in tutti i casi di possibili frantumamenti del terreno, a meno che i pali non vengano rigidamente collegati anche al livello del piano campagna ed armati per sopportare la spinta prevista. Ciò nonostante gli sforzi orizzontali che i pali sono in grado di sopportare sono sempre limitati. Per contro, i carichi verticali, se il terreno lo permette, possono raggiungere valori elevati: è normale per un palo di 1,50 m carichi di esercizio di 7÷8 MN.

6-2-1 ATTREZZATURE BENOTO.

Una delle prime e più note applicazioni dei pali di grande diametro si è avuta nell'edificio di Le Corbusier a Marsiglia, dove i piloni con 20 MN di carico sono fondati su 3 pali Benoto \varnothing 1,50 m, profondi 12 m ed incastrati per 2,50 m nella marna compatta.

La Benoto infatti è stata la prima in ordine di tempo a mettere a punto una attrezzatura per pali di grande diametro dopo un lungo periodo di ricerche e di esperienze: questa era composta da una *intubatrice*, una *perforatrice* ed una benna cilindrica (*hammergrab*) (fig. 6-2). L'intubatrice è una macchina che imprime al tubo di rivestimento un movimento rotatorio alternativo per facilitarne l'introduzione nel terreno; è azionata da un motore Diesel od elettrico ed è montata su uno chassis a ruote gommate. Il movimento rotatorio alternato è impresso al tubo da una coppia di martinetti idraulici azionati da una pompa.

La perforatrice era costituita da una capra metallica smontabile munita di un argano di potenza proporzionale al diametro dei fori da eseguire. L'argano è azionato da motore Diesel. Alla capra è articolato un braccio oscillante che serve per la manovra della benna (fig. 6-3). La benna cilindrica (*hammergrab*) è dotata di particolare potenza di presa ed è munita nella parte inferiore di con-

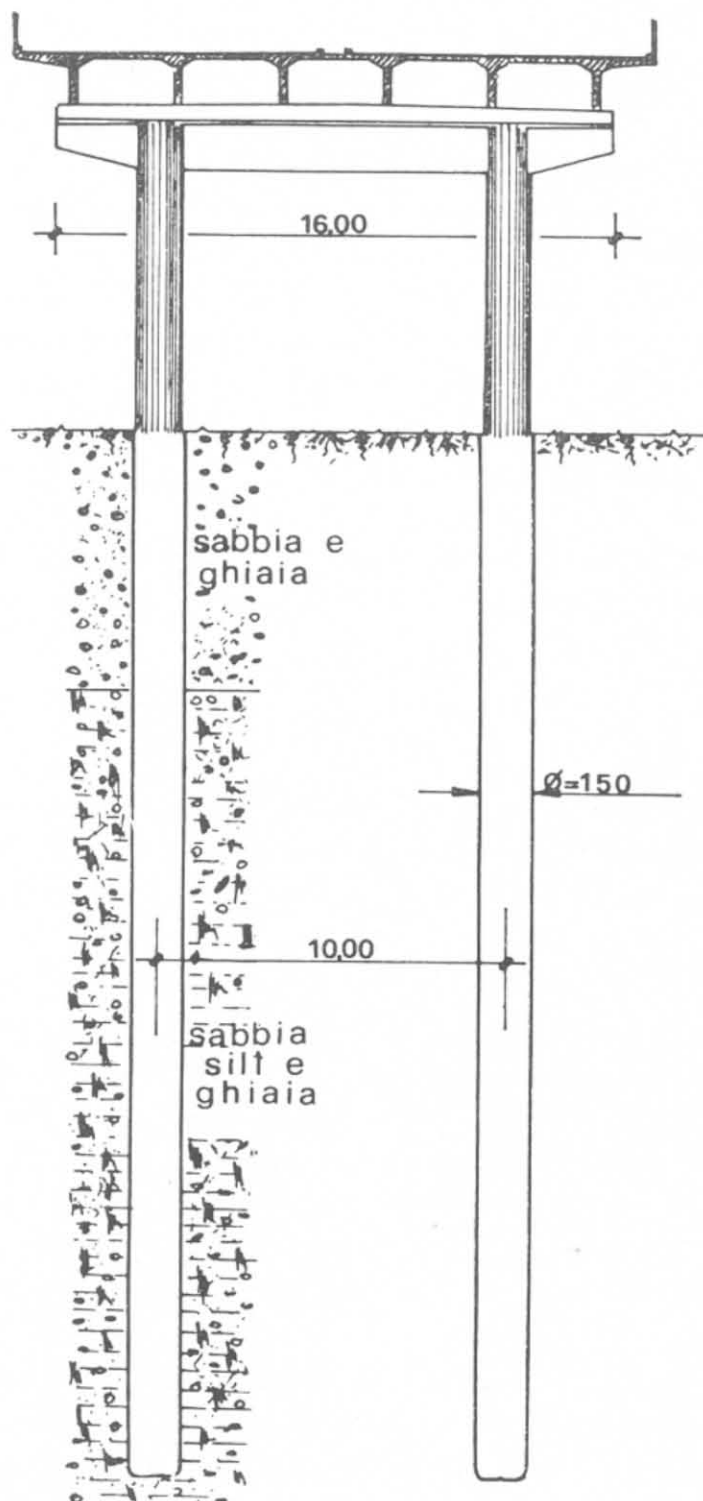


Fig. 6-1.

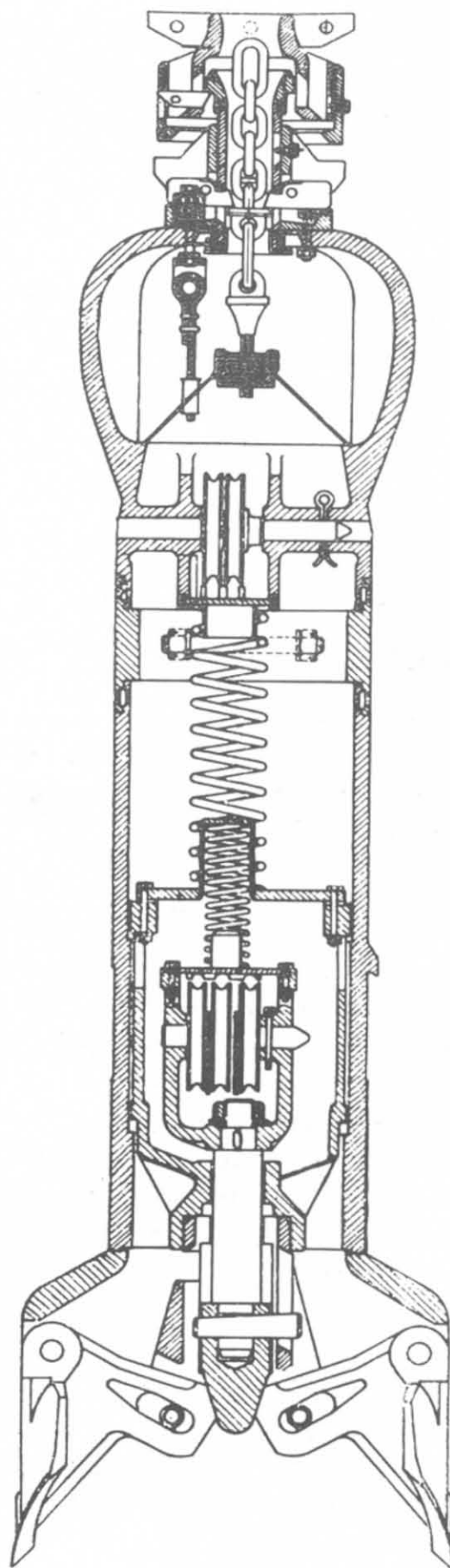


Fig. 6-2 - Benna tipo Benoto.



Fig. 6-3 - Primo tipo di attrezzatura Benoto in azione.

chiglie intercambiabili comandate da una fune singola a mezzo di una corona particolarmente studiata. Le ganasce delle conchiglie, in acciaio fuso, possono



Fig. 6-4 - Particolare di una benna aperta con le ganasce bloccate.

essere bloccate in posizione di apertura per la frantumazione del terreno prima dell'estrazione (fig. 6-4).

I tubi, di mano in mano che scendono nel terreno, vengono saldati fra

loro sia internamente che esternamente: sulla testata vi è applicato un anello di serraggio al quale è impresso il movimento di rotazione alternativo.

In seguito alla saldatura dei tubi si è sostituito un sistema di flangiatura che rende molto più rapida la manovra (fig. 6-5) e l'attrezzatura fu sostituita con il tipo E.D.F. e Super E.D.F. che utilizza impianti meccanici ed idraulici azionati da un motore Diesel della potenza di 180 CV. Il peso della mac-



Fig. 6-5 - Tubazioni flangiate di 1,50 m di diametro.

china (fig. 6.6) supera i 300 kN, quello della benne i 12 kN; il costo dell'attrezzatura, assai elevato, è giustificato dalla notevole produzione in grado di realizzare.

Il getto del calcestruzzo nei pali può essere fatto con benne normali calate di mano in mano sul fondo, ma nella maggior parte dei casi, soprattutto per l'acqua quasi sempre presente in queste fondazioni, il getto viene eseguito col sistema *prepakt* o con *malta colloidale*. Si introduce nel tubo l'aggregato (ghiaia, pietrisco) e si inietta sotto pressione la malta che, per le sue particolari caratteristiche, non è dilavata dall'acqua.

In condizioni normali per un metro cubo di ghiaia con il 40% dei vuoti occorrono 400 litri di malta che, col sistema *prepakt*, sono così composti: 200 kg

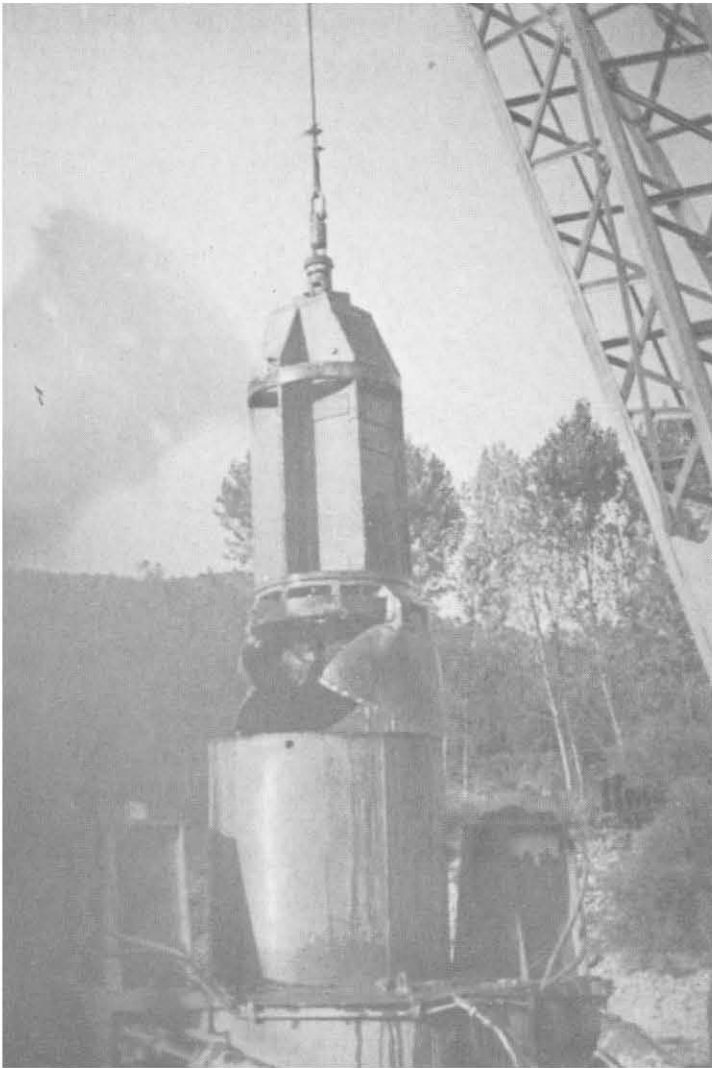
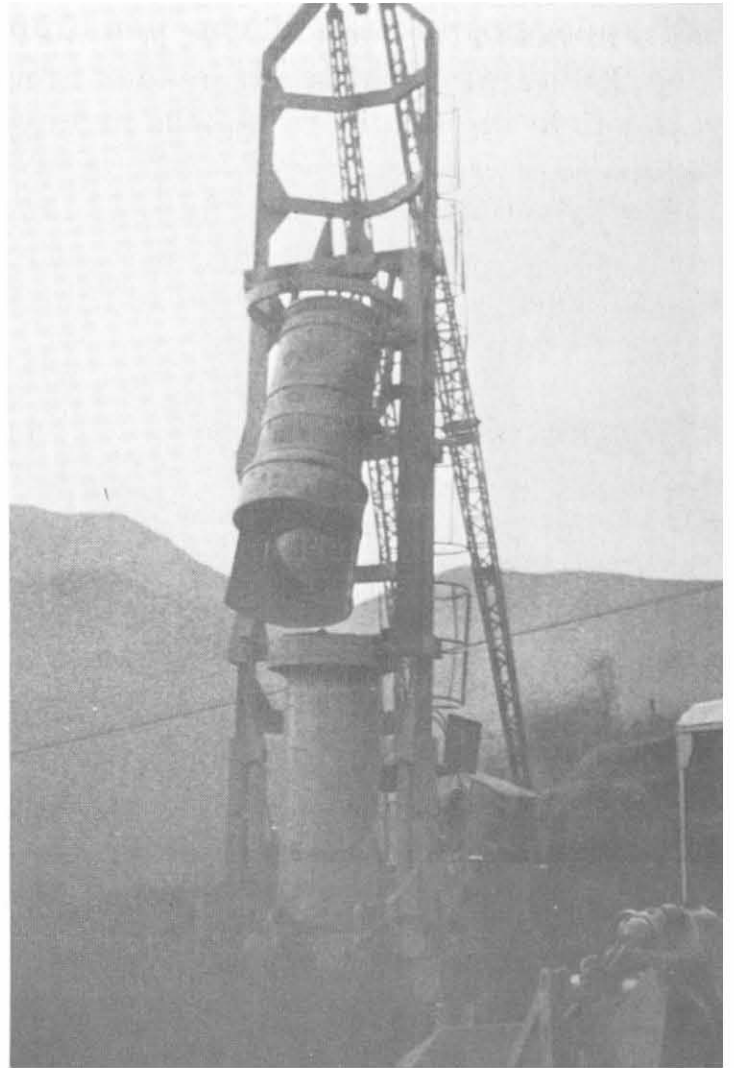
*a**b*

Fig. 6-6 - a) Attrezzatura Benoto E.D.F. in lavorazione; b) particolare dello scarico.

di cemento, 100 kg di Alfesil, 300 kg di sabbia, con un rapporto acqua-(cemento + Alfesil) del 40%. La sabbia deve avere grani massimi di 2 mm.

L'Alfesil è un materiale siliceo molto fine che reagisce con la calce liberata dal cemento durante la presa, formando un prodotto che contribuisce alla resistenza ed alla impermeabilità del calcestruzzo.

La malta colloidale (*colgrout*) si ottiene centrifugando in appositi miscelatori, ad una velocità di oltre 2000 giri/minuto, la sabbia col cemento, in presenza d'acqua. Il rapporto cemento-sabbia varia, secondo i casi, dall'1 : 1 a 1 : 3 (in peso).

Il getto può essere eseguito anche con l'uso del tubo di convogliamento; ciò è indispensabile nel caso che la perforazione sia avvenuta in presenza di fanghi bentonitici.

La Benoto costruisce oggi una attrezzatura complementare che permette

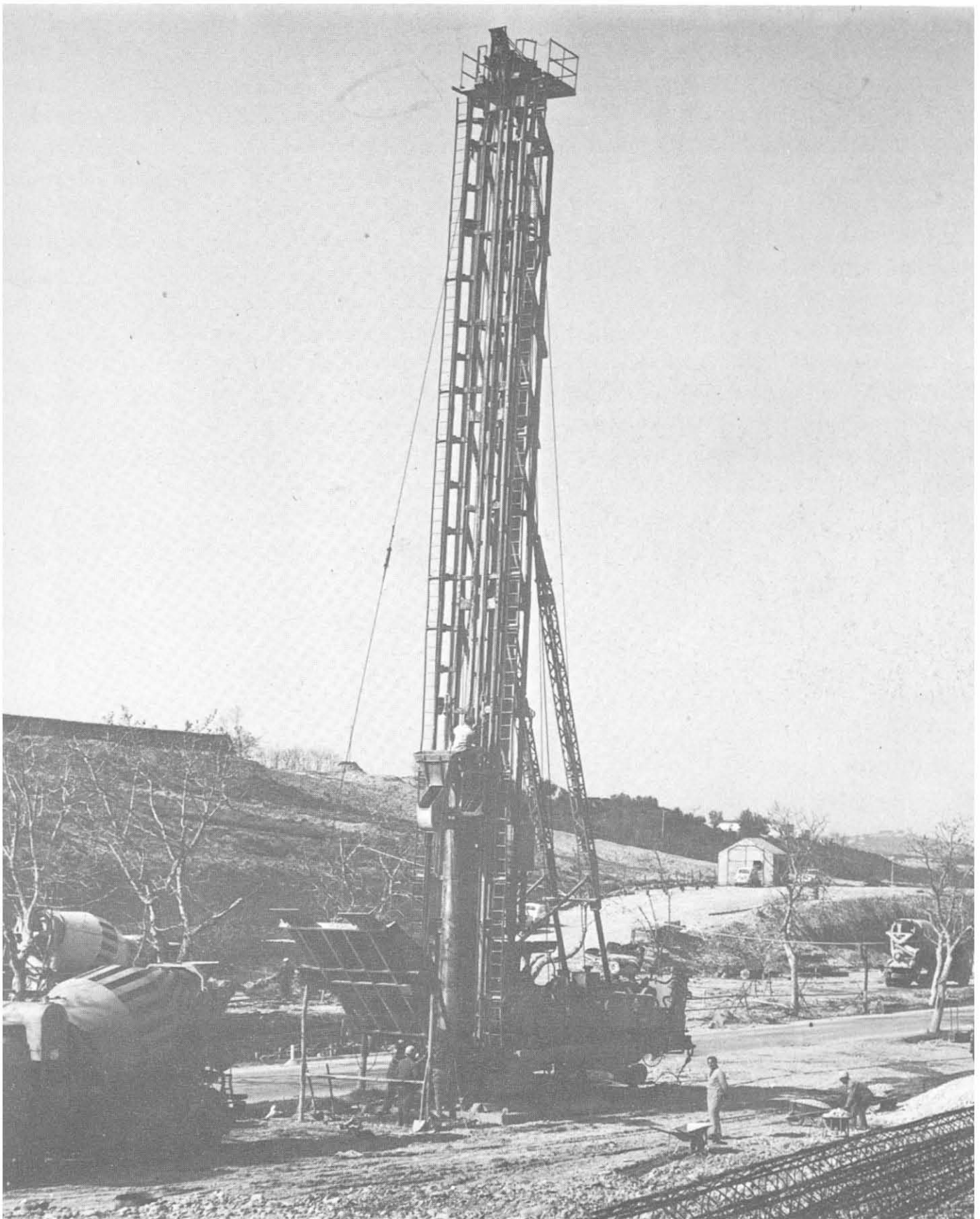


Fig. 6-8 - Attrezzatura Franki.

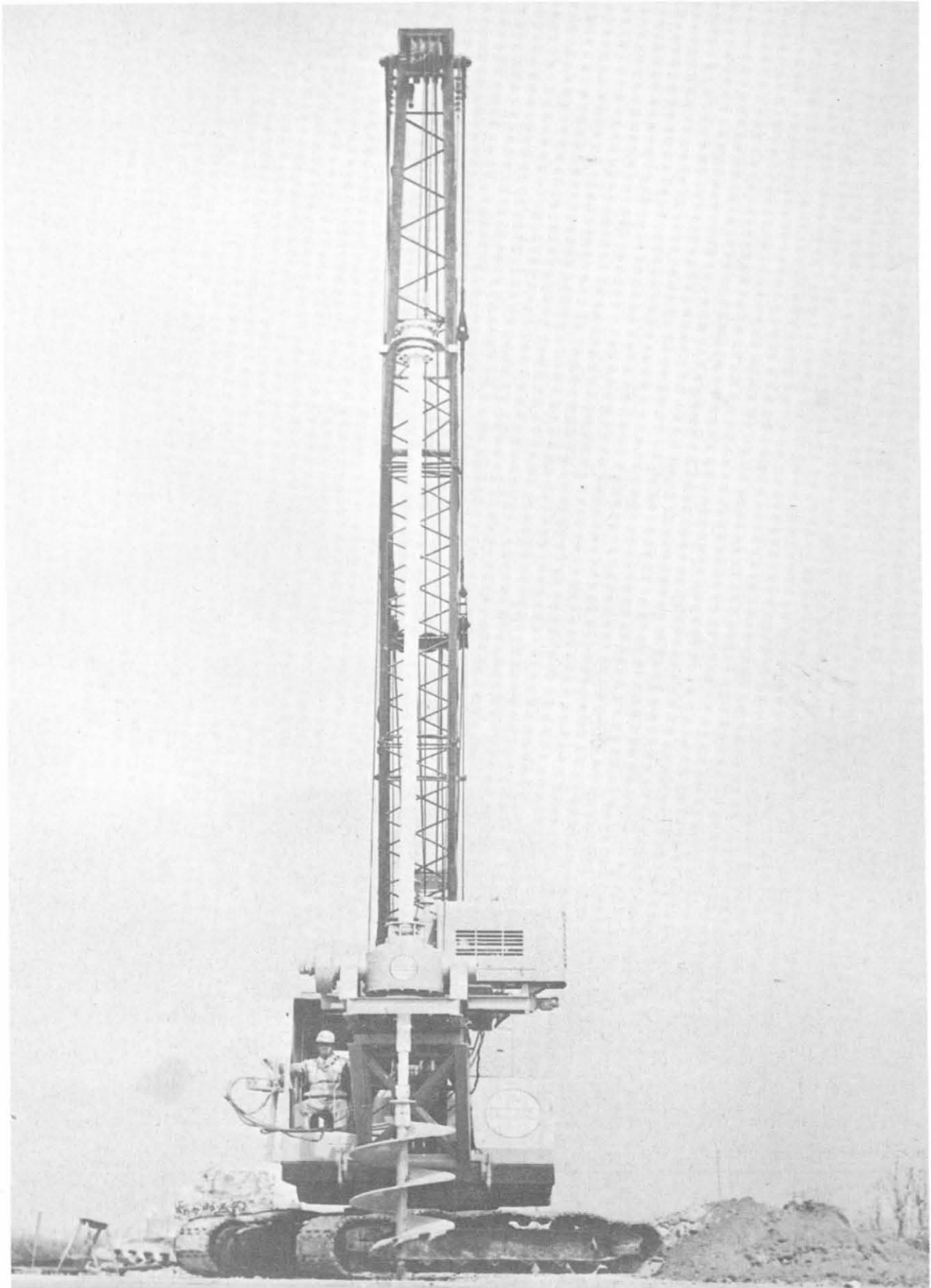


Fig. 6-9 - Attrezzatura Calweld.

Le attrezzature speciali a campana si usano per la formazione del bulbo allargato alla base del palo.

La trivellazione è, se il terreno lo consente, a secco e quindi a foro libero; naturalmente se il terreno è acquifero od instabile, la perforazione è eseguita a foro incamiciato o con fanghi bentonitici, con metodi e sistemi differenti che variano da lavoro a lavoro.

Le attrezzature Calweld vengono normalmente installate a sbalzo su gru cingolata (fig. 6-9).

I gruppi di perforazione per escavatore sono dotati di motore Diesel e la trasmissione all'asta di trivellazione è meccanica, attraverso un sistema di ingranaggi e catene: il meccanismo include l'impianto idraulico che regola l'inclinazione dell'asse del foro e la spinta di penetrazione delle aste telescopiche.

Lo stesso escavatorista controlla la manovra della perforatrice i cui comandi sono montati su pannello portato in cabina; la macchina impegna un solo cavo della gru per la discesa e il sollevamento del complesso telescopico.

La velocità di perforazione è regolabile secondo la natura del terreno e lo scarico degli utensili avviene automaticamente, per forza centrifuga nelle trivelle e per apertura del fondo nelle benne a tazza.

In terreni particolarmente indicati, quali quelli argillosi, si ottengono medie di perforazione assai elevate (sino a 10 m/ora).

6-2-4 I PALI SISTEMA HW (HOCHSTRASSER-WEISE).

Sono pali di medio diametro (da 40 a 80 cm circa) per la cui esecuzione ci si avvale di una colonna di rivestimento liscia, azionata da testa girovibrante per l'infissione e di sistemi di scavo a secco con attrezzi appositamente costruiti. Le fasi esecutive, come indicato dalla Presspali SpA di Milano ⁽¹⁾, sono le seguenti.

- 1) L'inizio della perforazione viene preceduto dal posizionamento di un tubo guida, di diametro lievemente superiore a quello del palo, per evitare slabbamenti superficiali del terreno; a palo ultimato il tubo-guida verrà recuperato per il suo reimpiego.
- 2) La fase di infissione della colonna di rivestimento del foro e di perforazione avviene grazie all'energia fornita da una testata girovibrante azionata con l'ausilio di aria compressa. La colonna di perforazione è perfettamente liscia, poiché priva di manicotti e senza corone sul fondo, ma è dotata soltanto di un tagliente.
- 3) Durante ed alla fine dell'infissione della colonna intervengono speciali attrezzi per asportare il terreno rimosso dalla perforazione e giacente all'interno della colonna; l'azione di asportazione del terreno non può quindi produrre dei disturbi al terreno circostante protetto dalla colonna stessa che funge da rivestimento.

⁽¹⁾ *Sintesi di una ventennale attività nel campo delle fondazioni*, Presspali SpA, Milano, 1980.

- 4) Quando la fase di infissione della colonna e di asportazione del terreno è ultimata alla base della colonna metallica tubolare si ha la possibilità di creare un bulbo di allargamento della sezione del palo, ampliando la base di appoggio sul terreno di fondo.
- 5) Inserimento nella colonna dell'armatura in acciaio del palo, generalmente costituita da ferri verticali disposti su una circonferenza, tenuti in assemblaggio da una spirale metallica, con sufficiente copertura di calcestruzzo rispetto alla superficie esterna del palo. L'armatura può essere per tutta l'altezza del palo come parziale, limitata cioè a qualche metro, in base a considerazioni di carattere statico.
- 6) Getto del calcestruzzo nel palo eseguito con uno dei sistemi correnti, ed estrazione della colonna di rivestimento con immissione di aria compressa per favorire l'espansione del calcestruzzo.

Da quanto precede si vede come il palo HW si differenzi nettamente dai comuni pali trivellati. L'infissione del tubo-forma non sconnette il terreno attraversato, essendo operata per mezzo di un cilindro perfettamente liscio, senza corona scampanata e senza manicotti sporgenti, il quale penetra nel terreno mediante l'azione della testa girovibrante: lo scavo del materiale avviene a secco all'interno del tubo stesso con gli attrezzi speciali, che asportano il materiale raccolto durante l'infissione.

Nel caso di pali comunque gettati in opera con sistemi diversi da quello HW può avvenire che il tubo, durante il sollevamento per l'estrazione, trascini con sé il calcestruzzo per un breve tratto. In questo caso il terreno circostante, cadendo dall'esterno, si inserisce nel calcestruzzo, creando una soluzione di continuità nel getto.

Il sistema di palificazione HW non permette che si verifichi una interruzione del getto, poiché il calcestruzzo è immesso nel tubo-forma in una sola operazione, prima di iniziare l'estrazione di quest'ultimo. Essa viene effettuata sotto la spinta dell'aria compressa e la contemporanea vibrazione creata dal moto alternato della testa girovibrante; tutto ciò assicura il regolare costipamento del getto entro il tubo-forma.

La pressione dell'aria, premendo il calcestruzzo contro il terreno, mobilita una maggior quota di reazione passiva ed aumenta la portata per attrito.

Il sistema di infissione HW è adatto anche per la costruzione di pali in acqua (moli ecc.) perché il tubo-forma è azionato dalla testa solidale con lui, così da essere indipendente dalla rimanente attrezzatura che può lavorare, senza difficoltà, da un pontone, da un piano diverso e comunque in condizioni difficili (fig. 6-10).

6-3 La perforazione con l'impiego di fanghi.

Con tecnologie analoghe a quelle dei diaframmi continui, di cui ci occuperemo più avanti, è possibile eseguire pali trivellati di grande diametro senza l'impiego delle tubazioni di rivestimento, utilizzando esclusivamente la contro-

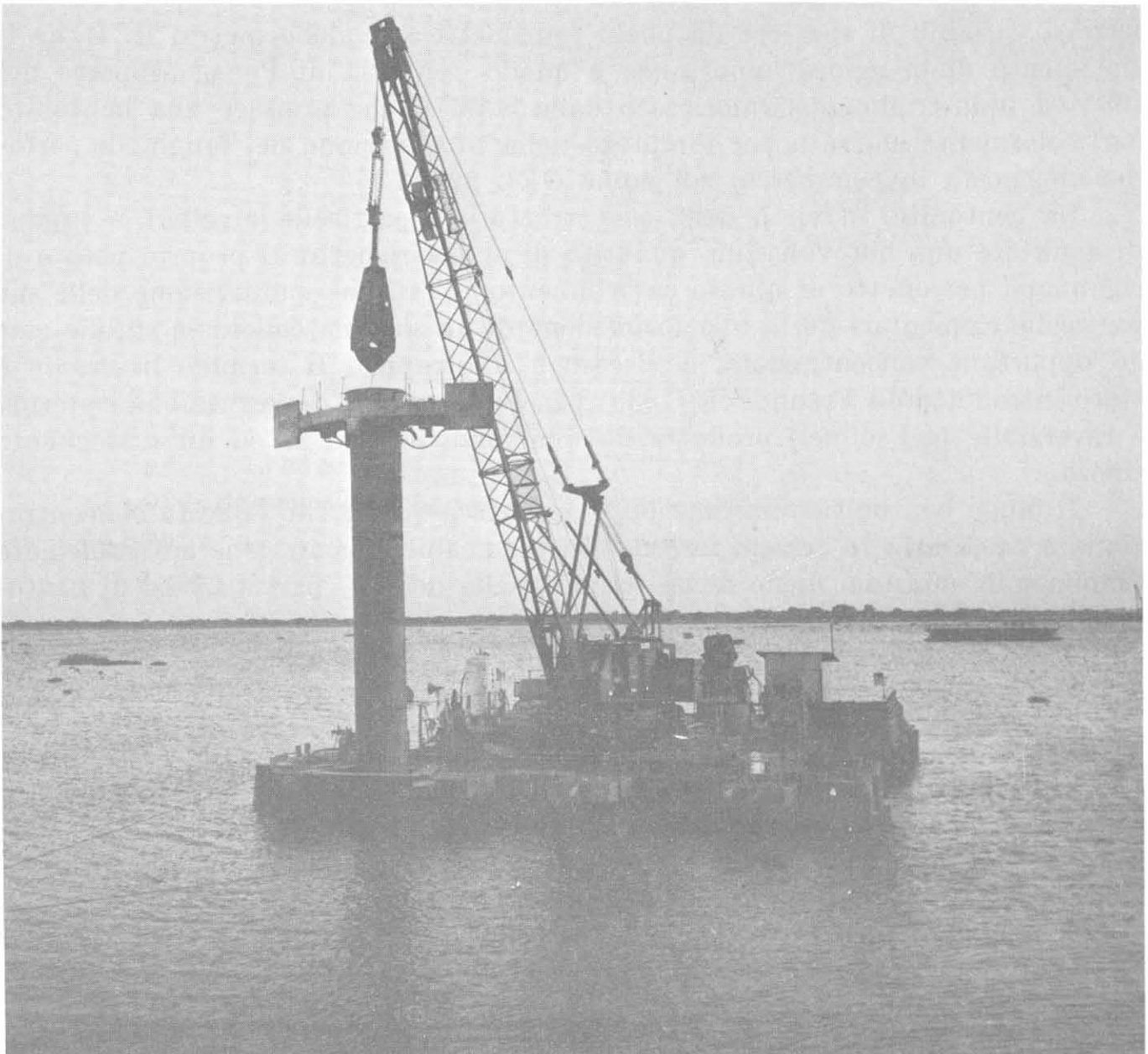


Fig. 6-10 - Sistema di infissione HW della Presspali.

spinta idraulica dell'acqua immessa direttamente nel foro durante la perforazione. Nei terreni di elevata permeabilità è necessario aggiungere all'acqua degli additivi che rimangano in sospensione ed aumentino la densità del fluido. Uno di questi è la bentonite.

6-3-1 LA BENTONITE.

La bentonite è una miscela argillosa costituita in prevalenza di montmorillonite (silicato idrato di alluminio) la cui proprietà fondamentale è di rigonfiarsi molto e di creare un sistema colloidale quando viene dispersa in acqua ad opportune concentrazioni. Il nome deriva da Fort Benton nello Wyoming (USA).

Dal punto di vista geologico la bentonite deriva da alterazioni di lave e ceneri vulcaniche alcaline a carattere venoso. Si trova in strati principalmente

terziari variabili di spessore da pochi centimetri a qualche metro. In Italia il giacimento di maggiore importanza è quello dell'isola di Ponza scoperto nel 1935 ed industrialmente valorizzato dalla SAMIP che produce una bentonite particolarmente attivata per l'impiego nella preparazione dei fanghi di perforazione, posta in commercio col nome GEL 220.

La bentonite, in virtù della sua struttura a particelle lamellari, è capace di assorbire una notevolissima quantità di acqua rispetto al proprio peso e di rigonfiarsi per effetto di questo assorbimento. L'estrema suddivisione delle sue particelle elementari porta alla formazione di un sistema colloidale stabile che, ad opportune concentrazioni, è viscoso e tixotropico. Il termine *tixotropia* è stato introdotto da Freundlich (1935) per definire una trasformazione isoterma e reversibile (gel/sol/gel) prodotta da una forza deformata ed un susseguente riposo.

Il fango bentonitico ha una densità di circa 1,45 g/cm³; questa concentrazione è necessaria in terreni fortemente permeabili, ma in genere è sufficiente l'impiego di soluzioni meno dense, quale quella del 4% pari a 26 kg di bentonite in 650 litri di miscela.

6-3-2 I SISTEMI DI PERFORAZIONE.

La tecnica delle perforazioni profonde a rotazione si è potuta sviluppare grazie all'impiego dei fanghi (e tra questi il fango di bentonite è il più noto) che hanno la duplice funzione di assicurare la stabilità del foro, evitando l'impiego della tubazione di rivestimento e di portare in superficie i detriti provenienti dalla frantumazione delle formazioni lapidee.

Il fango, pompato attraverso la batteria di aste sino alla testa rotante, fuoriesce attraverso appositi ugelli e risale lungo lo spazio venutosi a creare tra la parete del pozzo e le aste, sino a raggiungere la superficie.

Il flusso ascendente trascina sabbia, ghiaia, terra, detriti ed anche ciottoli di notevole diametro (10 ÷ 15 cm).

La possibilità di eseguire perforazioni senza tubazioni di rivestimento elimina i limiti di diametro e profondità imposti dalle medesime e consente l'esecuzione di pali anche a sezione non circolare.

La perforazione con i fanghi può avvenire in uno dei modi seguenti:

- a) senza circolazione;
- b) con circolazione diretta (immissione);
- c) con circolazione inversa (aspirazione).

Nel primo caso (*senza circolazione*) la bentonite viene aggiunta all'acqua contenuta nel foro ed è l'attrezzo stesso che provvede alla sua miscelazione ed alla frantumazione del terreno.

Nel secondo caso la circolazione è *diretta*: il fango viene pompato attraverso le tubazioni sino all'attrezzo rotante e risale lungo il foro trascinandosi i detriti in sospensione.

Nel terzo caso, infine, la circolazione è *inversa*: il fango viene immesso nel

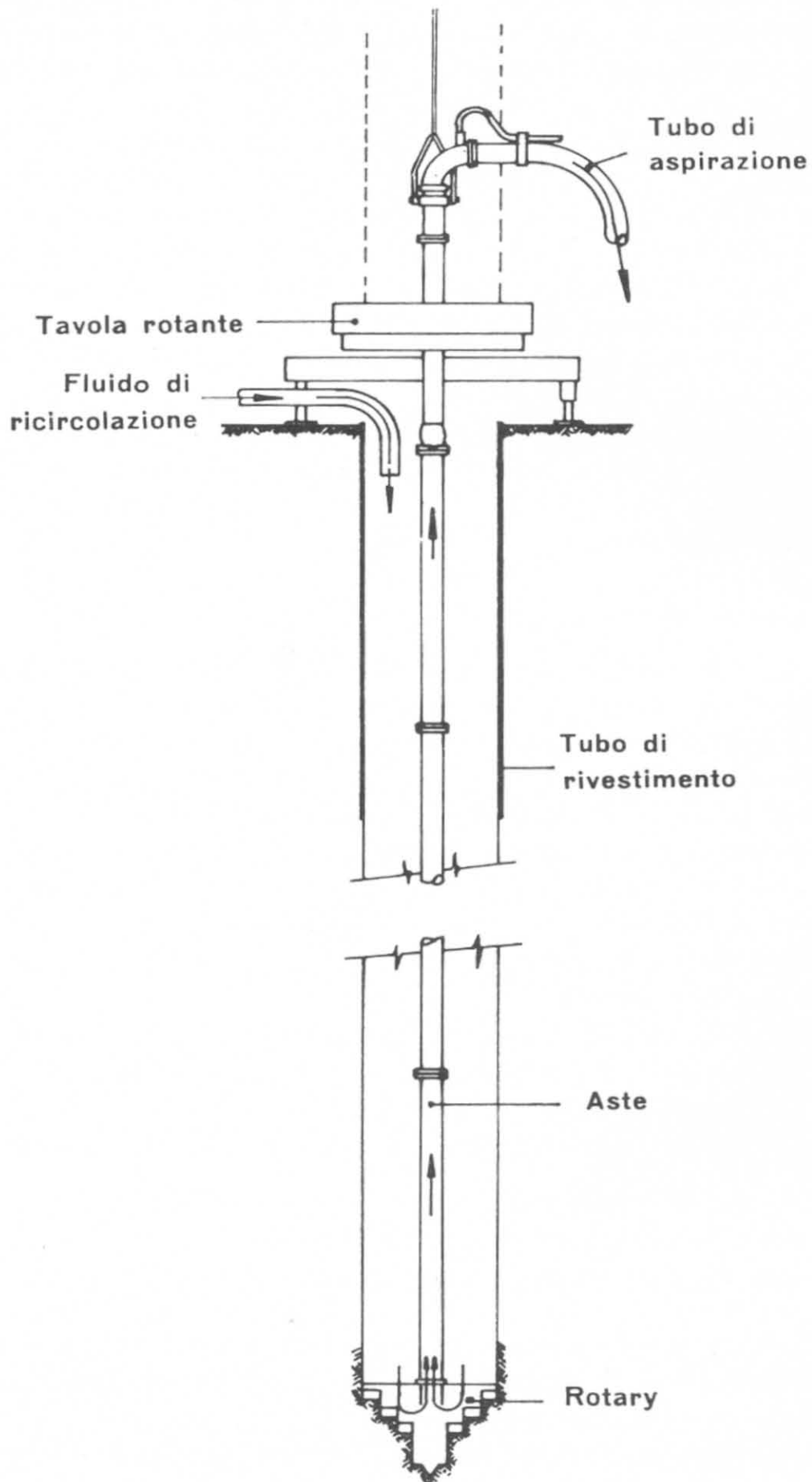


Fig. 6-11 - Perforazione con fanghi a circolazione inversa.

foro ed i detriti vengono aspirati dalle pompe attraverso le aste di perforazione dal basso verso l'alto (fig. 6-11).

Si impiega la circolazione diretta per fori sino a 50÷60 cm di diametro: nei fori più grandi diventa difficile avere velocità di aspirazione tali da poter mantenere i detriti in sospensione; con la circolazione inversa, invece, la velocità di aspirazione, all'interno delle aste, è indipendente dal diametro del foro.

6-3-3 PERFORAZIONE A ROTAZIONE CON ELICA CONTINUA.

Oltre al sistema Calweld già indicato che impiega un utensile di tipo *chiuso* (bucket, secchione, carotiere) con il quale si provvede alla disgregazione del terreno ed al trasporto in superficie dei detriti (fig. 6-12), sono oggi largamente impiegate attrezzature di tipo *aperto a elica continua* nelle quali il terreno risale lungo l'elica fino all'esterno (fig. 6-13). Quando il terreno è coerente, in assenza di falda, questo tipo di perforazione è certamente uno dei più veloci ed economici.

Dopo studi e prove in cantiere la Soil-Mec ha messo a punto una nuova attrezzatura ad elica continua con passaggio interno che può essere installato su qualsiasi tipo di gru cingolata e permette l'uso di vibrator per l'infissione e l'estrazione dei tubi di rivestimento e l'installazione di magli diesel o ad aria compressa.

La versione SL-3 con diametro da 300÷600 mm è caratterizzato da una congiunzione a flangia triangolare con tre bulloni e boccola di centraggio interna che ha anche funzione di tenuta; il nucleo dell'elica è di ϕ 100 mm con un passaggio interno e costante di 75 mm. La versione HD-4 invece ha un diametro esterno da 450÷800 mm ed un attacco rapido esagonale di eccezionale rigidità. La conformazione sfuggente di questo attacco consente una minima riduzione di sezione della corona circolare di risalita; il nucleo di ϕ 140 mm ha un passaggio interno e sempre costante di 100 mm.

A queste eliche vengono applicate puntazze di estremità costituite da elementi a perdere in materiale leggero che impediscono, durante lo scavo, l'entrata di terreno nel passaggio interno, attraverso il quale, secondo il tipo di lavoro, si può iniettare acqua, aria compressa, malta di cemento, calcestruzzo, bentonite (Fig. 6-14).

In questi ultimi anni le attrezzature ad elica continua si sono ulteriormente sviluppate. Il diametro dell'asta centrale sulla quale è avvolta l'elica può arrivare a 70 cm ed il diametro del palo a 950 mm. La profondità può raggiungere i 30 m. Il rapporto tra il diametro della coclea e quello del tubo varia da 0,33 a 0,81 ⁽¹⁾. La gamma dei diametri e delle lunghezze che possono ottenersi con questo sistema è varia e dipende naturalmente dalla coppia che l'attrezzatura è in grado di disporre. Nelle attrezzature italiane questa va da un minimo di 20 kNm ad un massimo di 160 kNm.

⁽¹⁾ C. MASCARDI, "Esecuzione e cenni sul dimensionamento dei pali trivellati con elica continua", XII CGT, 1985.



Fig. 6-12 - ENEL (a Sermide): N. 1100 pali ϕ 1000 profondità 35 m. Macchina: RT3/S (Pali Trevisani).

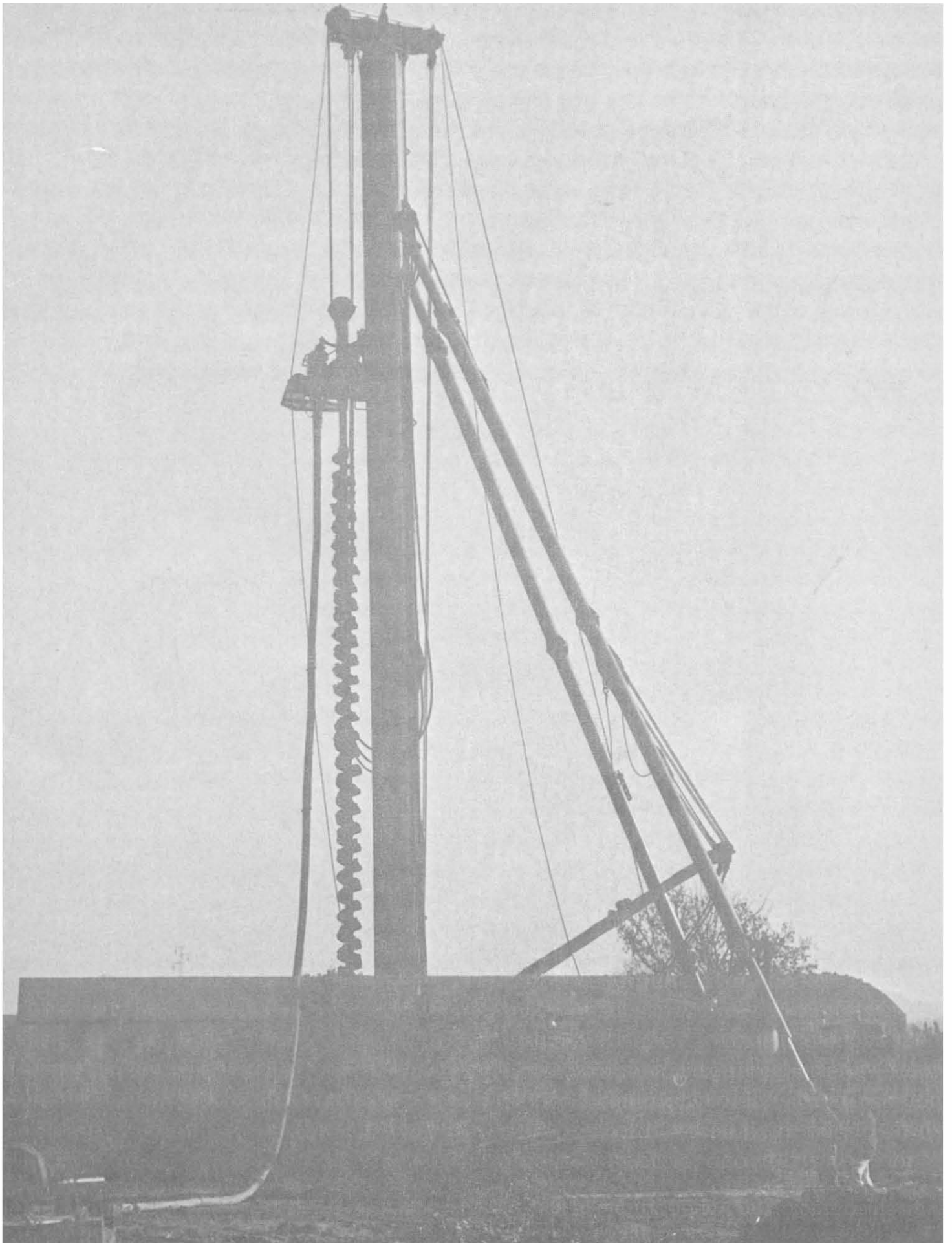


Fig. 6-13 - Pali con elica continua ϕ 450 mm (Pali Trevisani).

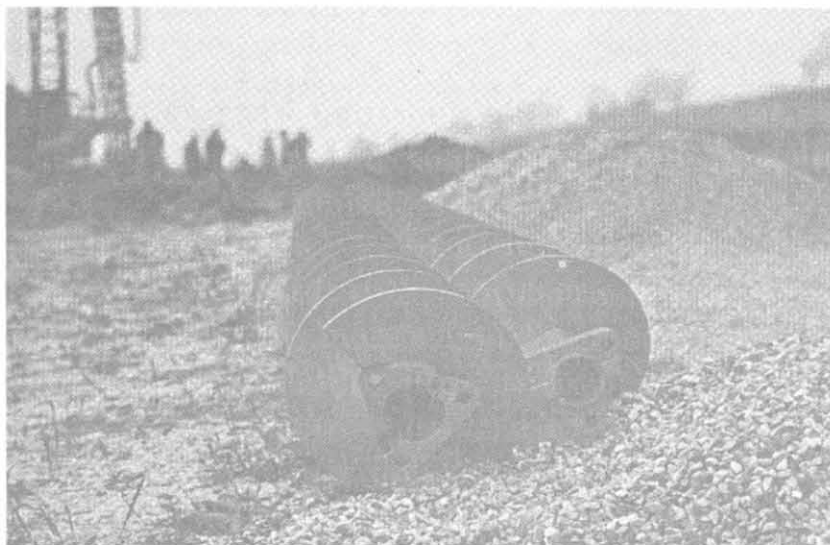
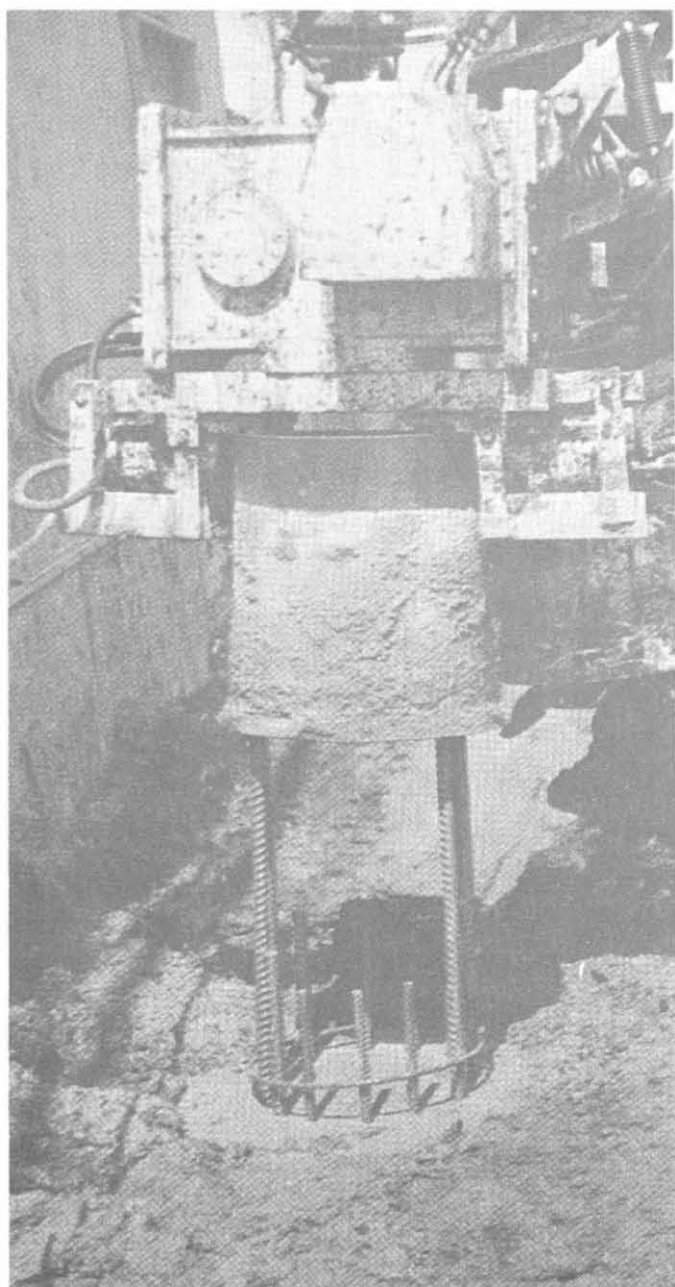


Fig. 6-14 - Particolare dell'elica continua.



I pali costruiti con queste attrezzature difficilmente possono essere armati per lunghezze superiori ai 12 m. La gabbia è infissa a getto ultimato mediante vibratori (fig. 6-15): per ottenere le migliori penetrazioni si impiega calcestruzzo con inerti non maggiori di $10 \div 12$ mm e l'armatura trasversale è normalmente costituita da cerchi in reggia di acciaio. È chiaro che nel caso si impieghino tubazioni di 70 cm di diametro l'armatura, anche se ridotta rispetto alle condizioni normali, può essere infissa nel tubo per tutta la lunghezza del palo.

Nel palo trivellato ad elica si verifica una asportazione di terreno minore di quella del palo trivellato, minore cioè del volume del palo. Il suo comportamento si avvicina cioè più a quello del palo infisso che a quello del palo trivellato con o senza fanghi bentonitici. I risultati delle prove effettuate ⁽¹⁾ autorizzano a ritenere corretta la valutazione dello stato tensionale del terreno intermedio tra lo stato di riposo e quello caratteristico dei pali infissi.

Fig. 6-15 - Infissione dell'armatura in un palo Trelicon (Pali Trevisani)

⁽¹⁾ C. MASCARDI, *op. cit.* In Italia questi tipi di pali sono attualmente eseguiti dalla Icelspali SpA di Milano (Presso-Drill) e dalla Trevisani (Trelicon).

6-3-4 I SISTEMI DI GETTO.

Abbiamo già accennato agli inconvenienti che possono sorgere durante l'esecuzione dei pali trivellati e che danno luogo ad interruzioni di getto; un tale difetto, nel caso dei pali di grande diametro, può provocare danni gravissimi dato il numero limitato di pali a sostegno della fondazione. Il grande volume di calcestruzzo occorrente e la necessità di una soluzione economica per il getto hanno escluso l'impiego delle benne ad apertura automatica per il deposito del beton sul fondo e per lo stesso motivo è praticamente irrealizzabile il prosciugamento del foro quando il palo è eseguito in presenza d'acqua.

Per i pali a grande diametro i sistemi attuali di getto sono sostanzialmente due:

- a) getto anche subacqueo con *tubo di alimentazione*;
- b) uso di *conglomerato iniettato*.

La prima tecnica evita il dilavamento e la disgregazione del calcestruzzo e consente velocità di getto elevate. La prima fase consiste nella sostituzione dell'acqua con il conglomerato nel tubo di getto mediante l'impiego di un otturatore, anche di fortuna, generalmente perso, che consente di svuotare dell'acqua l'interno del tubo e di riempirlo di calcestruzzo fresco. Tolto l'otturatore si procede alla formazione del bulbo di base e, di mano in mano, alla formazione del fusto avendo l'accorgimento di tenere sempre l'estremità del tubo di alimentazione immersa nel calcestruzzo.

Si raggiunge così un equilibrio (fig. 6-16) nel quale, date le perdite di carico, l'altezza (h) all'interno del tubo di getto è maggiore di quella esterna (p). Il diametro del tubo, non dovrebbe essere inferiore a $25 \div 30$ cm. Talvolta l'impiego di fluidificanti agevola notevolmente il getto e lo rende più sicuro nei riguardi di eventuali dilavamenti. Sostanzialmente l'intero procedimento è illustrato nella fig. 6-17: la difficoltà maggiore sta nel graduale e contemporaneo sollevamento di due tubazioni concentriche, il tubo-forma esterno e il tubo di getto interno. È sempre presente il pericolo di bloccaggio del tubo di alimentazione dato che, per evitare possibilità di taglio del palo, occorre mantenere all'interno del tubo-forma, una considerevole quantità di calcestruzzo.

Queste difficoltà sono superate con il secondo sistema in uso per il getto dei pali di grande diametro: l'*impiego di calcestruzzo iniettato*. La malta usata per l'iniezione è del tipo *colloidale* ottenuta sia meccanicamente con l'impiego di centrifugatori tipo *colcrete*, sia chimicamente con l'uso di additivi chimico-fisici fluidificanti, tipo *prepakt* come già abbiamo ricordato.

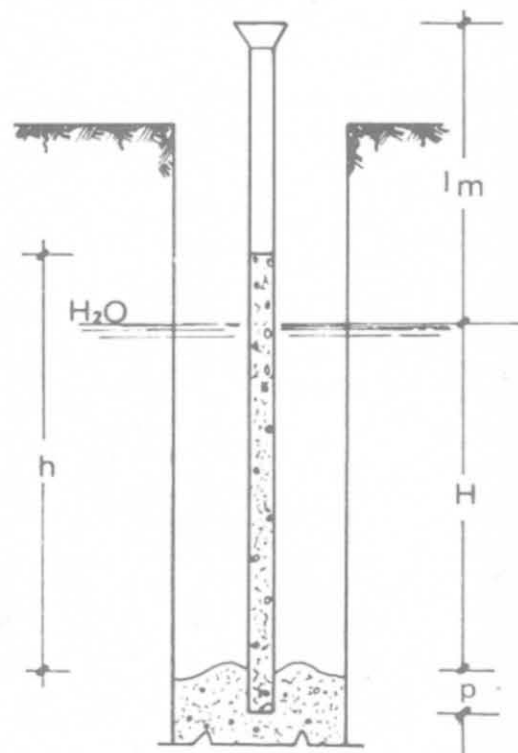


Fig. 6-16.

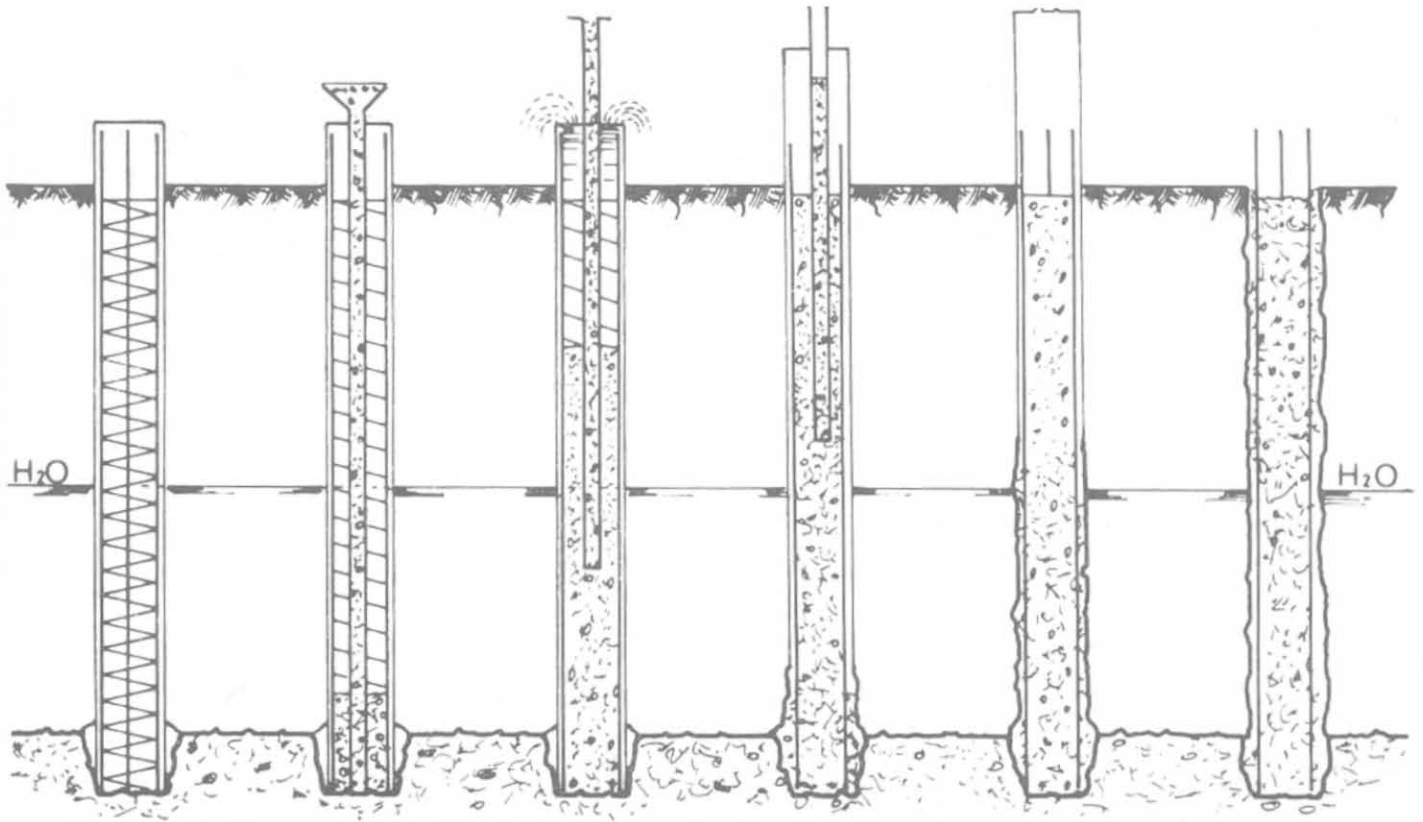


Fig. 6-17 - Getto di calcestruzzo con tubo di alimentazione.

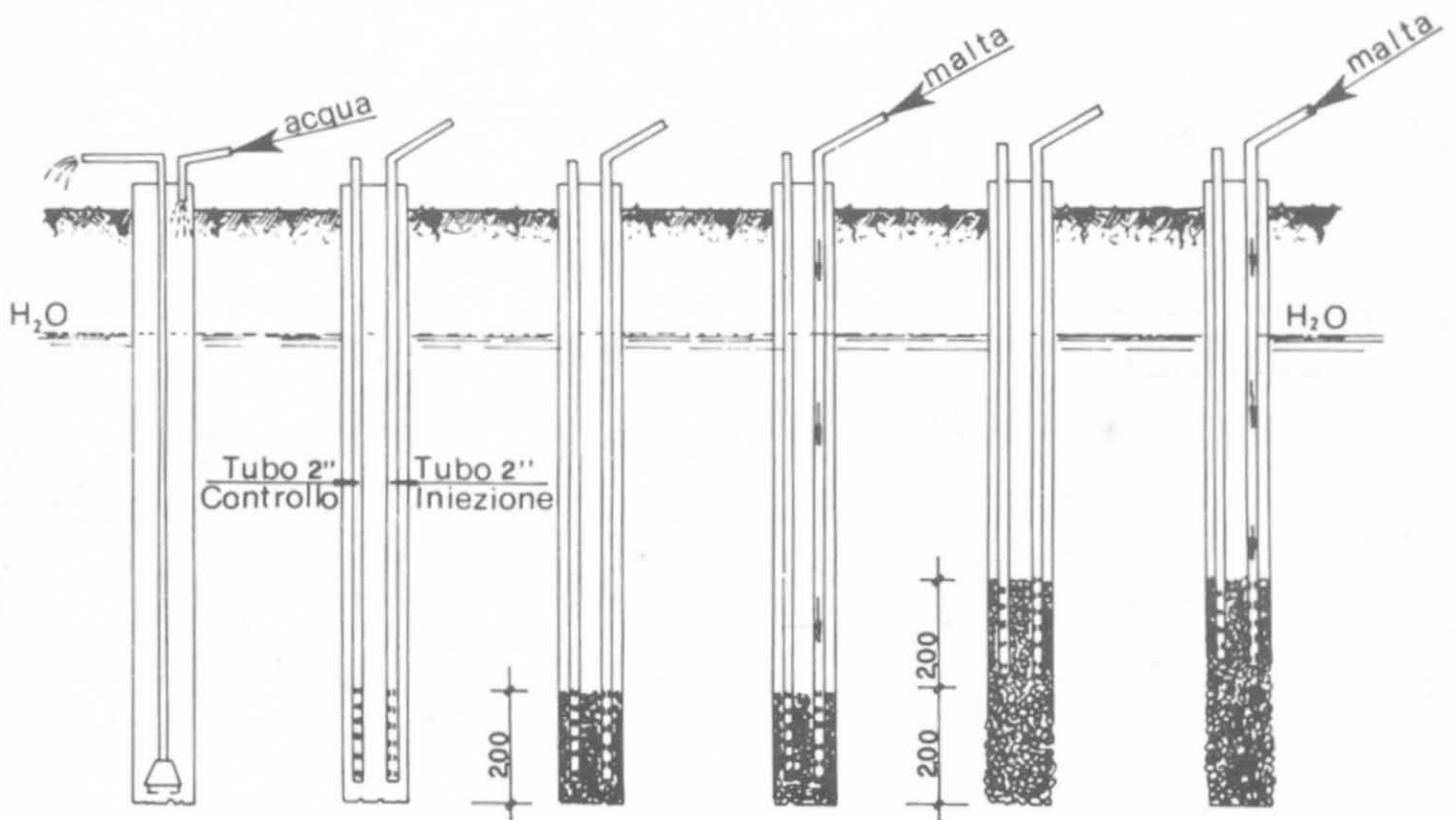


Fig. 6-18 - Getto con conglomerato iniettato.

Con il primo procedimento la velocità di mescolazione realizza la totale dispersione delle particelle di cemento in acqua e consente la formazione della sospensione colloidale; con il secondo procedimento l'aggiunta di un reattivo all'acqua conferisce alla sospensione una sensibile tixotropia che, aumentando le proprietà colloidali, rende il *latte di cemento* non miscelabile nè diluibile con l'acqua. L'aggiunta di sabbia fine non rompe la sospensione e non fa precipitare quindi gli elementi solidi. Ogni granello di sabbia viene interamente avvolto dal cemento e l'insieme acquista una tale fluidità da essere facilmente iniettato attraverso le normali pompe da iniezione. La composizione della malta, in questi casi è normalmente costituita da:

- 20 ÷ 25 % di acqua;
- 30 % di cemento;
- 40 % di sabbia fine;
- 5 ÷ 10 % di additivo.

Nel conglomerato iniettato gli inerti devono essere di dimensioni maggiori (40 ÷ 60 mm) per ottenere vuoti uniformi di dimensioni più facilmente iniettabili.

Il procedimento in pratica è illustrato in fig. 6-18); dopo aver lavato il foro mediante circolazione di acqua, si procede alla posa del tubo di iniezione (due pollici in genere), del tubo sfinestrato di controllo ed al riempimento con l'inerte per una altezza di circa 2 m. Si inizia quindi l'iniezione di malta colloidale dal fondo del foro con il continuo controllo del suo livello: in questa fase l'acqua viene sollevata e fuoriesce dal tubo. L'iniezione viene sospesa quando si è giunti a 40 ÷ 50 cm dalla quota superiore dell'inerte: si procede quindi al successivo riempimento della tubazione per altro tratto di inerte, al graduale sollevamento dei tubi interni di iniezione e controllo nonchè del tubo-forma esterno, ed infine alla ripresa dell'iniezione di malta colloidale.

Il conglomerato con questo procedimento risulta più compatto e più intimamente legato al terreno, poichè l'iniezione consente la penetrazione della malta in profondità realizzando la bonifica del terreno circostante ed il riempimento di eventuali fessurazioni o cavità preesistenti.

6-4 I micropali.

Chiamiamo con il nome generico di *micropali* quei pali (la parola *palo* è usata in modo improprio e preferisco quella generica di *perforazione*) che hanno un diametro compreso fra 8 e 15 centimetri le cui caratteristiche di esecuzione e di armatura variano di volta in volta secondo i brevetti, dai pali Radice (Fondedile) ai Tubfix (Rodio), ma che sostanzialmente sono chiamati a realizzare non tanto un elemento singolo portante, quanto un consolidamento generalizzato del terreno sotto la fondazione in modo da rendere possibile la distribuzione dei carichi nel sottosuolo senza cedimenti per compressibilità o per rifluimento.

È evidente che a nessuno verrà responsabilmente in mente di progettare ad esempio la fondazione di una normale pila con un carico complessivo di

10 MN con 100 micropali invece che con 4 pali da un metro di diametro e 2,5 MN di portata. La soluzione con micropali deve essere giustificata da condizioni particolari (il consolidamento del terreno alla base di un pozzo a 20 m di profondità ad esempio) sia dal punto di vista tecnologico che da quello geotecnico. Per questo hanno ottenuto un largo successo, più che giustificato, nei lavori di sottofondazione e nel campo degli ancoraggi.

6-4-1 PALI RADICE ⁽¹⁾.

Sono costituiti, come si è detto, da perforazioni di piccolo diametro impiegate nelle opere di sottofondazione e vengono realizzati perforando con speciali attrezzature le strutture esistenti da sottofondare, ed approfondendo con continuità, e sempre a rotazione, un tubo-forma del diametro di circa 100 mm, fino a raggiungere la profondità richiesta in relazione alle caratteristiche del terreno.

L'avanzamento del tubo-forma viene ottenuto con aria compressa, con acqua o con altri particolari dispositivi (secondo le circostanze, la natura del terreno, la presenza o meno di acqua nel sottosuolo, ecc.). Talvolta possono essere impiegate vantaggiosamente le attrezzature a *rotopercussione* con o senza tubo di rivestimento. L'eliminazione dei detriti di perforazione viene effettuata per effetto della circolazione diretta attraverso il tubo di un fluido di perforazione (acqua, fango bentonitico, aria compressa).

Ultimata la trivellazione viene collocata, in opera, un'anima metallica costituita da una o più barre di acciaio alettato.

Si esegue infine il getto con l'aria compressa, con la contemporanea estrazione del tubo-forma, se esiste, con sistemi analoghi ai pali Wolfsholz. Il conglomerato è costituito da malta cementizia ad elevata dosatura di cemento con l'aggiunta di opportuni additivi, allo scopo di rendere la massa suscettibile di ricevere e trasmettere al terreno l'azione di costipamento esercitata dall'aria compressa. Il getto può essere costituito anche da un vero e proprio *microcalcestruzzo* con dosaggio di cemento molto elevato (600 kg/m³).

Nelle sottofondazioni di strutture il getto viene eseguito, oltre che nel terreno, anche nel tratto perforato nella esistente struttura, che risulta quindi direttamente collegata al palo. L'insieme dei pali realizza, in definitiva, un prolungamento della fondazione in conglomerato cementizio armato, saldamente annegato nel terreno in virtù della notevole rugosità della sua superficie esterna. La compressione della malta provoca, oltre al costipamento del terreno, la diffusione di boiaccia cementizia nel terreno stesso proporzionalmente alla compressibilità ed allo stato di fratturazione del medesimo, realizzando il consolidamento di tutto il volume di terra interessato dai micropali.

(1) Brevettati dall'ing. F. Lizzi e costruiti dalla Fondedile SpA, Napoli.

Il diametro effettivo di un palo radice risulta, in genere, di circa $15 \div 20$ cm, con aumenti a volte molto sensibili, in corrispondenza degli strati di terreno meno compatti. La costituzione molto omogenea del conglomerato (malta in luogo di calcestruzzo) e la compressione cui esso viene sottoposto all'atto del getto, conferiscono al fusto del palo un carico unitario a compressione sensibilmente elevato. In generale a ciascun palo radice eseguito con tubo-forma 100 mm, viene attribuito un carico di lavoro di circa 100 kN; per diametri maggiori del tubo-forma si realizzano portate maggiori. I pali radice possono essere eseguiti, con qualsiasi inclinazione, anche a filo delle strutture esistenti e le attrezzature possono lavorare anche in zone molto ristrette.

Una interessante applicazione dei pali radice e dei micropali in genere, è fornita da una particolare struttura *a reticolo* impiegata nelle opere di sostegno di scavi: di essa parleremo nel capitolo relativo ai diaframmi.

Con pali radice sono stati realizzati dalla Fondedile importanti lavori di consolidamento in Italia e all'estero: valga per tutti l'opera eseguita, peraltro validamente collaudata dalla disastrosa piena dell'Arno, per il rafforzamento delle fondazioni del Ponte Vecchio a Firenze.

6-4-2 MICROPALI TUBFIX (1).

Negli ultimi anni si è sviluppata una particolare tecnologia dei micropali e ciò ne ha allargato il campo di impiego. Sostanzialmente le modifiche introdotte sono:

1) iniezione controllata e, se occorre, ripetuta nella parte più profonda del micropalo;

2) l'armatura costituita da un tubo di acciaio di grosso spessore anziché una o più barre per c.a.

Ultimata la perforazione con il sistema più adatto alla natura del terreno, viene introdotta nel foro l'armatura tubolare. Essa costituisce congiuntamente il mezzo d'opera necessario per l'esecuzione dell'iniezione e la realizzazione della struttura portante. La possibilità di eseguire l'iniezione a più riprese attraverso il tubo munito di *manchettes* (semplici valvole di gomma), con pressioni anche elevate, fornisce al micropalo così realizzato particolari caratteristiche di resistenza (fig. 6-19). Questa armatura costituisce il principale elemento resistente della sezione trasversale del palo. Essa è inoltre il mezzo d'opera indispensabile per l'esecuzione di una iniezione in pressione ripetuta e controllata. Le valvole di non ritorno di cui il tubo è munito in corrispondenza degli strati supposti portanti, sono disposte ad intervalli di $30 \div 50$ cm.

Interessante, nel caso di sottofondazioni, è la possibilità di precomprimere i micropali Tubfix in modo da eliminare il cedimento elastico ed evitare di trasmetterlo alla struttura. La precompressione è realizzata con un martinetto (fig.

(1) Brevettati e costruiti dalla ing. Rodio & C. SpA di Casalmaiocco (Milano).

6-20) ed un tubo coassiale saldamente cementato alla struttura esistente, in grado di fornire la reazione necessaria.

6-4-3 PROBLEMI CONNESSI CON LA COSTRUZIONE DEI MICROPALI ⁽¹⁾.

I problemi relativi alla perforazione riguardano soprattutto la scelta del fluido di perforazione. Tale fluido ha sia la funzione di trasportare detriti che quella di lubrificare l'utensile di perforazione.

I fluidi normalmente usati sono:

- aria
- acqua
- fango di bentonite
- fango di cemento e bentonite.

L'aria può essere utilizzata nelle rocce in assenza di falda, ove costituisce il fluido più efficiente ed economico.

L'acqua è da sconsigliare, salvo che per rocce tenere. Infatti il terreno a contatto con l'acqua di perforazione è sottoposto ad un processo di decompressione e rilassamento che può avere effetti negativi sia sulla buona esecuzione del micropalo che sul comportamento di eventuali costruzioni fondate in vicinanza. L'acqua di perforazione entra immediatamente in contatto con quella presente nel terreno con conseguente diminuzione di resistenza al taglio dei terreni coerenti ed il franamento del foro nei terreni incoerenti eventualmente presenti.

Il primo effetto negativo è quindi il peggioramento delle proprietà geotecniche del terreno, ivi compreso il rilassamento della sua compressione naturale.

Durante il getto in pressione si cerca piuttosto di aumentare le dimensioni del bulbo intorno all'armatura che di ottenere l'iniezione del terreno circostante.

Questa operazione richiede particolare esperienza soprattutto per evitare che i volumi iniettati si diffondano nel terreno sotto forma di lamelle molto estese e sottili (*claquages*), che poco o nulla contribuiscono alla resistenza del palo. Va notato che, nel caso di terreni granulari, anche nei getti eseguiti con compressione ad aria si ottiene, per effetto di pressofiltrazione, un certo efficace trattamento di iniezione nell'intorno del palo nel terreno circostante.

L'impiego dell'armatura di acciaio nei micropali comporta alcune considerazioni riguardo al pericolo della corrosione. In effetti questo pericolo è legato all'assenza di punti di contatto diretto fra l'armatura ed il terreno. A questo scopo possono essere impiegati distanziatori non metallici. In realtà l'esperienza sui micropali con profilato d'acciaio mostra che una ricopertura minima di

⁽¹⁾ L. ZANETTO, *Aspetti tecnologici della costruzione dei micropali*, Politecnico di Torino, 1975.

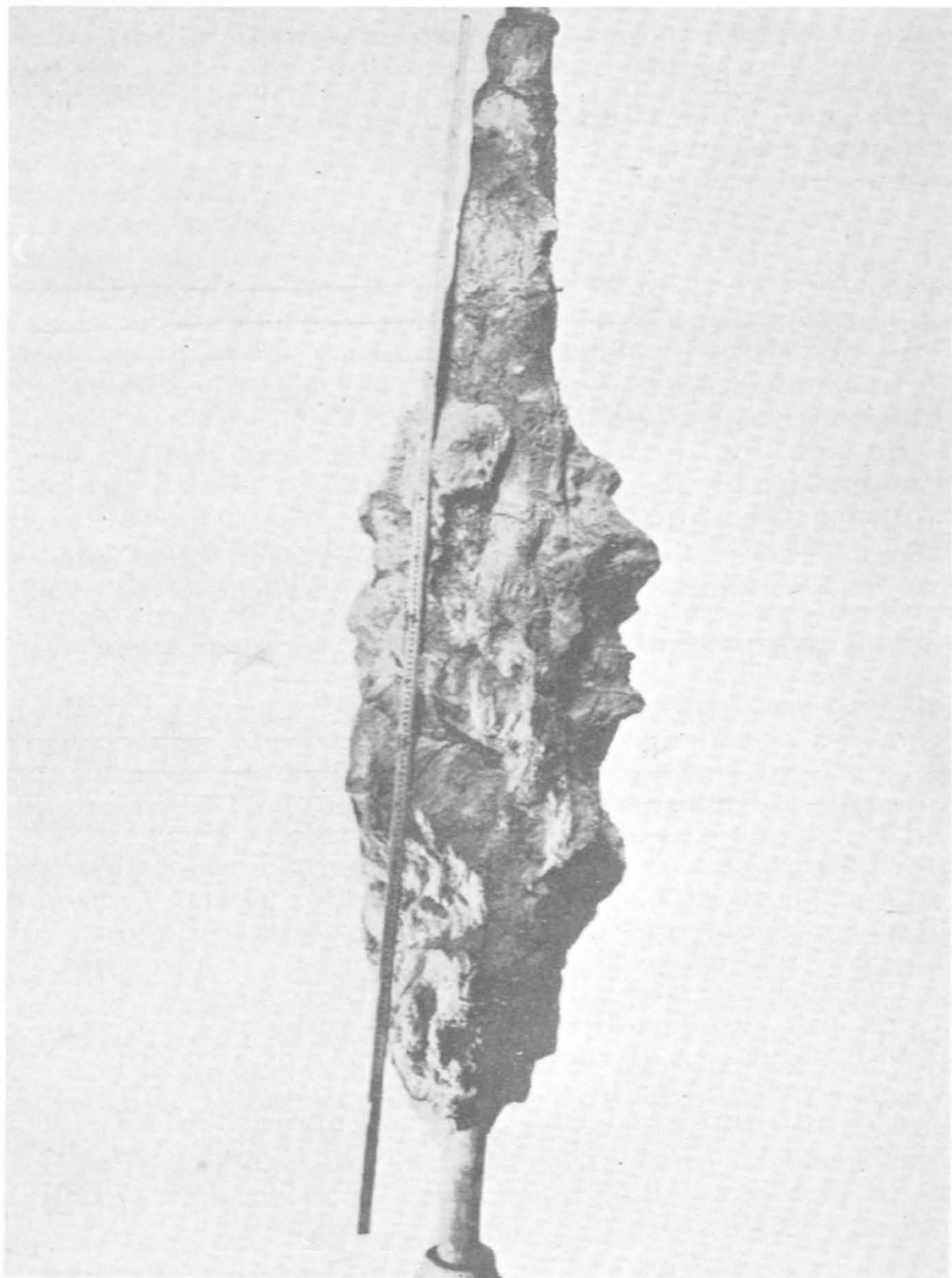


Fig. 6-19 - Micropalo estratto dal terreno (Rodio).

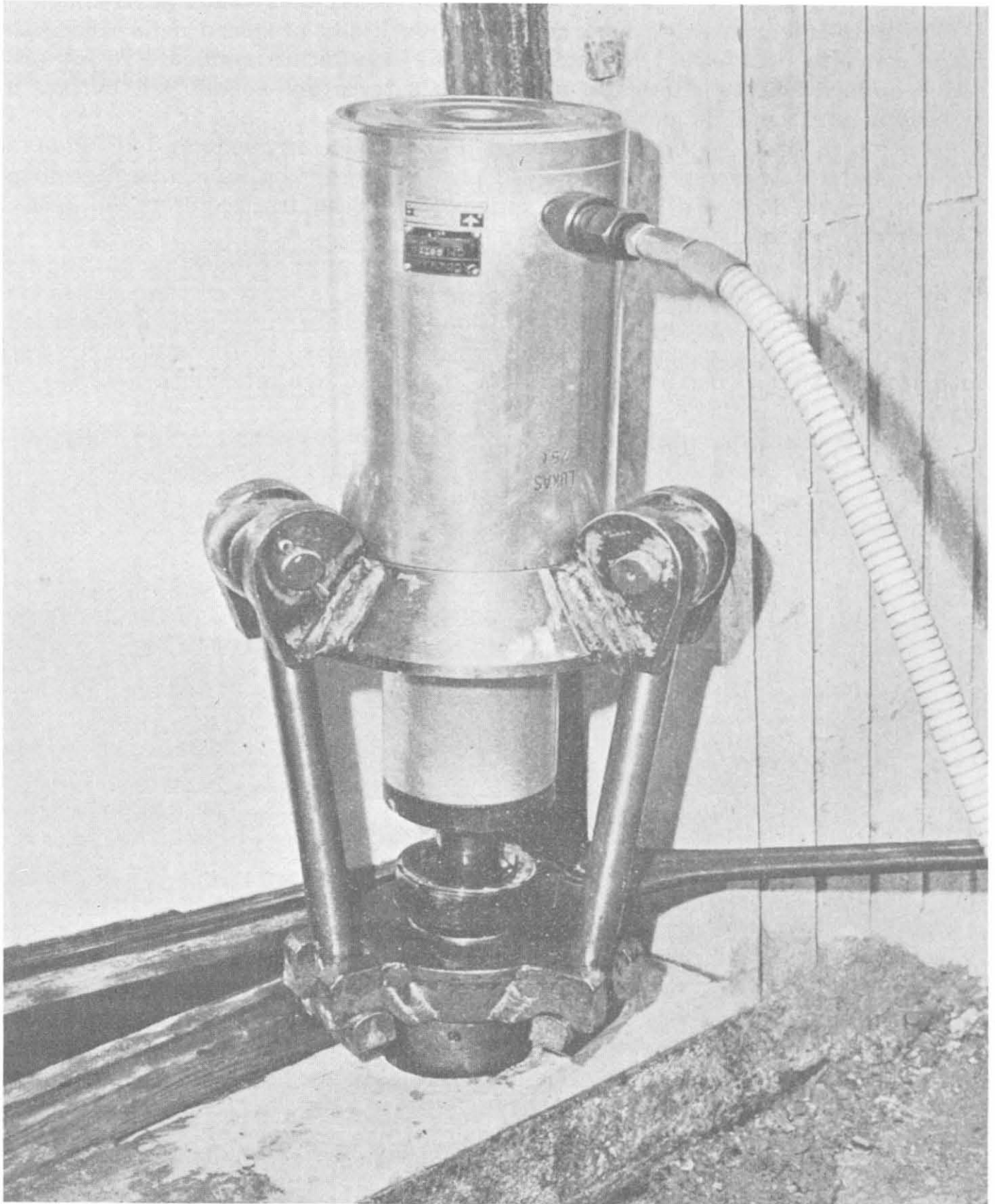


Fig. 6-20 - Precompressione di un micropalo (Rodio).

malta si ottiene con notevole facilità. Questa protezione è considerata la migliore possibile anche nei problemi connessi al cemento armato precompresso.

Nel caso in cui la protezione normale dovuta alla presenza della ricopertura con cemento non fosse ritenuta sufficiente, sono state applicate resine protettive oppure è stata effettuata una messa a terra dell'acciaio per evitare la corrosione provocata da correnti vaganti.

Una volta posto in opera il tubo si procede alla formazione della *guaina*. Cioè si inietta, attraverso la valvola più profonda del tubo, una miscela cementizia che va ad occupare lo spazio anulare compreso fra le pareti del foro e la superficie esterna del tubo.

Dopo che la *guaina* ha iniziato la presa, si procede ad iniettare in pressione, valvola per valvola, ed in più riprese successive, la parte di tubo corrispondente al tratto di micropalo scelto per diffondere nel terreno i carichi affidatigli. Si riesce così ad interessare al trasferimento del carico al terreno certi strati piuttosto che altri, il che è molto utile nei problemi ove interviene l'attrito negativo.

È una tecnica analoga a quella impiegata da tempo nel campo delle iniezioni per il consolidamento del terreno. Essa inoltre è identica a quella utilizzata nella costruzione di alcuni tipi di tiranti di ancoraggio e viene applicata avendo cura di creare, nelle vicinanze del tubo, una serie di sbulbature che nel loro insieme costituiscono il mezzo per trasferire i carichi al terreno oltre che per costiparlo quando la sua natura lo consente. La presenza della guaina permette di applicare pressioni anche di qualche decina di bar senza avere refluenti in superficie nonché di controllare, valvola per valvola, pressioni e volumi di iniezione. Ultimata la serie di iniezioni l'interno del tubo viene riempito di malta.

I tipi del micropalo Tubfix si differenziano fra loro essenzialmente per la sezione del tubo d'acciaio posto in opera, la cui scelta non è arbitraria ma determinata dalla necessità di conciliare i valori delle portate con i diametri dei profilati standard forniti dal commercio. Durante la fase di iniezione vengono segnati, in corrispondenza di ogni valvola, i volumi iniettati e le relative pressioni. I parametri relativi alle pressioni raggiunte durante l'iniezione sono estremamente importanti perché danno una indicazione sulle caratteristiche di resistenza del terreno.

Si può perciò dire che esiste una corrispondenza indiretta tra la capacità portante del bulbo di un micropalo iniettato e la pressione raggiunta durante l'iniezione. Questo fenomeno è presente nel palo Radice durante l'esecuzione del getto con l'aria in pressione e, in misura più marcata, nel caso del micropalo Tubfix per il quale vengono addirittura assegnati dei valori minimi di pressione da raggiungere con l'iniezione, se si vuole assicurata una certa capacità portante.

Il controllo dei volumi di malta posti in opera è assai importante soprattutto per evitare i *claquages*. Infatti in corrispondenza di questo fenomeno, si

verificano apprezzabili aumenti dei volumi di malta posti in opera, senza incrementi nella pressione d'iniezione.

6-5 Gli ancoraggi.

I micropali hanno trovato in Italia una larga applicazione nel campo degli ancoraggi: una tecnica che si è sviluppata relativamente da poco tempo, anche se all'estero, e particolarmente nell'area britannica, l'impiego degli ancoraggi costituiti da trefoli di altissima resistenza risale ad oltre cinquanta anni fa.

Con gli ancoraggi, ad esempio, Coyne ha reso possibile la migliore utilizzazione di vecchie dighe a gravità, sopraelevandole.

Oggi gli ancoraggi vengono normalmente impiegati a completamento dei diaframmi per consentire scavi profondi; per ancorare strutture soggette a spinte non in grado di sopportare; per risanamento di scarpate rocciose ai limiti di stabilità.

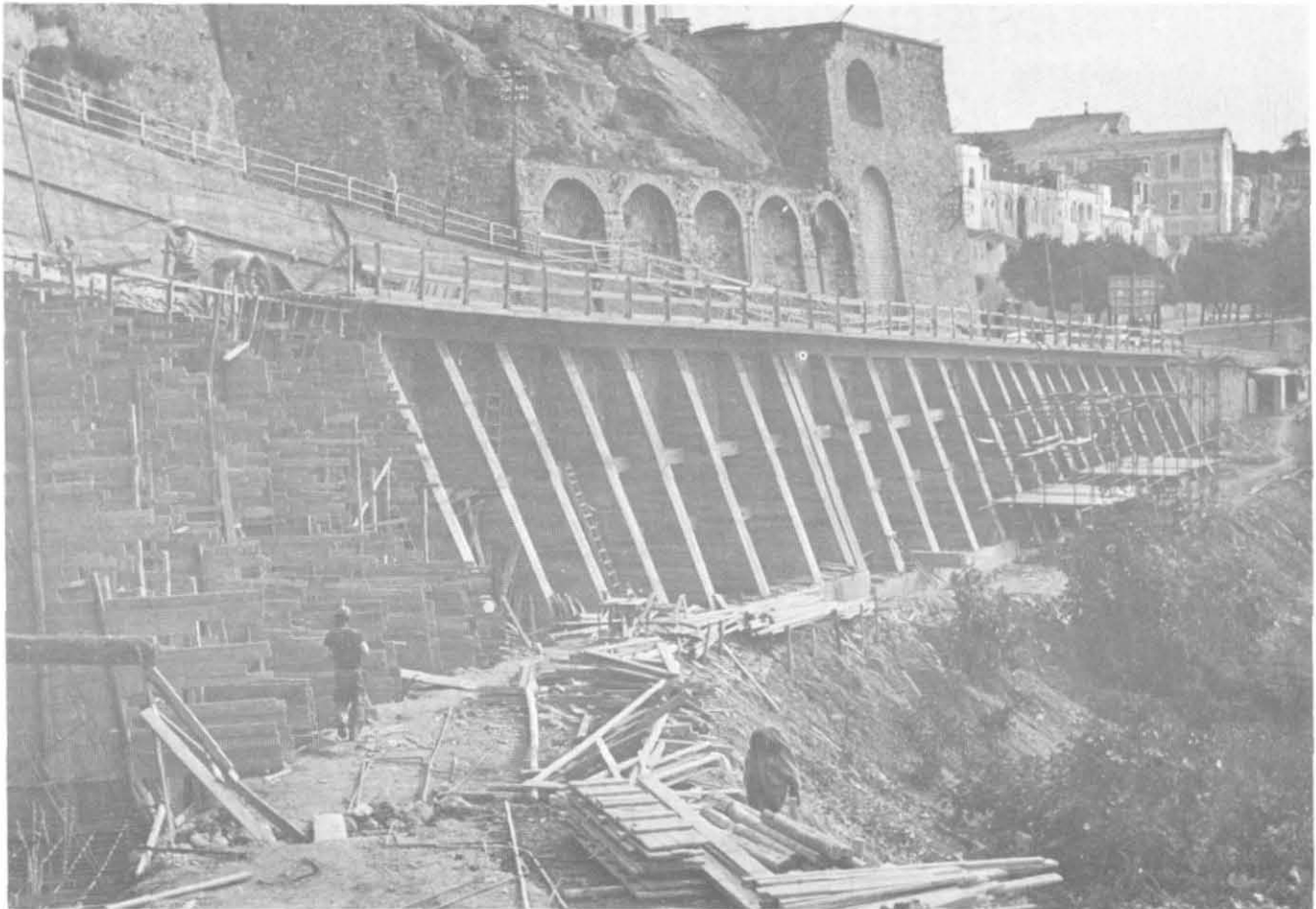


Fig. 6-21 - Consolidamento della frana del Fontanin a Ventimiglia.

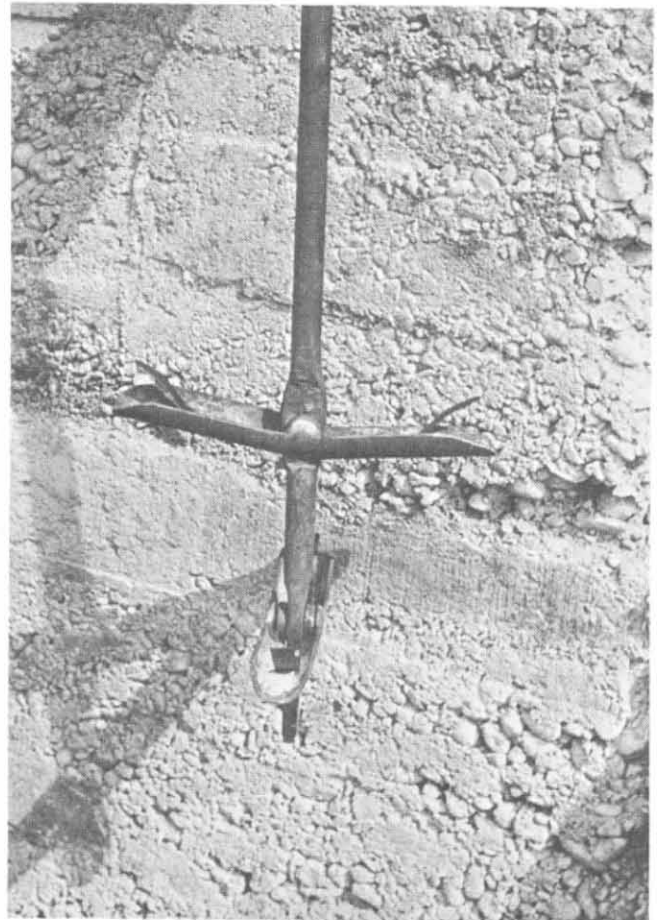
Gli ancoraggi si differenziano sostanzialmente dal tipo di armatura che impiegano: questa può essere una comune barra di acciaio alettato come nei pali radice o una barra *diwidag* con più alta resistenza specifica; può essere utilizzato lo stesso tubo di acciaio come nei Tubfix, possono infine impiegarsi trefoli di acciaio armonico per realizzare tensioni molto elevate.

La scelta del tipo di ancoraggio dipende dallo scopo per cui viene impiegato e dalla natura del terreno in cui è realizzato.

Riprenderemo l'argomento nel capitolo XIX sulle applicazioni dei micropali.



a) chiuso



b) aperto

Fig. 6-22 - Ancoraggio in argilla.

Per la cronaca l'Autore vuole ricordare il primo caso di ancoraggio in pura argilla che dovette affrontare oltre 25 anni fa durante i lavori di consolidamento della frana del Fontanin sulla strada statale Aurelia a Ventimiglia (fig. 6-21).

Fu costruito allora un doppio uncino che si apriva automaticamente infilandosi nel terreno al momento della messa in tensione della barra (fig. 6-22). Lo scopo, che era dichiaratamente quello di avere il tempo per ultimare la costruzione dell'autostrada a monte della statale, fu pienamente raggiunto.

6-6 Idroperforazione (jet grouting)

6-6-1 GENERALITÀ

Il sistema è stato sviluppato ed applicato in Giappone agli inizi degli anni '60 ma solo a partire dal 1970 i sistemi *jettings* cominciarono ad essere impiegati in modo sistematico con una tecnologia ben precisa.

Ha ricevuto nel 1971 il riconoscimento della società giapponese di S.M.F.E. (Soil Mechanics Foundation Engineering) e nel 1977 il premio del Ministero delle Scienze e Tecnologie del Giappone. Il metodo utilizza un getto d'acqua che fuoriesce da un foro di 1÷2 mm di diametro ad altissima velocità (300 bar ed oltre). Agendo come un corpo rigido questo getto d'acqua è in grado di fratturare qualsiasi tipo di terreno. La nuova tecnologia è stata introdotta in Italia dalla C.C.P. ⁽¹⁾ e dalla stessa successivamente (1980) in Brasile ⁽²⁾ e (1984) in Argentina ⁽³⁾.

Sostanzialmente esistono due sistemi principali: il primo sviluppato da Nakanishi col nome di C.C.P. (Chemical Churning Piles), nel quale al getto di boiaccia cementizia è impresso un movimento di rotazione e contemporaneo spostamento dal basso verso l'alto così da realizzare una colonna cilindrica nel terreno trattato e consolidato; il secondo, sviluppato nello stesso periodo di tempo da Yahiro e chiamato C.J.G. (Column Jet Grout method) nel quale viene eseguito nel terreno un taglio verticale ottenuto spostando verso l'alto e senza farlo ruotare un getto d'acqua ad altissima velocità in presenza d'aria compressa e riempiendo successivamente la cavità formata con boiaccia di cemento (metodo Kajima). Derivato da quest'ultimo è il sistema S.S.S. Man (Super Soil Stabilization Management) che permette di ottenere colonne di grandissimo diametro (sino a 4 m) mediante l'impiego di getti rotanti ad altissima velocità, asportando contemporaneamente, con un sistema di circolazione inversa, la miscela di acqua e terreno disgregato dal getto ⁽⁴⁾.

6-6-2 LA TECNOLOGIA

Il metodo consiste praticamente in una iniezione del terreno eseguita con utensili in rotazione e con flusso di acqua e cemento o altre sostanze cementizie, ad altissima pressione. La miscela cementizia fuoriuscendo da ugelli di piccolo diametro con una altissima velocità impressa dalla pressione di pompaggio, realizza un getto tagliente concentrato e dotato di grande energia, in grado di disgregare il terreno e, per i primi 40 cm di raggio, di tagliare con uno spessore di taglio sino a 4 cm (fig. 6-23).

La tecnologia è costituita da due fasi: la prima di perforazione con i me-

⁽¹⁾ C.C.P. Compagnia Consolidamenti e Pali di Parma.

⁽²⁾ Novatecna Consolidacões e Construcões Ltda, San Paolo (Brasile).

⁽³⁾ Un sistema analogo con il nome HPI (High pressure injection) è eseguito dalla Bauer (Germania Federale) e dalla Rodio col nome Rodinjet.

⁽⁴⁾ G. BOTTO, "Progressi nelle tecniche del jet grouting", XII CGT, 1985.



Fig. 6-23 - Perforazione ed iniezione sistema CCP.

todi più idonei secondo la natura del terreno e la seconda di iniezione ad altissima pressione (300 bar). L'iniezione inizia dal basso verso l'alto nei fori verticali o da fondo foro alla quota voluta di risalita per quelli inclinati ed orizzontali.

Sta di fatto che tagliando in rotazione il terreno circostante il foro, iniettando sostanze cementizie e facendo rifluire una parte di esse lungo l'asta di perforazione, si realizza una parziale sostituzione del terreno trattato, il riempimento dei vuoti ed un amalgama terra/cemento in alta pressione pari ad una turbo-mescolazione dei vari componenti.

L'intuibile struttura che ne deriva è una colonna di sezione circolare approssimata e corrugata con diametro dipendente dalla tecnologia, avente una portata calcolabile ed una resistenza interna dipendente dalla natura della terra trattata, in genere pari a 10000 kPa in terreni granulari e 3000 kPa in terreni coerenti (compressione semplice a rottura in campioni ad espansione laterale libera).

La perforazione viene eseguita con diametri variabili da 75 a 150 mm secondo le normali tecniche. Vediamo i particolari della risalita della valvola e

dell'iniezione. La sonda con le proprie aste, utensili e valvola porta-ugelli è la macchina predisposta con dispositivi elettronici di temporizzazione per la risalita a scatti della valvola d'iniezione mentre attraverso di essa avviene il flusso di miscela cementizia pompata a 300 bar ed oltre.

Lo scatto di risalita delle aste rotanti è nella tecnologia CCP di 4 cm. Dopodiché vi è un tempo di sosta programmato in funzione della natura del terreno, della sua resistenza e del diametro della colonna che si intende realizzare.

Disponendo di dispositivi elettronici più complessi in grado di programmare la risalita per tutto il foro, con comandi di variazione automatica di temporizzazione in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno attraversato, si otterrebbero colonne di maggiore precisione il che può essere necessario solo in determinate condizioni. Normalmente queste operazioni sono eseguite con comando manuale del dispositivo.

Anche nella centrale di preparazione miscele e pompaggio vi sono dispositivi di controllo e di misura più o meno sofisticati, quelli per la determinazione del rapporto costante acqua/cemento e quelli che ne attuano automaticamente, su richiamo elettronico, la variazione. Il tutto è collegato con le quote di risalita della valvola, con la programmazione preventiva del dosaggio delle miscele, con la temporizzazione delle soste e con il valore delle pressioni di iniezione. Trattasi in sostanza di microprocessori, a più canali, che



Fig. 6-24 - Colonne CCP per la formazione di un pozzo.

collegano le operazioni della sonda in risalita con la pompa ed il suo agitatore di miscela.

In fig. 6-24 il particolare di una serie di colonne a contatto disposte a pozzo per la realizzazione di una fondazione profonda ed in fig. 6-25 una colonna isolata.

Per terreni granulari il rapporto acqua-cemento può variare fra 1 e 2 mentre in terreni coerenti il rapporto può variare fra 0,5 e 1. Il diametro degli ugelli aumenta con l'aumentare dell'incidenza del cemento nella miscela. Il diametro dell'ugello è influenzato anche dal diametro della colonna che si intende realizzare con la ricerca del minor tempo per farlo, compatibile con il limite di portata della pompa.

Nel metodo Kajima che utilizza anche l'aria compressa (6÷10 bar) affinché il taglio del getto diventi più profondo, si realizzano diametri di colonna



Fig. 6-25 - Colonna isolata (Rodio) in un campo prova a Volgodonsk (Urss).

sempre maggiori (200÷300 cm). Questo caso comporta l'uso di aste concentriche nelle quali, nella corona circolare fra l'una e l'altra, possa fluire e poi fuoriuscire l'aria compressa immessa nell'impianto in apposita testina rotante.

L'esigenza del grande diametro delle colonne è particolarmente sentita nei casi di tamponi idraulici profondi, ovvero di diaframmi orizzontali impermeabili eseguiti a quota prefissata anche in aree di notevoli dimensioni.

6-6-3 APPLICAZIONI.

Certamente con questa tecnologia che controlla e predetermina la formazione di una nuova struttura nel terreno, si possono realizzare progetti di nuova concezione. Non dimentichiamo però che si tratta pur sempre di un conglomerato di materiali terrosi e non di calcestruzzo né tanto meno di cemento armato.

L'efficacia è tanto maggiore là dove con i metodi tradizionali, anche modernissimi, di iniezione cementizia, il tema resta aperto per la determinazione preventiva degli assorbimenti, per l'incognita dei dilavamenti, per l'ammontare dei costi. Con il jet grouting gli assorbimenti sono predeterminabili con una variazione max del 10%, i dilavamenti contenuti negli stessi valori, i costi assolutamente predeterminati. Per i dilavamenti come per l'ottenimento di particolari resistenze, si può ricorrere all'additivo nella miscela o addirittura alla completa iniezione chimica senza cemento. Pertanto il campo di applicazione del jet grouting, pur sempre molto interessante, si limita ai casi seguenti:

- a) Realizzazione di pareti provvisorie di contenimento in terreni sciolti o in presenza d'acqua per permettere la successiva esecuzione di fondazioni profonde (ad esempio fondazioni a pozzo, protezione di pareti per scavi di linee metropolitane).
- b) Tamponi di fondo impermeabile all'interno di scavi contenuti da diaframmi in c.a. ed a profondità inferiori al piano di scavo per la eliminazione e la riduzione di filtrazioni dal fondo scavo stesso.
- c) In alternativa alle soluzioni con vibroflottazione per la bonifica di vaste superfici di terreno.
- d) In sostituzione dei diaframmi impermeabili in c.a. a difesa dei rilevati stradali, delle sponde fluviali, delle dighe in terra. A differenza dei normali diaframmi questi possono essere eseguiti anche inclinati. In questo campo l'applicazione del metodo jet grouting permette soluzioni di problemi in situazioni nelle quali i sistemi tradizionali non possono essere applicati, come ad esempio in presenza di terreni carsici con grosse cavità riempite da depositi di limi argillosi, oppure in presenza di grossi trovanti.
- e) Esecuzione di bulbi profondi per normali ancoraggi in particolari terreni. In conclusione il nuovo metodo offre la possibilità di dare soluzioni tecniche a vecchi problemi di fondazione o di consolidamento con costi complessivi minori di quelli ipotizzati.
- f) Esecuzione di ombrelli successivi suborizzontali per la protezione degli sca-

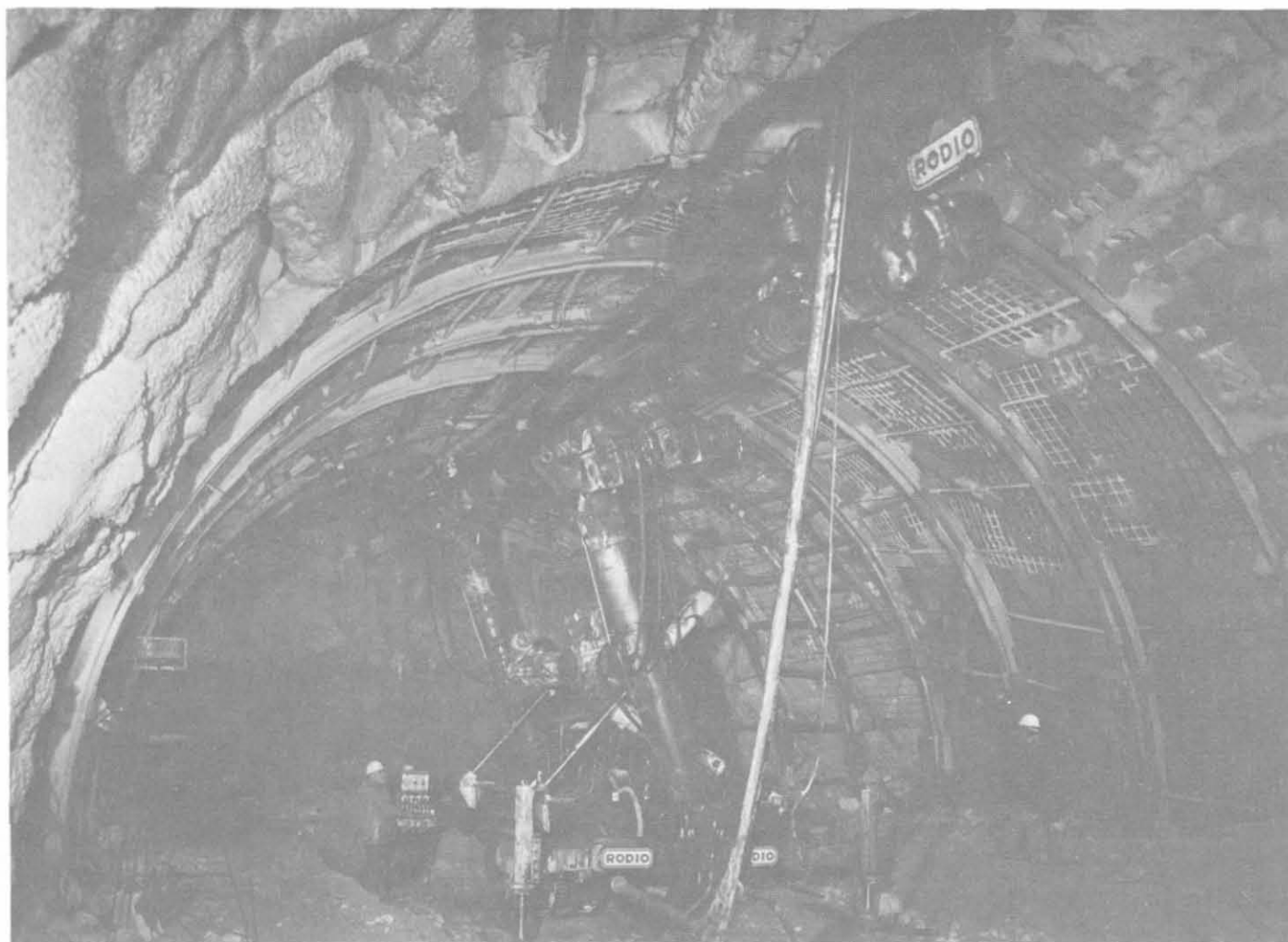


Fig. 6-26 - Sonda Rodio per esecuzione di ombrelli successivi suborizzontali in galleria.

vi nelle gallerie. Finora questo sistema era attuato, con notevole spesa, con i micropali.

La possibilità di trovare sul mercato attrezzature cingolate dotate di lunga slitta (15÷20 m) orientabile a mezzo di pistoni idraulici, permette l'esecuzione rapida di una serie di colonne iniettate suborizzontali a protezione dello scavo. Un analogo trattamento, occorrendo, può essere fatto al di là dei piedritti o dell'arco rovescio (fig. 6-26).

6-6-4 LAVORI ESEGUITI.

I miglioramenti tecnologici apportati e soprattutto la costruzione di nuove attrezzature tra cui le pompe ad altissima pressione hanno consentito il graduale affermarsi del jet grouting in Italia, Svizzera, Gran Bretagna, Germania, Austria e Sudamerica. È opportuno citare solo ad esempio un lavoro sperimentale eseguito alla fine del 1984 in California a S. Clemente per la stabilizzazione di un pendio in frana ⁽¹⁾. L'area è stata suddivisa in due zone separate da una trincea il cui scavo

⁽¹⁾ A. GARASSINO, "Esperienze con le colonne realizzate con il metodo di jet grouting," XII CGT, 1985. Impresa Novatecna (Brasile).

raggiunge il piano di scorrimento. Da una parte è stata eseguita una serie di gruppi di 6 colonne di 80 cm di terreno stabilizzato, l'altra è servita come termine di controllo.

Entrambe le aree successivamente sono state caricate a rottura. La zona non trattata ha raggiunto la rottura molto prima dell'altra. Lo studio ha consentito di appurare che le colonne di jet grouting a gruppi hanno aumentato il coefficiente di sicurezza dal 100 al 250% secondo i vari profili esaminati.

ALTRI TIPI DI PALI - PALI DI SOTTOFONDAZIONE, DI COSTIPAMENTO E DRENAGGIO DEL TERRENO

7-1 Premessa.

Concludiamo la descrizione delle palificate accennando ad alcuni tipi di pali che per le loro caratteristiche si inseriscono difficilmente nelle categorie viste in precedenza.

Parleremo inoltre dei così detti *pali di sabbia* o pali drenanti che pur non avendo la funzione specifica dei pali hanno con essi molte analogie, se non altro esecutive, ed infine della *vibroflottazione* il cui campo di applicazione è andato, in questi ultimi anni, sempre più estendendosi anche in Italia; essa unisce alla funzione statica del palo quella di drenaggio e di costipamento del terreno.

A) Altri tipi di pali

7-2 Pali a vite.

I pali a vite, sia in calcestruzzo che in ferro, hanno al posto della punta una vite e si affondano nel terreno imprimendo loro un movimento di rotazione, accompagnato da una pressione. Il passo della vite varia da $1/3$ a $1/6$ del diametro del palo e può arrivare sino a 1 m (fig. 7-1).

Furono impiegati pali a vite nel 1891 per la fondazione di un ponte a Königsberg e in Italia per le fondazioni dei ponti sulla ferrovia Taranto-Reggio e sull'Adige. Il primo ad adottare pali a vite fu Mitchell nella costruzione di un faro sul Tamigi. Oggi, pur non essendo più di largo impiego, sono ancora applicati in talune costruzioni marittime e portuali. I pali prolungati al di sopra del piano campagna costituiscono i montanti per la sovrastruttura di pontili, ancoraggi, fari, ecc. La vite ha forma appropriata alla natura del terreno; in terreni molto compatti la vite è conica con diametro ridotto; in terreni meno coerenti s'impiega un passo più lungo per aumentare la velocità d'infissione. In terreni molto soffici si utilizza una vite a filetti lunghi con diametro uniforme: l'avvitamento del palo avviene meccanicamente per mezzo

di un argano e di opportuni ingranaggi, e l'affondamento può essere agevolato da getti di acqua in pressione.

In Germania sono stati sperimentati pali a vite di passo molto lungo tali da poter essere infissi col maglio come un comune palo in c. a. od in ferro. Una volta ancorati alla sovrastruttura in modo da non poter più ruotare, presentano una resistenza alla punta fornita dall'intera superficie del circolo circoscritto alla sezione ed una resistenza di attrito riferita al cilindro circoscritto al filetto. Tale disposizione aumenta la resistenza del palo: per una sezione quadrata di lato d , ad esempio, l'area di base passa da d^2 a $\frac{\pi}{2} d^2$ aumentando del 57%, mentre la superficie laterale cresce dell'11%. Il vantaggio aumenta nelle sezioni rettangolari.

Con palancole Peiner a doppio T è stata eseguita una serie di esperienze comparative con lo scopo di determinare il tipo di palo più adatto ad ancorare la platea di un bacino di carenaggio contro la spinta delle acque sotterranee. Vennero provati pali dritti e pali avvitati di 180° sull'intera lunghezza di m 17,50. Le prove di trazione spinte ad uno sforzo di 1000 kN per palo hanno messo in evidenza una sicura, se non pur grande, superiorità dei pali avvitati. I cedimenti di quest'ultimi rispetto ai pali dritti sono stati del 69% per 500 kN, dell'81% per 800 kN e del 90% per 1000 kN di carico.

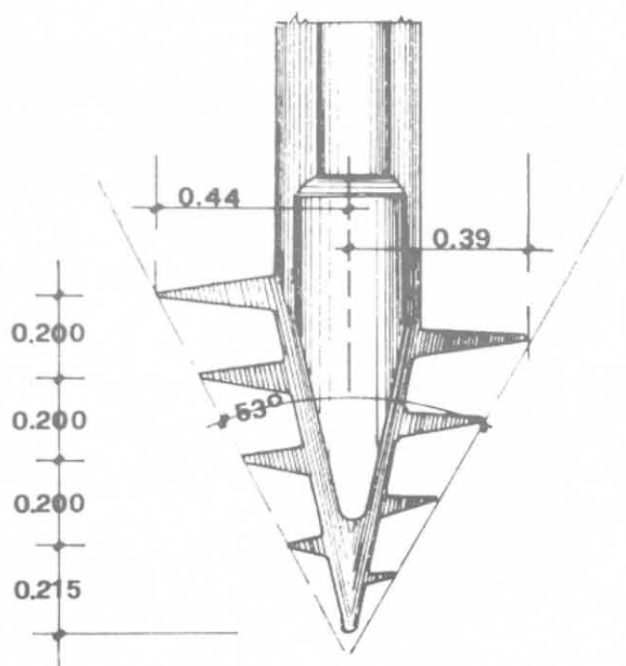


Fig. 7-1.

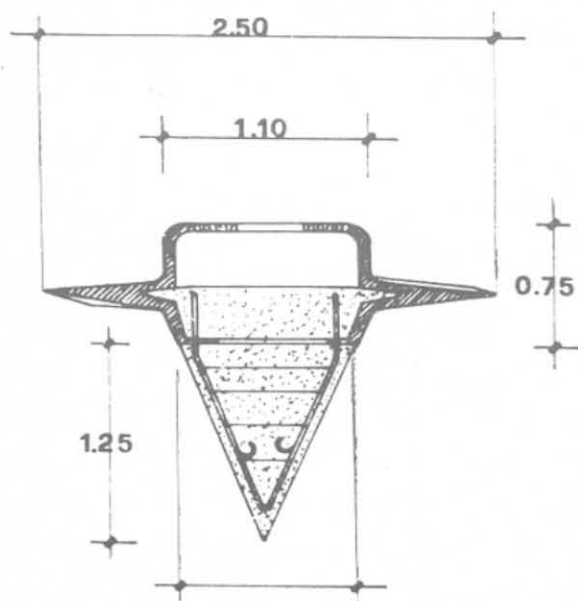


Fig. 7-2.

In Francia nel 1923 apparvero i primi pali a vite in cemento armato prefabbricato, sistema Grimaud: in questo caso solo la base è munita di filettatura a vite (fig. 7-2). L'inclinazione dei filetti varia in funzione del diametro

ed il passo è in genere uguale a $1,8 D$. L'infissione nel terreno è realizzata con una tavola di rotazione montata su gru o su automezzo: la velocità di rotazione è dell'ordine di un giro per minuto, in terreni particolarmente adatti a questo impiego.

7-3 Pali misti.

Chiamiamo « misti » quei pali che risultano formati da un palo gettato nel terreno unito ad un palo prefabbricato. Quest'ultimo, secondo i casi, potrà essere di legno, ferro o di cemento armato. I pali misti possono essere totalmente o parzialmente infissi nel terreno; alla prima categoria appartengono i pali misti *calcestruzzo-legno*, composti di un palo in legno infisso nel terreno sino ad una determinata profondità e sormontato da un palo in calcestruzzo del tipo gettato in opera con o senza cassaforma metallica (fig. 7-3). Le lunghezze

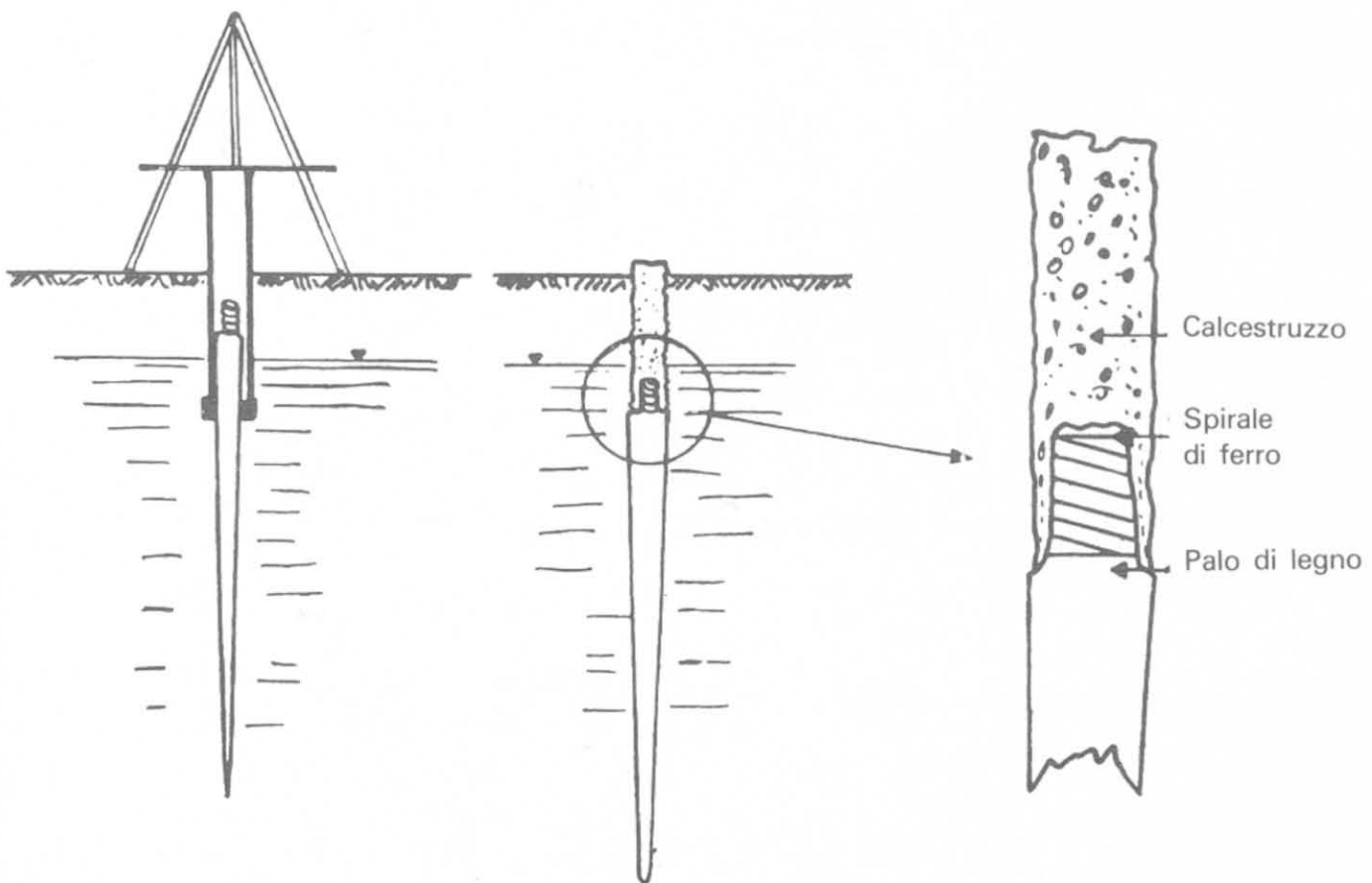


Fig. 7-3.

rispettive del palo in legno e di quello in calcestruzzo dipendono dal livello delle acque freatiche e dalla sua variazione. In genere il carico è sopportato interamente dal palo in legno e quello in calcestruzzo funziona soltanto da pilastro. È opportuno usare pali gettati in opera in modo da poter variare la profondità d'infissione anche durante la fase di esecuzione del singolo palo, in seguito a possibili variazioni della natura del terreno. Alla seconda categoria appartengono tutti i pali costruiti in mare o nei fiumi sia per pontili, ancoraggi,

sostegni provvisori, ecc., composti dall'unione di un elemento prefabbricato e di quello gettato. L'impiego dei pali misti è conveniente quando l'infissione di un palo normale in cemento armato od in ferro è ostacolata dalla presenza di trovanti o quando la punta debba essere incastrata nella roccia. Anche nei casi di pali molto lunghi può essere conveniente la soluzione mista per evitare l'impiego di battipali pesanti o di notevoli opere provvisorie di sostegno. Illustriamo alcuni casi caratteristici.

7-3-1 ELEMENTI INFISSI IN UN BULBO DI CALCESTRUZZO.

Eseguita la normale trivellazione del terreno, si crea alla base un bulbo di calcestruzzo nel quale è infisso l'elemento prefabbricato in legno od in cemento armato. Appena ritirato il tubo-forma impiegato per la trivellazione, il terreno, aderendo contro il palo, ripristina in parte l'attrito. È adatto per opere provvisorie, sostegno di centine, ancoraggi e non può sopportare in genere carichi elevati (figura 7-4). In sostituzione della trivellazione può essere eseguita l'infissione del tubo-forma e la formazione della base di appoggio col sistema Franki con risultati indubbiamente superiori.

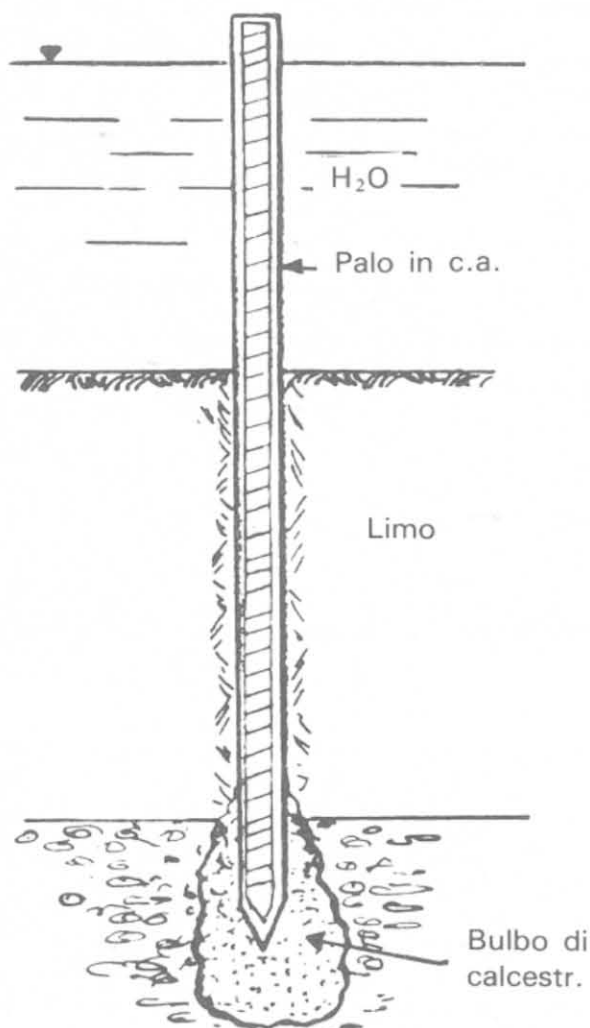


Fig. 7-4

7-3-2 ELEMENTI INFISSI IN PALI TRIVELLATI.

L'elemento prefabbricato trasmette tutto il carico al palo trivellato che ha funzione portante; il palo in legno o in cemento armato serve di prolungamento attraverso il tratto in acqua. La lunghezza d'infissione nel calcestruzzo dipende dall'entità del carico e dalla natura degli sforzi (fig. 7-5).

Il palo a sezione piena (di legno o di cemento armato) può essere sostituito da una sottile camicia in cemento armato con funzione di cassaforma o da un tubo di lamiera sottile (fig. 7-6): questa viene successivamente riempita di calcestruzzo. In tal caso il palo deve essere armato per almeno $\frac{2}{3}$ della sua lunghezza totale.

La cassaforma di cemento armato può essere sostituita da un tubo in ferro opportunamente ancorato al calcestruzzo (fig. 7-5 b). Il tubo ha qui funzione resistente e non è necessaria l'armatura metallica interna. Una soluzione del genere fu adottata nel 1945 per le fondazioni delle stilate del ponte ferroviario

sul Ticino a Sesto Calende. Furono impiegati tubi Mannesmann del diametro di 420 mm, lunghi 15 m ed infissi per 5 m nel palo trivellato profondo circa 16 m. Gli elementi di tubo erano saldati elettricamente tra loro (1).

Una terza soluzione è quella indicata in fig. 7-5 c. Al tubo metallico è sostituita una colonna cilindrica centrifugata (un palo SCAC ad esempio) con funzione anch'essa portante. La cavità del palo può essere successivamente riempita di calcestruzzo, mentre l'armatura dell'elemento prefabbricato è dimensionata in modo da resistere agli sforzi indotti dal vento, dall'urto di nautanti, dalla spinta dell'acqua, ecc.

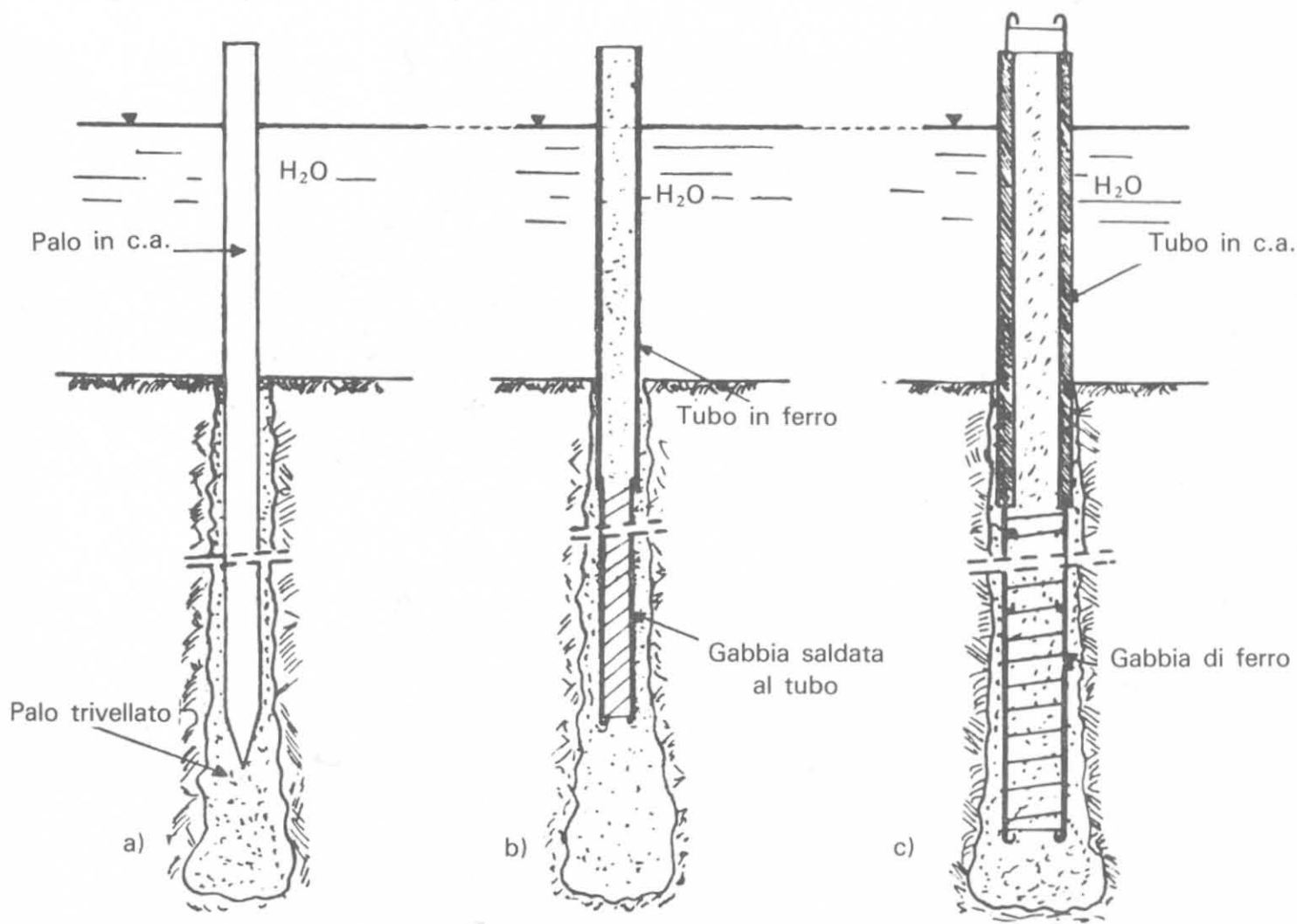


Fig. 7-5 - Tipi di pali misti.

Se il tubo metallico ha solo funzione di rivestimento è più economico l'impiego di tubazioni saldate che si ricavano da un unico nastro di acciaio. Questi rivestimenti sono utili nei casi in cui si teme l'attacco del calcestruzzo da parte di sostanze aggressive del sottosuolo o il dilavamento in presenza di correnti subalvee. Sono necessari quando i pali gettati in opera, devono sporgere oltre il livello delle acque.

Una applicazione particolare di questa tecnologia, per pali di grande dia-

(1) R. SANSONI e A. SOTTILE, "Fondazioni su pali per il ponte ferroviario provvisorio a Sesto Calende", *Ingegneria ferroviaria*, marzo 1947.

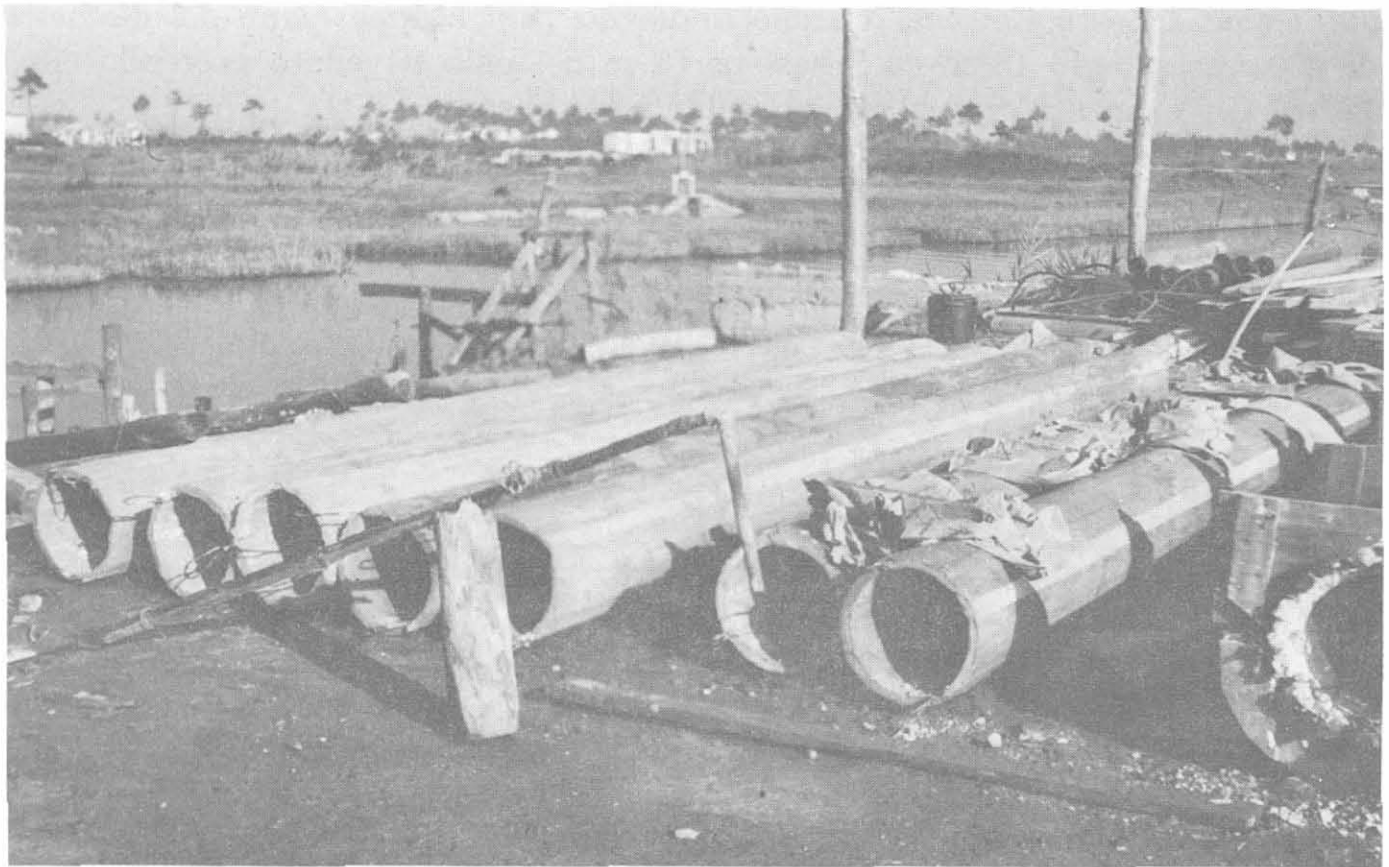


Fig. 7-6 - Tubi in cemento armato di 6 m, ϕ esterno 40 cm, ϕ interno 34 cm per le fondazioni del ponte sul Cinquale (Forte dei Marmi).

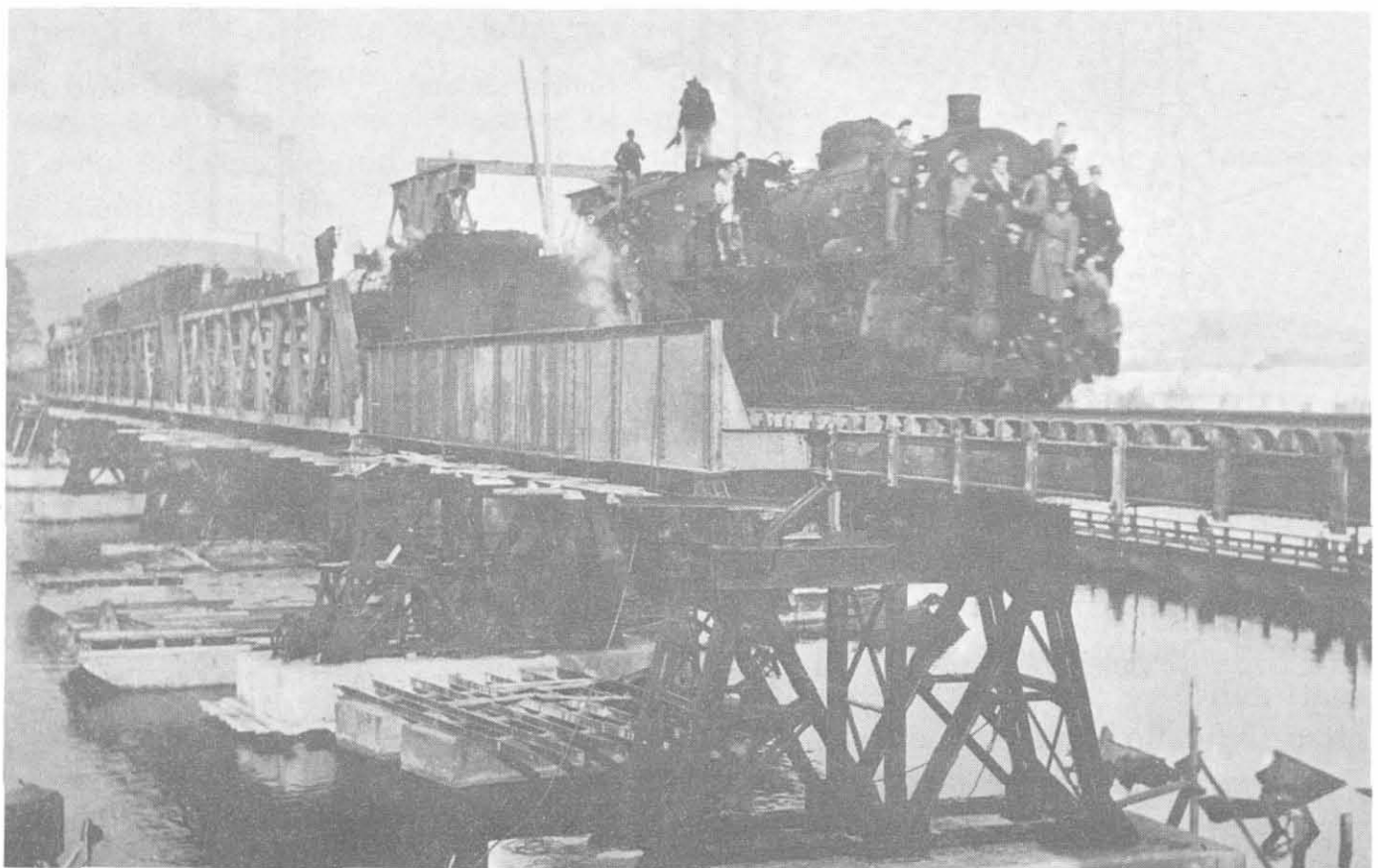


Fig. 7-7 - Ponte ferroviario sul Ticino a Sesto Calende. Collaudo (1946).

metro appoggiati su roccia, si è avuta per le fondazioni del molo VII di Trieste. I pali sono stati realizzati con un involucro cavo di cemento armato centrifugato del diametro esterno di 1,80 m, dello spessore di 15 cm e della lunghezza tra 20 e 25 m corrispondenti al dislivello fra la struttura dell'impalcato e la roccia non alterata.

Il bordo della camicia in c.a. è stato profilato a tagliente leggermente scampanato sino ad ottenere 2 m di diametro. L'affondamento nel limo e successivamente nella roccia alterata è avvenuto con le normali benne a valve. Il nucleo del palo è stato successivamente riempito di calcestruzzo.

7-4 Palo Prestcore ⁽¹⁾.

Ha i vantaggi del palo trivellato pur non risentendone gli svantaggi.

Eseguita la trivellazione con una normale attrezzatura sino alla quota desiderata viene inserita nel tubo una carica di calcestruzzo per l'esecuzione del bulbo di base, seguita da una serie di elementi cilindrici prefabbricati coassiali con un mandrino metallico. Successivamente con martinetti idraulici viene estratto il tubo-forma premendo attraverso il mandrino sugli elementi prefabbricati.

Durante la fase di estrazione del tubo-forma avviene la contemporanea cementazione del foro con malta in pressione. In un certo senso il palo ha molte analogie con il tipo West visto in precedenza (par. 4-5) formato anch'esso da elementi cilindrici prefabbricati ed infissi nel terreno.

7-5 Palo Raymond.

Un palo che ha larga diffusione negli Stati Uniti e che può essere classificato, in un certo senso, nella categoria dei pali misti è il palo Raymond brevettato con il nome "Raymond step-taper pile".

Il prototipo risale ai primi del '900, ideato da Alfred A. Raymond che per primo pensò di rivestire completamente il foro, prima del getto, con una casaforma metallica ondulata, a difesa del calcestruzzo.

Le casseforme sono formate da elementi avvitati gli uni agli altri e possono essere rastremate o meno.

Il diametro in testa varia da 40 a 60 cm: alla base il tubo metallico termina con un elemento a diametro costante di circa 30 cm, non ondulato, di qualsiasi lunghezza.

L'installazione avviene per mezzo di un potente mandrino dopo aver eseguito, se occorre, una perforazione con elica continua (fig. 7-8).

(1) Controllato dalla British Steel Piling Co. Ltd.



Fig. 7-8 - Infissione di un palo Raymond.

7-5-1 PALO LACOR.

Un palo battuto, gettato in opera, rivestito da una guaina d'acciaio sottile corrugata è il palo Lacor ⁽¹⁾ sostanzialmente derivato dal precedente (fig. 7-9).

La guaina è chiusa in fondo da una piastra metallica, che ne garantisce la impermeabilità, corrugata trasversalmente per aumentare la resistenza allo schiacciamento. Raggiunta la profondità voluta, il mandrino impiegato per l'infissione viene estratto e la guaina ispezionata all'interno per controllarne l'integrità.

Il diametro della guaina può essere costante per tutta la lunghezza oppure degradante a tratti discontinui. Nel primo caso la guaina si adatta a mandrini ad espansione; nel secondo vengono usati mandrini solidi a rastremazione discontinua. Il diametro minimo è di 25 cm.

⁽¹⁾ Eseguito dalla Icels Pali SpA, Milano.

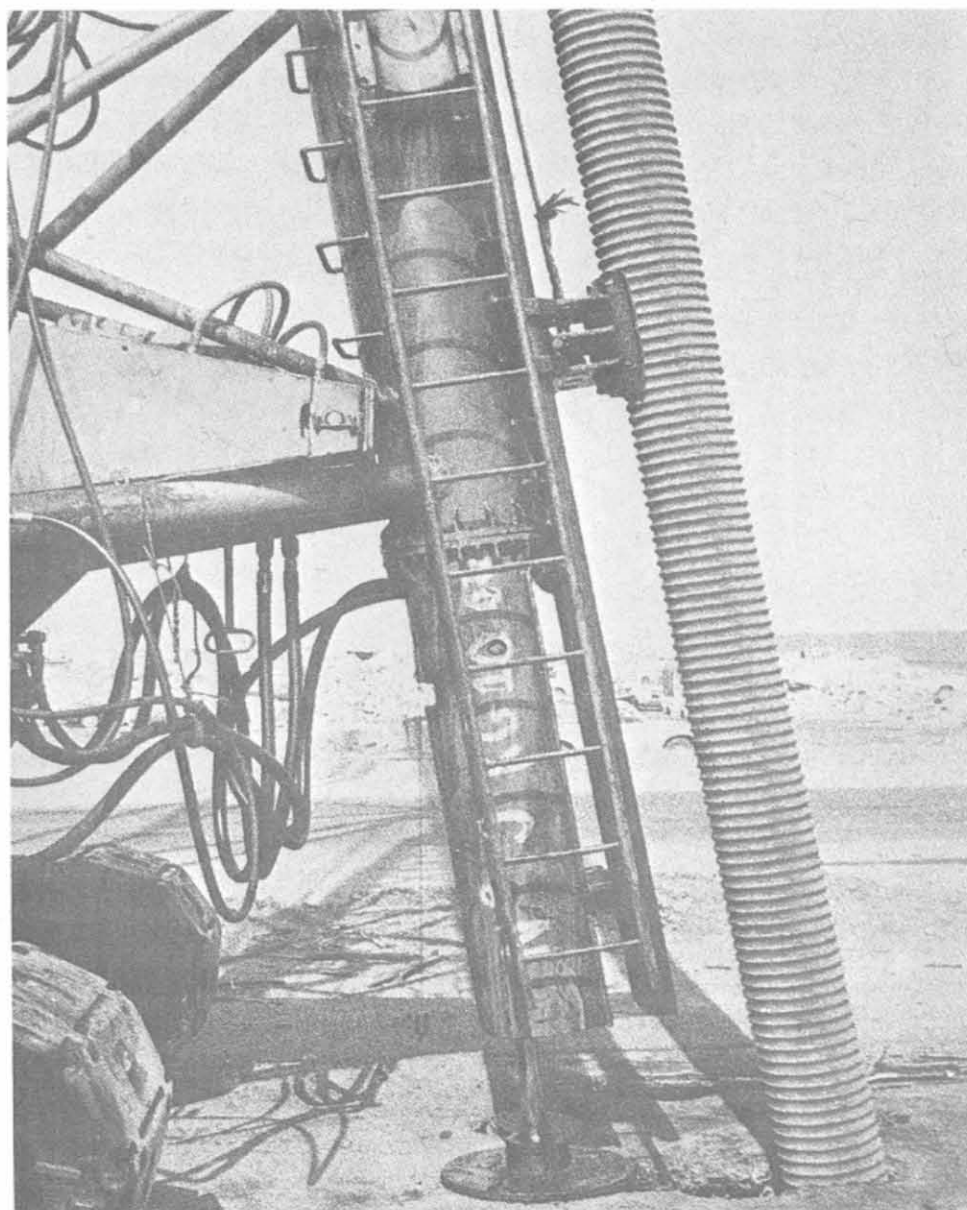


Fig. 7-9 - Infissione palo Lacor.

Il mandrino ad espansione è il fulcro del metodo di installazione di questo palo. Si tratta di una struttura complessa costituita da un elemento tubolare in acciaio diviso longitudinalmente in due unità che possono essere dilatate e richiuse in modo controllato su tutta la lunghezza (fig. 7-10).

Il mandrino, provvisto di una serie di sporgenze in corrispondenza alle corrugazioni della guaina, una volta espanso entro la guaina stessa, costituisce un corpo unico, rigido, capace di sopportare elevate sollecitazioni durante la battitura con grandi energie ⁽²⁾.

Il calcestruzzo viene immesso dopo che la guaina ispezionata all'interno viene riscontrata idonea al getto. Nel caso di pali vicini il calcestruzzo viene

⁽²⁾La Icels Pali SpA si è aggiudicata la licenza di costruzione e d'uso del mandrino ad espansione "G", progettato e brevettato dalla American Pile Driving Corporation di Houston, Texas.



Fig. 7-10 - Mandrino ad espansione attrezzatura Lacor.

gettato solo dopo la messa in opera di tutte le guaine comprese in un determinato raggio per evitare danni ai pali già infissi.

B) Pali di sottofondazione.

7-6 Pali ad elementi pressoinfissi.

L'applicazione più interessante *dei pali ad elementi*, siano essi in cemento armato prefabbricato od in ferro, si ha nel palo di *sottofondazione* pressoinfisso eseguito direttamente sotto le strutture.

Questo palo è stato concepito per la ripresa in sottofondazioni di costruzioni esistenti, allo scopo di rinforzare fondazioni difettose o divenute insufficienti in seguito a nuovi carichi. In taluni casi l'applicazione è stata ugualmente estesa alla esecuzione di fondazioni di nuove costruzioni.

L'affondamento del palo ad elementi prefabbricati si effettua per mezzo di uno o più martinetti idraulici. I pali sono affondati direttamente sotto le murature esistenti o in vicinanza immediata a queste.

Nel primo caso (fig. 7-11), il martinetto è appoggiato direttamente sotto gli elementi della costruzione da riprendere in sottofondazione; nel secondo caso si utilizza una putrella metallica o in cemento armato, fissata nel muro da sottofondare (figg. 7-12 e 7-13).

Gli elementi, sia in ferro che in cemento armato sono cavi e la cavità viene successivamente riempita di calcestruzzo. Per pali molto lunghi è consigliabile la tubazione metallica i cui elementi possono essere saldati fra loro molto rigidamente.

La sottofondazione con pali pressoinfissi può essere adottata, per particolari motivi, anche in caso di *nuova fondazione* e non solo per opere di *sottofondazione*: di volta in volta si deve studiare il sistema più idoneo per realizzare il contrasto e permettere l'infissione dell'elemento. In fig. 7-14 è illustrato un esempio del genere.

7-6-1 PALI PRESSOINFISSI: MODALITÀ ESECUTIVE.

L'infissione di ogni elemento (il primo è collegato con una puntazza conica che facilita la penetrazione nel terreno (fig. 7-15)) avviene, come si è visto, per contrasto: per pali poco profondi e carichi limitati può essere sufficiente l'impiego di un solo martinetto idraulico, ma in genere è preferibile impiegarne due, sia per avere martinetti più maneggevoli sia per semplificare la fase finale di bloccaggio. È consigliabile l'impiego di martinetti a lunga corsa ed alta pressione (300÷400 bar) per avere minimi ingombri e minor numero di manovre (fig. 7-16).

Una volta raggiunta la pressione e la profondità di infissione desiderata (*a*) (ogni palo viene di norma infisso ad un carico di almeno una volta e mezzo quello di esercizio) il palo viene mantenuto in pressione con i due martinetti fintanto che non si denuncino ulteriori apprezzabili cedimenti (*b*); successivamente, sempre mantenendo i martinetti in pressione, viene inserita fra di essi una trave a doppio T di sezione adeguata al carico (*c*), contrastata tra la piastra di appoggio e la muratura da sottofondare. A questo punto si scaricano e si tolgono definitivamente i martinetti (*d*): il ritorno elastico sarà limitatissimo, di pochi millimetri, secondo la cura con cui è stato inserito l'elemento di contrasto a doppio T. Il palo rimane così bloccato sotto carico.

È molto importante che il palo venga fissato in questo modo, senza ritorno elastico: diversamente esso non entrerà in carico ed i cedimenti della struttura continueranno nel tempo sino a quando non si verificheranno di nuovo le condizioni iniziali. Ma non è tutto. Alla base del palo infisso si è formato, sotto il



Fig. 7-11 - Esempio di palo di sottofondazione a diretto contrasto delle murature.



Fig. 7-12 - Pali di sottofondazione eseguiti utilizzando come contrasto mensole di ferro (Fondacem).



Fig. 7-13 - Pali di sottofondazione con elementi di calcestruzzo (Fondacem).



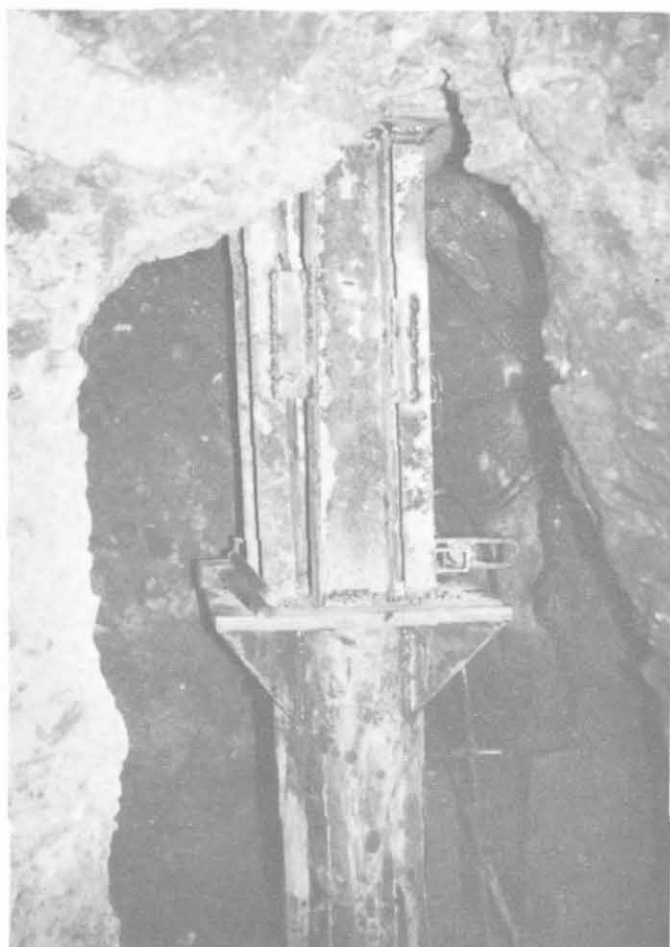
Fig. 7-14 - Sottofondazione con pali pressoinfissi in fori predisposti.

carico richiesto, *un bulbo di pressione* caratterizzato dalla natura fisica del terreno, capace di fornire al palo la reazione necessaria: se il palo viene scaricato le caratteristiche meccaniche del bulbo variano secondo l'elasticità del terreno tanto che, riportando il palo al carico precedente, occorre in genere un ulteriore cedimento perchè siano ricostituite le condizioni precedenti del bulbo di pressione.

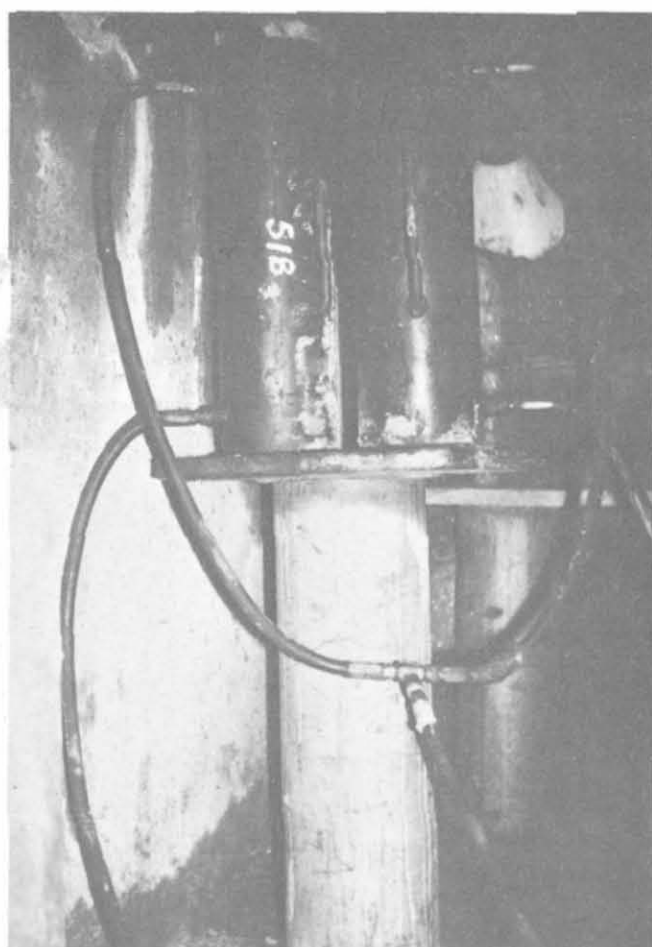


Fig. 7-15 - Puntazze di calcestruzzo per l'infissione del primo elemento cilindrico.

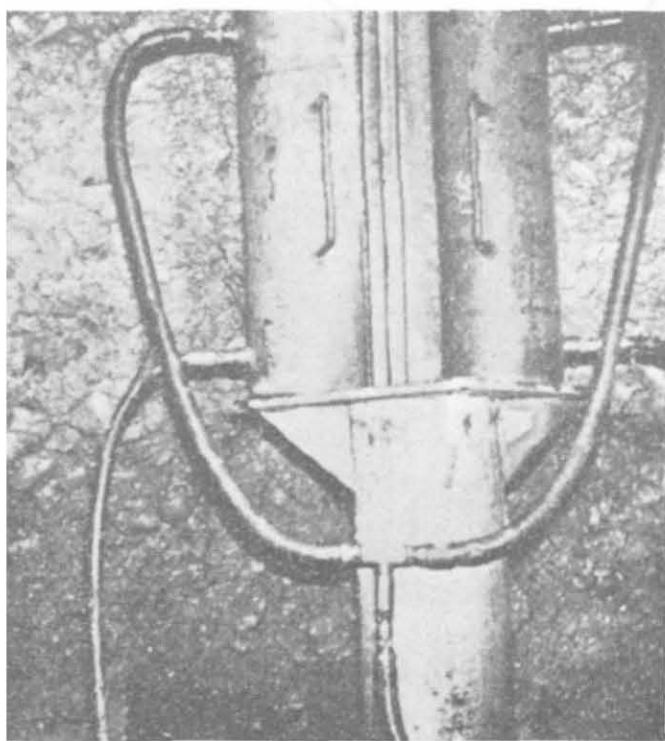
Impedendo con le modalità esecutive descritte il ritorno elastico del palo, si riduce il più possibile il cedimento della sovrastruttura, all'atto del collegamento con la sottofondazione, dato che questa ha già esaurito il cedimento corrispondente al carico applicato. Come vedremo in seguito, l'interferenza tra i bulbi di pressione dei vari pali è alla base di uno dei principi della Meccanica del Terreno: la portata limite di un gruppo di pali non è uguale alla somma delle portate dei singoli pali supposti isolati. E ciò è tanto più evidente nei casi di sottofondazione. Ma nel 1915 questo non si sapeva e ciò fu motivo di insuccesso nelle sottofondazioni che A. Prentis eseguì per un fabbricato nella 6^a Strada a New York. I pali di 48 cm di diametro (fig. 7-17) erano disposti a circa 80 cm di interasse: furono infissi sino a raggiungere il carico di 750 kN



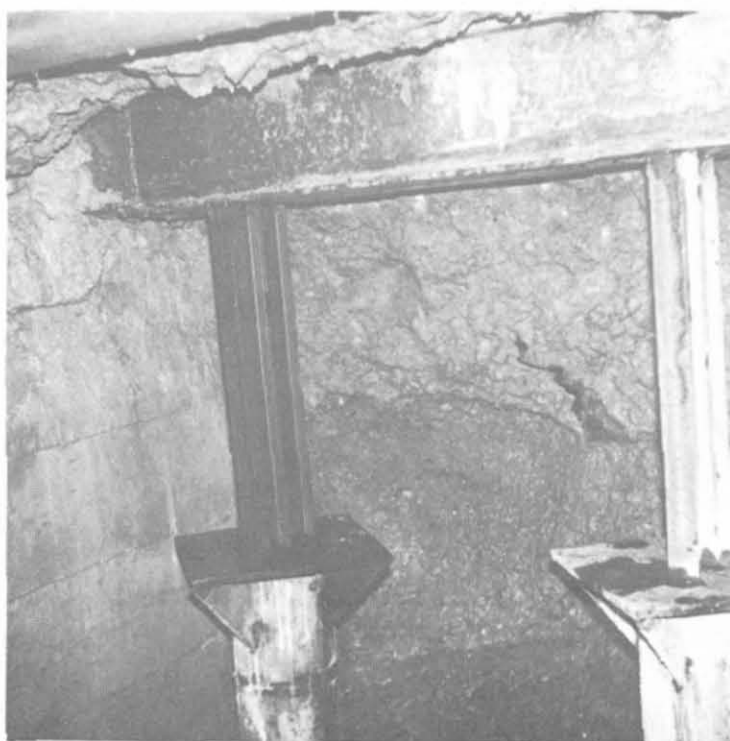
a)



b)



c)



d)

Fig. 7-16 - Le fasi di infissione e bloccaggio dei pali pressoinfissi (Fondacem).

al quale si mantennero tutti stabili. Ma quando l'intero gruppo fu collegato alla sovrastruttura il fabbricato cedette di alcuni pollici. La sovrapposizione dei bulbi primari di pressione dei singoli pali produce un bulbo più grande (secondario) che determina la capacità portante del gruppo (fig. 7-18). Da questa esperienza negativa nacque il concetto di precompressione contemporanea di un gruppo di pali che fu successivamente brevettato da parte della Spencer, White and Prentis Inc.

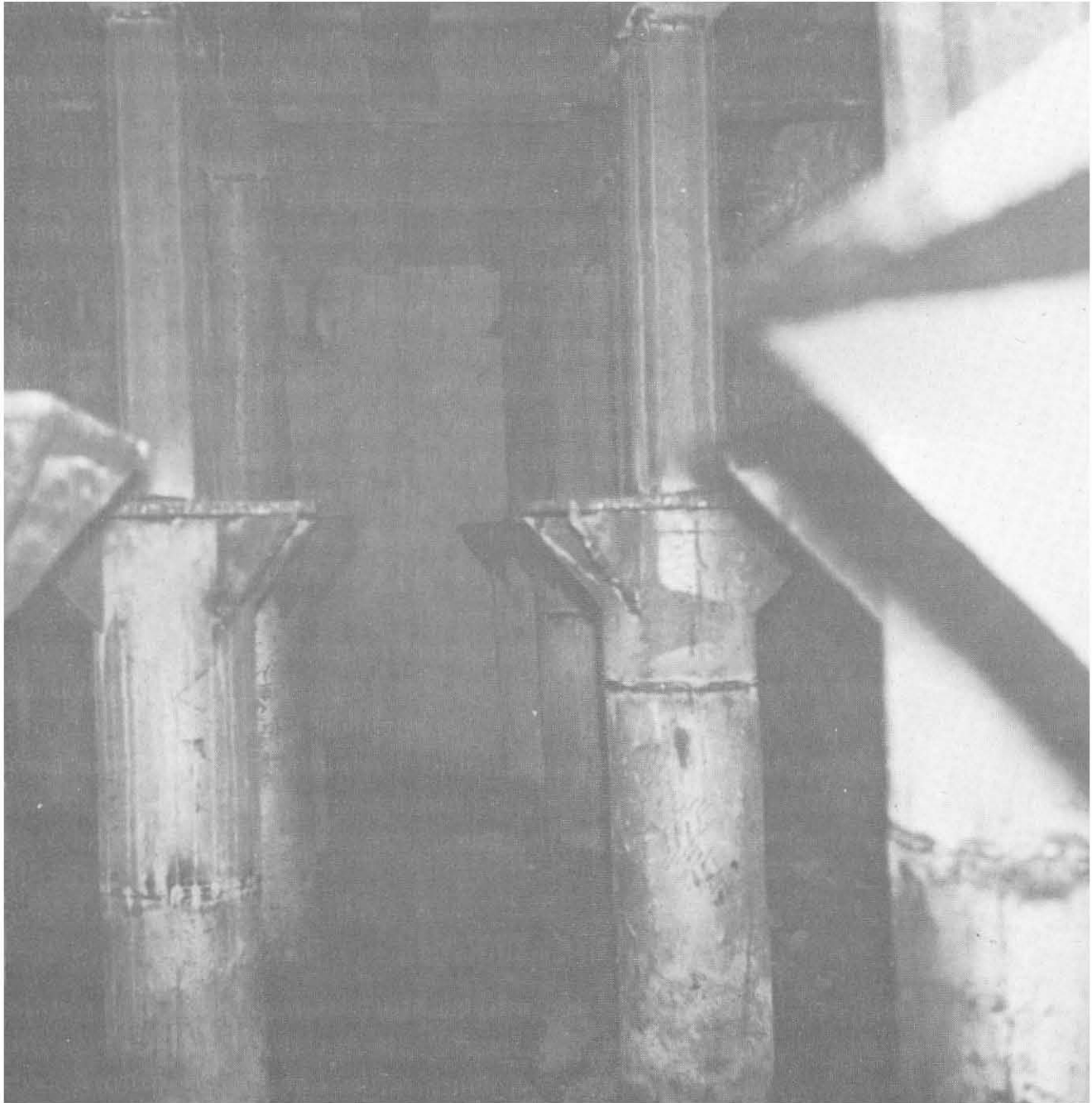


Fig. 7-17 - Pali ad elementi tubolari in opera.

In una sottofondazione è assurdo pensare di caricare contemporaneamente tutti i pali, ma lo scopo può essere raggiunto ugualmente con la precompressione a gruppi. Esaminiamo ad esempio una fila di pali i cui bulbi di pressione

si sovrappongono; carichiamo contemporaneamente i primi tre pali che manteniamo sotto carico con i martinetti: avremo un certo cedimento. Blocchiamo il primo palo e togliamo quindi i martinetti che mettiamo sul quarto palo: l'aumento di carico sul bulbo di pressione secondario causa un leggero cedimento del palo più vicino (il terzo) ed un po' meno del secondo. Ricomprimiamo allora il secondo palo, lo blocchiamo e sistemiamo i martinetti sul quinto, mettendolo in compressione, e così via.

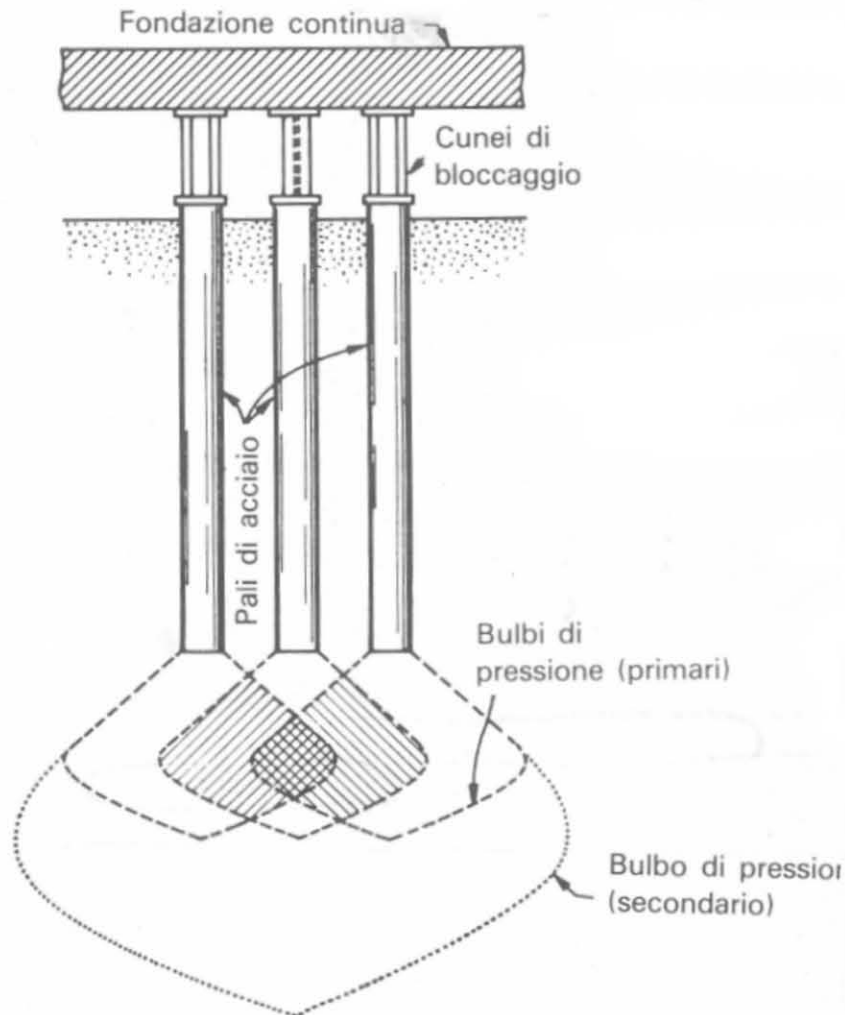


Fig. 7-18 - Sovrapposizione dei bulbi di pressione in un gruppo di pali infissi (Da PRENTIS e WHITE, *Underpinning*).

Completati i lavori di bloccaggio dei pali, quando si è certi di non dover più intervenire con i martinetti, si riempiono le cavità rimaste con calcestruzzo.

7-6-2 ESEMPI DI SOTTOFONDAZIONI CON PALI AD ELEMENTI PRESSOINFISSI.

Dalla letteratura tecnica rileviamo un gran numero di casi, alcuni molto importanti, di sottofondazioni con pali ad elementi pressoinfissi. Personalmente l'Autore ha applicato il metodo in molti dei problemi di sottofondazione che ha esaminato: a Roma, ha sottofondato un gruppo di pilastri che avevano rag-

giunto cedimenti differenziali dell'ordine di alcuni centimetri con pali metallici in elementi di un metro raggiungendo i 40 metri di profondità con carichi di 1500 kN.

Per esigenze di spazio e per le caratteristiche del terreno è stato fondato con pali ed elementi cilindrici in c.a. di 40 cm di diametro (pali Mega eseguiti dalla Pali Franki), su suggerimento dello scrivente, il cavalcavia ferroviario per la nuova tangenziale di Bologna a S. Donato. Con analogo sistema sono stati sottofondati dall'Autore la sede della Banca d'Italia a Ravenna ed il palazzo Borghese a Roma impiegando elementi cilindrici SCAC di 33 cm di diametro.

Hartford (USA): Cattedrale di S. Giuseppe. — È uno degli esempi più importanti di sottofondazione: la Cattedrale iniziata nel 1874 fu completata nel 1892 senza le guglie, perchè già era risultato chiaro che le fondazioni non avrebbero sopportato questo carico supplementare. Nel 1937 i cedimenti differenziali avevano superato i 30 cm e divenne evidente il pericolo di collasso. Furono infine progettati ed eseguiti 301 pali metallici pressoinfissi in elementi tubolari senza fondo del diametro variabile da 25 a 45 cm. In totale risultarono infissi 6000 m di colonne cilindriche: non fu possibile impiegare tubazioni con la puntazza terminale perchè l'infissione avrebbe provocato, come è stato accertato, rifluimenti negli strati di argille plastiche. Circa un terzo delle colonne fu infisso con una leggera inclinazione dopo aver eseguito delle mensole incastrate nella muratura.

S. Paolo del Brasile: Edificio della « Compañia Paulista de Seguros ». — La costruzione risale al 1940: l'edificio alto 90 m, con 26 piani subì un cedimento differenziale per la presenza di uno strato cuneiforme di argilla soffice in corrispondenza all'angolo che, per una serie di circostanze, era rimasto inesplorato al tempo della progettazione nè lo fu poi successivamente in fase esecutiva.

Da notare che la prova di carico eseguita su un palo in corrispondenza a quest'angolo, pur rimanendo in limiti consentiti, aveva denunciato un cedimento permanente cinque volte superiore alle altre prove.

I lavori di sottofondazione furono molto complessi: in parte furono impiegati pali ad elementi di 80 cm cilindrici in c.a. (tipo MEGA-HUME) del diametro esterno di 37 cm.

7-7 Micropali per sottofondazione.

Si è visto in precedenza come per alcuni tipi di micropali, la cui armatura è costituita da una tubazione di acciaio, sia possibile precomprimere il palo prima di effettuare il collegamento alle strutture da sottofondare.

In questo modo vengono eliminati i cedimenti elastici della fondazione, almeno per quanto riguarda i carichi permanenti, cedimenti che in taluni casi possono assumere valori non trascurabili.

Con questa tecnologia è possibile la misura dei cedimenti della testa dei micropali man mano che viene loro applicata la precompressione; l'operazione pertanto fornisce palo per palo il diagramma carico-cedimento e quindi permette di individuare eventuali carenze nella sottofondazione, qualunque ne sia l'origine.

Le parti essenziali del dispositivo sono, con riferimento alla fig. 7-19:

1) la sommità del micropalo, emergente dal piano campagna per alcuni decimetri;

2) un tubo supplementare coassiale ed esterno al tubo di armatura del micropalo; mentre quest'ultimo è svincolato da ogni altra parte costruttiva, il primo è collegato permanentemente alla sovrastruttura in modo da renderlo ad essa solidale;

3) un sistema di messa in forza capace di esercitare una compressione sul micropalo trovando la corrispondente reazione (trazione) nel tubo supplementare;

4) un dispositivo di bloccaggio del micropalo a questo tubo, che consenta di liberare il sistema di messa in forza e costituisca il collegamento definitivo tra micropalo e sovrastruttura.

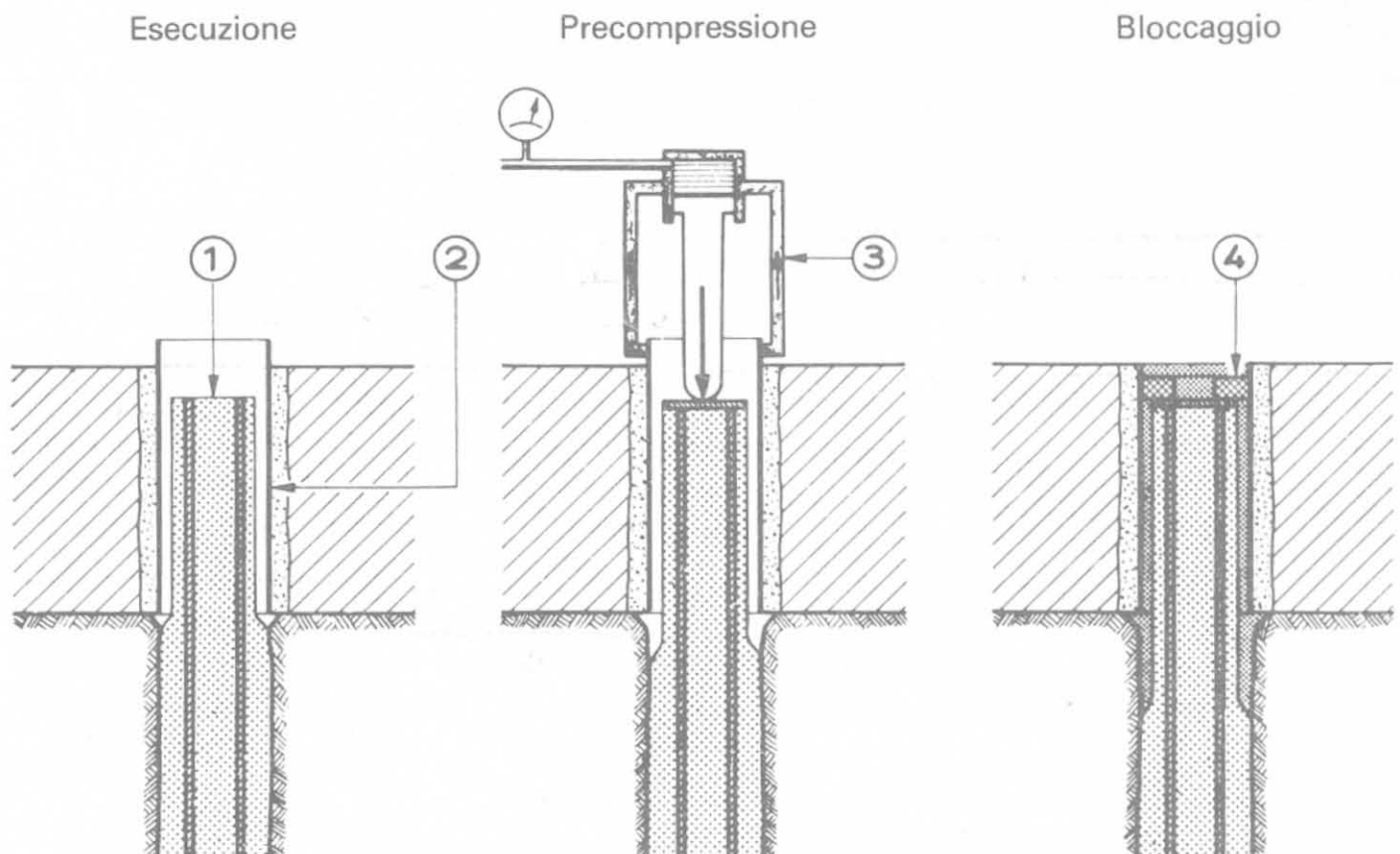


Fig. 7-19 - Precompressione del micropalo Tubfix (Rodio).

La precompressione dei micropali può essere applicata sia a strutture esistenti da sottofondare che (dopo la costruzione) a strutture costruite ex novo su micropali. Le varianti esecutive conseguenti risiedono unicamente nelle differenti modalità di collegamento del tubo supplementare con la sovrastruttura.

Per sovrastrutture già esistenti si cementa questo tubo nel plinto o nel muro di fondazione; nel caso in cui lo stato di conservazione o l'esigua altezza della struttura di fondazione non consentano una cementazione efficace si ricorre ad appositi cavalletti metallici o membrature in c.a. per collegare il tubo alla sovrastruttura. Esamineremo un esempio al cap. XIX.

C) Pali di costipamento e di drenaggio del terreno.

7-8 Pali di costipamento - Vibroflottazione.

Ricordiamo innanzi tutto l'antico sistema Dulac (Compressol) che risale ai primi del 1900. Il palo Compressol si otteneva comprimendo e perforando il terreno con un maglio a forma conica azionato da un battipalo a caduta libera. Il foro veniva riempito di calcestruzzo o di altro materiale duro impastato con calce idraulica, battuto successivamente con un maglio borrhatore. Con altro maglio a forma tronco-conica si valutava la resistenza del terreno prima della fondazione. Si ottenevano così dei veri e propri pozzi isolati distanziati gli uni dagli altri, su cui appoggiavano le strutture di fondazione. Il sistema fu abbandonato con l'impiego sempre maggiore dei pali Simplex e dei pali trivellati. Ricordiamo che con pali Compressol furono fondate le spalle del ponte Risorgimento in Roma (1908).

Un sistema moderno che in un certo senso deriva dall'antico Compressol e serve al costipamento delle sabbie sciolte è la vibroflottazione.

La *vibroflottazione* è un procedimento relativamente recente per aumentare la capacità portante di un terreno incoerente. In questi ultimi anni il sistema è stato impiegato con successo anche in terreni coerenti di elevata plasticità per aumentare la resistenza media di taglio lungo le superfici di scorrimento.

Come si è detto, sotto alcuni aspetti il metodo non è nuovo e la sua origine potrebbe risalire all'antico sistema Dulac. È invece nuova la realizzazione meccanica del sistema: al maglio conico a caduta libera è stato sostituito un vibratore meccanico munito di una massa eccentrica del peso fino a 2 kN circa capace di sviluppare a 1800 giri al minuto una forza centrifuga fino a 100 kN. È sfruttata in questo modo, per i terreni incoerenti, la nota proprietà di subsidenza, cioè di assestamento della sabbia in seguito a vibrazioni od a colpi.

L'apparecchiatura (Vibroflot) consiste essenzialmente in un lungo tubo di circa 40 cm di diametro (fig. 7-20), nella cui parte terminale è collocato il motore (elettrico od oleodinamico) e la massa eccentrica.

Per l'impiego l'attrezzo viene tenuto sospeso dal braccio di una gru, ed appena appoggiato sul terreno si fa uscire un forte getto d'acqua dal foro terminale (fig. 7-21). Per il peso proprio e per l'azione dell'acqua la macchina affonda nel terreno formando intorno a sé un cratere di notevole dimensione (fig. 7-22). In questo foro viene di continuo immesso il materiale (sabbia, ghiaia o pietrisco secondo i casi) con il quale si formano le colonne granulari compattate.

Nei terreni incoerenti l'azione meccanica si trasmette sino ad una distanza di 1-1,50 m dal centro di compattazione. La quantità di materiale immesso nel

SEZIONE DEL VIBROFLOT

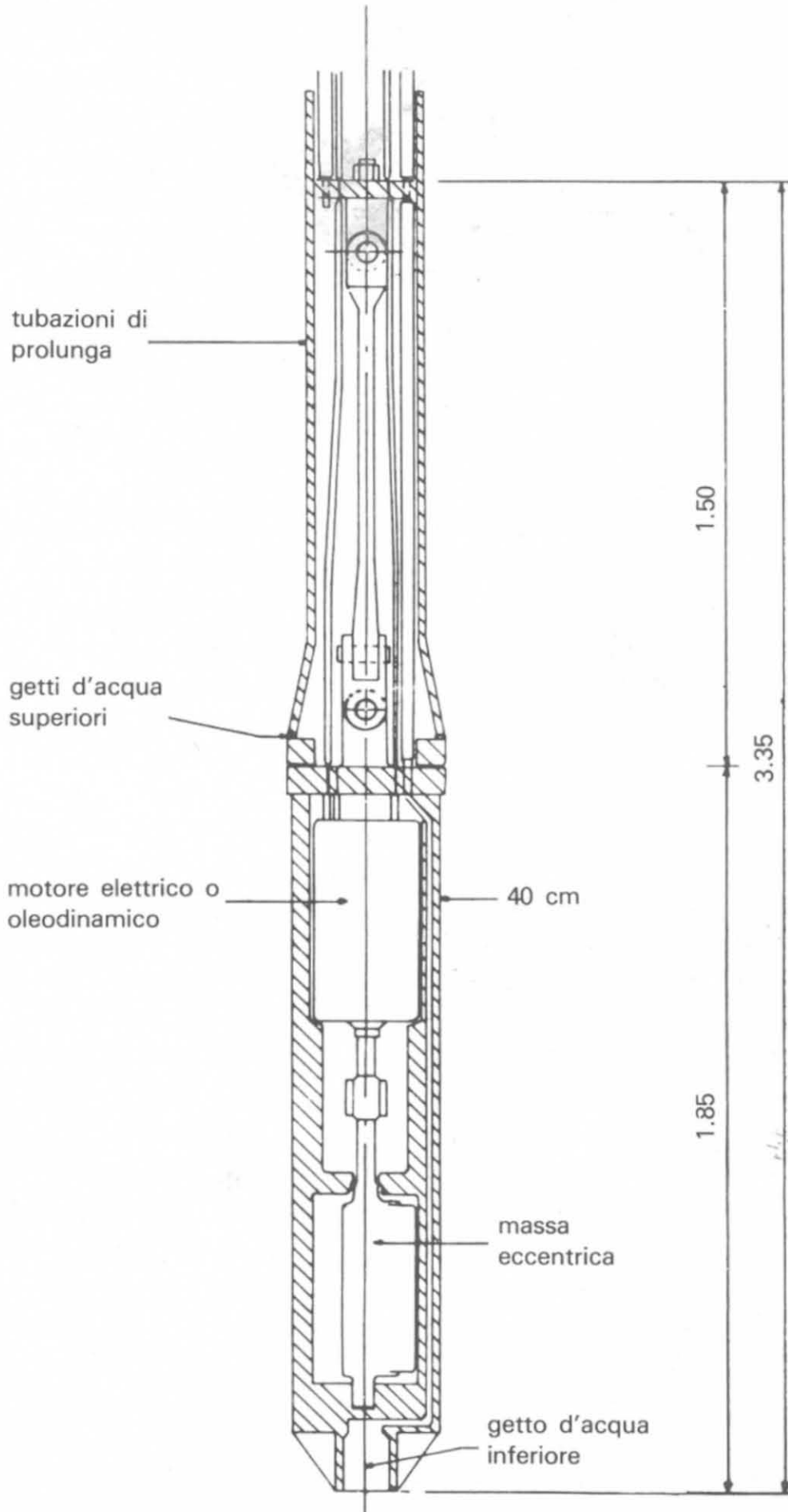


Fig. 7-20 - Sezione del Vibroflot.

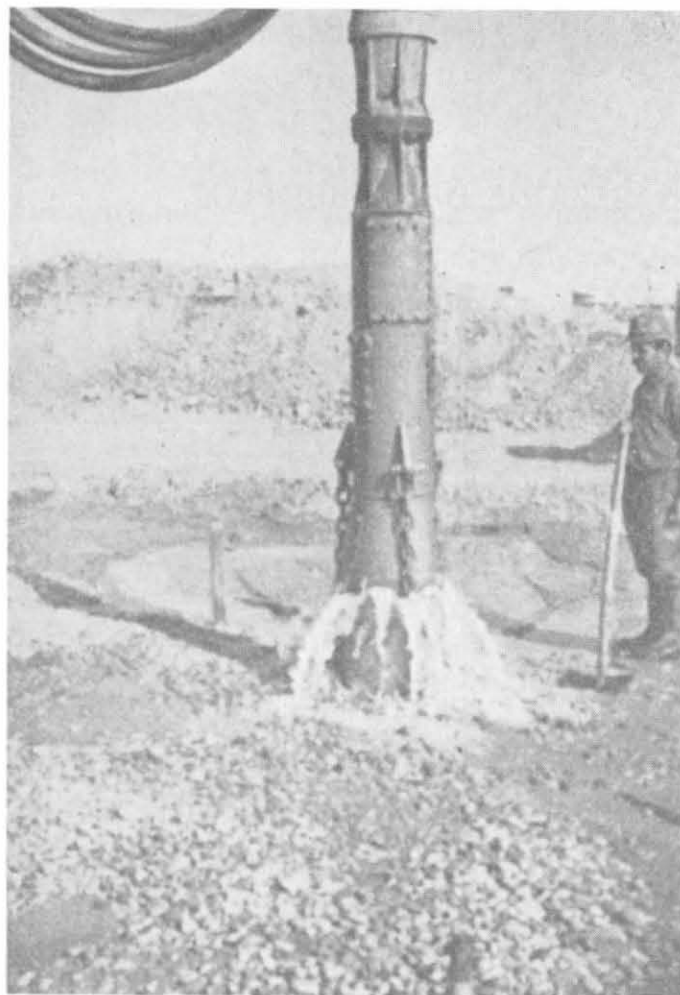


Fig. 7-21 - Vibroflottazione: fuoruscita del Vibroflot dal terreno.

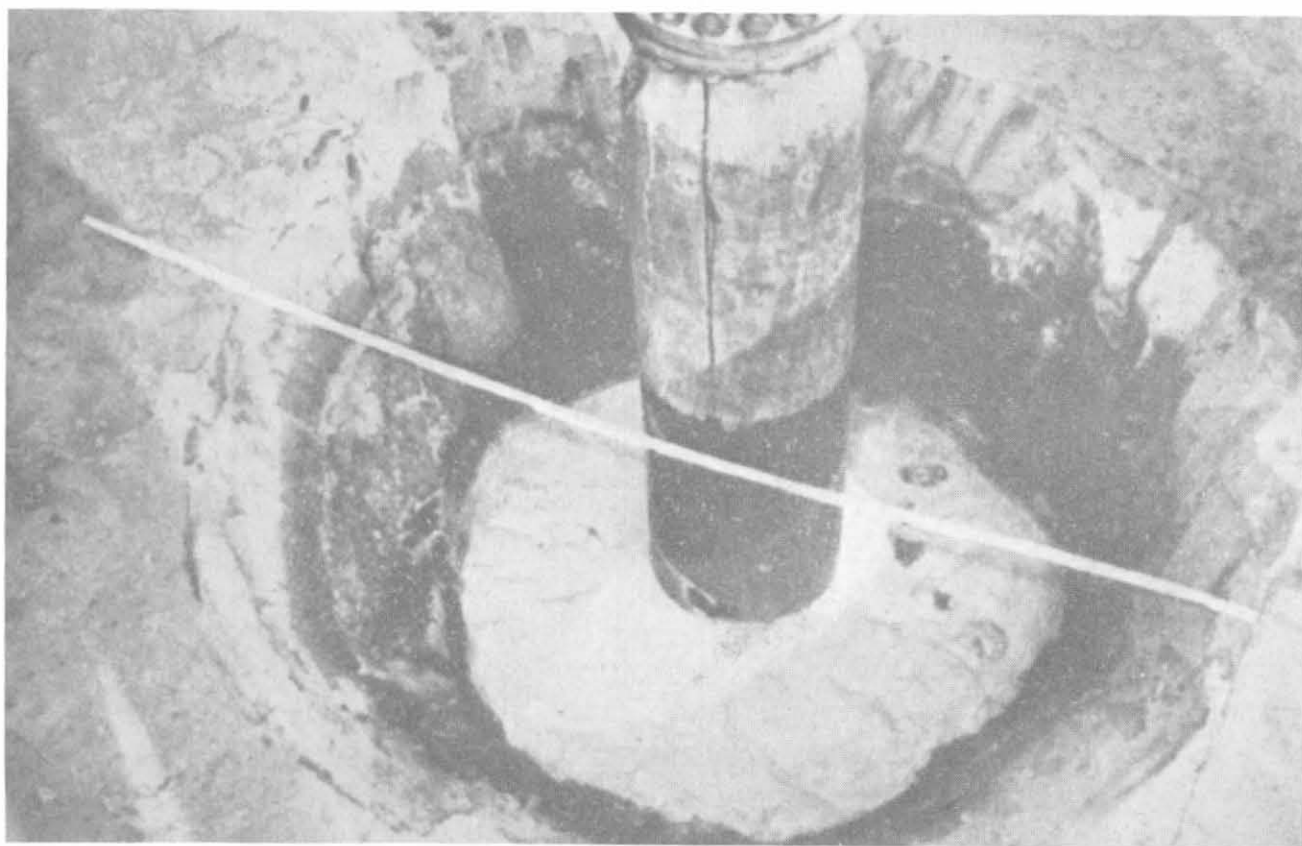


Fig. 7-22 - Vibroflottazione: dimensioni del cratere in terreni sabbiosi.

foro dipende naturalmente dal tipo di terreno, dal tipo di materiale e dalla distanza dei centri di compattazione. Nei terreni sabbiosi è normale un consumo di sabbia di $0,5 \text{ m}^3/\text{m}$ e nelle argille soffici o torbose uno di 1 m^3 di pietrisco o ghiaia per metro di colonna.

Il forte flusso d'acqua, che nella fase di discesa dell'attrezzo esce dal fondo, ed in fase di risalita, dalla sommità, facilita l'asportazione del materiale rimaneggiato, tiene costantemente pulito il materiale di riempimento e permette l'azione drenante della colonna.

L'impiego della vibroflottazione è concettualmente diverso secondo che si tratti di sabbie sciolte o di argille plastiche: il procedimento è nato in Germania nel 1930 per il consolidamento delle sabbie sciolte (*loose sand*), e fu sviluppato nel 1945 negli Stati Uniti. La prima applicazione su vasta scala fu fatta nel 1951 a Bartow ⁽¹⁾. In Gran Bretagna ha avuto largo sviluppo particolarmente negli anni '60, e ciò anche in seguito alle esperienze positive nei casi di terreni argillosi.

7-8-1 TERRENI INCOERENTI.

Nei terreni incoerenti la vibroflottazione ha per effetto l'aumento della densità relativa del terreno stesso e quindi della sua capacità portante. È necessario, come in ogni problema di fondazione, fare alcune prove preliminari sul terreno ed in laboratorio, determinare le caratteristiche del sottosuolo e la densità iniziale degli strati. Sondaggi e prove penetrometriche sono indispensabili.

Le esperienze hanno dimostrato che l'energia necessaria per ottenere un determinato grado di compattazione è minore se la compattazione avviene in condizioni di saturazione. L'acqua agisce infatti come un lubrificante, riduce sensibilmente la resistenza di taglio e facilita l'addensamento dei grani di sabbia.

Per un determinato terreno, fissato il limite di densità relativa necessaria e con esso l'interasse dei punti di vibrazione è possibile calcolare il cedimento dello strato sabbioso consolidato.

In una sabbia satura, con riferimento alla fig. 7-23, il cedimento di uno strato di spessore H risulta:

$$\Delta = \frac{e_{\max} - e}{1 + e_{\min}} \times H$$

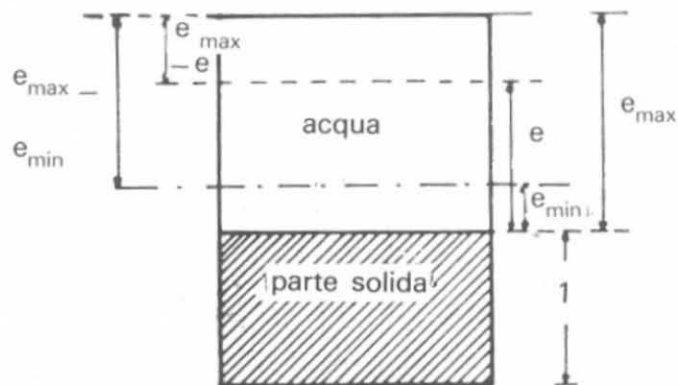


Fig. 7-23.

Il cedimento totale in seguito alla vibrazione sarà:

$$\Delta' = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{1 + e_{\min}} \times H$$

(1) F. D'APOLLONIA, "Loose sand - Their compaction by vibroflotation, ASTM, 1935.

e dal rapporto Δ/Δ' si ricava la densità relativa:

$$\frac{\Delta}{\Delta'} = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = D$$

che può essere quindi impiegata per il calcolo dei cedimenti, una volta determinato con la migliore approssimazione il valore dei coefficienti.

L'esperienza ha dimostrato che un terreno incoerente con una densità relativa maggiore od uguale al 70% è un buon terreno di fondazione con una σ_{am} media di 200 kN/m². Ciò si può ottenere con interassi di 2,20-2,50 tra i punti di vibrazione in disposizione triangolare. Le esperienze eseguite a Bartow (USA) nel 1951, su un'area di 16 000 m², hanno fornito una serie di elementi comparativi. Il peso specifico della sabbia variava da un minimo di 15 kN/m³ a un massimo di 17,5 kN/m³. La profondità media di compattazione fu di 4 m. L'area compattata venne in seguito scavata e furono eseguite misure di densità a varie profondità.

La compattazione diminuisce di mano in mano che ci si allontana dai punti di vibrazione: nel raggio di circa 60 cm da questo, la densità relativa è praticamente del 100%; diminuisce, secondo la natura del terreno e l'interasse dei punti, di mano in mano che ci si allontana dal centro. Nelle prove di Bartow, con un interasse di 1,85 m, si è ottenuto un minimo del 70% nel centro dell'area

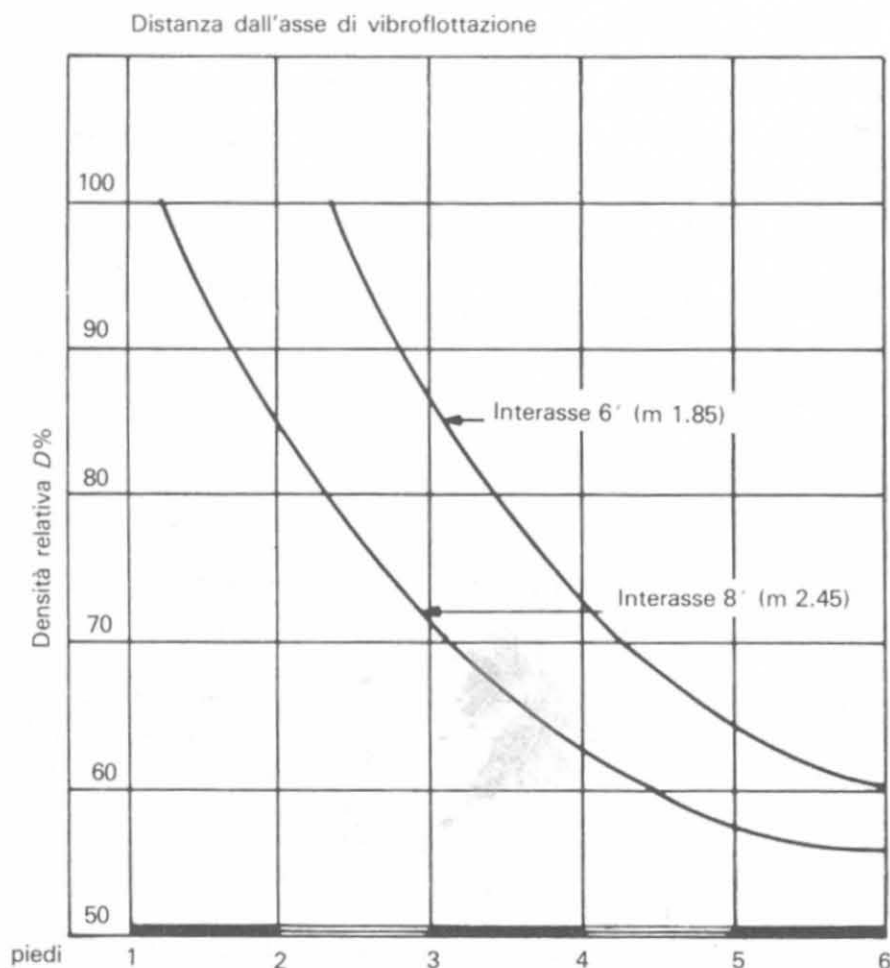


Fig. 7-24 - Rapporto tra la densità relativa e la distanza dal centro di vibroflottazione.

interessata e ciò è dovuto alla sovrapposizione degli effetti di ogni punto. È stato ricavato il diagramma della fig. 7-24 che mette in relazione la densità relativa con la distanza dal punto di vibrazione, per interasse di 1,85 m e di 2,45 m.

È interessante notare come la densità relativa non superi il valore del 70% per punti distanti più di un metro e come, con l'interasse di m 1,85 si ottenga una densità del 70% in ogni punto dell'area.

7-8-2 TERRENI COERENTI.

L'impiego della vibroflottazione si è esteso successivamente, dopo una serie di esperienze, anche ai terreni di natura essenzialmente argillosa, molto plastici, torbosi, ad alto contenuto d'acqua e soggetti quindi a notevoli cedimenti sotto i carichi.

Ciò ha aperto un vasto campo di applicazione del procedimento, dalla fondazione dei grossi serbatoi per le raffinerie, in genere ubicati in terreni di questa natura (ad esempio, in Italia, le zone di Livorno e di Porto Marghera) al consolidamento del terreno di posa di rilevati stradali in corrispondenza ad opere d'arte, ponti e viadotti, nell'attraversamento di terreni paludosi. Il foro provocato dall'infissione del vibroflot con l'impiego di un forte getto d'acqua viene riempito in questi casi con ghiaia calibrata (3-5 cm) o con pietrisco.

L'energica vibrazione e la forza centrifuga che ne derivano spingono il materiale nelle argille soffici circostanti, rimuovono ed asportano tutto il materiale limoso disciolto dalla forte circolazione d'acqua, dando luogo alla formazione di colonne granulari compattate che arrivano normalmente a diametri compresi tra 80 e 100 cm (fig. 7-25). In terreni particolarmente soffici si ottengono anche colonne di 1,20 m di diametro.

L'interasse delle colonne varia secondo la natura del terreno, il carico che dovrà sopportare ed il cedimento massimo o differenziale che si vuole ottenere: il campo di variabilità è in genere compreso tra 1,50 e 3,00 m.

Sull'area compattata vengono costruite fondazioni rigide con piastra o con trave rovescia; oppure, nel caso di fondazioni per serbatoi anche di notevole diametro (30-60 m), si dispone uno strato di misto compattato meccanicamente dello spessore medio di un metro.

Le colonne granulari, a lavoro ultimato, si comportano essenzialmente come pali flessibili di grande diametro e raggiungono il triplice scopo:

- 1) di aumentare la resistenza al taglio di tutto il terreno interessato dal trattamento, incrementandone quindi la capacità portante;
- 2) di ridurre la compressibilità dell'ammasso terroso trattato;
- 3) di agire come dreni, accelerando la dissipazione della pressione dei pori ed assicurando — date le loro dimensioni — il completo consolidamento del terreno nel tempo della costruzione della sovrastruttura.

Le conseguenze pratiche del procedimento, in relazione ai punti precedenti, si possono così riassumere:

- a) viene eliminato il pericolo della rottura del terreno in tutti i casi in



Fig. 7-25 - Vibroflottazione: colonna granulare in terreni argillosi (Cementation).

cui questa rottura avviene per instabilità allo scorrimento con rifluimento laterale. La superficie di scorrimento in un terreno a bassissima coesione, incontra un notevole numero di colonne granulari compattate, che una volta sottoposte al carico della sovrastruttura, si comportano come pali flessibili di notevole resistenza;

b) il cedimento dell'ammasso terroso compattato si annulla o si riduce sensibilmente e comunque viene in genere completato nella fase di costruzione della sovrastruttura;

c) l'azione drenante ottenuta con la particolare tecnica di costruzione delle colonne, permette il loro impiego in sostituzione dei pali di sabbia.

Quando l'insieme del terreno trattato viene caricato, le tensioni si trasmettono, in un primo tempo, per effetto d'arco sulle colonne stesse. Queste cedono leggermente e si inflettono lateralmente aumentando la pressione sul terreno circostante. Si verifica allora un incremento della pressione dei pori che viene rapidamente dissipata dall'azione drenante delle colonne.

La sezione di queste, confrontata con quella dei normali dreni di sabbia (da sei a dieci volte superiore) giustifica la rapidità del consolidamento.

La profondità del trattamento si limita in genere ad 8-12 m, per convenienza economica.

Nella generalità dei casi, trattamenti contenuti in 6-8 m hanno dato risultati positivi; in terreni particolarmente compressibili, sino a notevoli profondità, il cedimento per consolidamento degli strati posti al di sotto della zona trattata (cedimento sempre lungo nel tempo) raggiunge valori effettivi inferiori, rispetto ad altri tipi di fondazione. Ciò è dovuto alla grande diffusione del carico nel terreno ottenuta attraverso il volume compattato, che riduce le tensioni, alla base delle colonne, a valori molto più piccoli che in altri casi.

Il trattamento di vibroflottazione viene esteso normalmente per un certo tratto oltre l'area interessata dalla sovrastruttura, in funzione delle dimensioni dell'area stessa; ciò contribuisce alla migliore distribuzione del carico ed alla riduzione del valore unitario delle tensioni.

7-8-3 VIBROCOMPATTAZIONE.

Una interessante moderna attrezzatura è stata messa a punto dalla Prespali ⁽¹⁾ per l'infissione contemporanea di tubazioni metalliche di piccolo diametro (18 cm) a gruppi di 3 mediante un dispositivo di notevole potenza che provoca una vibrazione di frequenza opportuna.

Le tubazioni sono dotate di valvole coniche di fondo. La vibrazione indotta dalle tubazioni nel terreno ha un effetto di addensamento che ne aumenta la capacità portante.

Il suo permanere nel nuovo stato viene assicurato, in fase di estrazione

⁽¹⁾ Vedi la nota a pag. 133.



Fig. 7-26 - Fase di getto dei fori realizzati dalle colonne vibranti (Presspali).

delle tubazioni, dall'introduzione di calcestruzzo a basso tenore di cemento nella cavità od impronte lasciate dalle tubazioni, operazione che dà luogo alla formazione di pali di piccolo diametro. Tali pali quindi hanno non tanto la funzione portante quanto quella di mantenere lo stato del terreno trattato nelle nuove condizioni create dalla vibrocompattazione. Si tratta perciò di un procedimento che si articola sulla variazione fra volume iniziale e volume finale del terreno che si riflette in un aumento della sua densità e quindi delle sue capacità portanti.

La Presspali per la vibrocompattazione impiega generalmente terne di colonne vibranti, poiché si è dimostrato che l'infissione contemporanea di colonne multiple, invece che di colonne singole, porta a risultati più soddisfacenti (fig. 7-26).

Il risultato pratico che si ottiene in terreni sciolti, incoerenti, atti a sopportare, nelle condizioni originali, soltanto carichi specifici sino a 50 kN/m^2 , è l'aumento delle capacità portanti, dopo la compattazione, fino a valori di $400 \div 500 \text{ kN/m}^2$.

La densità dei punti di vibrocompattazione per metro quadrato di superficie da trattare varia da 1,5 a 2,5 punti/ m^2 che si traducono anche nella formazione di altrettanto frequenti *paletti* dovuti al riempimento delle impronte delle colonne con calcestruzzo. Quest'ultimo richiede un dosaggio di 150-200 kg di cemento (tipo 325) per m^3 di impasto ed inerti di pezzatura non superiore ai 20 mm di diametro medio.

Infine vale la pena sottolineare che questo metodo di vibrocompattazione presenta favorevoli aspetti di velocità esecutiva e che il materiale impiegato, calcestruzzo o malte, per il riempimento delle impronte cilindriche delle tubazioni vibroinfisse può essere confezionato con basso tenore di cemento in quanto destinato a svolgere le stesse funzioni del terreno compattato. Anche nelle considerazioni teoriche di portata i paletti risultanti dal riempimento delle impronte delle tubazioni vibroinfisse non vengono computati; si considera solo il comportamento statico dello strato di terreno vibrocompattato, nel suo insieme.

7-9 Pali per drenaggio del terreno (pali di sabbia).

I pali di sabbia sono costruiti infiggendo nel terreno con le normali attrezzature un tubo-forma sino alla profondità voluta e riempiendo il tubo stesso di sabbia vagliata di adatta granulometria.

Si ottiene così un palo o meglio un dreno di sabbia che ha una duplice funzione:

- a) costipamento del terreno per fondazioni particolari;
- b) drenaggio dei terreni argillosi soffici per accelerare il processo di consolidamento degli stessi.

Il palo di sabbia visto come palo portante di costipamento è raro e può essere usato solo nei casi in cui, per la presenza di acque aggressive nel sotto-

suolo, non sia possibile l'impiego del calcestruzzo. Terzaghi cita ad esempio il caso di una fondazione a Norimberga in cui per la presenza nel sottosuolo di acque contenenti 14 mg di anidride carbonica per litro, la fondazione fu appoggiata su terreno costipato con pali di sabbia.

I *pali di sabbia* hanno avuto in questi ultimi tempi impieghi sempre più vasti e ottimi risultati come pali drenanti. Vanno applicati con discernimento dopo aver studiato in laboratorio le caratteristiche del sottosuolo, i tempi e le percentuali di consolidamento.

Se un rilevato appoggia sopra un terreno argilloso non consolidato e saturo d'acqua, il sovraccarico sarà in un primo tempo sopportato intieramente dall'acqua dei pori; data la scarsa permeabilità dell'argilla, il processo di consolidamento sarà assai lungo nel tempo.

Scopo dei dreni di sabbia è quello di accelerare il processo di consolidamento ed ottenere, in tempo assai inferiore, una solida base di appoggio del rilevato.

7-9-1 SVILUPPO STORICO.

I dreni verticali in sabbia furono proposti per la prima volta negli Stati Uniti nel 1925 da Daniel E. Moran per il consolidamento di strati profondi di terreno. Il procedimento fu brevettato nel 1926 e la prima applicazione si ebbe in corrispondenza ai rilevati di accesso del ponte sulla baia di S. Francisco-Oakland. Da qui ebbe inizio una serie di esperimenti di laboratorio e di controlli da parte del Compartimento Stradale della California che condussero ad una prima applicazione razionale del sistema drenante nel 1935 di cui abbiamo avuto comunicazione da O. J. Porter al 1° Congresso Internazionale di Meccanica del Terreno tenuto nel 1936.

Gli studi da parte del Corpo degli Ingegneri incominciarono nel 1941 contemporaneamente a quelli di Terzaghi. Mentre le prime applicazioni erano fondate su basi empiriche, tra il 1940 e 1942 fu applicata ai dreni di sabbia la teoria di Terzaghi sul consolidamento degli strati compressibili ad opera soprattutto di Barron ⁽¹⁾. Solo nel 1957-58 fu messa in evidenza l'influenza delle caratteristiche del terreno sulla progettazione dei dreni e la variabilità delle costanti del terreno stesso ad opera dello stesso Moran ⁽²⁾ con un importante studio ricordato generalmente come *Rapporto sui dreni di sabbia* di cui venne data comunicazione anche da Richart (1957) sui Proceedings dell'A.S.C.E.

In Italia, a conoscenza dello scrivente, la prima importante comunicazione sull'impiego dei dreni di sabbia è stata fatta da Meardi nel 1957 al IV Congresso Internazionale di Geotecnica e nel 1959 al IV Convegno di Geotecnica di Padova.

Negli stessi anni (1958) Jelmoni ha applicato il procedimento basato sugli studi di Barron nel progetto di una diga in Medio Oriente. Da allora le applicazioni in Italia, particolarmente nel campo autostradale ed aeroportuale sono state frequenti.

⁽¹⁾ R.A. BARRON, "Consolidation of fine grained soils by drain wells", Transaction A.S.C.E., 1948.

⁽²⁾ MORAN *et al.*, *Study of deep soil stabilization by vertical sand drains*, US Dept. of Commerce, Office Tech. Serv., Washington D.C., 1958, p. 192.

7-9-2 IL CONSOLIDAMENTO CON I DRENI IN SABBIA.

La teoria universalmente accettata è quella fondamentale di Terzaghi che assimila il terreno ad un insieme solido-liquido che come tale reagisce alle sollecitazioni esterne: allorchè una pressione viene esercitata sul terreno (un rilevato o una pesante costruzione ad esempio) il terreno stesso tende a riavvicinare le particelle solide che lo costituiscono e ad espellere l'acqua contenuta nei pori. Il fenomeno si manifesta con una sovrappressione nell'acqua interstiziale, che può essere agevolmente misurata a mezzo di *piezometri* alle diverse profondità. È intuitivo che l'acqua contenuta nei pori tenderà a defluire verso gli strati di materiale a maggiore permeabilità, nelle zone cioè dove le pressioni scendono più rapidamente dando luogo al gradiente idraulico necessario ad imprimere lo stesso deflusso dell'acqua.

Se si considera la nota equazione che fornisce la resistenza al taglio di un terreno (1-5)

$$\tau = c + (\sigma_z - u) \operatorname{tg} \varphi$$

nel caso di applicazione repentina del carico la pressione viene sopportata unicamente dall'acqua interstiziale ($\sigma_z = u$) per cui il secondo termine del secondo membro dell'equazione è nullo e la resistenza al taglio è fornita dalla sola coesione che rappresenta pertanto in tal caso il valore minimo.

È intuitivo che permettendo un deflusso rapido dell'acqua la pressione dei pori si mantiene a valori inferiori a σ_z e la resistenza al taglio sarà direttamente proporzionale al valore $(\sigma_z - u)$. Tanto più è facilitata l'espulsione dell'acqua, tanto più rapida sarà la diminuzione di u e quindi l'incremento di τ : la velocità di espulsione dell'acqua dipende dalla permeabilità del terreno secondo la legge di Darcy: la differenza tra la pressione idrostatica dell'acqua contenuta nei pori del terreno argilloso e quella nei dreni permeabili causa un flusso verso i dreni di sabbia. Di conseguenza l'eccedenza di pressione nei pori dell'argilla è ridotta e l'argilla stessa subisce un processo di consolidamento che aumenta la resistenza al taglio. Il diagramma di consolidamento con i dreni è molto più rapido in quanto è funzione della distanza che un particella d'acqua deve percorrere per raggiungere un'area di pressione neutra. Con i dreni di sabbia l'acqua deve solo percorrere un piccolo tratto orizzontale invece che percorrere distanze assai maggiori come quelle verticali per raggiungere la superficie del terreno. Si aggiunga poi che la permeabilità media orizzontale (per la frequenza, negli strati argillosi, di straterelli sabbiosi intercalati) è in genere maggiore della permeabilità media verticale.

Si può ritenere che qualsiasi terreno costituito da materiale soffice e poco permeabile sia consolidabile mediante drenaggi verticali: l'esperienza dei lavori eseguiti ha indicato come ottimi risultati siano conseguibili con terreni dei gruppi delle sabbie fangose, delle argille contenenti o meno sabbie e delle sabbie fangose con inclusioni di torbe, quando la permeabilità sia inferiore a 10^{-5} ÷ 10^{-6} cm/sec. Ovviamente tanto più vicini saranno i dreni e tanto più grossi di diametro, tanto maggiore sarà l'ammontare del consolidamento.

Dal punto di vista pratico ed economico vi è un limite al diametro dei dreni ed al loro interasse. I pali di sabbia sono collegati in sommità da uno strato di sabbia di spessore variabile (minimo 50 cm) che si deve estendere almeno per m 1,50 al di fuori del piede del terrapieno o della fondazione.

In pratica, nel caso di un rilevato, il lavoro si svolge nel modo seguente (fig. 7-27):

a) tolto il primo strato superficiale di humus vegetale si stende sul terreno un letto di sabbia su tutta la zona di lavoro;

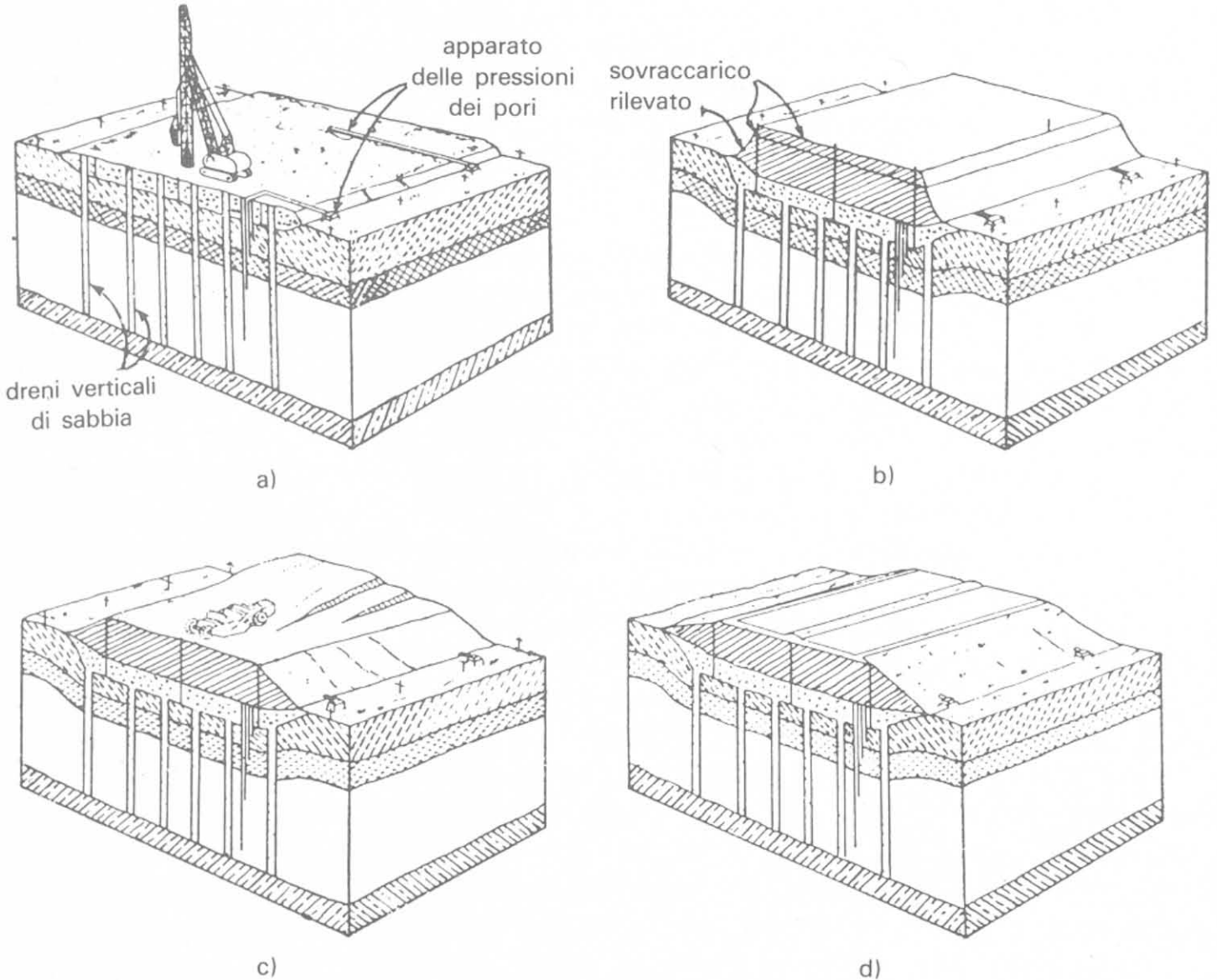


Fig. 7-27.

b) si eseguono i *pali di sabbia* sino a raggiungere lo strato compatto di argilla;

c) si stendono, in taluni casi, attraverso il letto di sabbia dei *tubi porosi* di drenaggio che terminano in un canale di raccolta lungo i lati della strada;

d) si sistema lo strato di sabbia e si procede al sovraccarico di terra che costituisce il rilevato stradale;

e) si dispone, se occorre, ulteriore terra oltre la sagoma del rilevato;

f) avvenuto il consolidamento e visto che nessun ulteriore movimento è in atto, si toglie il sovraccarico di terra (se esiste) e si provvede alla costruzione della pavimentazione stradale.

La sabbia impiegata nei dreni deve essere più grossa di quella del letto superficiale. Deve essere ben pulita, omogenea, lavata e di adatta granulometria. In mancanza è meglio impiegare misto di fiume pulito e vagliato.

7-9-3 ANALISI TEORICA.

L'analisi approssimata dei tempi di consolidamento con i dreni in sabbia può essere fatta considerando che questi sono direttamente proporzionali ai quadrati degli spessori dei terreni considerati: avremo:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}$$

essendo h_1 e h_2 le massime distanze percorse dall'acqua interstiziale.

Si abbia ad esempio un campione di laboratorio dello spessore di 50 mm ($h_1 = 25$ mm) che raggiunge il 90% del consolidamento in 60 minuti. In quanto tempo uno strato dello stesso terreno di 5 metri ($h_2 = 2,5$ m) raggiunge lo stesso grado di consolidazione senza dreni in sabbia e con i dreni posti a 2 metri di interasse?

Senza i dreni avremo:

$$\frac{1 \text{ h}}{t_x} = \frac{25^2 \text{ mm}}{2500^2 \text{ mm}}$$

da cui $t_x = 10\,000$ ore = 14 mesi.

Se si impiegano dreni di sabbia, pur riconoscendo che il calcolo è molto approssimato in quanto ridotto a due dimensioni invece che a tre, considerando un interasse di 2 m ($h = 1$ m) il tempo per ottenere lo stesso grado di consolidazione diventa:

$$1 \text{ h} \times \left(\frac{1000}{25} \right)^2 = 1600 \text{ ore} = 2 \text{ mesi circa.}$$

Nonostante l'approssimazione del calcolo è logico concludere che nel primo caso la fondazione continuerebbe a cedere per oltre un anno, mentre con i dreni di sabbia l'assestamento si sarebbe completato in poco più di due mesi.

La soluzione di Barron, riassunta nel diagramma della fig. 7-28, fornisce i valori del *fattore di tempo* T (cfr. paragrafo 1-9) nel caso di drenaggio radiale in direzione orizzontale per differenti valori del rapporto $n = \frac{d_e}{d_w}$ dove d_e è il diametro effettivo del cilindro di terra all'interno del quale l'acqua può fluire verso il dreno, e d_w il diametro del dreno stesso (fig. 7-29).

Trascurando la permeabilità verticale, nel caso di presenza di dreni di

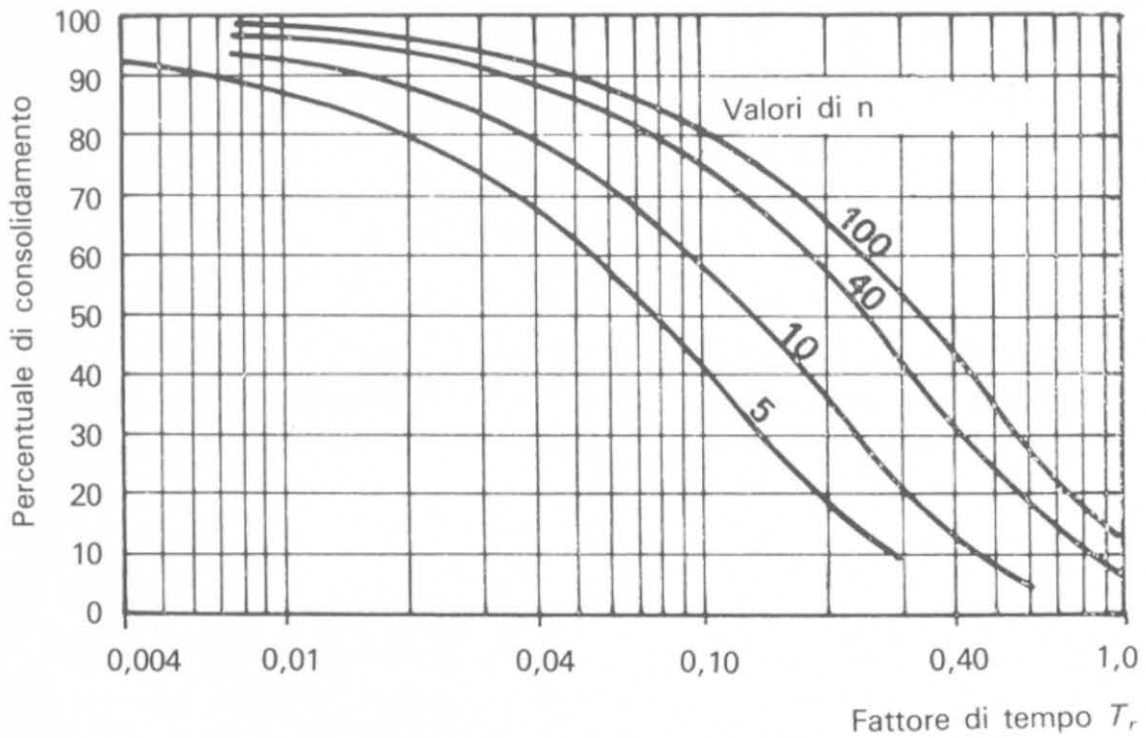


Fig. 7-28.

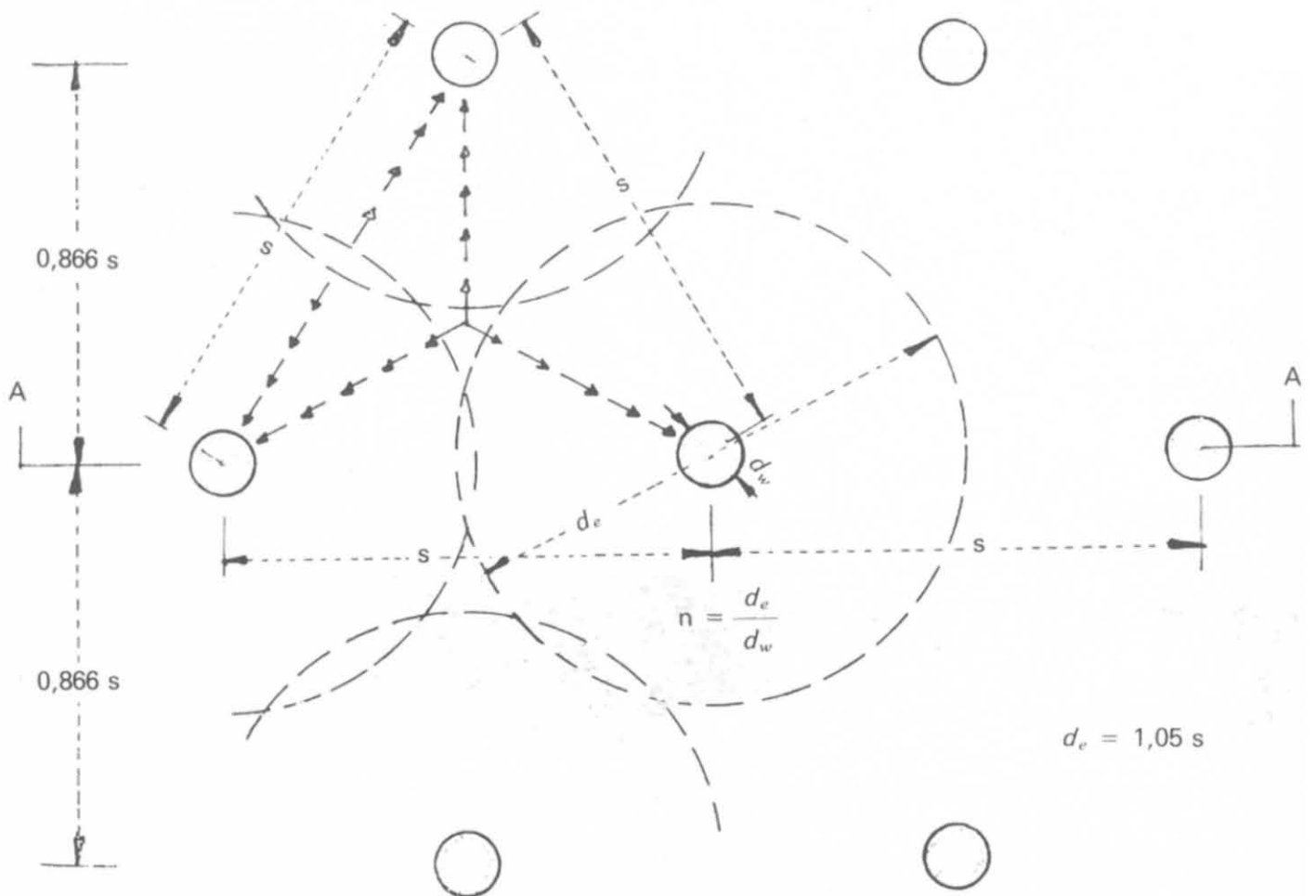


Fig. 7-29 - Disposizione dei dreni di sabbia.

sabbia, il tempo occorrente per ottenere un dato indice di consolidamento U , è espresso dall'equazione:

$$t = T_r \frac{d_e}{C_v} = \frac{T_r \gamma_a \alpha d_e^2}{k_h (1 + e)} \quad (7-1)$$

dove:

T_r = fattore di tempo per consolidazione radiale

γ_a = peso specifico dell'acqua

α = coefficiente di compressibilità

d_e = diametro del volume cilindrico di terra come prima considerato

k_h = permeabilità orizzontale del terreno

C_v = coefficiente di consolidamento.

Il diagramma di Barron della fig. 7-28 fornisce i valori di T_r per alcuni valori di n (5 - 10 - 40 - 100).

Il calcolo procede nel modo seguente:

1) si determini, con prove in sito o in laboratorio il valore medio di *permeabilità orizzontale* del terreno considerato, k_h ;

2) si determini, e qui è il punto più importante dell'analisi, il tempo limite occorrente nel quale il terreno debba aver raggiunto l'indice di consolidamento U ;

3) stabiliti i valori t e U si determina il coefficiente di consolidamento C_v ;

4) dal diagramma di Barron si trova il valore T_r corrispondente alla

percentuale U richiesta ed al rapporto $n = \frac{d_e}{d_w}$;

5) si calcola infine il diametro effettivo del cilindro d_e della zona di influenza con la formula derivata dalla (7-1)

$$d_e^2 = \frac{t \cdot C_v}{T_r}$$

Dopo alcuni tentativi è semplice determinare il rapporto n più economico e praticamente realizzabile.

Durante l'installazione dei dreni, tanto più se si impiegano attrezzature a percussione, il terreno circostante il dreno può risultare rimaneggiato con una permeabilità inferiore a quella del terreno indisturbato. Se i dreni scaricano, come avviene nella quasi totalità dei casi, su uno strato di sabbia si deve tener conto della resistenza che questa offre al deflusso stesso dell'acqua e considerare tutto ciò appropriatamente nel calcolo. Quanto ho già detto per i pali, vale anche per i dreni di sabbia che non sono una « panacea » per ogni fondazione difficile; Cedergren (1967) cita il caso di un importante progetto in cui fu sottovalutata la diminuzione di permeabilità causata dalle modalità esecutive del dreno, per cui un rilevato, che avrebbe dovuto raggiungere, senza

inconvenienti, l'altezza di 10 metri in dodici mesi, franò completamente a soli 5 metri di altezza.

Anche allo scrivente la prima applicazione di pali di sabbia realizzata nel 1957 si trasformò in un parziale insuccesso per aver sottovalutato, in un terreno a stratificazioni inclinate, la possibilità di scorrimento dello strato e la rottura dei dreni stessi.

Per contro sono frequenti risultati positivi ogniqualvolta il comportamento del dreno di sabbia ed i coefficienti caratteristici del terreno siano stati ben interpretati ed il lavoro correttamente eseguito con le attrezzature più appropriate.

È molto importante rilevare, durante l'esecuzione della soprastruttura, cioè durante l'applicazione del carico, gli assestamenti alle varie profondità e la pressione interstiziale nello strato considerato.

I primi si possono rilevare con speciali sonde ad *elica* formate da tubazioni concentriche ognuna delle quali rimane solidale con lo strato orizzontale nel quale è posta l'*elica*; la pressione interstiziale si misura con i piezometri e tra questi il più noto è quello di Casagrande.

7-9-4 ALCUNE APPLICAZIONI DI PALI DI SABBIA.

Una applicazione si è avuta nella costruzione dell'autostrada Bruxelles-Ostenda. Sul percorso di questo tronco vi era una depressione del terreno dove un ruscello raccoglieva le acque della zona circostante, il cui sottosuolo era composto di strati alluvionali poco compatti a forte tenore di acqua. L'autostrada supera questa depressione su un riporto di 19 m di altezza con una larghezza di 60 m alla base.

L'equilibrio generale del riporto poteva risultare compromesso e fu quindi decisa l'esecuzione di pali di sabbia per consolidare il terreno. Furono eseguiti 960 pali di una lunghezza di circa metri 6,50 mediante l'affondamento del tuboforma col sistema Franki. Lo strato superiore di terra vegetale fu inizialmente asportato e su tutta la superficie fu sparso uno strato di sabbia di un metro di spessore. Partendo da questo strato i pali di sabbia, disposti ad interasse di 3 m, raggiunsero con la parte inferiore il terreno compatto, mentre la parte superiore era a contatto diretto con lo strato di sabbia.

La pressione esercitata dal terrapieno successivamente costruito sul terreno naturale spingeva l'acqua esistente in esso verso i pali, e quindi verso lo strato di sabbia superficiale, e da qui mediante canaletti opportunamente predisposti sino ai lati della scarpata.

Gli assestamenti del rilevato furono misurati regolarmente e dopo otto mesi dall'inizio del riempimento fu registrato un cedimento massimo di 57 cm.

Alcune piste dell'aeroporto di New York subirono degli assestamenti notevoli per consolidamento degli strati sottostanti. L'esame del terreno indicò un contenuto d'acqua variabile dal 60 al 110% e un indice di plasticità 55. La resistenza al taglio con espansione laterale libera, variava da 10 a 30 kN/m².

Tra le soluzioni proposte per rimediare agli inconvenienti fu scelta quella del consolidamento con dreni di sabbia tanto più che la terra necessaria per effettuare il sovraccarico sarebbe stata utilizzata per altri lavori nelle vicinanze.

Si costruì uno strato di sabbia su tutta la zona di lavoro e da questa una serie di pali di sabbia di 50 cm posti ad interasse variabile da 3 a 3,60 m secondo le zone. A lavoro ultimato si applicò un sovraccarico di terra di m 3,6 (circa 60 kN/m^2). Il cedimento massimo si ottenne dopo 6 mesi: dopo questo periodo fu tolto il sovraccarico e non si notò più alcun importante ulteriore assestamento. Le piste sono in funzione dal 1952.

In Italia sono stati applicati per il consolidamento del terreno di fondazione degli argini e delle opere d'arte dello scolmatore di piena dell'Arno e se ne è avuta comunicazione negli atti del III Congresso di Geotecnica (1957).

L'esecuzione di molti lavori ha dimostrato che i drenaggi verticali con pali di sabbia danno dei risultati soddisfacenti su terreni del gruppo delle sabbie argillose, delle argille più o meno sabbiose e delle sabbie argillose con inclusione di torba.

Una interessante applicazione dei dreni di sabbia si è avuta per la realiz-



Fig. 7-30 - Posa di dreni Sandwich (Cementation).

zazione degli impianti SNAM a Panigaglia (La Spezia). Furono eseguiti 7500 dreni lunghi in media 14 m, parte anche in mare con le attrezzature montate su natanti, allo scopo di accelerare il consolidamento del fondale marino costituito da limi argillosi molto compressibili, per poter sopportare il peso complessivo del costruendo rilevato.

7-9-5 DRENI SANDWICH.

L'effetto drenante è indubbiamente inferiore a quello che si ottiene nei normali dreni di sabbia con diametro di 30 ÷ 40 cm (e perciò a parità di risultati se ne dovranno impiegare di più), ma indubbiamente questa variante *Sandwich* (8-10 cm di diametro) al palo di sabbia offre alcuni vantaggi.

In un certo senso possiamo dire che è un dreno « prefabbricato » realizzato riempiendo di sabbia un tubo flessibile, permeabile ed indistruttibile che viene infilato in un foro realizzato nel terreno con una comune trivella con o senza tubi di rivestimento (fig. 7-30).

I vantaggi che il sistema offre rispetto ai pali di sabbia convenzionali sono:

- 1) impiego di attrezzature di limitato costo, ingombro e peso;
- 2) rapidità di preparazione del foro;
- 3) impossibilità di interruzione del dreno. Questo è molto importante nel caso in cui si verificano nel sottosuolo deformazioni plastiche in seguito all'applicazione del carico. Il dreno *Sandwich* potrà deformarsi, ma non interromperà la sua funzione drenante.

7-9-6 DRENI PREFABBRICATI.

Nel 1950 circa lo svedese Kijelman sviluppò il concetto della utilizzazione di una sottile striscia di carta assorbente al posto della sabbia. Da questo concetto si sono sviluppati i dreni che utilizzano uno scheletro di materiale plastico e sono rivestiti di materiale filtrante.

A partire dal 1970 si è sviluppata una serie di *dreni prefabbricati* che prevedono l'inserimento di un profilato metallico o di PVC racchiudente al suo interno l'elemento drenante che viene posto in opera in modo continuo e tagliato all'altezza voluta.

Nella costruzione della stazione elettrica di Porto Tolle ⁽¹⁾ sono stati utilizzati dreni (geodrain) costituiti da tubi di plastica flessibile ed a parete ondulata del diametro nominale di 52 mm, avvolti all'esterno da un rivestimento filtrante in carta che appoggia sulle creste delle ondulazioni. Si vengono così a creare dei canaletti compresi tra carta e parete del tubo stesso. L'estremità inferiore del dreno è chiusa da una puntazza metallica che costituisce anche l'elemento di penetrazione durante la posa del dreno. Un tubo esterno di ac-

(1) Atti del XIII Congresso Nazionale di Geotecnica, AGI, 1978. Vedi anche S. HANSBO e B. TORSTENSSON, "Geodrain and other vertical drain behaviour", Atti IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Tokyo, 1977.

ciaio, che viene recuperato, spinge direttamente sulla puntazza. La puntazza a perdere tiene ancorato il dreno agli strati profondi.

A Porto Tolle furono infissi 6000 dreni verticali disposti a maglia quadrata di lato 3,40 m spinti sino a 26 m di profondità. Questi tipi di dreni prefabbricati in seguito ad alcuni insuccessi sono stati oggetto di studi particolari sulla durata nel tempo, sullo stato di degradazione della carta drenante per l'azione batterica e sulla possibilità di modificare la composizione allo scopo di garantire la conservazione per periodi relativamente lunghi (vedi Atti citati).

Un tipo che risponde ai requisiti di resistenza sia verso l'azione batterica che verso l'aggressione chimica sembra sia l'Alidrain ideato da Oleg Wager dell'Istituto Geotecnico Svedese (1978). Il dreno è costituito da una striscia in PVC munita di una serie di "chiodi" di diversa altezza da ambo le parti avvolta in uno speciale filtro di cellulosa che permette il passaggio dell'acqua e non delle particelle di terreno. Il coefficiente di permeabilità del filtro è 3×10^{-4} cm/s paragonabile a quello della sabbia fine e la resistenza alla pressione 300 kN/m².

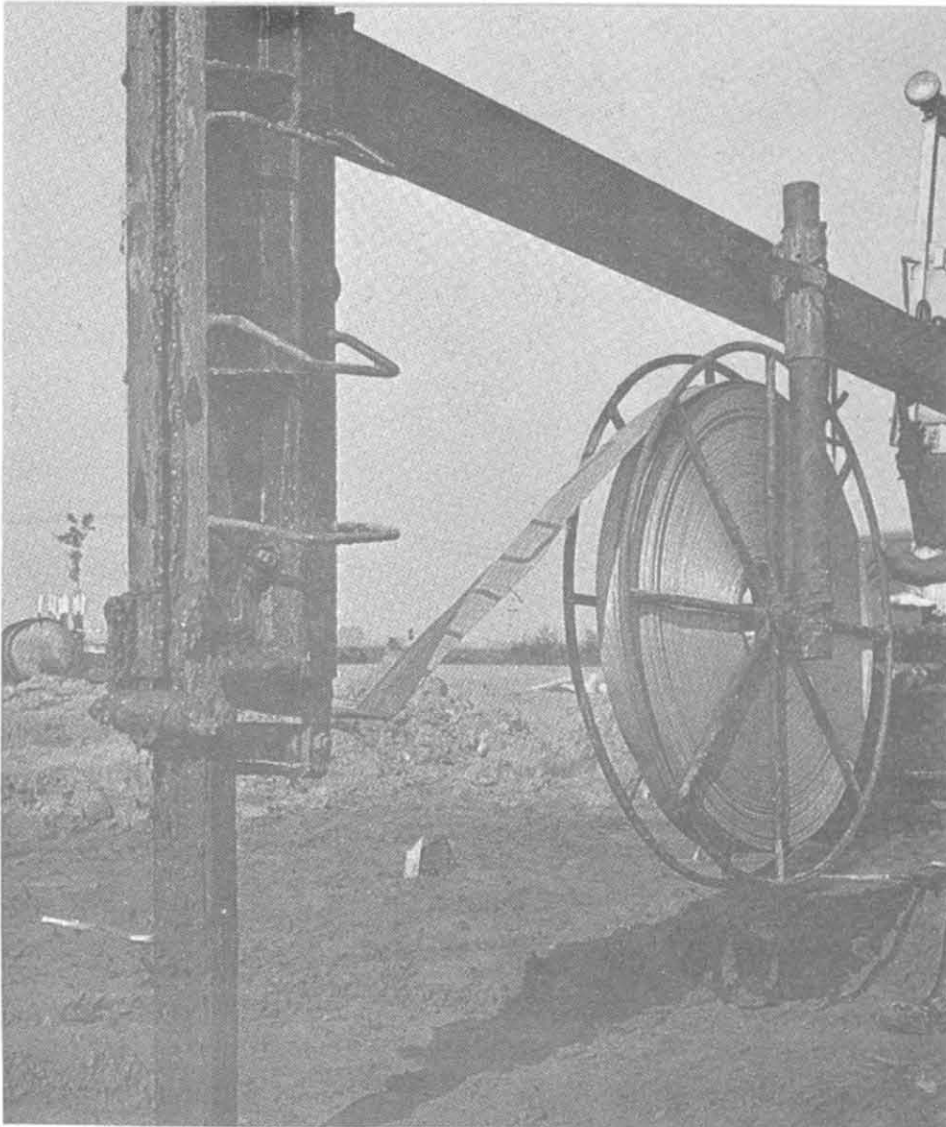


Fig. 7-31 - Infissione di un Mebra-Drain.

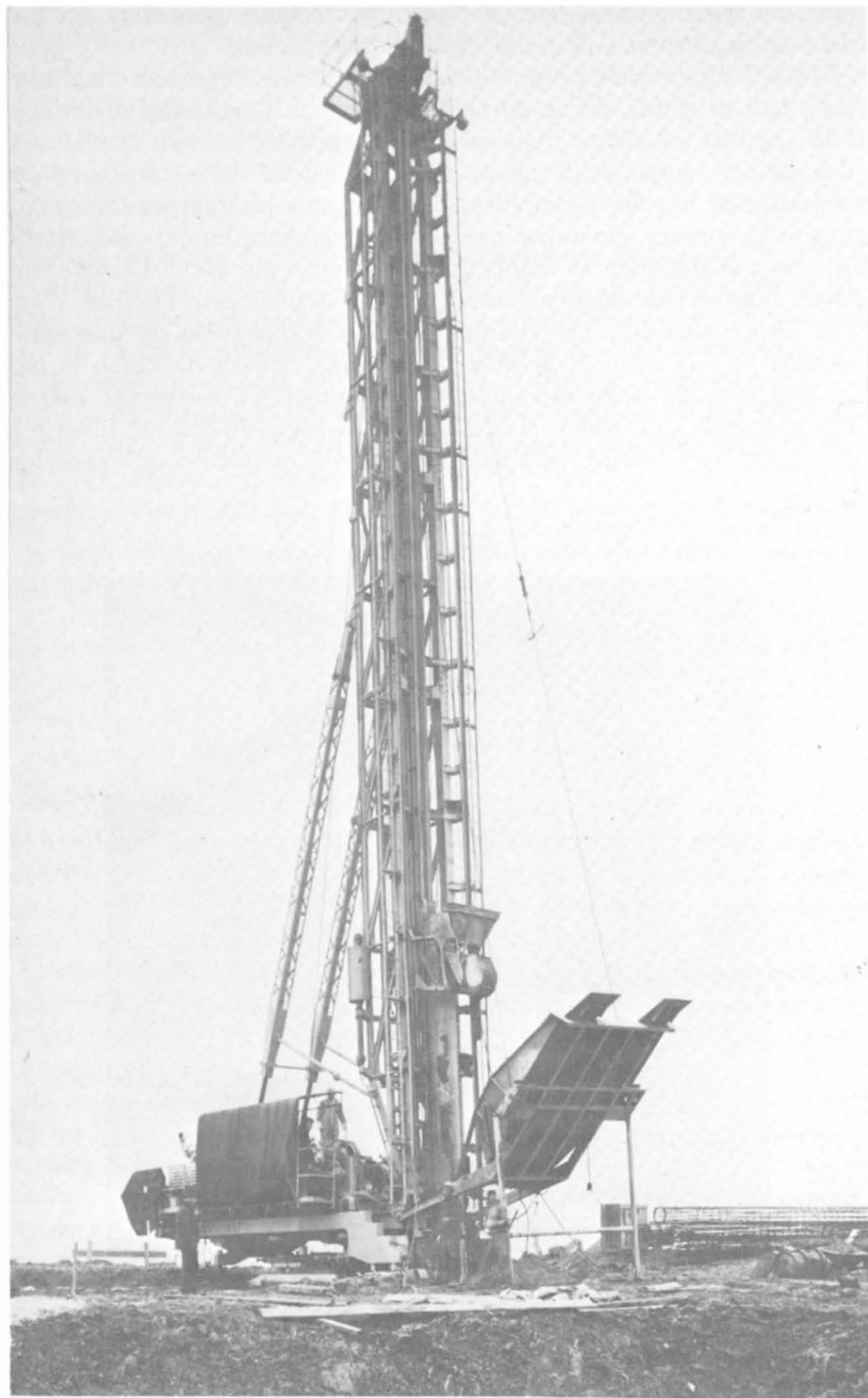


Fig. 7-32 - Attrezzatura per l'esecuzione di pali di sabbia (Franki).

Un altro tipo paragonabile al precedente è il Mebra-Drain costituito da una striscia di tessuto di polipropilene ad alta permeabilità. È confezionato in rotoli da 250 m (fig. 7-31).

La capacità di scarico verticale è paragonabile a quella ottenuta da un palo di sabbia di 30 cm di diametro.

7-9-7 ESECUZIONE DEL PALO DI SABBIA.

Per l'esecuzione di questi pali drenanti sono impiegati vari tipi di attrezzature con caratteristiche differenti. Sostanzialmente sono:

a) *Rotazione a secco*. Sono impiegate col presupposto che le pareti del foro non franino: sono in tutto simili alle attrezzature per pali di grande diametro o per sondaggio profondo.

b) *Rotary con acqua in pressione*. Anche in questo caso vi è il presupposto che il foro rimanga aperto con il flusso di acqua che porta i detriti in superficie. In talune formazioni di silt e di limi ciò non è sempre possibile.

c) *Infissione di un tubo metallico senza asportazione del terreno*. Il tubo è infisso nel terreno con un normale battipalo utilizzando un tappo di fondo (fig. 7-32). Successivamente il tubo viene riempito di sabbia ed estratto dal terreno. In determinati terreni si provoca un costipamento ed una impermeabilizzazione delle pareti del foro che ritarda l'azione drenante.

d) *Infissione di un tubo con terebrazione del terreno*. Si esegue con una normale attrezzatura per pali trivellati, ma è senz'altro antieconomico rispetto alle altre soluzioni.

Il metodo più comune e più economico per installare i dreni è quello indicato al punto c) ma è certamente quello teoricamente meno valido: esso produce infatti rimaneggiamento e diminuzione della permeabilità del terreno circostante, elementi entrambi controproducenti per la riuscita del consolidamento di cui pertanto è necessario tener conto nella valutazione delle caratteristiche dei terreni.

CAPITOLO VIII

DIAFRAMMI AD ELEMENTI

8-1 Palancole: generalità.

Le palancole formano una classe particolare di pali, e sono costituite da elementi isolati infissi nel terreno, a contatto, tali da costituire un diaframma, atto a resistere a pressioni laterali. Secondo la natura del materiale possono essere in legno, in ferro o in cemento armato; un tipo particolare di diaframma è la tura di pali trivellati.

Le palancole sono oggi impiegate non solo come opere provvisorie per permettere il prosciugamento e lo scavo del terreno, ma anche come strutture portanti di fondazione e nella ripresa di opere danneggiate o scalzate dalla erosione delle acque. Sostituiscono in molti casi le fondazioni ad aria compressa o procedimenti speciali quali il congelamento del terreno, la silicizzazione, ecc.

La scelta del tipo di palancole dipende dal genere e dall'importanza del lavoro da eseguire: accenneremo alle caratteristiche principali soffermandoci sui tipi oggi impiegati per la costruzione di diaframmi definitivi ed opere di fondazione. Rimandiamo per quanto esula dai limiti di questo volume alla nota opera del Santarella (vedi bibliografia) nel capitolo che riguarda le fondazioni idrauliche con prosciugamento.

8-1-1 PALANCOLE IN LEGNO.

Come per i pali in legno, l'impiego di queste palancole risale alle più remote antichità, all'epoca delle città lacustri. Il legname impiegato è in genere il faggio e l'abete di buona qualità: lo spessore delle tavole varia da 8 a 12 cm di media e la larghezza è la maggiore possibile (25 ÷ 30 cm). Le giunzioni sono eseguite con codette o con battenti, come indicato in fig. 8-1; i pannelli sono delimitati da pali di legno ad intervalli di 1,50 ÷ 2,00 m controventati orizzontalmente.

Per l'infissione le palancole sono armate sulla testa provvisoriamente da una ghiera metallica: in terreno consistente è opportuno munirle di una puntazza al piede come per i pali di legno.

Il loro impiego è naturalmente limitato ad opere provvisorie di piccola entità e per profondità non superiori a 3 ÷ 4 m.

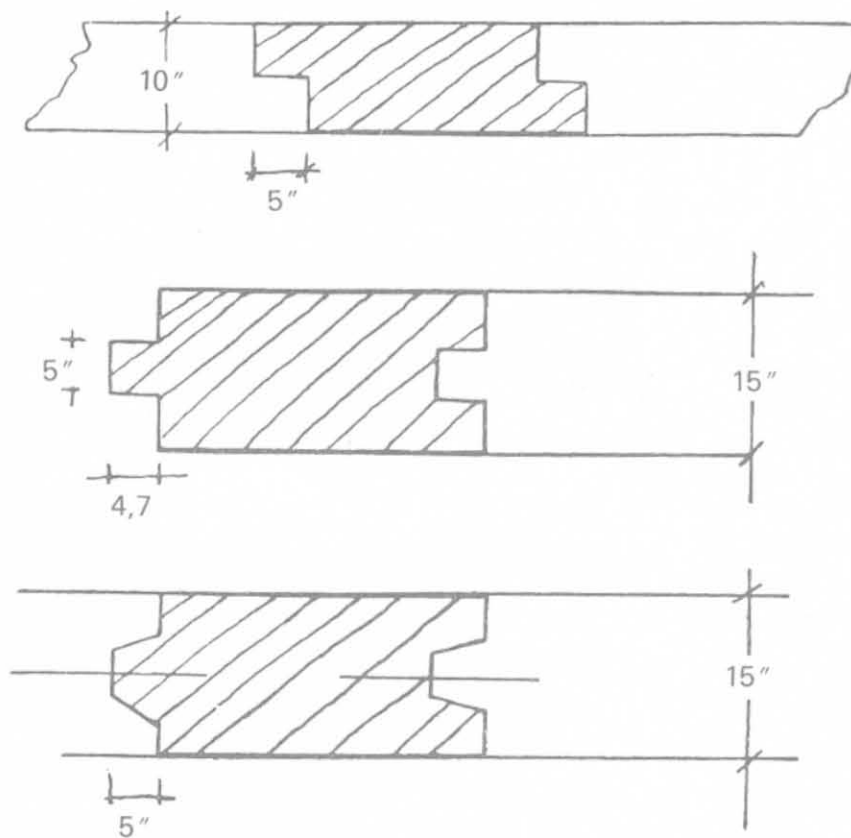


Fig. 8-1.

8-1-2 PALANCOLE METALLICHE.

Il primo impiego di profilati di ferro come palancole risale alla fine del secolo scorso negli Stati Uniti. In Europa furono introdotte nel mercato le prime palancole Larssen, in Germania, nel 1903. Da quell'epoca ad oggi numerose sono state le applicazioni sia come mezzi d'opera che come elementi definitivi di costruzione. Esistono in commercio diversi tipi di palancole caratterizzate dalla sezione del profilato e dalla natura dell'acciaio, tutti più o meno equivalenti. Essi debbono rispondere ai seguenti requisiti fondamentali:

- a) grande resistenza agli sforzi di flessione. Leggerezza ed ingombro minimo;
- b) facilità di infissione e scorrevolezza tra le giunzioni dei diversi elementi. Impermeabilità delle giunzioni;
- c) facilità di estrazione e possibilità di reimpiego. Lunga durata.
- d) trattamento anticorrosivo nelle opere permanenti.

In confronto agli altri tipi di palancole, in legno od in cemento armato, quelle metalliche presentano indiscutibili vantaggi:

- 1) Ne è possibile l'infissione in terreni alluvionali (entro certi limiti) là dove le palancole in c. a. o in legno si romperebbero o perderebbero la loro impermeabilità.

2) L'infissione è rapida e lo scuotimento del terreno è minimo. È possibile costruire palancolati metallici a difesa di costruzioni esistenti e vicino ad esse per permettere l'esecuzione di grandi scavi, senza recare alcun danno alle opere.

3) È possibile il reimpiego, ciò che non è con le palancole in legno o in cemento armato, e per questo esse si prestano maggiormente alle opere provvisorie.

4) L'elevata resistenza alla flessione permette l'impiego di palancole molto lunghe (20 m).

Per ottenere una buona resistenza alla flessione, i profili delle palancole metalliche sono ondulati, ma l'altezza dell'ondulazione è limitata dalle possibilità di laminazione dell'acciaio. Secondo il tipo di giunzione adottato le palancole si dividono in:

a) PALANCOLE A «U» (fig. 8-2). — Il giunto si trova sull'asse di simmetria del diaframma (tipi Larssen-Carnegie).

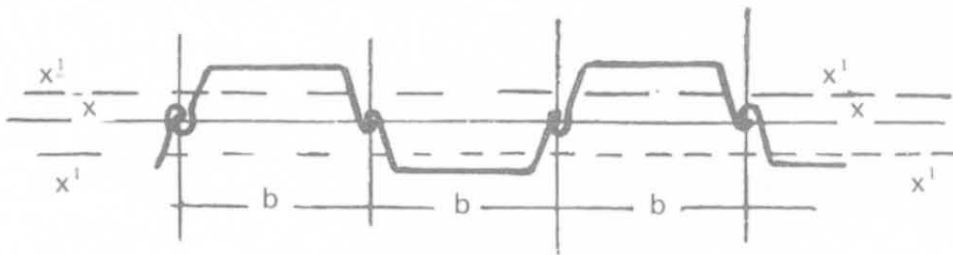


Fig. 8-2.

b) PALANCOLE A «S». — Il giunto è sempre sull'asse di simmetria, ma è uno su due (fig. 8-3). In questo tipo gli assi principali di inerzia X^1X^1 sono

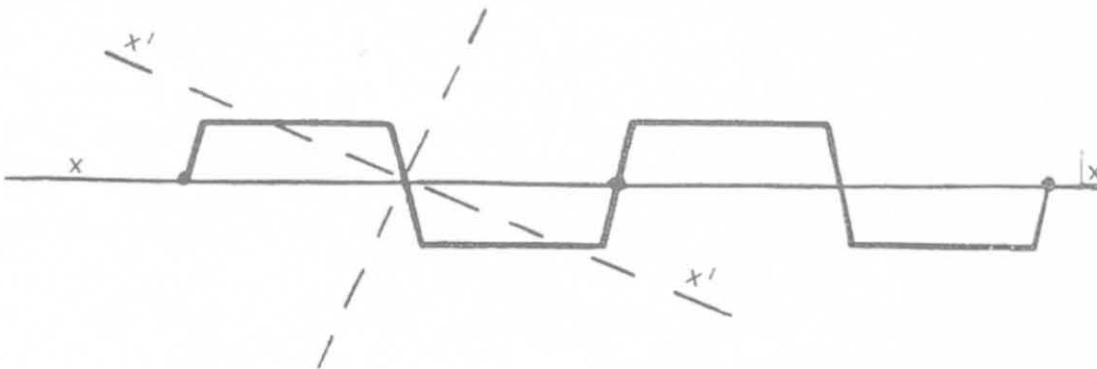


Fig. 8-3.

inclinati rispetto all'asse di simmetria XX tutti nello stesso senso, mentre nel caso precedente erano paralleli.

c) PALANCOLE A «Z». — Il giunto non si trova sull'asse di simmetria ma a metà dei punti di intersezione con l'asse (fig. 8-4) (tipo Krupp-Hoesch).

Gli assi principali di inerzia X^1X^1 sono inclinati rispetto all'asse di simmetria XX , ma hanno direzioni inverse.

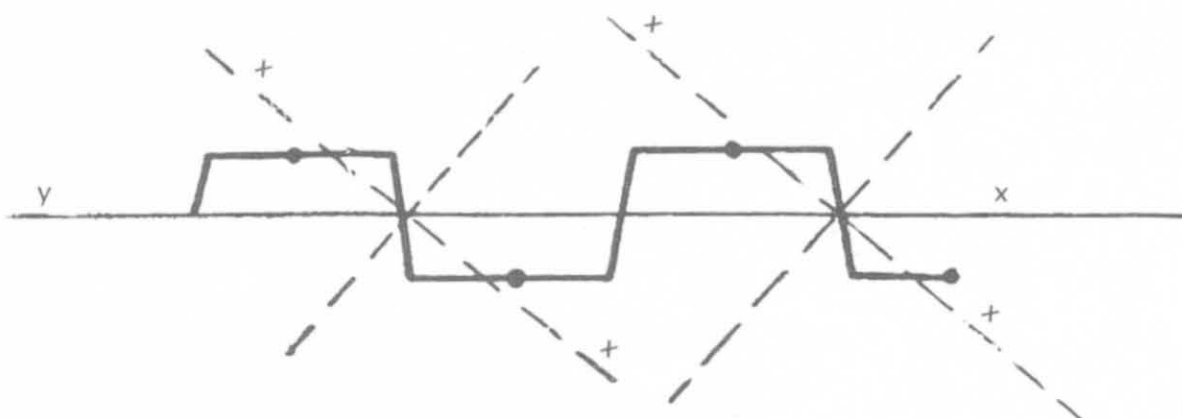


Fig. 8-4.

d) PALANCOLE A SEZIONE CHIUSA O TUBOLARE. — Il profilo è ottenuto dalla riunione di due profili ordinari a sezione chiusa ed è studiato per ottenere elevati moduli di resistenza (fig. 8-5). Possono essere eventualmente riempite di calcestruzzo.



Fig. 8-5.

Il peso di un palancoleto metallico varia entro grandi limiti da 500 a 5000 kN a m². Nella tabella VIII-1 sono indicate alcune caratteristiche delle palancole di impiego più corrente.

TABELLA VIII-1

Profilo Larssen	Lar- ghezza utile mm	Altezza mm	Spessore mm	Sezione di 1 m corrente cm ²	Peso (N)		Modulo <i>I_x</i> per metro cm ³	Momento <i>J</i> di pa- rete cm ⁴	Raggio di inerzia cm
					1 m di palan- cola	1 m di parete			
00	325	75	5,0	71,4	182	562	128	476	2,58
I C	405	100	6,5	93	296	732	257	1 285	4,63
I a	400	126	6,6	104	328	820	380	2 470	4,87
I	400	150	7,8	121	400	1000	500	3 696	5,53
II	400	200	10,0	156	488	1220	849	8 486	7,38
II n	400	270	9,7	156	488	1220	1 100	14 850	9,75
III	400	247	14,0	197	620	1550	1 363	16 831	9,21
III n	400	290	13,0	197	620	1550	1 600	23 200	10,83
IV	400	310	15,5	239	748	1870	2 037	31 579	11,50
IV n	400	360	14,8	236	740	1850	2 200	39 600	12,94
V	420	344	21,0	303	1000	2380	2 962	50 943	12,97
VI	420	440	22,0	374	1234	2930	4 170	91 740	15,66
X a	450,8	200	12,7	171	602	1340	631	6 310	6,08

Indichiamo con M il momento flettente massimo in valore assoluto, cui è sottoposto un palancolato per metro lineare corrente, e con σ_f la sollecitazione massima consentita al metallo. Avremo:

$$W = \frac{M}{\sigma_f}$$

Il modulo di inerzia rispetto all'asse di simmetria XX non sarà in genere uguale al modulo di inerzia reale della palancola, ma sarà:

$$W = \eta W_{xx}$$

essendo η un coefficiente essenzialmente sperimentale che dipende dal tipo di palancola, e che secondo alcune esperienze sembrerebbe essere

$$\begin{aligned} &0,75 \text{ circa per le palancole a « U »} \\ &0,85 \text{ » » » » a « S »} \\ &1,00 \text{ per le palancole a « Z ».} \end{aligned}$$

Chiamiamo *coefficiente di economia* il rapporto W/P tra il modulo di inerzia ed il peso di un elemento di palancola: esso esprime l'efficacia di 1 kg di metallo.

Consideriamo un elemento lungo l , di sezione costante, sottoposto ad un carico complessivo P . La massima freccia è

$$f_m = \rho \frac{P \cdot l^3}{E J} \quad (8-1)$$

ed il coefficiente ρ dipende dalla natura della distribuzione del carico ($1/8$ se il carico è distribuito uniformemente).

Il momento massimo è

$$M = \mu P \cdot l$$

ed anche qui μ è un coefficiente noto, dipendente dalla distribuzione del carico.

Si ha allora

$$\sigma_{max} = \frac{M y}{J} = \mu \frac{P \cdot l \cdot y}{J} \quad (8-2)$$

Dalla (8-1) si ricava

$$\frac{f}{l} = \rho \frac{P \cdot l^2}{E J} \quad (8-3)$$

e dividendo membro a membro con la (8-2) elevata al quadrato,

$$\frac{f}{l \sigma_m^2} = \frac{\rho}{\mu^2} \frac{1}{P} \frac{1}{E} \frac{J}{y^2} \quad (8-4)$$

Poichè è $J = \Omega i^2$ (i = raggio di inerzia ed Ω area della sezione delle palancole) la (8-4) si trasforma in

$$\frac{f}{l \sigma_m^2} = \frac{\rho}{\mu^2} \frac{1}{P} \frac{\Omega}{E} \left(\frac{i}{y} \right)^2$$

Il volume di un elemento di palancole può così esprimersi

$$V = \Omega \cdot l = \frac{\mu^2}{\rho} P l \left[\frac{E}{\sigma_m^2} \frac{f}{l} \left(\frac{y}{i} \right)^2 \right]$$

cioè

$$V = \frac{\mu^2}{\rho} P l \left[\frac{E}{\sigma_m^2} \frac{f}{l} \frac{y}{v} \right] \quad (8-5)$$

in cui $v = \frac{i^2}{y}$.

Il volume, e quindi il peso, di una palancole è proporzionale a

$$\alpha = \frac{E}{\sigma_m^2} \frac{f}{l} \frac{y}{v} \quad (8-6)$$

il cui inverso $1/\alpha$ può essere assunto come coefficiente di attitudine alla flessione in quanto, per un dato caso, il peso della palancole sarà tanto più piccolo quanto $1/\alpha$ più grande.

In pratica per confrontare profili che alla stessa sollecitazione subiscono uguali flessioni relative f/l ed uguali tensioni σ_{max} basterà confrontare i coefficienti v/y oppure $(y/i)^2$: più grande sarà questo valore e più vantaggioso il profilo considerato.

8-1-3 PALANCOLE IN CEMENTO ARMATO.

Sono maggiormente usate come diaframmi in opere definitive, in quanto, a differenza delle palancole metalliche, non possono essere reimpiagate. Le palancole in cemento armato costruite fuori opera in cantiere hanno più o meno le stesse caratteristiche dei pali in c. a., con la differenza che le armature devono essere calcolate per resistere alle diverse sollecitazioni indotte dalla spinta della terra, acqua, ecc. Tutte le prescrizioni e raccomandazioni fatte per i pali in cemento armato valgono anche per le palancole (modalità di infissione, peso del maglio, difesa da agenti chimici, ecc.).

In fig. 8-6 sono riportati alcuni schemi più comuni di palancole in cemento armato. Per assicurare una maggiore impermeabilità dei giunti si eseguono, a infissione avvenuta, iniezioni di cemento attraverso opportuni fori e scanalature lasciate nel calcestruzzo.

Fra le palancole in cemento armato gettate direttamente nel terreno ricordiamo a titolo storico quelle della Franki: queste sono costituite da casseformi

metalliche di 1 m di larghezza e spessore $20 \div 30$ cm, in acciaio. Questi pannelli vuoti all'interno e senza fondo vengono infissi nel terreno per mezzo di un battipalo, usato anche per l'estrazione della palanca-cassaforma.

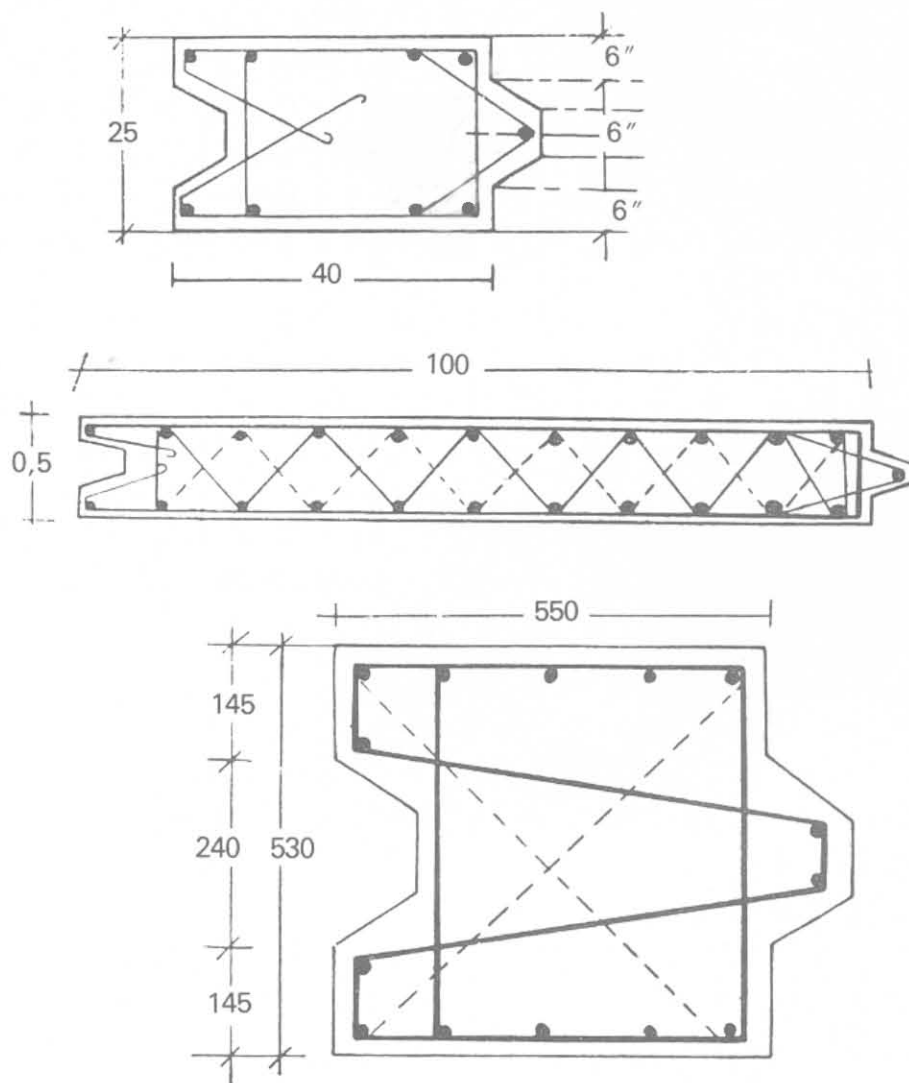


Fig. 8-6.

I vari elementi sono saldati sul posto, fino a raggiungere la profondità voluta, che però non supera in genere gli $8 \div 10$ m. Una volta infisso il cassone, si procede alla posa nel suo interno di una doppia maglia di ferro di armatura e successivamente al riempimento del calcestruzzo.

8-2 Diaframmi di pali trivellati.

I pali trivellati, se costruiti gli uni vicino agli altri con opportuni accorgimenti nelle fasi di infissione e di getto, costituiscono un diaframma di calcestruzzo nel terreno, la cui impermeabilità è talvolta sufficiente. Essa può essere aumentata da iniezioni di cemento lungo la linea di tangenza dei pali. In presenza d'acqua è consigliabile impiegare, per tali diaframmi, il palo tipo

Wolfsholz costipato con aria compressa; si ottengono un migliore contatto tra palo e palo ed una migliore riuscita.

L'esecuzione deve essere molto curata: il getto del calcestruzzo di un palo deve essere fatto dopo aver già infisso il tubo-forma del palo successivo (figura 8-7). Il calcestruzzo e la malta sotto la pressione dell'aria si porteranno in tutti i vuoti e meati provocati dall'infissione del tubo-forma aderendo a quello metallico. Una volta sostituito al tubo il calcestruzzo, si ottiene la saldatura dei due getti. Se la natura del terreno (ciottoli grossi, trovanti, ecc.) impedisce l'affondamento nel terreno dei due tubi-forma a perfetto contatto, è indispensabile in presenza di falde acquifere cementare coll'iniezione la zona di terreno interposta tra i due pali.

Va messo in evidenza che nella costruzione di tali diaframmi l'affondamento di un tubo non causa il danneggiamento dei pali continui, in quanto la trivellazione ed il getto avvengono senza dar luogo a scosse e a battiture. Le ture dei pali trivellati possono sostituire spesso con molta economia le palancole in ferro o in c. a. nella maggior parte delle loro applicazioni, specialmente quando per la natura del terreno (ghiaia, ciottoli) è difficile l'infissione delle palancole metalliche. Come opere definitive i diaframmi di pali trivellati trovano utile impiego in:

- a) fondazioni di pile e spalle di ponti;
- b) lavori di ripresa di sottofondazioni in opere scalzate dalle acque;
- c) consolidamento di fondazioni che hanno subito danni in conseguenza a cedimenti del terreno, decomposizione dei materiali od altro;
- d) traverse su fiumi nelle opere idrauliche, come sbarramento impermeabile;
- e) difesa delle sponde ed opere soggette ad erosione.

Tali diaframmi oltre al compito di protezione hanno quello di costituire una cintura robusta e praticamente indeformabile, nell'interno della quale la muratura ed il terreno sottostante possono essere facilmente ripresi e consolidati.

La fig. 8-8 indica il consolidamento della fondazione di una pila di un ponte danneggiata da scalzamenti. La tura di pali circonda completamente il blocco di muratura che viene successivamente consolidato da iniezioni di cemento, insieme al terreno sottostante. Il diaframma impedisce la fuoruscita della boiaccia dall'interno della fondazione. Le teste dei pali saranno poi collegate da un solettone in cemento armato per la più uniforme distribuzione del carico.

Nella costruzione di nuove opere le ture possono essere intercalate da pali portanti più lunghi sui quali si scarica il peso della soprastruttura. La fig. 8-9 indica il tipo di fondazione per una pila di un ponte. L'impiego della tura ha lo scopo di approfondire la fondazione superficiale e difenderla dalle erosioni, evitando la costruzione di cassoni autoaffondanti o ad aria compressa, molto più onerosi.

Nelle opere di sbarramento, di ritenuta o di presa, le ture costituiscono

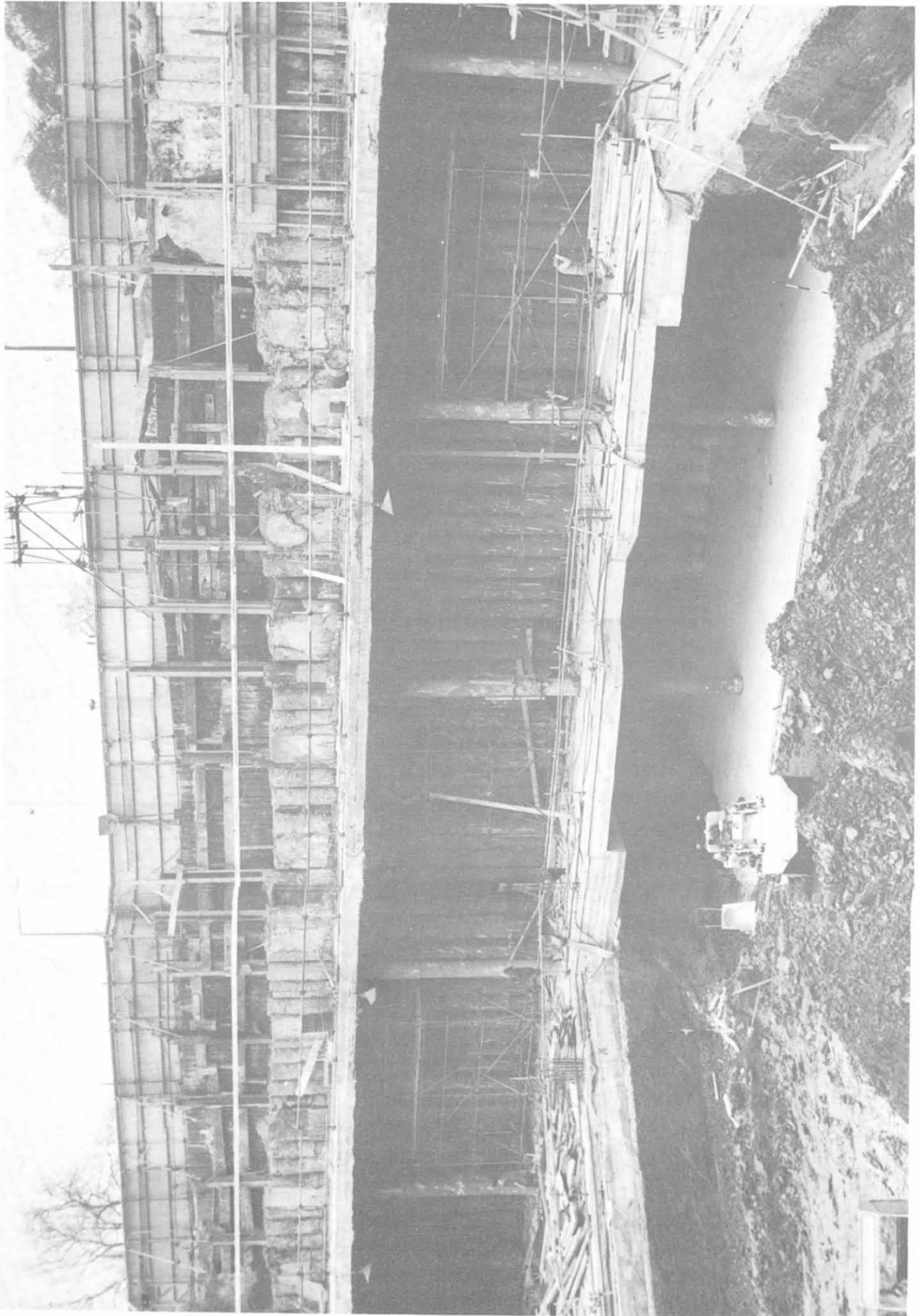


Fig. 88-7 - Diaframma di pali trivellati (Cementation).



Fig. 8-8 - Tura di pali tri-
vellati intorno ad una pila
(Fondacem).

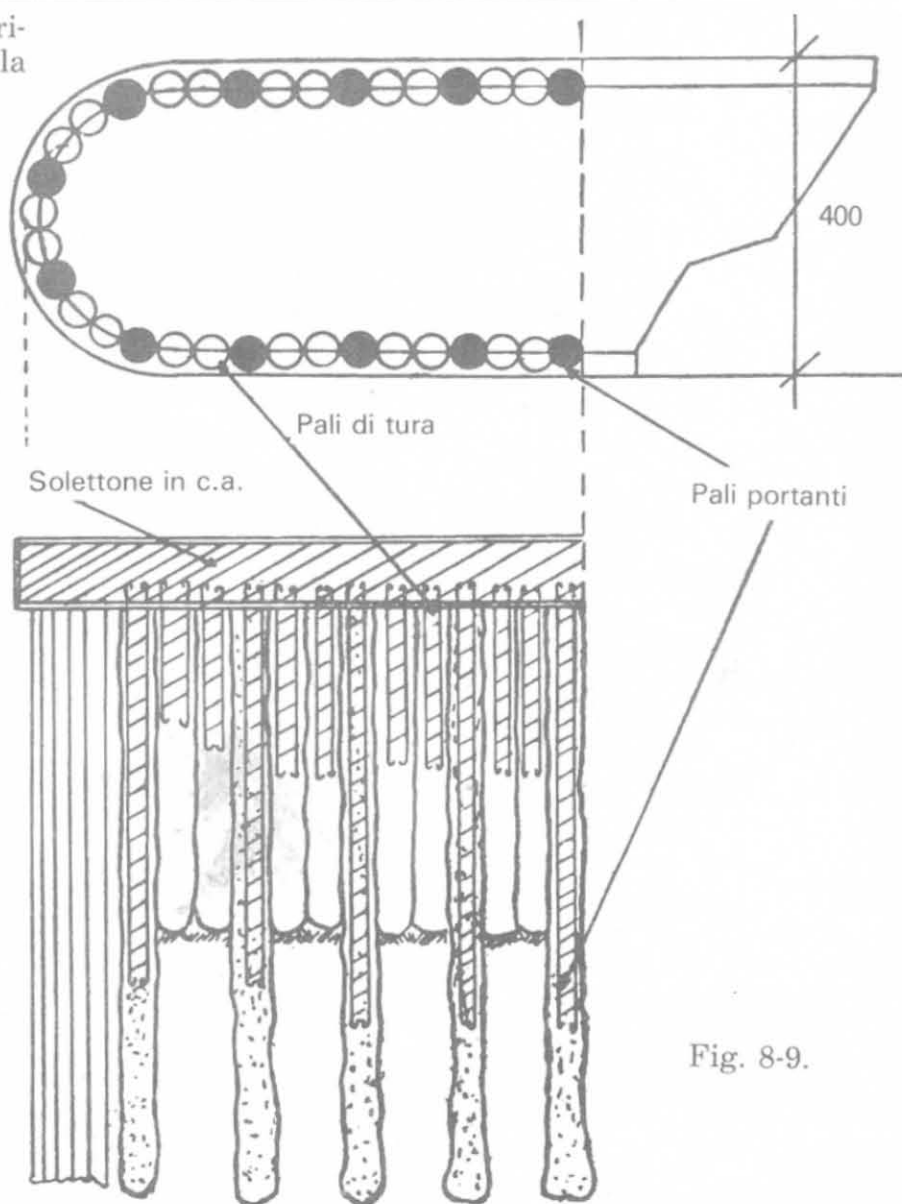
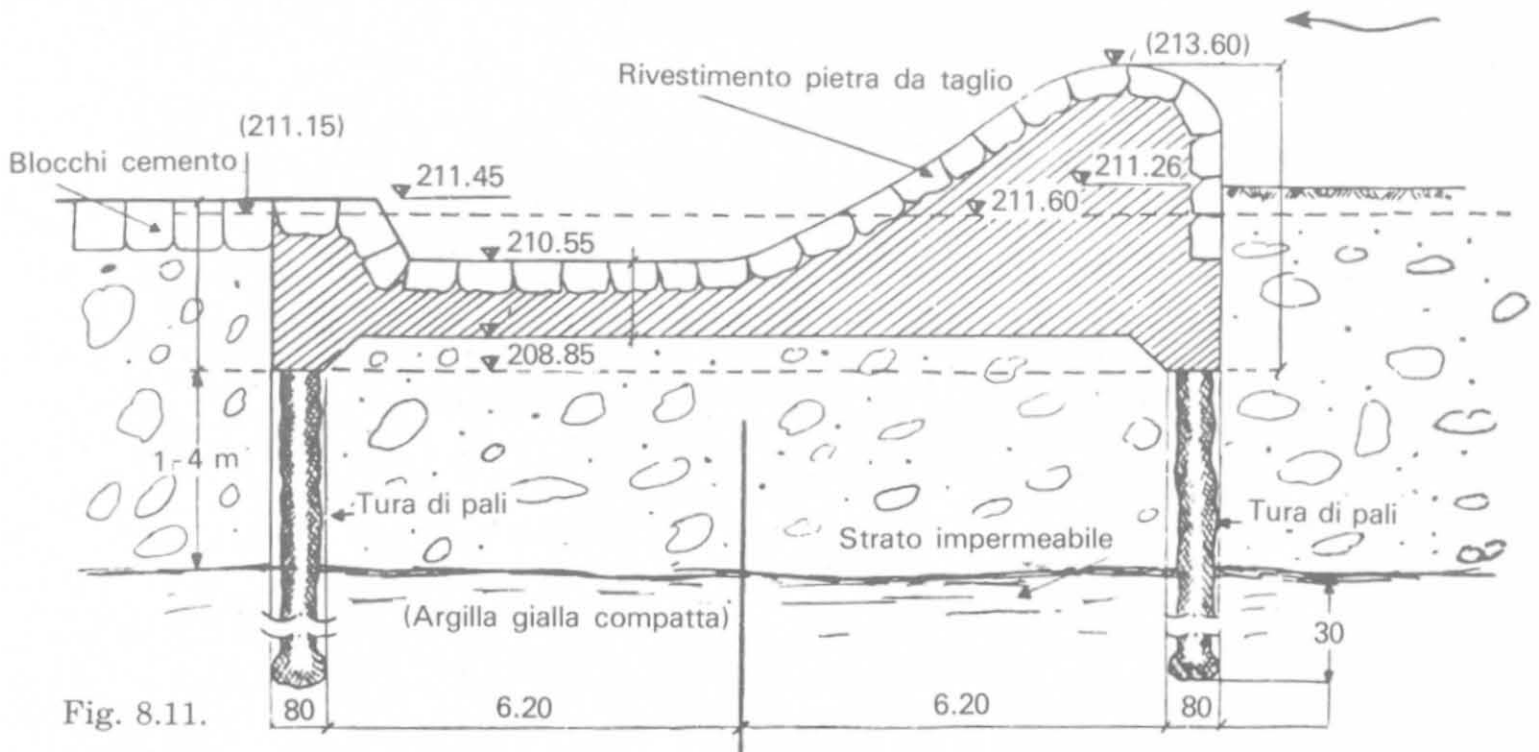


Fig. 8-9.

dei diaframmi quasi stagni (fig. 8-10) con lo scopo di eliminare le penetrazioni dell'acqua sotterranea e di evitare conseguenti fenomeni di erosione, a valle dell'opera. La fig. 8-11 mostra la soluzione adottata nella costruzione di una traversa sull'Ofanto.



Fig. 8-10 - Tura di pali trivellati per la fondazione di una pila di un ponte.



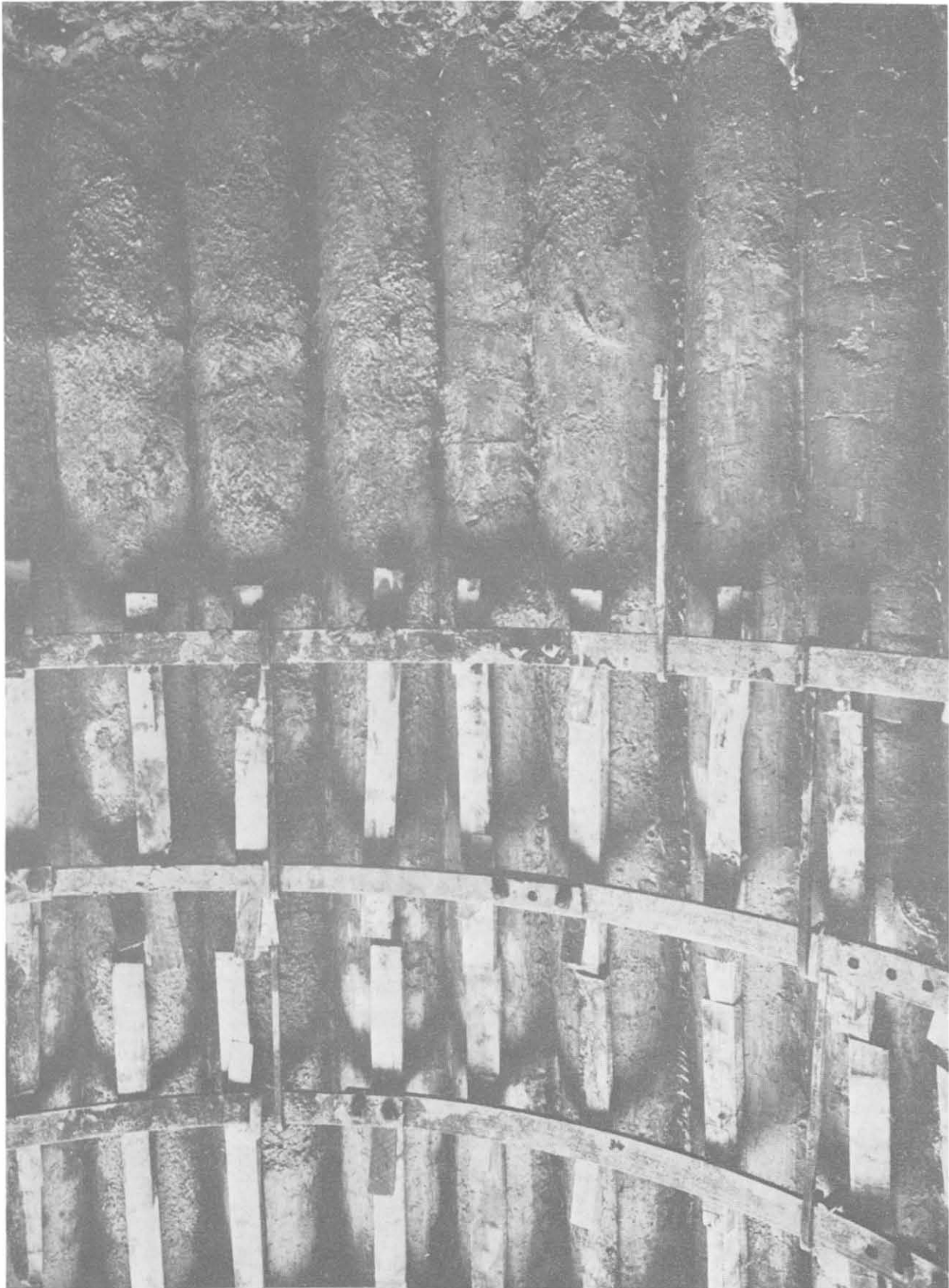
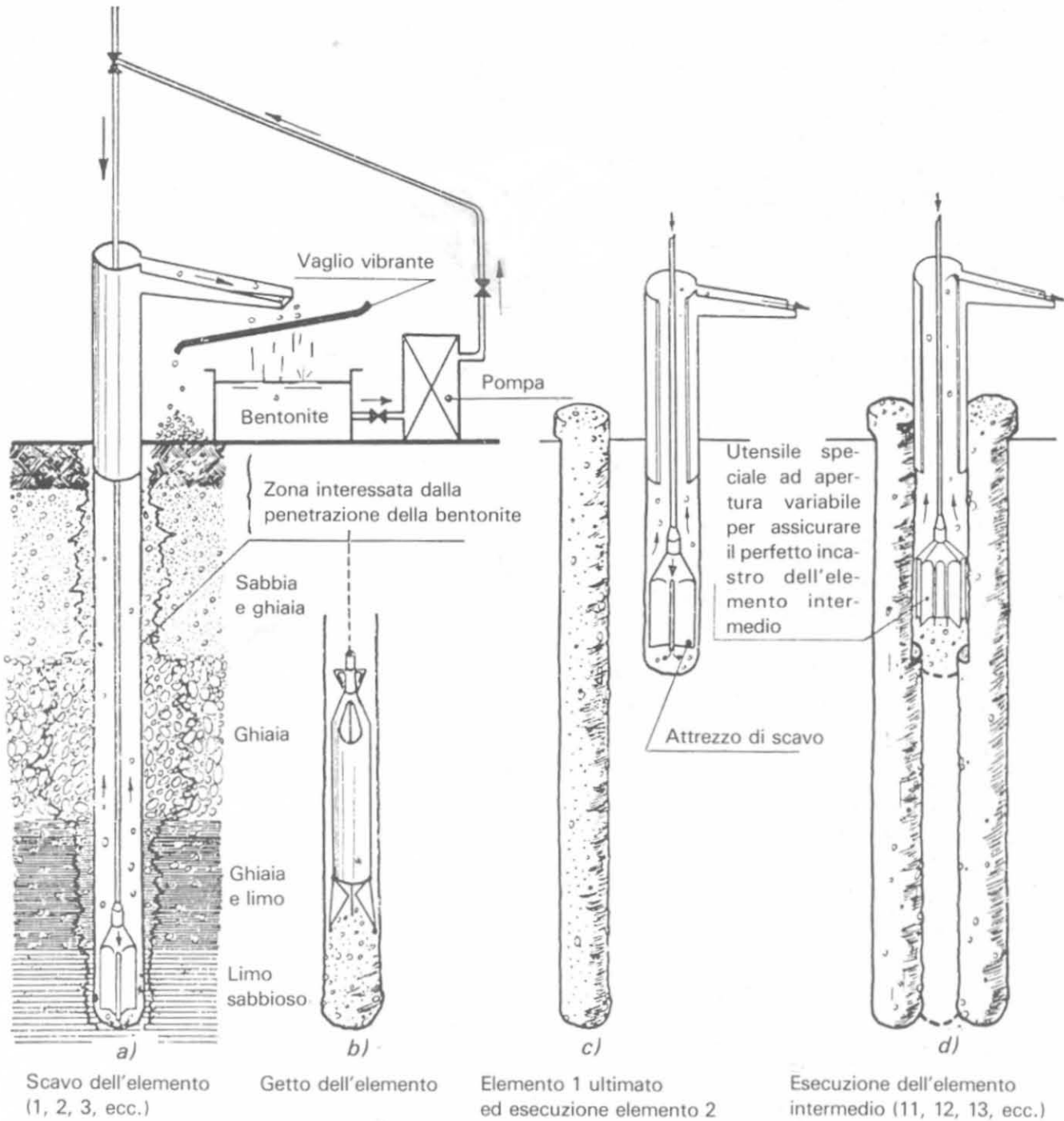


Fig. 8-12 - Diaframmi circolari per lo scavo di pozzi.

Infine i diaframmi di pali trivellati possono essere impiegati a protezione di pareti di terra durante lo scavo ed essere soggetti a spinte, nel qual caso dovranno essere opportunamente armati e collegati.



SEQUENZA D'ESECUZIONE DEGLI ELEMENTI DI DIAFRAMMA

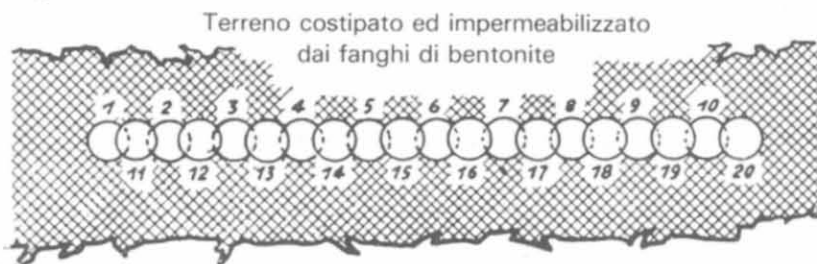


Fig. 8-13 - Schema di esecuzione del diaframma impermeabile brevettato dalla ICOS SpA di Milano, a elementi incastrati.

La fig. 8-12 indica un interessante esempio di diaframma circolare eseguito per le fondazioni di due magli. Il terreno era composto di materiale alluvionale saturo fino alla profondità di m 4,50 seguito da argilla blu. I pali erano lunghi m 5,50 ed il diametro del pozzo era di m 4,50. Tra il blocco di fondazione ed il diaframma di pali fu lasciata una intercapedine per impedire la trasmissione delle vibrazioni al terreno.

I pali, invece che semplicemente accostati, possono essere eseguiti con tecnica particolare anche *compenetrati*.

I diaframmi ad elementi compenetrati sono realizzati con attrezzature a percussione con la stessa tecnica dei pali isolati: le perforazioni sono eseguite ad una distanza fra asse ed asse inferiore al diametro del foro e l'incastro fra un elemento ed il successivo viene perciò assicurato dalle trivellazioni intermedie ricavate fra due elementi già gettati (fig. 8-13). Diaframmi di questo genere ebbero una rapida diffusione ed applicazioni importanti, ma sono oggi superati dall'impiego dei diaframmi continui.

Tra le applicazioni più importanti si ricorda il diaframma ad elementi compenetrati di 60 cm di diametro per lo sbarramento dell'impianto S.A.D.E. al passo Fedaiia, eseguiti in presenza di fanghi bentonitici. L'esecuzione di questo lavoro, da parte della ICOS SpA (Milano), è stato preceduto da misurazioni e rilievi su un pozzo sperimentale realizzato con la stessa tecnica, oggetto di una memoria di C. Veder al II Convegno di Geotecnica (1954), sulle deformazioni e sui cedimenti del diaframma.

Allo stesso Congresso A. Croce comunicava le osservazioni fatte su altro pozzo di prova per lo sbarramento sul Voltorno eseguito anch'esso dalla ICOS, in cui veniva rilevato che l'assorbimento del fango bentonitico da parte del terreno era in media intorno ad 1 cm di spessore indipendentemente dalla profondità.

8-2-1 DIAFRAMMA DISCONTINUO ANCORATO.

In determinati terreni, in assenza di falde acquifere, quando lo scopo del diaframma è quello di permettere uno scavo profondo a valle (apertura di una trincea stradale, escavazione per realizzare i piani interrati di un edificio) può essere conveniente eseguire i pali distaccati l'uno dall'altro. In genere l'interasse fra due pali è uguale a due diametri. Prima di iniziare lo scavo a valle è necessario unire le teste dei pali con una trave di collegamento proporzionata alle dimensioni dei pali stessi. La profondità dello scavo è funzione delle spinte: tra palo e palo il terreno, per effetto d'arco, non frana, sempre che, evidentemente, non vi sia presenza di sabbie sciolte, di limi e di falde acquifere. Se lo scavo è molto profondo occorre sostenere la struttura con ancoraggi. In fig. 8-14 è illustrato uno scavo di 13 m circa eseguito a Milano, sostenuto da pali trivellati \varnothing 65 cm discontinui e da due serie di ancoraggi collegati con una trave trasversale. Su 1400 m² di parete scavata furono impiegati 124 tiranti della lunghezza di 10 m circa. Gli ancoraggi furono in questo caso eseguiti a tutto carotiere con normali sonde a rotazione.

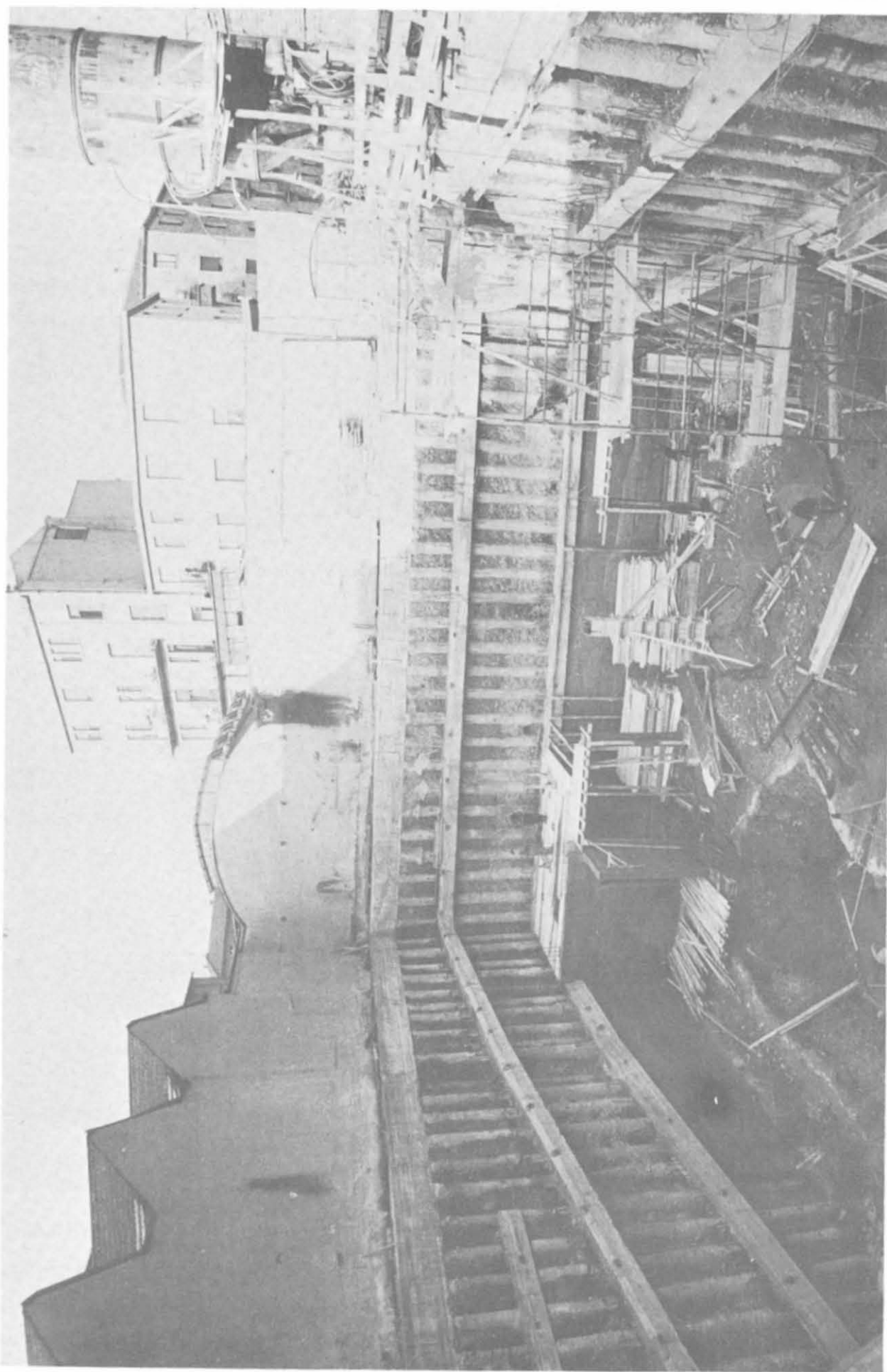


Fig. 8-14 - Diaframma discontinuo ancorato (Fondacem).

Un diaframma discontinuo ancorato progettato dall'Autore con pali di grosso diametro, illustrato in fig. 8-15, è stato eseguito a sostegno di una strada provinciale durante i lavori di costruzione dell'Autostrada della Cisa utilizzando l'effetto arco del terreno stesso.



Fig. 8-15 - Diaframma con pali trivellati, discontinuo.

8-3 Diaframmi di micropali.

È intuitivo che con la stessa tecnica dei micropali è possibile realizzare delle perforazioni nel terreno riempite di malta in pressione ed armate che, diversamente orientate, parallele o a reticolo incrociato, costituiscono delle

pseudo-pareti nel terreno, sufficienti in molti casi a contenere il terreno stesso e permettere lo scavo a valle di esso o, in altri casi, a contenerne il materiale (cemento, sabbia, bentonite) iniettato all'interno del volume da esse circoscritto.

Dove, ad esempio, la presenza di grossi ciottoli o trovanti non rendeva possibile l'esecuzione di diaframmi di pali trivellati quali cinture di contenimento intorno alle pile, nè era ammesso dallo stato della struttura l'impiego di scalpello o di altri pesanti attrezzi di rottura, l'adozione dei micropali eseguiti a rotazione a tutto carotiere ha risolto indubbiamente i problemi e lo scrivente ne ha diretta conoscenza per alcune applicazioni realizzate sull'Arno, sul Brenta e sull'Adda nel consolidamento di ponti fortemente scalzati dalla continua asportazione di materiale.

La Loggia dei Mercanti a Milano, ad esempio, è stata sottofondata con un reticolo di micropali, che ha consentito l'esecuzione degli scavi per la Metropolitana, a distanza di poche decine di centimetri dal filo delle murature.

La struttura a reticolo, eseguita attraverso le esistenti murature di fondazione, senza alcuna infrastruttura aggiuntiva, costituì al tempo stesso diretta sottofondazione del monumento e parete di contenimento delle terre.

In fig. 8-16 si vede un reticolo di micropali in aderenza ad un fabbricato esistente.

Il sistema è stato largamente adottato per il consolidamento di zone in frana e per la protezione di fabbricati in presenza di scavi profondi. Ne parleremo diffusamente più avanti.

8-4 Diaframmi a parete sottile.

È un tipo particolare di diaframma, anch'esso ad elementi dello spessore minimo di 8 cm, per profondità limitate (10 ÷ 15 m) e per terreni particolarmente indicati (limi, sabbie), purchè esenti da trovanti. Lo spessore può arrivare anche a 15 cm di larghezza. È stato ideato dalla Solétanche.

Le attrezzature che consentono la realizzazione del diaframma sottile sono di due tipi:

— una atta ad infiggere per vibrazione una palancola metallica che apre nel terreno una fessura di 8 cm di spessore, successivamente riempita con l'iniezione in pressione di una miscela argilla-cemento durante l'estrazione della palancola;

— l'altra costituita da una scavatrice a catena di lame, che apre un taglio di 15 cm di ampiezza e vi inietta continuamente la miscela.

Queste attrezzature sono di notevole peso ed elevata potenza e si spostano su rotaie: la fig. 8-17 mostra un diaframma sottile eseguito in terreno alluvionale stratificato a mezzo della attrezzatura di vibroinfissione: sono evidenti le impronte lasciate dalle ali del profilato infisso e le sbulbature originate dalla diffusione della malta negli strati ghiaiosi.

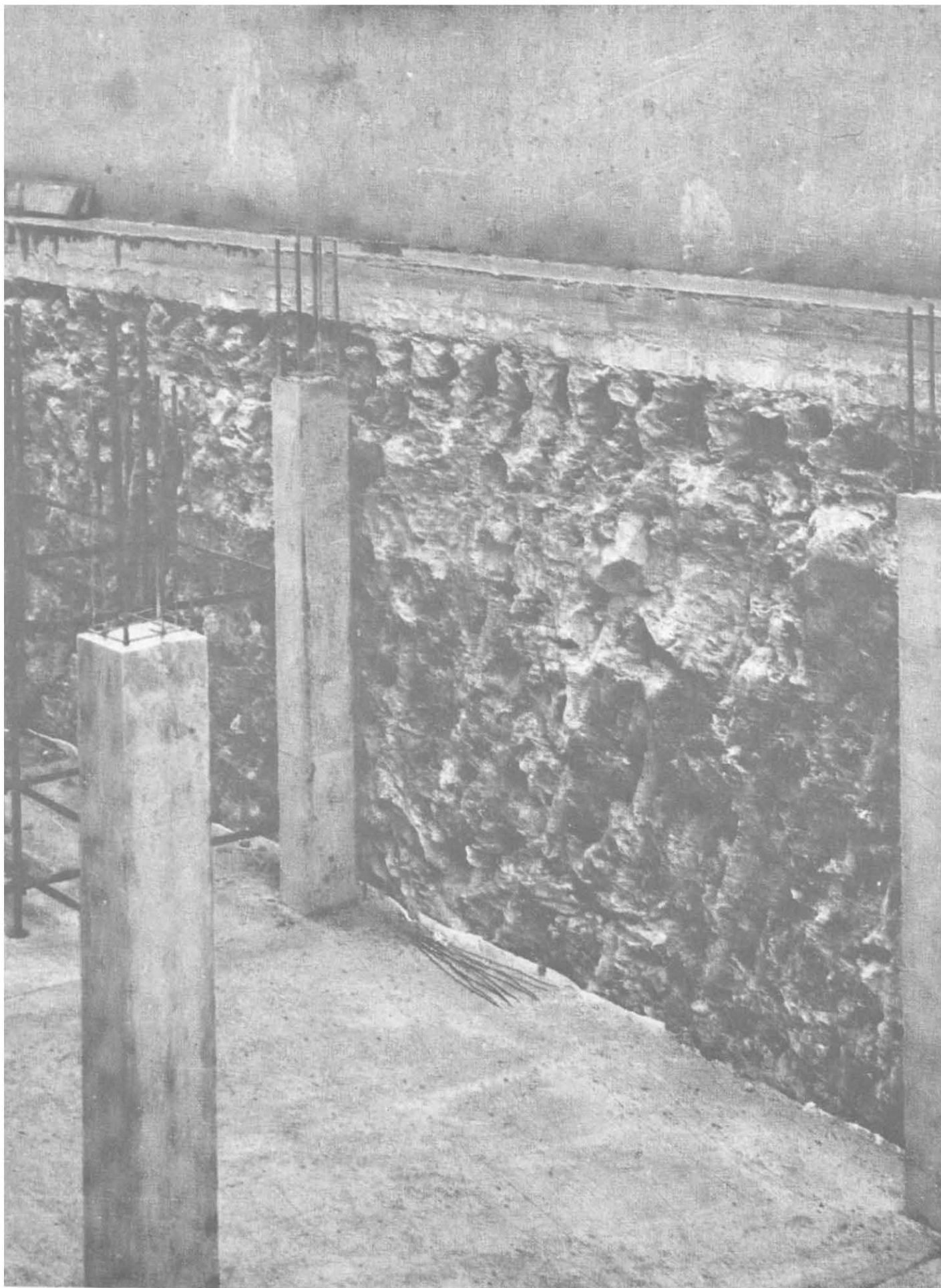


Fig. 8-16 - Reticolo di micropali (Fonnedile).

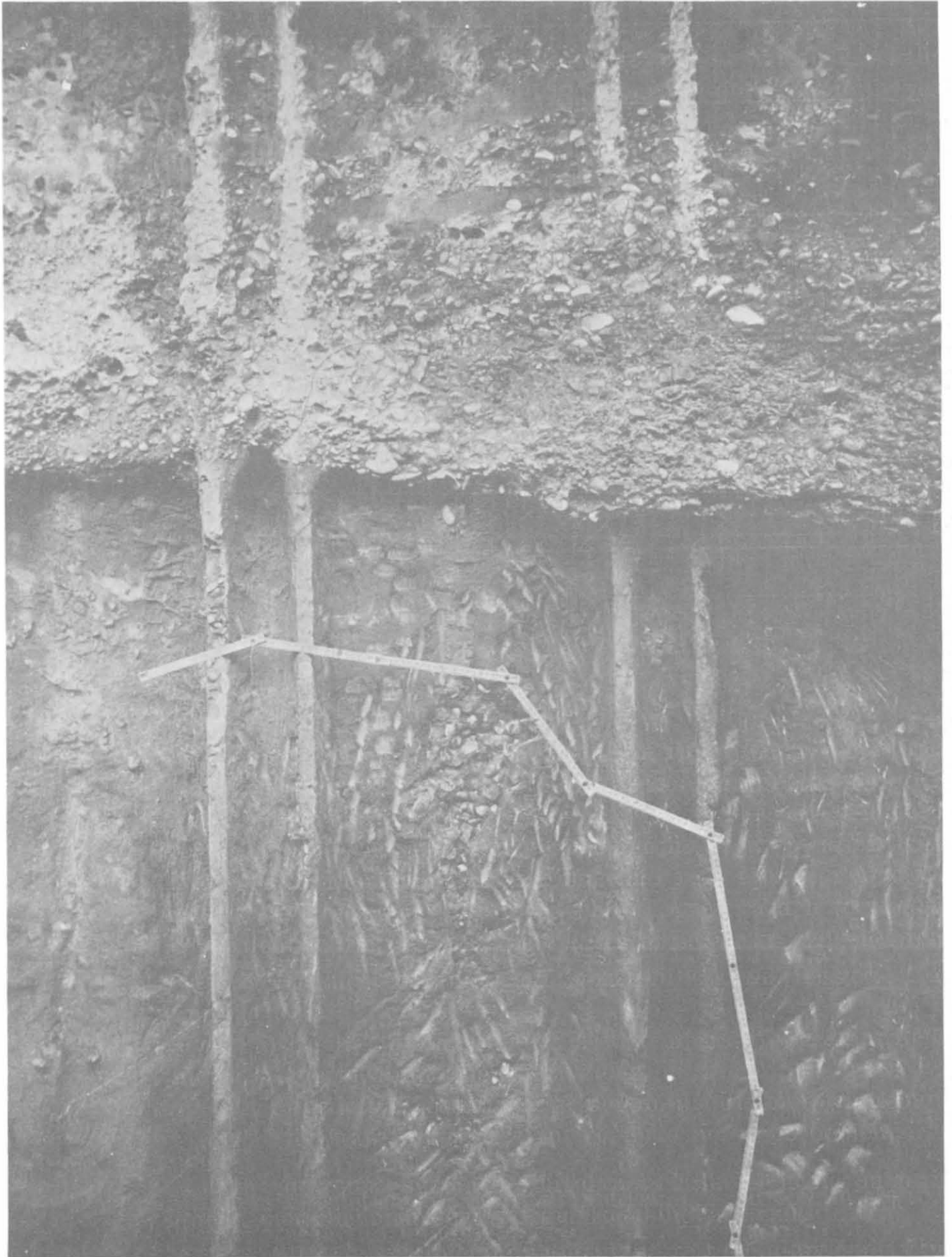


Fig. 8-17 - Diaframma a parete sottile (Solétanche, Francia).

8-4-1 CARATTERISTICHE DEI DIAFRAMMI: ESEMPLI.

Ai diaframmi sottili non si richiedono elevate proprietà meccaniche: in molti casi è preferibile un basso modulo di deformazione. È possibile pertanto impiegare impasti più economici di quelli che occorrono normalmente per opere di tenuta idraulica. Viene impiegata la bentonite con percentuale che varia da 40 a 70 kg per 1000 litri d'acqua insieme a 150 ÷ 250 kg di cemento. La densità dell'impasto è compresa fra 11 e 12 kN/m³.

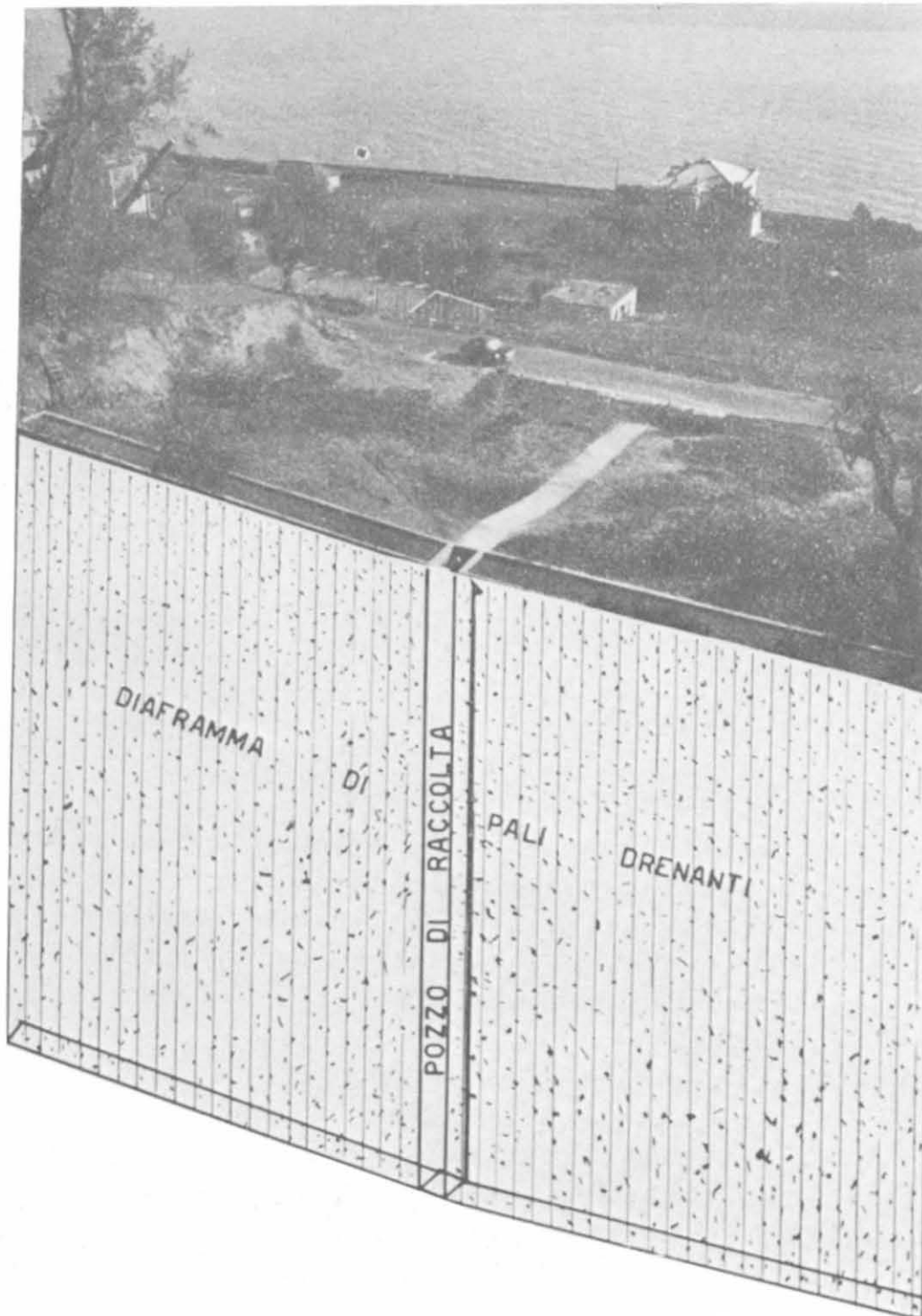


Fig. 8-18 - Diaframma drenante (Fondacem).

La resistenza al taglio della miscela raggiunge a maturazione un massimo di 200 kN/m^2 ; quella a compressione raggiunge, in armonia ai terreni coerenti, valori circa doppi. Il modulo di compressione risulta statisticamente circa 200 volte la pressione di rottura. Tali ordini di grandezza corrispondono ai requisiti di diaframmi plastici, in grado cioè di subire sensibili deformazioni senza lesionarsi.

Una importante applicazione si è avuta in Italia per il canale Milano-Cremona-Po, al piede di un argine verso il fiume per un tratto di 1400 m, per impedire eventuali infiltrazioni verso il fondo del canale in seguito alle piene del Po. L'opera è stata realizzata con attrezzatura di vibroinfissione impiegando un profilato a doppio T da $80 \times 30 \text{ cm}$ con uno spessore di 17 cm nella carenatura di base. Le profondità variarono da 11 a 15 m circa. L'efficienza del diaframma ha avuto un primo collaudo durante la piena dell'autunno del 1968 a pochi mesi di distanza dall'ultimazione del lavoro.



Fig. 8-19 - Cunicolo di scarico del diaframma drenante della fotografia precedente (Fondacem).

8-5 Diaframmi drenanti.

Accenniamo infine alla costruzione di diaframmi drenanti eseguiti con gli stessi tubi-forma e la tecnica dei pali trivellati accostati. Al posto del calcestruzzo viene messa nel tubo della ghiaia vagliata. Si realizza così uno sbarramento profondo dello spessore variabile da 1,00 a 1,50 m che intercetta le acque di infiltrazione. Il sistema elimina qualsiasi scavo all'aperto che in terreni franosi o per notevoli profondità diventerebbe troppo oneroso e pericoloso.

In fig. 8-18 è indicato un diaframma drenante eseguito in corrispondenza ad una frana sull'Autostrada Genova-Savona. Lo scarico del diaframma è stato realizzato da un cunicolo le cui pareti (fig. 8-19) sono costituite da pali trivellati accostati.



Fig. 8-20 - Scavo profondo a San Francisco (USA).

8-6 Diaframma discontinuo metodo Berlino.

È un metodo di contenimento degli scavi in assenza di falde freatiche derivato dal noto sistema Berlino. È largamente impiegato in America ed è costituito da travi metalliche ad I infisse in un foro generalmente eseguito con attrezzature ad elica continua, successivamente riempito di calcestruzzo nella parte terminale. L'interesse dei fori varia naturalmente in funzione della profondità dello scavo e dello spessore delle tavole di legno. Normalmente si hanno interassi di $1,50 \div 2,00$ m e tavoloni da 5 cm. Di mano in mano che procede lo scavo i tavoloni sono infilati tra i profilati ad I a contatto del terreno ed i profilati sono ancorati al terreno retrostante con ancoraggi di tipo normale oppure di tipo ad elica. Le eliche sono saldate alle barre di ancoraggio ed hanno un diametro variabile da 6 a 14 inch.

In fig. 8-20 un recente importante scavo per un fabbricato a S. Francisco.

DIAFRAMMI CONTINUI

9-1 Cenni storici.

La *parete gettata nel terreno* o *diaframma continuo*, come fu chiamata in un primo tempo, realizza nel sottosuolo un muro verticale di profondità e larghezza variabili senza limiti pratici: la larghezza infatti va da 50 a 150 cm e la profondità, per quanto è stato realizzato finora, ha superato i 50 m. La parete può risultare costituita da calcestruzzo semplice od armato o da calcestruzzo plastico ed impermeabile secondo gli scopi che il diaframma deve raggiungere.

La tecnica di esecuzione utilizza le proprietà tixotropiche dei fanghi di bentonite di cui abbiamo parlato al Cap. VI. La vera scoperta sta nella constatazione che tali fanghi non solo riescono a contenere pareti di scavo circolari, ma anche scavi con pareti a superfici piane ed a sezione pertanto rettangolari: la lunghezza di questi pannelli, che inizialmente non superava 1,80 m si è di mano in mano estesa con il progresso della tecnologia e dell'esperienza ed oggi raggiunge normalmente i 6 m.

Come tutte le invenzioni anche questa avvenne per gradi: dalla tradizionale parete di pali trivellati accostati si passò ai pali compenetrati: per questi si impiegarono attrezzature a rotazione ed i fanghi di bentonite. Con le stesse attrezzature si realizzò una serie di perforazioni tutte compenstrate e si usò, per il getto, la tecnica già sperimentata del tubo sul fondo.

Il *pannello* era già nato. C. Veder (ICOS) nel 1952 deposita il primo brevetto seguito da Marconi (Rodio) nel 1953. Il primo utilizza la così detta *circolazione diretta* dei fanghi, il secondo la *circolazione inversa*. In quel periodo in Italia si stava realizzando un vastissimo programma di difese idrauliche lungo il Po e l'Adige e gli appalti si susseguivano uno dopo l'altro. La concorrenza fu notevole: dopo la Rodio fu la volta dell'ELSE che brevettò una macchina con benna guidata, indi della Titania che utilizzando anch'essa un rotary mise a punto un diverso procedimento esecutivo.

Nei primi tempi i fanghi di circolazione venivano recuperati, fatti decantare e poi rimessi in circolo: fu visto rapidamente che tutto questo era antieconomico e che al sistema a rotazione era preferibile lo scavo con una *benna rettangolare*

in presenza di fango. I costruttori di benne (Bade, Benoto, Cella) realizzarono benne sempre più importanti, sia a fune che idrauliche, di larghezza sino a 2,50 m.

Oggi, salvo casi particolari, il diaframma continuo è realizzato ovunque con attrezzatura a benna: per profondità limitate (10 ÷ 12 m) può impiegarsi la stessa attrezzatura *baty-long* della Poclain. Ad anni di distanza la polemica sulla paternità delle pareti gettate nel terreno è passata: rimane il merito, che va indubbiamente alla tecnica ed alla tecnologia italiana, di una realizzazione che, estesasi rapidamente in tutti i Paesi, ha permesso la progettazione e l'esecuzione di opere di ingegneria civile veramente importanti.

9-2 Campo di impiego dei diaframmi continui.

A tutte le possibilità di impiego viste nel capitolo precedente per i diaframmi ad elementi, dobbiamo aggiungere una, dal campo vastissimo: le opere idrauliche. La realizzazione cioè di un diaframma veramente impermeabile che possa essere impiegato per intercettare i flussi di infiltrazione, come ad esempio per le dighe in terra, per le traverse sui fiumi, per l'esecuzione di scavi in presenza di falda. Con l'impiego di diaframmi circolari e con l'introduzione degli ancoraggi è oggi possibile realizzare scavi a notevole profondità, anche in centri abitati ed in fregio a fabbricati esistenti. I diaframmi continui hanno trovato un largo campo di applicazione nelle moderne costruzioni di metropolitane a cominciare da quella di Milano, nella esecuzione, sempre più necessaria, dei sottopassi veicolari e degli autosili sotterranei.

Una parete sotterranea correttamente eseguita ha caratteristiche di continuità, impermeabilità e resistenza paragonabili alle opere in elevazione: sarà naturalmente sovradimensionata con coefficienti di sicurezza più elevati per tener conto delle condizioni ambientali ben differenti in cui si eseguono scavi e getti. Il pericolo maggiore negli scavi è l'intercettazione di una falda artesianica o la perdita repentina del fango per la presenza di vecchie canalizzazioni o di cavità sotterranee. È necessario eseguire sempre una serie di sondaggi preventivi sull'asse del diaframma per ridurre al minimo questo pericolo.

Altro pericolo è dato dalla presenza di trovanti di notevoli dimensioni e durezza: la parete continua diventa in questi casi antieconomica rispetto ad altre soluzioni. È necessario impiegare esclusivamente attrezzature a rotazione in grado di demolire ed attraversare il trovante. Un limite, infine, del tutto economico all'impiego del diaframma continuo è dato dall'ammontare del lavoro stesso: ritengo che le spese di trasporto e di impianto non possano essere normalmente ammortizzate ai prezzi correnti se non con un lavoro superiore a 1000 m² di parete.

9-3 L'esecuzione pratica del diaframma.

I particolari tecnologici per l'esecuzione del diaframma variano naturalmente con le attrezzature impiegate che soprattutto nei primi anni di applica-

zione si differenziavano, per ragioni commerciali, le une dalle altre. Oggi i sistemi di scavo e di getto si sono normalizzati almeno nella maggior parte dei casi.

Comune a tutti i metodi è l'esecuzione preventiva di uno scavo, sorretto da due pareti in calcestruzzo che servono da guida all'attrezzatura (benna o rotary che sia), per sostegno del terreno superficiale e per contenimento del fango. La larghezza della trincea deve essere tale da permettere la facile manovra dell'attrezzatura.

9-3-1 IL METODO A CIRCOLAZIONE DI FANGHI.

Sia che si tratti di circolazione diretta che di circolazione inversa dei fanghi, si eseguono in un primo tempo due perforazioni verticali alle estremità del

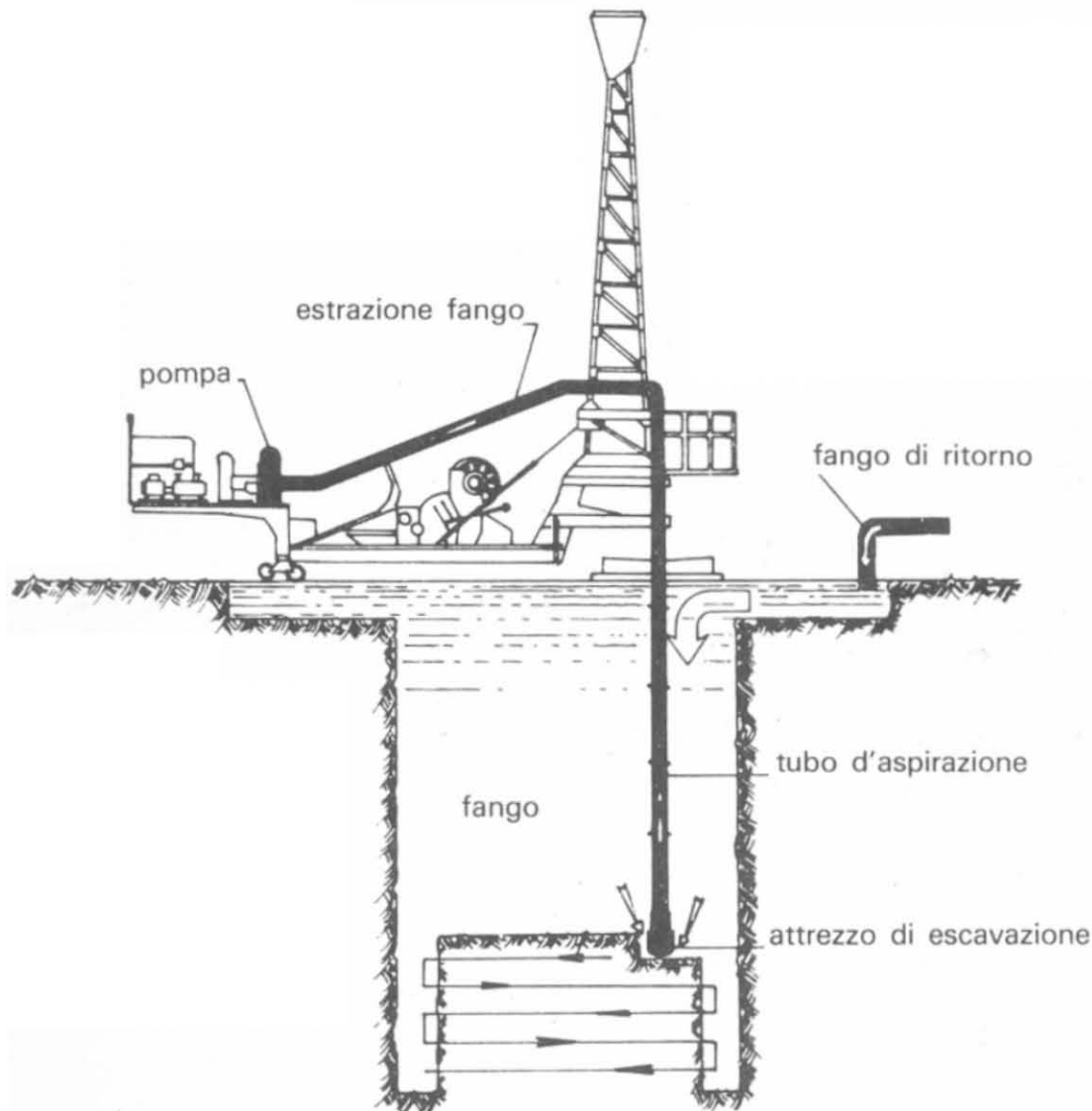


Fig. 9-1 - Esecuzione di scavo con circolazione inversa dei fanghi.

pannello e si approfondisce lo scavo per fasce orizzontali (fig. 9-1). La macchina pertanto deve scorrere su proprie rotaie ed effettuare una traslazione avanti ed indietro ampia quanto la lunghezza del pannello (fig. 9-2). Nel metodo per fasce verticali (Titania) l'asta di perforazione è munita di denti che permettono, in terreni particolarmente sciolti e per profondità limitate, lo scavo per tutta l'altezza contemporaneamente, con notevole vantaggio di tempo.

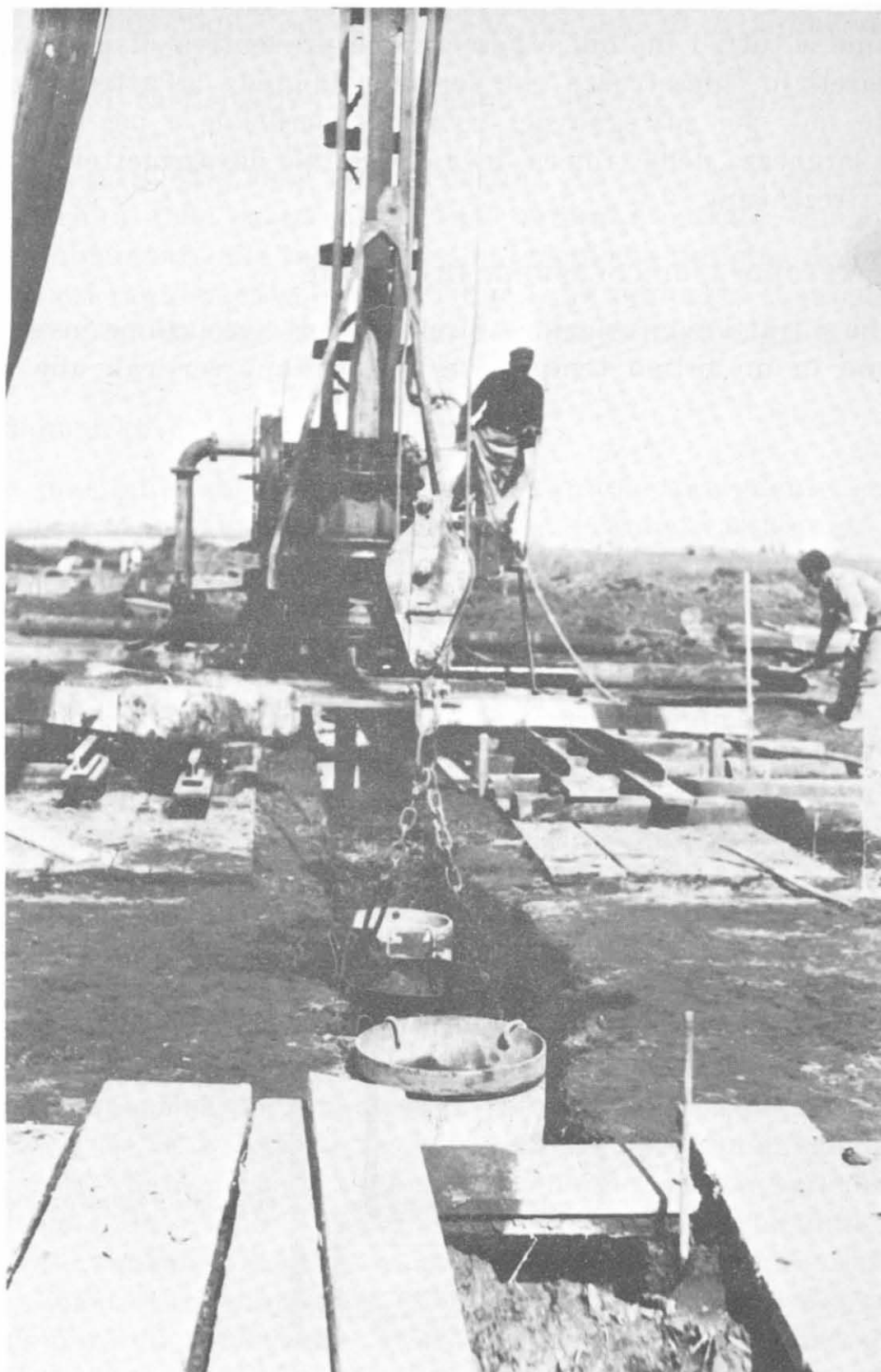


Fig. 9-2 - Esecuzione dello scavo con rotary.

9-3-2 IL METODO DI SCAVO CON LA BENNA.

Le prime benne utilizzate per lo scavo dei diaframmi continui sono state ideate dalla ICOS: sono a doppia fune, interamente meccaniche e manovrate da un argano a doppio tamburo.

Le benne costruite dalla Benoto hanno un peso che varia da 15 a 18 kN ed una larghezza da 40 a 80 cm. L'apertura massima è di 1,80 m.

Esistono in commercio altri tipi di benne che incorporano, in modo assolutamente stagno, una centralina idraulica (Benoto-Cella): queste benne devono essere azionate da una gru munita di un tamburo che avvolge automaticamente il cavo elettrico. Le valve sono comandate da due o più martinetti idraulici (fig. 9-3). Il peso di queste benne varia da 30 a 35 kN e la larghezza da 55 a 95 cm.

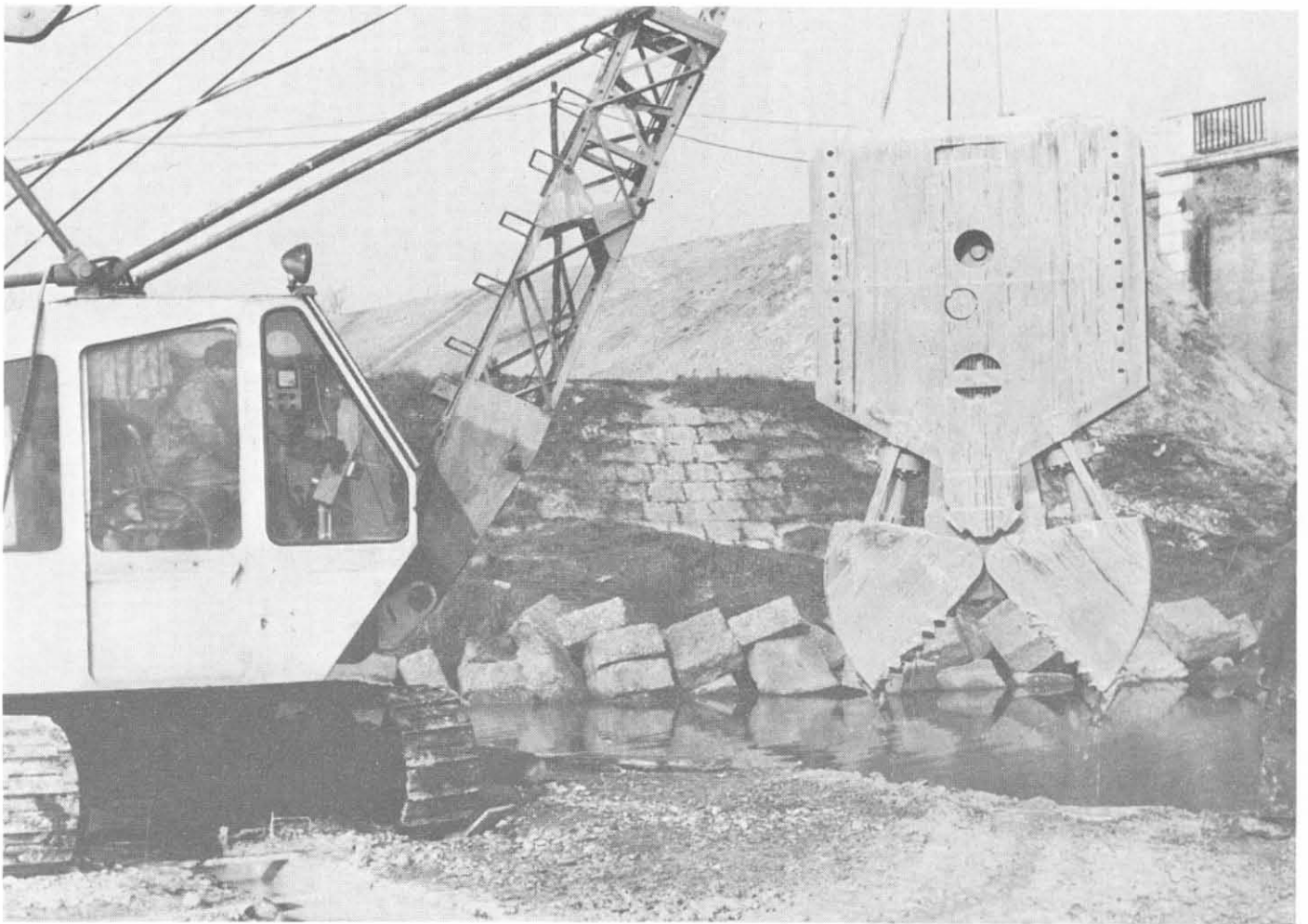


Fig. 9-3 - Benna idraulica (Fondacem).

Sono stati qui citati alcuni tipi di benne, ma è superfluo sottolineare che in commercio ne esistono tanti altri tipi, idraulici o non, che si differenziano per il sistema di guida (la benna ELSE ad esempio), per la forma delle valve o per il modo di apertura.

In fig. 9-4 la benna della Cella ⁽¹⁾ completa della attrezzatura di sostegno

⁽¹⁾ Officine Leone Cella, Brescia.

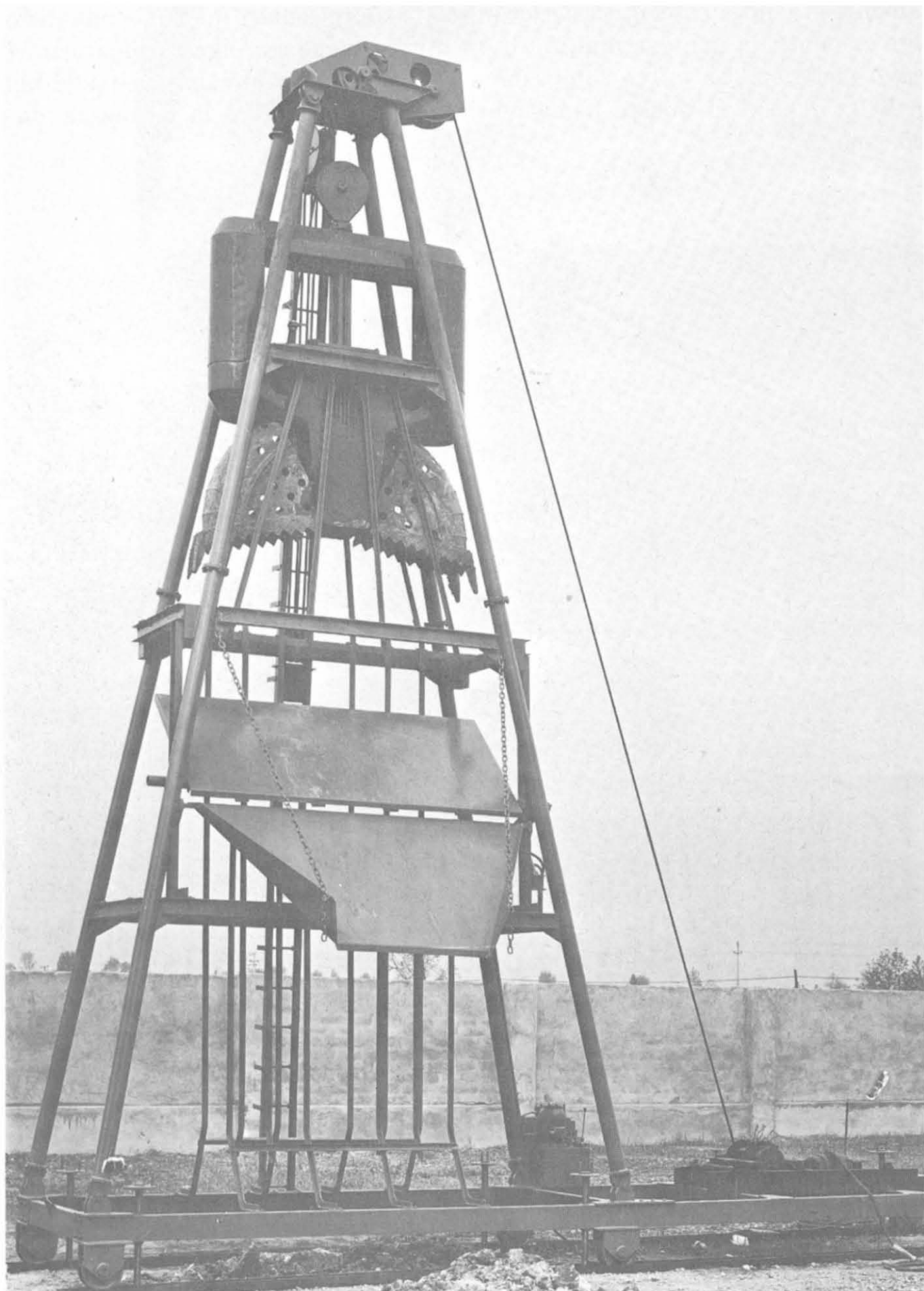


Fig. 9-4 - Benna idraulica Cella.

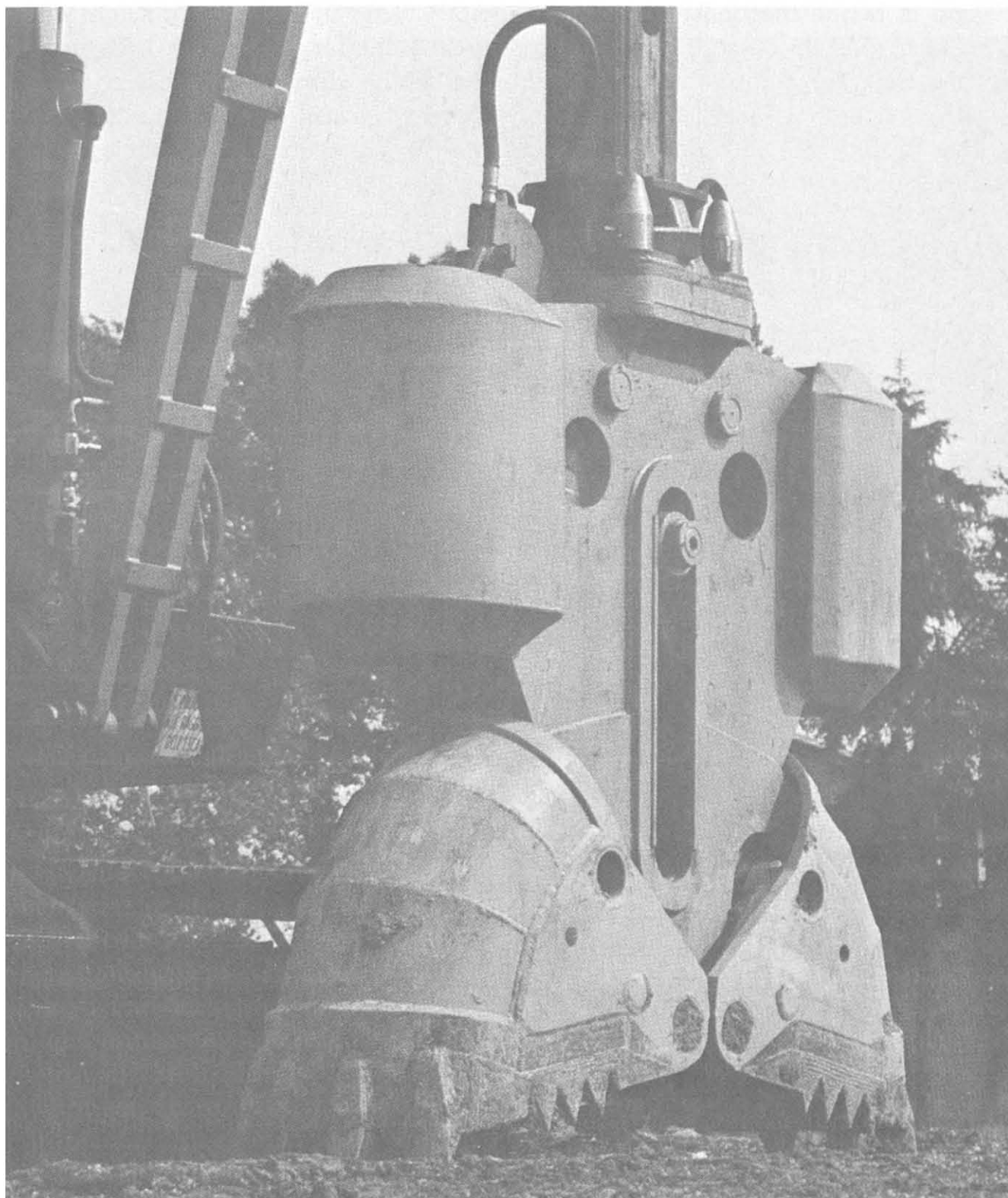


Fig. 9-5 - Benna mordente idraulica (Casagrande).

e di manovra in cui lo scivolo automatico scarica i materiali estratti su auto-mezzi o nastri trasportatori. È in grado di eseguire pannelli da 2 a 2,50 m per diaframmi di varia larghezza.

Con la benna mordente idraulica K della Casagrande SpA, Fontanafredda, (fig. 9-5) si possono eseguire pannelli sino a 4 m, larghi sino a 1,20 m.

Sono oggi in commercio anche benne a T che consentono l'esecuzione di diaframmi spononati *staticamente assai più resistenti alle spinte* cui sono sottoposti. In fig. 9-6 una attrezzatura della Pali Trevisani: le dimensioni della benna sono $3,00 \times 2,50 \times 0,80$.

Qualunque sia il tipo di benna impiegata l'esecuzione del diaframma si svolge nelle seguenti fasi (fig. 9-7):

a) scavo con benna in presenza di fango di un pannello di lunghezza e profondità determinata;

b) posa in opera all'estremità del pannello, sempre pieno di fango, di due tubazioni del diametro uguale alla larghezza dello scavo;

c) introduzione dell'armatura occorrente;

d) riempimento dello scavo con calcestruzzo gettato a partire dal fondo con un tubo apposito. In questa fase il fango di mano in mano sale e viene raccolto dalla trincea-serbatoio;

e) si estraggono i due tubi terminali: la parete di calcestruzzo assume pertanto una forma anulare che facilita la tenuta e conservazione del giunto;

f) si eseguono in questo modo i pannelli dispari; si procede quindi al completamento scavando fra pannello e pannello. La convessità della parete dispari facilita lo scavo in aderenza da parte della benna e la pulizia della superficie stessa.

La parete è così ultimata. Se i pannelli vengono invece eseguiti uno di seguito all'altro è sufficiente un solo tubo guida, ma con il primo metodo si realizza un giunto migliore.

9-4 Il tipo di fango impiegato.

Il fango necessario al contenimento delle pareti di scavo è, come abbiamo visto al paragrafo 6-3, quello bentonitico. Rispetto ai pali, date le maggiori dimensioni dei pannelli e la mancanza dell'effetto arco nel terreno, sono consigliabili soluzioni più pesanti. Con un 5 ÷ 6 per cento di bentonite si ottengono ottimi fanghi di perforazione. Purtroppo molto spesso, per il forte quantitativo di fango occorrente si è portati a diminuire, anche per facilitare le operazioni di getto, la percentuale di bentonite specialmente se si è incoraggiati da una apparente stabilità dello scavo. Solo l'esperienza può di volta in volta stabilire per i vari terreni la percentuale di bentonite più idonea per evitare franamenti

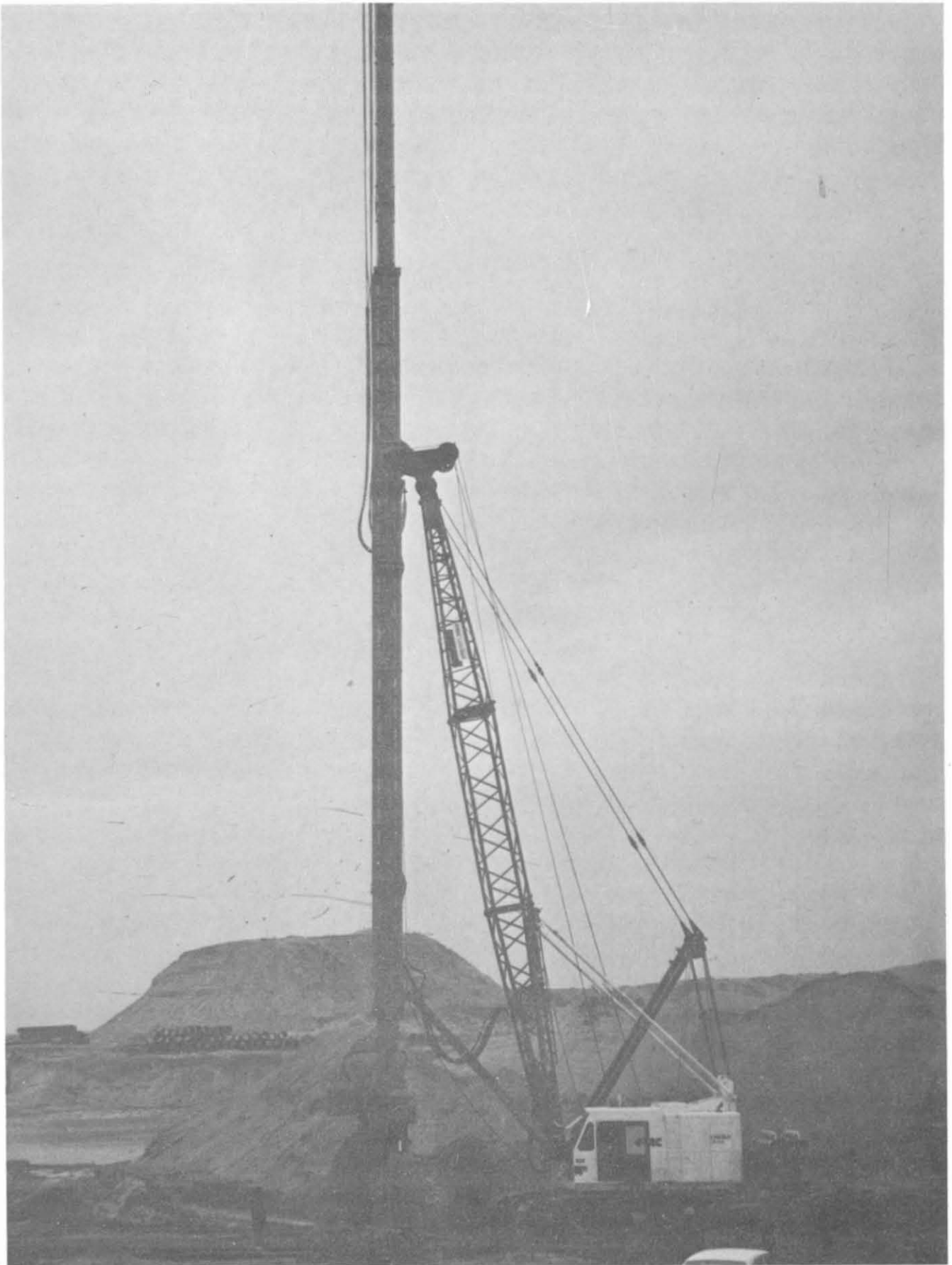


Fig. 9-6 - Diaframma a T per Porto di Gioia Tauro (Pali Trevisani).

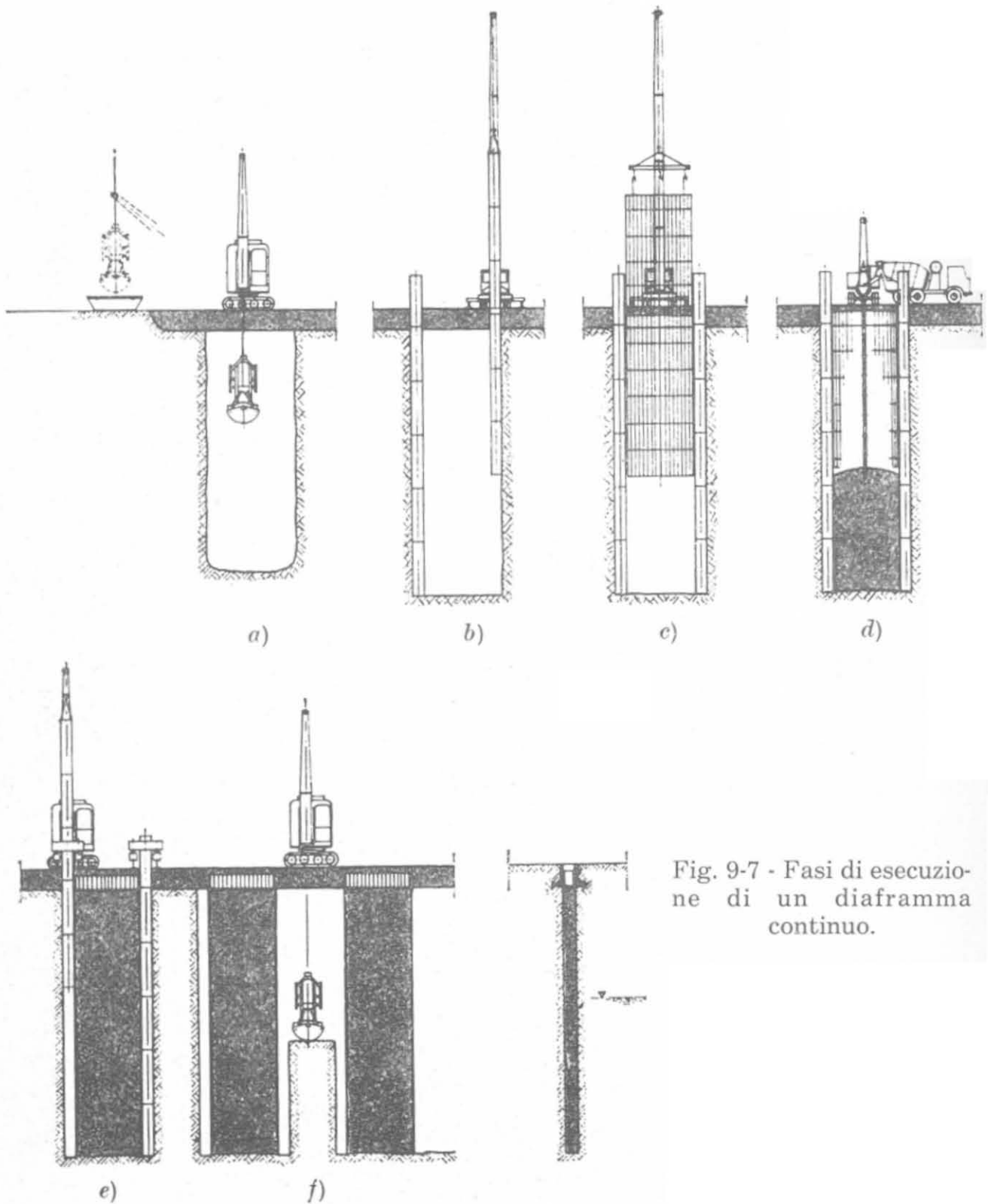


Fig. 9-7 - Fasi di esecuzione di un diaframma continuo.

anche parziali del terreno che comprometterebbero la buona riuscita del diaframma.

Si deve tener presente un fatto fondamentale: nella fase di riempimento dello scavo il calcestruzzo, per gravità, essendo più pesante del fango, si sostituisce ad esso dal basso verso l'alto. Perché l'operazione riesca bene tutto il volume occupato dal fango deve essere riempito dal calcestruzzo, che deve

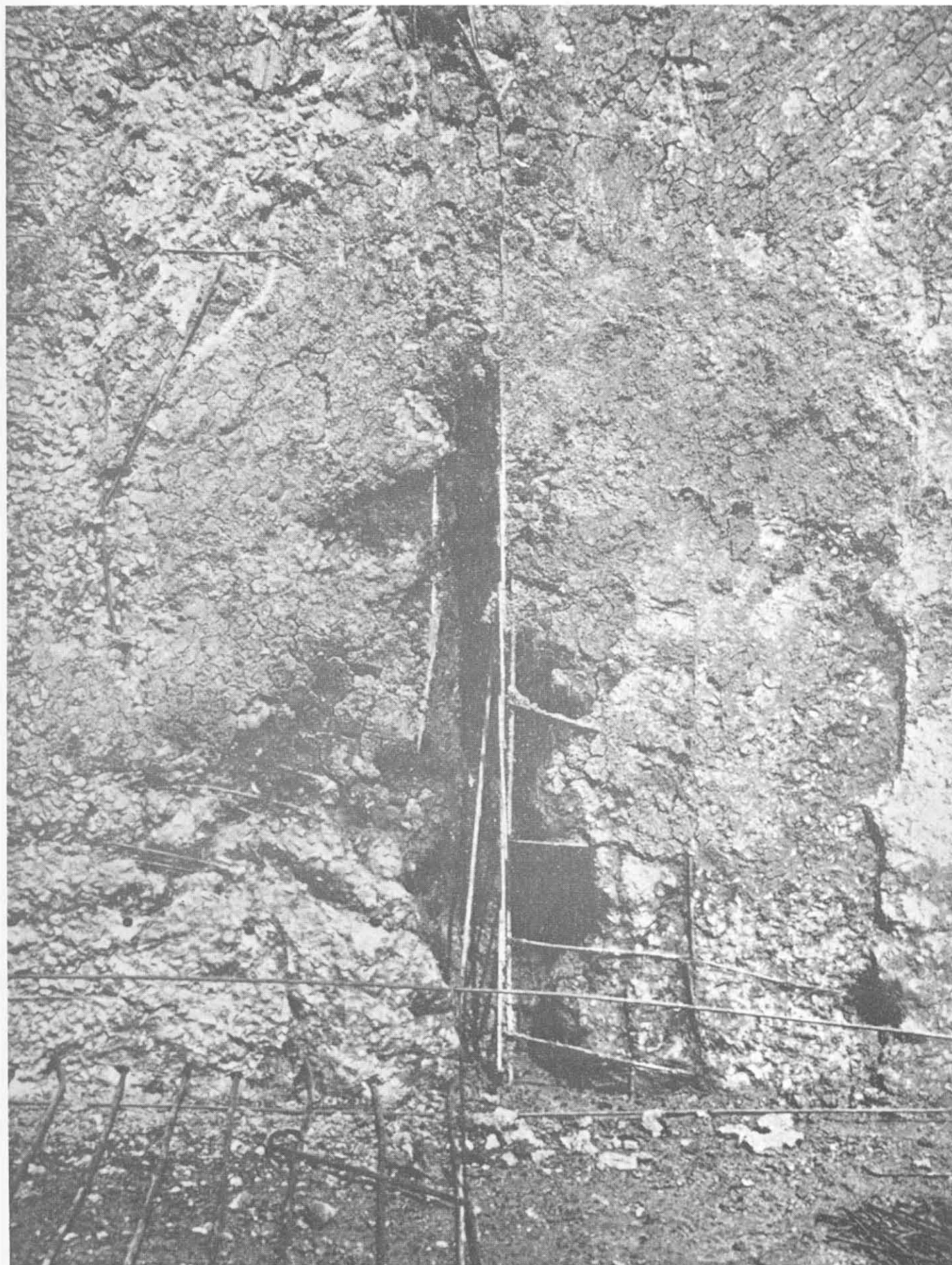


Fig. 9-8 - Malformazioni di un diaframma.

avvolgere bene anche le armature metalliche allontanandone la pellicola di fango.

Se per qualche motivo (impurità della miscela, contaminazione con i detriti di sabbia, ecc.) il gelo che si forma in stato di riposo è troppo rigido il calcestrutto tenderà a crearsi un passaggio nell'interno della massa gelatinosa, dando luogo ad una serie di malformazioni che talvolta possono compromettere la stabilità o lo scopo stesso del diaframma (fig. 9-8).

9-5 Stabilità della trincea riempita di fango.

Il problema della stabilità del terreno costituente le pareti dello scavo riempito di fanghi bentonitici non è stato ancora ben definito, nè è stato ancora sufficientemente chiarito il ruolo esatto dei fenomeni fisico chimici legati alla presenza del fango tixotropico.

Esaminiamo l'effetto della densità del fango stesso sulla stabilità dello scavo formulando delle ipotesi sul comportamento, puramente meccanico, del terreno.

9-5-1 TEORIA DI NASH E JONES.

Conosciamo in funzione della profondità, la distribuzione delle tensioni dovute al fango σ_f ed alla pressione idrostatica σ_a . Se la trincea è in equilibrio avremo in ogni punto

$$\sigma = \sigma_f - \sigma_a$$

essendo σ la tensione effettiva nel terreno.

Gli Autori formulano l'ipotesi, con riferimento alla fig. 9.9, che al momento della rottura, la parte di terreno che frana abbia la forma del cono triangolare $A C D$, in cui la parete inclinata $C D$ fa un angolo α con l'orizzontale. Sulla parte $A C$ della parete le spinte sono note e derivano dalle pressioni elementari del fango e dell'acqua, come pure è nota la pressione del terreno che l'equilibra. Questa al limite avrà il valore di Rankine. Si tratta di determinare il valore minimo di densità del fango necessario per realizzare in ogni punto le condizioni di equilibrio.

Con riferimento alla figura sia:

- H = altezza del cuneo di terreno considerato;
- $m H$ = livello dell'acqua nel terreno;
- $n H$ = livello del fango nella trincea;

- γ_f = peso specifico del fango;
 S = sforzo di taglio lungo la superficie CD ;
 N = reazione normale alla stessa;
 P = peso del cuneo di terreno in esame;
 R = reazione orizzontale sufficiente a equilibrare le spinte ed impedire il franamento del terreno lungo CD .

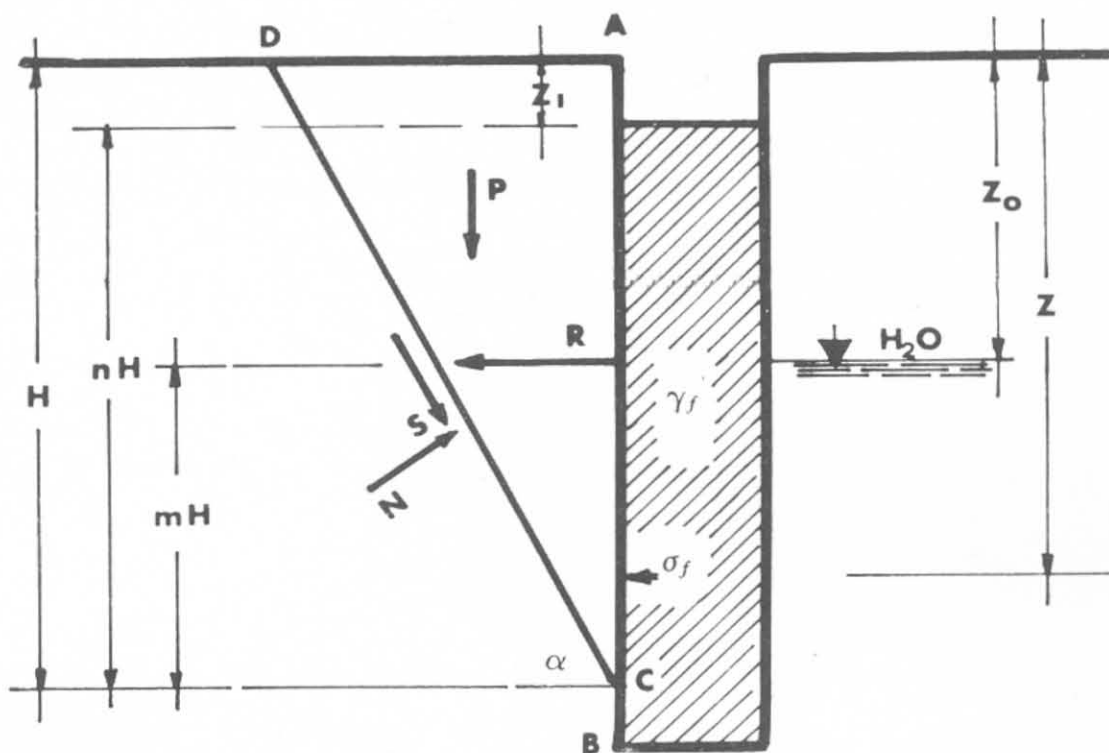


Fig. 9-9.

In condizioni di equilibrio orizzontale avremo:

$$R + S \cos \alpha = N \sin \alpha$$

e di equilibrio verticale:

$$P = S \sin \alpha + N \cos \alpha$$

Lo sforzo di taglio S è dato da:

$$S = N' \operatorname{tg} \varphi = (N - u) \operatorname{tg} \varphi$$

dove N' è lo sforzo effettivo che agisce sulla superficie di slittamento ed u la pressione dell'acqua su questo piano.

Dalle equazioni precedenti si deduce:

$$R = \frac{P (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi) + u \operatorname{tg} \varphi}{\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi}$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg \alpha \qquad u = \frac{1}{2} \gamma_a (mH)^2 \operatorname{cosec} \alpha$$

La pressione del fango sulla parete AC è:

$$\sigma_f = \frac{1}{2} \gamma_f (nH)^2$$

In condizioni di equilibrio sarà:

$$n^2 \frac{\gamma_f}{\gamma_a} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_a} \cotg \alpha (\sen \alpha - \cos \alpha \tg \varphi) + m^2 \operatorname{cosec} \alpha \tg \varphi}{\cos \alpha + \sen \alpha \tg \varphi} \quad (9-1)$$

Al variare di α si può ricavare il valore della densità γ_f necessaria per avere l'equilibrio. In pratica si può porre:

$$\alpha = 45 + \varphi/2$$

Si abbia ad esempio:

$$H = 10 \text{ m}; \varphi = 30^\circ; n = 0,9; m = 0,6; \alpha = 45 + \frac{\varphi}{2} = 60^\circ; 10 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

La (9-1) diventa:

$$0,9^2 \frac{\gamma_f}{\gamma_a} = \frac{\frac{18}{10} \times 0,57 (0,866 - 0,50 \times 0,57) + 0,6^2 \frac{1}{0,866} 0,57}{0,5 + 0,86 \times 0,57}$$

ed infine:

$$\gamma_f = 10,38 \text{ kN/m}^3$$

9-5-2 LA PROFONDITÀ CRITICA.

Come abbiamo visto, nell'ipotesi di Rankine in un punto posto alla profondità z avremo:

$$\sigma_z = K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0$$

essendo K_a il coefficiente di spinta e γ' il peso specifico del terreno immerso in acqua. Posto che sia sempre $z \geq z_0$ la condizione di equilibrio diventa:

$$K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0 \leq \gamma_f (z - z_1) - \gamma_a (z - z_0)$$

e mettendo in evidenza la profondità z , si trova:

$$z (K_a \gamma' + \gamma_a - \gamma_f) \leq \gamma_a z_0 - \gamma_f z_1 - K_a (\gamma - \gamma') z_0$$

da cui:

$$z_c \leq \frac{z_0 [\gamma_a - K_a (\gamma - \gamma')] - \gamma_f z_1}{K_a \gamma' + \gamma_a - \gamma_f} \quad (9-2)$$

La (9-2) indica la *profondità critica* al di sotto della quale non è teoricamente possibile approfondire lo scavo.

Riprendendo l'esempio precedente avremo:

$$z_c = \frac{6 [10 - 0,33 (18 - 11)] - 18 \times 1}{0,33 \times 11 + 10 - 10,4} = 7,48$$

posto uguale a 11 kN/m^3 il peso specifico del terreno immerso in acqua.

La profondità critica dipende:

- 1) da due parametri geometrici: livello freatico e livello del fango;
- 2) da tre parametri meccanici caratteristici del terreno: peso specifico, angolo di attrito, peso del terreno immerso in acqua;
- 3) da un parametro meccanico caratteristico del fango: il suo peso specifico.

In realtà i valori teorici ricavati applicando la (9-2) risultano spesso inferiori ai valori reali che si riscontrano nei cantieri, tanto che, per supplire al calcolo, si fanno sovente alcune ipotesi, quali:

a) tener conto del fatto che la densità del fango aumenta rispetto al teorico per l'aggiunta di limi ed argille presenti nel terreno ed assumere pertanto una densità non inferiore a 12 kN/m^3 ;

b) diminuire il coefficiente di spinta K_a per tener conto dell'effetto volta sempre presente nel terreno e tanto maggiore quanto minore è la lunghezza dello scavo;

c) far intervenire nell'equazione di equilibrio una spinta supplementare per tener conto dei fenomeni di elettrosmosi che si sviluppano nelle argille;

d) ammettere che il terreno in posto venga dotato di una certa coesione per l'infiltrazione del fango. La coesione aiuta la formazione dell'effetto arco nel terreno in vicinanza della parete, sia che si tratti di archi verticali, sia orizzontali fra le estremità dello scavo.

9-5-3 L'EFFETTO ARCO: TEORIA DI SCHNEEBELI.

È merito di G. Schneebeli d'aver per primo tentato di spiegare in modo razionale il fenomeno dell'effetto arco, proponendo un calcolo per valutare la spinta del terreno stesso in queste condizioni.

Consideriamo una sezione verticale del terreno di spessore Δx (fig. 9.10 a) che costituisce una delle pareti longitudinali dello scavo. Supponiamo che nel piano $x O z$ si formino degli archi come $A B C$ (fig. 9.10 b) di luce L . I punti di estremità dello scavo A e C rappresentano le *spalle* dell'arco. In queste condizioni la spinta σ_3' sul piano di simmetria $y O z$ del pannello è inferiore al valore risultante dall'applicazione della teoria classica sulla spinta delle terre.

Sviluppando il calcolo nel caso di terreni incoerenti l'arco $A B C$ è fissato in modo tale che in un punto generico M la tensione q agente sull'elemento tangente all'arco risulti verticale e di conseguenza la tensione q' che agisce sull'elemento verticale risulta parallela alla tangente.

Sia α l'angolo che l'arco fa con la verticale nel punto M e ds lo spessore di un arco elementare. Il peso sull'elemento M è espresso da:

$$q ds = \frac{q}{\cos \alpha} dx$$

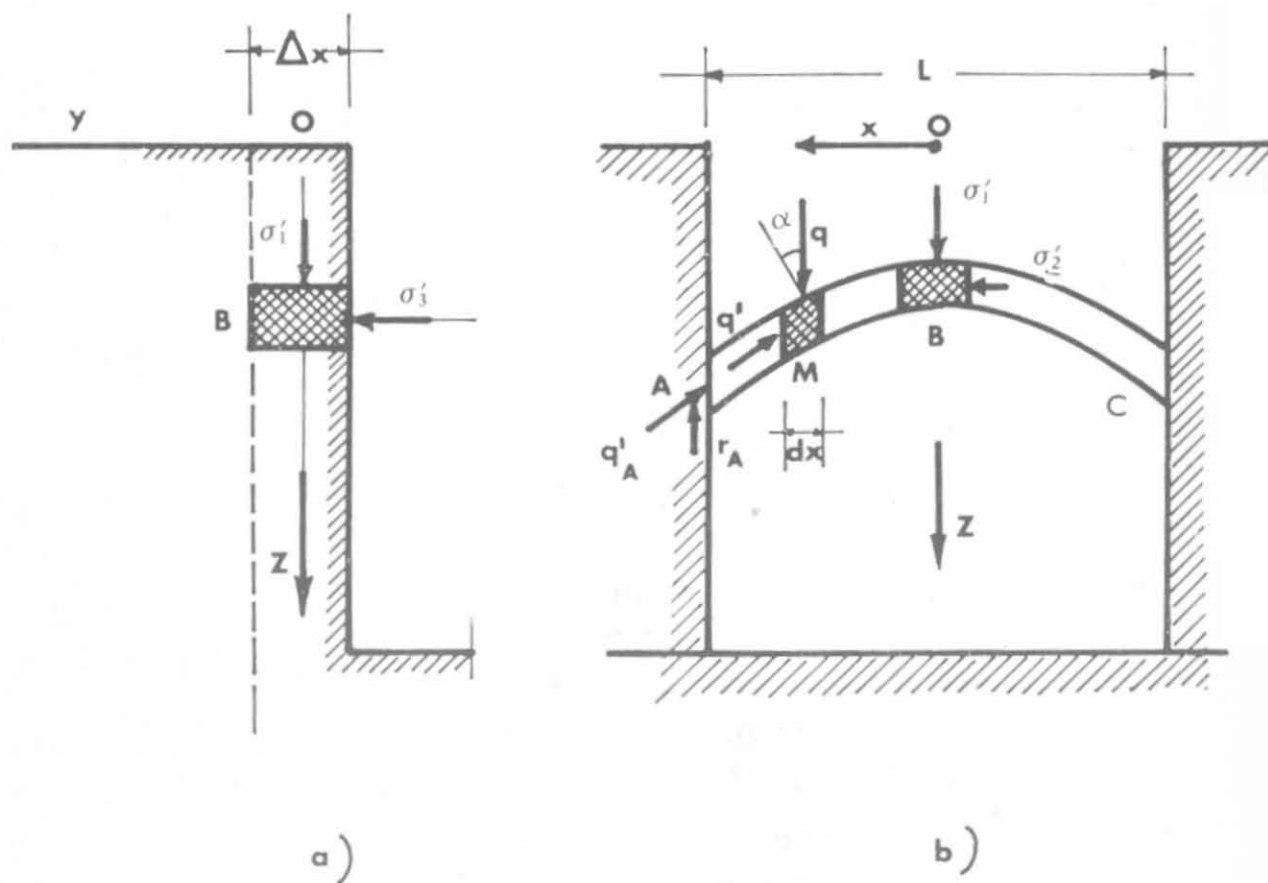


Fig. 9-10.

Schneebeli ammette che il valore $\frac{q}{\cos \alpha}$ sia costante per tutto l'arco. L'angolo α è massimo ai bordi del pannello in corrispondenza ad A e C : ammettendo che detto valore massimo corrisponda all'angolo di attrito φ , con un ragionamento analogo a quello relativo alle spinte sulle pareti di un silo, Schneebeli arriva a determinare il valore della spinta della terra in funzione del rapporto z/L tra la profondità e la larghezza del pannello, con l'espressione:

$$\sigma_3' = \frac{\gamma L K_a}{\text{sen } 2 \varphi} (1 - e^{-\text{sen } 2 \varphi \frac{z}{L}}) \quad (9-3)$$

Essa tende al valore asintotico, per $z \rightarrow \infty$

$$\sigma_3' = \frac{\gamma L K_a}{\text{sen } 2\varphi} \quad (9-4)$$

che risulta direttamente proporzionale alla lunghezza L del pannello.

La conferma della teoria di Schneebeli, l'effetto arco e le conseguenze del sovraccarico posto in vicinanza della trincea sono stati analizzati da G. Wong e pubblicati su *ASCE, Geotechnical Engineering*, nov. 1984.

9-5-4 TEORIA DI KOWALESKI.

Per Kowaleski (1965) l'esistenza dell'effetto arco nel terreno porta a forme di rottura assai differenti da quelle tradizionali di Coulomb; egli ipotizza il cuneo di spinta in un cilindro parabolico a generatrici verticali limitato da un piano di angolo α con l'orizzontale (fig. 9-11). Lo spessore del cilindro è determinato con l'espressione:

$$f = \frac{L}{2} \text{ctg } \varphi$$

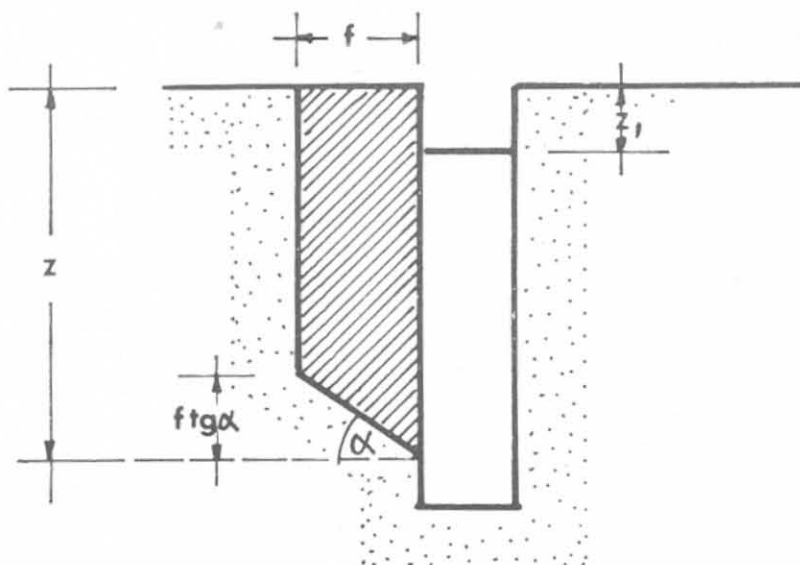


Fig. 9-11.

Rimandiamo alla memoria citata lo sviluppo analitico della teoria e riportiamone le conclusioni. Kowaleski ha calcolato in analogia a quelli di Rankine i coefficienti di spinta K_a' in funzione di φ e del rapporto z/L , che sono riportati nella tabella IX-1. Come nella teoria di Schneebeli la spinta decresce rapidamente con la profondità relativa z/L e ciò può spiegare il perchè della tenuta

di scavi profondi. Per piccoli valori di z/L i coefficienti K_a' sono di poco inferiori a quelli di Rankine; per $z/L = 0$, cioè per $L = \infty$, i valori di K_a' coincidono con quelli di Rankine.

TABELLA IX-1.

$\frac{z}{L}$	φ			
	25°	30°	35°	40°
0	0,406	0,333	0,271	0,218
0,5	0,375	0,307	0,246	0,196
1	0,346	0,277	0,221	0,173
2	0,286	0,221	0,170	0,129
4	0,201	0,145	0,107	0,079
6	0,152	0,108	0,077	0,055
8	0,124	0,087	—	—

9-6 Prove di laboratorio.

Nel laboratorio geotecnico del Politecnico di Milano sotto la guida del prof. Meardi furono eseguite alcune prove su modello con pareti verticali in materiali incoerenti per studiare il comportamento del fango e del terreno. Se ne è avuta comunicazione al VI Convegno di Geotecnica nel 1963.

È stata impiegata sabbia asciutta (da 0,1 a 1 mm) e miscela di sabbia e ghiaia; il fango si ottenne introducendo nel mescolatore 136 kg di bentonite del Molise, 1000 litri di acqua e mescolando per 30 minuti. La densità variava da 1,05 a 1,095.

Nella vasca di prova tra terreno e bentonite era interposta una lastra di vetro che veniva gradatamente sollevata (1 cm/minuto): il fango ha sempre sostenuto il terreno. Dopo alcune ore il livello del fango veniva abbassato gradatamente sino a provocare il franamento. Durante questa fase si osservava un denso pannello di fango sulla parete del terreno: 11 ÷ 12 mm in presenza di sabbia secca, 6 ÷ 8 mm con sabbia satura. Inoltre il terreno stesso dietro il pannello risultava bentonizzato, per spessori che variavano da 8 a 10 cm nella sabbia asciutta e sino a 18 cm dopo alcuni giorni di contatto.

L'assorbimento del fango da parte del terreno facilita la formazione dell'effetto arco, che, come si è visto, spiega la stabilità di pareti di scavi profondi non giustificata dai calcoli tradizionali.

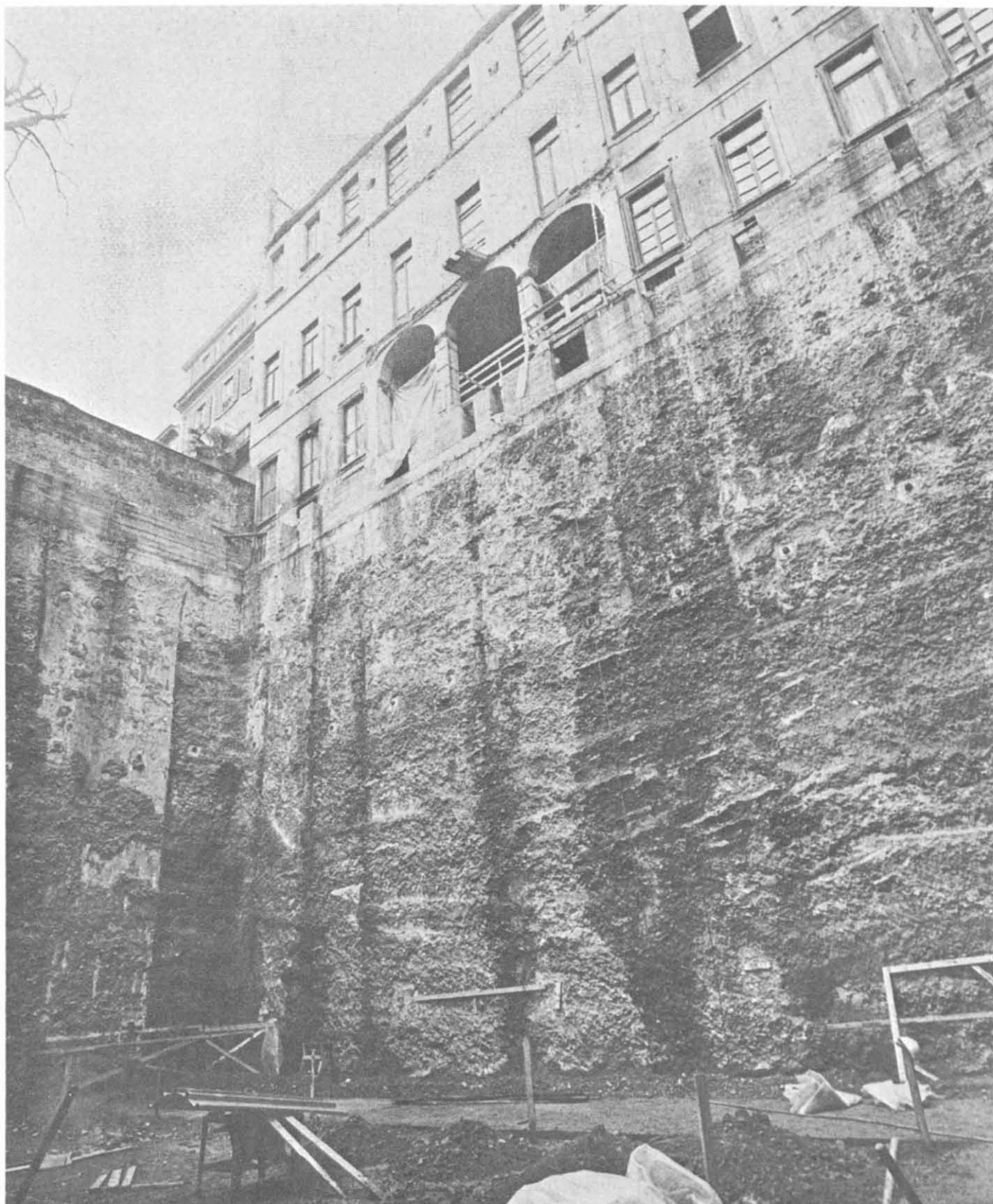


Fig. 9-12 - Diaframma a Milano per la Pinacoteca di Brera (Sogefon SpA, Milano).

In anni più recenti (1975) sono stati pubblicati nei Proceedings della conferenza organizzata a Londra nel settembre 1974 da Institution of Civil Engineers i risultati degli studi delle analisi di laboratorio eseguiti dalla Cementation Piling and Foundations Ltd.

Secondo questi il fango dovrebbe avere una concentrazione di bentonite non minore del 4,5%, una densità maggiore di 1,034 e minore di 1,25 ed un contenuto di sabbia compreso tra 1 e 25% (1).

Si può concludere che i fanghi di bentonite costituiscono un mirabile mezzo d'opera largamente usato nell'industria petrolifera mentre la loro applicazione nell'ingegneria civile è relativamente recente. Le proprietà fisiche del fango richiesto per l'ingegneria civile devono essere ulteriormente studiate. Così la resistenza della pellicola ed il suo contributo alla stabilità delle pareti dello scavo; la perdita di aderenza delle armature metalliche immerse nel fango; la tecnologia della coagulazione del fango.

9-7 Diaframmi ancorati.

I diaframmi continui meglio degli altri si prestano a sostenere pareti di scavi profondi se vengono ancorati, durante le varie fasi di scavo. La tecnica degli ancoraggi si è molto sviluppata parallelamente all'esecuzione dei micropali in quanto vengono, in genere, impiegate le stesse attrezzature.

In taluni casi è sufficiente adottare come ancoraggi gli stessi micropali (i tubifix ad esempio) se l'armatura di ferro lo consente; in altri casi si impiegano armature differenti con acciai ad alto limite di resistenza con la nota tecnica della pretensione. Parleremo in seguito più diffusamente degli ancoraggi e delle possibilità di impiego che offrono. In questo capitolo ci limitiamo a ricordare come i diaframmi ancorati rendano possibili scavi profondi non altrimenti realizzabili.

Basta esaminare la fig. 9-12 dove lo scavo a filo del fabbricato esistente è profondo 16 m, e il diaframma ha due sole file di ancoraggi.

9-8 Diaframmi preinflessi.

Le pressioni del terreno vengono ridotte e di conseguenza per scavi limitati possono essere eliminati gli ancoraggi, con l'impiego dei *diaframmi preinflessi* (2) (fig. 9-13).

Studi teorici ed esperimenti eseguiti in cantiere hanno permesso di riscontrare che imprimendo al diaframma, ancora totalmente immerso nel terreno, una preinflessione determinata in base alle condizioni statiche richieste, si può mobilitare la reazione del terreno laterale su uno od entrambi i lati del diaframma stesso.

Il risultato sperimentale più significativo è stato la constatazione che, pur imprimendo ad un diaframma forze d'inflessione notevoli, non ammissibili su di una struttura simile fuori terra, le varie sezioni del diaframma risultano total-

(1) J.N. HUTCHINSON *et al.*, "The properties of bentonite slurries used in diaphragm walling and their control", Institution of Civil Engineers, Londra, 1975.

(2) Brevettati dalla ICOS con il nome «Icosflex».

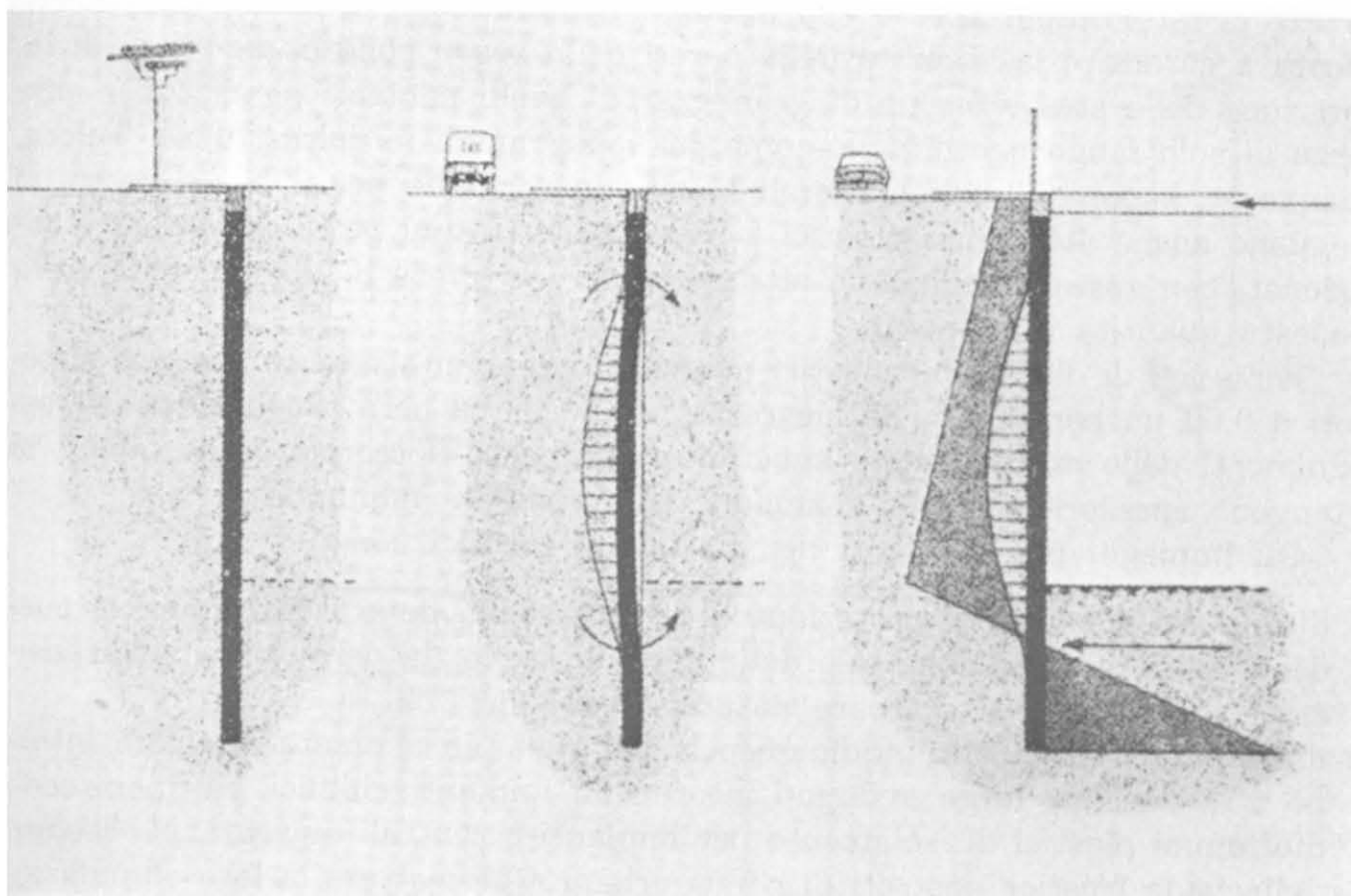


Fig. 9-13 - Diaframmi preinflessi (ICOS).

mente compresse, anche se con valori di compressione diversi ai lembi delle sezioni; ciò in virtù della reazione laterale del terreno che entra in azione.

La preinflessione viene provocata mediante la messa in tensione di cavi in acciaio armonico, opportunamente predisposti lungo il diaframma, vincolati alla base dello stesso ed immorsati in sommità in dispositivi di bloccaggio una volta raggiunte le tensioni previste con una tecnica simile a quella degli ancoraggi. Il numero dei cavi e la loro curvatura vengono determinati in modo che, sia durante la preinflessione che durante il successivo scavo di sbancamento, tutte le sezioni risultino interamente reagenti.

9-9 Diaframmi plastici.

Quando ai diaframmi continui impermeabili non è richiesta una precisa notevole funzione statica, ma soltanto la funzione impermeabilizzante, di intercettazione, cioè di flussi di filtrazione nel terreno, il materiale costitutivo dei diaframmi, generalmente calcestruzzo, può essere sostituito da miscele plastiche.

Una delle componenti delle miscele, insostituibile, è sempre data dalla bentonite sotto forma di sospensione in acqua, che dà luogo al fango atto a permettere lo scavo del terreno senza innescare franamenti delle pareti di scavo.

Al fango bentonitico vengono aggiunti generalmente cemento ed additivi chimici con funzione fluidificante e ritardante dei fenomeni di presa ed induri-

mento. Il fatto importante è che il fango bentonitico così addizionato riesce ancora a garantire la stabilità delle pareti dello scavo consentendo cicli di lavorazione dello stesso ordine di grandezza di quelli adottati per scavi in presenza di solo fango bentonitico, come per i diaframmi in calcestruzzo. Talora, quando la disponibilità di materiali in situ lo consiglia per il basso costo, si eseguono anche diaframmi plastici a base di inerti, limi, argille, bentonite addizionati con sostanze chimiche atte a regolare la presa e l'indurimento della modesta quantità di cemento.

Per i tipi di diaframmi plastici descritti si è orientati verso spessori superiori a 0,60 m, per ragioni di sicurezza idraulica; va però rilevato che gli assorbimenti delle miscele usate superano largamente il teorico e che quindi si ottengono spessori reali ben maggiori dello spessore nominale.

Gli impieghi più frequenti dei diaframmi plastici sono:

- a) diaframmi plastici per protezione di grandi scavi, dove i diaframmi si possono eseguire a distanza tale dalla zona di scavo da permettere la disposizione dello stesso a scarpata naturale e stabile;
- b) diaframmi plastici anti-inquinamento, per esempio a pianta circolare intorno a serbatoi, a largo sviluppo intorno ad impianti chimici, raffinerie ecc.; diaframmi plastici di isolamento per impianti o centrali nucleari, per isolare dalla falda freatica depositi di rifiuti urbani e permettere la loro eliminazione, da impiegarsi senza impegni di carattere statico ma con piena rispondenza di tenuta idraulica; da proporsi quindi con cautela, per esempio, per la tenuta al di sotto di dighe in terra dove i fenomeni di assestamento del terreno di base possono provocare spinte e deformazioni sulla parete del diaframma.

9-10 I diaframmi continui impiegati come elementi di fondazione.

Le attrezzature che sono in grado di realizzare pannelli gettati in opera per diaframmi continui possono essere impiegate per l'esecuzione di uno o più pannelli diversamente orientati, come elementi portanti di fondazione in sostituzione dei pali di grande diametro.

In condizioni normali gli elementi di diaframma non sono economicamente competitivi al confronto dei pali, ma lo possono diventare quando:

- a) la profondità richiesta per la fondazione superi quella ammissibile alle attrezzature per pali trivellati;
- b) la natura del terreno renda necessaria l'esecuzione dei pali con fanghi bentonitici;
- c) il carico sia così elevato da dover impiegare più pali di grande diametro per ogni elemento della fondazione.

In quest'ultimo caso il confronto economico può essere favorevole all'impiego dei pannelli come elementi portanti: 5 pali del diametro di 1,20 m, ad esempio, corrispondono ad un elemento di 5 m e spessore 80 cm. In fig. 9-14

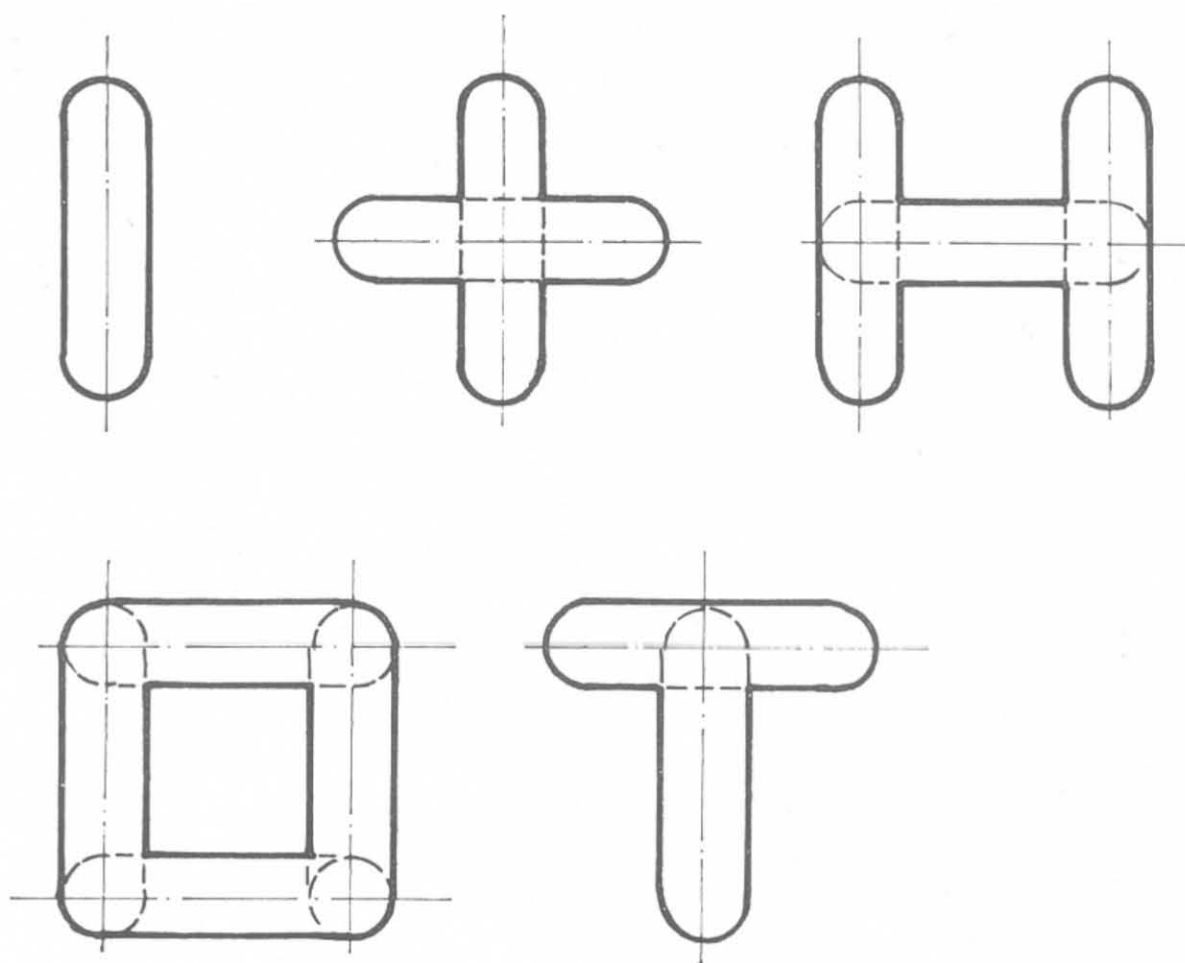


Fig. 9-14 - Elementi di diaframma come strutture di fondazione.

sono indicate alcune forme comunemente adottate per impieghi di questo genere. Va sottolineato il fatto che gli elementi di diaframma sono in grado di resistere a sforzi orizzontali assai meglio di quanto non lo siano i pali, per il maggiore momento di inerzia. Per tali ragioni vengono impiegati con risultati positivi per fondazioni particolari in zone franose. La fig. 9-15 indica la soluzione adottata per la fondazione di piloni a sostegno di una teleferica in un terreno particolarmente instabile.

Per la centrale termica di Porcheville sono state eseguite fondazioni ad H dello spessore di 1 m ed altezza di 5,50 m in grado di sopportare un carico di 32 MN ed una spinta orizzontale di 930 kN posta a 17 m di profondità. I pannelli sono profondi 35 m.

9-11 L'impiego dei diaframmi continui nella metropolitana di Milano.

I primi impieghi dei diaframmi continui si ebbero per l'esecuzione delle difese fluviali sul Po e sull'Adige e per la realizzazione dello sbarramento impermeabile nelle dighe in terra. Ma indubbiamente l'impiego più interessante che ha avuto una risonanza mondiale ed una serie di applicazioni successive è stato quello per la metropolitana di Milano.

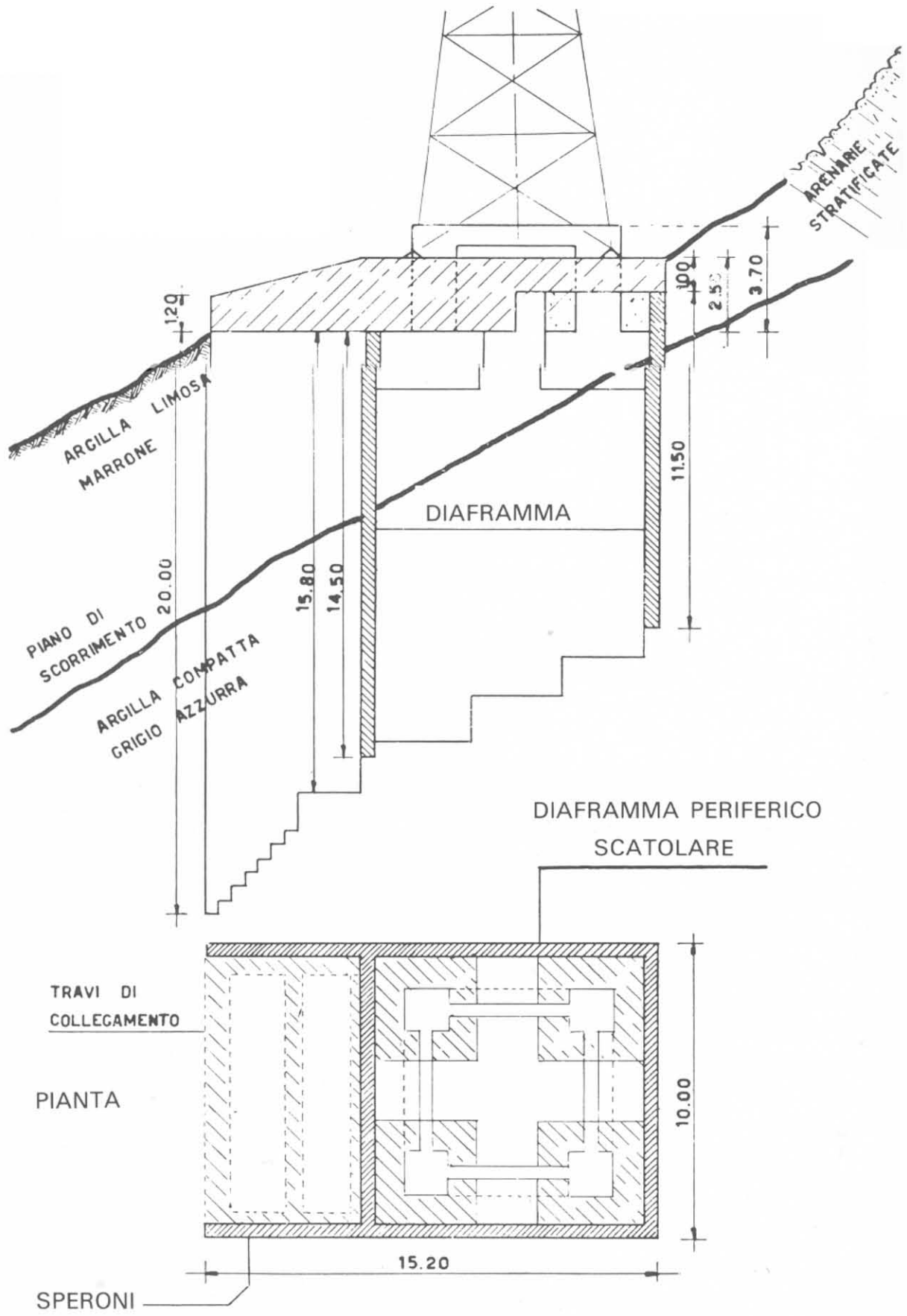


Fig. 9-15.

I risultati degli studi e delle esperienze portarono all'adozione di quel procedimento costruttivo che fu battezzato col nome di *metodo Milano* con il quale erano praticamente soddisfatte quasi tutte le esigenze necessarie con una spesa accettabile per simili opere. Questa tecnica ebbe in seguito vasti consensi anche all'estero, oltre che in Italia, ed è ormai diffusa ed applicata in altri paesi (ad esempio: metropolitane di Vienna, Toronto, Caracas, Tokyo e gli impianti sotterranei nella Karlsplatz di Monaco e in Hyde Park Corner a Londra).

Il punto fondamentale di tale tecnica consiste nel costruire i piedritti della galleria con diaframmi continui di calcestruzzo prima di iniziare gli scavi.

Le fasi di lavoro sono le seguenti:

a) partendo dalla strada si scavano nel terreno due piccole trincee profonde 1,50 m e larghe 1,00 m; queste trincee si trovano esattamente sulla verticale dei futuri piedritti della galleria. Le pareti laterali di queste piccole trincee vengono in seguito rivestite con calcestruzzo leggermente armato;

b) le trincee così formate, la cui larghezza interna è pari a quella del futuro piedritto (55 ÷ 80 cm), vengono riempite con una sospensione colloidale di bentonite. Un impianto centralizzato prepara questa sospensione e provvede alla distribuzione sui cantieri mediante una opportuna rete di tubazioni provvisorie. Interviene quindi l'attrezzatura per diaframmi che li esegue, sempre in presenza di fanghi, sino alla profondità preventivata;

c) si completano gli scavi per una lunghezza di 5 m circa, si sistemano le armature e si immerge un tubo metallico mediante il quale si introduce sul fondo il calcestruzzo facendolo risalire fino all'altezza desiderata. Il pannello in c.a. è così completato e lo si lascia maturare per tutto il tempo necessario;

d) si procede con normali mezzi meccanici allo scavo del terreno compreso fra i due piedritti fino alla quota d'imposta della copertura della galleria; si collocano in opera le casseforme e le armature della copertura e se ne esegue il getto rendendola solidale con i piedritti mediante finestrate praticate negli stessi diaframmi;

e) si procede all'impermeabilizzazione, al reinterro ed al ripristino definitivo della massicciata stradale;

f) mediante mezzi meccanici si eseguono gli scavi in sotterraneo procedendo con grande rapidità ed in piena sicurezza, essendo state già realizzate le pareti e la copertura della galleria. Si procede infine al getto dell'arco rovescio e si trattano, previa sabbiatura, le facce interne dei piedritti con l'applicazione di uno strato di gunite.

Molta importanza ebbero gli studi e le esperienze preliminari fra le quali le prove per determinare i limiti di stabilità delle pareti delle trincee riempite con fanghi di bentonite. Fu possibile constatare che le pareti delle trincee resistevano perfettamente anche quando gli scavi venivano eseguiti ad una distanza di soli 40 cm da fondazioni caricate, in via sperimentale, a più di 1000 kN/m, ossia a più del triplo dei carichi normali dovuti ai fabbricati. Per ottenere questi risultati la lunghezza di ogni getto di scavo è stata limitata a 180 cm.

Quando si raggiunse la certezza assoluta dei risultati, il lavoro incominciò regolarmente nei cantieri dei vari lotti appaltati e sono stati così costruiti per la prima linea 230 000 m² di diaframmi fino a profondità dell'ordine di 14 ÷ 16 m al di sotto della strada ed in certi casi speciali fino a 32 m, impiegando più di 120 t di fanghi di bentonite, ossia più di 10 000 t di bentonite secca.

La prova sperimentale su modello venne eseguita nel 1959 con la consulenza dei professori Danusso e Meardi del Politecnico di Milano.

Il terreno di prova venne preparato artificialmente riportando, entro uno scavo predisposto, materiale proveniente dagli scavi profondi della metropolitana costituito da sabbia e ghiaia. Sul terreno artificiale in loco vennero fatte prove penetrometriche e misure di peso specifico apparente. Entro il terreno venne costruito un muro lungo 5 m diviso in tre elementi uguali e indipendenti, con una fondazione larga 1 m e piano di appoggio a 3 m sotto la superficie libera. Il muro venne eseguito in tre elementi separati allo scopo di consentire assestamenti indipendenti evitando trasferimenti di carico per continuità.

In superficie, di fronte al muro, venne eseguito il cordolo di calcestruzzo di guida della macchina operatrice dello scavo, delimitante un vano di 0,55 per 5,40 m. La trincea, scavata verticalmente, tagliava il terreno in fregio al muro ad una distanza di 0,50 m dal filo della fondazione. Il muro, che doveva simulare la fondazione di un fabbricato, veniva caricato mediante martinetti atti a dosare un carico variabile ed era dotato di strumenti per misurare gli spostamenti.

Gli spostamenti verticali venivano rilevati mediante una livellazione, assunti opportuni caposaldi fissi di riferimento, con la precisione di 0,1 mm; gli spostamenti orizzontali in un piano ortogonale all'asse longitudinale del muro venivano letti sulla scala graduata mediante teodolite con la precisione di 0,5 mm; la rotazione angolare era misurata con un clinometro con la precisione di due secondi sessagesimali. Veniva così individuato il movimento rigido piano di ciascuno dei tre elementi di muro in un piano ortogonale all'asse del muro stesso. Sui tre elementi di muro vennero applicati carichi uguali, mantenendo i martinetti sempre collegati idraulicamente in parallelo.

La prova venne eseguita due volte, con modalità diverse; in ciascuna delle due prove si possono individuare i seguenti tempi:

- 1°) carico progressivo della fondazione fino al valore prestabilito;
- 2°) riduzione del carico ad un valore inferiore al precedente ed inizio dell'operazione di scavo di una trincea lunga 1,80 m e larga 0,55 m, spinta progressivamente fino alla profondità di 8 m dal piano campagna; lo scavo fu eseguito con benna mordente in presenza di fango bentonitico tenuto costantemente a 0,2 ÷ 0,6 m sotto il piano campagna;
- 3°) in presenza della trincea completamente scavata e colma di fanghi bentonitici, aumento progressivo del carico sul muro fino al valore massimo di 1000 kN/m;
- 4°) il carico viene mantenuto al valore prestabilito e si procede ad una nuova operazione di scavo: nella prima prova si è allargata la trincea portan-

dola da 1,80 a 5,40 m mediante scavo dall'alto con benna mordente; nella seconda prova si è ulteriormente approfondita, fino a 19 m da piano campagna, la trincea da 1,8 m.

I risultati delle prove misero in evidenza che ad un carico di 500 kN/m^2 il cedimento dell'elemento centrale di muro fu di 30 mm e raggiunse i 70 mm ad un carico di oltre 700 kN/m^2 .

L'approfondimento del diaframma, con scavo lungo 5,40 m, portò alla rottura del terreno con spostamento della parete; ciò che non si verificò, anche con carichi maggiori, per lo scavo di 1,80 m profondo 19 m. Con questi ed altri elementi fu possibile mettere a punto la tecnica per l'esecuzione dei lavori in fregio ai fabbricati: su 14 km di linea non si verificarono inconvenienti degni di rilievo. Il massimo cedimento rilevato nei fabbricati, alcuni dei quali molto pesanti, fu di 3 mm.

CAPITOLO X

INFISSIONE DEI PALI COSTRUITI FUORI OPERA PROCEDIMENTI ED EFFETTI

10-1 Generalità.

I procedimenti impiegati per l'infissione dei pali costruiti fuori opera variano secondo la natura del palo, del terreno e le condizioni di lavoro. L'infissione, cioè, può avvenire:

- a) *a mano* con semplice mazzapicchio;
- b) *con battipalo a motore* a ritorno di fune;
- c) *con battipalo a motore e maglio a vapore*;
- d) *con acqua od aria compressa*;
- e) *con vibrazione*.

Il primo caso è assolutamente di fortuna e può essere usato per affondare pali corti di legno o tubi di ferro o ghisa per pozzi. Il peso del maglio può variare da 500 a 2000 N; l'altezza di caduta non supera generalmente il metro.

Il *battipalo a ritorno di fune* è costituito dal gruppo motore-argano, dalla piattaforma, dalla incastellatura metallica o in legno, dal maglio o massa battente. Il peso del maglio va da 2000 a 20 000 N e l'altezza di caduta da 6 a 10 m. Il maglio è costituito da un semplice blocco di ghisa che scorre su due guide e cade sulla testa del palo. Il sistema è molto semplice ed antico; tuttavia il battipalo è utile per l'infissione di pali corti in legno o di cemento armato, in mare o sui fiumi, poiché il peso e il limitato ingombro dell'attrezzatura facilitano il lavoro su barconi o su chiatte (figg. 10-1 e 10-2).

I *battipali con maglio a vapore* sono impiegati per l'infissione dei pali in cemento armato ed in ferro e dei tubi di rivestimento per l'esecuzione dei pali gettati nel terreno. La parte vitale del battipalo è costituita dal maglio a *semplice* o *doppio* effetto. Questa categoria comprende i tipi più moderni di battipali di cui vedremo in seguito le caratteristiche.

Dopo l'invenzione della macchina a vapore, furono costruiti magli nei quali la massa battente veniva di poco sollevata dalla pressione del vapore



Fig. 10-1.

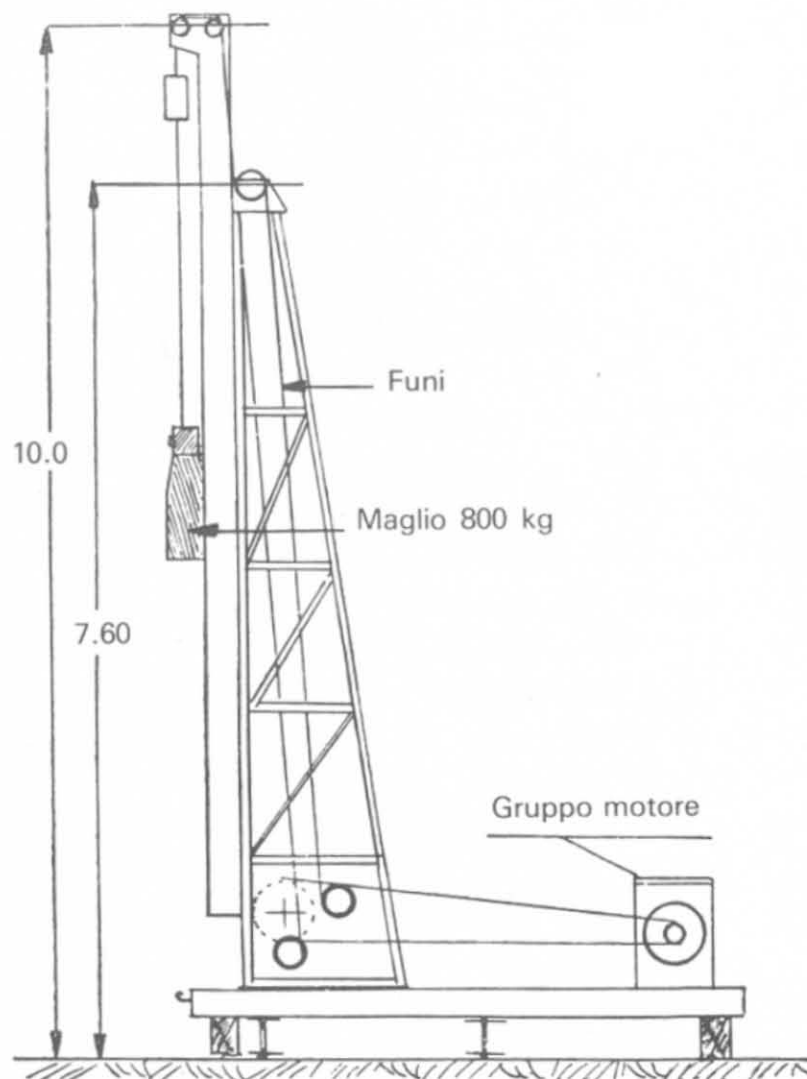


Fig. 10-2 - Schema di battipalo con maglio a caduta libera.

e poi lasciata cadere per gravità. In seguito si costruirono magli a *doppio effetto* nei quali cioè la pressione del vapore agisce in aiuto alla gravità.

Alcuni magli a vapore possono essere impiegati anche senza incastellatura metallica, tenuti sospesi dal braccio di una gru sulla testa del palo. È indispensabile interporre tra il maglio e la sommità del palo una cuffia di protezione di ghisa o di legno duro per ripartire uniformemente la pressione ed evitare danni al materiale.

L'uso dell'*acqua compressa* per l'infissione dei pali è limitato ai terreni incoerenti (sabbia fine, limo) ed in particolare nei lavori marittimi e portuali.

L'infissione è in genere coadiuvata dall'impiego di un maglio che serve come peso statico da applicare sulla testa del palo per facilitarne la discesa.

Più recentemente è stata impiegata come alternativa, in molti casi positiva, la vibrazione trasmessa al palo e dal palo al terreno, da un *maglio vibrante*.

La maggior parte dei pali è ora infissa con l'impiego di magli a vapore o diesel, mentre il maglio a caduta libera è solo impiegato per lavori di piccola entità dove non sarebbe economico installare attrezzature molto pesanti ed ingombranti.

L'equipaggiamento di un battipalo in genere, qualunque sia il maglio impiegato, è costituito da una piattaforma metallica montata su ruote o su rulli, a sostegno del gruppo motore-argano, sulla quale appoggiano i montanti dell'incastellatura metallica. Questa porta le guide per la caduta del maglio, gli argani di sollevamento e di estrazione ed i dispositivi per l'inclinazione del castello. I battipali differiscono invece negli organi che riguardano le modalità di esecuzione del palo, l'infissione del tubo-forma, la battitura del calcestruzzo e l'estrazione del tubo. Oggi sono quasi generalmente impiegati speciali equipaggiamenti a gru che portano sospese all'estremità del braccio le guide ed il maglio (fig. 10-3). Quest'ultimo può essere a caduta libera, a vapore od aria compressa, a ciclo Diesel. L'equipaggiamento è montato su cingoli o su carrelli gommati.

10-1-1 MAGLI A CADUTA LIBERA.

Il maglio a caduta libera è costituito da una semplice massa metallica che batte sul palo provocandone l'affondamento; scorre nella sua discesa lungo due guide che fanno corpo unico con l'ossatura metallica. La forma è studiata in modo da avere il centro di gravità più in basso possibile.

Quando il maglio batte direttamente sulla testa del palo ha la base leggermente concava: questa è invece piatta se, come avviene in genere, si usa un cuscinetto ammortizzatore. Il peso dei magli va da 10 000 a 18 000 N per pali in legno normali e supera i 20 000 N per pali molto lunghi. L'altezza di caduta dal maglio è 5÷6 m; in terreni molto soffici è anche solo di 1,50 m: in media varia da 3 a 4,50.

Se l'altezza di caduta è grande e il terreno è compatto, la durata della battitura deve essere limitata, perchè un eccesso può provocare la rottura del palo. Esempi di danni del genere sono frequenti specialmente per i pali in legno.

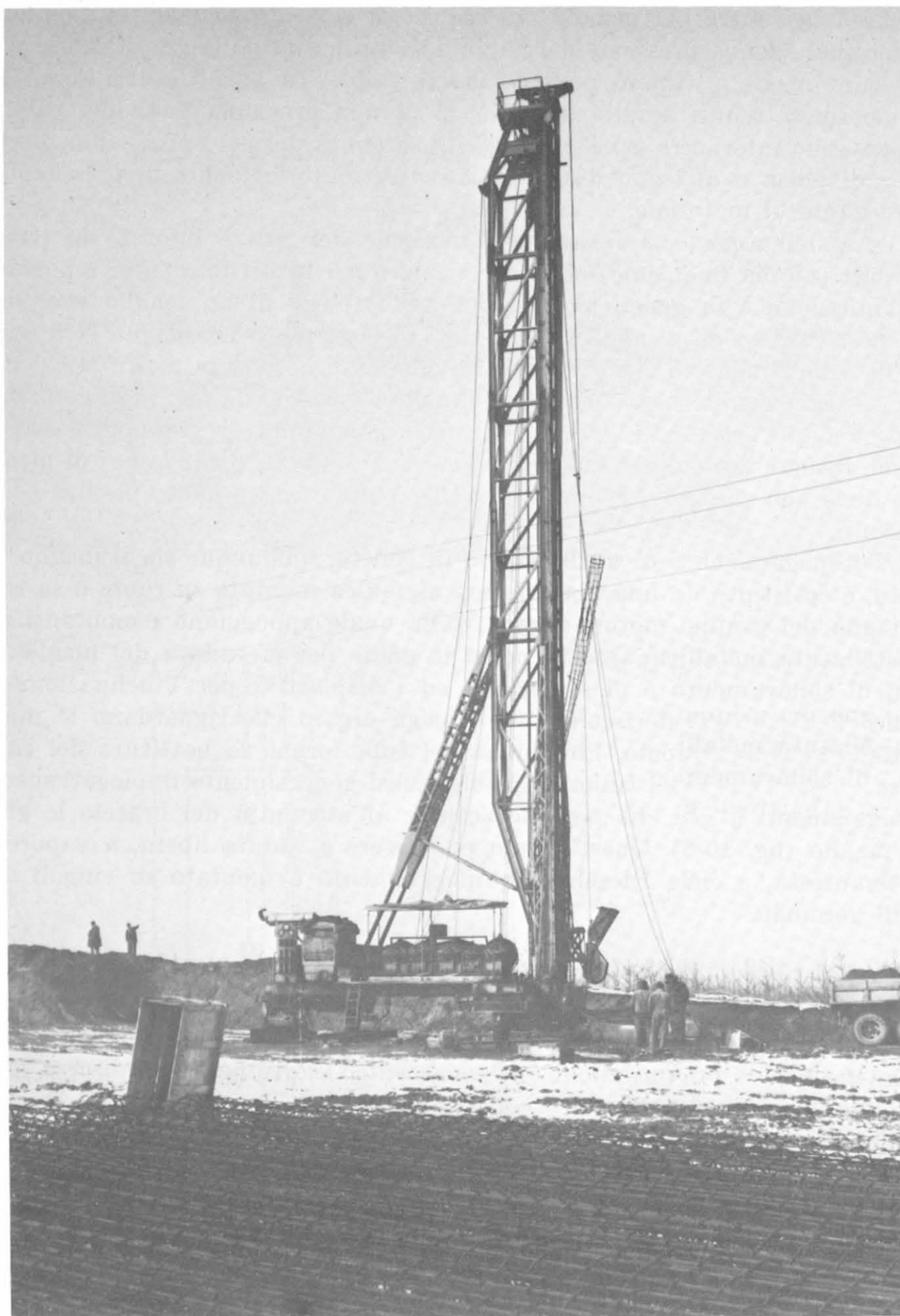


Fig. 10-3 - Attrezzatura di infissione (Franki).

Una piccola altezza di caduta può assicurare una più rapida successione di colpi, che nella maggior parte dei terreni garantisce migliore infissione ed economia di tempo.

Se Q è il peso del maglio e H è l'altezza reale di caduta, QH rappresenta il lavoro fatto dal maglio in un colpo per caduta libera. L'energia effettivamente fornita è inferiore a QH per tutte le perdite di attrito e valutabile intorno a $0,7 \div 0,8 QH$. Si ritiene che per i pali in legno il lavoro non debba essere inferiore a 40 kN m e non superiore ai 70 kN m secondo la natura del legname. Per l'infissione dei pali in cemento armato più pesanti dei pali in legno, occorrono magli più grossi. Quelli a caduta libera sono impiegati raramente per l'infissione dei pali in cemento armato; quando si usano, il peso del maglio non dovrebbe essere inferiore al peso del palo, nè l'altezza di caduta superare i 2,5 m; si sono ottenuti buoni risultati con magli del peso di $30 \div 40$ kN.

10-1-2 MAGLI A VAPORE.

Il maglio a vapore fu costruito in Inghilterra nel 1845 da James Nasmyth e fu impiegato la prima volta per l'infissione di pali per un ponte nel 1846. In America apparve nel 1875. Esso consiste essenzialmente di due parti: una fissa, il *cilindro*, che rimane appoggiata alla testa del palo ed una mobile, il *pistone*, che con il suo movimento trasmette l'energia al palo.

I magli possono essere a semplice o a doppio effetto. Nel primo caso la pressione del vapore agisce soltanto per alzare la massa battente che cade poi per gravità sulla testa del palo, mentre nel secondo caso il vapore è utilizzato anche in fase discendente. L'accelerazione della massa battente, dovuta alla gravità, è così aumentata dall'accelerazione dovuta alla pressione del vapore. Il comando è automatico ed i colpi si susseguono con frequenza.

Fra i magli a semplice effetto ricordiamo lo Warrington-Vulcano (costruito in America) e il BSP, costruito in Gran Bretagna dalla British Steel Piling Co.

Tra i magli a doppio effetto il Mc Kiernam Terry di costruzione americana, il cui funzionamento può essere tanto a vapore quanto ad aria compressa: questi possono essere impiegati anche sospesi sulla testa del palo per mezzo di una gru. I magli n. 1, 2, 3, di cui alla tabella X-1 sono impiegati per l'infissione di palancole leggere, quelli 5, 6, 7 per la maggior parte delle palancole metalliche, i magli 9 B₃, 10 B₃, 11 B₃ per l'infissione di pali in legno ed in c.a. I dati sono desunti da un catalogo della casa.

Anche del maglio a semplice effetto BSP si costruiscono più tipi: essi sono particolarmente indicati per l'infissione dei pali in legno ed in c.a. L'altezza massima di caduta va da 0,90 m a 1,80 m e la frequenza da 40 a 50 colpi al minuto. Le caratteristiche principali sono raccolte nella tabella X-2.

Di costruzione italiana è il Mattei che funziona sia a vapore che ad aria compressa: viene costruito in due tipi che hanno le caratteristiche indicate in tabella X-3.

Oggi i magli che utilizzano il vapore o l'aria compressa sono tecnicamente superati da quelli a ciclo Diesel.

TABELLA X-1 (Mc Kiernam).

Tipi di magli	1	2	3	5	6	7	9 B ₃	10 B ₃	11 B ₃
Peso netto kg	65	155	305	680	1 315	2 270	3 175	4 925	6 350
Altezza totale mm ..	1 090	840	1 470	1 420	1 630	1 850	2 500	2 800	3 400
N. di colpi al minuto	500	500	400	300	275	225	145	105	95
Evaporazione di acqua per ora kg	140	140	200	270	360	480	550	680	820
Aria compressa per mi- nuto m ³	2	2	3	7	11	145	17	21	25
Energia cinetica per colpo Nm	150	220	490	1390	3000	5150	11200	16600	24 800

TABELLA X-2 (B.S.P.).

Tipi costruttivi	45	55	65	75	95	105	125
Peso del pistone kg	1 520	2 030	2 540	3 050	4 060	5 080	6 100
Altezza totale mm	4 290	4 370	4 370	4 550	4 570	5 000	5 000
Peso totale kg	1 880	2 440	3 100	3 650	4 850	4 900	7 070
Evaporazione d'acqua per ora kg	475	565	680	770	910	1 040	1 180

TABELLA X-3 (Mattei).

	Tipo 5	Tipo 14
Peso totale (kN).....	5	14
Peso netto della massa battente (kN).....	0,65	1,85
Colpi al minuto primo (N.).....	350	240
Corsa della massa battente.....	mm 180	mm 265
Pressione di lavoro in kN/m ²	560	560
N.m per colpo.....	1500	5 410
N. per colpo.....	8250	20 420
Altezza di caduta della massa battente.....	cm 215	cm 292
Diametro interno tubo ammissio- ne aria.....	mm 35	mm 40
Misure di ingombro.....	mm 250×270×1 600	mm 400×400×1 700

10-1-3 MAGLI A CICLO DIESEL.

Le case costruttrici di battipali impiegano oggi quasi esclusivamente il ciclo Diesel.

La British Steel Piling ad esempio costruisce il tipo BSP N. 2, simile ad un maglio a semplice effetto (fig. 10-4): il pistone rimane fisso ed il maglio viene inizialmente sollevato al massimo e lasciato cadere: quando sta per raggiungere la fine della corsa, l'aria, contenuta nella camera di combustione sopra il pistone, raggiunge la pressione e la temperatura necessaria all'utilizzazione del ciclo Diesel: a questo punto avviene l'iniezione della miscela. La combustione e la conseguente espansione dei gas sollevano il maglio verso l'alto ed il ciclo si ripete. La frequenza è in questo tipo di 60 colpi al minuto.

Il Delmag, di fabbricazione tedesca, è costruito in tre tipi (D5 - D12 - D 22) le cui caratteristiche sono riportate in tab. X-4.

TABELLA X-4 (Delmag).

	D 5	D 12	D 22
Peso della massa (pistone) kg	500	1 250	2 200
Peso del battipalo (senza accessori) kg	1 050	2 400	4 430
Accessori: agganciato automatico kg	39	68	130
affusto di trasporto kg	148	294	170
strumento kg	100	324	148
Peso di spedizione netto (battip. + accessori) .. kg	1 337	3 086	4 878
Peso di spedizione lordo kg	1 550	3 470	5 426
Peso della cuffia kg	266	342	520
Numero dei colpi al min.	42-60	42-60	42-60
Pressione d'urto kNm	12,50	31,20	55,00
Massima pressione di scoppio MN	0,21	0,42	0,72
Consumo orario di carburante circa litri	5	8	13
Consumo orario di olio circa litri	0,5	0,75	1,5
Capacità del serbatoio carburante circa litri	11,5	15,5	38,5
Capacità del serbatoio lubrificante circa litri	2	3	7

Attualmente le case costruttrici hanno sviluppato battipali anche più grandi sino a 850 kNm di energia per colpo come necessitano per le installazioni dei pali per pontili e terminali marittimi (tab. X-5).

I magli a ciclo Diesel offrono considerevoli vantaggi rispetto ai magli a vapore od aria compressa: sono più leggeri, più manovrabili poichè non necessitano di generatori di energia esterni e possono funzionare anche a basse temperature.

La fig. 10-5 indica l'aspetto esterno di questo tipo di maglio e la fig. 10-6 illustra nei particolari il ciclo che si realizza: in *b*) avviene l'iniezione. Il pistone (1) nella sua discesa mette in azione la leva della pompa (10). L'asta (11) con il pistone della pompa (12) è costretta ad abbassarsi provocando l'inie-

TABELLA X-5

Battipalo Tipo	DELMAG (Diesel)		VULCAN (vapore)						MENCK (Vapore)			
	D 44	D 55	020	040	060	540	560	1000	1500	2500	4000	7000
Caratteristiche	120	162	83	166	249	276	415	125	187	312	500	850
Energia per colpo (kN·m)												
Peso massa battente (kg)	4300	5400	5091	18182	27273	18591	28410	10000	15000	25000	40000	70000
Corso massa battente (m)	2,5	2,5	0,914	0,914	0,914	1,594	1,594	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Colpi al min. primo (N°)	36	47	60	60	62	48	45	50	50	50	40	40
Peso totale battipalo (kg)	9935	11956	19902	44627	56741	46809	60936	15000	23000	34000	73000	138000

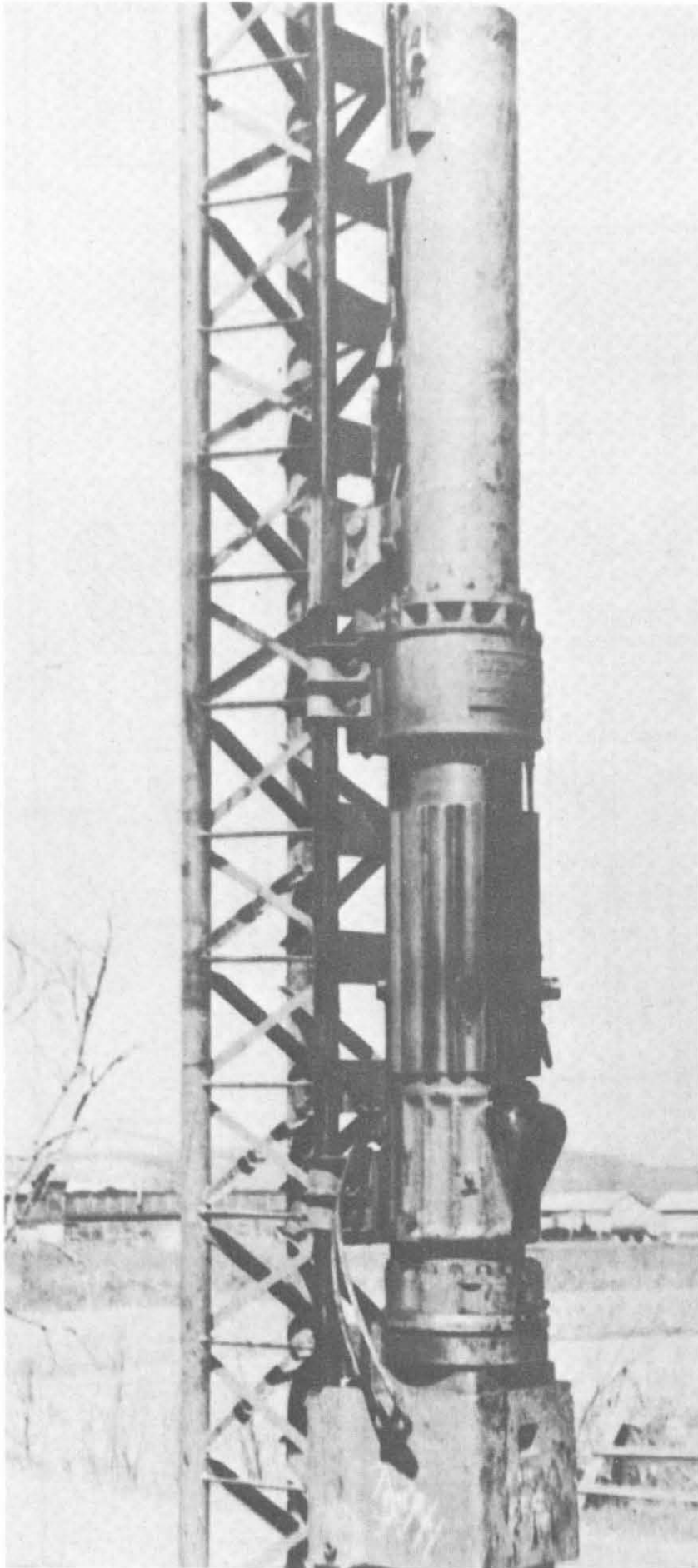


Fig. 10-5 - Maglio a ciclo Diesel.

zione della miscela dalla pompa di iniezione (13) nella parte terminale concava della camera di scoppio (7) ad una pressione di circa 1,5 bar.

In *c*) vi è la fase di scoppio: la miscela atomizzata scoppia in presenza di aria molto compressa. La testa di battuta (6) è spinta verso il basso e contemporaneamente il pistone in alto.

In *d*) la fase di scarico: nella sua risalita il pistone apre le valvole di scarico (9) che permettono la fuoruscita dei gas di combustione ed il ripristino della pressione atmosferica.

In *e*) la fase di aspirazione. Attraverso le valvole (9) entra l'aria fresca all'interno del cilindro (5). Il pistone nella sua risalita libera la leva della pompa (10) che ritornando nella posizione iniziale provoca l'immissione del carburante, attraverso l'ugello (14), nel cilindro (13) della pompa di iniezione.

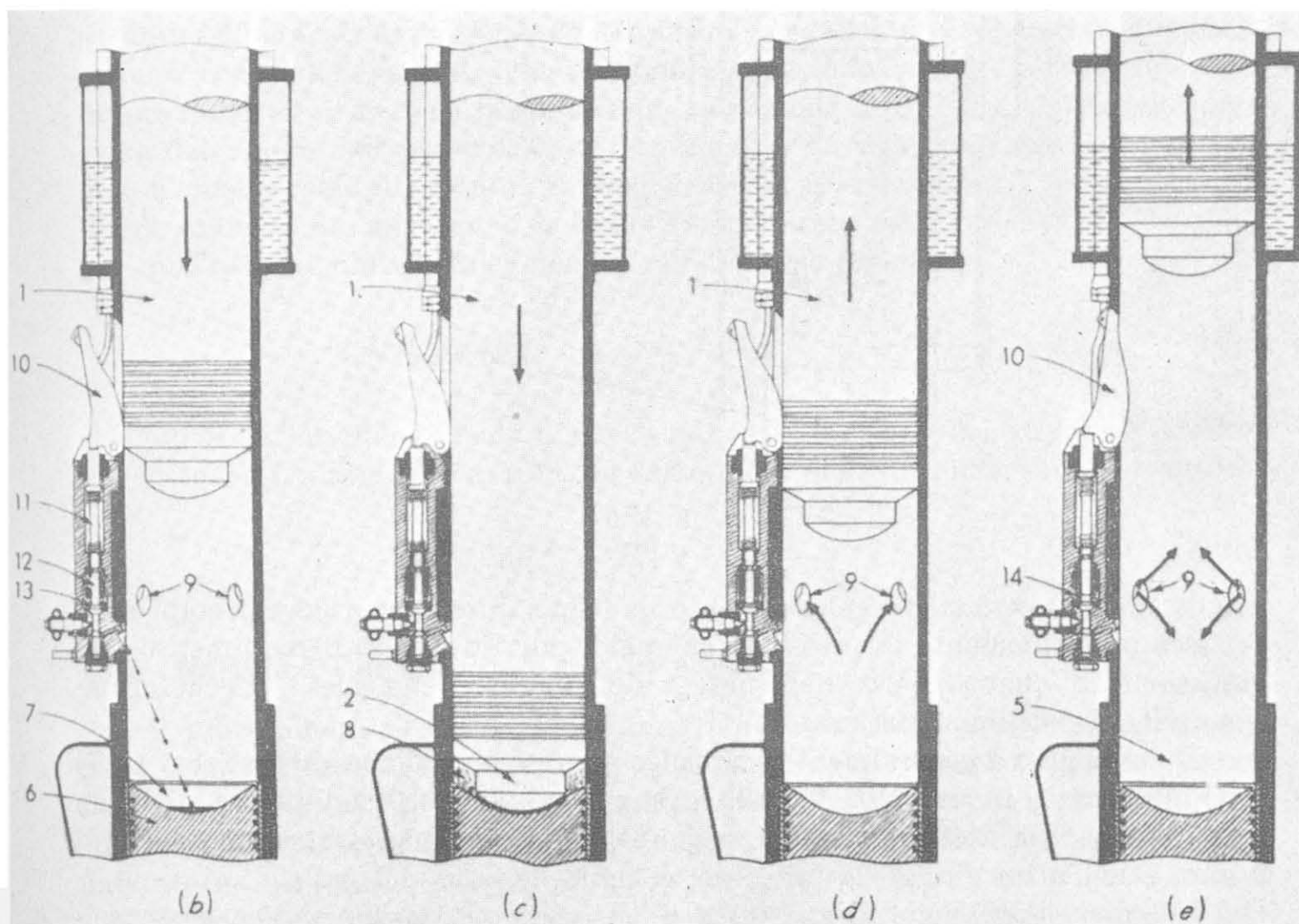


Fig. 10-6 - Ciclo Diesel.

Un ulteriore vantaggio del maglio a ciclo Diesel sugli altri tipi consiste nella rapida successione dei colpi (da 50 a 150 colpi al minuto), che tiene il palo in continuo movimento come se fosse sottoposto ad una pressione costante invece che ad una serie di urti, facilitando l'infissione nel terreno e riducendone i danni.

10-1-4 CUSCINETTI AMMORTIZZATORI.

Per evitare che il maglio batta direttamente sulla testa del palo col pericolo di provocare la rottura della testa stessa, si interpone tra questa ed il

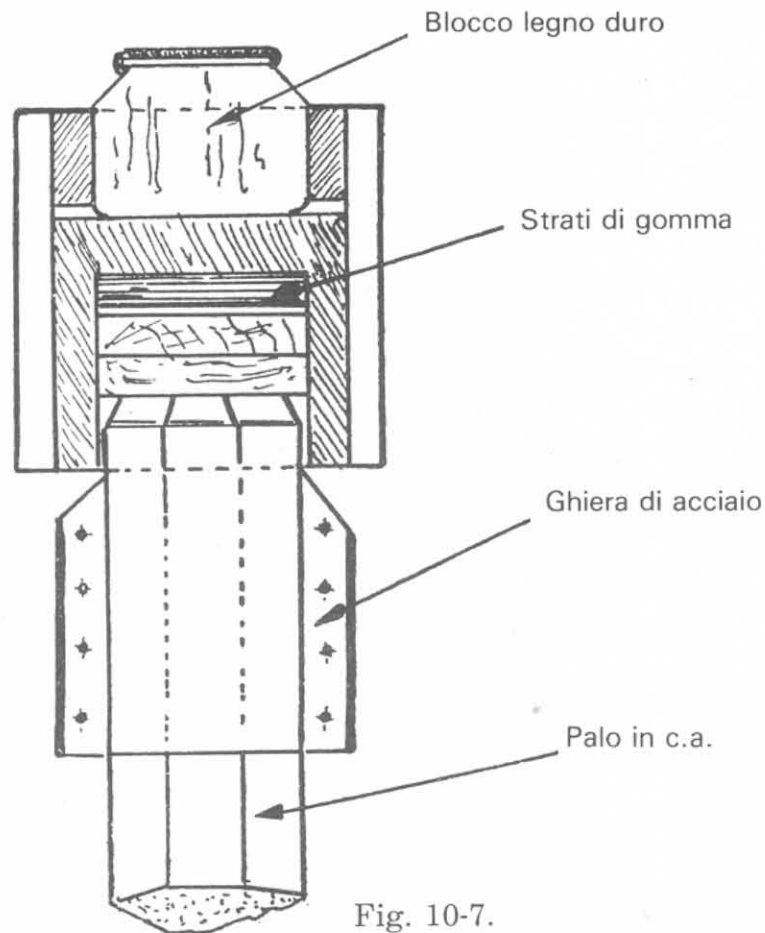


Fig. 10-7.

maglio un *ammortizzatore* generalmente di legno duro, che riceve i colpi e ripartisce uniformemente la pressione sul palo, pur riducendo il rendimento dell'infissione in quanto parte dell'energia del maglio viene spesa per deformazione elastica dell'ammortizzatore.

Il cuscinetto è generalmente costituito da un blocco d'acciaio fuso (fig. 10-7) con due cavità, in una delle quali, la superiore, si mette un blocco di legno duro destinato a ricevere i colpi, coperto o no da una piastra metallica di 2 mm, e nell'altra cavità, la inferiore, si infila la testa del palo.

Nel caso d'infissione di pali in c. a. si interpone anche un piccolo cuscinetto di legno tra la testa e la faccia interna del blocco d'acciaio per assicurare una migliore distribuzione delle pressioni.

Durante la caduta la velocità del maglio aumenta sino a raggiungere il massimo nell'istante dell'urto. L'energia posseduta dal maglio a questo punto è uguale al prodotto del suo peso per l'altezza libera di caduta, diminuita delle perdite dovute all'attrito ed altre cause. Nell'urto l'energia si trasforma; parte rimane al maglio, parte si trasforma in calore, parte si perde in compressione elastica del palo e del terreno e parte infine provoca l'infissione del palo. La

resistenza alla penetrazione è causata in parte dalla resistenza alla punta ed in parte dall'attrito tra la superficie laterale del palo ed il terreno circostante. La resistenza del terreno allo spostamento laterale ed il coefficiente di attrito tra palo e terreno sono gli elementi determinanti la portata del palo. La sua resistenza ai colpi di maglio ha carattere eminentemente *dinamico*, mentre la resistenza richiesta al palo per sopportare i carichi della costruzione ha carattere essenzialmente *statico*.

La ricerca della relazione, che lega le due resistenze, è il pernio della teoria dei pali battuti: non è stata ancora trovata, nè sembra possa esserlo, poiché una tale relazione in realtà non sussiste.

L'energia del colpo del maglio dipende dal peso della massa battente e dalla sua velocità, all'istante dell'urto. Poichè non si può misurare facilmente questa velocità, si misura il peso del maglio e l'altezza di caduta. Per quelli a caduta libera od a semplice effetto basta misurare la reale altezza di caduta e tener conto delle perdite che tendono a ridurre la velocità ad un valore inferiore della teorica. Per i magli a doppio effetto si deve tener conto della pressione del vapore sul pistone, che si traduce in altezza equivalente da aggiungere a quella reale di caduta. Il coefficiente di riduzione per i magli a caduta libera azionati da un argano a frizione può essere compreso tra 0,75 e 0,85; per quello a doppio effetto l'energia cinetica è espressa da

$$QH^* = QH + \omega p H = Q \left(H + \frac{\omega p H}{Q} \right) \quad (10-1)$$

essendo H la lunghezza reale della corsa, p la pressione del vapore e ω l'area del pistone. L'altezza di caduta da introdurre nella formula sarà pertanto:

$$H^* = H \left(1 + \frac{\omega p}{Q} \right) \quad (10-2)$$

10-2 Infissione con acqua ed aria in pressione.

Il procedimento consiste nell'immettere acqua sotto pressione nel terreno nelle immediate adiacenze del palo ed è applicabile con vantaggio in terreni sabbiosi. Per alcuni tipi di pali in c.a. è prevista l'infissione per mezzo dell'acqua ed i pali sono costruiti in modo opportuno da permettere il passaggio dell'acqua dall'interno all'esterno del palo stesso.

In pratica si preferisce impiegare pali comuni in c.a. di più economica fabbricazione ed affondarli, semprechè il terreno lo permetta, col sistema della *lancia*.

L'apparecchiatura consiste in due tubi metallici di 2'' circa attraverso cui passa acqua in pressione: le estremità dei tubi sono tenute sempre all'altezza della punta del palo ed in seguito al rimescolio del terreno provocato dall'acqua in pressione, il palo per peso proprio o per un peso statico applicato in testa, scende assai facilmente nel terreno. Il procedimento è molto semplice ma occorre personale ben addestrato perchè il palo scenda verticalmente.

Il valore della pressione dell'acqua varia con la natura dei terreni: 2 bar per quelli meno resistenti, sino a 15 bar per quelli più duri; la quantità necessaria varia da 300 a 1500 litri al minuto.

Il getto d'acqua scioglie il terreno e facilita, in modo sorprendente, l'affondamento del palo. Cessato il getto, la sabbia dopo un certo tempo si ricostituisce nelle sue condizioni primitive ripristinando l'attrito.

È necessario che l'uso della lancia venga interrotto ad un certo punto prima che il palo raggiunga la sua posizione finale: in altri termini gli ultimi metri (2 ÷ 3 m. secondo i casi) devono essere infissi con il maglio in terreno non sconvolto dall'acqua in pressione⁽¹⁾.

L'Autore ha avuto la possibilità di constatare personalmente gli effetti dell'infissione di pali in c.a. con l'impiego della *lancia* in terreni sabbiosi. I pali erano a sezione quadrata di 40 cm di lato e venivano infissi per 12,50 in terreno sabbioso con acqua ed aria in pressione sino a 12 bar. Tale metodo di infissione veniva esteso a tutta la lunghezza del palo. Le prove di carico, ad un mese di distanza dall'infissione, indicarono un carico limite di soli 500 ÷ 600 kN. Fu eseguita una serie di prove penetrometriche che misero in evidenza come a due mesi di distanza dall'infissione (con l'impiego della lancia) il terreno fra i pali aveva raggiunto l'80% della compattezza iniziale, mentre a tre ore dall'infissione questa risultava appena il 20% del valore finale.

Ciò conferma la necessità che gli ultimi metri di infissione avvengano con battitura senza l'aiuto della *lancia*.

Nel caso in esame alla profondità di 12 m si ottenne un rifiuto medio di 0,5 mm; con il contemporaneo impiego della sola acqua in pressione (che fuoriesce dalla punta del palo) il rifiuto salì a 0,9 mm.

10-3 L'impiego della vibrazione per l'infissione dei pali.

Le prime esperienze sull'impiego della vibrazione per l'infissione dei pali e delle palancole risalgono al 1935 in Russia. Nel 1957 ne abbiamo avuta notizia dalla memoria di D. Barkan⁽²⁾ presentata al IV Congresso Internazionale di Londra, che suscitò vivo interesse in tutti i tecnici del settore. La vibrazione, di frequenza ed ampiezza opportunamente studiate, trasmessa nel senso della lunghezza del palo, facilita l'infissione poichè riduce sensibilmente ed in taluni casi annulla, la resistenza del terreno. Le vibrazioni trasmesse dalla superficie laterale del palo trasformano il valore dell'attrito del palo/terreno dallo stato di riposo allo stato di movimento; se il terreno è incoerente le particelle, entrando a loro volta in vibrazione, scorrono le une sulle altre e l'attrito da *radente* passa ad attrito *volvente*. Nei terreni più difficili l'azione di penetrazione viene facilitata sovrapponendo un carico statico al vibratore. Questo è

⁽¹⁾ Le norme inglesi edite da Institution of Civil Engineers (1978) prescrivono un minimo di 3 m.

⁽²⁾ D. BARKAN, "Foundation engineering and drilling by the vibration method", IV Int. Conf. Soil Mechanics, Londra, agosto 1957.

sostanzialmente costituito da un contenitore che racchiude due eccentrici che ruotano in senso opposto con uguale velocità, azionato da un motore elettrico o ad aria: i primi vibratori, fabbricati in Russia, adottarono frequenze dell'ordine di $12 \div 25$ c/s per l'infissione di palancole, di pali ad H o di tubi aperti sul fondo. Per pali più pesanti o per tubi di grande diametro si impiegarono frequenze più basse dell'ordine di $5 \div 10$ c/s.

In Germania, in seguito, il procedimento si sviluppò rapidamente con l'impiego di frequenze comprese fra 16 e 39 c/s: i tipi DR60G e DR120G della Schenck del peso rispettivamente di 100 e 200 kN sono costruiti in modo da consentire l'infissione dei tubi-forma per pali di grande diametro lasciando libero l'accesso all'intera sezione del tubo per permettere le operazioni di svuotamento del terreno e successivo getto di calcestruzzo.

La vibrazione viene impiegata anche per l'estrazione di pali e di palancole poichè la riduzione dell'aderenza diminuisce lo sforzo di trazione necessario allo scopo.

10-3-1 CONSIDERAZIONI TEORICHE.

In un vibratore semplice a due assi le componenti orizzontali della forza centrifuga delle due masse eccentriche, uguali ed opposte, si eliminano a vicenda mentre le componenti verticali sono quelle che producono la *forza di eccitazione* del vibratore espressa dalla formula:

$$F_0 = \frac{P r \omega^2}{g} \quad (10-3)$$

dove:

P = somma dei pesi delle due masse eccentriche;

r = distanza di ogni peso dall'asse di rotazione;

ω = velocità di rotazione (in radianti/s.).

Se P_t è il peso totale del maglio vibrante e del palo, rigidamente collegati fra di loro, si può dimostrare che la massima ampiezza A_0 del sistema supposto libero senza restrizioni, è data dal valore:

$$A_0 = \frac{P r}{P_t} \quad (10-4)$$

L'ampiezza di vibrazione del palo immerso nel terreno è secondo Neimark:

$$a = \frac{P \cdot r}{P_t} \left[1 - \left(\frac{4 R}{\pi F_0} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (10-5)$$

dove

a = ampiezza di vibrazione;

R = resistenza di attrito laterale del palo.

Quando il rapporto $\frac{R}{F_0}$ tra la resistenza di attrito e la forza di eccitazione tende a 0 la (10-5) tende a ridursi nella (10-4); in altri termini quando l'aderenza laterale del palo infisso si riduce e tende ad annullarsi, l'ampiezza di oscillazione del sistema tende al valore che si ha senza alcuna restrizione laterale.

Savinov e Luskin ⁽¹⁾ hanno pubblicato tabelle di valori empirici d'aderenza e fornito parametri per calcolare l'ampiezza di vibrazione più indicata nei differenti tipi di pali. Come principio generale la forza di eccitazione F_0 deve essere grande abbastanza per superare il valore di aderenza mentre l'ampiezza non deve superare il valore ottenuto nel caso di oscillazione libera.

10-3-2 I MAGLI VIBRANTI.

Se il vibratore non è rigidamente collegato con la testa del palo trasmette a quest'ultima una serie di colpi la cui frequenza può dipendere da molti fattori. Interponendo fra vibratore e palo una serie di molle come schematicamente indicato in fig. 10-8 la frequenza può essere controllata e ben determinata. Smorodinov ⁽²⁾ ed altri hanno sviluppato questo concetto ed i moderni battipali in Russia sono dotati di *magli vibranti*.

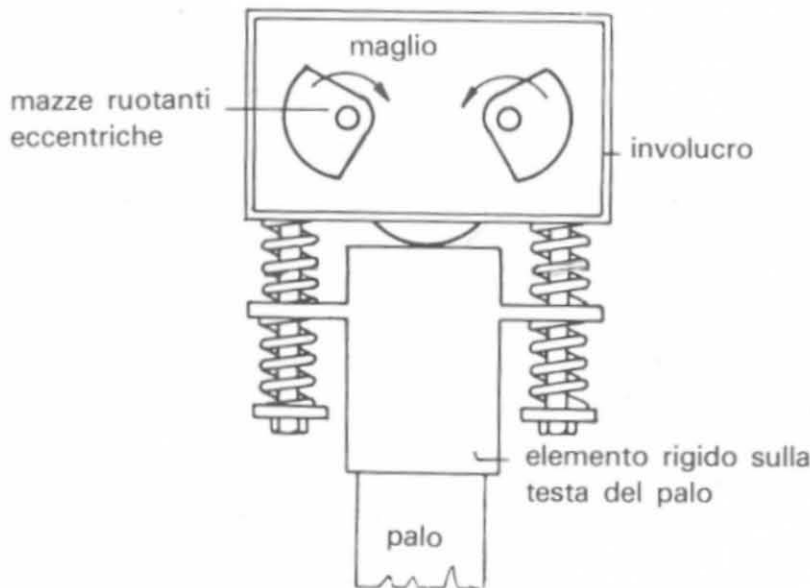


Fig. 10-8 - Schema di maglio vibrante.

⁽¹⁾ SAVINOV, LUSKIN, *Vibratory methods of pile driving and their application in construction*, URSS, 1960.

⁽²⁾ M. SMORODINOV *et al.*, *Pile driving equipment*, Mosca, 1967.

Tra i tipi in commercio citiamo i vibratori idraulici VTH1 (fig. 10-9) e 2VTH1 di semplice costruzione con masse eccentriche fisse. La frequenza di vibrazione può variare sino a 1400 cicli al minuto.



Fig. 10-9 - Estrazione di un tubo con vibratore della serie VS (Soilmec della Trevi SpA, Cesena).

Interessante la vasta serie di vibratori Müller che possono essere idraulici, elettrici ed elettro-idraulici: la forza centrifuga può raggiungere i 2000 kN (fig. 10-10).

10-3-3 RISULTATI SPERIMENTALI.

Paunescu e Mateescu (Romania) hanno pubblicato una serie di risultati di infissione di pali con magli vibranti a bassa frequenza (1200 giri al minuto). Essi concludono che i risultati, dal punto di vista della capacità portante, sono

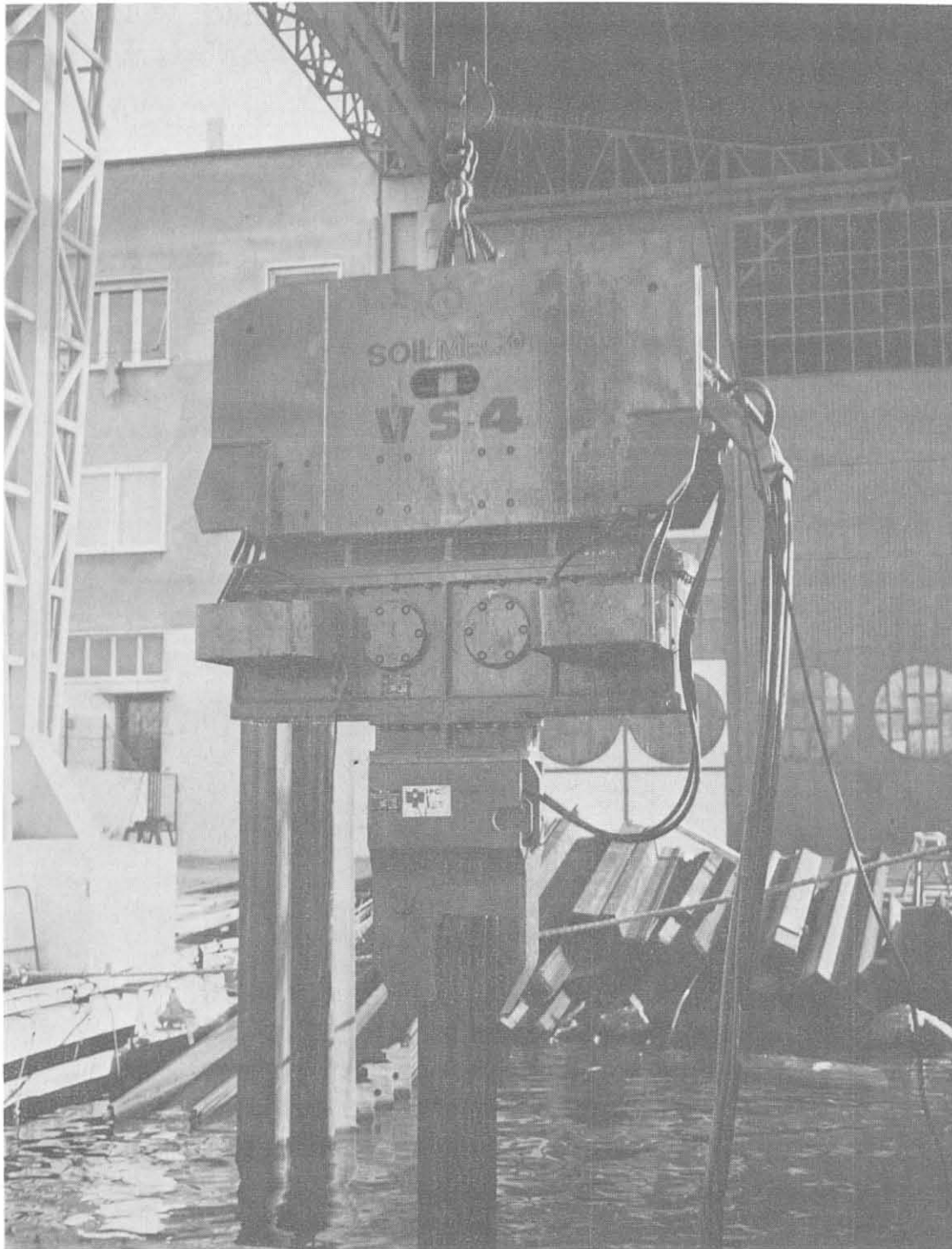


Fig. 10-10 - Infissione di pali in ferro ad H con vibratore VS-4, Soilmec, Trevi.

migliori rispetto ai metodi tradizionali, per i terreni incoerenti. L'aumento di portata che si ottiene è dell'ordine del 20-50%. Al contrario nel caso di terreni argillosi e particolarmente nelle argille sature, la vibrazione riduce l'aderenza palo-terreno e quindi la portata, che solo lentamente nel tempo viene in parte ripristinata.

Quando l'infissione avviene in terreni che si dilatano può generarsi una pressione dei pori negativa contemporaneamente ad un aumento della resistenza al taglio.

Fermata l'infissione, la pressione dei pori viene ripristinata e la resistenza, riprendendo l'infissione dopo un po' di tempo, risulterà diminuita.

D'altra parte in terreni eminentemente argillosi l'infissione produce generalmente un aumento della pressione dei pori che si disperde durante il periodo di sosta nel quale si ripristinano i valori iniziali. Così alla ripresa dell'infissione la resistenza risulterà incrementata.

Se la permeabilità dell'argilla è molto bassa è impossibile che avvenga la dispersione della pressione dei pori in poche ore di sosta e potranno verificarsi, come vedremo, fenomeni diversi secondo l'entità delle tensioni idrodinamiche che si manifestano.

CONDIZIONI DI STABILITÀ DI UN PALO - TEORIA DELL'URTO

11-1 Generalità.

L'urto del maglio sulla testa del palo è un esempio di *urto centrale*: siamo nel caso, cioè, in cui la normale comune alle superfici di contatto passa per i centri di massa dei due corpi. In altri termini la linea di azione del maglio, l'asse del palo e la congiungente i centri di gravità del palo e del maglio coincidono e passano per il centro dell'area di contatto. Si pensi per semplificare lo studio, che il palo appoggi su uno strato soffice e che sotto il peso proprio si trovi in condizioni di equilibrio limite: se questa relazione fra palo e terreno potesse mantenersi per qualsiasi profondità, sotto un colpo del maglio il palo continuerebbe a muoversi con una velocità ben definita.

Ma questo può essere vero in un tratto di tempo infinitesimo ed in realtà il palo, affondando, incontra maggiore resistenza e diminuisce di velocità. Ad infissione avvenuta la punta del palo od appoggia su un banco di roccia o su uno strato che, pur essendo resistente, permette un ulteriore affondamento del palo sotto un ultimo colpo del maglio.

Si vengono a determinare così tre stati particolari tra il palo e il terreno che sono:

A) Il palo si trova in condizioni di equilibrio nel terreno e sotto il colpo del maglio affonda con movimento uniforme e con velocità v . In queste condizioni le reazioni tra maglio e palo dipendono essenzialmente: *a)* dai moduli di elasticità dei due corpi a contatto; *b)* dalla massa del maglio; *c)* dalla massa del palo; *d)* dalla velocità del maglio all'istante dell'urto.

B) Il palo appoggia su un banco di roccia ed il colpo del maglio produce delle deformazioni sulla testa o sulla punta del palo senza farlo ulteriormente affondare. L'urto avviene così tra un corpo mobile ed uno fisso e rigido.

C) Il palo è infisso in terreno compatto che offre notevole resistenza ad un ulteriore affondamento; forma un tutto unico col terreno che lo circonda.

È chiaro che in questi ultimi due casi *l'urto tra maglio e palo si allontana sensibilmente dallo schema teorico di urto fra due corpi liberamente sospesi e non soggetti ad alcun vincolo quale suppone la teoria di Newton, e pertanto le conclusioni raggiunte applicando la teoria dell'urto non hanno più nulla*

in comune con il reale comportamento del palo. Negli ultimi tempi si è cercato di applicare all'urto tra maglio e palo la teoria dell'urto longitudinale delle aste e della trasmissione delle onde di compressione sul palo.

Nei paragrafi che seguono esamineremo separatamente le diverse teorie e le applicazioni cui esse hanno dato luogo.

11-2 Urto dei corpi.

Durante l'urto si determina una brusca variazione nel moto dei corpi, che appunto qui si tratta di analizzare. Si distinguono due fasi, quella di compressione e quella di estensione o restituzione, che si manifesta quando la compressione ha raggiunto il massimo valore.

A questo riguardo i corpi si possono distinguere in:

a) *perfettamente elastici*: la forza di restituzione è uguale a quella di compressione. L'urto avviene senza deformazione permanente e quindi senza perdita di energia cinetica;

b) *perfettamente anelastici*: la forza di restituzione è nulla e le deformazioni sono permanenti, i corpi rimangono a contatto dopo l'urto ed assumono velocità comune w ;

c) *imperfettamente elastici*: la forza di restituzione è inferiore alla forza di compressione in grado maggiore o minore secondo i casi. Il rapporto tra le due forze F_c/F_r è n (coefficiente di restituzione o di Newton) che varia tra $n = 1$ per i corpi perfettamente elastici ed $n = 0$ per quelli anelastici.

11-2-1 CORPI ELASTICI.

Siano m ed M le masse dei due corpi, v e V le velocità prima dell'urto, v' e V' le velocità dopo l'urto. L'urto sia centrale. In questo caso l'energia cinetica perduta nella fase di compressione è uguale a quella restituita nella fase d'urto.

Le reazioni elastiche formano un sistema di forze uguali e contrarie applicate a corpi di massa differente e producono variazioni di quantità di moto e di velocità. Si avrà pertanto:

$$m(v' - v) = -M(V' - V) \quad (11-1)$$

e anche:

$$\frac{1}{2}mv^2 + \frac{1}{2}MV^2 = \frac{1}{2}mv'^2 + \frac{1}{2}MV'^2 \quad (11-2)$$

La (11-2) può scriversi nella forma

$$m(v'^2 - v^2) = -M(V'^2 - V^2)$$

e dividendo membro a membro con la (11-1)

$$\frac{m(v' - v)}{m(v'^2 - v^2)} = \frac{M(V' - V)}{M(V'^2 - V^2)}$$

$$\frac{v' - v}{(v' - v)(v' + v)} = \frac{V' - V}{(V' - V)(V' + V)}$$

$$v' + v = V' + V \quad (11-3)$$

Facendo sistema tra la (11-1) e la (11-3)

$$\begin{cases} mv' - mv = -MV' + MV \\ v + v' = V + V' \end{cases}$$

si ricava

$$\begin{cases} mv' + MV' = MV + mv \\ v' - V' = V - v \end{cases}$$

$$v' = \frac{\begin{vmatrix} MV + mv & M \\ V - v & -1 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} m & M \\ 1 & 1 \end{vmatrix}} = \frac{-MV - mv - MV + Mv}{-m - M} =$$

$$= \frac{-2MV - mv + Mv}{-M - m} = \boxed{\frac{2MV + v(m - M)}{M + m}} \quad (11-4)$$

e analogamente

$$\boxed{V' = \frac{2mv - V(m - M)}{m + M}} \quad (11-5)$$

11-2-2 CORPI ANELASTICI.

L'energia cinetica prima dell'urto è data da:

$$E = \frac{1}{2} mv^2 + \frac{1}{2} MV^2$$

e dopo l'urto

$$E' = \frac{1}{2} (m + M) W^2 \quad (11-6)$$

essendo W la velocità comune assunta dai due corpi.

Se F è la forza deformatrice e t il tempo in cui essa agisce sarà:

$$\begin{aligned} m(W - v) &= Ft \\ M(W - V) &= -Ft \end{aligned}$$

da cui

$$\boxed{W = \frac{mv + MV}{m + M}}$$

e sostituendo nella (11-6)

$$E' = \frac{1}{2} (m + M) \left(\frac{mv + MV}{m + M} \right)^2 = \boxed{E' = \frac{1}{2} \frac{(mv + MV)^2}{m + M}} \quad (11-7)$$

la perdita di energia risulta pertanto

$$\begin{aligned} L_p = E - E' &= \frac{1}{2} mv^2 + \frac{1}{2} MV^2 - \frac{1}{2} \frac{(mv + MV)^2}{m + M} = \\ &= \boxed{L_p = \frac{1}{2} \frac{mM(v - V)^2}{m + M}} \end{aligned} \quad (11-8)$$

11-2-3 CORPI IMPERFETTAMENTE ELASTICI.

In realtà tutti i corpi rientrano in questa categoria e si distinguono secondo il valore di n , coefficiente di restituzione o di Newton. Introducendo n nelle formule precedenti si ha:

$$L_p = E - E' = \frac{1}{2} (1 - n^2) \frac{mM}{m + M} (v - V)^2 \quad (11-9)$$

che per $n = 0$ (corpi anelastici) coincide con la (11-8).

11-3 Urto tra maglio e palo: perdite di energia.

La teoria classica dell'urto applicata al caso particolare in esame dà luogo ad alcune trasformazioni delle formule precedenti.

Adottando i seguenti simboli:

- v = velocità d'urto del palo;
- V = velocità d'urto del maglio;
- q = peso del palo;
- Q = peso del maglio;
- v' = velocità del palo dopo l'urto;
- V' = velocità del maglio dopo l'urto;
- m = massa del palo;
- M = massa del maglio;
- H = altezza di caduta del maglio;
- l = lunghezza del palo;

e tenendo conto che $v = 0$ le (11-4) e (11-5) diventano

$$v' = \frac{2MV}{M + m} \quad (11-10)$$

$$V' = \frac{M - m}{M + m} V \quad (11-11)$$

dividendo per l'accelerazione di gravità si ha:

$$v' = \frac{2Q}{Q+q} V \quad (11-10')$$

$$V' = \frac{Q-q}{Q+q} V \quad (11-11')$$

che rappresentano le *velocità del maglio e del palo dopo l'urto*, nel caso di corpi perfettamente elastici. Se i corpi sono anelastici la velocità comune W si ricava dalla (11-6) che diventa

$$W = \frac{Q}{Q+q} V \quad (11-12)$$

e nel caso intermedio, introducendo il coefficiente di restituzione, si ottiene

$$v' = \frac{Q+nQ}{Q+q} V = \frac{Q(1+n)}{Q+q} V \quad (11-13)$$

$$V' = \frac{Q-nq}{Q+q} V \quad (11-14)$$

la perdita di forza viva nel caso *b*)

$$L_p = \frac{1}{2} \frac{mM}{m+M} V^2 \quad (11-15)$$

e nel terzo

$$L_{pn} = \frac{1}{2} (1-n^2) \frac{mM}{m+M} V^2 \quad (11-16)$$

Essendo

$$m = \frac{q}{g} \quad M = \frac{Q}{g} \quad V = \sqrt{2gH} \quad r = \frac{Q}{q}$$

e sostituendo, si ha dalla (11-15)

$$L_p = QH \frac{q}{Q+q} = QH \frac{1}{r+1} \quad (11-17)$$

e dalla (11-16)

$$L_{pn} = QH \frac{q}{Q+q} (1-n^2) = QH \frac{1-n^2}{r+1} \quad (11-18)$$

La (11-18) esprime il valore dell'*energia cinetica perduta nell'urto sulla testa del palo*, nel caso più generale. Per $n=0$ la (11-18) coincide con la (11-17). Tale perdita risulta uguale alla differenza tra l'energia cinetica posseduta dal maglio all'istante dell'urto e l'energia residua del sistema maglio-palo dopo

l'urto. Chiamando E_m l'energia primitiva del maglio, E_p l'energia trasmessa al palo ed E'_m quella residua del maglio, si avrà:

$$L_p = E_m - E_p - E'_m \quad (11-19)$$

L'energia cinetica trasmessa al palo dopo l'urto è data da

$$E_p = \frac{qv'^2}{2g}$$

che tenendo presente la (11-13) diventa

$$E_p = \frac{QV^2}{2g} \frac{Qq(1+n)^2}{(Q+q)^2}$$

ossia

$$E_p = \frac{QV^2}{2g} K_1 = QH K_1$$

avendo posto

$$K_1 = \frac{Qq(1+n)^2}{(Q+q)^2} = \frac{r(1+n)^2}{(r+1)^2}$$

Analogamente si trova per l'energia cinetica *residua del maglio*, dopo l'urto

$$E_m = QH K_2$$

essendo

$$K_2 = \frac{(r-n)^2}{(r+1)^2}$$

L'energia cinetica *perduta* nell'urto sulla testa del palo risulta pertanto

$$L_p = QH - QH K_1 - QH K_2 = QH K_3 \quad (11-20)$$

essendo

$$K_3 = 1 - K_1 - K_2 = \frac{1-n^2}{r+1}$$

come già si era visto con la (11-18).

I coefficienti $K_1 K_2 K_3$ sono dei rapporti tra le energie considerate (trasmessa al palo, residua del maglio e perduta) e l'energia totale originaria del maglio.

La tabella XI-1 istituita per alcuni valori di r ed n fornisce i corrispondenti valori di $K_1 K_2 K_3$.

Differenziando K_1 in funzione di r ed uguagliando a zero si ricava:

$$(r+1)^2 = r(2r+1)$$

da cui

$$r = 1$$

cioè l'energia trasmessa direttamente al palo è massima quando il peso del maglio uguaglia quella del palo.

L'energia dissipata nell'urto diminuisce invece con l'aumentare di r , cioè è tanto minore, quanto maggiore è il peso del maglio rispetto al peso del palo: d'altra parte con i magli molto pesanti aumenta l'energia residua a scapito dell'energia trasmessa al palo.

TABELLA XI-1.

$r = \frac{Q}{q}$	n	Suddivisione dell'energia totale		
		Trasmessa al palo K_1	Residua del maglio K_2	Perduta nell'urto K_3
0,25	0,2	0,23	0,00	0,77
0,50	0,2	0,32	0,04	0,64
0,75	0,2	0,35	0,10	0,55
1,00	0,2	0,36	0,16	0,48
1,50	0,2	0,35	0,27	0,38
2,00	0,2	0,32	0,36	0,32
0,25	0,4	0,31	0,01	0,68
0,50	0,4	0,44	0,00	0,56
0,75	0,4	0,48	0,04	0,48
1,00	0,4	0,49	0,09	0,42
1,50	0,4	0,47	0,19	0,34
2,00	0,4	0,44	0,28	0,28
0,25	0,6	0,41	0,08	0,51
0,50	0,6	0,57	0,00	0,43
0,75	0,6	0,63	0,01	0,36
1,00	0,6	0,64	0,04	0,32
1,50	0,6	0,61	0,13	0,26
2,00	0,6	0,57	0,22	0,21

Per $Q = qn$ la velocità residua del maglio è nulla, per $Q < qn$ questa velocità è negativa: si verifica cioè il fenomeno del rimbalzo per evitare il quale è opportuno che il peso del maglio si avvicini a quello del palo.

Se il maglio batte su una superficie fissa, rigida indefinita ($v = v' = 0$, $m = \infty$) la (11-15) diventa

$$L_p = \lim_{m \rightarrow \infty} \frac{1}{2} \frac{mM}{m + M} V^2 = \frac{1}{2} M V^2$$

cioè la perdita di forza viva uguaglia l'intera energia cinetica posseduta dal maglio.

essendo R_d la resistenza dinamica, l la lunghezza, Ω la sezione ed E il modulo di elasticità del palo.

Nel secondo caso limite, di carico intieramente diffuso al terreno circostante (*palo sospeso*), si è fatta l'ipotesi che la resistenza dinamica R_d sia nulla alla base e sia uguale a $R_d - R_x$ alla profondità dx essendo R_x la resistenza offerta dal terreno nel tratto dx .

L'accorciamento elastico per questo tratto è

$$\frac{R_d - R_x}{E \Omega} dx$$

e la perdita di lavoro

$$L'_p = \frac{1}{E \Omega} \int_0^l (R_d - R_x)^2 dx$$

cui va sommata la perdita causata dall'attrito del terreno nel tratto dx

$$L''_p = \frac{1}{E \Omega} \int_0^l R_x (R_d - R_x) dx$$

Nell'ipotesi ammessa che le resistenze siano proporzionali ai quadrati delle profondità

$$R_d : l^2 = R_x : x^2$$

integrando si ottiene

$$L'_p = \frac{8}{15} \frac{R_d^2 l}{E \Omega}$$

$$L''_p = \frac{2}{15} \frac{R_d^2 l}{E \Omega}$$

e sommando

$$\boxed{L_p = \frac{2}{3} \frac{R_d^2 \cdot l}{E \Omega}} \quad (11-22)$$

che differisce dalla (11-21) per il valore del coefficiente. Potremo scrivere pertanto, in generale

$$\boxed{L_p = \mu \frac{R_d^2 \cdot l}{E \Omega}} \quad (11-23)$$

indicando con μ un coefficiente variabile da $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

Alla perdita di energia per compressione elastica del palo bisognerebbe aggiungere la perdita per la compressione della cuffia di protezione espressa

con formula analoga alla (11-21). In pratica essa è trascurata in tutte le formule dinamiche ed è pressochè impossibile determinare caso per caso, secondo il genere di cuffia, questa perdita di energia.

11-5 Energia perduta per compressione elastica del terreno e cause varie.

Non è possibile trovare un termine analitico che tenga conto delle perdite di energia che si verificano per la compressione e le resistenze dinamiche del terreno. L'infissione dei pali può alterare la struttura fisica del terreno (angolo di attrito, compressibilità, ecc.) e nelle argille può essere causa di forti perdite di energia.

Nell'argilla gli spazi interstiziali sono di dimensioni capillari e il movimento dell'acqua è molto lento, anche sotto forti pressioni. L'argilla, completamente satura, è praticamente incompressibile in un piccolo intervallo di tempo come quello occorrente per l'infissione di un palo (10 ÷ 15 minuti). Le tensioni *idrodynamiche*, causa di questa nuova perdita di energia, che si manifestano in diversa misura secondo il grado di saturazione dell'argilla, sono state studiate e sperimentate dal Terzaghi, che ha dimostrato *come il lavoro occorrente per comprimere rapidamente uno strato di argilla (ad espansione laterale impedita) sia notevolmente maggiore di quello necessario per ottenere la stessa compressione lentamente*.

Egli cita il seguente esempio: uno strato di 4 cm di argilla subì un cedimento di 0,258 cm sotto una pressione di 1410 kN/m² applicata rapidamente; dopo alcuni giorni si constatò che la reazione del terreno era ridotta da 1410 a 172 kN/m².

Il lavoro speso nell'applicazione rapida del carico fu pertanto di $\frac{14,10 \times 0,00258}{2} = 1,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ per m², mentre con un aumento lento della pressione si sarebbe raggiunto lo stesso cedimento con un lavoro di $\frac{172 \times 0,00258}{2} = 0,222 \text{ kN} \cdot \text{m}$ per m².

La perdita di energia in questo caso è di circa 1,6 kN · m per m², cioè circa 88% di quella impiegata nella rapida compressione dello strato di argilla.

TABELLA XI-3.

Peso Q (kN)	Altezza H (m)	$L_m = QH$ (kN·m)	Velocità d'urto (m/s)
12	1,00	12	$4,43 \times 1,00 = 4,43$
24	0,50	12	$4,43 \times 0,71 = 3,15$
17,10	0,70	12	$4,43 \times 0,84 = 3,73$
6	2,00	12	$4,43 \times 1,41 = 6,25$
8	1,50	12	$4,43 \times 1,22 = 5,40$
4	3,00	12	$4,43 \times 1,72 = 7,73$

TABELLA XI-4.

Palo $l = 15$ m		Caratteristiche del maglio			Urto elastico			Urto anelastico		
Tipo del palo	peso kN	peso kN	corsa m	velocità d'urto m/s	velocità del maglio dopo l'urto	velocità del palo dopo l'urto	rimbalzo m	velocità del maglio dopo l'urto	velocità del palo dopo l'urto	perdita di energia kN·m
Pino	9	9	3,65	8,40	0,00	8,4	0,00	4,20	4,20	16,60
Pino	9	6,80	3,04	7,70	—	6,60	0,06	3,33	3,33	11,90
Acciaio H 74 ..	17	18	0,91	4,20	1,65	4,40	0,00	2,20	2,20	8
» H 53 ..	11,80	9	0,91	4,20	—	3,65	0,002	1,83	1,83	4,70
Cemento armato	45	23	0,91	4,20	—	2,82	0,10	1,40	1,40	13,80
Cemento armato	40	40	0,80	3,96	0,00	3,96	0,00	1,98	1,98	16

TABELLA XI-5.

Tipo del palo		Urto non perfettamente elastico											
Natura	peso kN	Maglio			Velocità del maglio dopo l'urto			Velocità del palo dopo l'urto m/s			Energia cinetica perduta nell'urto kN·m		
		peso kN	H	V	$n = 0,2$	$n = 0,4$	$n = 0,6$	$n = 0,2$	$n = 0,4$	$n = 0,6$	$n = 0,2$	$n = 0,4$	$n = 0,6$
Pino	9	9	3,65	8,40	3,36	2,52	1,68	5,04	5,88	6,72	15,75	13,80	10,50
Pino	9	6,80	3,04	7,70	2,46	1,58	0,81	3,96	4,64	5,30	14,50	12,20	9,50
Acciaio H 74 ..	17	18	0,91	4,20	1,80	1,38	0,90	2,58	3,02	3,45	7	6,20	4,65
» H 53 ..	11,80	9	0,91	4,20	1,36	0,88	0,40	2,18	2,54	2,91	4,50	4,85	3,70
Beton	45	23	0,91	4,20	0,85	0,30	—	1,71	1,98	2,27	26	22,50	16,50
Beton	40	40	0,80	3,96	1,58	1,18	0,78	2,38	2,77	3,17	15,40	13,50	10,25

L'importanza del fenomeno è notevole: applicato alla teoria dei pali battuti esso spiega, come vedremo, le ragioni per cui il rifiuto sia, in molti casi, del tutto apparente. Un fattore che in una formula generale tenga conto di questa perdita di energia è necessariamente empirico.

Tra le altre possibili cause di perdita di energia, nell'urto tra maglio e palo, ricorderemo:

a) *deformazione elastica del maglio*: è trascurabile in confronto a quella del palo, data la differenza numerica tra i due moduli di elasticità;

b) *vibrazione del terreno, del palo e del maglio*: sono praticamente incalcolabili;

c) *resistenze passive*: dovute all'attrito del maglio contro le guide, all'energia e rigidità del cavo e del tamburo. Si può tenerne conto introducendo nelle formule un coefficiente empirico di rendimento.

11-6 Alcuni dati numerici.

La tabella XI-3 mostra come ad una data quantità di energia cinetica posseduta dal maglio all'istante dell'urto si giunga in vario modo modificando l'altezza di caduta e il peso del maglio.

Si è visto però che le condizioni migliori di infissione si ottengono quando il peso del maglio uguaglia quello del palo: in tal caso è massima l'energia del maglio trasmessa direttamente al palo.

Nella tabella XI-4 sono stati calcolati, nelle condizioni d'urto classiche, gli effetti prodotti dal colpo del maglio su un palo di 15 m, secondo alcuni tipi differenti di maglio e di palo.

Nella tabella XI-5 sono riportati alcuni valori ottenuti, partendo dalle stesse caratteristiche di palo e di maglio, nel caso di urto non perfettamente elastico, per $n = 0,2$; $n = 0,4$; $n = 0,6$.

CAPITOLO XII

FORMULE DINAMICHE

12-1 Generalità.

È intuitivo che lo sforzo necessario per infiggere un palo nel terreno dipenda dalla *resistenza* di quest'ultimo: per quasi due secoli matematici ed ingegneri hanno applicato il principio all'infissione dei pali fornendo una serie di formule cosiddette *dinamiche* che basano la loro esistenza sull'ipotesi che la resistenza del palo all'infissione sia uguale alla sua effettiva portata limite sotto un carico statico.

Alcune di queste formule sono relativamente semplici, altre più complesse: praticamente si basano tutte sulla equazione dell'energia relativa all'urto fra maglio e palo e trascurano la natura del terreno.

Esse forniscono la *sola resistenza dinamica alla penetrazione e possono essere applicate soltanto ai pali battuti*. Le ipotesi fatte in merito alle perdite di energia differenziano le formule talvolta soltanto nella forma; sostanzialmente, infatti, esse derivano tutte dalla teoria di Newton sull'urto di due corpi mentre solo in questi ultimi anni si è cercato di dedurle dalla teoria delle vibrazioni longitudinali con risultati che sembrano più soddisfacenti.

Non si perda comunque di vista il fatto essenziale che la *portanza* del palo, cioè la capacità di resistere al carico statico applicato, non è, nè può essere, per ragioni che vedremo, una frazione della resistenza dinamica al cedimento.

È opinione di più autorevoli autori che nessun procedimento matematico potrà in futuro diminuire le incertezze che presentano oggi le formule dinamiche. L'argomento è stato ormai sviscerato e praticamente esaurito: ogni sforzo futuro in questo campo dovrà orientarsi verso un accurato controllo sperimentale delle fasi d'infissione in relazione alla natura del terreno.

Soltanto dopo un'accurata ed ampia casistica sull'argomento si potranno dedurre i dati sperimentali occorrenti per rendere di maggiore applicabilità le formule dinamiche.

Se, sotto il colpo del maglio, il palo affonda nel terreno di una quantità *e*

(rifiuto), il lavoro compiuto dalla resistenza R_a alla penetrazione sarà $R_a \cdot e$, e nell'ipotesi che tutta l'energia cinetica del maglio venga spesa per effettuare questo lavoro si avrà:

$$QH = R_a \cdot e \quad (12-1)$$

che fornisce il diagramma rettangolare della fig. 12-1. L'area tratteggiata rappresenta il lavoro eseguito dalla R_a . Non è detto però che la R_a sia costante per tutta la profondità dell'affondamento, come non è detto che il rifiuto massimo sia quello permanente e . Anzi nella generalità dei casi l'affondamento massimo sarà $e^1 > e$ dovuto alla compressione elastica del palo e del terreno.

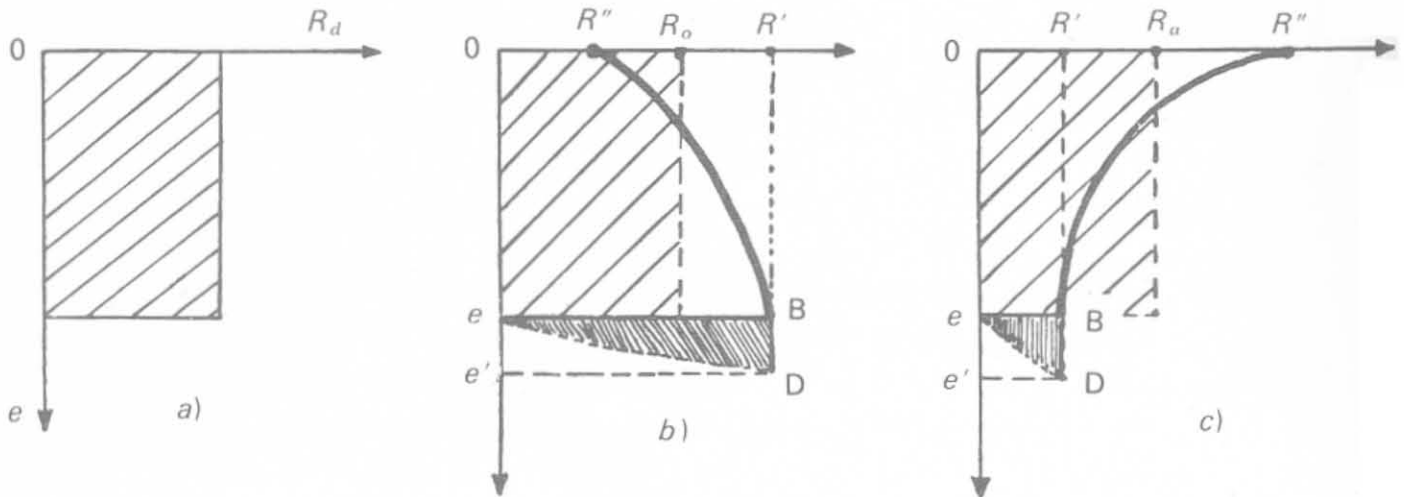


Fig. 12-1.

La R_a potrà aumentare o diminuire con la profondità della infissione secondo i casi: aumenterà in genere nei terreni incoerenti a grana grossa (sabbie, ghiaie), da un valore R'' a un valore R' costante, diminuirà nei terreni argillosi. Il comportamento nei due casi è indicato nella fig. 12-1 *b* e *c*.

L'area del diagramma triangolare eBD rappresenta il lavoro perduto per compressione elastica del sistema palo-terreno. In ogni caso il valore R_1 alla fine dell'infissione non sarà uguale a R_a ma sarà:

$$R_1 = c R_a$$

indicando con la c un coefficiente maggiore o minore di 1. Tenendo conto anche delle perdite di energia la (12-1) si trasforma nella

$$QH = c R_a \cdot e + L_p \quad (12-2)$$

Cummings⁽¹⁾ accenna, nel citare la (12-2), ad accurate esperienze di laboratorio con strumenti fotografici eseguiti per determinare con un diagramma spazio-tempo il modo di variare della resistenza con l'affondamento. Dal diagramma spazio-tempo può dedursi con metodo grafico quello velocità-tempo

(¹) A. CUMMINGS, "Dynamic pile driving formulas", *Journal BSCE*, XXVII, 6, 1940.

e da questo il diagramma accelerazione-tempo, col quale è possibile determinare, in più punti del terreno, l'andamento della resistenza R_a .

Praticamente invece la quasi totalità delle formule dinamiche sono ricavate dall'equazione (12-2) in via analitica basando su ipotesi varie circa l'entità e la natura delle perdite di energia che avvengono durante l'urto. Il gran numero delle formule che si trovano citate nella letteratura tecnica indica la varietà delle ipotesi che possono essere fatte su questo tema e di conseguenza la loro limitata attendibilità.

12-2 L'equazione generale e formule derivate.

L'equazione generale dell'equilibrio energetico nell'urto tra maglio e palo mette in evidenza da una parte il lavoro motore compiuto dal maglio e dall'altra cinque termini che rappresentano il lavoro utile e le perdite di energia: cioè

$$\rho QH = R_a \cdot e + \rho QH \frac{1 - n^2}{r + 1} + \mu \frac{R_a^2 l}{E \Omega} + \frac{R_a^2 l'}{2 E' \Omega'} + c R_a \quad (12-3)$$

posto

- ρ = coefficiente di rendimento del maglio;
- l' = altezza della cuffia di protezione;
- E' = modulo di elasticità della cuffia di protezione;
- Ω' = sezione trasversale della cuffia di protezione;
- c = compressione elastica del terreno;

gli altri simboli sono noti.

I cinque termini del secondo membro della (12-3) rappresentano in ordine (1) il lavoro utile, (2) la perdita di energia nell'urto secondo la teoria di Newton, (3) la perdita dovuta alla compressione elastica del palo e (4) della cuffia di protezione, (5) il lavoro perduto per compressione elastica del terreno ed altre cause.

12-2-1 FORMULA DI REDTENBACHER (1).

Supposto $n = 0$ (urto anelastico), $\mu = 1/2$ e trascurata la deformazione elastica del cuscinetto di protezione e del terreno, la (12-3) diventa:

$$\rho QH = R_a \cdot e + \rho QH \frac{1}{r + 1} + \frac{R_a^2 \cdot l}{2 E \Omega}$$

da cui

$$R_a = \frac{E \Omega}{l} \left\{ -e + \sqrt{e^2 + \frac{2l}{E \Omega} \cdot \frac{r}{r + 1} \cdot \rho QH} \right\} \quad (12-4)$$

(1) F. REDTEN BACHER, *Prinzipien der Mechanik und des Maschinenbaues*, Mannheim, 1859.

L'autore consiglia, come valore effettivo della portanza, circa $1/5$ di quello ottenuto con la formula precedente.

12-2-2 FORMULA DI EYTELWEIN (1).

Nell'ipotesi di urto perfettamente anelastico ($n = 0$) e trascurando tutte le perdite di energia dovute alla compressione elastica del sistema, ma tenendo conto del lavoro motore $(Q + q) e$ e in aggiunta a quello principale, si ha

$$\rho QH + (Q + q) e = R_a \cdot e + QH \frac{1}{r + 1}$$

da cui la formula ($\rho = 1$)

$$R_a = \frac{QH}{e \left(1 + \frac{1}{r}\right)} + Q + q \quad (12-5)$$

che l'autore consiglia di adoperare con un coefficiente di sicurezza compreso tra 6 e 12.

12-2-3 FORMULA OLANDESE.

È uguale alla precedente, ma trascura il termine $(Q + q) e$; si scrive pertanto

$$R_a = \frac{QH}{e \left(1 + \frac{1}{r}\right)} \quad (12-6)$$

Il coefficiente di sicurezza varia tra 6 e 12.

12-2-4 FORMULA DI BRUX.

Per ipotesi è $n = 1$, $\mu = 0$ (urto elastico); trascura le perdite per compressione elastica e ritiene che l'energia disponibile dopo l'urto sia quella trasmessa al palo. Cioè che

$$R_a = \frac{1}{e} QH K_1 \quad (12-7)$$

da cui

$$R_a = \frac{QH}{e} \frac{4r}{(r+1)^2}$$

È riportata in diagramma in fig. 12-2 per alcuni valori di r .

(1) J.A. EYTELWEIN, *Praktische Anwendung zur Wasserbaukunst*, Berlino 1820.

FORMULA DI BRIX

$$R_d = \frac{QH}{e} \frac{4r}{(r+1)^2} \quad \text{con } n = 1$$

$$QH = 1$$

NB. Il valore di R_d si ottiene moltiplicando il risultato ottenuto per il valore effettivo di QH e dividendo per il coefficiente di sicurezza

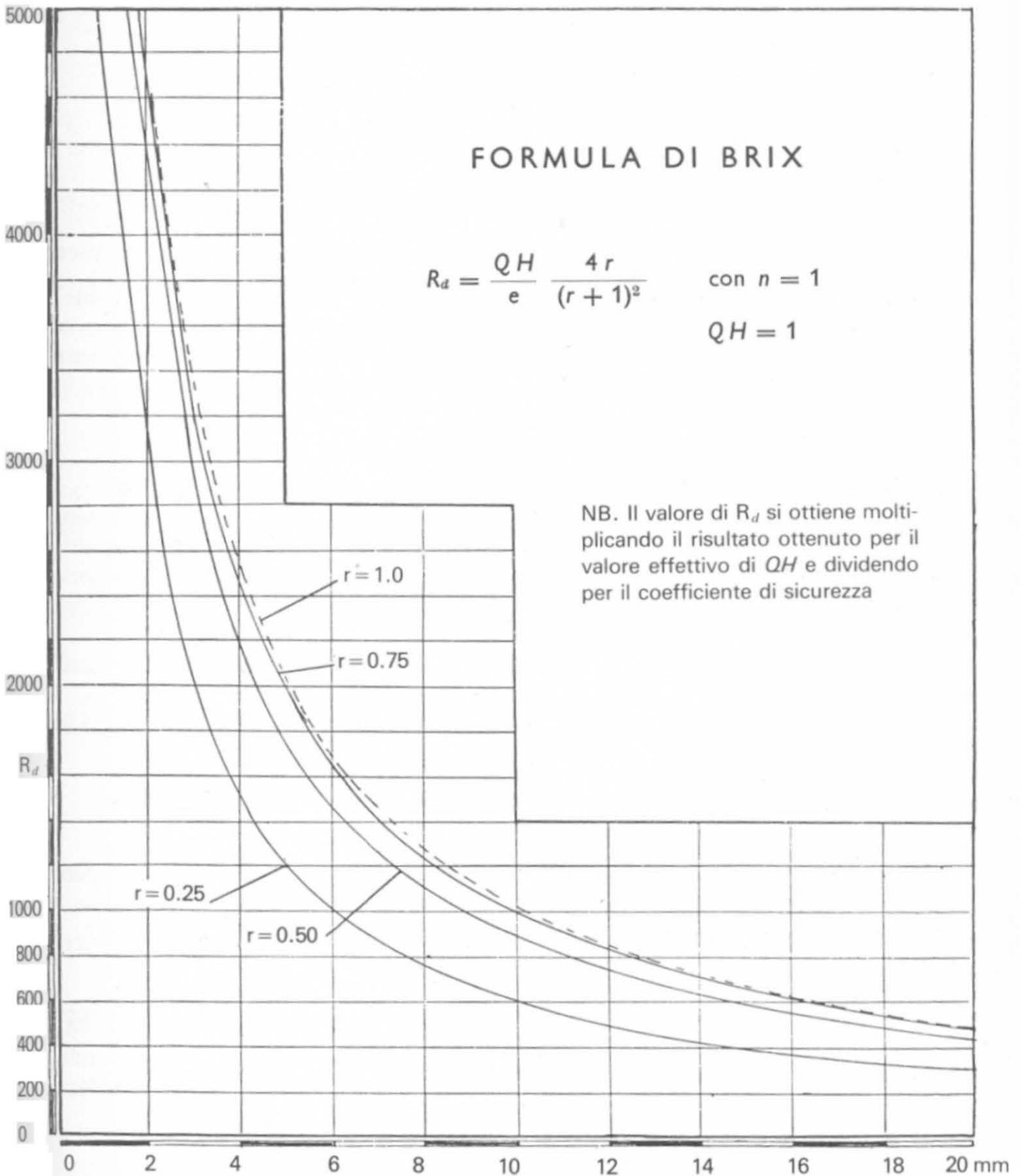


Fig. 12-2.

Confrontando la formula di Brix con la precedente olandese si trova:

$$\frac{\text{f. olandese}}{\text{f. Brix}} = \frac{\frac{r}{r+1}}{\frac{4r}{(r+1)^2}} = \frac{r+1}{4}$$

La formula di Brix è uguale a quella olandese moltiplicata per il coefficiente $\frac{4}{r+1}$. Poichè, nelle condizioni migliori, è $r = 1$, la formula di Brix fornisce valori doppi circa di quella olandese. Di ciò si deve tener conto nel considerare il coefficiente di sicurezza. La formula di Brix viene talvolta impiegata con l'ipotesi $n = 0$ (urto anelastico) ed in tal caso i valori ottenuti sono la quarta parte di quelli forniti dalla (12-7).

12-2-5 FORMULA DI GOODRICH.

La formula originaria apparsa nel 1901 nei Proceedings dell'A.S.C.E. contiene 25 termini e tiene conto di tutti i fenomeni che si manifestano nell'infissione. Non ha però applicazione pratica e lo stesso autore, in base a dati sperimentali, consigliò di trascurare i termini che influiscono con meno del 3% nel valore finale della portata e giunse alla formula:

$$R_a = \frac{E \Omega e}{C \cdot l} + \frac{E \Omega}{e l} \sqrt{e^2 + 1,15 \frac{e l}{E \Omega} QH (B - Z)} \quad (12-8)$$

dove:

C è una costante sperimentale;

B = relazione tra il peso del maglio e la somma dei pesi del maglio, del palo e del terreno che fa corpo unico col palo;

Z = relazione tra il lavoro assorbito per l'infissione del palo e l'energia totale del maglio al momento dell'urto.

Il coefficiente 1,15 proviene dal considerare la velocità dei magli a caduta libera uguale a $\sqrt{1,15 gH}$ invece che la Torricelliana $\sqrt{2 gH}$, secondo quanto avrebbe sperimentato lo stesso Goodrich. L'autore dà a Z il valore 0,02 e a B il valore 0,5 e giunge alla formula

$$R_a = \frac{0,276 QH}{e} \quad (12-9)$$

Confrontando con la formula olandese si ha

$$\frac{\text{f. olandese}}{\text{f. Goodrich}} = \frac{\frac{QH}{e} \frac{r}{r+1}}{\frac{QH}{e} 0,276} = \frac{r}{(r+1) 0,276}$$

e nel caso tipico di $r = 1$ la frazione diventa uguale a 1,8 cioè la formula olandese fornisce dei valori circa doppi della (12-9).

12-2-6 FORMULA DI VIERENDEEL.

Il Vierendeel considera l'urto anelastico e trascura la resistenza alla punta e le vibrazioni del terreno circostante, affidando tutto il carico alla resistenza d'attrito laterale. Assume pertanto $\mu = 2/3$, $n = 0$. La (12-3) diventa:

$$\rho QH = R_a \cdot e + \rho QH \frac{1}{r+1} + \frac{2}{3} \frac{R_a^2 \cdot l}{E \Omega}$$

da cui:

$$\frac{2}{3} \frac{R_a^2 l}{E \Omega} + R_a \cdot e + \rho QH \left(\frac{1}{r+1} - 1 \right) = 0$$

la cui radice utile è

$$R_a = \frac{-e + \sqrt{e^2 + \frac{8}{3} \frac{l}{E \Omega} \rho QH \frac{r}{r+1}}}{\frac{4}{3} \frac{r}{E \Omega}} \quad (12-10)$$

ed infine

$$R_a = \frac{3}{4} \frac{E \Omega}{4} \left\{ -e + \sqrt{e^2 + \frac{8}{3} \frac{l}{E \Omega} \rho QH \frac{r}{r+1}} \right\} \quad (12-11)$$

trascurando il termine e^2 sotto il segno di radice si arriva alla formula

$$R_a = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{E \Omega}{l} \rho QH \frac{r}{r+1}} - \frac{3}{4} \frac{E \Omega}{l} e \quad (12-12)$$

Il Vierendeel consiglia di usare un coefficiente di sicurezza tra 4 e 6.

12-2-7 FORMULA DI RANKINE ⁽¹⁾.

Suppone i corpi perfettamente elastici ($n = 1$) e $\mu = 1/4$, cioè ritiene che il lavoro perduto per deformazione elastica sia dovuto soltanto al carico trasmesso alla punta che valuta essere la metà del carico totale R_a .

Trascura le perdite per deformazione del cuscinetto e cause varie.

La (12-3) diventa:

$$\rho QH = R_a \cdot e + \frac{1}{4} \frac{R_a^2 \cdot l}{E \Omega} \quad (12-13)$$

da cui si ottiene

$$R_a = \frac{2 E \Omega}{l} e \left(\sqrt{1 + \frac{l \rho QH}{E \Omega e^2}} - 1 \right) \quad (12-14)$$

Il Rankine consiglia un coefficiente di sicurezza da 3 a 10.

12-2-8 FORMULA DI WEISBACH.

Assume come Redtenbacher $\mu = 1/2$ e trascura, come Rankine, l'energia residua del maglio e le deformazioni del terreno.

L'equazione (12-3) risulta pertanto:

$$\rho QH = R_a \cdot e + \frac{1}{2} \frac{R_a^2 l}{E \Omega}$$

da cui

$$\frac{R_a^2 l}{2 E \Omega} + R_a e - \rho QH = 0$$

$$R_a = \frac{-e \pm \sqrt{e^2 + \frac{2 l}{E \Omega} \rho QH}}{\frac{l}{E \Omega}}$$

$$R_a = \frac{E \Omega}{l} \left\{ -e + \sqrt{e^2 + \frac{2 l}{E \Omega} \rho QH} \right\} \quad (12-15)$$

12-2-9 FORMULA DI BENABENQ.

L'equazione di Benabenq è ridotta a forma molto semplice sul tipo di quella di Goodrich

$$R_a = 0,5 \frac{QH}{e} \quad (12-16)$$

(1) W.J.M. RANKINE, Manual of applied Mechanics, Charles Griffin e Co., Londra 1885.

dalla quale differisce solo per il valore del coefficiente numerico (0,5 invece che 0,276).

12-2-10 FORMULA DI STERN.

Nella sua forma originale considera l'urto imperfettamente elastico ed assume $\mu = 1/2$. Sono trascurate le altre perdite di energia ma non il peso $(Q + q)$ rispetto ad R_d .

Si scrive:

$$\{ R_d - (Q + q) \} e = \rho QH - \rho QH \frac{1 - n^2}{r + 1} - \frac{1}{2} \frac{R_d^2 l}{E \Omega}$$

da cui

$$\begin{aligned} R_d &= - \frac{e E \Omega}{l} + \frac{E \Omega}{l} \sqrt{e^2 - \frac{4 l}{2 E \Omega} \left\{ - \rho QH \frac{r + n^2}{r + 1} - (Q + q) e \right\}} \\ &= \frac{E \Omega}{l} \left\{ \sqrt{e^2 - \frac{2 l}{E \Omega} \left[- (Q + q) e - \rho QH \frac{r + n^2}{r + 1} \right]} - 1 \right\} \end{aligned}$$

ed infine

$$\boxed{R_d = \frac{E \Omega}{l} \left\{ \sqrt{e^2 - \frac{2 l}{E \Omega} \left[- (Q + q) e - \rho QH \frac{r + n^2}{r + 1} \right]} - 1 \right\}} \quad (12-17)$$

Per coefficiente di sicurezza lo Stern assume il valore 8.

12-2-11 FORMULA DI KREUTER.

Le ipotesi sono $n = 1$ e $\mu = 1/2$. Pertanto la formula

$$\rho QH = \frac{1}{2} \frac{R_d^2 l}{E \Omega} + R_d \cdot e$$

è uguale a quella di Weisbach e ne differisce solo nella forma. Infatti il Kreuter chiamando H_0 l'altezza da cui dovrebbe cadere il maglio per compiere il solo lavoro di deformazione del palo (affondamento e nullo) scrive:

$$\frac{1}{2} \frac{R_d^2 l}{E \Omega} = QH_0 \quad (12-18)$$

per cui:

$$\rho QH = QH_0 + R_d \cdot e \quad \rho Q (H - H_0) = R_d \cdot e$$

$$\boxed{R_d = \frac{\rho Q (H - H_0)}{e}} \quad (12-19)$$

La quantità H_0 ha le dimensioni di una lunghezza e si chiama *altezza perduta*; si determina facilmente misurando, per due diverse altezze di caduta H_1 e H_2 , i relativi affondamenti del palo. Si ottiene (fig. 12-5):

$$H_1 = \frac{R_d e_1}{Q} + H_0 \qquad H_2 = \frac{R_d \cdot e_2}{Q} + H_0$$

nell'ipotesi che la resistenza dinamica R_d rimanga costante. Si ricava facilmente

$$H_0 = \frac{H_1 e_2 - H_2 e_1}{e_2 - e_1}$$

che serve per calcolare il valore dell'altezza perduta.

12-2-12 FORMULA DI KRAPPF (1).

È la stessa formula di Kreuter con un coefficiente di sicurezza che il Krapf dice di aver determinato sperimentalmente durante l'esecuzione della palificata per il canale Rheinthal-Binnen in Austria. Esso varia secondo il terreno da $1/3$ a $2/3$. Secondo il Krapf la resistenza dinamica così calcolata sarebbe uguale alla resistenza statica al cedimento.

12-2-13 FORMULA DI WELLINGTON O DELL'ENGINEERING NEWS.

La formula dell'Engineering News, pubblicata nel 1888 da Wellington sull'*Engineering News Record* (2) è stata, per molto tempo, la formula più largamente usata negli Stati Uniti. È stata successivamente ed in più riprese, modificata in seguito alle discussioni ed alle critiche mosse da più autori ed in particolare dal Terzaghi che promosse studi e sperimentazioni in seno alla A.S.C.E. La formula di Wellington nella sua veste originaria si scrive:

$$R_d = \frac{QH}{e + C} \qquad (12-20)$$

dove C è una costante che il Wellington valutò, in base a dati sperimentali, uguale a 1 pollice (0,0254 m) per i magli a caduta libera e 0,1 pollice (0,00254 m) per i magli a vapore. L'autore propone inoltre che la portanza ammissibile non debba superare $1/6$ di quella fornita dalla (12-20), per cui l'equazione dell'Engineering News diventa

$$R_d = \frac{2QH}{e + C} \qquad (12-21)$$

(1) KRAPPF, *Formel u. versuche über die Tragfähigkeit eingeraminter Pfähle*, 1906.

(2) *Formulae for safe loads of bearing piles*, dic. 1888.

esprimendo H in piedi e C in pollici. Nel sistema metrico decimale si scrive:

$$R_d = \frac{1}{6} \frac{QH}{e + C} \quad (12-21')$$

La (12-21) ha origine dall'equazione generale (12-3) supponendo $n = 1$ e $\mu = 2$, ipotesi comune alla formula di Kreuter. Si ha allora trascurando il coefficiente ρ che non compare nella formula di Wellington

$$QH = R_d \cdot e + \frac{R_d^2 l}{2 E \Omega}$$

da cui

$$R_d \left(e + \frac{R_d \cdot l}{2 E \Omega} \right) = QH \quad R_d = \frac{QH}{e + C}$$

alla quale si arriva ponendo $C = \frac{R_d \cdot l}{2 E \Omega} = \text{costante}$.

La cosiddetta *formula modificata dall'Engineering News* si scrive

$$R_d = \frac{1}{6} \frac{QH}{e + \frac{C}{r}} \quad (12-22)$$

dove C ha i valori sopra indicati.

12-2-14 FORMULA DI HILEY.

Fa parte delle formule teorico-sperimentali più complete ed è oggi talvolta impiegata in sostituzione della formula dell'Engineering News. Deriva però come le precedenti dalla teoria di Newton e considera l'urto come tra corpi imperfettamente elastici e, come la formula di Redtenbacher, assume $\mu = 1/2$. Tiene conto delle deformazioni del cuscinetto di protezione e del terreno circostante il palo e si scrive, per i magli a caduta libera e per quelli a semplice effetto:

$$R_d = \frac{\rho QH}{e + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \frac{r + n^2}{r + 1} \quad (12-23)$$

dove:

C_1 = deformazione elastica della testa del palo e del cuscinetto;

$C_2 = \frac{R_d \cdot l}{E \Omega}$ deformazione elastica del palo;

C_3 = deformazione del terreno circostante.

Per i magli a doppio effetto nella (12-23) si sostituisce al posto di H il valore $H^* = \left(1 + \frac{\omega p}{Q}\right) H$.

Il denominatore $e + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)$ rappresenta l'affondamento medio totale sotto il colpo del maglio. La media compressione temporanea è data dal termine $\frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)$ e quella residua finale da e .

Misure dirette dimostrano che l'ammontare della compressione temporanea nel palo e nel terreno spesso non è così grande come risulterebbe dal calcolo assumendo per l la lunghezza totale del palo. Ciò è dovuto al fatto che l'attrito lungo la superficie del palo assorbe una notevole quantità di energia prima che questa arrivi alla punta. Assumendo valori ridotti di l si ottengono risultati più vicini alla realtà. Rankine adopra $\frac{1}{2}$ di l ma in realtà la misura dipende dalla natura del terreno e dalla ripartizione del carico per attrito. Il valore di l dovrebbe essere preso come la *distanza tra la testa del palo ed il centro di resistenza*.

Sperimentalmente si possono misurare i valori di C_2 e C_3 con una punta di lapis che si muova orizzontalmente e segni su un pezzo di carta applicato al palo, prima dell'ultimazione dell'infissione. Si ottiene un grafico che segna l'affondamento totale sotto un colpo del maglio e l'ammontare di $(C_2 + C_3)$ (fig. 12-3).

Nelle tabelle XII-1 e XII-2 sono riportati alcuni valori C_1 e C_3 .

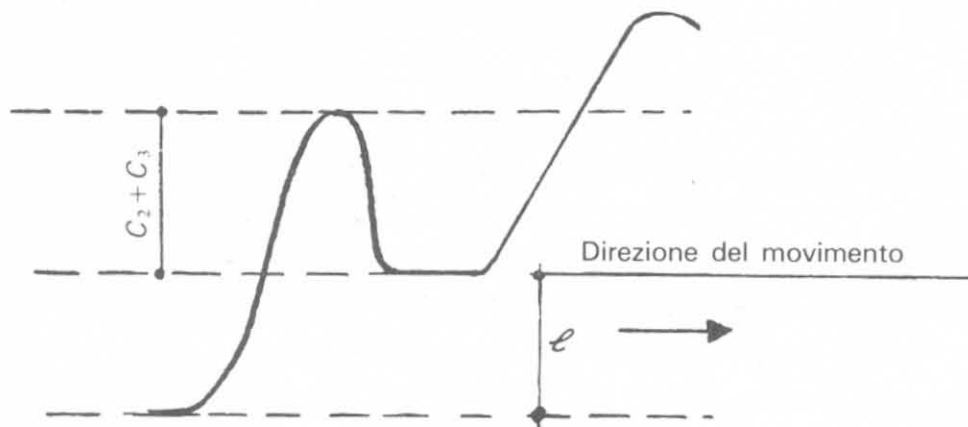


Fig. 12-3.

TABELLA XII-1.

Deformazione elastica della testa del palo e del cuscinetto C_1 .

	Tensioni sulla testa del palo (kN/m ²)			
	3 515	7 030	10 530	14 060
Palo in legno	0,127	0,254	0,381	0,0508
Palo in calcestruzzo prefabbricato	0,05	0,0127	0,0180	0,0254
Palo in acciaio (cuscinetto in legno ricoperto di lamiera)	0,101	0,203	0,0304	0,0406
Testa del palo in acciaio	0	0	0	0

TABELLA XII-2.

Deformazione C_3 per la vibrazione del terreno circostante il palo.

Tensione sulla base kN/m ²			
3 515	7 030	10 540	14 060
0 ÷ 0,0254	0,0254 ÷ 0,0508	0,0254 ÷ 0,0762	0,0127 ÷ 0,0508
m	m	m	m

La formula di Hiley era impiegata normalmente per il calcolo dei pali Vibro. Lo stesso Hiley consigliò per questi il valore $n = 0,32$ e ritenne di poter dedurre dalla resistenza R_d data dalla (12-23) il valore della resistenza d'attrito R_a e di base R_b con le seguenti relazioni:

$$R_b = 0,6 R_d \qquad R_a = \frac{R_m \cdot l}{3}$$

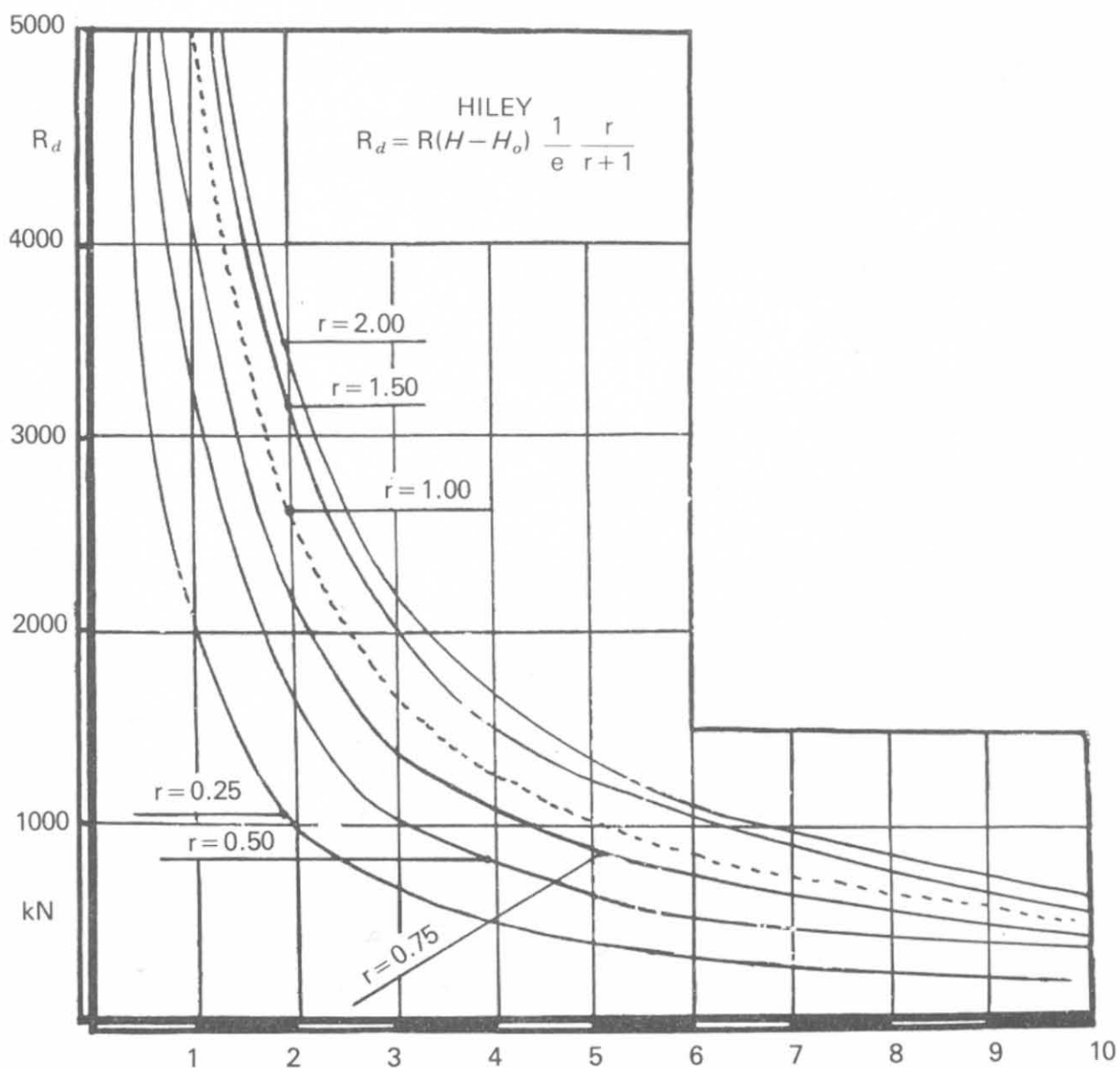


Fig. 12-4.

essendo R_m il valore della resistenza media degli strati attraversati desunta dal diagramma profondità-resistenza. La portanza del palo risulterebbe pertanto, secondo Hiley:

$$R = R_b + R_a$$

Al valore della resistenza così ottenuta si applica in genere il coefficiente di sicurezza 3.

La formula di Hiley è stata largamente impiegata in Gran Bretagna e consigliata dalle norme britanniche sulle fondazioni (*Civil engineering code of practice U.D.C. 623.15*) ⁽¹⁾. È espressa nella forma

$$R_a = \frac{\eta Q \cdot H}{e + \frac{C}{2}} \quad (12-24)$$

che coincide con la (12-23) tenendo presente che C è la somma dei tre termini $C_1 C_2 C_3$ e che

$$\eta = \rho \cdot \frac{r + n^2}{r + 1} \quad (12-25)$$

dove n è il coefficiente di restituzione e ρ il coefficiente di rendimento del maglio.

Se Q è maggiore od uguale a nq le norme inglesi indicano per η il valore

$$\eta = \frac{Q + q \cdot n^2}{Q + q} \quad (12-26)$$

e se Q è minore di nq

$$\eta = \frac{Q + q \cdot n^2}{Q + q} - \left(\frac{Q - q \cdot n}{Q + q} \right)^2 \quad (12-27)$$

La (12-26) coincide praticamente con la (12-25) se si considera uguale a 1 il coefficiente di rendimento del maglio. Il coefficiente η d'efficienza d'urto ha, in funzione del rapporto q/Q , i valori riportati nello specchio a pagina seguente.

Il valore del coefficiente di restituzione n è così suggerito:

a) *Pali infissi con maglio a doppio effetto*

pali di acciaio senza cuffia di protezione	$n = 0,5$
pali di cemento armato con una ghiera in testa	$n = 0,5$
pali di cemento armato con una cuffia di protezione.....	$n = 0,4$
pali di legno	$n = 0,4$

⁽¹⁾ L'edizione 1978 I.C.E. Piling, *Model procedures and specifications*, non riporta più questa nota.

b) *Pali infissi con maglio a caduta libera o a semplice effetto.*

pali in cemento armato con ghiera	$n = 0,40$
pali di acciaio infissi con cuffia di protezione	$n = 0,32$
pali di cemento armato con cuffia di protezione	$n = 0,25$
pali in legno in buone condizioni	$n = 0,25$
pali in legno in cattive condizioni	$n = 0,00$

Rapporto $\frac{q}{Q}$	$n = 0,5$	$n = 0,4$	$n = 0,32$	$n = 0,25$	$n = 0$
0,5	0,75	0,72	0,70	0,69	0,67
1	0,63	0,58	0,55	0,53	0,50
1,5	0,55	0,50	0,46	0,44	0,40
2	0,50	0,44	0,40	0,37	0,33
2,5	0,45	0,40	0,36	0,33	0,28
3	0,42	0,36	0,33	0,30	0,25
4	0,36	0,31	0,28	0,25	0,20
5	0,31	0,27	0,25	0,21	0,16
6	0,27	0,24	0,23	0,19	0,14

12-2-15 FORMULA DI NAVY-Mc KAY.

Simile alla formula dell'*Engineering News* si scrive

$$R_a = \frac{QH}{e \left(1 + \frac{0,3}{r} \right)}$$

e si adopera il coefficiente di sicurezza 6. Cioè:

$$R_a = \frac{QH}{6 e} \frac{r}{r + 0,3} \tag{12-28}$$

12-2-16 FORMULA DI TERZAGHI.

La formula che Terzaghi cita in una sua opera ⁽¹⁾, deriva da quella di Hiley, ma, a differenza di questa, raggruppa in un unico termine *C* la deformazione elastica del palo e del terreno circostante, deformazione che egli consiglia

⁽¹⁾ K. TERZAGHI, *Soil mechanics in engineering practice*, Wiley, I ed., pag. 179.

di misurare sperimentalmente nei pali di prova. Considera l'urto come tra corpi anelastici e scrive:

$$R_d = \frac{QH}{e + \frac{C}{r}} \frac{r}{r+1} \quad (12-29)$$

Ammette tuttavia che l'effetto d'urto nell'infissione dei pali dipenda da tanti altri fattori oltre che dal rapporto Q/q , nessuno dei quali vi è considerato, e che il risultato ottenuto con la (12-29) non sia più attendibile di quello ottenuto con qualunque altra formula dinamica, date le ipotesi su cui esse si basano, così poco vicine alla realtà del fenomeno.

12-2-17 FORMULA DI CRANDALL.

Uguagliando la somma dell'energia cinetica trasmessa al palo e dell'energia residua nel maglio, alla somma del lavoro resistente e del lavoro perduto per deformazioni elastiche del palo, si ha:

$$\rho QH (K_1 + K_2) = R_d \cdot e + R_d \frac{C}{2}$$

essendo C la deformazione elastica considerata.

Si ricava

$$R_d = \frac{\rho QH}{e + \frac{C}{2}} (K_1 + K_2) \quad (12-30)$$

Si riconosce facilmente che per $n = 0$ la (12-30) coincide con la formula di Terzaghi e per $n = 0$ e $C = 0$ con la formula olandese.

Per ρ il Crandall indica i seguenti valori medi:

Maglio a caduta libera	$\rho = 1$
Maglio con guida	$\rho = 0,75$
Maglio a vapore a semplice effetto	$\rho = 0,90$
Maglio a vapore a doppio effetto	$\rho = 1$

Si riconosce inoltre che la formula di Crandall nella forma espressa dalla (12-30) coincide con la formula di Hiley se si pone $C = C_1 + C_2 + C_3$. Per $r = n$ (velocità residua del maglio nulla) la (12-30) diventa

$$R_d = \frac{\rho QH}{e + \frac{C}{2}} K_1 \quad (12-31)$$

Il valore effettivo di C può essere misurato sperimentalmente quando detta misura non venga troppo falsata dai fenomeni secondari che accompagnano l'infissione. Per eliminare le incertezze nella determinazione di C il Crandall ha indicato una seconda formula indipendente da C , deducendola nel modo seguente

Si determina il valore H_0 dell'altezza perduta misurando per tre diverse altezze di caduta $H_1 H_2 H_3$ i rifiuti $e_1 e_2 e_3$ che, se il terreno non presenta anomalie, devono risultare in linea retta. Riportando i valori su un diagramma cartesiano (fig. 12-5) si determina il valore H_0 cui corrisponde un rifiuto e nullo.

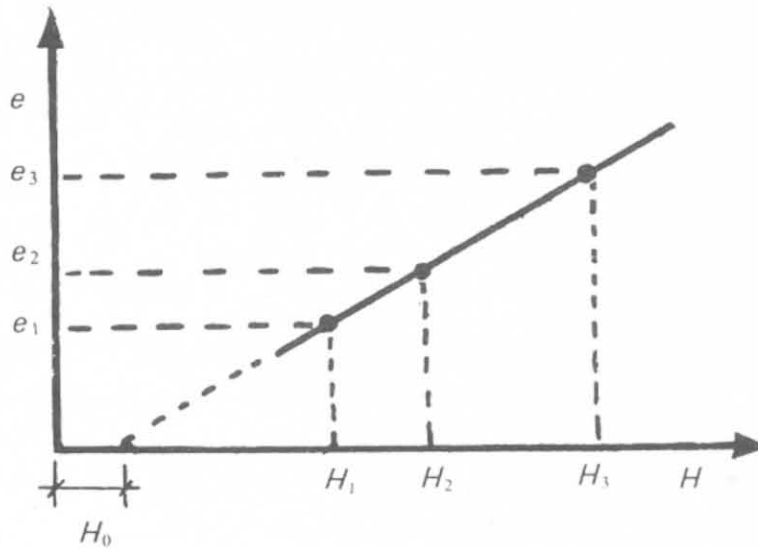


Fig. 12-5.

La (12-30) risolta rispetto ad H diventa (a parte il fattore ρ)

$$H = \frac{R_a \cdot e + R_a \frac{C}{2}}{Q (K_1 + K_2)} = \frac{R_a}{Q (K_1 + K_2)} \left(e + \frac{C}{2} \right) \quad (12-32)$$

Ponendo nella (12-32) $e = 0$ e $C = e_0$ (rifiuto elastico) H diventa H_0 per cui

$$H_0 = \frac{1}{2} \frac{R_a \cdot e_0}{Q (K_1 + K_2)} \quad (12-33)$$

Dividendo membro a membro si ha

$$\frac{H}{H_0} = \frac{e + \frac{C}{2}}{\frac{e_0}{2}} \quad (12-33')$$

Posto $C = e_0 + \lambda H$, fissata ad arbitrio un'altezza di caduta H_a dalla (12-33'), si ricava:

$$e_a + \frac{e_0}{2} + \lambda \frac{H_a}{2} = \frac{e_0}{2} \frac{H_a}{H_0}$$

da cui

$$\lambda = \frac{\frac{e_0}{2} \left(\frac{H_a}{H_0} - 1 \right) - e_a}{\frac{H_a}{2}} \quad (12-34)$$

ed infine, sottraendo H_0 da H tenendo presente la (12-33) e la (12-34), si ha:

$$H - H_0 = \frac{R_a \cdot e}{Q (K_1 + K_2)} + \frac{R_a}{Q (K_1 + K_3)} \frac{H}{H_a} \left[\frac{e_0}{2} \left(\frac{H_a}{H_0} - 1 \right) - e_a \right]$$

da cui si ricava

$$R_a = \frac{Q (H - H_0) (K_1 + K_2)}{e \left\{ 1 + \frac{H}{H_a} \left[\frac{e_0}{2 e} \left(\frac{H_a}{H_0} - 1 \right) - \frac{e_a}{e} \right] \right\}} \quad (12-35)$$

la formula non è semplice e per applicarla realmente occorrerebbe misurare il rifiuto elastico e_0 e ciò offre le stesse difficoltà della misurazione di C .

Lo stesso Crandall consiglia di trascurare i termini in parentesi $\{ \}$ e di applicare pertanto la formula

$$R_a = \frac{Q (H - H_0)}{e} (K_1 + K_2) \quad (12-36)$$

di aspetto simile alla formula di Kreuter, ma in realtà minore essendo in genere $(K_1 + K_2) < 1$ eccetto che per $n = 1$, nel qual caso le due formule coincidono.

12-2-18 FORMULA DANESE ⁽¹⁾.

È fatta l'ipotesi che l'energia perduta consista solo nella deformazione elastica del palo, senza alcuna influenza sulla penetrazione della punta nel terreno. La compressione elastica del palo è la stessa del coefficiente C_2 della formula di Crandall e fornita dall'equazione

$$C_2 = \frac{R_a \cdot l}{E \Omega}$$

Se tutta l'energia è spesa nella compressione elastica del palo sarà

$$Q \cdot H = \frac{1}{2} R_a \cdot C_2$$

⁽¹⁾ T. SORENSEN, B. HANSEN, "Pile driving formulae, Proceedings IV Int. Conf. Soil Mech., Londra, 1957.

da cui

$$C_2 = \sqrt{\frac{2 \cdot Q \cdot H l}{E \Omega}} \quad (12-37)$$

L'equazione diventa:

$$R_d = \frac{Q H}{e + \frac{C_2}{2}} \quad (12-38)$$

dove C_2 ha il valore indicato nella (12-37). Nel loro studio statistico gli Autori consigliano un coefficiente di sicurezza uguale a 3.

La formula danese al pari della E.N.R. ha il pregio della semplicità: essa è stata sottoposta ad un ulteriore esame statistico con esito soddisfacente da H. Agerschon ⁽¹⁾ in base ai risultati di 171 prove di carico su pali infissi in ghiaia e sabbia.

12-2-19 FORMULA DI JANBU.

Era apparsa in precedenza (1953) in forma più complessa della formula danese poichè mette in evidenza un coefficiente K_u variabile con il rapporto tra i pesi del palo e del maglio. Si scrive:

$$R_d = \frac{1}{K_u} \frac{Q \cdot H}{e} \quad (12-39)$$

essendo

$$K_u = C_d \left[1 + \sqrt{\frac{1}{2 C_d} \cdot \frac{C_2^2}{e^2}} \right] \quad (12-40)$$

Nella (12-40) C_2 ha il valore (12-37) della formula danese e C_d rappresenta il coefficiente empirico

$$C_d = 0,75 + 0,15 \frac{q}{Q} \quad (12-41)$$

Terzaghi consiglia l'uso della formula di Janbu con un coefficiente 3, facendo notare che in ogni caso il reale fattore di sicurezza non dovrebbe risultare inferiore a 1,75 e superiore a 4,4 (Flaate 1964 ⁽²⁾), con il rischio quindi di prevedere un numero di pali due o tre volte maggiore del necessario.

⁽¹⁾ H. AGERSCHON, "Analysis of the engineering news pile formula", Proceedings ASCE, 1962.

⁽²⁾ K. FLAATE, "An investigation of the validity of three pile-driving formulae in cohesionless material", *Norwegian Geot. Inst. Publ.*, 56, 1964, p. 1-12.

12-3 Teoria delle vibrazioni longitudinali.

12-3-1 GENERALITÀ.

Le formule dinamiche, esaminate nei paragrafi precedenti, hanno in comune il presupposto che l'urto dei due corpi (maglio e palo) avvenga secondo la legge di Newton nonostante che Newton stesso escluda la possibilità di applicare la sua teoria « ai corpi che subiscono, come avviene sotto i colpi di maglio, delle deformazioni ».

In realtà i fenomeni che si manifestano durante l'infissione dei pali sono molto più vicini alla teoria di St. Venant-Boussinesq sull'urto longitudinale delle aste che non a quella di Newton sull'urto delle sfere.

La teoria di Boussinesq si basa sull'equazione differenziale delle vibrazioni longitudinali e l'urto tra maglio e palo è uno dei fenomeni più semplici di propagazione di onde di compressione.

Glanville, Grime, Fox e Davies ⁽¹⁾ (1938) hanno dimostrato la corrispondenza tra la teoria ed i risultati sperimentali nel valore delle tensioni di compressione generate in un palo in cemento armato durante l'infissione ed hanno messo in evidenza l'importanza della propagazione delle tensioni nei confronti delle altre caratteristiche del palo.

La teoria, in quanto applicata tra maglio e testa del palo, si basa sulle seguenti ipotesi:

- a) il palo è perfettamente elastico;
- b) ogni sezione normale del palo rimane piana durante l'infissione;
- c) ogni particella del palo vibra in direzione parallela all'asse del palo;
- d) si trascura la deformazione laterale del palo, cioè si assume $\mu = 0$ (coefficiente di Poisson);
- e) il palo è incastrato ad un estremo (base) e libero all'altro dove riceve i colpi del maglio;
- f) è trascurata la propagazione delle onde di compressione nel maglio;
- g) il maglio batte direttamente sul palo e le due superfici di contatto sono piane e parallele.

Sia inoltre:

- s = lo spostamento longitudinale di una sezione del palo durante la vibrazione, alla profondità z ed al tempo t ;
- γ_p = il peso specifico del palo;
- σ = lo sforzo di compressione;
- g = l'accelerazione di gravità;
- ε = lo spostamento per unità di lunghezza del palo (dilatazione) alla profondità z ed al tempo t ;
- a = la velocità delle onde di compressione.

⁽¹⁾ W.H. GLANVILLE *et al.*, *An investigation of the stresses in reinforced concrete piles during driving*, Dept. Sci. Ind. Research Bldg. Research Sta., Gran Bretagna, 20, 111 (1938).

Si potrà scrivere:

$$\varepsilon = \frac{\delta s}{\delta z}$$

da cui

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{P}{EA} \quad P = EA \frac{\delta s}{\delta z}$$

Alla profondità $z + dz$ il carico totale risulta:

$$P + dP = EA \left(\frac{\delta s}{\delta z} + \frac{\delta^2 s}{\delta z^2} dz \right)$$

Per il principio di D'Alembert *le forze direttamente applicate e le forze d'inerzia nel moto di qualunque sistema e compatibilmente con i suoi vincoli sono in ogni istante in equilibrio.*

La forza d'inerzia è data per ogni porzione elementare di palo da

$$\frac{\gamma_p A}{g} dz \frac{\delta^2 s}{\delta t^2}$$

e la risultante delle forze applicate

$$dP = EA \frac{\delta^2 s}{\delta z^2} dz$$

per il principio enunciato si ha

$$EA \frac{\delta^2 s}{\delta z^2} = \frac{\gamma_p A}{g} \frac{\delta^2 s}{\delta t^2}$$

da cui

$$\boxed{\frac{\delta^2 s}{\delta t^2} = \frac{Eg}{\gamma_p} \frac{\delta^2 s}{\delta z^2}} \quad (12-42)$$

che esprime l'equazione differenziale delle vibrazioni longitudinali.

La velocità dell'onda di compressione attraverso il palo è

$$a = \sqrt{\frac{Eg(1-\mu)}{\gamma_p(1-\mu-2\mu^2)}}$$

e poichè per ipotesi il coefficiente μ di Poisson si è posto uguale a zero

$$a = \sqrt{\frac{Eg}{\gamma_p}}$$

L'equazione (12-42) diventa allora

$$\boxed{\frac{\delta^2 s}{\delta t^2} = a^2 \frac{\delta^2 s}{\delta z^2}} \quad (12-43)$$

La massima sollecitazione nel palo si verifica all'estremità fissa e dipende dalle proprietà elastiche e dal rapporto r tra il peso del maglio e il peso del palo. Se il valore di r è inferiore a 5, Boussinesq (1885) ricava

$$\sigma_{\max} = \frac{2 E V}{a} (1 + e^{-\frac{2}{r}})$$

in cui e è in questo caso la base dei logaritmi neperiani.

12-3-2 FORMULA DEL B.B.R.B.

Il *British Building Research Board*, per adattare la teoria al problema specifico e per tener conto che la punta del palo non è mai perfettamente fissa e che la testa non riceve mai direttamente i colpi del maglio, modificò in questo senso le ipotesi tenendo conto di una reazione elastica alla base del palo e giunse alla soluzione generale dell'equazione differenziale troppo poco pratica per le applicazioni comuni. Nello stesso tempo elaborava alcune soluzioni approssimate fra cui la seguente che fornisce per il valore massimo della compressione nel palo l'espressione:

$$\sigma_{\max} = \frac{E V}{a} \sqrt{\frac{Q}{q \left(1 + \frac{E}{T l}\right)}} \quad (12-44)$$

in cui T è un fattore costante espresso in kg/cm^3 dipendente dalle proprietà elastiche della cuffia di protezione. Nei casi più comuni Cummings lo ritiene uguale a 10 000 libbre/pollice³ (circa 2800 N/cm^3).

L'errore commesso si valuta calcolando il rapporto

$$\frac{q}{3 Q \left(1 + \frac{E}{T l}\right)}$$

tra i termini trascurati e quelli conservati rispetto alla soluzione esatta.

Esempio: Si considerino due pali di uguale lunghezza e di uguale sezione, uno in cemento armato ed uno in legno. Entrambi sono stati infissi con lo stesso maglio del peso di 20 kN con velocità di caduta $V = 5$ m/s.

	Palo di cemento armato	Palo di legno
Lunghezza	8,0 m	8,0 m
Sezione	0,1000 m ²	0,1000 m ²
Peso specifico	2 400 kg/m ³	700 kg/m ³
Peso del palo	19,20 kN	5,60 kN
Modulo di elasticità	20 000 MN/m ²	8500 MN/m ²
Velocità $a =$	286 000 cm/s	345 000 cm/s

L'errore commesso applicando la (12-44) risulta, per il palo in calcestruzzo,

$$\frac{q}{3 Q \left(1 + \frac{E}{T l} \right)} = 16,80 \%$$

e per quello di legno

$$6,80 \%$$

La formula fornisce, nel primo caso

$$\sigma_m = 26.000 \text{ kN/m}^2$$

e nel secondo

$$\sigma_m = 20.000 \text{ kN/m}^2$$

La forza trasmessa alla base del palo risulta pertanto di circa 2600 kN per il palo in calcestruzzo e di 2000 kN per quello in legno.

In realtà la forza trasmessa alla base del palo sarà minore, data la presenza dell'attrito laterale trascurato, nondimeno questo risultato giustifica la conclusione che la *pressione massima prodotta dal medesimo urto è più elevata alla base del palo in calcestruzzo che alla base del palo in legno.*

In conseguenza di questo differente comportamento il palo in calcestruzzo penetrerà nel terreno resistente più del palo in legno e, ad uguale rifiuto, la sua portata statica ne risulterà notevolmente aumentata.

Nel nostro caso, a parità di rifiuto, il palo in calcestruzzo affonderà nel terreno resistente fino ad incontrare una reazione di 2800 kN e quello in legno fino ad incontrare una di 2000 kN; la portata del primo sarà del 40% superiore a quella del secondo.

Il fatto che la teoria dell'urto longitudinale giunga a questa conclusione è di notevole importanza perchè essa infirma la *validità delle formule basate sull'ipotesi di Newton.*

Si applichi ad esempio la formula di Brix:

Siano H ed e rispettivamente uguali ad 1 m ed a 1 cm in entrambi i casi.

Per il palo in calcestruzzo si ha: $\left(\frac{Q}{q} = 1,04 \right)$

$$R_a = 4060 \text{ kN}$$

e per quello in legno $\left(\frac{Q}{q} = 3,55\right)$

$$R_a = 6300 \text{ kN}$$

Le conclusioni sono opposte alle precedenti e ciò serve a mettere in evidenza come le formule basate sulla teoria di Newton si allontanino troppo dalla realtà fisica del problema.

In molti casi, osserva Cummings, i pali debbono raggiungere, dopo aver attraversato terreni inconsistenti, uno strato resistente posto a grande profondità. Se si infiggono due pali, di differente peso e rigidità nello stesso terreno, con lo stesso battipalo fino a raggiungere lo stesso rifiuto, il palo più pesante e più rigido avrà maggiori possibilità di approfondirsi nello strato resistente che non il palo più leggero e più flessibile.

Ciò è dovuto al fatto che il palo più pesante può trasmettere alla punta gli sforzi di compressione meglio di quanto non possa fare il secondo.

Alla luce di queste nuove esperienze torna alla ribalta il problema della validità delle formule dinamiche. Appurato che alcune di esse si basano su ipotesi che hanno un lontano legame con la realtà del fenomeno, resta pur sempre la difficoltà di valutare la relazione esistente tra la resistenza dinamica e la successiva capacità portante del palo.

Il problema non può essere risolto in via analitica ed è assolutamente necessario un attento esame della natura del terreno e del comportamento del palo durante l'infissione.

12-3-3 L'IMPIEGO DEL COMPUTER NEL CALCOLO DELLE FORMULE DINAMICHE.

Glanville ed altri hanno limitato l'esame alle sollecitazioni che sorgono nella struttura del palo al momento dell'urto, data la complessità dei calcoli che non possono essere condensati in formule praticamente applicabili. L'introduzione e lo sviluppo dei *computers* nella pratica professionale hanno permesso l'utilizzazione di formule anche molto complesse: l'argomento è stato ripreso da Smith (1955-1962) ⁽¹⁾ e successivamente da Forehand e Reese (1964) ⁽²⁾.

La soluzione presentata da Smith dell'equazione differenziale consiste nella trasformazione del sistema infissione del palo-terreno in una serie di *pesi* e di *molle*, di resistenze laterali e di punta, come illustrato in fig. 12-6. È fatta l'ipotesi che l'onda di compressione attraversi ogni segmento di palo in un intervento di tempo molto piccolo in funzione del tipo di palo e della lunghezza dell'elemento considerato. In ogni caso la velocità di trasmissione delle onde, le forze e gli spostamenti possono ritenersi costanti nell'intervallo di tempo

⁽¹⁾ E. SMITH, "Impact and longitudinal wave transmission", Trans. ASME, 1955; E. SMITH, "Pile driving analysis by wave equation", Proceedings ASCE, 1960.

⁽²⁾ P. FOREHAND, REESE, "Prediction of pile capacity by the wave equation", Proceedings ASCE, 1964.

esaminato. Inoltre il maglio e la cuffia di protezione del palo sono ritenuti anelastici mentre il blocco di battuta elastico ma senza peso.

Il palo ha peso ed elasticità ed è suddiviso in una serie di segmenti, rappresentati dai pesi e dalle molle, che — per sezione e lunghezza costanti — sono uguali per ogni elemento.

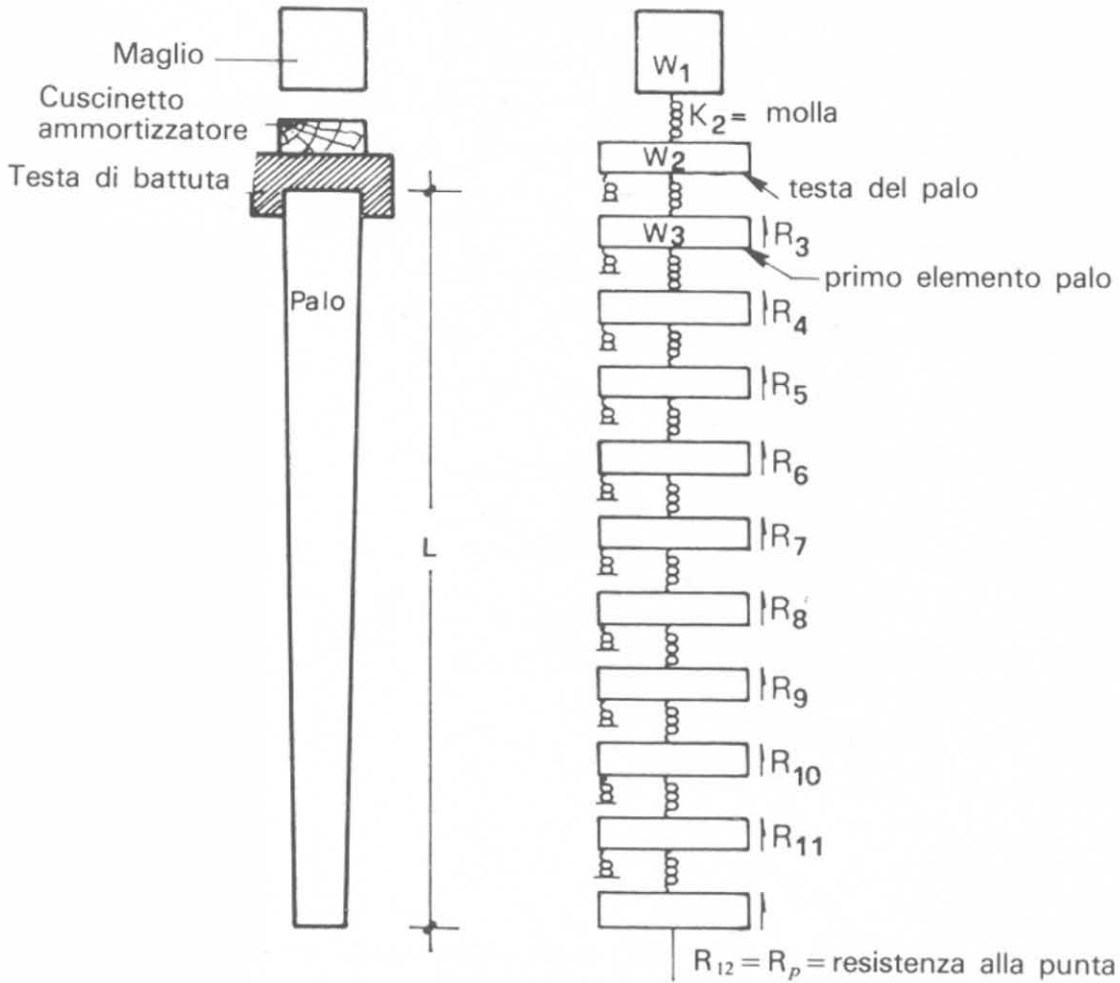


Fig. 12-6 - Rappresentazione schematica di Smith per la soluzione dell'equazione delle vibrazioni longitudinali.

L'equazioni base riportate da Smith sono, nel caso di un generico elemento W_m :

$$\begin{aligned}
 D_m &= d_m + V_m \Delta t \\
 C_m &= D_m - D (m + 1) \\
 F_m &= C_m \cdot K_m \\
 Z_m &= F (m - 1) - F_m - R_m \\
 V_m &= v_m + \frac{Z_m g \Delta t}{W_m}
 \end{aligned}
 \tag{12-45}$$

dove i simboli sono gli stessi indicati dall'Autore:

C = compressione della molla nel tempo n

D = spostamento nello stesso tempo n

d = spostamento nell'intervallo di tempo $(n - 1)$

F = forza esercitata dalla molla nel tempo n

K = costante della molla uguale a $\frac{E \Omega}{L}$

R = resistenza nell'intervallo di tempo n

Δ_t = intervallo di tempo considerato

V = velocità nel tempo n

v = velocità nel tempo $(n - 1)$

W = peso

Z = forza di accelerazione nell'intervallo n

g = accelerazione di gravità.

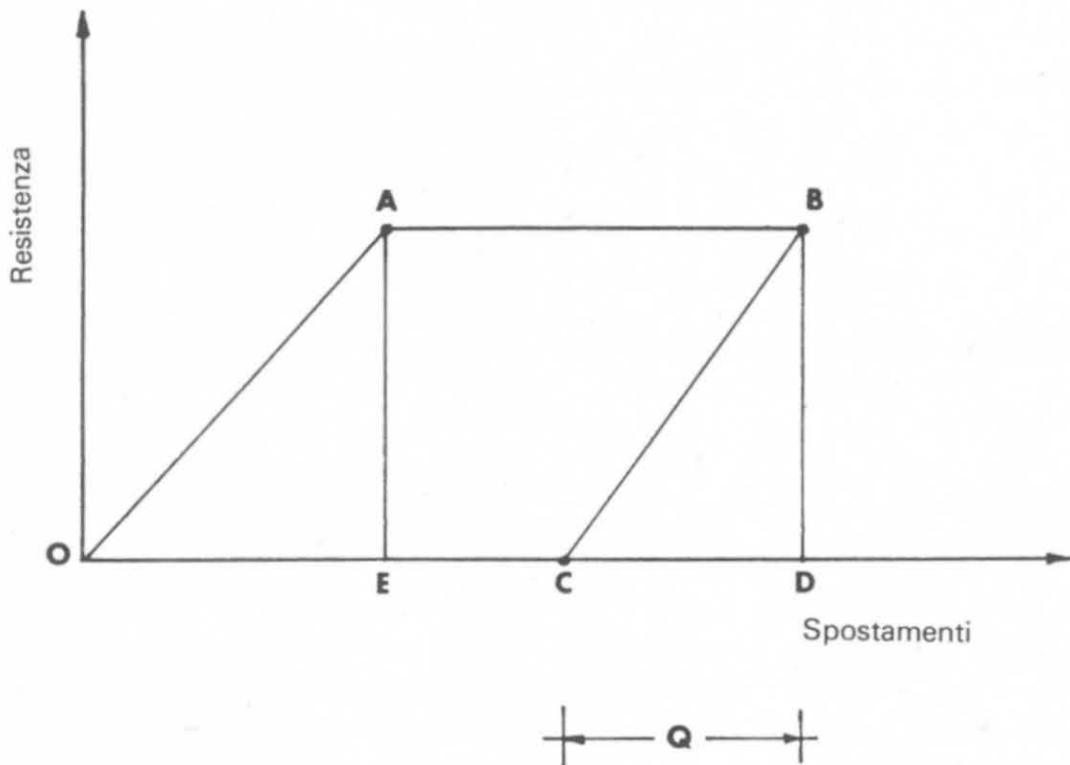


Fig. 12-7.

Esaminiamo la fig. 12-7. Sotto l'azione di un colpo di maglio la resistenza aumenta sino a raggiungere il valore R in modo elastico, rimane costante per un ulteriore spostamento e ritorna a zero in modo elastico quando il palo *ritorna*; ciò è rappresentato dal diagramma $OABC$.

Lo spostamento massimo è rappresentato da \overline{OD} e quello finale \overline{OC} ; la differenza \overline{CD} indica lo spostamento elastico del palo.

L'area BDC rappresenta l'energia elastica dissipata quando il palo *ritorna*. Si ritiene che i segmenti BC ed OA (spostamenti elastici iniziali e finali) siano paralleli.

Smith ritiene che il ritorno elastico sia uguale per ogni segmento del palo e lo indica con Q .

Il valore massimo della resistenza del terreno sull'elemento W_m è uguale a $\frac{Q}{K_m'}$ dove K_m' rappresenta la costante relativa al terreno. Se lo spostamento di quest'ultimo è D_m' lo spostamento dell'elemento di palo rispetto al terreno sarà $(D_m - D_m')$ che al limite avrà il valore di Q e la resistenza del terreno, relativa a questo spostamento sarà

$$R_m = K_m' (D_m - D_m') \quad (12-46)$$

Per considerare l'effetto dovuto alla viscosità del terreno Smith introduce la costante J e J' moltiplicata per la velocità istantanea per cui, in conclusione, la resistenza totale dell'elemento di palo diventa:

$$R_m = K_m' (D_m - D_m') (1 + J' v_m) \quad (12-47)$$

Per l'elemento di base la resistenza sarà

$$R_p = K_p' (D_p - D_p') (1 + J v_p) \quad (12-48)$$

Smith ha fornito gli elementi ed impostato i programmi per l'impiego del *computer*. Le quantità che entrano nel calcolo sono:

- a) il peso del maglio;
- b) la velocità del maglio all'urto;
- c) il coefficiente di restituzione della cuffia di protezione;
- d) i pesi e le costanti K_m per ogni elemento di palo;
- e) l'intervallo di tempo usato nei calcoli;
- f) le resistenze fornite dall'aderenza laterale e dalla base;
- g) i fattori di viscosità relativi al terreno.

Le equazioni (12-45) vengono risolte per ognuno degli elementi in cui è stato suddiviso il palo. Smith propone di considerare un elemento di $2 \div 3$ m ed un intervallo di tempo Δ_t da $1/3000$ a $1/4000$ di secondo.

Forehand e Reese (1964) riprendono lo studio di Smith e sottopongono ad esame critico 24 prove di carico con il metodo delle vibrazioni longitudinali.

Suggeriscono per Q e J i seguenti valori:

- a) per le sabbie

$$J = 0,328 \div 0,656 \text{ s/m}$$

$$Q = 1,27 \div 7,62 \text{ mm}$$

- b) per le argille

$$J = 1,31 \div 3,28 \text{ s/m}$$

$$Q = 1,27 \div 5,08 \text{ mm}$$

e per J' in ogni caso $1/3 J$.

I risultati ottenuti sono incoraggianti e fanno ritenere che il metodo delle vibrazioni longitudinali, grazie all'impiego dei *computers*, possa fornire valori molto più attendibili di quanto non lo possano le note formule dinamiche, data la possibilità di prendere in considerazione tutte le variabili relative alla natura del terreno, al tipo di palo ed alla modalità di infissione ⁽¹⁾.

12-4 I limiti di validità delle formule dinamiche.

12-4-1 GENERALITÀ.

Le ipotesi e le restrizioni che caratterizzano le « formule dinamiche » tengono poco conto delle forze e delle deformazioni reali che si manifestano durante l'infissione del palo, come pure della natura del terreno e del suo comportamento. L'applicazione della teoria di Newton, ad esempio, nell'urto tra maglio e palo, non è corretta poichè la legge è valida solo fra corpi liberi di muoversi, nè lo è il fatto di ritenere che la resistenza dinamica sia eguale a quella statica al cedimento e che la compressione elastica del palo possa essere valutata come se il carico, invece che dinamico, fosse statico.

Ciò nonostante le formule dinamiche vengono ancora applicate: ogni ingegnere con un po' di pratica in questo settore ha trovato la formula ed i coefficienti che più si adattano ai vari casi secondo la profondità, il terreno e le caratteristiche del palo. La formula dell'Engineering News è impiegata normalmente per i pali di legno e quella di Hiley per i pali in calcestruzzo. La prima è usata maggiormente negli Stati Uniti, la seconda in Inghilterra. In Italia, ad esempio, la SCAC adopera normalmente la formula di Jambu modificata secondo proprie considerazioni sperimentali.

Mettendo a confronto le formule dinamiche si ottengono grandezze che differiscono assai sensibilmente fra loro: l'introduzione del coefficiente di sicurezza non altera il divario esistente, che è una delle principali fonti d'incertezza nell'uso di queste formule.

Si considerino ad esempio i risultati della tabella XII-3 a pagina seguente (Proceedings ASCE, 1941).

Le prove sono state eseguite su pali in legno e pali in calcestruzzo; nella colonna 1 è indicato il carico di rottura, cioè il carico di prova al quale i cedimenti non sono più proporzionali alle pressioni; nelle colonne 2 e 3 i risultati teorici ottenuti con due formule dinamiche, quella di Redtenbacher e dell'E.N.R., per ognuna delle quali è scritto il valore di R_a in percentuale del carico di rottura effettivo. Questa va da un minimo del 30% ad un massimo del 630%. In terreni incoerenti il suo valore sarebbe stato compreso fra limiti più ristretti.

⁽¹⁾ M. JAMIOLKOWSKI *et al.*, "L'analisi della battitura dei pali a mezzo dell'equazione dell'onda d'urto", Atti X Convegno Italiano di Geotecnica, Bari 1970.

TABELLA XII-3

1 Carico di rottura sperimentato	2 Formula di Redtenbacher		3 Formula E.N.R.	
	kN	kN	%	kN
<i>Pali in legno/terreni coerenti</i>				
930	1 080	106	2 700	290
810	1 040	128	1 698	210
700	435	62	750	107
665	620	93	1 060	159
965	470	49	880	91
1 000	730	73	1 800	180
1 100	335	30	560	51
700	435	62	750	107
<i>Pali in calcestruzzo/terreni coerenti</i>				
1 530	1 550	101	6 480	423
1 720	1 510	88	4 800	279
2 340	2 400	103	14 820	630

Terzaghi fece un esame comparativo con i risultati di 39 prove di carico ⁽¹⁾ su pali di calcestruzzo, legno e ferro usando sette formule diverse. Egli trovò che il rapporto μ tra il carico effettivo e quello di calcolo variava da 0,25 a 4; che questa fascia di variazione era diversa per le varie formule e che infine una formula attendibile per un tipo di palo non lo era necessariamente anche per altri tipi.

Sorensen e Hansen ⁽²⁾ esaminarono un elenco di 78 prove con le formule di Eytelwein, Hiley, Janbu, con quella danese e con una integrazione numerica della formula delle vibrazioni longitudinali.

Agerschon, come abbiamo detto, esaminò 171 prove di carico con le formule dell'E.N.R., di Weisbach e danese.

⁽¹⁾ K. TERZAGHI, "Discussion of the progress report of the Committee on the bearing value of pile foundations", Proceedings ASCE, 1942.

⁽²⁾ SORENSEN, HANSEN, *op. cit.*

12-4-2 EFFETTI PRODOTTI DALL'INFISSIONE DEI PALI.

La resistenza dinamica R_d o la sua frazione R_{am} può esprimere sì la resistenza all'atto di infissione del palo ma non può dare, in generale, la *resistenza statica al cedimento in seguito all'applicazione lenta del carico*. L'attrito laterale e la portata di base dipendono dal tempo in misura diversa secondo la natura dei terreni. Essi, sotto questo aspetto, si dividono in due grandi categorie:

a) *terreni a grana grossa* (sabbia e ghiaia), praticamente incompressibili, per i quali le resistenze dinamiche all'infissione sono uguali alle resistenze statiche al cedimento;

b) *terreni a grana molto fine* (argille) compressibili e coerenti che in seguito all'infissione dei pali subiscono variazioni tali da modificare sensibilmente la portata del palo. Nel primo caso l'infissione dei pali *aumenta la compattezza del terreno* indifferentemente dal grado di umidità che esso presenta perchè, date le dimensioni degli spazi interstiziali, l'acqua può scorrere liberamente attraverso i vuoti e disperdersi nel terreno circostante.

Nel secondo caso, invece, il movimento dell'acqua avviene tra spazi di dimensioni capillari e, se il terreno è completamente saturo, il tempo che occorre per produrre cambiamenti di volume dell'ammasso è notevole, tale cioè da far ritenere questi terreni praticamente incompressibili nel piccolo spazio di tempo occorrente all'infissione del palo.

Le tensioni idrodinamiche, di cui si è parlato, *si manifestano intieramente solo nelle argille completamente sature*, nelle quali l'infissione dei pali produce uno *spostamento* e non un *costipamento* del terreno: la quantità massima spostata o sollevata è uguale, in teoria, al volume dei pali infissi. Se le argille *non sono* completamente sature l'infissione dei pali può produrre col tempo un aumento di densità e quindi il costipamento del terreno.

Riassumendo, i fenomeni che possono aver luogo con l'infissione dei pali in terreni argillosi sono:

a) *Diminuzione della resistenza di attrito durante l'infissione*: si è fatta l'ipotesi che l'acqua uscita dai pori formi una leggera pellicola intorno alla superficie del palo e funzioni da lubrificante. In terreni soffici imbevuti d'acqua i pali penetrano facilmente sotto i colpi del maglio: nello stesso terreno, dopo qualche giorno di sosta, l'infissione incontra maggiore resistenza, poichè il riassorbimento dell'acqua ha ripristinato le caratteristiche di attrito del terreno.

Si legge nella relazione di un lavoro eseguito dalla Western Foundation Company (USA) che pali in acciaio, infissi per circa 12 m in argilla plastica, richiesero, dopo una sosta di 24 ore, quattro o cinque colpi di maglio per avanzare di un pollice, mentre prima dell'arresto si otteneva lo stesso rifiuto con uno o due colpi al massimo.

In un loro studio Seed e Reese (1957) hanno raccolti elementi sull'aumento dell'aderenza nei pali infissi in argilla in funzione del tempo. I pali usati avevano un diametro di 15 cm ed una lunghezza di infissione di circa 4 m. Il terreno era costituito in prevalenza di argille sabbiose organiche con pre-

senza di conchiglie ($LL = 41,5$; $LP = 23,5$). Il carico limite sul palo ebbe le seguenti variazioni nel tempo:

ore dopo l'infissione	0	100	200	300	400	800
carico limite (libbre)	1000	4600	5500	6000	6200	6200

La perdita di resistenza causata dall'infissione nel terreno adiacente al palo variava dal 60 al 70% della perdita che l'argilla avrebbe subito in seguito ad un completo rimaneggiamento. Si misurarono i seguenti valori:

Terreno	Resistenza espansione laterale libera N/cm ²	Contenuto acqua %
Lontano dall'infissione	2,4	48,1
Vicino al palo un giorno dopo l'infiss...	3,2	43,6
Vicino al palo 30 giorni dopo l'infiss...	3,6	41,1
Terreno rimaneggiato	1,1	48,1

Il Buisson cita il caso di una fondazione a Le Havre in cui si riscontrò, per una interruzione di 10 ore, un aumento di portata di circa 500 kN, e un'altra a Tunisi dove il rifiuto, dopo 10 ÷ 15 ore di sosta, divenne sovente $\frac{1}{4}$ ed anche $\frac{1}{10}$ di quello precedentemente osservato.

Il fenomeno però non è generale e si riscontra sovente anche il caso contrario; ciò è dovuto alla presenza delle:

b) *Tensioni idrodinamiche* che danno luogo ad una grande resistenza dinamica alla punta durante la fase di infissione del palo. Lo stesso Buisson cita il caso di argille molto compatte della regione di Parigi in cui si nota questo fenomeno. La diminuzione della resistenza è causata anche dalla:

c) *Variazione delle caratteristiche* dell'argilla (compressibilità e taglio) in seguito alla vibrazione causata da una troppo rapida successione di colpi, che provoca una vera *laminatura* del terreno con conseguente diminuzione dell'attrito.

d) *Costipamento*: se l'argilla non è completamente satura si può avere un aumento di resistenza e quindi di attrito fra palo e terreno.

Esperienze analoghe eseguite in Roma in terreni eminentemente argillosi con pali Express hanno dato i seguenti risultati (maglio del peso di 27 kN e caduta libera $H = 1,50$).

	Tempo	Numero colpi	Abbassamento	Rifiuto medio per colpo
1° giorno	1,10 h	1 150	1 182 mm	1,03 mm
2° giorno	0,30 h	400	102 mm	0,255 mm
3° giorno	0,25 h	300	70 mm	0,15 mm

Durante la battitura si riscontrarono lesioni nel terreno alla distanza di circa un metro dal palo con sensibile rigonfiamento del piano campagna, a dimostrazione che nessun consolidamento era avvenuto nel corpo del terreno.

Applicati alla teoria dei pali battuti, questi fenomeni consigliano la massima prudenza nell'uso delle formule dinamiche. Terzaghi, che ha il merito di avere per primo discussa la validità delle formule, fa questo esempio. Supponiamo, egli dice, che un corpo scivoli su una rotaia immerso nell'acqua. Se il movimento del corpo è lento, la sola resistenza apprezzabile da superare è quella di attrito sulla rotaia in quanto quella dell'acqua è trascurabile. Se invece il movimento è rapido, la resistenza dell'acqua aumenta notevolmente e diventa trascurabile quella di attrito sulla rotaia. E così testualmente conclude: *l'applicare una formula dinamica ai terreni della seconda categoria (argille) non è più logico del tentativo di identificare la resistenza statica del corpo che scivola lentamente con la resistenza dinamica che incontra in un movimento rapido attraverso un mezzo vischioso.*

In conclusione, secondo la natura del terreno, le fondazioni su pali infissi possono suddividersi in:

1) *Pali infissi in terreni incoerenti, compatti e permeabili*: possono applicarsi alcune formule dinamiche con risultati generalmente attendibili. La resistenza dinamica all'infissione è praticamente uguale a quella statica.

2) *Pali infissi in terreni incoerenti poco compatti*: il rifiuto rimane pressochè costante con la profondità e la sua misura non ha significato pratico. Il terreno può essere costipato dall'infissione di molti pali.

3) *Pali appoggiati su terreno roccioso*: il rifiuto è piccolissimo e corrisponde alla deformazione elastica della roccia. Non possono applicarsi le formule dinamiche ed occorre una perfetta conoscenza della natura e potenza dello strato roccioso.

4) *Pali infissi in terreni coerenti poco permeabili*: è necessario il controllo del rifiuto dopo un intervallo di sosta più o meno lungo.

Sovente si nota un aumento della resistenza dinamica fino a decuplicarsi nelle 24 ore, ma non è raro il caso in cui questa stessa resistenza diminuisca. In questi terreni l'uso delle formule dinamiche può condurre a risultati che non hanno alcun rapporto con la resistenza statica del palo ed ogni tentativo per trovare una relazione tra le due resistenze (statica e dinamica) ed arrivare ad una relazione generale valida per i pali battuti non può condurre ad alcun risultato pratico, poichè tale relazione è in contrasto con la natura fisica del problema. Tutti coloro che da tempo se ne sono occupati non hanno potuto concludere che in questo senso.

Fin dal 1869 Hagen così si esprimeva: « urto e pressione sono così eterogenei che essi possono sì produrre lo stesso effetto in determinati casi, ma non possono essere messi a confronto »; e il Morsch: « non si possono determinare, a priori, analiticamente le diverse forze del terreno agenti sulla punta e sulle pareti di un palo nell'istante dell'approfondimento nel terreno e con esse la sua capacità portante. Gli studi hanno bisogno di nuovi concetti sulla resistenza allo spostamento, sulle caratteristiche delle diverse qualità di terreno, coi relativi coefficienti. Con ciò le ricerche e le formule diventano in realtà teoricamente di larga applicazione, ma praticamente senza valore qualora pure si riuscisse, in base a ricerche su modelli, a determinare i necessari coefficienti per il tipo di terreno usato ».

Il Terzaghi, infine, testualmente: « considerando questi fatti sembra futile ogni ulteriore studio nel campo delle formule dinamiche. Per i terreni della prima categoria le formule dinamiche andavano bene anche cinquant'anni or sono, per i terreni della seconda categoria non è possibile trovare alcuna formula dinamica, perchè la resistenza all'infissione dei pali sotto i colpi del maglio non ha fisicamente in comune con la resistenza statica niente di più di quanto l'attrito statico fra i solidi (secondo la legge di Coulomb) non abbia con la resistenza viscosa dei liquidi contro una rapida deformazione (secondo la legge di Newton) ».

12-5 Risultati sperimentali.

12-5-1 ESPERIENZE DI CAQUOT-KERISEL.

Nel corso di una serie di esperienze per la verifica della formula statica gli Autori eseguirono quattro prove d'infissione su modelli ridotti, i cui risultati furono confrontati coi dati teorici forniti dalle formule dinamiche. L'esperienze furono eseguite con sabbia di Malesherbe ($\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$) ed un tubo metallico con diametro di m 0,06. Il maglio di forma circolare scorre lungo una guida coassiale col tubo e batte sulla piastra collegata al tubo che termina con una puntazza.

Prima esperienza. Peso del maglio 500 N.

Il peso della piastra, per timore di deterioramento del palo, sotto i colpi del maglio, era di 290 N; l'altezza di caduta m 0,25. Nel prospetto che segue sono indicati gli abbassamenti, all'inizio ed alla fine di una volata di 10 colpi, i valori corrispondenti $\frac{h}{D/4}$ ed il rendimento medio di ciascuna volata.

Il rendimento è definito come rapporto tra il lavoro effettivo ed il lavoro utile

$$\eta = \frac{L_e}{L_u}$$

Il lavoro utile è in questo caso

$$L_u = 10 \times 500 \times 0,25 = 1250 \text{ Nm}$$

ed il lavoro effettivo

$$L_e = \int_{h_0}^{h_1} R_a dh$$

essendo R_a la resistenza all'infissione.

Caquot e Kerisel sostituiscono, a questo punto, al posto di R_a il valore R da essi trovato come capacità portante del palo, somma di una resistenza di attrito laterale e di una resistenza di base di cui alla formula che qui anticipiamo

$$R = S \gamma D/4 \left[K_2 K_2' \frac{h}{D/4} + \frac{1}{2} K_3 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2 \right] \quad (12-49)$$

Gli Autori hanno trovato per $K_2 K_2'$ e K_3 (vedi 13-3-1) rispettivamente valori vicini a 154 ed a 7.

Integrando e mettendo in evidenza il fattore $(D/4)^2$ si ottiene

$$L_e = S \gamma (D/4)^2 \left[\frac{K_2 K_2'}{2} \left(\frac{h}{D/4} \right)^2 + \frac{K_3}{6} \left(\frac{h}{D/4} \right)^3 \right]_{h_0}^{h_1}$$

Sostituendo i valori numerici

$$L_e = 0,00105 \left[77 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2 + 1,17 \left(\frac{h}{D/4} \right)^3 \right]$$

Ed ecco i risultati trovati dagli Autori:

N. Volate	e	$\frac{h}{D/4}$	Rendimento
1	17,5	5	} 0,51
	37,5	25	
2	37,5	25	} 0,51
	50,1	33,4	
3	57,1	38	} 0,53
	65,2	43,5	
4	65,2	43,5	} 0,545
	72,4	48,2	
5	72,4	48,2	} 0,54
	78,3	52,2	
6	78,3	52,2	} 0,58
	84,1	56	

Seconda esperienza. Fu eseguita con gli stessi elementi della precedente ma con altezza di caduta doppia per cui il lavoro utile era di 2500 Nm. Ecco i risultati.

N. Volate	e	$\frac{h}{D/4}$	Rendimento
1	7,5	5	} 0,55
	52	34,6	
2	52	34,6	} 0,565
	69,5	46,4	
3	73	48,6	} 0,61
	85,7	57,1	
4	85,7	57,1	} 0,63
	96,4	64,2	
5	96,4	64,2	} 0,725
	106,4	71	
6	106,4	71	} 0,735
	116,1	71	

Terza esperienza. Nelle esperienze precedenti il peso proprio del palo era di 248 N in confronto al peso della piastra di 290 N. Nel timore che il peso eccessivo della piastra potesse disturbare l'esperienza, furono ripetute le esperienze con una piastra di 30 N. Furono eseguite tre prove con un maglio di 500 N e altezza di caduta rispettivamente di 0,25, 0,50, 0,75 m. Ecco i risultati:

H	N. Volate	e	$\frac{h}{D/4}$	Rendimento
0,25	} 1	5,50	3,66	} 0,53
		37,80	25,20	
	} 2	37,80	25,20	} 0,58
		51,70	34,47	
0,50	} 3	51,70	34,47	} 0,585
		69,90	46,60	
0,75	} 4	69,90	46,60	} 0,615
		89,0	59,33	

I risultati per uguali valori di $\frac{h}{D/4}$ sono pressochè uguali ai precedenti: il rendimento migliora coll'aumentare dell'altezza di caduta.

Quarta esperienza. Peso del maglio 250 N. Piastra 30 N. Si ebbe:

H	N. Volate	e	$\frac{h}{D/4}$	Rendimento
0,25	1	3,5	2,33	0,38
		23,7	15,8	
	2	23,7	15,8	0,48
		34,1	22,8	
0,50	1	45	30	0,51
		55,6	37	
	2	55,6	37	0,51
		63,7	42,5	

da cui si vede che il rendimento diminuisce col diminuire del peso del maglio.

Osservazioni. — A conclusione delle loro esperienze Caquot e Kerisel paragonarono i risultati ottenuti con quelli teorici forniti dalle seguenti formule dinamiche.

Formula		Rendimento
Olandese	$R_a = \frac{QH}{e(1+1/r)}$	$\eta = \frac{r}{r+1}$
Brix	$R_a = \frac{QH}{e} \frac{4r}{(r+1)^2}$	$\eta = \frac{4r}{(r+1)^2}$
Goodrich	$R_a = 0,276 \frac{QH}{e}$	$\eta = 0,276$
Benabeng	$R_a = 0,5 \frac{QH}{e}$	$\eta = 0,5$
E.N.R. (caduta libera) ...	$R_a = \frac{QH}{e+0,025}$	$\eta = \frac{1}{1+0,025/e}$

Si ottengono per i valori dei rendimenti i seguenti risultati (non considerando in q il peso della piastra):

Formule	1 ^a -2 ^a -3 ^a esperienza		4 ^a esperienza	
	$Q = 500 \text{ N}$	$q = 250 \text{ N}$	$Q = 250 \text{ N}$	$q = 250 \text{ N}$
Olandese	0,66		0,50	
Brix	0,22		0,25	
Goodrich	0,276		0,276	
Benabenq	0,50		0,50	
Caquot-Kerisel (esperienze)	0,51 ÷ 0,735		0,38 ÷ 0,51	

da cui sembrerebbe che la formula olandese sia la più vicina ai risultati sperimentali. Confrontando i valori ottenuti nella prima esperienza con la formula dell'ENR gli Autori ricavarono:

Volate	Valore medio di c	Rendimento E.N.R.	Rendimento constatato
1	0,02	0,445	0,51
2	0,013	0,34	0,5
3	0,008	0,25	0,53
4	0,007	0,22	0,545
5	0,006	0,195	0,54
6	0,0058	0,188	0,58

Bisognerebbe diminuire sensibilmente il termine fisso 0,025 per ottenere dei risultati più coincidenti.

Gli Autori, sottolineando le condizioni del tutto speciali in cui furono eseguite le prove e soprattutto il mezzo incoerente, propongono, per le applicazioni di cantiere, una formula sul tipo di quella di Hiley e di Crandall che, indubbiamente, costituisce un progresso rispetto alla formula olandese. Ma anche quest'ultime formule possono essere applicate solo in terreni incoerenti.

12-5-2 I VALORI DI ADERENZA NEI RISULTATI SPERIMENTALI.

L'infissione dei pali con il maglio modifica come si è visto lo stato del terreno circostante il palo ed il grado di rimaneggiamento, a parità di modalità di infissione, dipende dalle caratteristiche del terreno, particolarmente per le argille. In questi terreni la capacità portante del palo è fornita quasi esclusivamente dall'aderenza palo-terreno per cui è importante conoscerne i valori, dato che il calcolo con le formule dinamiche non approderebbe a risultati soddisfacenti.

Tomlinson (1970) ha raccolto ed esaminato 93 casi:

- a) di pali infissi attraverso terreni alluvionali sino a raggiungere l'argilla molto compatta;
- b) di pali infissi attraverso argille soffici sino ad argille compatte;
- c) di pali interamente infissi in argille molto dure senza strati sovrastanti di altro materiale.

Come limite di portata è stato assunto il carico che produceva un cedimento uguale a 1/10 del diametro del palo.

Viene indicato come *fattore di aderenza* il rapporto tra l'intera resistenza di attrito ed il valore ottenuto moltiplicando la superficie laterale del palo infisso per la coesione del terreno indisturbato (non drenata).

Viene inoltre indicato come *rapporto di infissione* il rapporto tra la misura del tratto di palo infisso nell'argilla compatta ed il diametro del palo.

Riporto alcuni valori dello studio di Tomlinson in tabella XII-4.

TABELLA XII-4.

Tipo di palo	Rapporto di infissione	Fattore di aderenza	Terreno
Acciaio \varnothing 14 $\frac{3}{4}$ "	15	1,28	Sabbia e ghiaia → argilla compatta
» \varnothing 12"	60	0,47	» »
Calcestruzzo 12" × 16"	30	1,25	» »
Acciaio \varnothing 12"	29	0,87	Argilla soffice → compatta
Calcestruzzo 12" × 12"	7	0,48	» » »
» 12" × 12"	25	1,01	» » »
Acciaio \varnothing 10 $\frac{3}{4}$ "	35	0,43	Argilla compatta
Calcestruzzo 12" × 12"	26	0,56	» »
» \varnothing 24"	8	0,24	» »

L'Autore conclude mettendo in evidenza che l'aderenza del palo infisso in argilla è influenzata dalle caratteristiche degli strati sovrastanti; quando un palo è infisso in argilla molto soffice e poi in argilla compatta si forma una pellicola lubrificante che viene trascinata in basso ed ha un effetto negativo sull'aderenza dell'argilla compatta quando il rapporto di infissione è minore di 20 diametri. In queste condizioni l'Autore consiglia un fattore di aderenza di 0,4 mentre oltre i 20 diametri di penetrazione il fattore di aderenza può essere ritenuto costante ed uguale a 0,7.

Se i pali sono infissi sin dall'inizio in argilla compatta si formano sovente tagli nel terreno circostante che tende a sollevarsi; in un palo corto questi tagli riducono il fattore di aderenza a valori inferiori a 0,4.

CAPITOLO XIII

FORMULE STATICHE

13-1 Generalità.

Il calcolo della capacità portante del palo in funzione delle caratteristiche del sottosuolo deriva dall'applicazione dei principi della Meccanica del Terreno.

L'impossibilità di adattare, ad un palo gettato nel terreno, una formula dinamica per la mancanza dei termini stessi di corrispondenza, ha indirizzato gli sforzi degli ingegneri in quel senso e ne è nata una serie di *formule statiche* così chiamate in antitesi a quelle *dinamiche* esaminate in precedenza.

La capacità portante di un palo, cioè il *carico limite* che può sopportare, si basa sulle seguenti osservazioni:

1) Nel momento in cui la base del palo per effetto del carico è spinta verso il basso sia il terreno sottostante che quello circostante tendono ad allontanarsi: il terreno offre una certa resistenza all'azione di taglio provocata da questo movimento.

2) L'assestamento del palo rispetto al terreno che lo circonda causa la *mobilizzazione* delle forze di taglio che contrastano il movimento stesso: esse sono prodotte sia dalla coesione sia dall'attrito del terreno sopra la superficie laterale del palo.

3) Tenendo conto sia del peso proprio del palo sia del peso che il terreno alla profondità indicata già sopportava, l'equazione di equilibrio diventa:

$$R + p = S_a f_0 + S_0 q_0 + \gamma h S_0 \quad (13-1)$$

dove

R = portanza del palo

p = peso proprio

S_a = superficie di aderenza

f_0 = resistenza unitaria palo-terreno

S_0 = superficie di base

q_0 = resistenza del terreno di base

γ = peso specifico del terreno

h = profondità del palo.

Poichè sovente vengono trascurati sia il peso proprio del palo che il termine $\gamma h S_0$ l'equazione (13-1) diventa

$$R = S_a \cdot f_0 + S_0 \cdot q_0 \quad (13-2)$$

I valori fondamentali f_0 e q_0 possono essere determinati sperimentalmente, calcolati teoricamente in funzione delle caratteristiche dei terreni o fissati in base a regole pratiche.

I concetti esposti rappresentano il punto di partenza di quasi tutte le formule statiche: ma siamo ancora lontani dall'avere una formula basata sull'effettivo comportamento del palo date le lacune, tuttora esistenti, nella conoscenza di alcuni fenomeni, quali la distribuzione delle pressioni neutre nel terreno lungo il fusto ed alla base del palo, le variazioni prodotte alle caratteristiche del terreno dalle modalità di infissione e di getto del palo.

Per ottenere soluzioni attuabili ai fini pratici sono state fatte ipotesi semplificate e posti dei limiti al sistema palo-terreno, in realtà estremamente complesso.

13-2 Le antiche formule.

Tutti gli Autori derivano le loro formule dalle note teorie della spinta delle terre, dalla teoria del Rankine o del masso illimitato o dalla teoria geometrica dell'Engesser. Una formula statica come si è visto si compone di due parti: l'una che esprime la portata del palo per *resistenza di attrito* od *aderenza*, l'altra per *resistenza alla punta*. Ma è questione molto discussa se la reale portata di un palo si ottenga dalla somma dei due termini o se debba prevalere l'uno o l'altro degli addendi e non si può astrarre, nell'esame del problema, dalla natura del terreno, caso per caso. È quanto cercheremo di esporre, dopo aver ricordato le principali formule statiche.

13-2-1 FORMULA DI BENABENQ.

Consideriamo un palo infisso verticalmente in terreno omogeneo, a superficie libera orizzontale. Le reazioni del terreno, per simmetria, si riducono a sole azioni verticali lungo il fusto del palo (fig. 13-1).

Sia dS_y la spinta passiva elementare alla profondità y e siano dV_y e dQ_y le sue componenti. La dS_y risulta inclinata sull'asse del palo dell'angolo φ' di attrito tra terreno e calcestruzzo.

Avremo

$$dQ_y = \pi D \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) y dy$$

$$dV_y = \pi D \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi' y dy$$

da cui integrando

$$\int_0^h dV_y = \gamma N h^2 \operatorname{tg} \varphi' = R_a \quad (13-3)$$

posto

$$N = \frac{\pi D}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

La resistenza laterale del palo aumenta col quadrato della profondità ed è proporzionale al coefficiente massimo di spinta passiva $\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$. La portata della base è, secondo il Benabenq, espressa dalla formula:

$$R_b = \frac{\pi D^2}{4 \operatorname{sen} \alpha} \gamma h \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

per un palo con punta conica. Nel nostro caso si ha $\alpha = \frac{\pi}{2}$ per cui

$$R_b = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (13-4)$$

La formula di Benabenq è diretta conseguenza della formula di Rankine che esprime il carico di rottura del terreno

$$\sigma_r = \gamma h \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

massimo ammissibile alla profondità h . Si spiega come il Benabenq, assumendo per la portanza del palo la somma delle due portate espresse dalla (13-3) e dalla (13-4), consigli poi dei coefficienti di sicurezza che variano da 4 a 6 secondo la natura del terreno ed in taluni casi anche 8.

13-2-2 FORMULA DI VIERENDEEL.

La spinta passiva sull'elemento di superficie alla profondità y è espressa nella formula di Vierendeel dalla relazione

$$q_y = \gamma \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} y$$

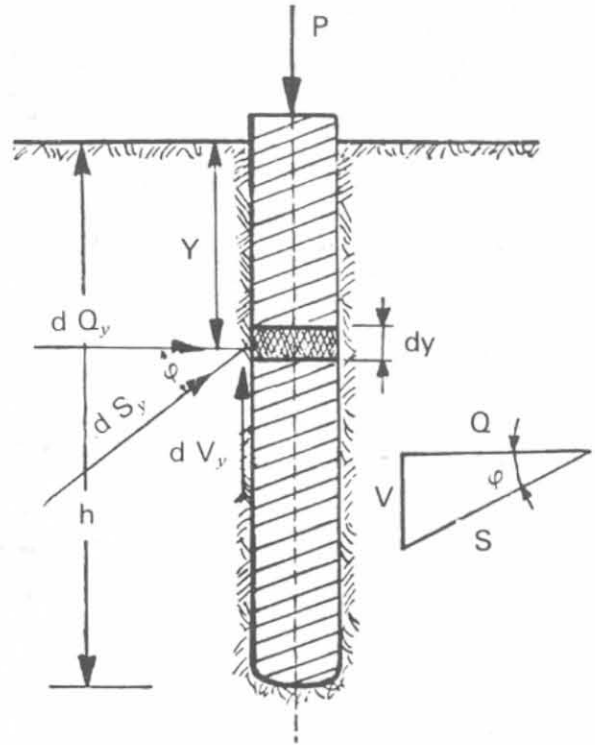


Fig. 13-1.

Un piccolo cedimento uniforme δ causato dal carico R_a genera, al momento dell'affondamento, il lavoro

$$R_a \cdot \delta = \delta \int_0^h f \gamma \pi D \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} y dy$$

da cui

$$R_a = \frac{\pi D}{2} f \gamma h^2 \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (13-5)$$

dove f è il coefficiente di attrito fra il terreno ed il palo, cioè

$$f = \operatorname{tg} \varphi'$$

Vierendeel non considera la portata della base e consiglia per la sua formula un coefficiente di sicurezza uguale a 3. Confrontando la (13-3) con la (13-5) si vede subito che le due formule differiscono soltanto formalmente essendo

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

e si comprende come il Vierendeel, trascurando l'aliquota di base, consigli un coefficiente di sicurezza inferiore a quello del Benabenq.

TABELLA XIII-1.

Tipo terreno	φ interno	γ kN/m ³	Coefficiente f (form. Dörr)
Torba	5°	9	—
Limo	15°	17	0,10
Terra vegetale asciutta	20° ÷ 30°	17	0,15
Argilla sabbiosa asciutta	18° ÷ 20°	18	0,3 ÷ 0,4
Argilla sabbiosa bagnata	16° ÷ 20°	19	0,2 ÷ 0,3
Sabbia asciutta	35°	17	0,5 ÷ 0,6
Sabbia bagnata	20° ÷ 25°	20	0,4 ÷ 0,5
Argilla compatta asciutta	10° ÷ 20°	17	0,3 ÷ 0,4
Ghiaia asciutta	35°	18	0,6 ÷ 0,7
Ghiaia bagnata	25° ÷ 30°	19	0,4 ÷ 0,5

Se per l'angolo φ' si assume l'angolo φ di attrito interno del terreno, le formule (13-3) e (13-5) danno valori assai elevati e lontani dalla realtà per cui è necessario introdurre un forte coefficiente di riduzione. Se si assume $\varphi' < \varphi$ e si dà a $f = \operatorname{tg} \varphi'$ attrito tra terreno e palo un valore prudenziale, le formule indicate possono essere applicate in pratica. Valori medi di f per vari tipi di terreno si trovano nella tabella XIII-1.

13-2-3 FORMULA DEL DÖRR.

È indubbiamente tra le antiche formule statiche la più conosciuta e la più applicata, pur essendo ristretti i limiti della sua attendibilità. È una formula completa, in quanto considera sia la resistenza di attrito sulla superficie laterale del palo che la resistenza di base. La formula dedotta dal Dörr ha per fondamento la teoria geometrica sulla spinta delle terre dell'Engesser, o teoria del cuneo. L'Engesser infatti considera (fig. 13-2) un punto O alla profondità

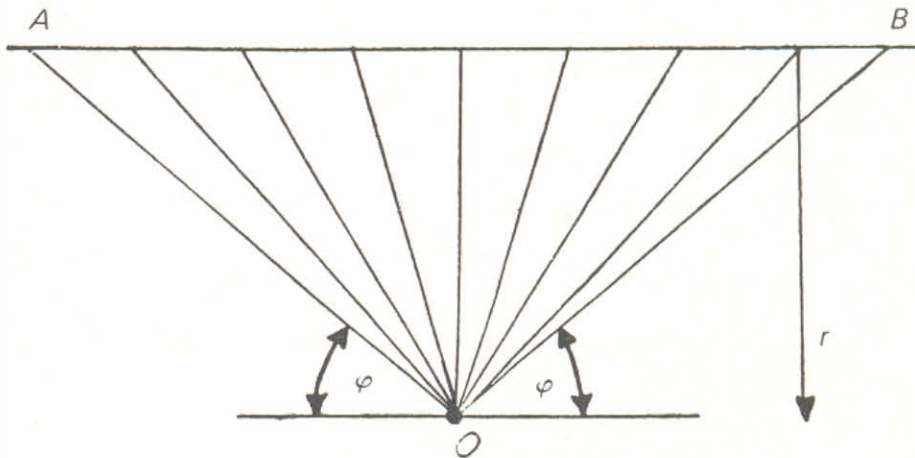


Fig. 13-2.

r e, condotte da questo due rette inclinate di φ col piano orizzontale passante per O , esamina l'equilibrio del cuneo AOB , suddiviso in tanti cunei elementari. Questi si possono paragonare a tanti elementi di una volta e come questi costituiscono un sistema in equilibrio quando al loro peso si aggiunge una spinta interna. La determinazione grafica della spinta è alquanto laboriosa ed ormai oggi sorpassata e per essa rimandiamo alla memoria dell'Engesser ⁽¹⁾. Consideriamo invece col Dörr un corpo di fondazione $AABB$ immerso nel terreno e soggetto al carico P . Questo sarà trasmesso al terreno circostante parte dalla superficie di base BB e parte per attrito dalla superficie laterale (fig. 13-3).

All'inizio dell'affondamento il terreno reagirà al carico P soltanto attraverso la superficie BB ; in seguito una parte del carico viene trasmesso sulla superficie laterale del corpo e quanto più questa affonda tanto di più diminuisce il carico su BB di quanto aumenta quello diffuso lateralmente per forza di attrito. La spinta del terreno diretta, in principio, orizzontalmente ruota sempre più verso l'alto, mentre il corpo affonda sino a raggiungere il valore massimo prodotto da una rotazione di essa dell'angolo φ . La pressione esercitata dal terreno, con tensioni naturali interne (o create dalla costipazione) ha per componente orizzontale un valore che non è quello corrispondente alla spinta attiva $\text{tg}^2(45 - \varphi/2)$ nè quello della spinta passiva

(1) ENGESSER, *Erdgeometrische Erddrucklehre*, « Zeitschrift für Bauwesen », 1880.

$\text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$ ma il valore intermedio

$$1 + \text{tg}^2 \varphi$$

Nel caso in cui non esiste alcuna tensione interna (terreno di riporto non costipato) la componente orizzontale della spinta sarà il reciproco:

$$\cos^2 \varphi$$

Il Dörr consiglia il primo valore per pali sia gettati in opera che infissi col battipalo, purchè provochino un costipamento od una tensione che equivalga a quello di un terreno naturalmente compatto ed il secondo valore per pali in terreni incoerenti di riporto. Per la resistenza alla base il Dörr assume l'intero valore della spinta passiva

$$\text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$$

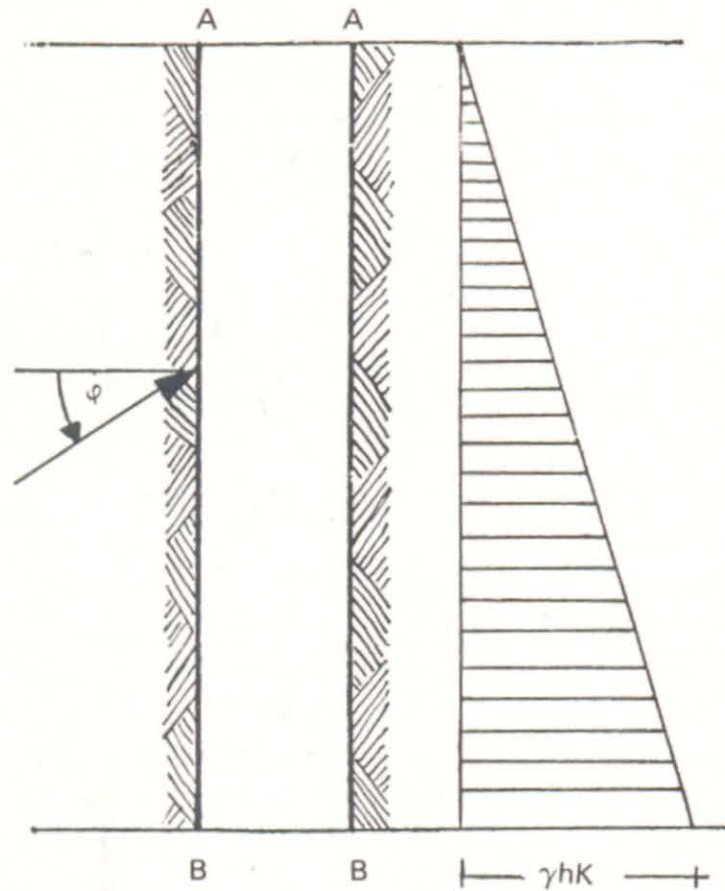


Fig. 13-3.

Fatte queste premesse, scriviamo la formula del Dörr per un palo cilindrico di diametro D

$$R = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h \text{tg}^2 (45 + \varphi/2) + \frac{1}{2} \gamma h^2 \pi D f (1 + \text{tg}^2 \varphi) \quad (13-6)$$

Il primo termine rappresenta la R_b ed il secondo la R_a . Il coefficiente f non ha alcun riferimento con la tangente dell'angolo φ e lo stesso Dörr consiglia di non dare ad f un valore superiore a 0,30. In tali condizioni la formula può essere impiegata senza coefficienti di sicurezza e l'Autore ritiene che con una scelta accurata e prudente dei valori γ , φ , f , avvalorata da prove sperimentali, la formula esprima la reale capacità portante del palo, in condizioni di equilibrio stabile. In terreni fangosi od incoerenti la formula (13-6) diventa

$$R = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) + \frac{1}{2} \gamma h^2 \pi D f \cos^2 \varphi \quad (13-7)$$

Dall'esame della tabella XIII-2 e della fig. 13-4 si vede come il coefficiente $\cos^2 \varphi$ sia sempre superiore al valore della spinta attiva: però mentre per $\varphi = 10^\circ$ il valore di $\cos^2 \varphi$ è circa del 35% superiore alla spinta attiva, per $\varphi = 40^\circ$ $\cos^2 \varphi$ è superiore di oltre il 250% al corrispondente valore della spinta attiva. La differenza tra i due valori aumenta quindi coll'aumentare

TABELLA XIII-2.

φ°	$\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	$1 + \operatorname{tg}^2 \varphi$	$\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$	$\cos^2 \varphi$	$\operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	$\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$
10	1,42	1,03	0,70	0,968	2,12	2,46
15	1,70	1,07	0,59	0,931	2,89	3,90
20	2,12	1,13	0,49	0,883	4,49	6,56
25	2,47	1,21	0,41	0,822	6,10	10,80
30	3,00	1,33	0,33	0,750	9,00	18,00
35	3,68	1,50	0,27	0,671	13,54	33,30
40	4,60	1,70	0,22	0,586	21,16	63,00

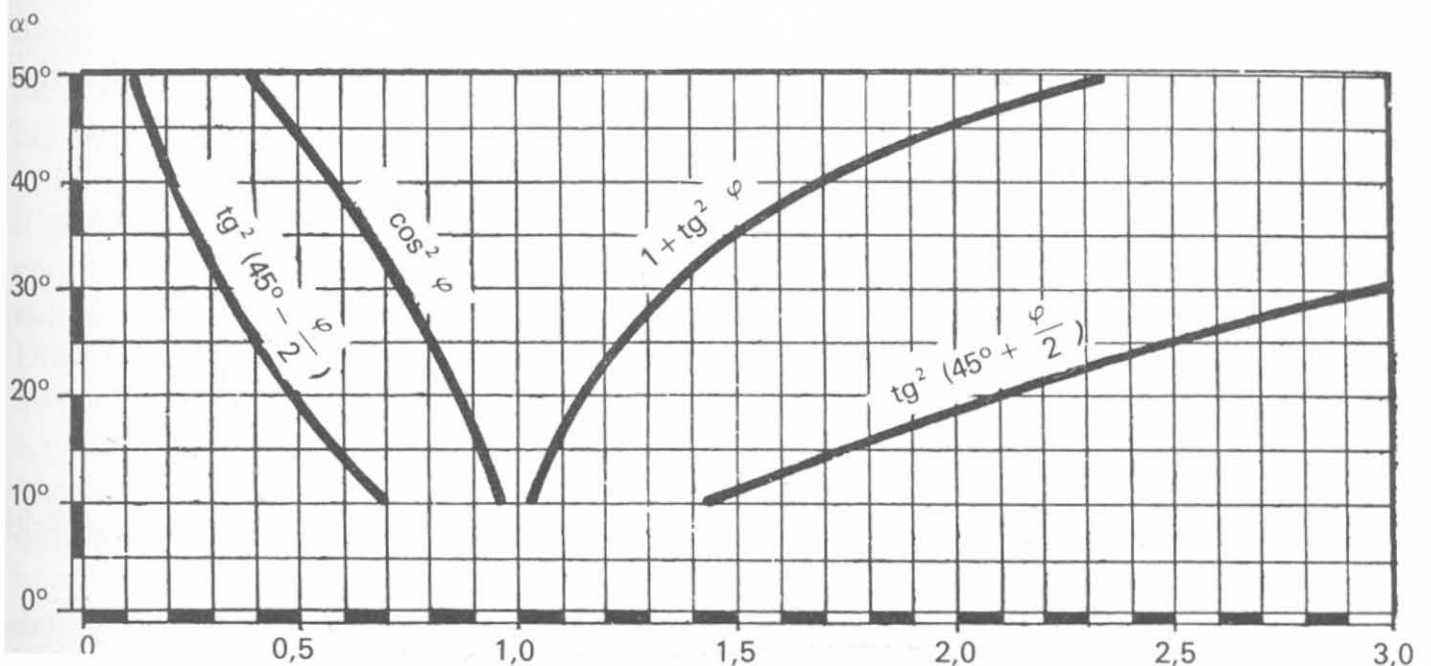


Fig. 13-4.

di φ . La resistenza laterale del palo, però, diminuisce coll'aumentare dell'angolo di attrito e questo è in contrasto con la realtà fisica del problema; sembra più aderente ad essa l'impiego in ogni caso del coefficiente $(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$ con l'introduzione di un termine di sicurezza non previsto dal Dörr.

Tale coefficiente varia in pratica da 1,5 a 2.

13-2-4 FORMULA DEL DÖRR MODIFICATA.

Un confronto con la formula di Vierendeel è possibile assumendo uguali valori per f ; chiamando C e C_1 le costanti

$$C = \frac{\pi \gamma D}{2} f h^2$$

$$C_1 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma \cdot h$$

il rapporto tra la formula del Dörr e quella di Vierendeel sarà

$$r = \frac{C (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) + C_1 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)}{C \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)} = \frac{C_1}{C} + \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)}$$

da cui

$$r = \frac{D}{2 l f} + \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)}$$

trascurando il primo termine, piccolissimo, il rapporto è funzione dell'angolo φ . Per $\varphi = 10^\circ$ si ha $r = 0,7$ e per $\varphi = 40^\circ$ $r = 0,37$, cioè la formula di Vierendeel fornisce valori sempre superiori a quelli forniti dal Dörr, ma in misura sempre minore coll'aumentare dell'angolo di attrito. A differenza di questa, quella attribuisce tutta la portanza all'attrito laterale del palo; in ciò consiste la sostanziale differenza tra le due formule. Quando il palo è gettato in terre eterogenee, attraverso strati di diversa natura fisica, la formula del Dörr si scrive

$$R = \pi D \sum_1^n f_n (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_n) \left(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_{n-1} h_{n-1} + \frac{\gamma_n h_n}{2} \right) h_n + \\ + \sum_1^n \frac{\pi D^2}{4} \gamma_n \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_n}{2} \right) h_n \quad (13-8)$$

Consideriamo il secondo termine che esprime la portata di base

$$R_b = \frac{\pi D^2}{4} \sum_1^n \gamma_n h_n \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (13-9)$$

e applichiamo la formula all'esempio indicato in fig. 13-5. I pali hanno uguale lunghezza e diametro: in *a*) il terreno di base ha caratteristiche di resistenza migliori del terreno attraversato, in *b*) il contrario.

Nel primo caso posto $\frac{\pi D}{4} = 0,125$

si ottiene:

$$R_b = 0,125 (16 \times 8,50 \times 1,42 + 18 \times 1,50 \times 3) = 35 \text{ kN}$$

nel secondo caso:

$$R_b = 0,125 (8,50 \times 18 \times 3 + 1,50 \times 16 \times 1,42) = 61 \text{ kN}$$

cioè una portata superiore. È evidente la poca razionalità della formula generale (13-9), poichè fa dipendere la portata di base dai coefficienti di resistenza degli strati superiori. Dovrebbe essere scritta:

$$R_b = \frac{\pi D^2}{4} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_n}{2} \right) \sum_1^n \gamma_i h_i \quad (13-10)$$

La (13-9) dà una portata minore della (13-10) quando il terreno di base ha caratteristiche migliori di quelle dei terreni attraversati; ne dà una maggiore nel caso contrario.

Applicando la (13-10) all'esempio precedente, la portata di base del palo nel primo caso sarebbe $0,125 \cdot 3 (16 \cdot 8,50 + 18 \cdot 1,50) = 61 \text{ kN}$ e nel secondo $0,125 \cdot 1,42 (18 \cdot 8,50 + 16 \cdot 1,50) = 31 \text{ kN}$.

Nel primo caso in cui il palo appoggia su uno strato resistente, la portata calcolata con la (10-8) risulta maggiore, mentre la formula originaria dà un valore inferiore. È pertanto criterio prudenziale, quando il palo appoggia su terreni di scarsa compattezza, non tener conto del secondo termine della formula del Dörr od impiegare la formula modificata. La portata per attrito laterale è, nella formula del Dörr ed in altre formule statiche, proporzionale al quadrato della profondità. Se ciò è vero per profondità limitate (10 ÷ 12 m), non è più vero per pali molto profondi, che attraversano terreni gangosi ed inconsistenti. Se ad un

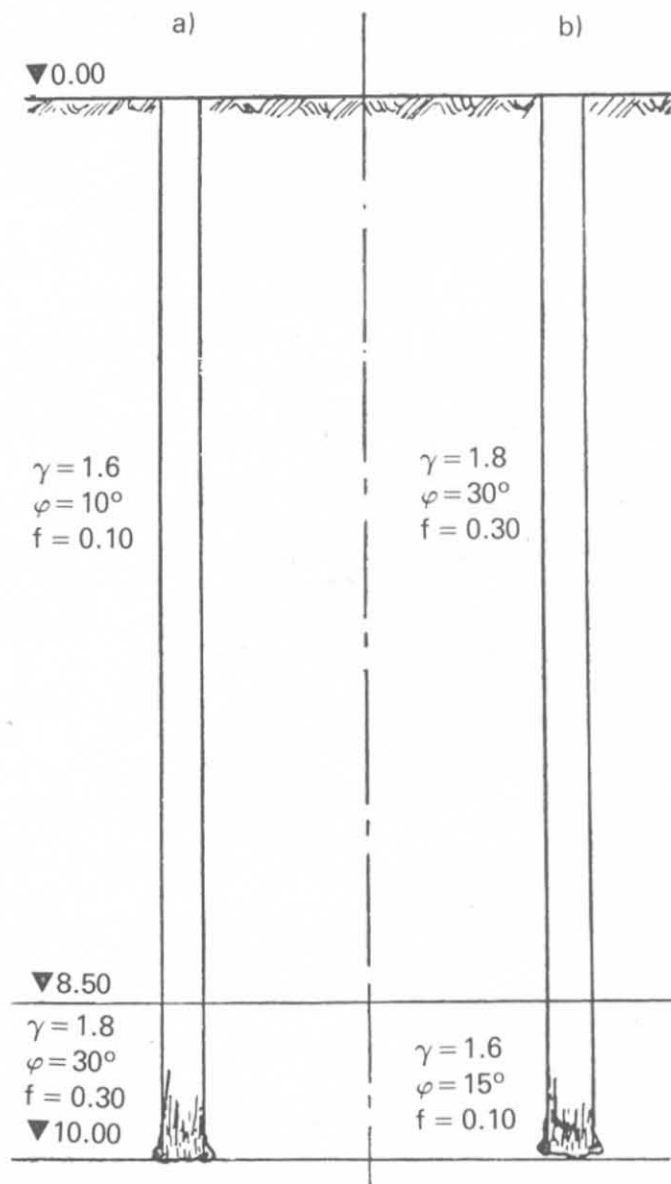


Fig. 13-5.

palo di 25 m in terreno di riporto o in argilla torbosa impura e molto plastica ($\varphi = 15^\circ$ $f = 0,10$) applicassimo la formula del Dörr, la portata per attrito laterale sarebbe:

$$R_a = \frac{1}{2} \gamma \pi D h^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) = \frac{1}{2} 16 \times \pi \times 0,40 \times 0,10 \times 25^2 \times 1,07 = 625 \text{ kN}$$

ed il valore medio dell'aderenza lungo la superficie di contatto tra palo e terreno sarebbe:

$$\tau = \frac{62,5}{31} = 20,16 \text{ kN/m}^2$$

valore troppo elevato per ritenerlo di condizioni stabili (tabella XIII-1).

L'esperienza dimostra che la pressione σ_h (fig. 19-6) aumenta meno che linearmente con la profondità, secondo la linea tratteggiata in figura; possiamo pertanto ammettere che essa cresca linearmente sino ad una data profondità (10 ÷ 12 m per pali profondi) e poi si mantenga costante. Il che equivale a ritenere la resistenza laterale R_a funzione lineare della profondità per $h > 12$ m.

Il primo termine della formula del Dörr posto

$$K = \frac{1}{2} \gamma f \pi D (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$$

diventa

$$R_a = K h^2 \quad (13-11)$$

La tangente alla parabola nel punto di coordinate $h_0 = 12$, $R_0 = 144 K$ è espressa da

$$m' = \frac{R_a - R_0}{h - h_0} \quad (13-12)$$

essendo m il coefficiente angolare della tangente. Derivando la (13-11) si ricava:

$$m = 24 K \text{ e sostituendo nella (13-12)}$$

$$\frac{R_a - 144 K}{h - 12} = 24 K$$

da cui

$$R_a = 24 K (h - 6) \quad (13-13)$$

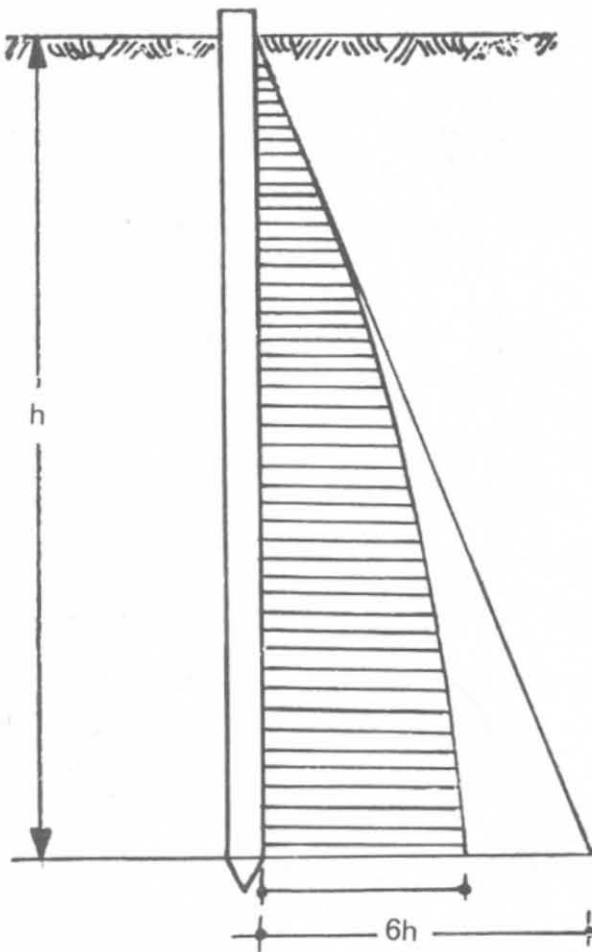


Fig. 13.6.

TABELLA XIII-3.

φ°	$\gamma = 1,5 \quad K^* = 2,36 f(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \quad D = 1,00 \text{ m}$										
f	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
10°	0,243	0,36	0,49	0,61	0,73	0,85	0,97	—	—	—	—
15°	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,15	—	—	—
20°	0,26	0,40	0,53	0,66	0,80	0,93	1,06	1,19	1,32	1,46	—
25°	0,28	0,43	0,57	0,76	0,85	1,00	1,14	1,28	1,42	1,57	1,71
30°	0,32	0,47	0,63	0,78	0,95	1,10	1,25	1,41	1,57	1,73	1,88
35°	0,35	0,53	0,71	0,88	1,06	1,24	1,42	1,59	1,77	1,95	2,12
40°	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0	2,20	2,40

TABELLA XIII-4.

φ°	$\gamma = 1,6 \quad K^* = 2,512 f(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \quad D = 1,00 \text{ m}$										
f	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
10°	0,258	0,387	0,516	0,645	0,725	—	—	—	—	—	—
15°	0,268	0,402	0,536	0,670	0,804	0,937	—	—	—	—	—
20°	0,284	0,426	0,568	0,710	0,581	0,995	1,135	—	—	—	—
25°	0,304	0,456	0,608	0,760	0,913	1,065	1,215	1,370	—	—	—
30°	0,334	0,500	0,667	0,835	1,000	1,170	1,335	1,590	1,670	—	—
35°	0,376	0,564	0,750	0,940	1,13	1,315	1,503	1,690	1,880	2,065	2,260
40°	0,427	0,640	0,852	1,065	1,280	1,490	1,705	1,920	2,13	2,35	2,560

TABELLA XIII-5.

φ°	$\gamma = 1,7 \quad K^* = 2,68 f(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \quad D = 1,00 \text{ m}$										
f	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
10°	0,277	0,410	0,550	0,690	0,830	0,950	1,10	—	—	—	—
15°	0,286	0,430	0,572	0,720	0,860	1,00	1,15	—	—	—	—
20°	0,302	0,450	0,605	0,756	0,910	1,06	1,21	1,36	1,51	—	—
25°	0,324	0,485	0,650	0,810	0,974	1,13	1,30	1,46	1,62	1,78	—
30°	0,356	0,532	0,710	0,890	1,07	1,25	1,42	1,60	1,78	1,96	2,14
35°	0,402	0,620	0,805	1,01	1,20	1,40	1,61	1,81	2,01	2,21	2,41
40°	0,455	0,682	0,910	1,14	1,36	1,59	1,82	2,05	2,27	2,50	2,73

TABELLA XIII-6.

φ°	$\gamma = 1,8 \quad K^* = 2,826 f (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \quad D = 1,00 \text{ m}$										
f	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
10°	0,29	0,43	0,58	0,73	0,88	—	—	—	—	—	—
15°	0,30	0,45	0,61	0,76	0,92	1,07	—	—	—	—	—
20°	0,32	0,48	0,64	0,80	0,96	1,140	1,28	—	—	—	—
25°	0,342	0,512	0,684	0,855	1,025	1,19	1,37	1,54	1,71	—	—
30°	0,375	0,562	0,750	0,937	1,13	1,32	1,50	1,69	1,87	2,06	—
35°	0,423	0,635	0,846	1,060	1,27	1,48	1,69	1,91	2,12	2,33	2,54
40°	0,480	0,720	0,960	1,20	1,44	1,68	1,92	2,16	2,40	2,64	2,88

TABELLA XIII-7.

φ°	$\gamma = 1,9 \quad K^* = 2,98 f (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \quad D = 1,00 \text{ m}$										
f	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
10°	0,308	0,462	0,615	0,77	0,925	1,08	—	—	—	—	—
15°	0,32	0,48	0,64	0,80	0,96	1,12	1,28	1,44	—	—	—
20°	0,337	0,505	0,674	0,842	1,01	1,18	1,35	1,52	1,68	1,85	2,02
25°	0,360	0,540	0,72	0,90	1,08	1,26	1,44	1,62	1,80	1,98	2,16
30°	0,397	0,595	0,795	0,995	1,19	1,39	1,59	1,79	1,98	2,18	2,38
35°	0,448	0,672	0,90	1,12	1,35	1,57	1,79	2,01	2,24	2,46	2,69
40°	0,508	0,765	1,01	1,27	1,52	1,78	2,03	2,29	2,54	2,79	3,05

La (13-13) è la *formula modificata* per $h \geq 12$; essa per $h = 12$ coincide con la (13-11). Applicando la (13-13) la portata del palo sopra considerato risulta $R_a = 490 \text{ kN}$, cioè un valore inferiore del 20% a quello fornito dalla (13-11). Per il calcolo della (13-13) abbiamo predisposto alcune tabelle in funzione delle variabili $\gamma \varphi f$; in esse è posto $D = 1 \text{ m}$. Il valore effettivo di K si otterrà moltiplicando il coefficiente K^* per il diametro del palo espresso in metri; γ è espresso in t/m^3 ⁽¹⁾.

13-2-5 FORMULA DI MAYER.

L'Autore osserva che al momento del getto la massa di calcestruzzo fluida, o per lo meno molto plastica, agisce contro le pareti del foro con una pressione pari a quella idrostatica. Il terreno circostante al foro si deforma sino ad esercitare contro la colonna di calcestruzzo una reazione uguale e contraria.

⁽¹⁾ Se γ è espresso in kN/m^3 i valori dei coefficienti K^* vanno moltiplicato per 10.

Nel frattempo il calcestruzzo fa presa e la reazione del terreno rimane praticamente uguale a quella del beton allo stato fluido: cioè

$$P = \gamma_c \cdot h$$

dove γ_c è il peso specifico del calcestruzzo. Posto $f = \operatorname{tg} \varphi'$ (angolo di attrito tra terreno e calcestruzzo), la portata del palo per attrito laterale risulta

$$R_a = \frac{1}{2} \gamma_c \pi D f h^2 \quad (13-14)$$

Confrontando la (13-14) con la formula del Dörr e supposti uguali coefficienti $f \pi D h^2 = N$ si ha

$$(Dörr) \quad R_a = N \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$$

$$(Mayer) \quad R_{a'} = N \gamma_c$$

Le due formule coincidono se

$$\gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) = \gamma_c$$

cioè

$$\frac{\gamma_c}{\gamma} = 1 + \operatorname{tg}^2 \varphi$$

In terreni asciutti il rapporto tra i due pesi specifici è circa 1,3 per cui

$$\operatorname{tg}^2 \varphi = 0,3$$

$$\varphi = \sim 29^\circ$$

La spinta è, in questo caso, uguale a quella di un terreno omogeneo con angolo di attrito $\varphi = 29$ e $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$. Essa dipende dalla granulometria impiegata, dal peso specifico degli aggregati, dalla quantità d'acqua e di cemento.

Il rapporto $\frac{A}{C}$ non influisce sensibilmente sull'angolo di attrito interno del beton; si nota una leggera diminuzione se $\frac{A}{C}$ va da 0,45 a 0,65. Varia invece la coesione che passa da un massimo di 7 kN/m^2 per $\frac{A}{C} = 0,52$.

L'angolo di attrito è di circa 20° per beton fluido e 30° per beton a consistenza di terra umida. Analogamente a quanto si è visto per la formula del Dörr, la pressione che il calcestruzzo esercita sulle pareti del foro aumenterà sino ad un massimo $\gamma_c h_0$ e rimarrà costante a profondità maggiori di h_0 . In queste condizioni, i risultati ottenuti con le due formule sono equivalenti.

La formula del Mayer ha il pregio di una grande semplicità e se i coefficienti sono ben valutati fornisce valori attendibili particolarmente per i pali trivellati di grosso diametro. In questi pali la reazione del terreno è solo mobilizzata dalla pressione esercitata dal calcestruzzo fluido con il peso proprio e per altezza limitata. Un palo del diametro di 1,20 m, ad esempio, cuba poco

più di 1 m³ a metro lineare. Una normale autobetoniera riempie circa 8 m di palo e talvolta quando giunge la successiva il primo getto ha già iniziato la presa.

È consigliabile assumere nel calcolo dell'aderenza dei pali di grosso diametro una h convenzionale inferiore a 10 m.

Se il palo è gettato in acqua naturalmente il valore di γ_c nella (13-14) sarà diminuito della spinta idrostatica.

13-2-6 FORMULA DI CAQUOT.

Il carico limite del terreno alla profondità h è secondo l'Autore

$$p_0 = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} = \gamma h K e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (13-15)$$

indicando con K il coefficiente di spinta del Rankine

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (13-16)$$

La formula si basa sull'ipotesi che le superfici di slittamento del terreno siano cilindriche con direttrice a spirale logaritmica di equazione (in coordinate polari)

$$r = r_0 e^{\Phi \operatorname{tg} \varphi}$$

Con queste ipotesi la portata di base del palo cilindrico sarà

$$R_b = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h K \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (13-17)$$

che differisce dall'equazione di Rankine per il termine $e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$.

Con l'aumentare dell'angolo di attrito cresce la portanza del palo: però, mentre per $\varphi = 10^\circ$ il valore del coefficiente di spinta è poco meno del doppio dell'analogo valore della formula di Rankine, per $\varphi = 40^\circ$ esso diventa circa 30 volte maggiore. La formula precedente è stata pubblicata dal Caquot nel 1930, ma era già stata trovata da Bonneau in Francia e da Prandtl in Germania nel 1921. Successivamente Caquot e Kerisel completarono lo studio della resistenza delle fondazioni e giunsero alla nuova formula generale.

13-3 Le recenti formule statiche.

Dopo la pubblicazione di Caquot, *L'équilibre des massifs à frottement interne*, J. Kerisel nel 1938 esponeva sugli « Annales des Ponts et Chaussées » la sua teoria sulla portanza dei pali. Grande è il contributo che gli Autori hanno recato alla Meccanica del Terreno sia con la pubblicazione della serie completa dei valori numerici per il calcolo della spinta delle terre e della resistenza delle fondazioni, sia con interessanti prove sperimentali su modelli ridotti.

Il teorema dimostrato da Caquot fin dal 1939 sugli stati corrispondenti

ha permesso di generalizzare i risultati ottenuti nella stabilità dei mezzi incoerenti. Rimandiamo alle opere degli Autori ed in particolare al trattato di Meccanica del Terreno (1949-1956) per quanto riguarda lo studio delle superfici di scorrimento e la spinta delle terre, e ci limiteremo ad esporre, nei limiti di questo libro, le conclusioni relative alla stabilità delle fondazioni, da cui derivano direttamente le formule di portata dei pali.

Sia le formule di Caquot e Kerisel che le successive di Terzaghi (1943) hanno per base la teoria di Prandtl (1920) sull'equilibrio plastico del terreno. Si consideri il cuneo di terra $A B C$ sotto la fondazione nastriforme $2 b$ supposta senza attrito (fig. 1-22). Prandtl considera l'equilibrio della massa messa in movimento dalla spinta del cuneo $A B C$ lungo la superficie delimitata dall'arco di spirale logaritmica $C D$ raccordato alla retta $D F$ che fa un angolo di $(45 - \varphi/2)$ con l'orizzontale. Le zone $A F D$ e $G B E$ si trovano nelle condizioni di equilibrio limite superiore (stato passivo), la zona $A B C$ nello stato di equilibrio limite inferiore e le rimanenti costituiscono le zone plastiche. L'espressione generale di Prandtl è:

$$\sigma_R = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] \quad (13-18)$$

Per $c = 0$ la formula si annulla e ciò dipende dal fatto che Prandtl trascura il peso del terreno sottostante la fondazione. Per $\varphi = 0$ la (13-18) assume una forma indeterminata per cui, applicando il teorema de L'Hôpital, si giunge all'espressione:

$$\sigma_R = c (2 + \pi) = 5,14 c \quad (13-19)$$

13-3-1 FORMULA DI CAQUOT-KERISEL.

TERRENI INCOERENTI. — La resistenza di una fondazione profonda h in un mezzo incoerente d'angolo di attrito φ e peso specifico γ si compone di tre termini (fig. 13-7):

1) *Termine di superficie*: È in genere trascurabile per le fondazioni strette ed angoli di attrito piccoli ed ha l'espressione

$$\sigma_1 = 0,192 \gamma d \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) (e^{4,55 \operatorname{tg} \varphi} - 1) \quad (13-20)$$

È la resistenza propria della superficie del terreno ed è indipendente da h . Se la fondazione non è indefinita, d rappresenta il raggio medio della superficie d'appoggio:

posto
$$0,192 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) (e^{4,55 \operatorname{tg} \varphi} - 1) = K_1$$

la (13-20) diventa

$$\sigma_1 = \gamma d K_1 \quad (13-21)$$

Nel calcolo della portanza dei pali questo termine può essere trascurato.

2) *Termine di base*: Resistenza dovuta al carico del terreno laterale sotto il piano passante per AB .

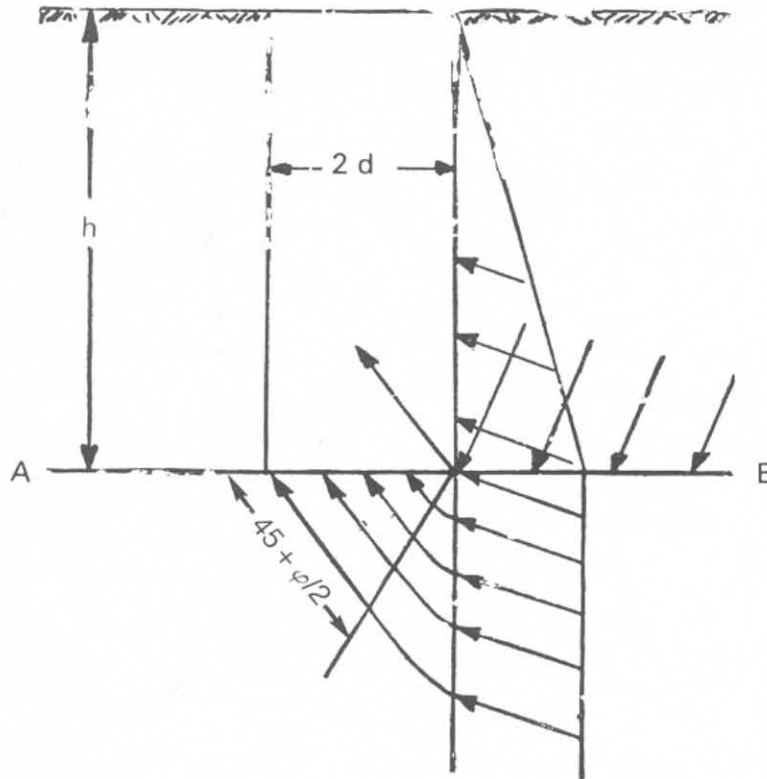


Fig. 13-7.

La pressione verticale sul piano AB trasmessa dal terreno sovrastante è $\gamma_m h$, dove γ_m è il peso specifico medio del terreno con angolo di attrito φ_m sopra il piano considerato. La resistenza determinata da questo carico è

$$\sigma_2 = \gamma_m h \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} (1 + 0,32 \operatorname{tg}^2 \varphi_m) \quad (13-22)$$

e posto

$$\operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} = K_2$$

$$(1 + 0,32 \operatorname{tg} \varphi_m) = K_2'$$

La (13-22) diventa

$$\sigma_2 = \gamma_m h K_2 K_2' \quad (13-23)$$

La funzione K_2' rappresenta il termine moltiplicatore della formula precedentemente data da Caquot (13-17) e caratterizza la natura del terreno sopra il piano di fondazione.

3) *Termine d'attrito laterale*: È funzione dell'angolo φ_m di attrito del terreno sopra il piano AB , ed è suscettibile di annullarsi o di cambiare segno se il terreno è ulteriormente carico intorno alla fondazione. L'espressione degli Autori è:

$$\sigma_3 = \gamma_m \frac{h^2}{2d} \operatorname{tg} \varphi_m e^{\frac{19}{30} \operatorname{tg} \varphi_m} (4 + \operatorname{tg} \varphi_m^{2/3}) \quad (13-24)$$

da cui

$$\sigma_3 = \gamma_m \frac{h^2}{2d} K_3 \quad (13-25)$$

TERRENI COERENTI. — Il teorema degli stati corrispondenti consente di supporre lo stato di tensione di un ammasso coerente uguale a quello incoerente di pari angolo di attrito maggiorato da un sistema di tensioni idrostatiche costanti in ogni punto ed uguali a

$$h = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Se il terreno al di sotto del piano AB è coerente con coesione $c = h \operatorname{tg} \varphi$ la resistenza comporta un quarto termine

$$\sigma_4 = h \left[\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right]$$

cioè

$$\sigma_4 = h (K_2 - 1)$$

dovuto alla resistenza di base. Se è coerente anche il terreno al di sopra del piano AB , con coesione media c_m , il termine dovuto all'attrito laterale è

$$\sigma_5 = c_m \frac{h}{d} (1 + \operatorname{sen} \varphi_m) e^{(90^\circ + \varphi_m) \operatorname{tg} \varphi_m} \quad (13-26)$$

da cui

$$\sigma_5 = \frac{h}{d} c_m \cdot K_5 \quad (13-27)$$

Le tabelle XIII-8 ÷ XIII-12 (da CAQUOT-KERISEL, *op. cit.*) danno i valori di $K_1 K_2 K_2' K_3 K_5$ in funzione degli angoli φ e φ_m . La resistenza totale di una fondazione è evidentemente uguale alla somma delle varie $\sigma_1 + \sigma_2 + \dots + \sigma_5$ moltiplicate per la superficie di appoggio.

Se ne deduce che la portanza di un palo di diametro D (posto $d = D/4$) è data dalla formula (in terreni incoerenti)

$$R = \gamma S \frac{D}{4} K_1 + \gamma_m S h K_2 K_2' + \gamma_m S \frac{h^2}{2} \frac{1}{D/4} K_3 \quad (13-28)$$

trascurando, come si è visto, il primo termine

$$R = \gamma_m S h K_2 K_2' + \frac{1}{2} \gamma_m \pi D h^2 K_3 \quad (13-29)$$

Il primo termine rappresenta la resistenza di base R_b ed il secondo la resistenza R_a di attrito laterale; γ_m è il peso specifico medio del terreno sopra il piano di base. La resistenza dovuta alla coesione sarà

$$R_c = S \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (K_2 - 1) + \pi D h c_m K_5 \quad (13-30)$$

TABELLA XIII-8.

$$\text{Valori di } K_1 = 0,192 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) (e^{4,55 \operatorname{tg} \varphi} - 1).$$

φ	K_1	φ	K_1	φ	K_1
10°	0,3356	27°	4,683	44°	85,20
11°	0,4017	28°	5,444	45°	104,8
12°	0,4774	29°	6,339	46°	129,7
13°	0,5641	30°	7,391	47°	161,5
14°	0,6635	31°	8,633	48°	202,7
15°	0,7775	32°	10,10	49°	256,3
16°	0,9084	33°	11,85	50°	326,7
17°	1,059	34°	13,94	51°	420,4
18°	1,232	35°	16,43	52°	546,1
19°	1,431	36°	19,43	53°	717,0
20°	1,660	37°	23,04	54°	952,2
21°	1,925	38°	27,43	55°	1 280
22°	2,231	39°	32,77	56°	1 745
23°	2,585	40°	39,30	57°	2 413
24°	2,997	41°	47,34	58°	3 391
25°	3,475	42°	57,29	59°	4 850
26°	4,032	43°	69,68	60°	7 073

TABELLA XIII-9.

$$\text{Valori di } K_2 = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}.$$

φ	K_2	φ	K_2	φ	K_2
10°	2,471	27°	13,20	44°	115,3
11°	2,710	28°	14,72	45°	134,9
12°	2,973	29°	16,44	46°	158,5
13°	3,264	30°	18,40	47°	187,2
14°	3,586	31°	20,63	48°	222,3
15°	3,941	32°	23,18	49°	265,5
16°	4,335	33°	26,09	50°	319,1
17°	4,772	34°	29,44	51°	386,0
18°	5,258	35°	33,30	52°	470,3
19°	5,798	36°	37,75	53°	577,5
20°	6,399	37°	42,92	54°	715,1
21°	7,071	38°	48,93	55°	893,5
22°	7,821	39°	55,96	56°	1 127
23°	8,661	40°	64,20	57°	1 438
24°	9,603	41°	73,90	58°	1 856
25°	10,66	42°	85,37	59°	2 425
26°	11,85	43°	99,01	60°	3 214

TABELLA XIII-10.

Valori di $K_2' = 1 + 0,32 \operatorname{tg}^2 \varphi_m$.

φ_m	K_2'	φ_m	K_2'	φ_m	K_2'
10°	1,010	27°	1,083	44°	1,298
11°	1,012	28°	1,090	45°	1,320
12°	1,014	29°	1,098	46°	1,343
13°	1,017	30°	1,107	47°	1,368
14°	1,020	31°	1,116	48°	1,395
15°	1,023	32°	1,125	49°	1,423
16°	1,026	33°	1,135	50°	1,454
17°	1,030	34°	1,146	51°	1,488
18°	1,034	35°	1,157	52°	1,524
19°	1,038	36°	1,169	53°	1,564
20°	1,042	37°	1,182	54°	1,606
21°	1,047	38°	1,195	55°	1,653
22°	1,052	39°	1,210	56°	1,703
23°	1,058	40°	1,225	57°	1,759
24°	1,063	41°	1,242	58°	1,820
25°	1,070	42°	1,259	59°	1,886
26°	1,076	43°	1,278	60°	1,960

TABELLA XIII-11.

Valori di $K_3 = \operatorname{tg} \varphi_m e^{\frac{19}{30} \operatorname{tg} \varphi_m (4 + \operatorname{tg} \varphi_m^{\frac{2}{3}})}$ (1).

φ_m	K_3	φ_m	K_3	φ_m	K_3
10°	0,2854	27°	2,275	44°	20,26
11°	0,3314	28°	2,550	45°	23,71
12°	0,3820	29°	2,860	46°	27,91
13°	0,4377	30°	3,211	47°	33,03
14°	0,4990	31°	3,609	48°	39,83
15°	0,5669	32°	4,062	49°	47,16
16°	0,6415	33°	4,579	50°	56,95
17°	0,7241	34°	5,171	51°	69,33
18°	0,8155	35°	5,852	52°	85,13
19°	0,9168	36°	6,636	53°	105,5
20°	1,029	37°	7,544	54°	132,2
21°	1,054	38°	8,600	55°	167,4
22°	1,293	39°	9,854	56°	214,7
23°	1,448	40°	11,27	57°	279,3
24°	1,621	41°	12,98	58°	368,7
25°	1,814	42°	14,99	59°	495,1
26°	2,031	43°	17,39	60°	677,3

(1) Si confrontino anche i valori K_3' della tab. XIV-3.

TABELLA XIII-12.

Valori di $K_s = (1 + \text{sen } \varphi_m) e^{(90^\circ + \varphi_m) \text{tg } \varphi_m}$.

φ_m	K_s	φ_m	K_s	φ_m	K_s
10°	1,60	27°	4,11	44°	16,16
11°	1,68	28°	4,39	45°	17,97
12°	1,76	29°	4,68	46°	20,05
13°	1,85	30°	5,01	47°	22,5
14°	1,95	31°	5,40	48°	25,2
15°	2,06	32°	5,75	49°	28,6
16°	2,16	33°	6,20	50°	32,3
17°	2,28	34°	6,71	51°	37,1
18°	2,41	35°	7,27	52°	42,4
19°	2,55	36°	7,86	53°	48,9
20°	2,70	37°	8,35	54°	56,5
21°	2,86	38°	8,86	55°	66,9
22°	3,02	39°	9,50	56°	79,0
23°	3,21	40°	10,36	57°	94,9
24°	3,41	41°	12,12	58°	114,6
25°	3,62	42°	13,39	59°	140,0
26°	3,85	43°	14,66	60°	172

dove c è la coesione unitaria sotto il piano di base e c_m la coesione media sopra lo stesso piano.

La formula di Caquot-Kerisel è stata oggetto di numerose prove sperimentali sia da parte degli Autori che di altri (Cambefort, Florentin, Lesbores) come vedremo in seguito.

Osservazioni. — Come tutte le formule classiche, la resistenza di attrito R_a è funzione quadratica della profondità ed in questo senso la formula si presta alle stesse critiche fatte alla formula del Dörr. Rispetto a quest'ultima fornisce valori notevolmente superiori e la differenza aumenta coll'aumentare dell'angolo φ . Supposto infatti $\varphi = \varphi_m$ e $f = \text{tg } \varphi$ si ricava:

φ	R_b		R_a	
	Dörr	Caquot-Kerisel	Dörr	Caquot-Kerisel
10°	1,42	2,495	0,175	0,285
15°	1,70	4,018	0,288	0,567
20°	2,12	6,650	0,406	1,029
30°	3,00	20,240	0,758	3,210
40°	4,60	77,04	1,41	11,270

Va tenuto presente che la formula di Caquot-Kerisel dà l'*effettiva resistenza* del palo cioè il suo *carico di rottura* quando sia mobilizzata l'intera rea-

zione passiva del terreno. L'impiego della formula deve essere fatto con molta prudenza e con una buona conoscenza della natura del terreno e delle condizioni generali della fondazione.

13-3-2 FORMULA DI TERZAGHI.

Terzaghi pur considerando l'equilibrio plastico di Prandtl-Cauchot fa l'ipotesi che il piano di fondazione sia rugoso e pertanto che il cuneo di penetrazione $A B C$ (fig. 13-8) sia delimitato da due piani inclinati dell'angolo φ con l'orizzontale.

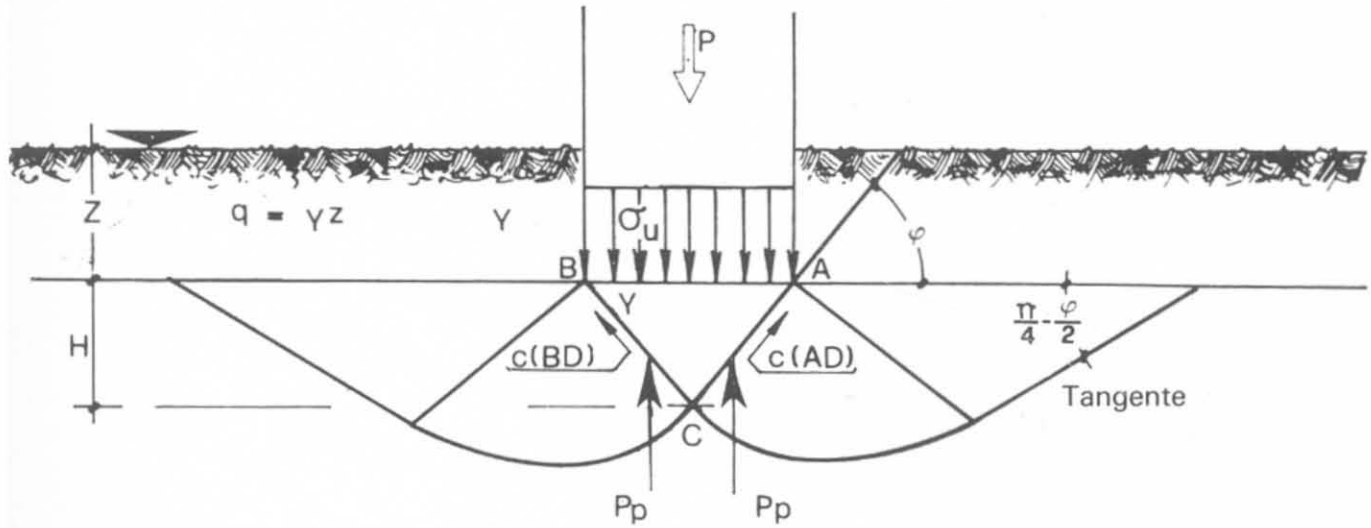


Fig. 13-8.

Egli distingue inoltre tra carico di rottura per scorrimento totale della fondazione (*general shear*) che si raggiunge in tempi e valori ben determinati e carico di rottura per deformazioni plastiche molto estese e profonde (*local shear*).

Il primo avviene in terreni solidi o compatti, il secondo in terreni plastici o fluidi come le argille non consolidate: in queste ultime la rottura non è istantanea a valori determinati ma è lenta nel tempo e non avviene contemporaneamente in tutto il masso terroso ma si svolge lentamente con l'estensione delle zone plastiche.

In un terreno, la cui resistenza al taglio sia data dall'equazione di Coulomb:

$$\sigma_R = c + p \operatorname{tg} \varphi$$

Terzaghi (1948) ha indicato che la portanza unitaria di una fondazione circolare alla profondità h è data da:

$$q_o = 1,3 c N_c + \gamma h N_q + 0,6 \gamma \frac{D}{2} N_\gamma \quad (13-31)$$

in cui N_c , N_q e N_γ sono i *coefficienti di portata* (*bearing capacity factors*) e gli altri simboli sono noti. Quando il rapporto h/D è grande, come nel caso dei

pali, l'ultimo termine può essere trascurato e la (13-31) diventa

$$q_o = 1,3 c N_c + \gamma h N_q \quad (13-32)$$

I coefficienti N del Terzaghi sono indicati in fig. 13-9.

Osserviamo che per $c = 0$ (terreni incoerenti)

$$q_o = \gamma h N_q$$

ed N_q assume i seguenti valori in funzione di φ .

φ	10	20	30
N_q	3	7,5	22,5
N_q'	1,8	3,75	8

Per $\varphi = 0$ (terreni coerenti) è:

$$q_o = 1,3 c N_c + \gamma h N_q$$

Essendo

$$N_c = 5,7 \text{ ed } N_q = 1$$

si trova

$$q_o = 7,4 c + \gamma h \quad (13-33)$$

Il coefficiente 7,4 indicato dal Terzaghi specialmente per profondità superiori a 4 ÷ 5 volte il diametro sembra troppo piccolo ed i risultati sperimentali, come vedremo in seguito, lo indicano più vicino a 9.

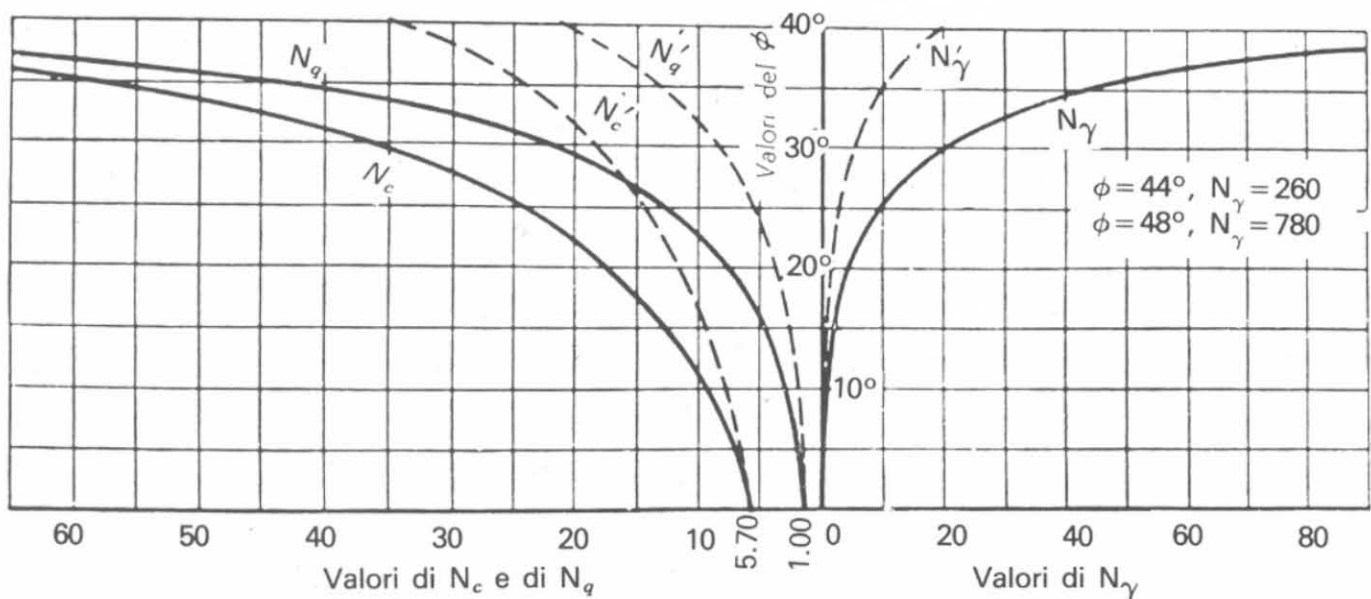


Fig. 13-9 - Valori dei coefficienti di portata.

Confrontando la (13-33) con la (13-23) si vede come al coefficiente N_q di Terzaghi corrisponda il valore $K_2 K_2'$ di Caquot-Kerisel. Le due espressioni danno risultati pressochè simili per $\varphi = 30^\circ$. Per $\varphi = 0$ entrambi i valori di N_q sono uguali a 1.

Caquot indica per N_q anche il valore massimo

$$N_q = 10^{3,04 \operatorname{tg} \varphi} \quad (13-34)$$

che si manifesta solo in seguito a notevoli affondamenti del palo nello strato resistente.

Nella tab. XIII-13 sono indicati i valori di N_q in funzione di φ .

TABELLA XIII-13.

Valori di N_q .

φ	Caquot		Terzaghi	
	max	min	max	min
10	3,43	2,50	2,5	2
15	6,22	4,03	5	2,5
20	12,78	6,67	7,5	3,5
25	26,16	11,41	12,5	5
30	56,95	20,37	22	8
35	134,5	38,5	42	13
40	355,5	78,6	60	20

Nei terreni eminentemente coerenti ($\varphi = 0$) è:

$$q_0 = c N_c + \gamma h \quad (13-35)$$

in cui N_c secondo Terzaghi è 7,4.

I coefficienti indicati con apice nella figura 13-9 (N_c' , N_γ' , N_q') sono consigliati per i terreni in cui la rottura non è istantanea ma avviene gradatamente nel tempo per l'estensione del fenomeno plastico.

In conclusione Terzaghi (1967) consiglia, per la portata dei pali resistenti essenzialmente di base, l'impiego della (13-32); la portata per attrito laterale può essere calcolata con la formula

$$R_a = S_a f_0$$

dove la determinazione di f_0 deve essere fatta sperimentalmente.

13-3-3 FORMULA DI MEYERHOF.

Meyerhof (1951) ha sviluppato la teoria di Terzaghi osservando come le zone di equilibrio plastico aumentino con la profondità della fondazione e le superfici di slittamento, per i pali ad esempio, non arrivino al livello del terreno ma si ripieghino sulla superficie laterale del palo (fig. 13-10).

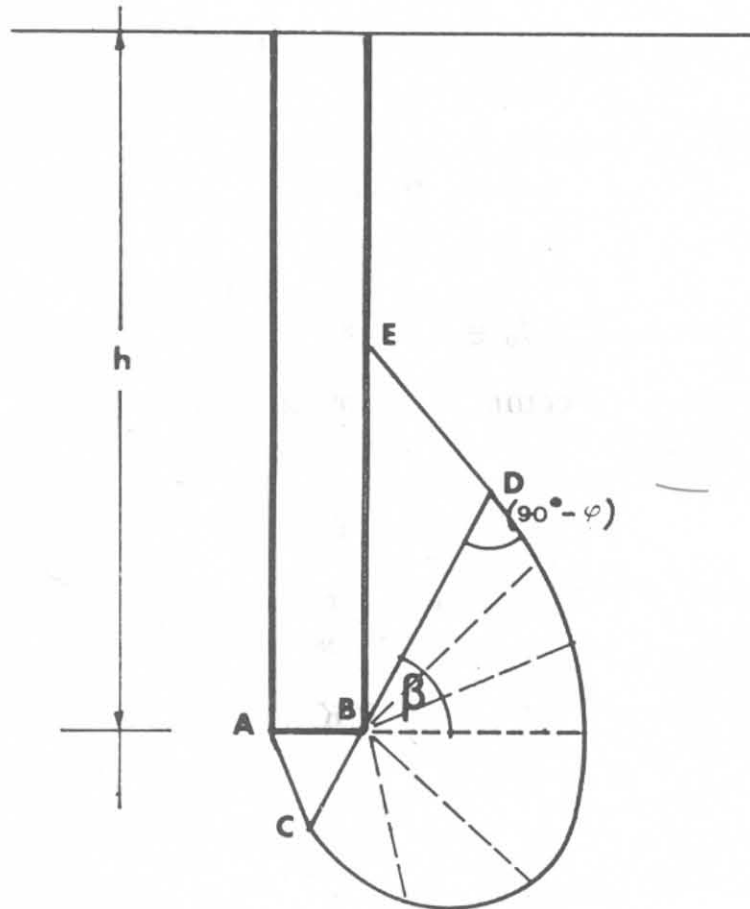


Fig. 13-10.

La capacità portante q_0 del terreno è ancora espressa nella forma generale

$$q_0 = c N_c + \gamma h N_q + \frac{D}{2} N_h \quad (13-36)$$

ma in essa i *coefficienti generali di portata* come li chiama Meyerhof dipendono da φ , dal rapporto h/D , dall'angolo β e dal grado di mobilitazione del taglio lungo la superficie di scorrimento.

Per le argille sature ($\varphi = 0$) e fondazioni profonde Meyerhof trova $N_c = 8,28$.

In un terreno dotato di attrito e coesione la resistenza di attrito laterale f_0 può essere rappresentata da

$$f_0 = c + p_a \operatorname{sen} \psi \quad (13-37)$$

IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE DEI PALI I COEFFICIENTI DI PORTATA

14-1 Generalità.

Abbiamo visto come in questi ultimi anni le ricerche di molti Autori siano state orientate verso una più precisa valutazione della portata limite dei pali (*ultimate bearing capacity*) somma della resistenza di base (*end bearing capacity*) e dell'aderenza superficiale (*shaft bearing capacity*). Autori come Caquot e Kerisel non nascondono nella quarta edizione del loro trattato (1966) come il calcolo della portanza delle fondazioni profonde sia uno dei problemi più difficili della Meccanica del Terreno e come sia necessaria una vasta serie di ricerche sperimentali per arrivare ad una valutazione attendibile del problema. Solo in casi particolari la portata limite del palo sarà uguale alla sola portata di base od alla sola aderenza ma in generale sarà la somma di due termini ciascuno dei quali, però, non raggiungerà il suo massimo valore. La reazione di base massima (reazione passiva) si ottiene in seguito a notevole cedimento della base, che può provocare la rottura dell'aderenza superficiale, mentre l'intera mobilitazione di quest'ultima, particolarmente nei terreni coerenti, si trova senza che necessariamente sia raggiunta la massima reazione di base. Basta far mente locale al fatto che gli assestamenti necessari per mobilitare l'intera reazione del terreno di base sono compresi tra 0,05 e 0,15 volte il diametro del palo per capire come sia difficile valutare la relazione *di fatto esistente* fra i due termini (base ed aderenza) che indicano la portata del palo. Tutto il problema si riduce pertanto alla valutazione teorico-sperimentale dei cosiddetti *coefficienti di portata* che forniscono i valori dell'aderenza e della reazione di base e alla determinazione dei loro valori funzione delle caratteristiche dei terreni, della profondità e del tipo di palo esaminato.

Se la portata limite del palo è calcolata nel modo più corretto possibile, quella di esercizio non dovrà in ogni caso essere superiore ad un terzo del valore trovato. La natura del palo ed essenzialmente la differenza tra palo infisso e palo trivellato ha una grande importanza nella valutazione dei coefficienti di aderenza ed è fonte dei maggiori errori di calcolo.

Nel caso di pali infissi una sostanziale modifica del terreno sopra e sotto la base del palo è inevitabile.

Nei terreni incoerenti l'infissione provoca un addensamento maggiormente pronunciato nelle immediate vicinanze del fusto del palo che si estende con intensità decrescente sino a 2÷3 diametri dal palo. Nel caso di pali trivellati, correttamente eseguiti, la zona maggiormente disturbata è intorno al fusto del palo che viene rimaneggiata sia nella fase di scavo che in quella di getto.

A parità di terreno, di dimensioni e materiale del palo, la portata limite di un palo *infisso* è diversa da quella del palo *trivellato* e si mobilita per minori spostamenti del palo. Il dimensionamento dei due tipi deve tener presenti queste differenze.

Cercheremo nelle pagine che seguono di fare il punto, per quanto ci è possibile, sulle cognizioni raggiunte e generalmente accettate per il calcolo delle fondazioni profonde e di indicare i metodi e le ipotesi a nostro avviso più attendibili per il calcolo della portata limite dei pali.

14-2 I coefficienti per il calcolo della portata di base.

Si è visto che a base delle formule più accreditate (Caquot-Kerisel, Terzaghi, Meyerhof) sta la valutazione dei coefficienti di portata in particolare N_c e N_q dato che il termine N_γ nel caso dei pali è trascurabile.

Esaminiamo separatamente i valori N_c , N_q riferendoci sempre al caso di fondazione circolare e profonda alla quale è assimilabile la fondazione su pali.

14-2-1 IL COEFFICIENTE N_c .

Caratterizza la resistenza di base dovuta alla *coesione* del terreno.

a) Per $\varphi = 0$ (*terreni eminentemente coerenti*) troviamo:

$$\text{Terzaghi} \quad N_c = 1,3 \cdot 5,7 = 7,4;$$

$$\text{Meyerhof} \quad N_c = 8,28;$$

$$\text{Caquot-Kerisel} \quad N_c = 5,14.$$

Il coefficiente di Caquot-Kerisel è espresso dalla formula (vedi 13-30)

$$\frac{K_2 - 1}{\text{tg } \varphi} \text{ che equivale alla } \frac{N_q - 1}{\text{tg } \varphi}.$$

Per $\varphi = 0$ essa assume forma indeterminata. Il limite per $\varphi \rightarrow 0$ è $(\pi + 2) = 5,14$.

b) Per $\varphi \neq 0$ (*terreni con attrito e coesione*).

Il coefficiente N_c di Terzaghi va da 5,7 ($\varphi = 0$) a 60 ($\varphi = 35^\circ$) per i terreni compatti e da 5,7 a 24 per quelli plastici; quello di Caquot-Kerisel varia nel

TABELLA XIV-1.

	Caquot		Terzaghi	
	N_c max	N_c min	N_c max	N_c min
5°	9,66	5,9	7	6
10°	13,82	8,52	9	7,5
15°	19,50	11,30	12,5	9
20°	32,50	15,60	17,5	12
25°	54,10	22,40	24	14,5
30°	96,80	33,50	36	18
35°	136	110	60	24,5

primo caso da 7 a 136 e nel secondo caso da 5,14 a 110. Valori intermedi sono indicati nella tabella XIV-1.

Bishop nel 1948 ha constatato che il coefficiente N_c non doveva essere inferiore a 9; Skempton ha riferito al Congresso di Meccanica del Terreno di Parigi (1952) che nel caso di fondazioni circolari e di pali il coefficiente di maggiorazione è in media 9, mentre nel caso di fondazione continua e di muri è circa 7,5.

Wilson (1950) con elementi teorici è arrivato a 8,5 mentre Gibson (1950) ha elaborato una teoria il cui risultato è funzione dell'elasticità dei materiali; con i valori comuni del modulo di elasticità dell'argilla il coefficiente di maggiorazione è compreso tra 8,5 e 9,5.

Il valore semiempirico $N_c = 9$ per il calcolo delle portate di base in terreni argillosi è oggi generalmente accettato da tutti gli Autori per tutti gli scopi pratici.

Ladanyi ed Eden (1969) hanno cercato di determinare sperimentalmente il valore di N_c in argille molto sensibili ⁽¹⁾ tipiche della regione di Ottawa con l'uso di un penetrometro statico in situ ed in laboratorio.

Le argille considerate avevano un contenuto d'acqua variabile da 72 a 84 per cento ed una resistenza al taglio misurata in situ tra 50 e 70 kN/m². Il grado di sensibilità variava da 10 a 35.

Il valore di N_c nelle prove di laboratorio variava da 5,7 a 8 in modo indirettamente proporzionale alla sensibilità dell'argilla.

Nelle prove in situ risultava $5,5 < N_c < 7,5$; il valore più basso si otteneva per le argille sotto i 12 m di profondità, estremamente sensibili.

⁽¹⁾ Ricordiamo che la sensibilità di un'argilla caratterizza il proprio grado di rimaneggiamento: si definisce *indice di sensibilità* il rapporto tra la resistenza q_u dell'argilla indisturbata e quella q_{ur} della stessa rimaneggiata a parità di peso di volume. Se l'indice di sensibilità è inferiore a 2 l'argilla è insensibile; se è maggiore di 16 è allo stato fluido.

Il calcolo teorico indica per un grado di sensibilità intorno a 16, $N_c = 6,73$.

In ogni modo è stato messo in evidenza da entrambe le prove il variare di N_c in funzione della sensibilità dell'argilla.

14-2-2 IL COEFFICIENTE N_q .

Caratterizza la resistenza di base dovuta alla profondità del palo ed al peso del terreno (γh). È funzione dell'angolo φ .

Nell'equazione di Meyerhof corrisponde al termine $K_s N_q$, in quella di Berezantzev ad αB_K , nell'equazione di Caquot-Kerisel al valore $K_2 K_2'$.

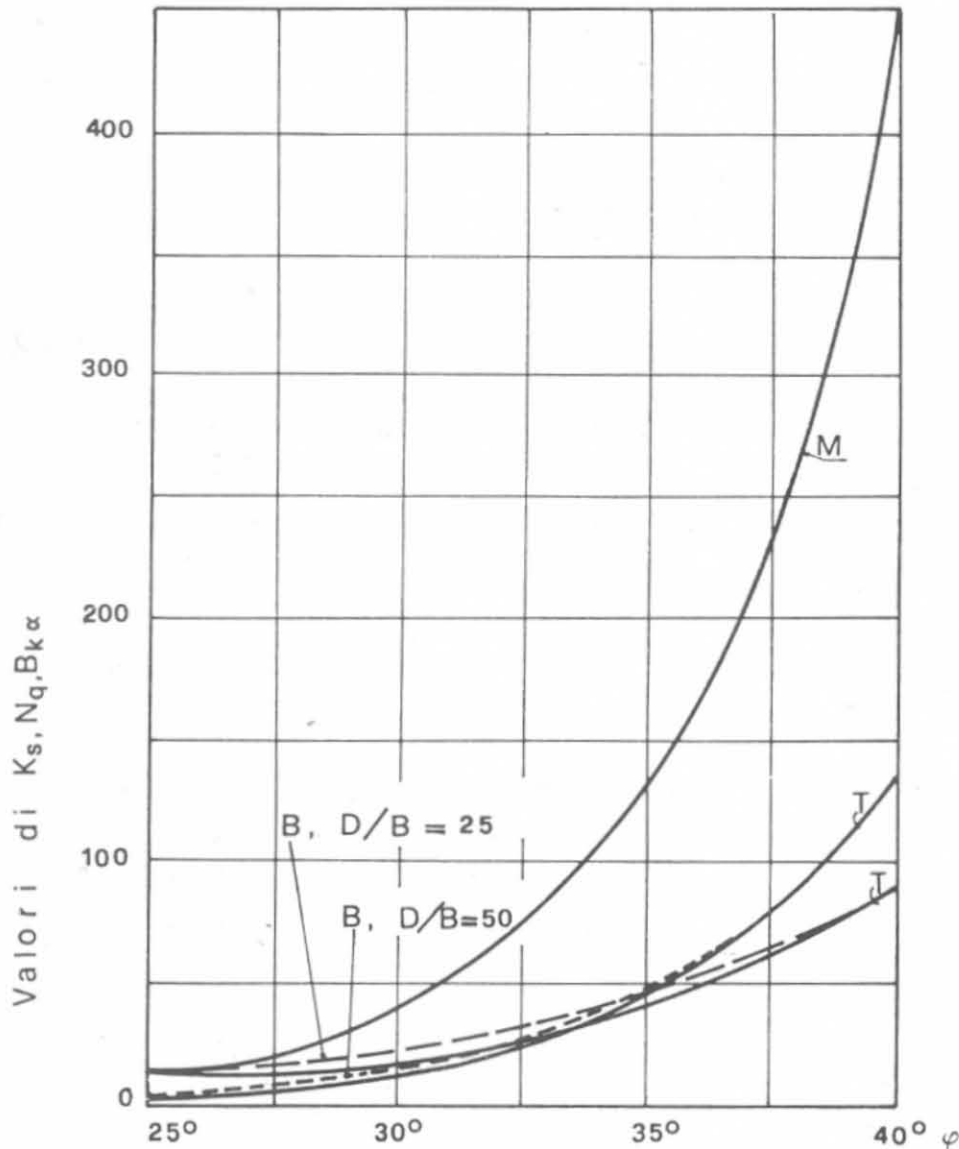


Fig. 14-1 - Confronto dei valori N_q in funzione di φ .
 M (Meyerhof $K_s = 0,5$); B (Berezantzev); T (Terzaghi).

Nel diagramma della figura 14-1 sono confrontati i primi due valori in funzione di φ , ponendo $K_s = 0,5$ nella formula di Meyerhof ed in quella di Berezantzev h/D uguale a 50 e a 25.

I valori di Caquot e di Terzaghi sono già stati riportati in tabella XIII-13. Mettendoli a confronto per tre valori di φ e per terreni plastici si hanno i coefficienti della tabella XIV-2.

TABELLA XIV-2.
Valori di N_q .

φ	Caquot-Kerisel (min)	Terzaghi (min)	Meyerhof ($0,5 N_q$)
10°	2,5	1,8	1,25
20°	6,65	3,75	3,75
30°	20,35	8	11,25

In terreni sabbiosi (e quindi con angolo di attrito elevati) Peck, Hanson e Thorburn (1953) hanno messo in relazione il valore di N_q con i risultati della prova penetrometrica SPT e pubblicato il diagramma della fig. 2-9.

In conclusione ai fini pratici, nei terreni particolarmente argillosi, si può ritenere $\varphi = 0$ e $N_q = 1$; per le argille sabbiose N_q variabile da 5 a 10 secondo la consistenza del terreno e per depositi sabbiosi particolarmente compatti ($\varphi = 35^\circ$) $N_q = 40$

Per pali infissi in terreni incoerenti è ignorata l'influenza della compat-

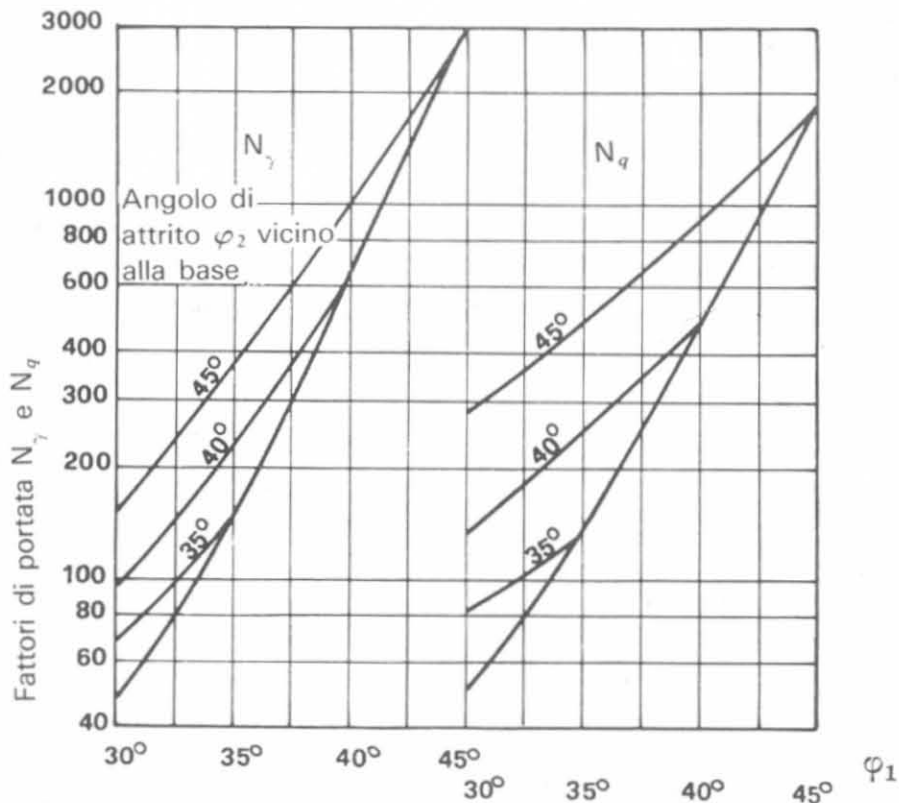


Fig. 14-2 - Fattori di portata (Meyerhof).

tazione e precompressione del terreno durante l'infissione dinamica dei pali: quest'ultima aumenta la densità del sottosuolo come è dimostrabile con prove penetrometriche eseguite prima e dopo l'infissione.

Il valore di N_q di conseguenza è proporzionale all'incremento di densità di mano in mano che procede l'infissione dei pali.

Meyerhof (1959) ha tenuto conto dell'incremento di compattazione: il risultato è l'espressione di un angolo di *attrito equivalente* con il quale ha calcolato i fattori N_q^* , N_γ^* (fig. 14-2). L'angolo di attrito varia da un valore minimo φ_1 a grande distanza dalla base ad un valore massimo φ_2 vicino alla base.

L'influenza della compattazione è messa in evidenza anche dalle ricerche eseguite in Giappone ⁽¹⁾ con prove cicliche in terreni sabbiosi con pali in ferro di 20 cm di diametro e spessore 30 mm infissi: a) in un foro precostituito completamente rivestito; b) battuti col maglio; c) infissi con martinetti idraulici. Le profondità variavano da 4 a 11 m ed i cicli di carico di 10 cm di penetrazione vennero ripetuti sino a quando il cedimento totale non raggiunse 5÷9 volte il diametro del palo.

Nel primo caso i pali prima di raggiungere il loro carico limite cedettero da 1 a 1,5 volte il diametro (20-30 cm), mentre nel secondo e terzo caso il cedimento fu circa il 10% del diametro (2 cm). La densità della sabbia fu misurata in sito durante gli scavi fatti dopo le prove. Sotto la base del palo si era formato un nucleo di terreno molto più compatto: la densità era salita da 1,47 g/cm³ a 2 g/cm³ e la frazione più piccola di 0,1 mm era passata dal 17% al 65%.

Il rapporto tra il carico massimo raggiunto in ogni ciclo e la resistenza statica del cono (penetrometro olandese) alla stessa profondità, per $q_c = 5000$ kN/m² è circa uguale a 1 mentre diventa quasi costante ed uguale a 0,5 quando q_c supera il valore di 13 000 kN/m².

14-3 Il coefficiente per il calcolo della portata laterale.

14-3-1 TERRENI INCOERENTI.

Nella formula di Caquot-Kerisel (13-25) il coefficiente K_3 caratterizza la completa *mobilizzazione* della spinta del terreno sulla superficie laterale del palo. Ciò non è sempre verificato, specialmente nei terreni in fase di consolidamento. Per questo gli stessi Autori hanno suggerito l'impiego del coefficiente K_3' che presuppone un angolo di inclinazione della spinta $\psi = 2/3 \varphi$.

Infatti appare evidente, per i pali trivellati ad esempio, che *fino al momento della applicazione del carico* la reazione del terreno che provoca l'attrito laterale non può sorgere. Lo spostamento necessario per mobilizzare l'intera reazione non è affatto trascurabile, anche quando esso è diretto perpendicolarmente alla superficie: nei pali, invece, gli spostamenti sono verticali e paralleli all'asse e non tendono certo a sollecitare la massima reazione del terreno.

⁽¹⁾ B.C.P. COMMITTEE "Field tests on piles in sand", *Soil and Foundations, Japanese Soc., S.M.*, giugno 1971.

Questo, dopo l'estrazione del tubo-forma, ritorna rapidamente nelle sue condizioni di equilibrio e la reazione contro il fusto del palo è piccola.

Nel caso dei pali battuti l'attrito laterale è più elevato e la reazione direttamente proporzionale al modulo di elasticità della terra prima della infissione del palo. Queste considerazioni avvalorate dalle numerose prove penetrometriche eseguite hanno indotto Caquot e Kerisel a proporre, come si è detto, nuovi valori per K_s ponendo alla base del calcolo della spinta $\psi = - 2/3 \varphi$.

TABELLA XIV-3.

φ	K_s	K_s'	$\operatorname{tg} \frac{2}{3} \varphi$	$\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi}$	$\frac{K_s}{\operatorname{tg} \varphi} = \bar{k}_s$	$\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$
1	2	3	4	5	6	7
10	0,28	0,18	0,117	2,46	1,6	1,42
15	0,56	0,36	0,176	3,90	2,05	1,70
20	1,03	0,64	0,241	6,56	2,66	2,12
25	1,81	1,10	0,284	10,80	3,88	2,47
30	3,21	1,88	0,363	18,00	5,2	3,00
35	5,85	3,27	0,425	33,30	7,71	3,68
40	11,3	5,90	0,460	63,00	12,8	4,60

I nuovi coefficienti K_s' sono indicati in tabella XIV-3 (col. 3).

Nella formula di Meyerhof l'aderenza è valutata con il coefficiente K_s che può essere sostituito, come consiglia l'Autore, anche da un valore medio lungo il fusto del palo.

Volendo introdurre al posto di K_s il coefficiente medio di pressione su tutto il fusto del palo, \bar{k}_s , avremo

$$p_a \cos \psi = \frac{\pi D \int_0^h \gamma h k_s dh}{\pi D h} = \frac{\gamma \bar{k}_s \int_0^h h dh}{h} = \frac{1}{2} \gamma h \bar{k}_s \quad (14-1)$$

e sostituendo nella (13-38)

$$f_o = \frac{1}{2} \gamma h \bar{k}_s \operatorname{tg} \psi \quad (14-2)$$

Il coefficiente \bar{k}_s di pressione medio del terreno su tutta la lunghezza del palo può essere desunto da prove di attrito lungo il tubo di un penetrometro. Varia in genere da 0,5 K_s a 1 K_s .

I valori di K_3 sono notevolmente superiori a quelli di $k_s \operatorname{tg} \psi$ quando si assuma $\psi = -\varphi$ e $\bar{k}_s = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$.

Si deve tener presente che K_3 caratterizza la reazione massima del terreno ottenuta *soltanto* in seguito ad una *totale mobilitazione* della spinta.

Nel nostro caso dobbiamo pertanto valutare se gli spostamenti verticali del palo sono tali da mobilitare, e in che misura, la reazione del terreno e se in effetti l'attrito del palo è sufficiente per poter assumere $\psi = -\varphi$.

Si osservino, in tabella XIV-3 i valori di k_s indicati nella colonna 6.

Si vede che il *coefficiente* \bar{k}_s così calcolato *caratterizza uno stato di pressione vicino a quello di Rankine* (col. 7) *almeno per i valori medi dell'angolo di attrito*. Se ciò è vero per i pali infissi non lo è altrettanto per i pali trivellati.

In una memoria presentata al IV Congresso Internazionale di Geotecnica H. O. Ireland riferisce di una serie di prove a trazione su pali gettati in opera tipo Raymond (tubi-forma infissi con maglio a vapore) in terreni sabbiosi. Su cinque pali si sono avuti i seguenti risultati:

N°	Carico rottura kN	Resistenza trazione kN/m ²	\bar{k}_s
1	200	40,5	1,79
2	420	89,5	3,66
3	280	58	2,61
4	340	84,5	3,70
5	380	85,5	3,64

La resistenza al taglio sviluppata dal terreno intorno al fusto del palo corrisponde ad uno stato di equilibrio limite superiore per una sabbia con angolo di attrito compreso tra 20° e 30° circa.

Durante una prova di carico a trazione su un palo trivellato in un terreno composto in prevalenza di ghiaia e sabbia sciolta l'Autore ha ottenuto i seguenti valori:

Carico di rottura a trazione	= 350 kN
Superficie di aderenza S_0	= 15,6 m ²
Resistenza unitaria	= 22,4 kN/m ²

Essendo

$$f_0 = \frac{1}{2} \gamma h \bar{k}_s \operatorname{tg} \psi$$

si ha

$$\bar{k}_s = \frac{2 f_0}{\gamma h \operatorname{tg} \psi}$$

e posto

$$\begin{aligned}\gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ h &= 13 \text{ m} \\ \text{tg } \psi &= 0,3\end{aligned}$$

si trova

$$k_s = \frac{2 \cdot 22,4}{18 \cdot 13 \cdot 0,3} = 0,63$$

Ciò corrisponde ad uno stato di equilibrio limite inferiore e \bar{k}_s ad un coefficiente di *spinta attiva* paragonabile al noto coefficiente $\cos^2 \varphi$ della formula del Dörr.

14-3-2 ANALISI DI A. KÉZDI

Nel caso di *pali infissi* la scelta di k_s presenta maggiori incertezze con valori che variano da un minimo molto vicino a k_o ed un massimo uguale al coefficiente di *spinta passiva* k_p . Kézdi (1975) ⁽¹⁾ per pali infissi in sabbia ha riassunto i valori indicati nella tabella seguente:

Autore	Origine	Terreno	k_s
Brinch-Hansen	Teoria	Sabbia	$\cos^2 \varphi$
Lundgren, 1960	Prove su pali	Sabbia	0,8
Henry	Teoria	Sabbia	k_p
Ireland, 1957	Prove di trazione	Sabbia	1,75-3,0
Meyerhof, 1951	Analisi di dati di pali in sito	Sabbia sciolta	0,5
Mansur-Kaufmann, 1958	Analisi di dati di pali in sito	Limo	0,3 (compressione) 0,6 (tensione)
Lambe-Whitman, 1969	Suggerimento	—	2
Kézdi, 1958	Teoria	Granulare	k_p

A differenza di quanto indicato nelle formule convenzionali i valori di k_s non crescono linearmente con la lunghezza infissa del palo. Ne abbiamo già parlato a proposito della formula del Door modificata. Il valore asintotico cui tende \bar{k}_s può ritenersi raggiunto ad una *profondità critica* h_c pari a circa 10÷20 volte il diametro del palo.

⁽¹⁾ E. PASQUALINI, "Pali di fondazione in terreni non coesivi", XII CGT, 1985.

14-3-3 TERRENI COERENTI.

In un terreno *eminamente argilloso* la resistenza laterale è fornita essenzialmente dall'aderenza

$$f_o = c_a$$

In un palo trivellato, gettato in terreno senza rivestimento esterno, il calcestruzzo viene a contatto direttamente con l'argilla e l'acqua contenuta nel calcestruzzo bagna l'argilla diminuendo la sua resistenza.

Nel caso dei pali battuti l'infissione provoca il rimaneggiamento del terreno e l'aderenza superficiale corrisponde al valore della coesione dell'argilla completamente rimaneggiata, senza cambiamento di tenore in acqua. Nelle argille così dette sensibili la riduzione della resistenza al taglio è veramente importante. Se l'argilla è *non sensibile* si potrà assumere $c_a = c$. Sembra che il limite superiore del valore di c_a per le argille non sensibili sia 110 kN/m^2 (Mortensen), che effettivamente esista un limite superiore dell'aderenza del terreno al palo e che le caratteristiche di compressibilità del terreno abbiano un effetto importante sulle variazioni della resistenza al taglio lungo il fusto del palo.

Durante l'esecuzione dei pali trivellati il terreno circostante aumenta il contenuto dell'acqua, sia in seguito alla grande quantità d'acqua usata nella trivellazione, sia per l'acqua contenuta nel calcestruzzo che per ragioni ugualmente pratiche è in genere superiore a quella necessaria all'idratazione del cemento.

Le ricerche di Meyerhof e di Skempton (1959) sulle argille di Londra hanno dimostrato che l'attrito laterale è sensibilmente inferiore a quello che risulta dalla resistenza al taglio dell'argilla intatta intorno al palo e che si avvicina al valore dell'argilla completamente bagnata.

Il rapporto tra l'attrito osservato e quello massimo teorico basato sulla resistenza dell'argilla intatta scende da 0,4 per le argille compatte ($0,33 < c < 0,8$) a 0,25 per le argille molto dure ($0,8 < c < 1,6$).

L'Autore ha eseguito una serie di esperienze in sito in Roma su pali trivellati in argilla (tab. XIV-4). I pali furono eseguiti con un tubo-forma di 9" (225 mm) che veniva di mano in mano estratto durante il getto di calcestruzzo. Il terreno era uniforme e tolto uno strato di 2 metri di humus argilloso era costituito tutto di argilla gialla stratificata che all'esame di laboratorio aveva dato i seguenti risultati:

Palo	Lunghezza m	Calcestruzzo m ³	Diametro medio mm	Campione N°
1	4,60	0,20	235	40
2	5,50	0,24	236	49
3	5,70	0,25	236	38
4	5,50	0,24	236	41
5	5,50	0,25	240	26
6	5,50	0,25	240	48

Campione N°	Contenuto acqua	Limite fluido	Limite plastico	Indice plasticità	Peso specifico g/cm ³	Coesione kN/m ²	Angolo φ°
26	0,270 0,255						
40	0,236 0,271	0,453	0,252	0,201	2,02 1,95	80	15° ÷ 18°
48	0,269 0,269 0,229	0,577	0,277	0,300	1,97	75	14° ÷ 17°
49	0,255 0,258	0,398	0,254	0,144	2,00	95	20° ÷ 24°
38 rimaneggiato	0,236	0,453	0,252	0,201	2,01	65	15° ÷ 18°

Nelle colonne 3-4-5-6 della tab. XIV-4 sono indicati i risultati sperimentali desunti dalla prova di carico. Nelle colonne 9-10-11 si leggono i valori teorici risultanti dal calcolo della resistenza con la formula

$$R = A (9 c + \gamma h) + f_o S_o \tag{14-3}$$

ponendo $f_o = c$.

I valori ottenuti con la (14-3) sono assai vicini al carico di rottura riscontrato nelle prove, leggermente in difetto; fa eccezione — come era prevedibile — la prova sul plinto di 3 pali in cui la R teorica supera notevolmente la resistenza effettiva del gruppo di pali.

La colonna (12) indica il valore massimo teorico di attrito basato sulla resistenza al taglio dell'argilla *intatta*: dal confronto con la (13) e dal rapporto

$\frac{R_a}{R_a^*}$ (colonna 14) si vede come la effettiva resistenza di attrito sia una ben piccola parte della massima teorica. Dal valore medio di 0,30 questo rapporto scende a 0,19 nella prova sui tre pali (interasse 80 cm = 3,5 volte il diametro).

Il rapporto $\frac{f_o}{c}$ (colonna 8), uguale a 1 nei pali isolati, scende a 0,83 nel gruppo di tre pali. È questa una conferma di *come la resistenza di attrito di un gruppo di pali non sia mai la somma delle resistenze dei singoli pali supposti isolati*. La diminuzione di resistenza è in questo caso circa del 15%.

Notiamo che, se nella (14-3) al posto di $f_o = c$, poniamo f_o uguale alla coesione ottenuta nel campione di argilla rimaneggiata (65 kN/m²) si ha:

$$R = 903 \text{ kN}$$

La resistenza effettiva è, in questo caso, intermedia tra il valore ottenuto

TABELLA XIV-4.

	S_o m ²	Dalla prova di carico				f_o medio kN/m ²	⁽¹⁾ q_u kN/m ²	$\frac{f_o}{c}$	Dalla teoria			⁽¹⁾ Resistenza massima di attrito di attrito R_{a^*} kN.	⁽²⁾ Resistenza di attrito effettiva R_a kN	$\frac{R_a}{R_{a^*}}$
		Carico per $z = 3$ mm kN	Carico rottura kN	Limite elastico kN					⁽²⁾ R_b kN	⁽³⁾ R_a kN	R kN			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Palo n. 1	3,3	200	300	100	80	300	1	35	265	300	1000	265	0,265	
Palo n. 5	4	320	420	100	95	300	1,2	37	320	357	1200	383	0,318	
Palo n. 6	4	250	320	100	71	265	0,95	35	300	335	1060	285	0,269	
Pali n. 2-3-4 (plinto)	12	730	1080	500	79	420	0,83	123	1140	1263	5040	957	0,190	

⁽¹⁾ La q_u è calcolata con la formula $q_u = 2 c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$.

⁽²⁾ La R_a è calcolata con $R_a = c S_o$, posto $f_o = c$

⁽³⁾ Calcolato con $R^* = q_u S_o$.

⁽⁴⁾ La R_b è calcolata con $R_b (9 c + \gamma h) A$.

⁽⁵⁾ Calcolata con $R =$ carico effettivo di rottura $- R_b$.

considerando la coesione dell'argilla intatta e quella dell'argilla completamente rimaneggiata. I risultati dello scrivente sono in armonia con quelli di prove analoghe eseguite da Rodin e Tomlinson e da Golder.

Tomlinson (1957) ha presentato uno studio completo su 56 pali infissi in argilla ed ha calcolato per ognuno il rapporto tra il valore effettivo dell'aderenza (desunto dalla prova di carico) ed il valore della resistenza laterale teorica posto $f_0 = c$.

La percentuale di aderenza, β , varia da 0,25 a 1 ed è massima per le argille meno coerenti.

Avremo pertanto

$$\beta = \frac{R_a}{S_o \cdot c} \quad (14-4)$$

da cui

$$f_0 = \beta c \quad (14-5)$$

Caquot e Kerisel hanno proposto per β l'espressione (c t/m²)

$$\beta = \frac{100 + c^2}{100 + 7 c^2} \quad (14-6)$$

rappresentata in fig. 14-3, insieme ad alcuni valori calcolati da Tomlinson per i pali in c. a. prefabbricati ed infissi (c è espresso in t/m²).

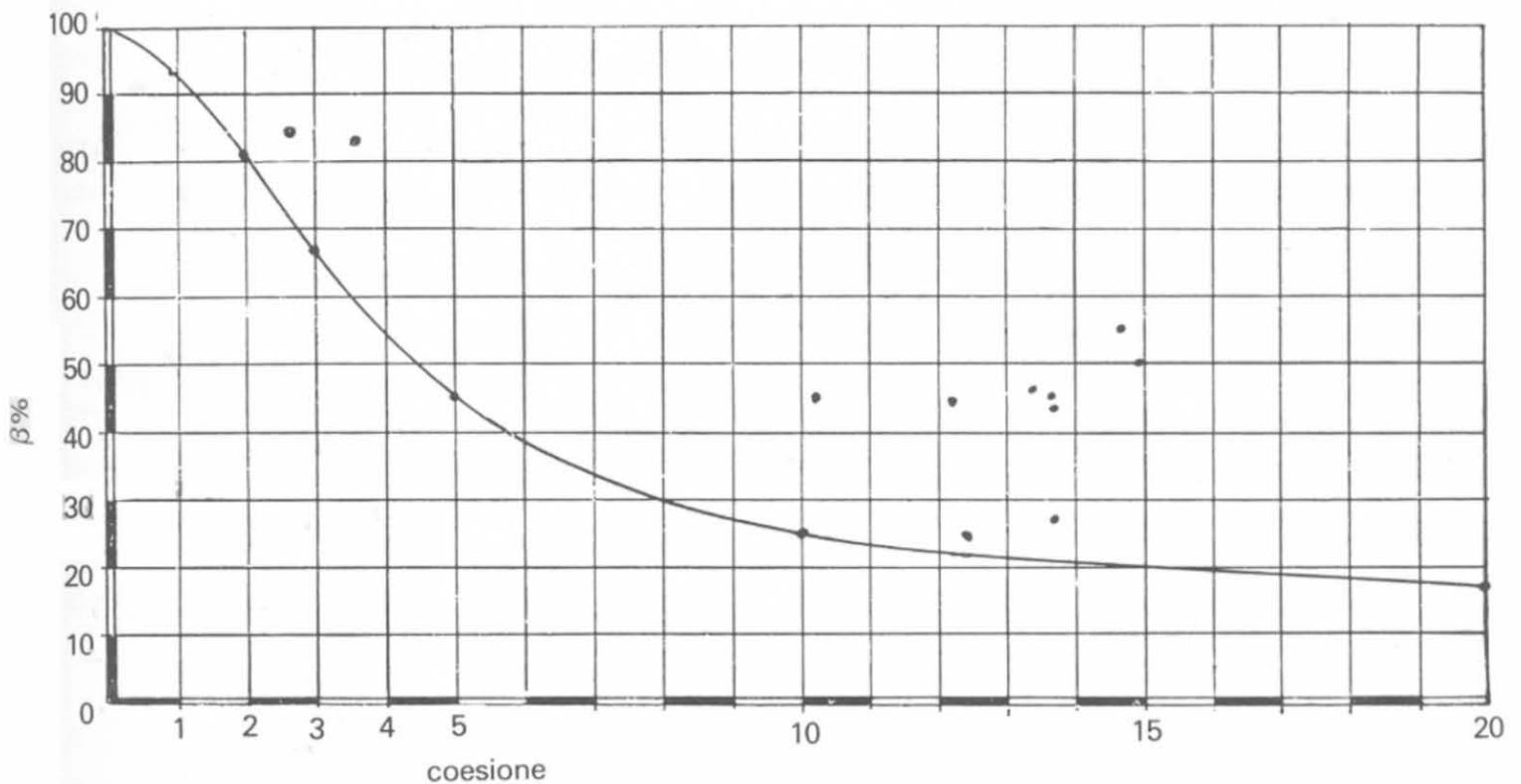


Fig. 14-3 - Percentuale di aderenza (Caquot-Kerisel).

$$\beta = \frac{100 + c^2}{100 + 7 c^2} \quad (c = t/m^2)$$

Lo stato attuale delle conoscenze è sintetizzato nella tabella XIV-5 che naturalmente ha il solo scopo di guida per una valutazione di massima.

TABELLA XIV-5.

Valori limiti di aderenza dei pali in argilla.

Tipo di palo	Resistenza dell'argilla kN/m ²	Aderenza unitaria limite kN/m ²
Calcestruzzo e legno	0 ÷ 75	0 ÷ 35
	75 ÷ 150	35 ÷ 50
	150 ÷ 300	50 ÷ 65
	> 300	> 65
Acciaio	0 ÷ 75	0 ÷ 35
	75 ÷ 150	35 ÷ 50
	150 ÷ 300	50 ÷ 60
	> 300	> 60

Che la portata dei pali infissi in terreni argillosi plastici possa essere calcolata in base al valore della resistenza al taglio in sito è confermato anche da Meardi (1964) in seguito ad esperienze su pali infissi ed eseguiti entro casaforma infissa. Per questi pali il calcolo della portata in funzione del valore del rifiuto misurato alla fine dell'infissione si è rivelato non attendibile ed in difetto rispetto alla reale portata riscontrata nelle prove di carico. Il rifiuto invece, misurato in tempi successivi, ha messo in evidenza l'aumento della resistenza con il passare del tempo.

Peck (1958) in un rapporto all'American Highway Research Board concluse che in terreni argillosi plastici con carico di rottura ad espansione laterale libera intorno a 100 kN/m² il valore dell'aderenza unitaria era uguale alla coesione assunta come metà del carico di rottura q_u . Per contro in argille molto più resistenti con $q_u > 100$ lo stesso Peck ha trovato ⁽¹⁾ che la portata per aderenza era inferiore al prodotto della superficie laterale per la coesione: la differenza inoltre aumentava con l'incremento della resistenza stessa dell'argilla. Per le argille compatte è quindi $f_0 < c$ in armonia con quanto prima ricordato.

14-3-4 L'ADERENZA NEI PALI TRIVELLATI IN ARGILLA.

Si è visto che il valore dell'aderenza f_0 è una percentuale α della coesione c , ed è $0 < \alpha < 1$; il valore di α dipende dal grado di rimaneggiamento dell'argilla e quindi dalle modalità esecutive del palo.

⁽¹⁾ R. PECK, "A study of the comparative behaviour of friction piles", Hwy. Res. Board Special Rept. 36, p. 72, 1958.

Vi è indubbiamente una differenza anche se non del tutto chiarita in termini numerici tra l'esecuzione del palo con la cucchiara (e quindi con l'impiego di acqua per facilitare l'estrazione) e l'esecuzione con un rotary, completamente a secco, con l'impiego della coclea e del *bucket*. In ogni caso l'esecuzione del foro comporta un rilascio delle tensioni e causa la migrazione dell'acqua contenuta nei pori del terreno circostante verso il foro. Il flusso dell'acqua può essere facilitato dalla presenza di leggere stratificazioni sabbiose nell'ammasso argilloso.

L'argilla inoltre assorbe acqua anche dallo stesso calcestruzzo che, nella maggior parte dei casi, è fluido oltre il normale per facilitare le operazioni di getto.

In ogni modo l'incremento del contenuto d'acqua nell'argilla a contatto con il palo ne riduce la resistenza q_u e di conseguenza la coesione. Le tensioni effettive e le pressioni neutre che si manifestano nell'argilla e nel contatto argilla-calcestruzzo non risultano studiate teoricamente ed è pertanto al momento possibile solo la determinazione sperimentale di f_0 . Abbiamo visto che per le argille molto plastiche si può ritenere $f_0 = c$. Se ne deduce che il valore più basso di f_0 è uguale alla coesione dell'argilla completamente rimaneggiata. Argille di questo genere hanno valori di c compresi tra 10 e 50 kN/m².

Skempton (1959), come abbiamo accennato, trovò che per pali trivellati di piccolo diametro (< 62 cm) in argille con coesione intorno a 200 kN/m² il valore di α variava da 0,3 a 0,6.

TABELLA XIV-6 (Whitaker e Cooke) (1).

Profondità del palo nell'argilla m	∅ fusto	62 cm		80 cm		100 cm	
	∅ base	62 cm	125 cm	80 cm	150 cm	100 cm	200 cm
10	R_a	121	121	151	151		
	R_b	47	190	74	295		
	Totale	168	311	225	446		
13	R_a		176	220	220		264
	R_b		217	85	338		490
	Totale		393	305	558		754
16	R_a			303	303	381	381
	R_b			96	385	147	557
	Totale			399	688	528	938

(1) I valori R_a - R_b sono espressi in t.

Whitaker e Cooke (1966) realizzarono una serie di prove in sito con pali a base allargata, eseguiti per mezzo di attrezzatura Calweld con il *bucket*; le prove indicarono che mentre per sviluppare l'intera resistenza di base equivalente a $N_c = 9$ occorre cedimenti dell'ordine del 10-20% del diametro di base, l'aderenza era totalmente mobilizzata con cedimenti tra 0,5-1% del diametro del fusto. I risultati ottenuti sono sintetizzati nella tabella XIV-6, nella quale sono calcolati i valori delle resistenze limiti ponendo $\alpha = 0,5$ e $N_c = 9$; l'argilla aveva una resistenza al taglio di 100 kN/m² in superficie e 270 kN/m² a 20 m circa di profondità.

TABELLA XIV-7 (Whitaker e Cooke).

Diametro del palo cm	Lunghezza m	Peso proprio + adesione di base kN	Resistenza a trazione kN	Aderenza kN/m ²	Tipo di palo
90	13,5	240	2340	56	Benoto
95	13,5	270	3050	69	Calweld vibrato
95	13,20	265	2500	57	Calweld normale
95	13,50	268	2730	62	» »
95	13,50	268	2820	64	» »

La variazione di mobilizzazione dell'aderenza ad un dato cedimento risulta dipendente dal diametro del fusto del palo ma indipendente dalla lunghezza e dal diametro della base. Furono anche eseguite alcune prove a trazione sino al completo sfilamento: i risultati sono indicati nella tabella XIV-7.

Si nota che il valore dell'aderenza a trazione è praticamente indipendente dalle modalità esecutive del getto del palo ed è in media uguale a 60 kN/m².

Whitaker e Cooke suggeriscono l'impiego di un coefficiente correttivo al termine standard $N_c = 9$, in funzione del grado di fessurazione dell'argilla. Nelle loro analisi trovano $\omega = 0,75$ (cioè il valore di N_c verrebbe ridotto da 9 a 6,75). Analogamente trovano per α valori compresi tra 0,44 e 0,6 (la resistenza al taglio dell'argilla variava da 100 a 200 kN/m²).

Orrje (1967) esamina una serie di prove di infissione in Svezia nella zona di Gothenburg: in ogni caso la resistenza al taglio non drenata (coesione) decresce sensibilmente con l'infissione dei pali a partire dalla superficie di contatto sino ad una distanza di cm 1,5 volte il diametro del palo. Intorno al palo durante l'infissione si manifestano elevate pressioni dei pori sino ad un valore che può raggiungere e superare la pressione del terreno nel punto considerato.

N. Apollonia (1971) esaminando quattro fondazioni su pali appoggiati su

argille compatte a 30 m di profondità, conferma l'eccesso di pressione dei pori che si verifica durante l'infissione (tale da superare la pressione stessa del terreno) sino ad una distanza di 3 ÷ 4,5 m dal palo. A distanza maggiore di 10 m l'eccesso di pressione è relativamente piccolo.

Nel caso di pali infissi in argille sovraconsolidate i dati pubblicati da Tomlinson (1977) (fig. 14-4) mostrano come i valori di α siano dipendenti dalle costruzioni stratigrafiche e dalla lunghezza del palo. I dati pubblicati da Tomlinson

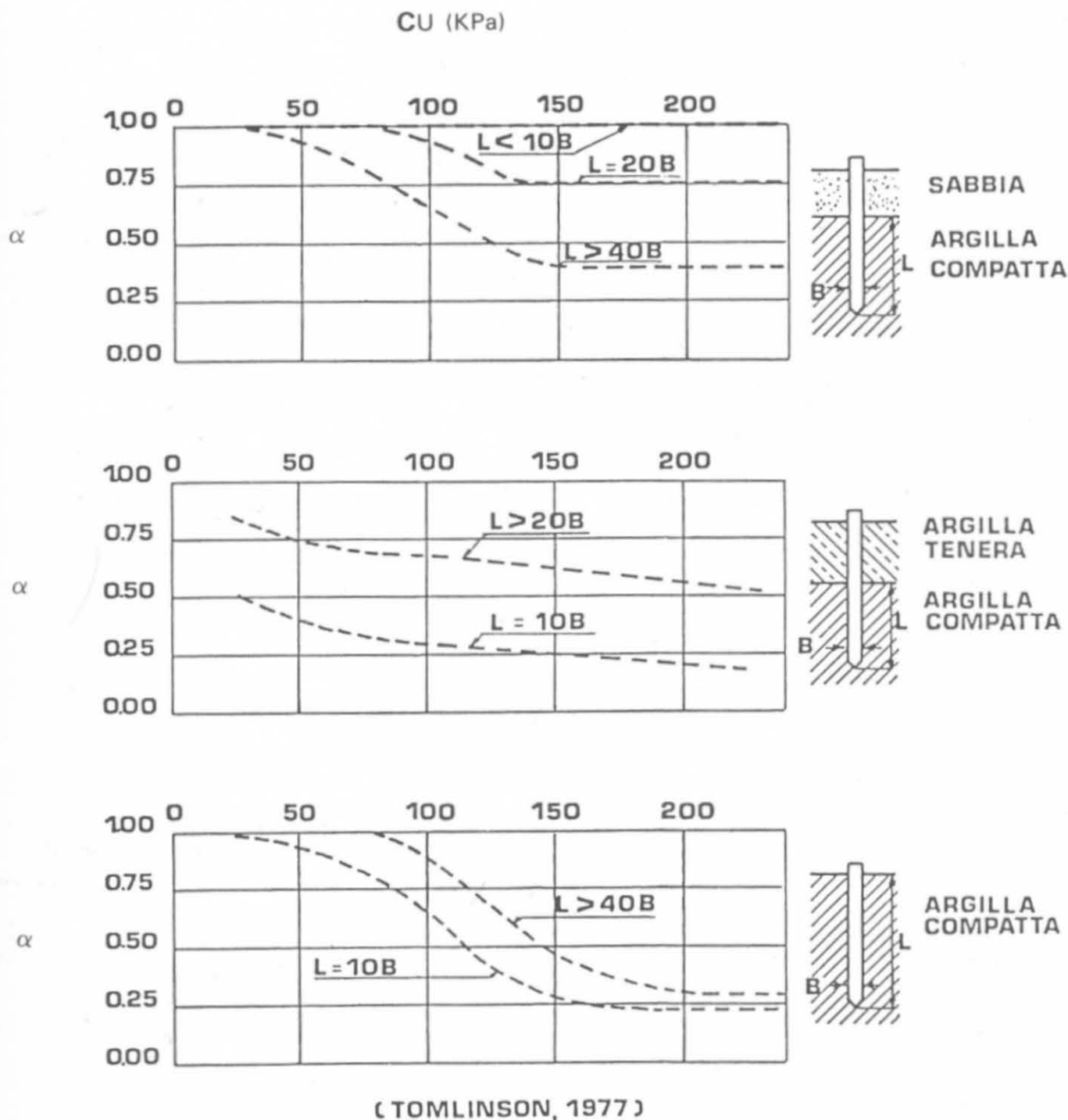
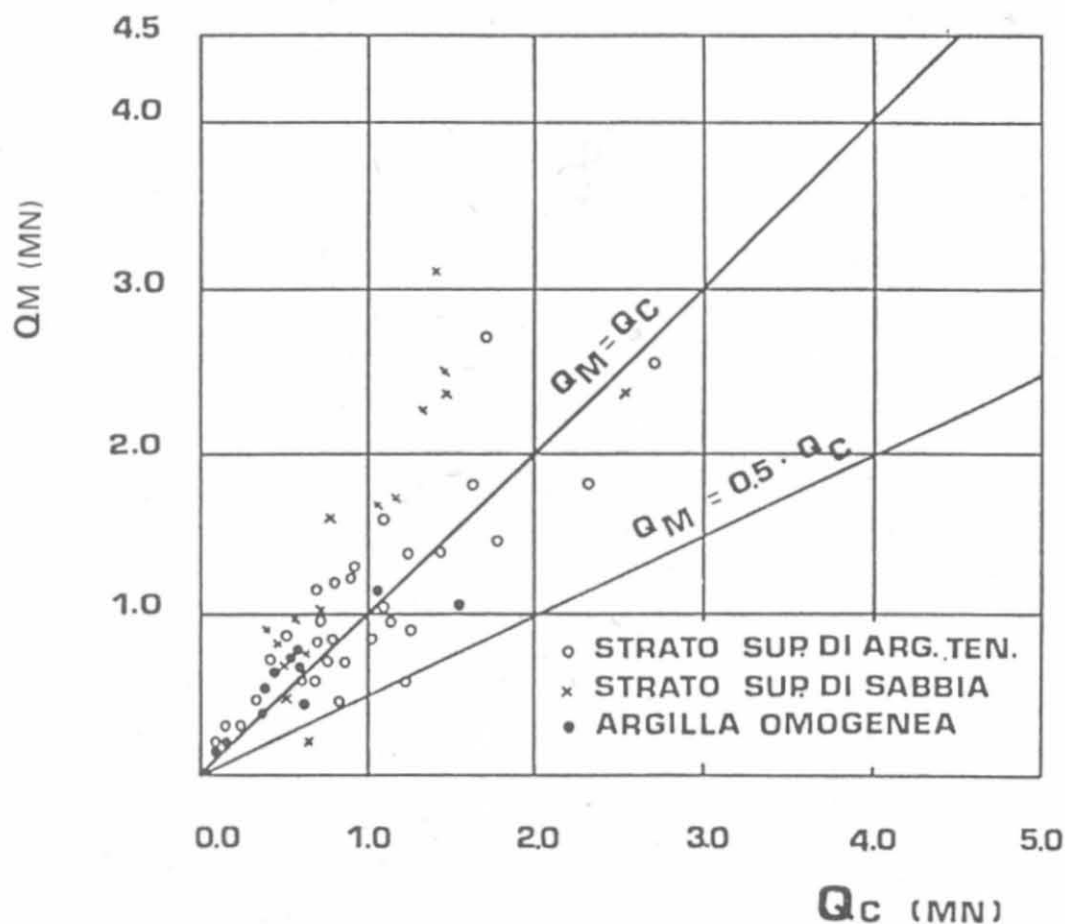


Fig. 14-4.

sono stati controllati confrontando i valori ottenuti della portata limite calcolata e di quella misurata in 78 prove di carico a rottura ⁽¹⁾.

I valori suggeriti di α indicano una stima accettabile dell'aderenza limite con margini di incertezza coperti dai normali coefficienti di sicurezza (fig. 14-5).



(TOMLINSON, 1977)

Fig. 14-5.

14-3-5 ESPERIENZE DELL'AUTORE

L'Autore ha eseguito una serie di prove di carico su pali trivellati in argilla durante la costruzione delle fondazioni di un grande stabilimento nel Matese. Furono eseguiti circa 1200 pali trivellati ed oltre 20 prove di carico. I risultati di queste prove sono interessanti e lo scrivente ha avuto modo di constatare come effettivamente la resistenza di attrito nelle argille varia in funzione della sensibilità dell'argilla e come la diversa esecuzione del palo (sia durante la fase di infissione del tubo che durante il getto) provochi una variazione nelle caratteristiche di resistenza del terreno circostante. Nella tabella XIV-8 sono indicate le caratteristiche dell'argilla di una zona del cantiere dove furono eseguiti circa 400 pali e 4 prove di carico.

⁽¹⁾ M. BATTAGLIO, R. LANCELOTTA, "Pali di fondazione in terreni coesivi", XII CGT, 1985.

TABELLA XIV-8.

Campione N°	γ medio g/cm ³	w contenuto acqua	q_u kN/m ²	φ° medio	Coesione c kN/m ²
1	1,86	0,34	23	19°	81
2-3	1,96	0,30	20	13°	79
4	1,95	0,30	36	11°	147

Le prove di carico sui pali hanno dato i risultati indicati nella tabella XIV-9.

TABELLA XIV-9.

Prova N°	Lun- ghezza palo m	Dia- metro m	S_o m ²	A m ²	Limite ela- stico kN	Dal calcolo		Carico di prova kN	Massimo cedimento mm	$R_a + R_b$ kN	R_a^* kN	$\frac{R_a}{R_a^*}$
						R_b kN	R_a kN					
3	20	0,45	22,5	0,16	350	270	900	750	3,8	1170	4500	0,20
10	17,5	0,45	19	0,16	400	170	760	650	7,5	930	3800	0,20
2	20	0,40	20	0,13	300	220	800	610	2	1020	4000	0,20
16	20	0,45	22,5	0,16	450	270	900	750	2	1170	4500	0,20

La S_o non tiene conto dei primi 4 metri di palo in terreno vegetale.

La R_b è calcolata con la formula $R_b = (9c + \gamma h)$ essendo c la coesione del terreno di base.

La R_a è calcolata con $R_a = f_o S_o$ essendo f_o la metà della coesione c del campione indisturbato.

La R_a^* è calcolata con $R_a^* = q_u S_o$.

Il rapporto tra la resistenza teorica $\Sigma (R_a + R_b) = R$ ed il carico limite di proporzionalità ottenuto dalle prove di carico è dello stesso ordine di grandezza di quello riscontrato nelle prove di rottura nei modelli ridotti. Il che lascia supporre che la resistenza teorica R sia dello stesso ordine di grandezza di quella che si sarebbe ottenuta prolungando la prova di carico al limite di rottura.

Confrontiamo i risultati ottenuti con i metodi descritti con quelli che si ottengono applicando la più usata tra le formule statiche, quella del Dörr. Nel confronto che segue si è applicata la formula modificata per $h \geq 12$ m e si è assunto il coefficiente di attrito $f = \text{tg } \varphi$.

Per il palo n° 3 si ottiene:

Tratto 4 - 10

$$\begin{aligned} \gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 & \varphi &= 19^\circ & f &= 0,35 & K &= 11,0 \times 0,45 = 5,0 \\ R_{a10} &= Kh^2 & &= 500 \text{ kN} & & & & \\ R_{a4} &= 5 \times 16 & &= 80 \text{ kN} & & & R_{10} - R_4 &= 420 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tratto 10 - 18

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 19 \text{ kN/m}^3 & \varphi &= 14^\circ & f &= 0,25 & K &= 7,9 \times 0,45 = 3,55 \\ R_{18} &= 24 \times 3,55 (18 - 6) & &= 1020 \text{ kN} & & & & \\ R_{10} &= 3,55 \times 100 & &= 355 \text{ kN} & & & R_{18} - R_{10} &= 665 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tratto 18 - 20

$$\begin{aligned} \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 & \varphi &= 11^\circ & f &= 0,20 & K &= 6,2 \times 0,45 = 2,80 \\ R_{20} &= 24 \times 2,8 \times 14 & &= 940 \text{ kN} & & & & \\ R_{18} &= 24 \times 2,8 \times 12 & &= 810 \text{ kN} & & & R_{20} - R_{18} &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

in definitiva

$$R_a = 420 + 665 + 130 = 1215 \text{ kN}$$

La R_b è data da

$$0,16 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \Sigma \gamma h$$

cioè

$$R_b = 85 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b = \sim 1300 \text{ kN}$$

La resistenza ottenuta con la formula del Dörr (modificata) è maggiore di quella fornita dalla (14-3) mentre la R_b nella formula del Dörr è assai inferiore. Va notata la grande incertezza del valore del coefficiente di attrito f che arbitrariamente è stato assunto uguale a $\operatorname{tg} \varphi$ mentre, una volta determinati la resistenza q_u dell'argilla ed il suo angolo di attrito, la (14-3) può essere applicata con attendibilità. Per applicare la formula del Dörr avremmo potuto prendere un valore di φ e di f del tutto convenzionale per tener conto della coesione del terreno: ciò è del tutto arbitrario e rappresenta uno dei lati negativi della formula stessa.

Le altre prove di carico eseguite nello stesso cantiere hanno confermato nello scrivente l'opinione che la formula del Dörr *non è applicabile in terreni di questa natura neppure nella forma modificata* e che ha sempre grande impor-

tanza la modalità di esecuzione del palo. Citiamo ad esempio tre prove di carico eseguite nella stessa zona a pochi metri di distanza: le prove 15, 6 e 5.

Il terreno ha le seguenti caratteristiche:

da 0 a 4 m: terreno vegetale misto ad argilla e torba;
 da 4 a 14,70 m: argilla compatta dal giallo all'azzurro;
 da 14,70 a 15 m: sabbia argillosa con acqua;
 da 15 a 18 m: argilla azzurra.

Il palo di prova n° 15 è lungo 15 metri ed appoggia sul piano dell'argilla senza approfondirsi: attraversa uno strato sabbioso con acqua tanto che il getto è stato eseguito con la benna in continua presenza d'acqua; i pali n° 5 e 6 sono lunghi 18 metri.

I risultati delle prove di carico sono i seguenti:

Palo N°	Carico per $z = 2$ mm kN	Carico stabile kN	Cedimento max mm	A m ²	S_o m ²	R_b kN	R_a kN	Durata della prova	f_o kN/m ²
15	220	—	18	0,12	13,8	—	600	10 h	36,5
5	440	600	1,95	0,12	17,3	120	700	6 h 30	40
6	600	600	0,7	0,12	17,3	120	700	11 h	40

Pur non avendo determinato direttamente il valore q_u dell'argilla si presume che il suo valore non si discosti molto da quello dei campioni 1, 2, 3 visti in precedenza. Le prove 5 e 6 danno

$$R_b = (9c + \gamma h) A = (720 + 18 \times 18) \cdot 0,12 = 125 \text{ kN}$$

e

$$R_b = 700 \text{ kN} \quad \left(f_o = \frac{c}{2} = 40 \text{ kN/m}^2 \right)$$

per cui

$$R = \sim 820 \text{ kN}$$

in armonia con la prova n° 2.

Nelle stesse condizioni la prova n° 15 fornisce:

$$\begin{aligned} R_a &= 13,8 \times 40 = 550 \text{ kN} \\ R_b &= 0,12 (720 + 18 \times 15) = 120 \text{ kN} \\ R &= \sim 670 \text{ kN} \end{aligned}$$

Il carico di rottura risultante dalla prova di carico è circa 600 kN: i coefficienti N_q e f_o hanno in realtà valori ancora inferiori a quelli considerati.

Le prove 5 e 6 mettono ancora una volta in evidenza come la diversa ve-

locità delle prove di carico nei pali infissi in argilla, influisca sull'andamento dei cedimenti.

14-4 La determinazione dei coefficienti in base ai risultati delle prove penetrometriche.

14-4-1 ESPERIENZE DI MEYERHOF

Abbiamo già visto come esista una relazione fra i coefficienti di portata N_q , N_γ e la S.P.T. La determinazione di questi ed altri coefficienti con i risultati delle prove penetrometriche, statiche o dinamiche secondo i casi, eliminano tutte le incertezze dovute alla non omogeneità del terreno, alla difficile valutazione di valori medi con il semplice esame in laboratorio di campioni non sempre correttamente prelevati. Le prove che possono fornire elementi probanti sono la S.P.T. e la prova statica olandese sempre che in entrambe venga tenuta separata la resistenza di base da quella di attrito lungo il tubo.

Meyerhof (1956) ha messo in relazione i valori della S.P.T. con la resistenza statica del cono in terreni sabbiosi, confrontando le proprie esperienze con altre precedenti in U.S.A. e Sud America ed ha trovato (fig. 14-6) che in media si può ritenere:

$$q_c = 4 N \quad (14-7)$$

dove N è il numero dei colpi per piede della S.P.T.

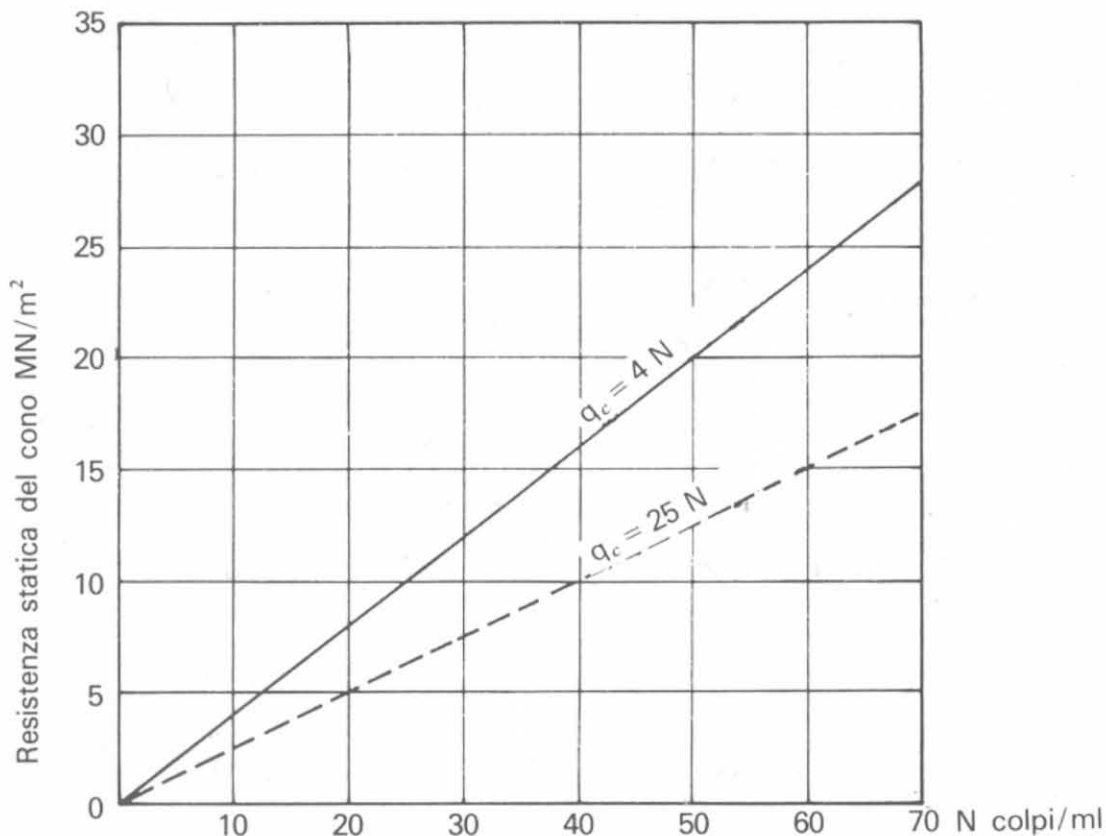


Fig. 14-6 - Confronto tra la resistenza statica del cono e la S. P. T.

Confrontando la S.P.T. e la corrispondente densità relativa della sabbia si deduce la tabella (II-1) vista in precedenza in cui sono correlati tutti i valori:

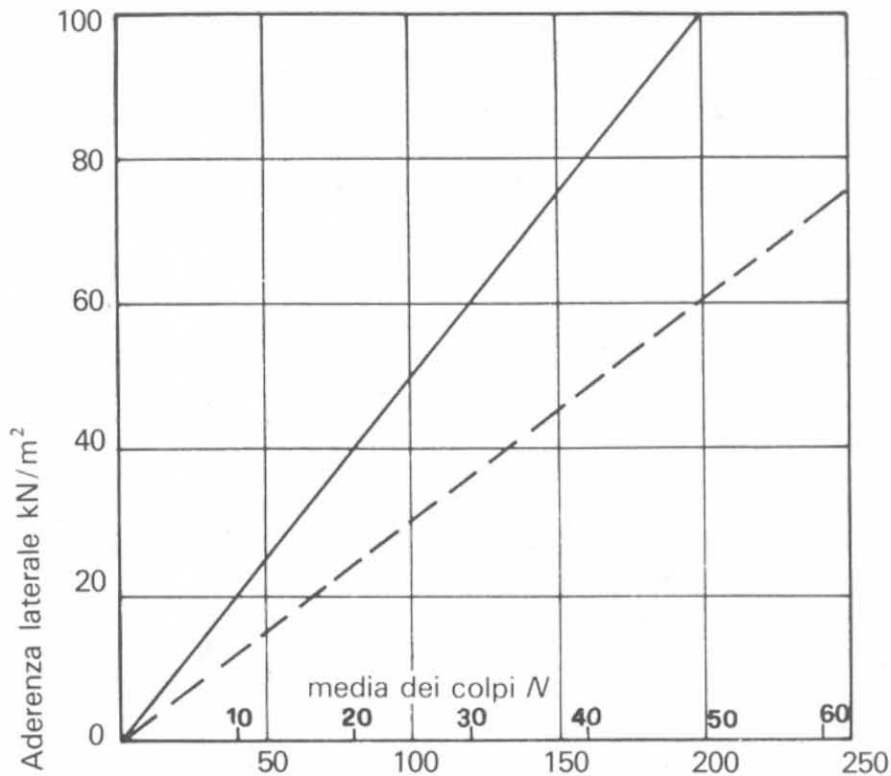


Fig. 14-7 - Confronto tra l'aderenza laterale e la resistenza alla penetrazione.

densità della sabbia, angolo di attrito, numero dei colpi della prova Standard, resistenza statica del cono.

La fig. 14-7 dà i risultati di una analisi simile relativa all'attrito laterale: i valori differiscono molto fra di loro perchè l'aderenza dipende non solo dalla densità della sabbia ma anche dalle modalità di infissione del palo e dalla compressibilità del terreno. Comunque un valore medio è

$$f_0 = \frac{q_c}{200}$$

tenendo presente la (14-7) si trova

$$f_0 = \frac{N}{50} \quad (14-8)$$

in cui N è la media della resistenza (colpi per piede) nel tratto di infissione del palo.

Meyerhof consiglia di usare per pali con piccoli spostamenti come per i pali ad H la metà di questo valore.

Il valore q_c dell'equazione (14-7) e il valore f_0 dell'eq. (14-8) rappresentano dei valori limiti ⁽¹⁾.

A verifica delle relazioni proposte tra il carico limite alla punta ed il valo-

⁽¹⁾ G. MEYERHOF, "Bearing capacity and settlement of pile foundations", Proceedings ASCE, marzo 1976.

re medio dell'aderenza per pali infissi in sabbia, ed i risultati della SPT, Meyerhof ha analizzato una serie di prove di carico. Ha trovato che la resistenza alla punta è generalmente in accordo con l'equazione

$$q_c = \frac{0,4 ND_b}{B} \leq 4N$$

dove D_b è la profondità dell'infissione nello strato di sabbia e B la larghezza del palo, ad eccezione del caso in cui si abbiano grandi sovraccarichi di terreno alla punta, quando il rapporto q_c/N diminuisce (fig. 14-8).

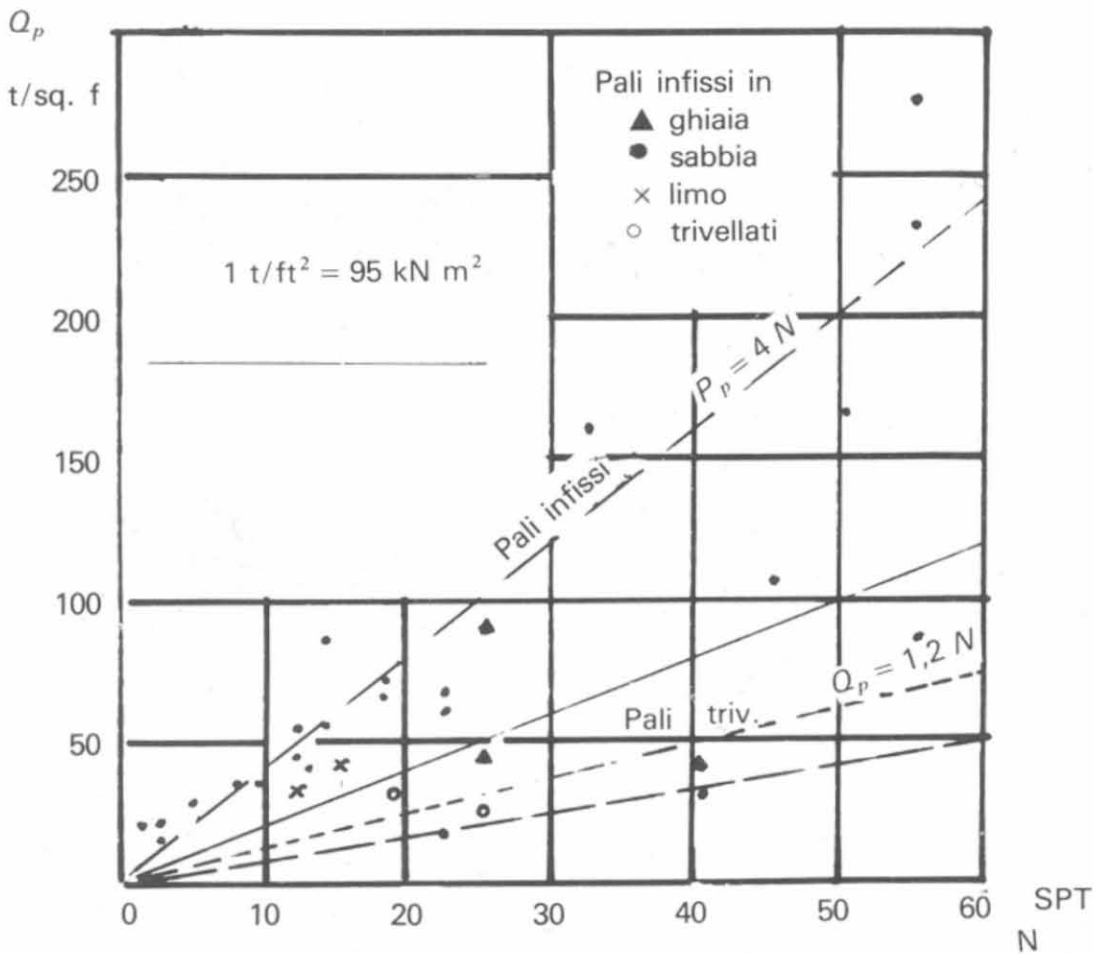


Fig. 14-8 - Relazione empirica tra il valore limite di punta e la SPT in terreni incoerenti.

Per i pali infissi in terreni limosi non plastici migliori risultati si ottengono usando come limite superiore il valore

$$q_c = 3N$$

I valori osservati dell'aderenza limite per pali infissi in terreni incoerenti sono generalmente superiori a quelli indicati dalla eq. (14-8) (fig. 14-9).

Per i pali trivellati sia il valore limite q_c che l'aderenza laterale f_o sono inferiori a quelli dei pali battuti: circa 1/3 per la portata di base e circa la metà per l'aderenza laterale.

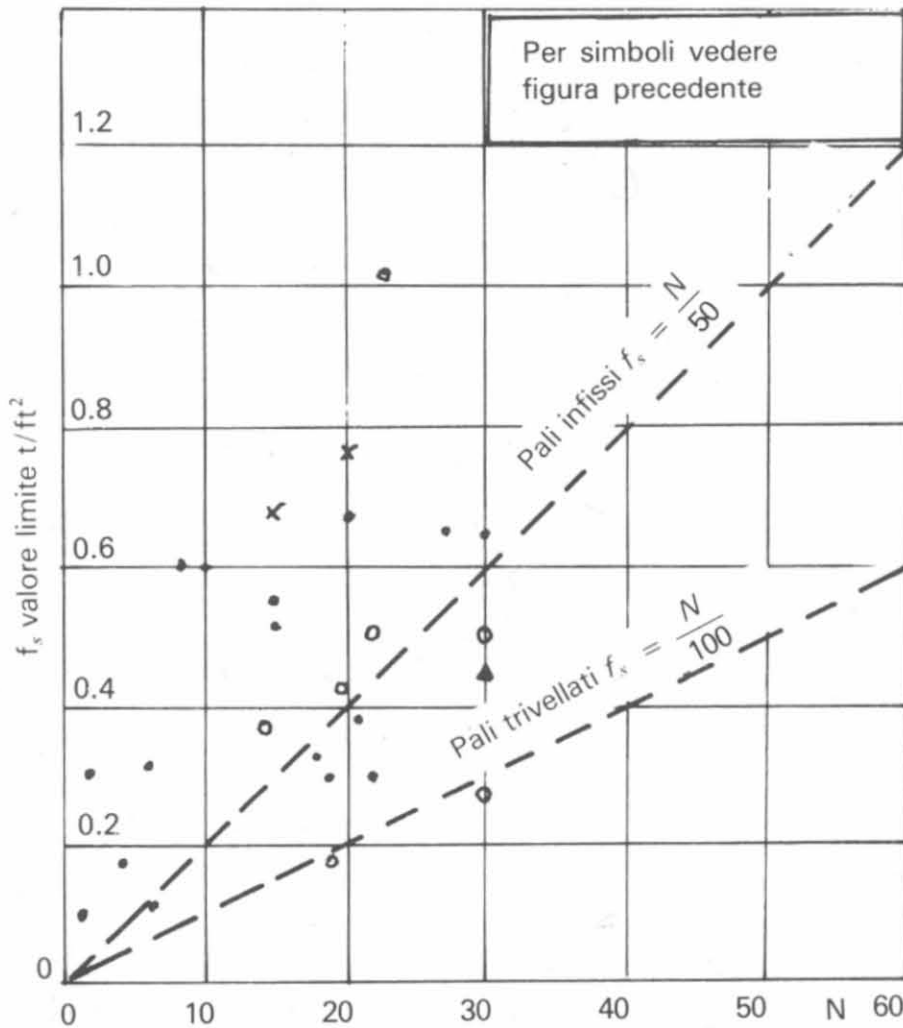


Fig. 14-9 - Relazione empirica tra l'aderenza laterale e la SPT in terreni incoerenti.

14-4-2 ESPERIENZE DI MOHAN E KUMAR.

D. Mohan e V. Kumar (1963) eseguirono in India una serie di esperienze per la determinazione della portata dei pali trivellati sulla base di prove penetrometriche statiche. Fu determinata la distribuzione del carico fra aderenza laterale e resistenza di base sia con l'impiego di *strain gauges* sia con prove di carico *cicliche* su pali: si eseguirono anche prove di trazione.

Il cedimento della base del palo sotto il carico è la somma di tre addendi: a) compressione elastica del palo; b) compressione elastica del terreno di base; c) cedimento plastico di quest'ultimo.

La prima è fornita dalla nota espressione

$$\Delta h = \frac{P \cdot l}{E A}$$

mentre la seconda è calcolata per differenza tra la compressione elastica totale che si misura allo scarico nel diagramma carichi-cedimenti ed il valore teorico dell'accorciamento elastico del palo.

Il cedimento plastico del terreno è, per differenza, il valore netto dell'assestamento che si ottiene allo scarico. Se nel diagramma carichi-cedimenti elastici del terreno, tracciamo una retta a partire dall'origine parallela al tratto lineare

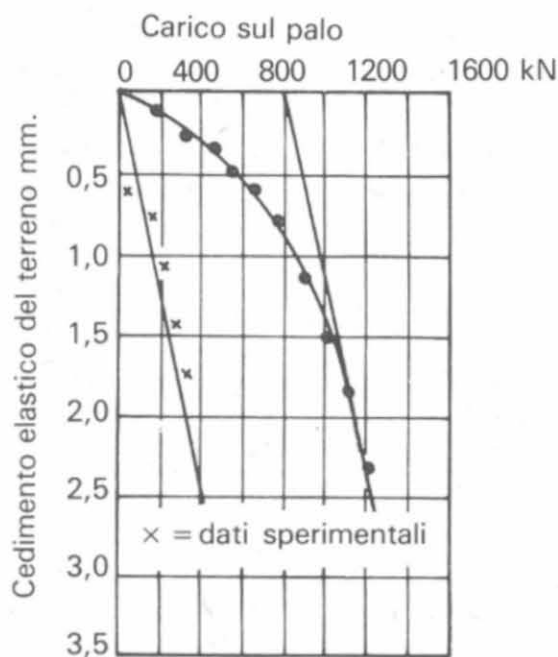


Fig. 14-10 - Separazione tra aderenza laterale e resistenza di base.

della curva (fig. 14-10) separiamo la resistenza di base da quella fornita dall'aderenza. I risultati sperimentali furono controllati con le misure ottenute direttamente dagli *strain gauges* e confrontati con i dati penetrometrici (penetrometro statico) (fig. 14-11 e 14-12). Gli Autori trovarono che per terreni che hanno valori penetrometrici compresi tra 1 e 10 MN/m² il valore dell'aderenza è circa il 2% della resistenza media alla penetrazione del cono per tutta la lunghezza del palo, cioè è $f_0 = \frac{q_c}{50}$ valore molto più ottimistico di quello indicato da Meyerhof.

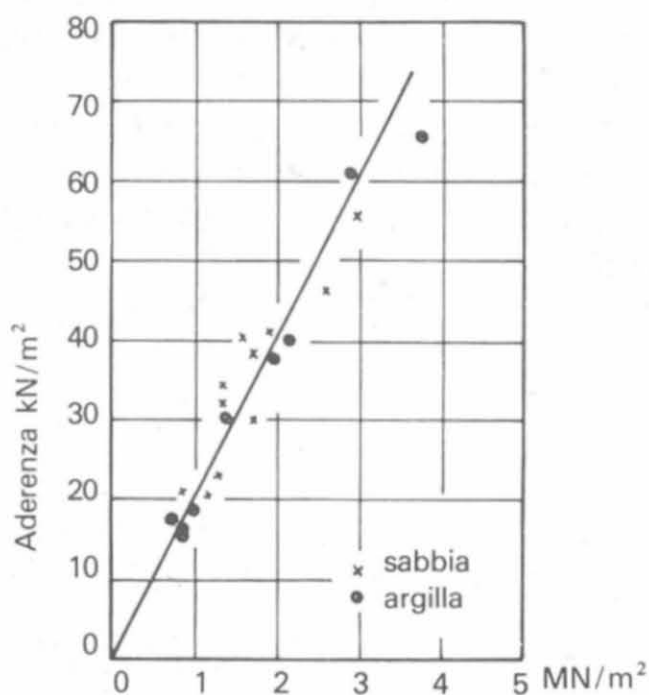


Fig. 14-11 - Resistenza alla penetrazione del cono.

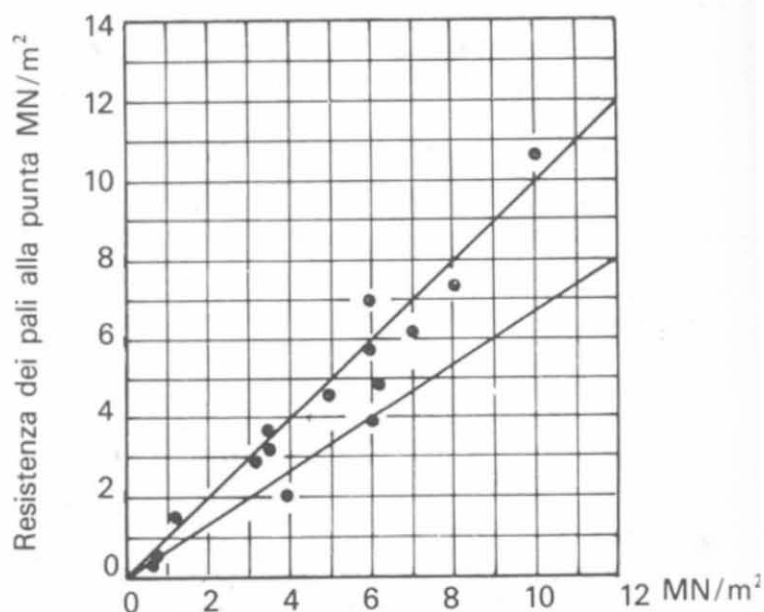


Fig. 14-12 - Resistenza alla penetrazione del cono.

14-4-3 ESPERIENZE DI REESE.

La attendibilità della prova penetrometrica olandese è stata esaminata anche da Hizinga ⁽¹⁾ (1951) e da Van der Veen ⁽²⁾ (1953-1957).

E. de Beer (1963) ha posto l'attenzione sull'influenza che il rapporto tra il diametro reale del palo e il diametro della base del cono ha sui risultati della prova stessa. A notevoli profondità la resistenza che si ottiene nella prova del cono è praticamente uguale a quella del palo, ma tali profondità non sono sempre raggiunte dalle comuni palificate.

Reese con altri (1969) in base ad esperienze dirette fatte con pali di un metro di diametro profondi 10 m circa, in argille gialle e grigie arriva alla conclusione

$$f_0 = \frac{N}{35} \quad (14.9)$$

il che può essere giustificato anche dal fatto che la superficie laterale di un palo trivellato presenta normalmente rugosità e sbulbature che favoriscono il trasferimento del carico al terreno.

14-5 Esperienze di Caquot-Kerisel: verifica della formula statica.

Le prove sperimentali più interessanti eseguite sui modelli ridotti rimangono ancora quelle che Caquot e Kerisel nel 1938 realizzarono ad Orléans con la sabbia di Nemours purissima ed omogenea, di cui avevano preventivamente studiato le caratteristiche. I pali erano metallici a sezione circolare con diametri di 27, 42, 60 mm. Ciascun palo era formato di due parti: un primo tubo cilindrico la cui superficie esterna costituisce la parete laterale del palo, ed un secondo tubo coassiale al primo con le estremità inferiori a forma di cono per formare la punta del palo (fig. 14-13).

Il tubo interno per mezzo del piatto P_1 può essere caricato direttamente e trasmettere il peso solo alla punta, mentre il tubo esterno collegato con il piatto P_2 diffonde il carico per attrito laterale. L'attrito tra i due tubi è ridotto dall'impiego di speciali cuscinetti a sfera.

L'equazione generale di Caquot-Kerisel è, come si è visto,

$$R = S \gamma h K_2 K_2' + \frac{1}{2} \pi D \gamma h^2 K_3$$

(1) T. HIZINGA, "Application of results of deep penetration tests to foundation piles", Proc. Building R. Congress, Londra, 1951.

(2) C. VAN DER VEEN, "The bearing capacity of a pile predetermined by cone penetration test", Proc. IV Conf. S.M., Londra, 1957.

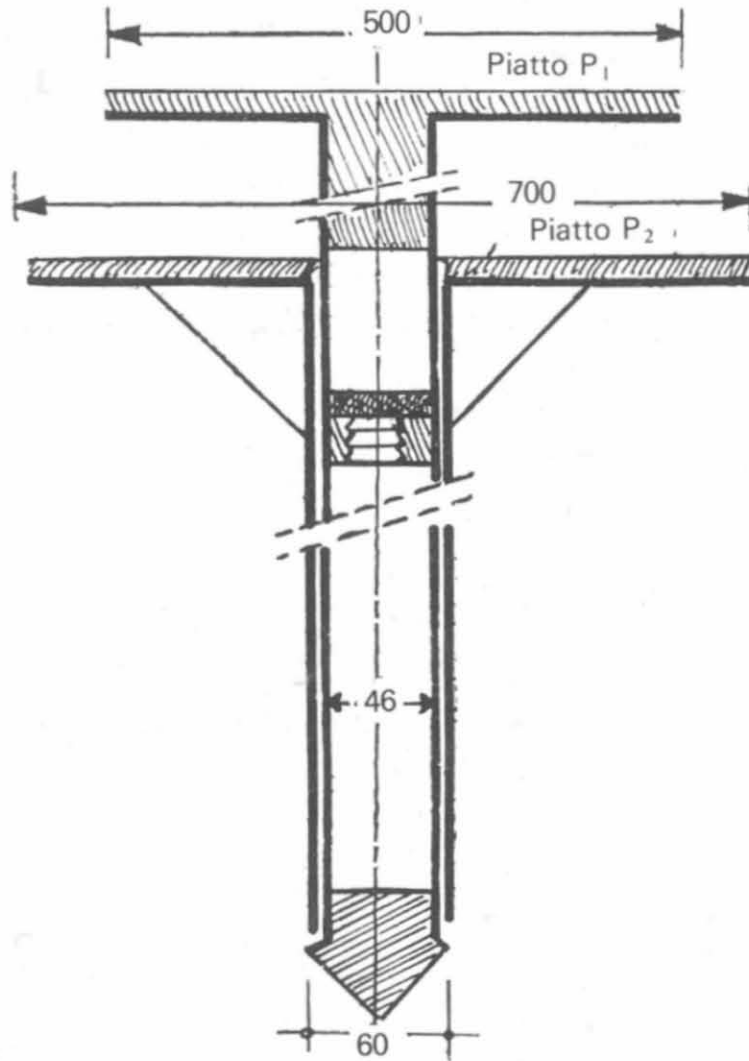


Fig. 14-13.

Dividendo entrambi i membri per $S \gamma D/4$ la formula diventa

$$\frac{R}{S \gamma D/4} = \frac{h}{D/4} K_2 K_2' + \frac{1}{2} \left(\frac{h}{D/4} \right)^2 K_3 \quad (14-10)$$

La prima serie di esperienze sulla sabbia con peso specifico $\gamma = 1,65$ condusse ai seguenti risultati:

$$\text{Palo da } \varnothing 0,027 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 167 \frac{h}{D/4} + 6,93 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

$$\text{Palo da } \varnothing 0,0425 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 167 \frac{h}{D/4} + 6,23 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

$$\text{Palo da } \varnothing 0,060 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 167 \frac{h}{D/4} + 6,23 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

La coincidenza è perfetta per il termine relativo alla resistenza di base e corrisponde ad un angolo di attrito $\varphi = 44^\circ,30'$. Il termine $K_3 = 2 \times 6,23$ corrisponde a $\varphi = 41^\circ$ e $2 \times 6,93$ a $\varphi = 41^\circ,30'$.

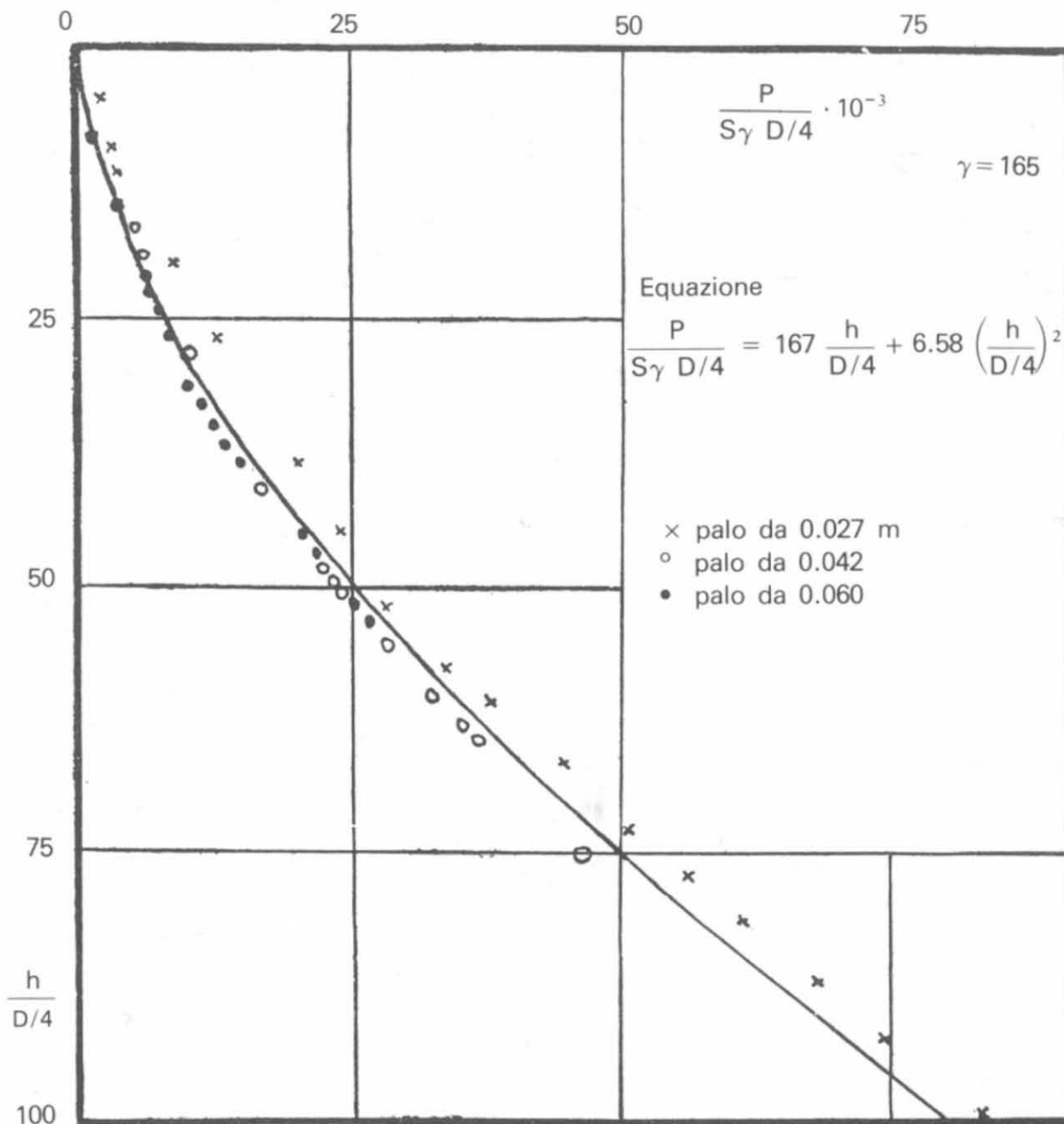


Fig. 14-14.

In fig. 14-14 è rappresentata l'equazione della parabola

$$\frac{R}{S \gamma D/4} = 167 \frac{h}{D/4} + 6,58 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

insieme ai risultati sperimentali dei tre pali. Gli Autori concludono:

a) che è legittimo sperimentare sui modelli ridotti;

b) che la portanza di un palo è bene espressa da una funzione di secondo grado in h .

Seguendo la serie di esperienze gli Autori determinarono la variazione dei coefficienti K_2 , K_2' e K_3 in funzione del peso specifico del terreno. Fu impiegata la sabbia di Nemours con $\gamma = 1,45$ invece che $\gamma = 1,65$ come nelle precedenti esperienze.

I risultati conducono alle seguenti espressioni:

$$\text{Palo } \varnothing 0,027 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 160 \frac{h}{D/4} + 2,25 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

$$\text{Palo } \varnothing 0,0425 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 160 \frac{h}{D/4} + 1,14 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

$$\text{Palo } \varnothing 0,060 \quad \frac{R}{S \gamma D/4} = 160 \frac{h}{D/4} + 1,86 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

La diminuzione del valore di K_2 , K_2' e K_3 dipende dalla densità del terreno che corrisponde ad un angolo φ minore.

Il valore di K_3 corrisponde ai seguenti angoli di attrito

K_3	2,25	1,14	1,86
φ°	33	27	31

In fig. 14-15 è indicata la parabola di equazione

$$\frac{R}{S \gamma D/4} = 160 \frac{h}{D/4} + 1,75 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

che corrisponde al valore medio di K_3 .

Pur essendo soddisfacenti i risultati ottenuti sono meno regolari di quelli della esperienza precedente. Ciò dipende dal fatto che è difficile realizzare una densità uniforme di mano in mano che ci si avvicina alla densità minima e che le esperienze sono influenzate in un certo senso dalle precedenti, perchè l'attrito laterale dipende essenzialmente dallo stato di tensione iniziale. La resistenza di base è la stessa nei tre casi ed è molto vicina a quella ottenuta con $\gamma = 1,65$; ciò indica che sotto l'azione della punta la sabbia si comprime sotto il piano di fondazione e che di conseguenza l'angolo φ aumenta da 33° a 44° .

La terza serie di esperienze fu fatta per determinare la variazione del coefficiente K_3 col variare della natura dell'attrito laterale. Fu sperimentato con sabbia $\gamma = 1,65$ e palo $\varnothing 60$ nei tre casi seguenti:

- a) superficie laterale al naturale (ferro);
- b) superficie laterale lubrificata;
- c) superficie laterale rivestita di carta vetrata;

e si ottennero i seguenti risultati

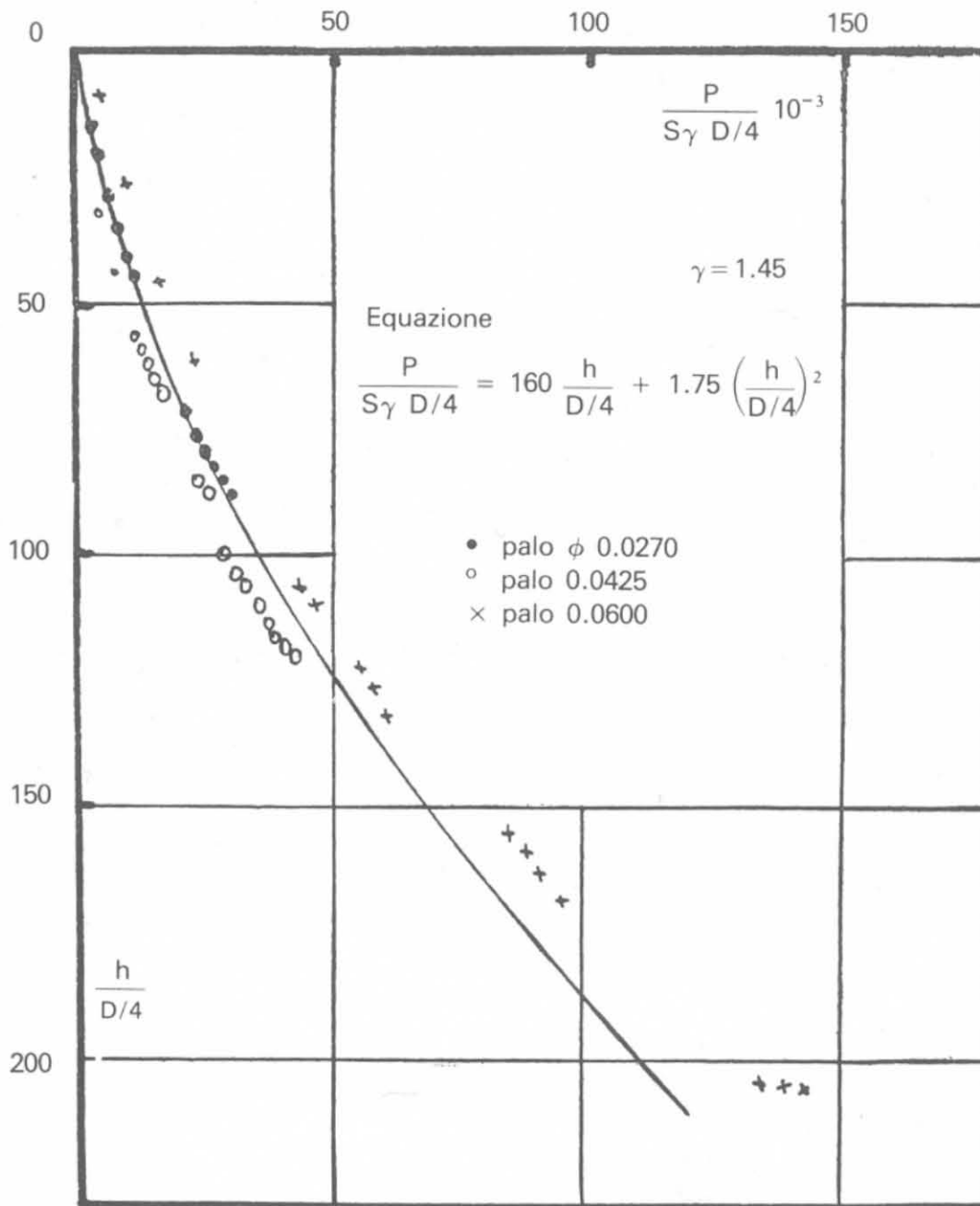


Fig. 14-15.

t)
$$\frac{R}{S\gamma D/4} = 170 \frac{h}{D/4} + 4,6 \left(\frac{h}{D/4}\right)^2$$

b)
$$\frac{R}{S\gamma D/4} = 170 \frac{h}{D/4} + 3,8 \left(\frac{h}{D/4}\right)^2$$

c)
$$\frac{R}{S\gamma D/4} = 170 \frac{h}{D/4} + 3,8 \left(\frac{h}{D/4}\right)^2$$

da cui si deduce che, a meno di errori sperimentali, il coefficiente varia poco con la natura della superficie laterale.

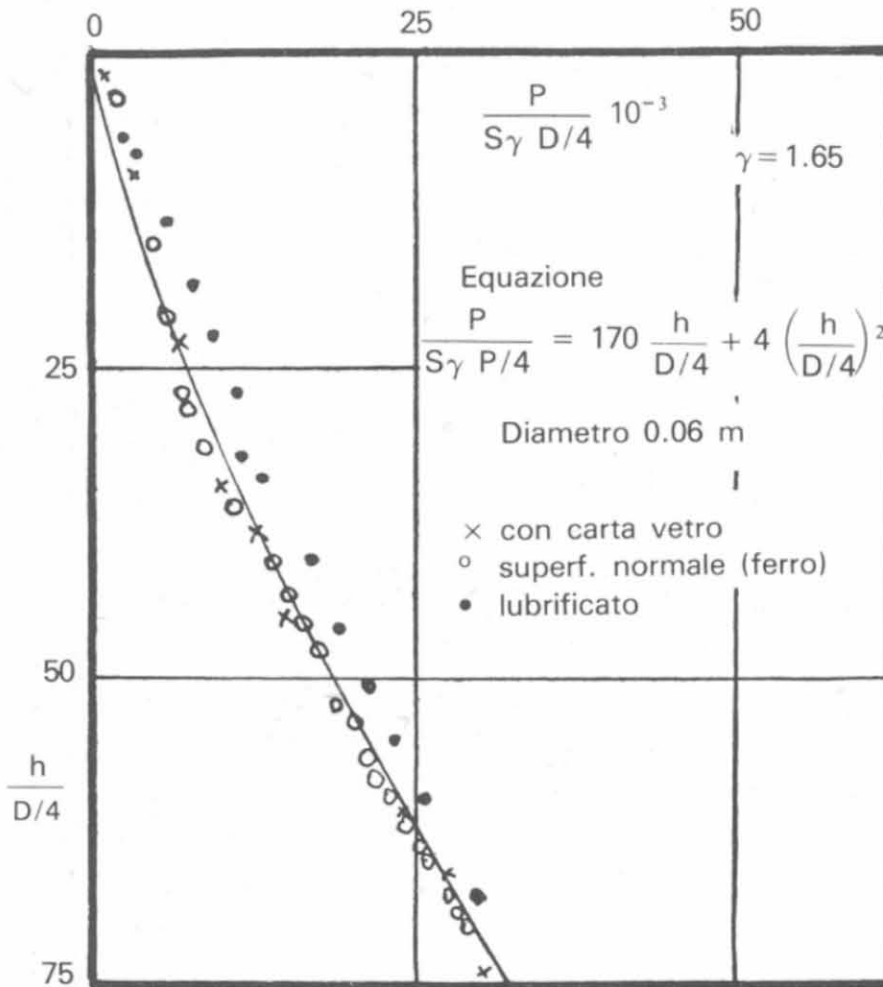


Fig. 14-16.

La sabbia, i cui grani sono dell'ordine di $1/10$ di mm, reagisce in modo indifferente alle asperità del metallo e della carta di vetro. Nella fig. 14-16 è disegnata la parabola di equazione:

$$\frac{R}{S\gamma D/4} = 170 \frac{h}{D/4} + 4 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2$$

Il coefficiente 4 (media tra i tre valori ottenuti) corrisponde a $\varphi = 37^\circ$ ed è inferiore al valore 6,58 ottenuto nella prima serie di esperienze con sabbia di uguale peso specifico. In realtà le due sabbie, secondo gli Autori, non erano identiche provenendo l'ultima da Malesherbes in luogo di Nemours.

Le prove di Caquot-Kerisel hanno permesso di chiarire la relazione esistente tra la resistenza di base e quella di attrito. Gli Autori eseguirono una serie di esperienze caricando il solo piatto P_2 così da esercitare sul palo un carico verticale P da trasmettere alla base tramite il tubo esterno.

Si ottiene in questo modo una certa ripartizione del carico tra base e superficie laterale, pur non essendo certi che questa ripartizione sia quella indicata dalla formula.

Fu scaricato intieramente il piatto p_2 e caricato solo il p_1 : si constatò allora che non vi era avvicinamento fra i due piatti (cioè rottura dell'equi-

librio del terreno al di sotto della punta) se non quando il carico P fosse tale da rendere

$$K_2 K_2' \frac{h}{D/4} < \frac{P}{S \gamma D/4} < K_2 K_2' \frac{h}{D/4} + \frac{1}{3} K_3 \left(\frac{h}{D/4} \right)^2 \quad (14-11)$$

Le esperienze, eseguite sempre con sabbia di Nemours $\gamma = 1,65$ dettero

$$K_2 K_2' = 1,65 \quad \frac{K_3}{2} = 6,6$$

Se ne deduce che il carico P è maggiore della resistenza teorica alla punta e che la supera di una frazione importante della resistenza laterale (dal 40 all'80%).

In una seconda esperienza gli Autori hanno dimostrato che durante l'infissione lo sforzo P è indipendente dalla ripartizione fra la punta e la superficie laterale. Si constatò infatti che spostando progressivamente il carico dal piatto p_2 a quello p_1 fino ad avere su p_2 una piccola frazione della resistenza laterale teorica, non si otteneva alcun riavvicinamento dei piatti.

In altri termini a priori si avrebbe potuto pensare che, ridotto il carico su p_2 ad un valore inferiore alla resistenza teorica R_a , il tubo esterno avrebbe cessato di affondarsi.

Questo non risultò vero: il tubo esterno seguiva la punta e ciò dimostra chiaramente l'interdipendenza e la compensazione che esistono fra i due termini. Fu possibile realizzare una serie di esperienze in cui la distanza fra i due piatti rimaneva costante, mentre il carico su p_2 non era che un quinto della R_a teorica. La resistenza totale in ogni caso era data dal valore globale dell'espressione parabolica considerata.

**COMPORAMENTO GENERALE DEI PALI
CARICO DI PUNTA ED ATTRITO NEGATIVO**

15-1 Comportamento generale dei pali: esempi di calcolo.

Come possiamo allora fissare delle norme di calcolo per una fondazione su pali? Quando può il progettista adoperare una delle tante formule viste e quando invece determinare la possibile resistenza della palificata con criteri del tutto differenti dalla normale applicazione di una formula di portata?

È impossibile fissare una norma generale e la ragione è intuitiva: il palo è un « mezzo » che trasferisce il carico al terreno: la resistenza della fondazione dipende dalla natura del terreno e dal modo di diffusione del carico. Variabile in una infinità di tipi la prima; incerta, spesso, la seconda.

Abbiamo in precedenza illustrato alcune prove: esamineremo altri casi caratteristici che si riscontrano sovente nella pratica e per essi consiglieremo delle norme di calcolo. Esse serviranno da guida al progettista: in casi più particolari e fondazioni molto importanti l'ultima parola spetterà soltanto alla prova di carico diretta sul gruppo di pali.

15-1-1 TERRENO PROFONDO OMOGENEO (*depositi di argilla sabbiosa, argilla non consolidata, ecc.*) ASCIUTTO.

Applicato il carico P (fig. 15-1), il palo tende ad infingersi ulteriormente nel terreno: la resistenza di questo, sotto il piano di base BD , costituisce un certo ostacolo al movimento, ma la maggior parte della reazione è fornita dalla resistenza di attrito lungo il fusto del palo. Il valore del coefficiente di attrito dipende soprattutto dalle caratteristiche del terreno: la natura del palo non influisce in modo preponderante. Naturalmente la resistenza di attrito dipende dalla intensità della pressione normale che varia con la profondità del punto considerato, entro certi limiti. La portanza del palo non dipende soltanto dal coefficiente di attrito, ma dalla resistenza al taglio del terreno circostante: il palo diffonde il carico in una zona di terreno delimitata dalla linea $A B C D A$ e forma con questa porzione un tutto unico: lungo questa

linea può avvenire lo scorrimento se la tensione tangenziale supera quella ammissibile. La linea $A B C D A$ forma il *cono di distribuzione* del carico. In altri termini il carico concentrato P si trasforma, per mezzo del palo, in un carico diffuso su un cerchio di diametro $B D$. L'angolo $B A D$ non è conosciuto esattamente e la linea $A B C D A$ serve a dare una rappresentazione qualitativa e non quantitativa del problema (fig. 15-2). Sul piano $B D$ le tensioni non sono uniformi, ma massime in corrispondenza dell'asse del palo; la curva $B C D$ rappresenta il *bulbo di pressione* del palo. Sul piano di base le tensioni vanno diminuendo man mano che ci si allontana dal centro fino a ridursi a valori trascurabili. È in ogni caso opportuno verificare che la tensione media sia contenuta entro limiti ammissibili.

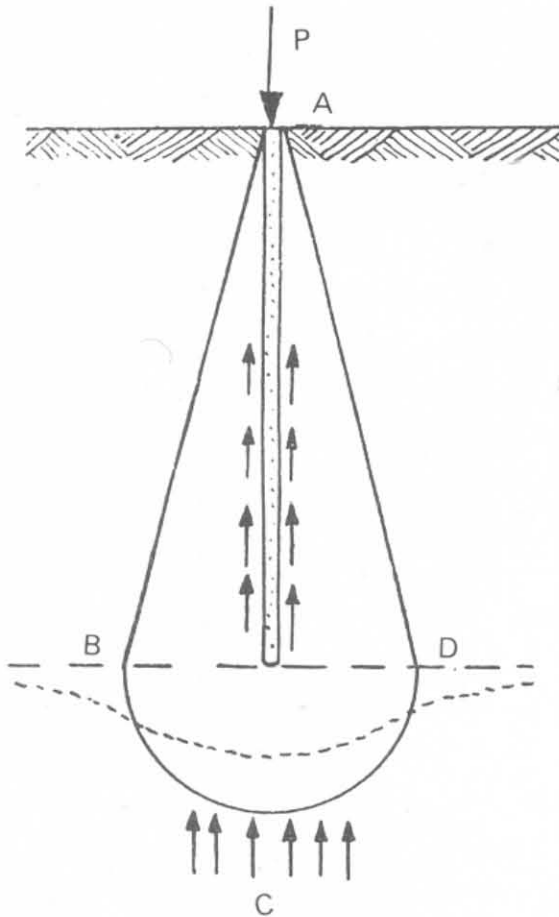


Fig. 15-1.

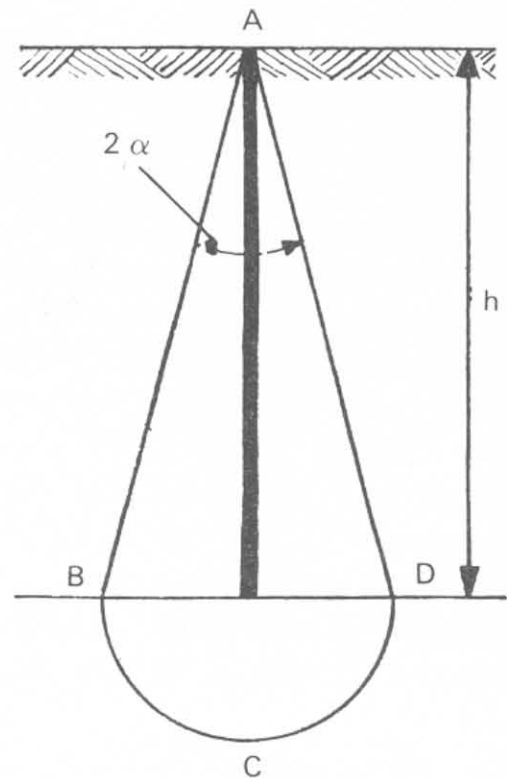


Fig. 15-2.

Una formula empirica indica per l'angolo $BAD = 2 \alpha$ l'espressione:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,54 \sqrt{\frac{D}{h}} \quad (15-1)$$

in cui D è il diametro del palo.

Il diametro BD del bulbo di pressione sarà:

$$\overline{BD} = 2 h \operatorname{tg} \alpha = 1,08 \sqrt{h D}$$

e la pressione media sul piano di base è approssimativamente

$$\sigma_m = \frac{P}{0,92 D h} \simeq \frac{P}{D h} \quad (15-2)$$

cioè uguale al carico P distribuito sulla sezione longitudinale del palo.

Questo valore dovrà in ogni caso essere inferiore al carico ammissibile sul terreno a quella profondità, determinato con una formula di portata. Ad esempio al palo di cui alla fig. 15-3 è immerso in argilla sabbiosa con le caratteristiche φ , γ , f note. Il carico di esercizio sia di 400 kN.

$$D = 0,40 \quad f = 0,20 \quad P = 400 \text{ kN}$$

$$\overline{BD} = 2,35 \quad \sigma_m = 100 \text{ kN/m}^2$$

Carico di rifluimento sul piano BD

$$\sigma_r = \frac{\pi \gamma h}{\cotg \varphi - (\pi/2 - \varphi)} =$$

$$= 338 \text{ kN/m}^2$$

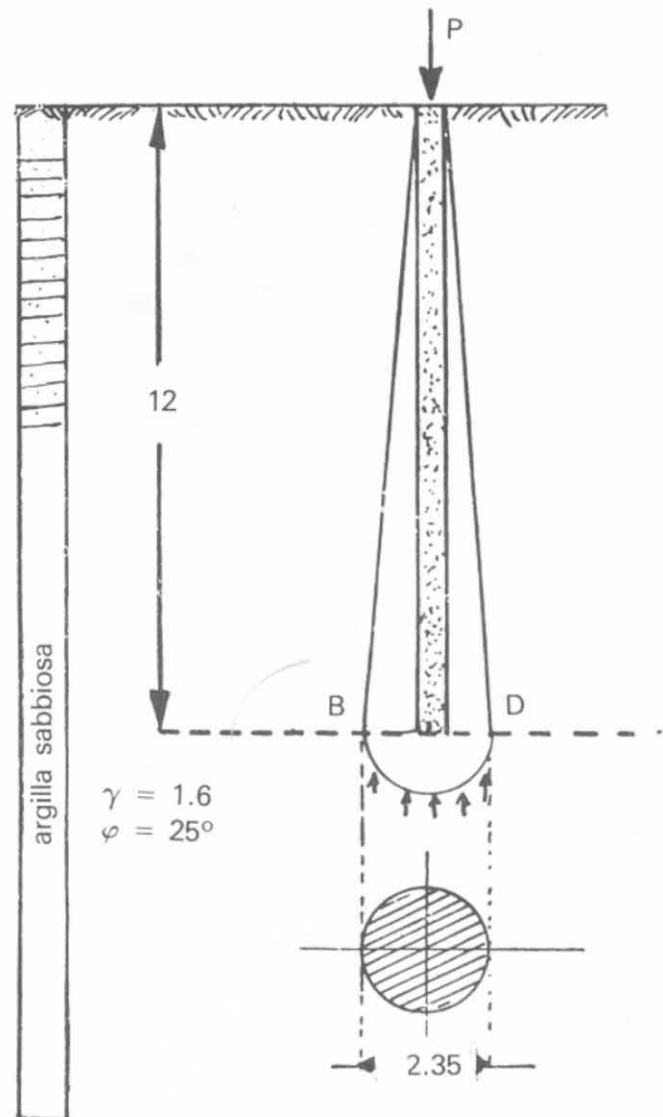


Fig. 15-3.

Il diametro del bulbo di pressione risulta $\overline{BD} = 2,35$ e l'area = 4,3 m². La tensione media sul piano di base è $\sigma_m \simeq 100 \text{ kN/m}^2$.

Confrontiamo questo valore con il carico critico al limite di rifluimento (formula del Froehlich), trascurando la coesione,

$$\sigma_{rf} = \frac{\pi \gamma h}{\cotg \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} = 338 \text{ kN/m}^2$$

Il palo dovrà, in ogni caso, trasmettere al terreno un carico sensibilmente inferiore al carico critico per tener conto sia del fatto che la sollecitazione considerata è quella media, sia dell'aumento causato dalla sovrapposizione dei bulbi di pressione, ciò che si verifica, come vedremo, nei raggruppamenti dei pali.

Il Dunham consiglia per $\text{tg } \alpha$ i seguenti valori:

Natura del terreno	$\text{tg } \alpha$
Argilla molto plastica - sabbia fine	0,10 ÷ 0,083
Sabbia fine asciutta - argilla	0,166 ÷ 0,125
Argilla compatta	0,25 ÷ 0,125

La lunghezza dei pali sarà innanzi tutto proporzionata alla larghezza ed estensione della fondazione, in modo da trasferire il carico agli strati più profondi e quindi resistenti, ma i pali dovranno realmente diffondere il carico al terreno circostante. In questi casi *non è consigliabile l'impiego dei pali trivellati* ed occorre la massima cura nel getto e nel costipamento del calcestruzzo.

Se ben eseguiti e calcolati, tenendo conto della effettiva aderenza, i pali trivellati potranno anche dare dei buoni risultati ma è ovvio che, a parità di carico e di diametro saranno più lunghi dei pali infissi prefabbricati.

Il palo immerso in un terreno ritenuto omogeneo sino a notevole profondità deve la sua portanza, come si è detto, quasi esclusivamente all'aderenza laterale. Questa può essere determinata come indicato nel Cap. XIV dal valore f_0 che nel caso delle argille non sensibili è vicino al valore di c e nel caso di argille molto sensibili ha un limite superiore nel valore della coesione del terreno rimaneggiato. La variazione di f_0 dipende anche dal tipo e modo di esecuzione del palo: per un palo prefabbricato ed infisso l'aderenza è molto vicina a c ; per un palo trivellato (tanto più se la trivellazione avviene con abbondante impiego d'acqua) f_0 è al limite uguale a metà del valore di c .

Citiamo ad esempio (tab. XV-1) alcuni valori di aderenza tra pali trivellati e terreni desunti da prove sperimentali (Mohan e Chandra 1961) in terreno argilloso plastico omogeneo.

TABELLA XV-1.

Terreno		Limite di aderenza a trazione	Fattore di riduzione α
c kN/m ²	Indice di plasticità	kN/m ²	$f_0 = \alpha c$
74	57	33	0,45
73	26-34	39	0,54

In un terreno analogo al precedente furono eseguite prove di trazione su pali trivellati di 22 e 30 cm di diametro e profondità di 2 e 3 metri, con i seguenti risultati:

TABELLA XV-2.

Diametro del palo cm	Profondità m	Limite aderenza in trazione kN/m ²
22	3	78
22	2	43
22	3	75
22	2,3	64
30	3	74
30	2	53

Il valore medio della coesione era di 110 kN/m² sino a 2 m e 125 kN/m² sino a 3 m: il fattore di riduzione risultò pertanto 0,46 e 0,6 rispettivamente con una media di 0,53.

Per determinare il valore di aderenza in prove di *infissione* oltre che di trazione, nello stesso terreno, fu lasciato un vuoto alla base del palo. Si ebbero i seguenti risultati:

TABELLA XV-3.

∅ del palo cm	Profondità m	Carico limite	
		compressione kN	trazione kN
22	3	180	170
22	2	65	60
30	3	225	210
30	2	110	100

Come si vede dalle ultime due colonne i valori concordano notevolmente. In altre prove con un terreno la cui resistenza al taglio variava da 150 a 180 kN/m² ($IP = 36 \div 42$) il fattore di riduzione risultò $\alpha = 0,45$.

I motivi della riduzione dell'aderenza del palo rispetto al valore limite della prova di taglio non drenata (coesione) sono stati indicati più volte, ma è bene qui ricordarlo.

La vera causa è sempre e comunque l'acqua: l'acqua che tanto più quanto maggiore è il livello della falda si raccoglie nel foro attraverso le stratificazioni più permeabili contenute nell'argilla; l'acqua che viene immessa nel foro per facilitare l'esecuzione del palo trivellato; l'acqua che è spinta verso la zona intorno al foro sottoposta a minori tensioni; l'acqua infine che, contenuta nel calcestruzzo fresco oltre la quantità necessaria all'idratazione del cemento, viene ceduta al terreno.

L'acqua riduce sensibilmente il valore della coesione. Alcune esperienze (Mohan 1961) indicano come l'incremento di un punto nella percentuale d'acqua riduca la resistenza a taglio di circa il 20%.

In conclusione si può affermare che per calcolare la portata limite di un palo trivellato in argille medio-compatte, si dovrà assumere per l'aderenza circa *la metà della coesione del terreno indisturbato* lungo il fusto del palo.

15-1-2 TERRENO COMPATTO O ROCCIOSO POSTO IN PROFONDITÀ.

È il caso limite opposto al precedente: quello di *palo appoggiato*. La base del palo appoggia od è incastrata in uno strato resistente ed incompressibile (sabbia, ghiaia, roccia) mentre il terreno sovrastante non offre sufficiente resistenza di attrito. Potremo distinguere due casi: a) il terreno è fortemente compressibile (torba, argilla torbosa) ed il carico quindi è subito trasmesso alla base del palo; b) il terreno è meno compressibile e fornisce in un primo tempo

una certa aderenza (riporti antichi, argille plastiche). Il carico si diffonderà anche per attrito e solo col tempo, per la compressibilità degli strati (e per effetto della sovrapposizione delle tensioni nell'insieme della palificata) l'aderenza verrà superata e il carico sarà trasmesso interamente alla base.

In entrambi i casi il terreno lungo il fusto del palo svilupperà il così detto *attrito negativo* che agirà sul palo in aggiunta al carico trasmesso dalla fondazione.

Tra i due casi limiti ne avremo altri intermedi che chiariremo con degli esempi.

a) Si consideri la fig. 15-4. Il piccolo strato di ghiaia che il palo attraversa, prima di appoggiare sul banco di roccia, produce una certa resistenza di attrito che serve a diffondere più uniformemente il carico sulla base ingrandendo il bulbo di pressione. Il carico ammissibile sul palo è, in questo caso, limitato dalla resistenza specifica del palo e dello strato incompressibile.

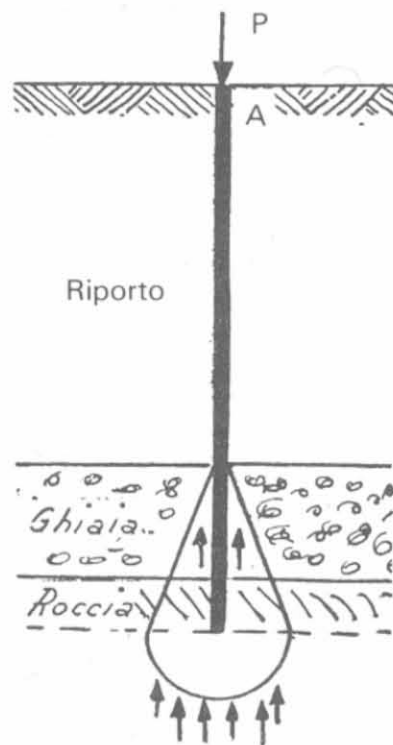


Fig. 15-4.

Teoria ed esperienza escludono, come vedremo, per la generalità dei casi, il pericolo di pressoflessione. Se il palo appoggia direttamente sulla roccia, dopo aver attraversato terreni del tutto inconsistenti, è opportuno incastrare la base per due o tre diametri in modo da essere certi di appoggiare il palo su roccia sana e realizzare una migliore ripartizione del carico. È da escludere, in questo caso, l'impiego delle formule classiche per il calcolo della portata. Se la resistenza dello strato di fondo è uguale o maggiore a quella specifica del palo, la portanza ammissibile è determinata da quest'ultimo, fissato il necessario coefficiente di sicurezza.

In caso contrario, se la resistenza del terreno è inferiore a quella del palo,

la portata può essere determinata dal carico ammissibile sul terreno; come diametro della superficie d'appoggio si può assumere il diametro del bulbo di pressione.

Se non si temono fenomeni plastici nel terreno sotto il piano di posa (ci troviamo ad esempio in presenza di un banco profondo di ghiaia e sabbia), la resistenza del palo può essere determinata dal carico limite di base (con coefficiente di sicurezza almeno uguale a 3) escludendo il termine di attrito laterale.

Esempio: In fig. 15-5 si ha un palo in calcestruzzo di 50 cm di diametro incastrato in un banco di ghiaia asciutta ($\varphi = 35^\circ$) a 11 metri di profondità. La reazione di base è:

$$\sigma = \gamma h N_q$$

$D = 0,50 \text{ m}$

$h = 11 \text{ m}$

$BD = 0,60$

$\phi = 35^\circ \rightarrow N_q = 40$

$A = 0,28 \text{ m}^2$

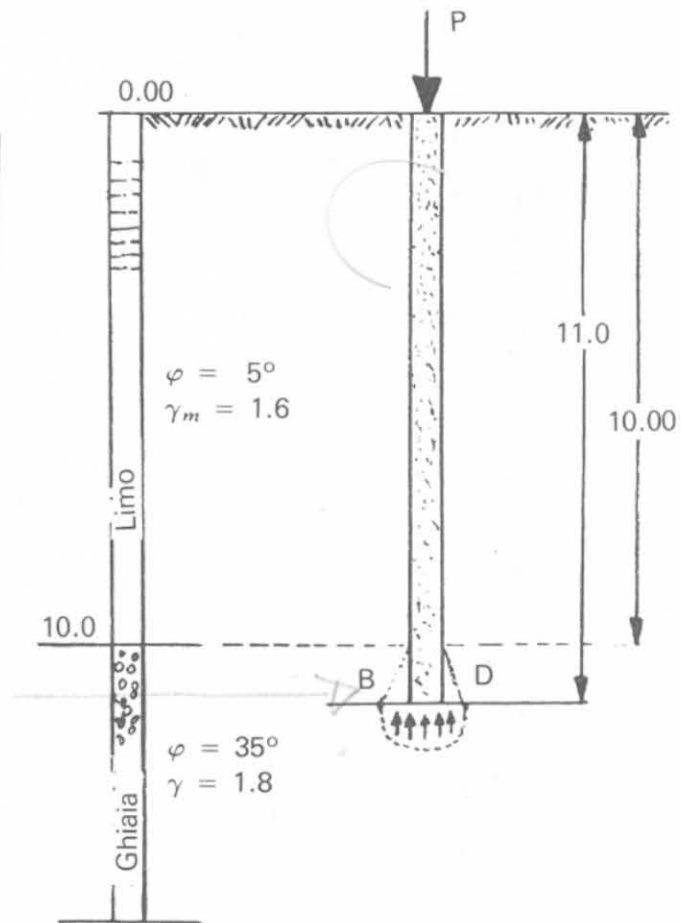


Fig. 15-5.

Con gli elementi noti in figura ed il coefficiente $N_q = 40$ (Terzaghi) si ha:

$$\sigma_c = 8 \text{ MN/m}^2$$

$$R_b = 2,24 \text{ MN}$$

$$R \text{ (ammissibile)} = \frac{2,24}{3} = 0,75 \text{ MN}$$

Il carico unitario sul calcestruzzo risulta di 3800 kN/m² ed è ammissibile.

b) Se il palo è immerso in terreno consistente (argilla sabbiosa, argilla compatta, ecc.) dopo aver attraversato uno strato di riporto la resistenza del palo è formata dall'attrito sulla sua superficie laterale, ma soltanto negli strati inferiori. Lo strato superiore (riporto, torba) non contribuisce (fig. 15-6).

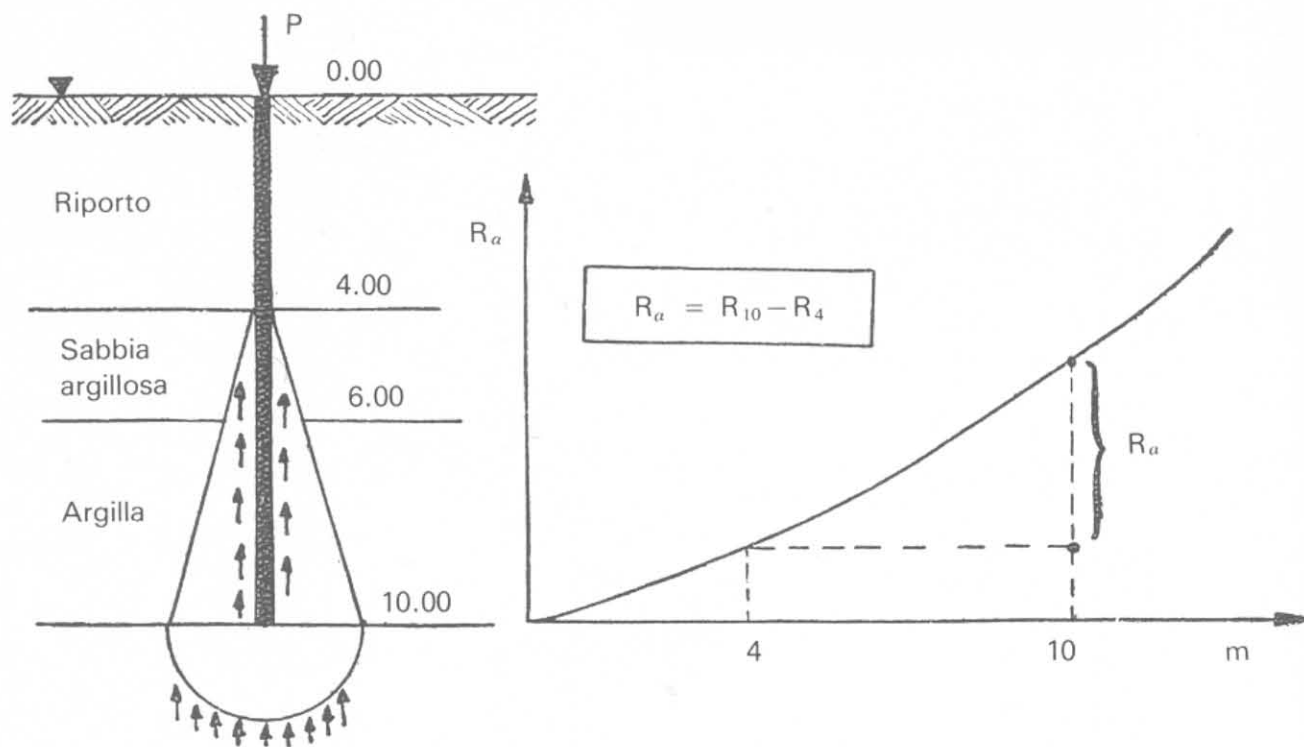


Fig. 15-6.

Nel caso in esame la R_a è data dalla differenza delle due ordinate ($R_{10} - R_4$): si tiene conto, in tal modo, della resistenza di attrito alla reale profondità dello strato resistente, escludendo quella dello strato non reagente.

Il ragionamento è valido anche per casi in cui i pali vengono infissi, o trivellati, a partire da un piano-campagna molto più elevato del piano definitivo di sbancamento. I pali indicati in fig. 15-7 furono eseguiti per necessità costruttive dal piano + 6 rispetto alla quota 0,0 di successivo sbancamento e posa dei plinti.

La prova di carico su uno di essi, eseguita dall'Autore, ha dato i valori indicati in figura: il cedimento permanente, sotto un carico di 750 kN, è risultato di 8 centesimi in millimetro!

Applicata, ad esempio, la formula del Dörr a partire da quota 0 (piano di sbancamento), si ottiene una resistenza di attrito $R_a = 650$ kN e la prova di carico, in queste condizioni ed in terreno analogo, avrebbe certamente dato risultati diversi. Calcolando invece la R_a per differenza tra la resistenza R_{18} ed R_6 si trova:

$$R_{18} = 24 K (h - 6) = 1,3 \text{ MN}$$

$$R_6 = K h^2 = K \cdot 36 = 0,16 \text{ MN}$$

$$R_a = R_{18} - R_6 = 1,14 \text{ MN}$$

circa il doppio del risultato precedente, il che spiega l'insignificante cedimento del palo durante la prova di carico.

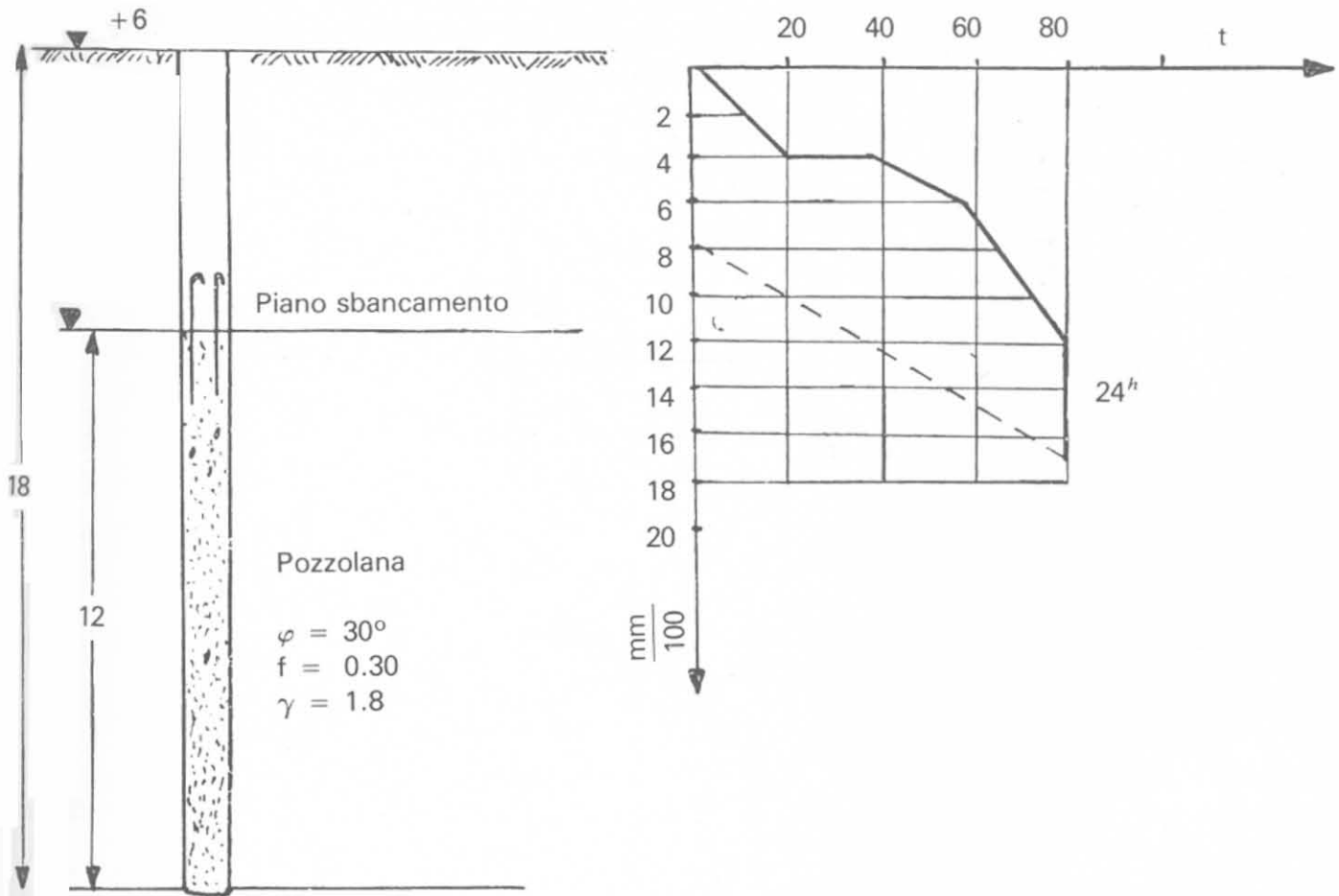


Fig. 15-7.

c) Si abbia un terreno come in fig. 15-8 a; supponiamo che il palo appoggi sullo strato di ghiaia e sabbia e sia stato calcolato come palo appoggiato. Sotto la ghiaia troviamo argilla sabbiosa, indi sabbia grossa. Applicato il carico P , il terreno argilloso nelle vicinanze del punto S può, dopo un certo tempo, consolidarsi.

Lo strato di ghiaia in quel punto cederà di conseguenza e provocherà un abbassamento del palo. Il cedimento può avvenire per il noto processo di consolidamento delle argille, che, sotto il carico, cedono acqua al terreno circostante permeabile. Se sopra e sotto avessimo avuto degli strati assolutamente impermeabili, l'acqua contenuta nell'argilla sabbiosa avrebbe resistito a pressioni elevatissime.

Ma come ci si può fidare in questi casi? È assolutamente consigliabile eseguire pali più profondi (fig. 15-8 b) e raggiungere lo strato di sabbia o di argilla compatta.

d) Il palo attraversa uno strato molto compressibile (torba). — Esaminiamo la fig. 15-9. Il terreno, nei primi metri, offre una certa resistenza di attrito (sabbia argillosa) ma a quota (-6) esiste un banco di 2 m di torba, sotto la quale continua l'argilla che diventa sempre più compatta. Il caso è tipico e

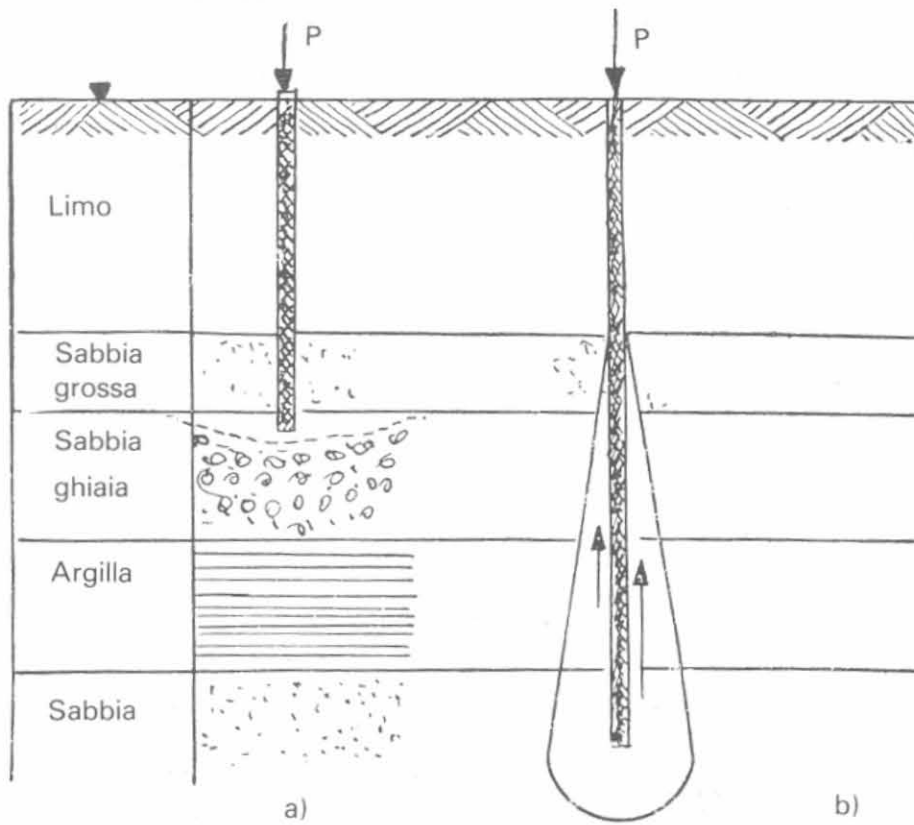


Fig. 15-8.

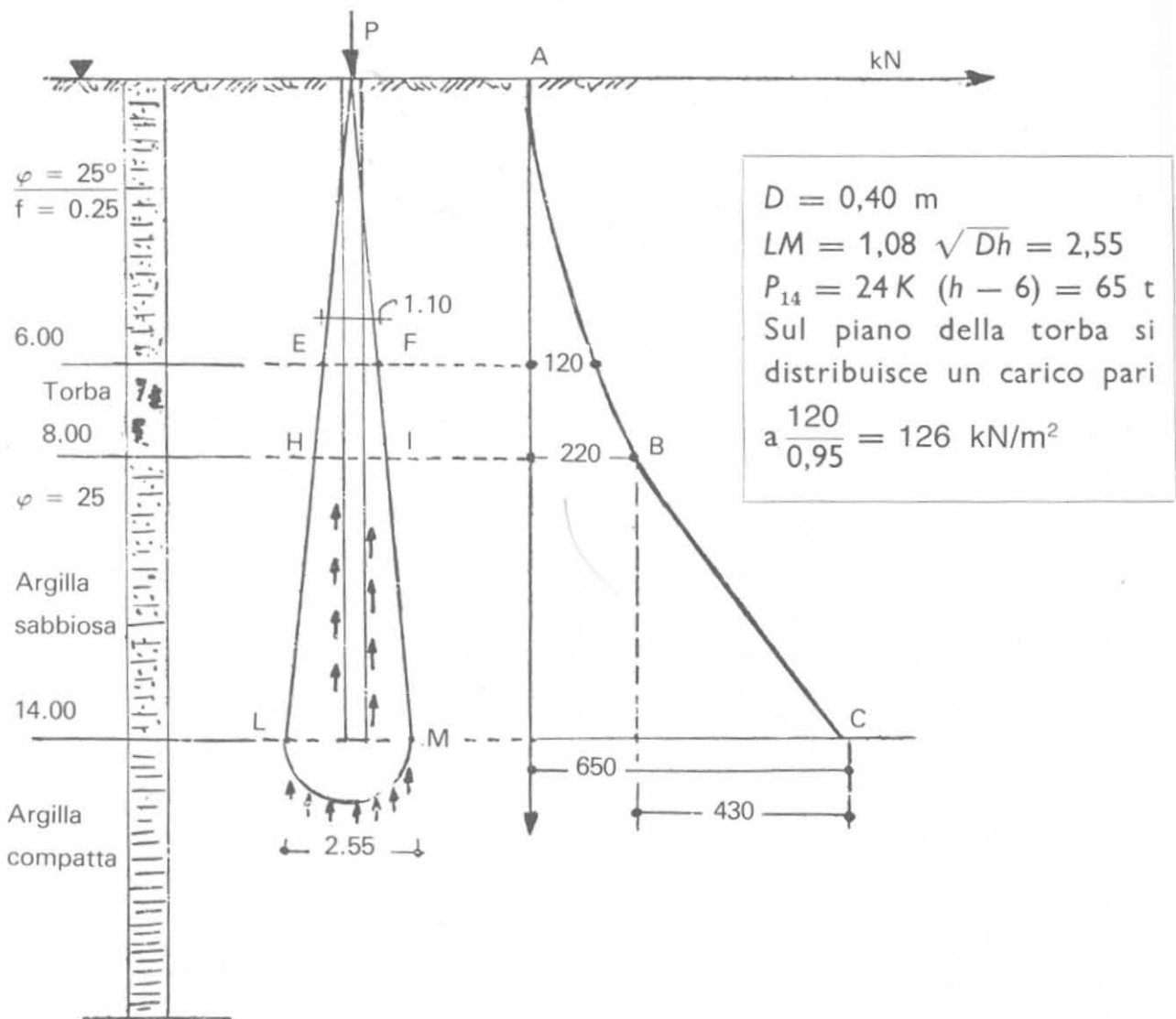


Fig. 15-9.

frequente: invece della torba potremo trovare argilla molto plastica, limo od altro materiale compressibile.

Sia $P = 650$ kN il carico ammissibile, secondo una formula classica, per palo sospeso nell'ipotesi di terreno omogeneo senza la presenza della torba.

Poichè la sabbia argillosa offre una certa resistenza di attrito, il carico si diffonderà al terreno circostante, a partire dal piano campagna. La linea ABC rappresenta la curva di portata del palo: sul piano EF si scaricherà una aliquota del carico totale P , pari a 120 kN come risulta dalla figura. La tensione verticale media su detto piano sarà:

$$\sigma = \frac{120}{0,95} = 126 \text{ kN/m}^2$$

valore troppo elevato per essere sopportato dallo strato torboso. Questo pertanto si consoliderà comprimendosi sotto il carico e trascinando nel suo movimento lo strato superiore di sabbia argillosa. In queste nuove condizioni la resistenza di attrito è fornita al palo solo dallo strato inferiore HL ed il carico P si trasferirà totalmente su questo strato. Il carico ammissibile non sarà più di 650 ma di $650 - 220 = 430$ kN.

Prove sperimentali in sito hanno confermato che il fenomeno è assolutamente generale: *quando il palo attraversa uno strato che non può fornire la reazione di appoggio agli strati superiori, per quanto resistenti essi siano, il carico applicato al palo si trasmette integralmente al di sotto dello strato inconsistente. La capacità portante degli strati superiori è inutilizzabile perchè ne viene a mancare l'appoggio.*

e) Il palo si trova immerso in terreno omogeneo di media o scarsa consistenza ed appoggia su uno strato compatto (galestro, marna, ecc.) di limitato spessore (fig. 15-10). È uno dei casi che possono maggiormente condurre in errore; è indispensabile eseguire una serie accurata di sondaggi per determinare la potenza dello strato roccioso o compatto e valutare, con i metodi e le approssimazioni che vedremo, se esso è sufficiente a resistere allo sforzo di *punzonamento*. Vedremo nel capitolo successivo, sui gruppi di pali, l'importanza di questo punto. Osserviamo per ora che, se lo strato di fondo non ha spessore sufficiente per resistere al carico trasmesso dal palo, è necessario aumentare la lunghezza dei pali sino ad incontrare uno strato resistente.

f) Il palo, prima di raggiungere il terreno consistente, attraversa uno strato notevole di riporto recente (fig. 15-11), che non solo non fornisce alcuna resistenza di attrito, ma produce una *spinta attiva* sul palo (*attrito negativo*). Se il palo non è affondato nel terreno per una lunghezza sufficiente a resistere all'intero carico, cederà sotto il peso della fondazione. L'osservazione è molto importante: citiamo a proposito un caso osservato dallo scrivente.

La fig. 15-12 indica la natura del terreno su cui era fondato, con pali, il fabbricato. Il terreno era più o meno uniforme per tutta l'area interessata dal fabbricato ed i pali risultarono lunghi circa 20 m, cioè appoggiavano, dopo aver attraversato lo strato di riporto, su argilla sabbiosa impura e plastica.

Il carico effettivo su ogni palo era di 400 kN. Il fabbricato a costruzione ultimata cominciò a muoversi inclinandosi.

Esaminiamo la portanza del palo e prescindiamo dallo strato di riporto; calcoliamo cioè la portata del palo tra quota 13 e quota 20, pur tenendo conto del peso di terreno sovrastante.

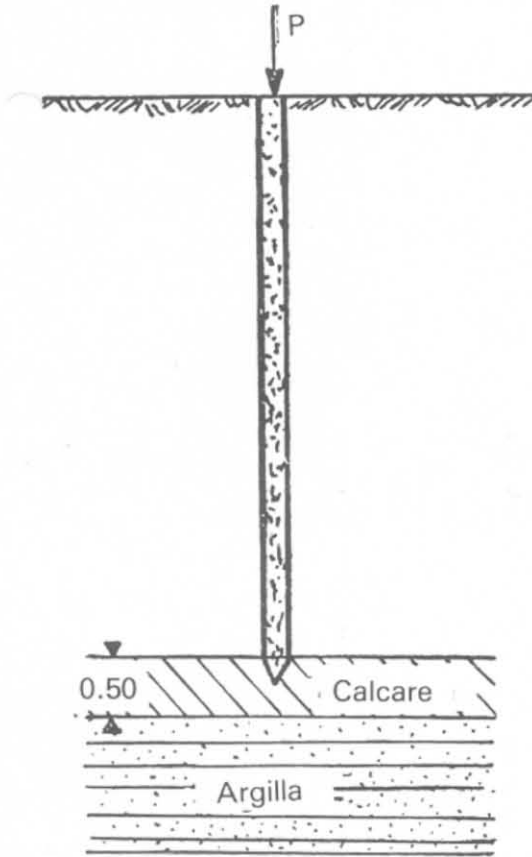


Fig. 15-10.

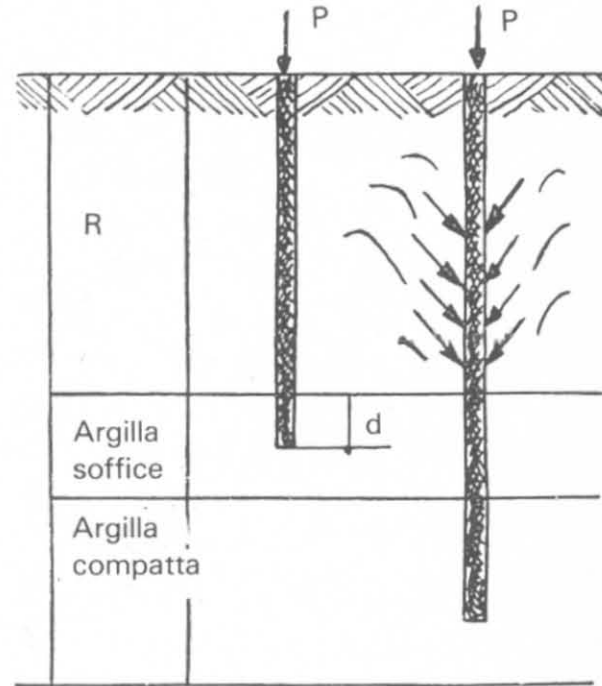


Fig. 15-11.

Avremo con $D = 0,40$; $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 20^\circ$; $f = 0,20$.

$$R_a^{20} = 24 K (20 - 6) \text{ con } K = 5,8 \cdot 0,40 = 2,32$$

$$= 24 \cdot 2,32 \cdot 16 = 89 \text{ t} = 890 \text{ kN}$$

$$R_a^{13} = 24 \cdot K (13 - 6) \text{ con } K = 2,32$$

$$= 24 \cdot 2,32 \cdot 7 = 390 \text{ kN}$$

$$R_a = 890 - 390 = 500 \text{ kN}$$

La sola R_a sarebbe stata sufficiente, in queste ipotesi, a resistere al carico di 400 kN trasmesso dal pilastro. Ed allora quale fu la causa del cedimento? Evidentemente sui pali non gravava il solo carico della costruzione ma anche lo strato di riporto il quale non solo non ha fornito alcuna resistenza di attrito, ma ha agito con la spinta attiva contro i pali. Esaminiamo un plinto di 3 pali; la componente verticale della spinta attiva del riporto può essere valutata in 167 kN a m di parete: immaginando i tre pali iscritti in un prisma di terra, con perimetro uguale a 4,50 m, la componente verticale diventa

$$167 \text{ kN} \times 4,50 = 750 \text{ kN}$$

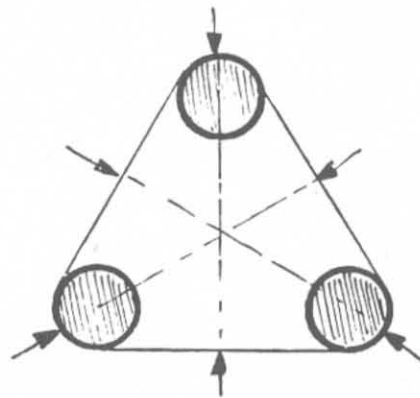
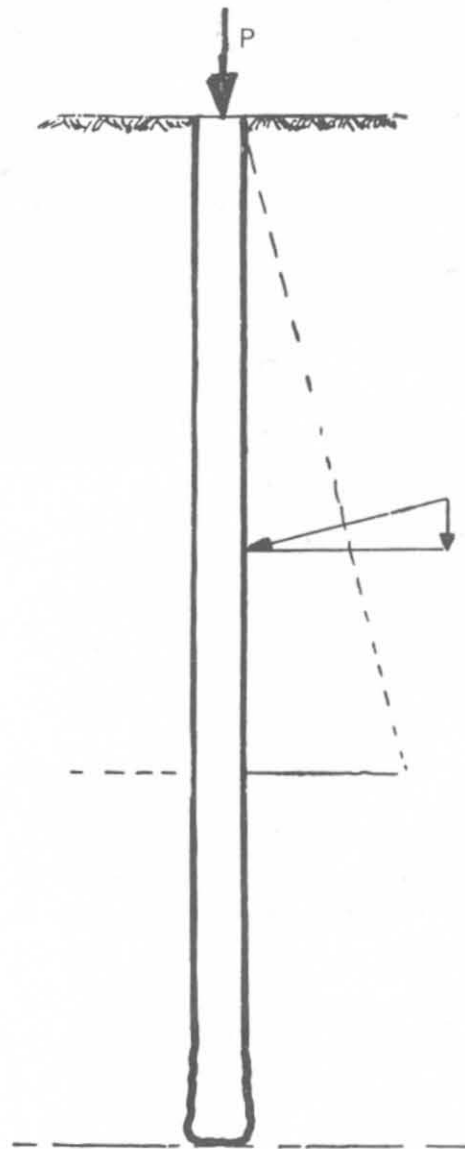
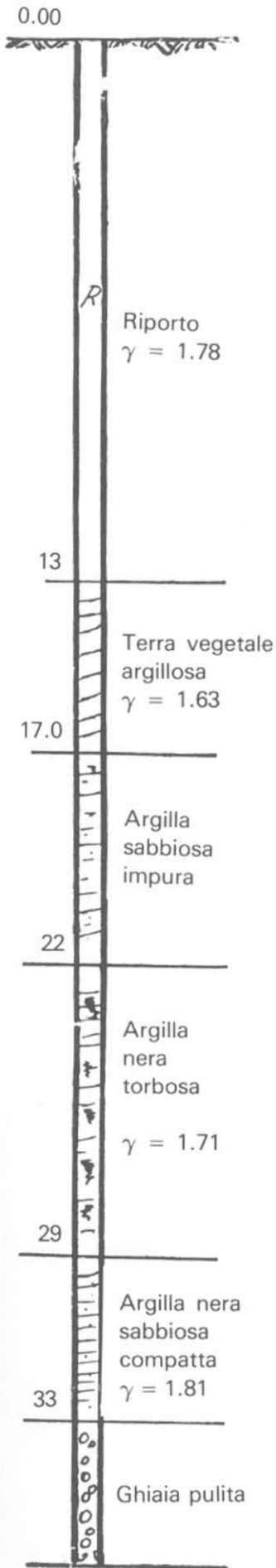


Fig. 15-12.

Pertanto il carico sul gruppo dei pali aumenta da 1200 a circa 1950 kN. La differenza del carico sul piano di base dei pali non va molto oltre l'area circoscritta dai pali stessi: ammettendo una certa distribuzione da quota 13 a quota 20, secondo le formule precedenti avremmo per ogni palo

$$\sigma_m = \frac{R}{D h} = \frac{1950}{0,4 \cdot 7} = 230 \text{ kN/m}^2$$

e nella zona centrale del gruppo dei pali avremo una σ_{max} uguale a 3 volte la σ_m di ciascun palo, cioè pari a circa 700 kN/m².

Paragoniamo ora questa sollecitazione sul piano di base dei pali al carico limite al rifluimento del terreno valutato, ad esempio, con la formula del Froehlich.

Consideriamo però la circostanza che il piano di campagna originario era a quota (—10) rispetto al piano attuale e che il riporto era recentissimo: non possiamo ritenere che il terreno abbia subito a quota (—20) già il costipamento causato dall'intero carico di terra, per cui poniamo nella formula del Froehlich $h = m \ 10$. Essa diventa (prescindendo dalla coesione), per $\varphi = 20^\circ$

$$\sigma_R = \frac{\pi \gamma h}{\cotg \varphi - (\pi/2 - \varphi)} = \frac{\pi \times 16,50 \times 10}{2,74 - 0,43} = 225 \text{ kN/m}^2$$

pari alla sollecitazione media sul piano di base dei pali.

I cedimenti delle palificate dovuti *all'attrito negativo* sono molto più evidenti ed hanno conseguenze immediate e talvolta assai gravi nei casi in cui il terreno circostante la palificata venga sovraccaricato da terrapieni (strade, rinterri, rampe di accesso nei ponti). *È questo un punto che purtroppo viene talvolta trascurato o sottovalutato nel progetto di una palificata.* Un terrapieno alto 3 metri trasmette al sottosuolo un carico uguale a quello di un fabbricato di civile abitazione di 18 metri di altezza!

15-1-3 TERRENI EMINENTEMENTE INCOERENTI, SABBIE E GHIAIE IMMERSE IN ACQUA.

È sconsigliabile l'impiego dei pali trivellati a meno che non vi sia uno strato di terreno resistente per appoggio dei pali, nel qual caso si farà affidamento sulla sola portata di base, senza alcun contributo per aderenza.

Occorre in questi casi che i pali siano infissi nel terreno di base per un tratto almeno *uguale a tre volte il diametro*. L'osservazione è importante: per assumere nel calcolo della portata di base (che in questi terreni costituisce la parte preponderante della portata limite del palo) coefficienti relativi al terreno più resistente, occorre che la base sia *effettivamente immersa* in questo terreno e non soltanto appoggi su di questo. È intuitivo che la profondità di infissione della base è funzione del diametro del palo: come si è detto sono sufficienti in genere tre diametri.

L'esempio che segue chiarirà maggiormente il concetto.

L'Autore ha eseguito una prova di carico su due pali trivellati in Milano, di differente lunghezza: 13 m il palo *A* e 15 m il palo *B*. Quest'ultimo è infisso per circa due metri nel banco di ghiaia e sabbia compatta, mentre il primo appoggia su di esso. La natura del terreno ed i risultati delle prove di carico sono indicati in fig. 15-13 *a*. Nella ipotesi $\varphi = 30^\circ$ si ha $K_3' = 1,88$ e $f_0 = 213$ kN/m² da cui $R_a = 3,35$ MN.

La portata effettiva è stata il 20% della sola resistenza laterale minima, secondo Caquot. Calcolando invece la *sola resistenza di base*, sempre per il palo *A* e per $\varphi = 30^\circ$ si ha:

$$q_o = \gamma h N_q = 18 \times 13 \times 20,37 = 4760 \text{ kN/m}^2$$

$$R_b = 0,11 \times 4760 = 525 \text{ kN}$$

valore assai vicino all'effettivo carico di rottura (fig. 15-13 *a*).

Per il palo *B*, infisso per due metri nello strato compatto la portata di base diventa:

$$q_o \text{ min} = 18 \times 15 \times 20,37 = 5500 \text{ kN/m}^2$$

$$q_o \text{ max} = 18 \times 15 \times 56,95 = 15350 \text{ kN/m}^2$$

da cui

$$R_b \left\{ \begin{array}{l} \text{min } 600 \text{ kN} \\ \text{max } 1680 \text{ kN} \end{array} \right.$$

La prova dimostra che a 800 kN il palo aveva appena raggiunto un cedimento di 4 mm di cui 3 di elastico, senza peraltro arrivare al punto critico (fig. 15-13 *b*).

Nel caso frequente di pali trivellati di grande diametro in terreni alluvionali immersi in acqua (si pensi a tutti i pali per le fondazioni dei viadotti in goleni) il calcolo dell'aderenza può essere fatto utilizzando la formula del Mayer che si limita a considerare l'aderenza sviluppata dal solo peso della colonna fluida di calcestruzzo. Se il palo è immerso in acqua si dovrà assumere per peso specifico del calcestruzzo $\gamma_c = 13$ kN/m³.

È evidente che nel caso di pali diversi dai trivellati, cioè pali infissi prefabbricati o pali gettati in opera con cassaforma battuta (Franki e simili) l'aderenza palo-terreno raggiunge valori più elevati in quanto viene mobilizzata la reazione passiva del terreno stesso. Le prove penetrometriche sono in questi casi necessarie per determinare i valori dei coefficienti.

Illustriamo alcuni esempi di prove in terreni incoerenti.

a) Sono stati provati due pali in sabbia e ghiaia pulita, immersa in acqua: ogni palo è lungo 7 m ed ha una superficie di attrito di 10 m² circa ($A_o = 0,16$).

La resistenza di base è in questo caso

$$q_o = \gamma_v h N_q + \gamma_a h_a$$

essendo $\gamma_a = 1$ e $h_a = 7$ il peso specifico e il livello della falda freatica e $\gamma_v = 1,2$ il peso specifico del terreno immerso in acqua.

CARICO IN kN

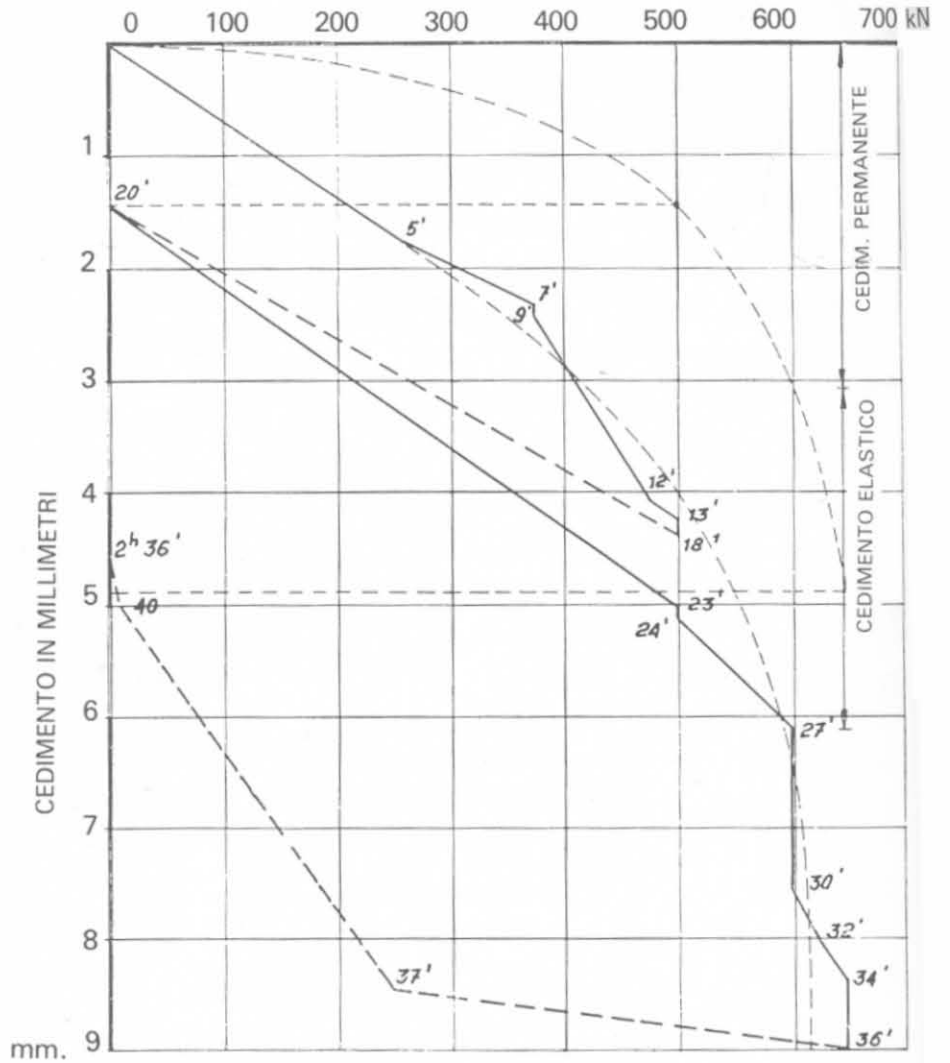
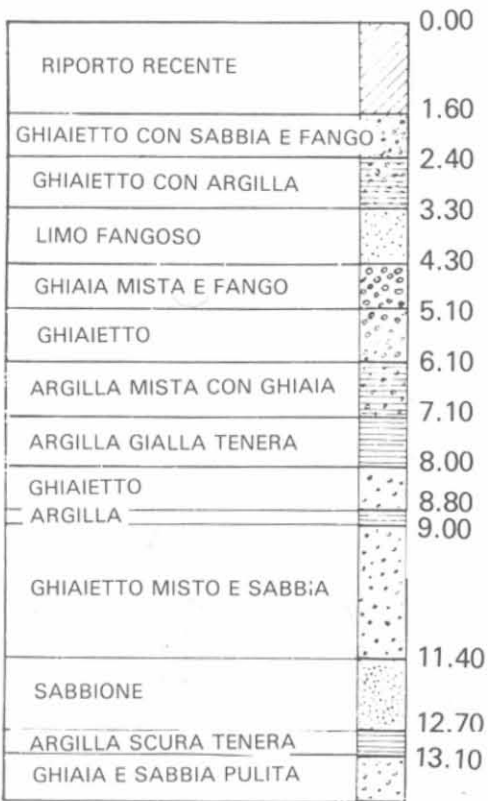


Fig. 15-13 a).

CARICO IN kN

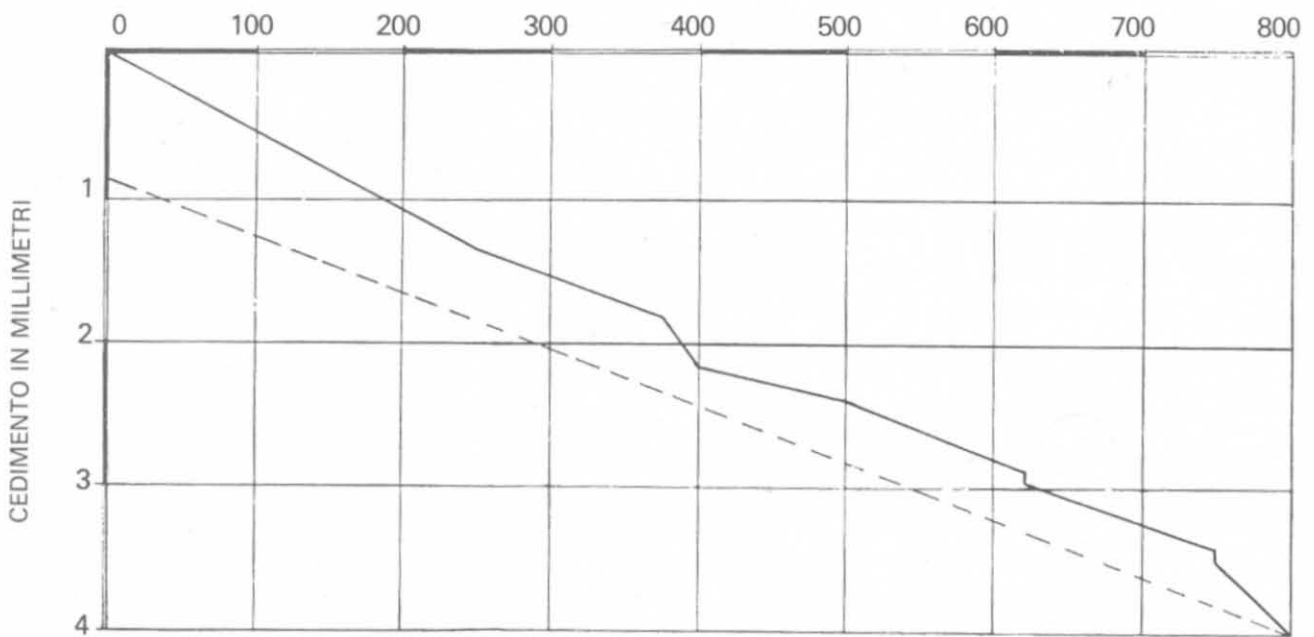


Fig. 15-13 b).

Il carico critico, assai prossimo alla rottura, è stato di 600 kN. Supposta nulla l'aderenza laterale si ha:

$$q_o = \frac{600}{0,16} = 3750 \text{ kN/m}^2$$

e quindi

$$3750 = 12 \times 7 \times N_q + 10 \times 7$$

$$N_q = \frac{3680}{84} = 44$$

Questo valore corrisponde alla massima reazione in un terreno con angolo di attrito φ tra 25° e 30° .

Sembra, anche in questo caso, più probabile che la portanza del palo sia quasi esclusivamente dovuta alla reazione di base, mentre l'aderenza tra la ghiaia e sabbia immersa in acqua ed il calcestruzzo del palo (non pressato) sia presente in minima parte.

Per tener conto dell'attrito laterale dovremmo valutare il coefficiente K_3' funzione di φ e l'incertezza di una corretta valutazione in un terreno incoerente immerso in acqua è determinante ai fini del calcolo. Ricordiamo a questo proposito la serie di prove di carico su pali Wolsholz citata in una nota di Pietkowsky in cui si vede come pali di $7 \div 8$ metri circa in terreni analoghi (sabbia e ghiaia con acqua) sono stati provati a carichi da 600 a 800 kN con cedimenti massimi di 5 mm. Questi pali eseguiti con tubi-forma $\varnothing 305 \div 355$, avevano in media lo spessore di $55 \div 60$ cm ed il calcestruzzo impiegato per il getto superava di 3 volte il volume teorico del tubo-forma.

In queste condizioni è facile pensare che pali trivellati così eseguiti riescano effettivamente a costipare il terreno provocandone la reazione e quindi uno stato di tensioni passivo; non solo, ma le loro frequenti e grosse sbulbature aumentano sensibilmente la portata di base che, in questi casi, non sarà più calcolata come la portata della sola sezione di base, ma dovrà tener conto del contributo degli strati superiori resistenti.

b) La natura del terreno è sabbia argillosa stratificata, con elementi molto fini, abbastanza omogenea per tutta la profondità esaminata. Le prove di laboratorio hanno dato in media

$$\varphi = 35^\circ \quad c = 8 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Il palo ($D = 36$ cm $h = 13$ m $S_o = 13$ m²) è stato sottoposto a tre prove:

- 1°) carico sino a 400 kN;
- 2°) scarico e carico sino a 700 kN;
- 3°) scarico e carico sino a rottura (1050 kN).

Date le diverse modalità della prova anche in funzione del tempo, riportiamo in fig. 15-14 e 15-15 i diagrammi completi dei cedimenti.

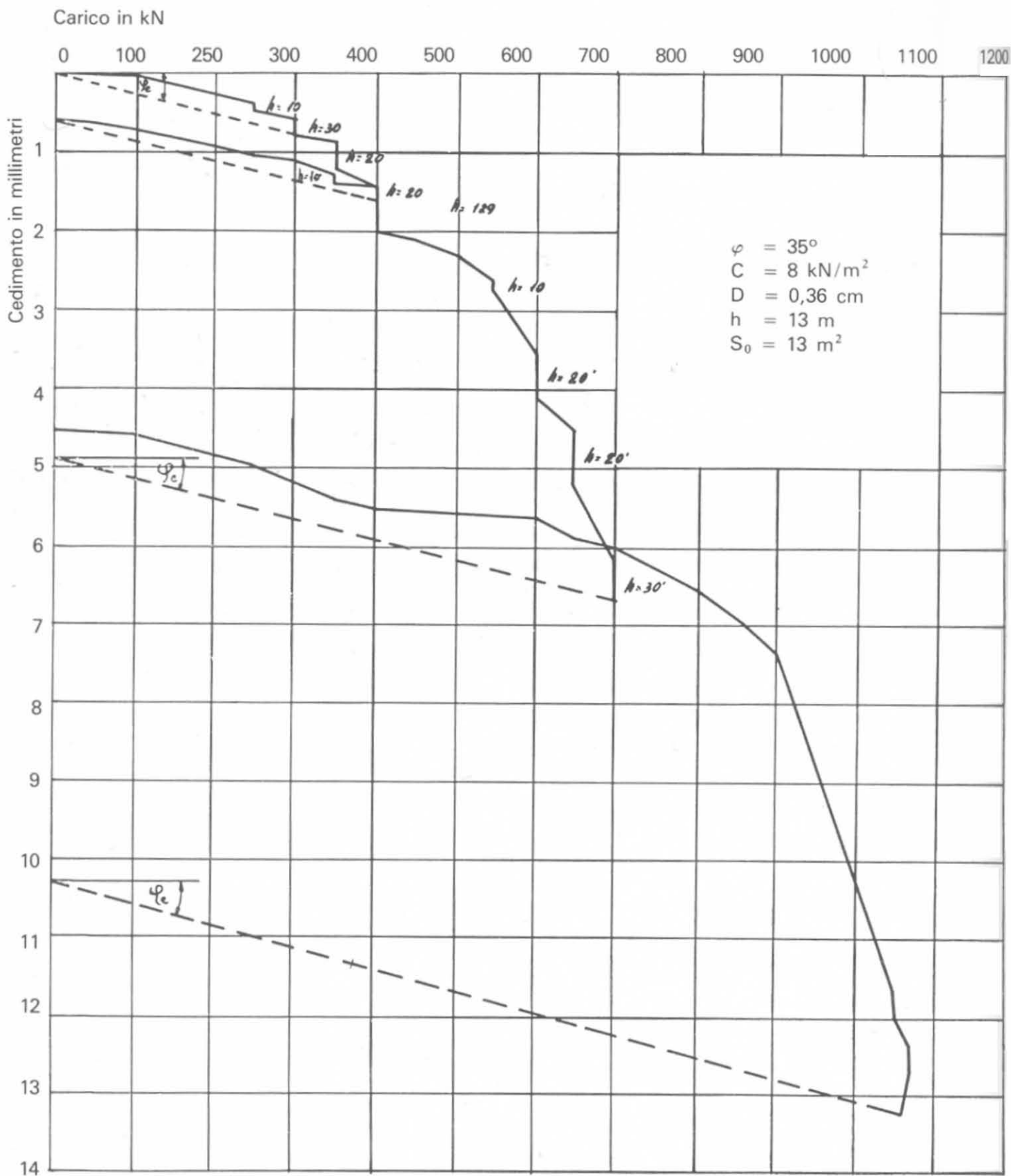


Fig. 15-14 - Terreno argillo-sabbioso.

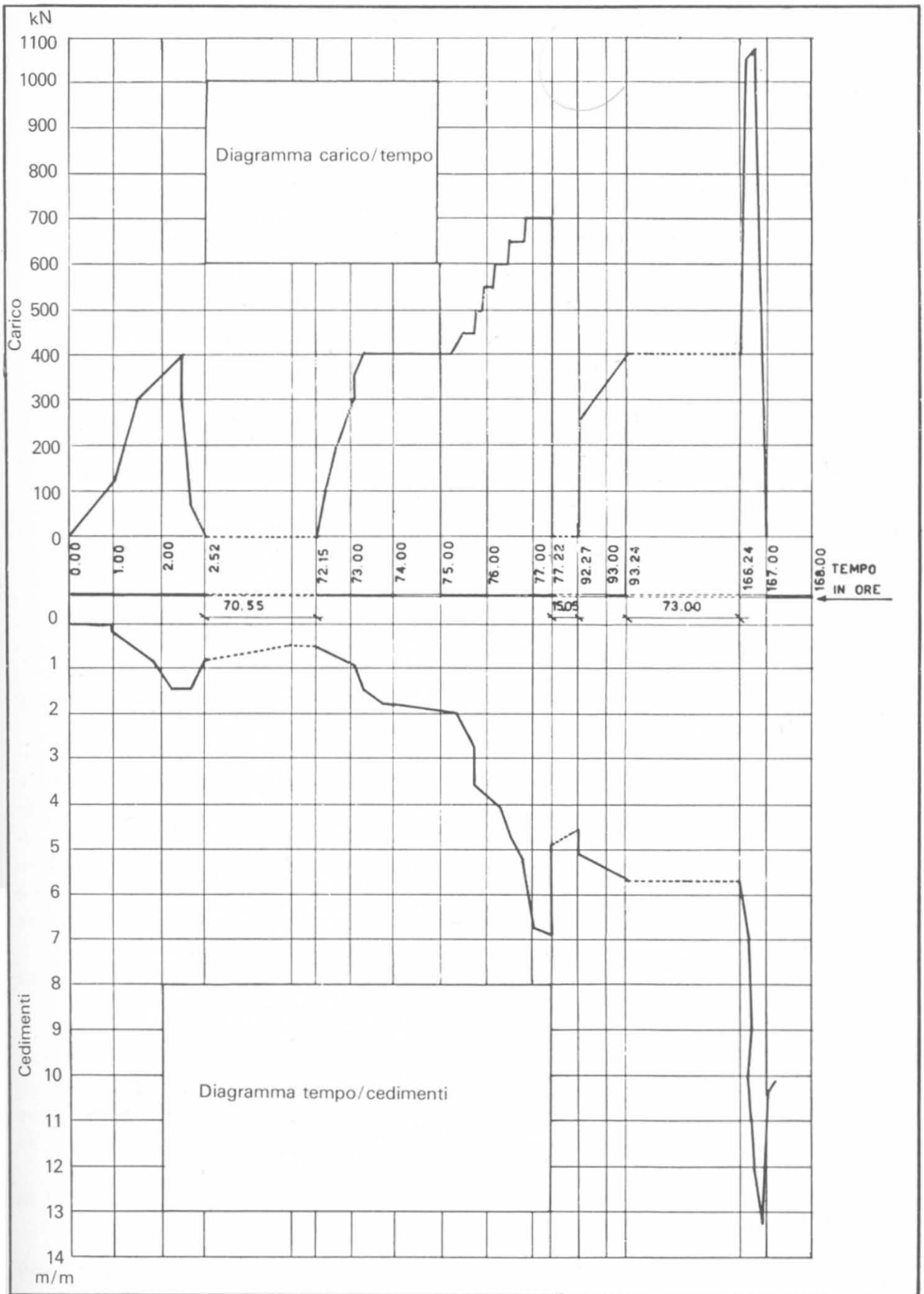


Fig. 15-15.

Applicando le formule di Caquot, per $\varphi = 35^\circ$ avremo:

$$N_{c \min} = 110 \quad N_{q \min} = 38,5$$

per cui

$$q_o = 8 \cdot 110 + 18 \cdot 13 \cdot 38,5 = 9889 \text{ kN/m}^2$$

e

$$R_b = 988,9 \text{ kN}$$

Se come aderenza superficiale consideriamo solo quella fornita dalla coesione, avremo

$$R_a = S_o C K_5$$

$$R_a = 13 \cdot 8 \cdot 7,27 = 755 \text{ kN}$$

Se, invece, pensassimo che lungo il fusto del palo venga mobilizzata tutta la reazione del terreno, avremmo

$$R_a = \frac{S_o}{2} \gamma h K_3'$$

$$R_a = \frac{13}{2} 18 \cdot 13 \cdot 3,27 \simeq 5 \text{ MN}$$

Questi risultati ci confermano come nel calcolo dei pali l'applicazione delle formule teoriche debba essere fatta con grande cautela.

Ritengo che, in questo caso, la reazione del terreno non sia stata mobilizzata ed il palo sia arrivato al carico di rottura quando il terreno, intorno e sotto il bulbo di base, ha raggiunto il carico critico che gli compete. Durante la prova è possibile che il terreno attorno al fusto eserciti una qualche resistenza di attrito fornita dalla coesione, ma una volta superato questo valore ed entrati nel campo delle grandi deformazioni, la sola resistenza in azione è quella di base che aumenterebbe sino ai valori massimi se spingessimo le prove di carico sui pali sino ad ottenere notevolissimi cedimenti.

c) La natura del terreno è la seguente:

da 0 a —7: sabbia argillosa giallo-compatta;

da —7 a —11: sabbia fine azzurra con limo ed acqua;

da —11 a —13 ed oltre: sabbia pulita immersa in acqua.

Nello stesso cantiere sono state eseguite:

A) una prova su un palo trivellato con tubo-forma \varnothing 420 lungo 13 m gettato normalmente con la benna;

B) una prova su un palo trivellato con tubo-forma \varnothing 530 pressato con aria compressa, lungo 16,50 m;

C) una prova su un palo prefabbricato, centrifugato, infisso con maglio, lungo 7 m.

Dall'esame della prova sui pali trivellati si deduce

	A_o (m ²)	S_o' da 0 a —7 m ²	S_o'' da —7 alla base m ²	Carico critico		Carico rottura	
				kN	mm (¹)	kN	mm (¹)
Palo A	0,14	9,25	7,90	150	3	350	20
Palo B	0,22	11,70	15,80	400	5	600	15

(¹) Cedimento corrispondente.

Il terreno sotto i 7 m è immerso totalmente in acqua e del tutto incoerente: prescindiamo totalmente dall'attrito e supponiamo che l'intero carico critico venga sopportato dal fusto del palo immerso nel primo strato di sabbia argillosa compatta.

Avremo:

$$\text{palo A; } f_o = \frac{150}{9,25} = 16,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{palo B; } f_o = \frac{400}{11,7} = 34 \text{ kN/m}^2$$

il che corrisponde ad uno stato di tensione nel terreno caratterizzato da:

$$\bar{k}_s = \frac{f_o}{\frac{1}{2} \gamma h \operatorname{tg} \psi} = \begin{cases} \text{palo A} = 0,735 \\ \text{palo B} = 1,54 \end{cases} \quad (\text{supposto } \operatorname{tg} \psi = 0,35)$$

Per il palo prefabbricato si è ottenuto invece un valore superiore a 3, che caratterizza lo stato di reazione del terreno.

È importante notare la grande differenza tra i valori di \bar{k}_s nei pali A e B, giustificata se si tiene presente che per il palo B il tubo-forma è stato infisso *senza trivellazione, per alcuni metri, con la sola battitura del maglio sul fondo del tubo* ed il calcestruzzo è stato pressato contro le pareti del foro. Una volta superata la reazione fornita dal terreno intorno al fusto, al palo non rimane che la resistenza di base e questa per i due pali ($\varphi = 30^\circ$ $N_q = 20,37$) è

$$q_q^A = (18 \times 7 + 12 \times 6) 20,37 + 60 = 4080 \text{ kN/m}^2 \text{ circa}$$

$$q_q^B = (18 \times 7 + 12 \times 9,5) 20,37 + 95 = 4900 \text{ kN/m}^2 \text{ circa}$$

e quindi

$$R_b^A = 570 \text{ kN}$$

$$R_b^B = 1080 \text{ kN}$$

In realtà i carichi effettivi di rottura sono stati inferiori ma il rapporto tra i due carichi, sia il teorico che l'effettivo, è dello stesso ordine di grandezza, e ciò dovrebbe significare che in entrambi i casi i due pali hanno avuto lo stesso comportamento. Il valore eccessivo della R_b teorica dipende senz'altro da una *errata valutazione dell'angolo di attrito*, non determinato da prove di laboratorio o da dati penetrometrici.

d) Chiudiamo questa serie di esperienze citando un caso pubblicato dalla Franki in cui è evidente l'effetto di costipamento prodotto dai pali di questo tipo in terreni sabbiosi.

Per studiare l'aumento di compattezza in un terreno sabbioso dovuto all'esecuzione di pali Franki sono state eseguite ad Anversa le prove seguenti:

- 1) esecuzione di due « prove di penetrazione » per la misura diretta della resistenza specifica di punta e dell'aderenza nel terreno vergine;
- 2) esecuzione di un sondaggio per la determinazione della natura del terreno che è risultato costituito da diversi strati di sabbia con un solo strato di torba (da 8,65 m a 9,50 m). Il livello freatico era a 2,60 m dal piano campagna;
- 3) esecuzione di 4 pali Franki di 520 mm di diametro con interasse di 1,50 m.

I pali erano disposti ai vertici di un quadrato.

I due saggi di penetrazione erano uno al centro del quadrato, l'altro alla metà di un lato del quadrato stesso.

Questi pali, eseguiti con il procedimento normale avevano rispettivamente un volume di base di 0,360, 0,330, 0,360 e 0,400 m³;

- 4) esecuzione di due prove di penetrazione a 10 cm di distanza dagli assi delle prime prove cioè a una distanza tale da trovare un terreno identico pur evitando la zona perturbata dalle prove di penetrazione precedenti.

Il paragone tra i diagrammi delle prove di penetrazione fatte prima e dopo della battitura ha dimostrato il forte aumento di compattezza e di resistenza del terreno dovuto alla battitura. In uno dei due ad esempio si è notato che la resistenza di punta a 10 m di profondità passa da 9000 a 34000 kN/m² e a 6 m di profondità da 1000 a 24000 kN/m². Si è visto inoltre che a 9 m di profondità l'aumento di compattezza è molto piccolo; questo è dovuto al fatto che si attraversa lo strato di torba di scarsa densità che l'esecuzione normale del fusto non è sufficiente a render compatta.

Le curve della resistenza di alcune prove si fermano a 9,50 m di profondità e ciò perché lo sforzo massimo di penetrazione (resistenza totale) è limitato a 100 kN e l'aumento di compattezza del terreno dovuto alla base espansa si fa già fortemente sentire a 9,50 m ed ha impedito all'apparecchio di misura di penetrare più profondamente.

15-1-4 CONCLUSIONI.

A conclusione di queste note ci preme insistere su alcune osservazioni di carattere generale:

a) nel calcolo della portata dei pali trivellati in argilla è *sconsigliabile* l'uso della formula del Dörr o di altre formule statiche per le quali occorrerebbe assumere un angolo ed un coefficiente di attrito del tutto convenzionali;

b) se l'argilla non è sensibile l'aderenza superficiale (f_0) da assumere nella formula $R_a = S_0 f_0$ può essere quasi *uguale* a c . Se l'argilla è soggetta a rammollimenti il valore di f_0 è al limite uguale a *metà* del valore di c ;

c) la resistenza unitaria di base può essere uguale a $q_u = 9c + \gamma h$ sempre che il palo sia infisso per una certa profondità nello strato considerato. Diversamente dovremo assumere un valore inferiore di c od un coefficiente $N_q < 9$;

d) la portata di un gruppo di pali è sempre inferiore alla somma delle portate dei singoli pali. Per un gruppo di tre pali si è riscontrata una diminuzione del 15% circa, il che corrisponde grosso modo alla diminuzione di resistenza dovuta al rimaneggiamento dell'argilla;

e) la velocità di carico, cioè il tempo intercorso per sottoporre il palo al carico massimo, influisce sempre sui risultati della prova. Il cedimento permanente di un palo caricato a 600 kN in 6 ore e 30' è stato circa 3 volte superiore al cedimento di un palo analogo sottoposto allo stesso carico in 11 ore.

In ogni caso e per qualunque tipo, il palo non va considerato come un elemento a sè stante ma come facente parte di tutta una fondazione che *deve resistere nel suo complesso* al carico della soprastruttura.

La progettazione di una fondazione difficile è carica di responsabilità perchè le conseguenze che possono derivare da una errata progettazione sono in molti casi incalcolabili anche quando non arrecano lutti e dolori. E più delle volte l'errore sta nell'errata interpretazione dei fenomeni, nella mancata valutazione in termini tecnici dei problemi della fondazione. Molte volte l'errore è proprio questo: nel non ritenere che esista un « problema » ma che sia sufficiente aver messo dei pali sotto i pilastri! Si dimentica il comportamento delle argille, non si valuta l'influenza dei sovraccarichi trasmessi da terrapieni limitrofi, si trascura il fenomeno dell'attrito negativo, si considera una resistenza di aderenza che non esiste.

Ho cercato di indicare a grandi linee i metodi di calcolo da impiegare nella progettazione di una palificata. Concluderò parafrasando il Dhunam: *essi vanno usati col giudizio di ingegneri e non in luogo di esso.*

15-2 L'attrito negativo.

15-2-1 GENERALITÀ.

Nel corso del paragrafo precedente abbiamo più volte fatto ricorso all'espressione *attrito negativo* e riportato un esempio di calcolo. Desidero insistere sull'argomento poichè questo fenomeno è veramente una delle cause principali in tutti i cedimenti di palificate eseguite in terreni molto compressibili.

Lo scrivente ha esperienze dirette per aver progettato ed eseguito alcuni

consolidamenti di sottofondazione con pali in ferro ad elementi pressoinfissi, in fabbricati il cui cedimento differenziale aveva raggiunto valori impressionanti in seguito alla costruzione di rilevati stradali fiancheggianti un solo lato del fabbricato.

Per *attrito negativo* si intende una forza che si sviluppa attraverso l'aderenza palo-terreno ed è diretta ad aumentare per *trascinamento* il carico sul palo stesso.

Questo può essere sovraccaricato al punto tale da infiggersi ulteriormente nel terreno. L'attrito negativo può svilupparsi anche in seguito all'abbassamento della falda freatica: l'incremento delle tensioni effettive e di conseguenza il consolidamento del terreno sviluppa intorno al palo uno stato di forze negative.

In un *terreno coerente* l'azione di trascinamento del palo verso il basso è causata da una forza uguale a

$$S_n = \pi D h_n c_n \quad (15-1)$$

dove h_n indica l'altezza dello strato che sta cedendo e c_n il valore dell'aderenza che si sviluppa tra palo e terreno.

In un *terreno incoerente* l'attrito negativo è sviluppato dalla spinta che si manifesta sulla superficie del palo moltiplicata per il coefficiente di attrito. In altri termini se K_n è il coefficiente di spinta ed f_n quello di attrito al limite uguale a $\text{tg } \varphi$ avremo

$$S_n = \frac{1}{2} \gamma h_n^2 \pi D K_n f_n \quad (15-2)$$

Nel caso di un gruppo di pali (fig. 15-12) l'attrito negativo sviluppatosi può essere calcolato sul perimetro di ogni gruppo di pali (Terzaghi e Peck, 1967).

Nel caso in cui il palo ceda nello strato portante in seguito all'applicazione del carico ed all'attrito negativo vi è un punto del palo stesso, che Terzaghi chiama *punto neutro*, sopra il quale il terreno si muove verso il basso rispetto al palo ed al di sotto del quale è il palo che muove verso il basso rispetto al terreno. Elaborati studi teorici su questo punto sono stati pubblicati da Buisson, Ahu e Habit (1960) e da Zeevaert (1960) ⁽¹⁾.

Bjerrum e Johannessen (1965) ritengono di poter valutare l'attrito negativo sviluppatosi lungo il fusto di pali in ferro, ad ogni profondità, moltiplicando la pressione effettiva γh in quel punto per il coefficiente $K \text{tg } \varphi'$ che nelle prove eseguite in più zone della Norvegia risultò variare entro ristretti limiti (0,20-0,25).

Il coefficiente $K \text{tg } \varphi$ varia in limiti abbastanza ristretti assumendo per K il coefficiente di pressione neutra o di riposo $K = 1 - \text{sen } \varphi$ (Jakj); il prodotto $(1 - \text{sen } \varphi) \text{tg } \varphi$ varia da 0,20 a 0,29 per φ compreso tra 15° e 30° . Per

⁽¹⁾ L. ZEEVAERT, "Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction", Mexico Proc. Pan. Am. Conf., 1960.

strati di terreno molle in assenza di elementi più precisi il prodotto $K \operatorname{tg} \varphi$ è ritenuto uguale a 0,25 per cui il valore unitario del taglio alla profondità h lungo il fusto del palo può essere valutato

$$\tau = 0,25 \sigma_h'$$

essendo σ_h' la pressione verticale media alla profondità h tenuto conto della presenza dei pali, pressione che è inferiore al valore σ_h in assenza di pali.

L'attrito negativo massimo per un palo a sezione circolare si verifica nell'ipotesi (Zeevaert) che la presenza dei pali non provochi alcuna diminuzione della tensione verticale nel terreno per cui

$$S_n = K \operatorname{tg} \varphi \pi D \int_0^h \sigma_h d h$$

$$S_n = K \operatorname{tg} \varphi \pi D \left(\sigma_h \cdot h + \frac{\gamma h^2}{2} \right)$$

A titolo di esempio consideriamo un palo isolato con diametro $D = 0,5$ m che attraversi uno strato molle $h = 10$ m con $\gamma = 10$ kN/m³ sottostante un riporto che a sua volta trasmette il sovraccarico $\sigma_h = 100$ kN/m².

L'attrito negativo massimo risulta:

$$S_n = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,50 \left(10 \cdot 100 + 10 \cdot \frac{100}{2} \right) = 589 \text{ kN}$$

15-2-2 PROVE SPERIMENTALI.

Bjerrum e Johannessen (1969) hanno continuato la serie di esperienze in Norvegia su pali in ferro appoggiati su roccia attraverso strati profondi molto compressibili. A Sorenga (Oslo) un palo di prova del diametro di 47 cm lungo 53 m venne infisso attraverso uno strato di circa 40 m di argilla marina normalmente consolidata. Dopo l'infissione e prima dell'inizio delle osservazioni il terreno venne sovraccaricato con oltre 10 m di riporto. A distanza di 5 anni il cedimento dell'area circostante fu di 200 cm e l'attrito negativo sul palo di 4 MN. La sollecitazione sul ferro raggiunse il limite di rottura vicino alla base che si affondò nel terreno roccioso di circa 15 cm.

La prova di Sorenga rappresenta probabilmente il più grave caso di attrito negativo che sia stato osservato.

Gli Autori hanno eseguito una serie di esperienze con pali così detti *lubrificati* rivestendo il tubo di ferro con uno strato di 1 mm di bitume. Per evitare la rottura del rivestimento durante la fase di infissione il diametro della base del palo fu maggiorato di 10 cm rispetto al diametro del fusto; nell'interspazio fu colata una miscela di acqua e bentonite al 12%.

L'attrito negativo su un palo di prova uguale al precedente ma privo di rivestimento risultò di 1,2 MN: la tensione nel ferro raggiunse 180 MN/m², l'accorciamento elastico fu di 10 mm e l'ulteriore cedimento del palo risultò di 20 mm.

Su tutti i pali rivestiti in bitume come sopra indicato, a base allargata, si osservò un attrito negativo di circa 100 kN cioè meno del 10% del valore precedente.

Nel periodo di due anni e mezzo di osservazioni non si notarono che leggere oscillazioni stagionali.

Endo, Kawasaki ed altri (1969) hanno eseguito una serie di esperienze su quattro pali in ferro per un periodo di oltre due anni di osservazioni in una zona vicino a Tokyo, dove era stato osservato un cedimento di 8 cm all'anno dovuto al consolidamento di strati profondi per l'azione di pompaggio per scopi industriali. Il terreno dopo un riporto di 2 m risultò formato da uno strato di 7 m di sabbia limosa seguita da un banco di *silt* molto soffice, sino a 39 m di profondità; al di sotto uno strato di 4 m di terreno molto compatto e poi sabbia. La falda freatica era posta a circa 1,50 m dalla superficie. I pali di prova erano in ferro di 609 mm di diametro e 9,5 mm di spessore, così distinti:

- a) palo verticale a base chiusa $l = 43$ m;
- b) palo inclinato di 8° a base chiusa $l = 43$ m;
- c) palo verticale a base aperta $l = 43$ m;
- d) palo verticale a base chiusa $l = 31$ m.

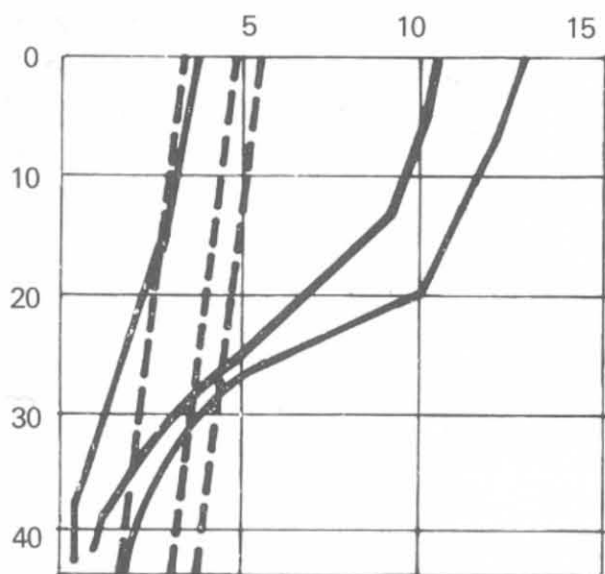


Fig. 15-16.

I primi tre pali hanno la base appoggiata sul terreno compatto mentre il quarto realizza un palo *sospeso*. Poiché non fu applicato alcun carico in testa le sollecitazioni misurate erano esclusivamente dovute all'attrito negativo. In fig. 15-16 sono indicati ad esempio i cedimenti del terreno e del palo a) rispettivamente dopo 124 - 490 - 672 giorni dall'infissione: i diagrammi indicano chiaramente l'esistenza del *punto neutro* definito come punto di separazione tra la zona in cui il terreno cede più del palo, da quella in cui il palo cede più del terreno.

Gli Autori constatarono che l'attrito negativo unitario è leggermente inferiore al valore $q_u/2$ nel palo a base aperta e superiore per i pali a base chiusa ed inoltre che il valore di $K \operatorname{tg} \varphi$ variava da 0,2 a 0,35.

Altre prove sono state eseguite da Fellenius e Broms (1969) vicino a Gothenburg su pali prefabbricati in calcestruzzo infissi attraverso 40 m di argilla, 13 m di silt e 15 m di sabbia.

L'attrito negativo è causato dal riconsolidamento dell'argilla rimaneggiata dopo l'infissione dei pali: quest'argilla, normalmente consolidata, aveva un contenuto d'acqua dell'80% ed una resistenza al taglio (non drenata) di

circa 20 kN/m² in superficie e 70 kN/m² a 40 m di profondità. Subito dopo l'infissione il carico alla base del palo era all'incirca uguale al peso del palo stesso; nei cinque mesi successivi il carico raggiunge 300 kN alla base dello strato argilloso, corrispondente all'incremento dell'attrito negativo che variava dal valore zero in superficie a 14 kN/m² a 40 m di profondità. Oltre lo strato argilloso l'attrito risultava positivo.

Di un recente controllo sperimentale si è avuta notizia sui Proceedings del Congresso ICSMFE 1985 ⁽¹⁾. Durante la costruzione di un ponte in Canada a Fredericton furono impiegati pali in ferro lunghi 32 m di 33 cm di diametro infissi in un banco di ghiaia, dopo aver attraversato uno strato di limo.

Il fenomeno di attrito negativo fu studiato sperimentalmente su un gruppo di 3 pali posti ad interasse di 4 diametri ed è stato osservato per una durata di oltre 6 anni. La causa era la presenza del rilevato di accesso al ponte, di notevole altezza. Non si verificò alcun effetto gruppo ed i pali si comportarono come isolati.

La distribuzione del carico di attrito negativo sui pali fu valutata teoricamente in base ai coefficienti calcolati in laboratorio di aderenza palo-terreno ed al valore K_0 calcolato sperimentalmente con prove di strappo. Il carico limite di trazione risultò equivalente alla somma dell'intero attrito negativo più quello positivo.

S. Sato e F. Iwashita ⁽²⁾ hanno presentato interessanti conclusioni basate su una serie di prove su pali in ferro in lavori eseguiti in Giappone. Secondo gli Autori il valore unitario dell'attrito negativo è molto vicino alla resistenza al taglio del terreno intorno al palo ed il punto neutro alla fine tende ad avvicinarsi al punto di mezzo del tratto di palo infisso. Quando l'attrito negativo è stato interamente mobilizzato l'equilibrio delle forze in gioco porta all'equazione

$$P + F_n - F_p - R_u = 0$$

dove:

- P = peso totale sul palo
- F_n = attrito negativo
- F_p = attrito positivo
- R_u = reazione limite del palo.

La reazione di base del palo non può certo essere maggiore della somma del peso totale P e del *valore limite* F_u dell'attrito negativo. Se si assume $F_n = \alpha F_u$ è anche $F_p = (1 - \alpha)F_u$ dove F_u è il valore limite dell'aderenza totale sul palo. Sostituendo nella precedente equazione si trova

⁽¹⁾ H. KEENAN, M. BOZOUK, "Downdrag on a three pile group of pipe piles", Proceedings XI ICSMFE, San Francisco 1985.

⁽²⁾ S. SATO, F. IWASHITA, "Neutral point and axial load of negative skin friction", XI ICSMFE, San Francisco, 1985.

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{R_u - P}{F_u} \right)$$

Il valore limite del carico assiale N_u è dato da $N_u = P + F_n = P + \alpha F_u$ e in definitiva

$$N_u = \frac{P + F_u + R_u}{2}$$

L'equazione è molto semplice ma importante: ciò significa che nei casi di pali soggetti ad attrito negativo in assenza di carico P il valore del carico limite assiale del palo è esattamente uguale alla metà della somma dei valori limite di attrito negativo e di reazione del palo.

Confortati dalle prove eseguite su 18 pali in ferro del diametro da 500 a 800 mm, lunghi da 20 a 60 m, gli Autori concludono quanto segue:

a) Durante il continuo cedimento del terreno nelle condizioni $R_u < P + F_u$ la resistenza alla punta tende al valore R_u a causa dell'attrito negativo. Il punto neutro in queste condizioni tende a raggiungere il punto di mezzo della lunghezza di palo infisso. La reazione limite è determinata dalla equazione:

$$N_u = \frac{P + F_u + R_u}{2} \text{ indicata in precedenza.}$$

b) Nelle condizioni $R_u > P + F_u$ anche se il cedimento del terreno continua, la resistenza alla punta del palo non raggiunge mai il valore R_u . In queste condizioni il punto neutro tende a raggiungere la base del palo ed il valore limite del carico l'espressione $P + F_u$.

15-3 Carico di punta.

In terreni eminentemente compressibili (torba, limo) può nascere il dubbio del pericolo d'inflessione laterale anche nei pali sottoposti a carichi assiali. È opportuno rendersene conto. Con riferimento alla fig. 15-17 sia fatta l'ipotesi (in tutto favore della stabilità):

- a) che il palo sia incernierato ad entrambe le estremità;
- b) che il carico sia trasmesso al terreno esclusivamente dalla base;
- c) che il palo sia infisso intieramente in un mezzo elastico i cui spostamenti siano proporzionali alla forza applicata. Sia k il coefficiente di proporzionalità (modulo di reazione del terreno) espresso in kg/cm^3 .

Il carico critico per una colonna, incernierata alla estremità e non soggetta ad alcun vincolo del mezzo, è dato dalla formula di Eulero:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E J}{h^2} \quad (15-3)$$

In realtà il palo, circondato da un mezzo elastico, tende ad inflettersi secondo una sinusoidale il cui numero n di mezze onde è dato dall'equazione

$$n^2 (n + 1)^2 = \frac{D k h^4}{\pi^4 E J} \quad (15-4)$$

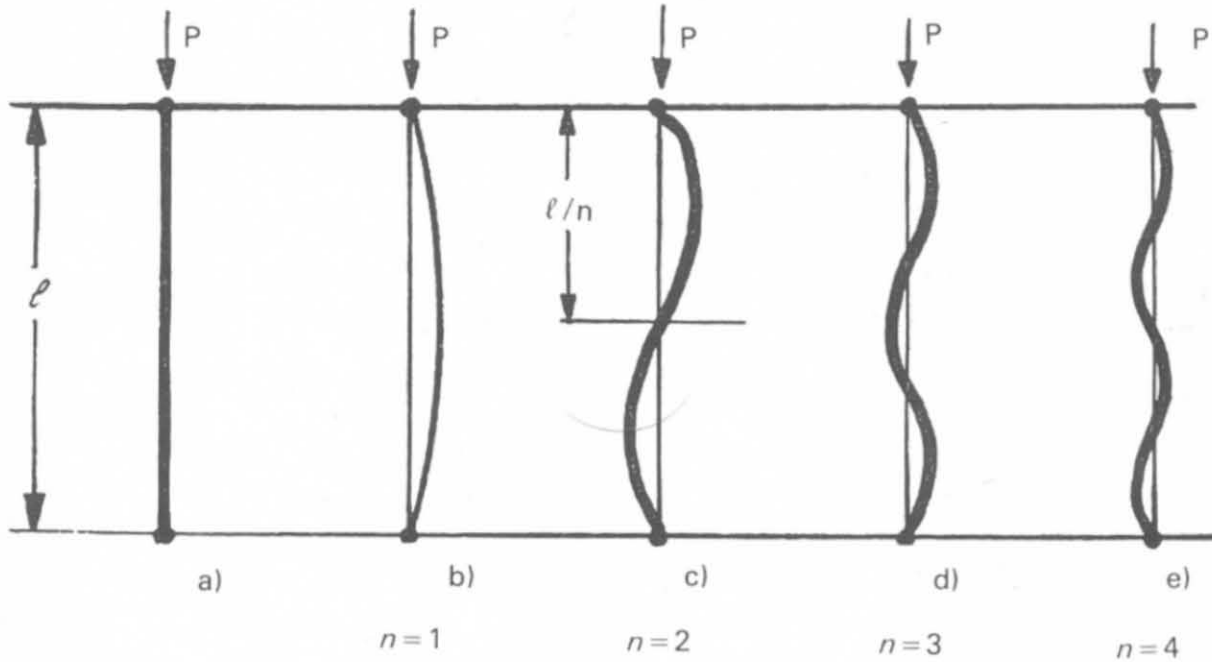


Fig. 15-17.

e dipende dalle caratteristiche elastiche del terreno e dalla rigidità del palo. Per la natura del problema, occorre che n sia un numero intero e pertanto se la (15-4) fornisce dei valori frazionari, si dovrà scegliere il numero intero immediatamente superiore. Il valore di n così trovato verrà sostituito nell'equazione

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E J}{h^2} \left(n^2 + \frac{D k h^4}{n^2 \pi^4 E J} \right) \quad (15-5)$$

che dà il valore del carico critico.

Il termine in parentesi indica un coefficiente correttivo da applicare alla formula di Eulero e poichè n è un numero intero, il suo valore è sempre maggiore di uno. La (15-5) può essere semplificata trascurando nella (15-4) l'unità rispetto a $n^2 (n + 1)^2$; si ha allora

$$n^4 = \frac{D k h^4}{\pi^4 E J}$$

da cui

$$n = \frac{h}{\pi} \sqrt[4]{\frac{D k}{E J}}$$

sostituendo nella (15-5) si ottiene

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{h^2} E J \left[\frac{h^2}{\pi^2} \sqrt{\frac{D k}{E J}} + \frac{D k}{E J} \frac{h^4}{\pi^4} \frac{1}{\sqrt{\frac{D k}{E J}}} \right]$$

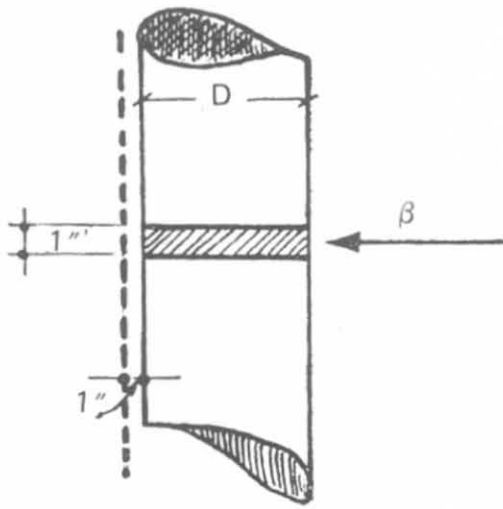


Fig. 15-18.

e risolvendo

$$P_{cr} = 2 \sqrt{D k E J} \quad (15-6)$$

Il termine $D k$ rappresenta la *reazione del terreno per cm di larghezza del palo e per cm di cedimento del terreno* (fig. 15-18).

Posto $D k = \beta$ si ha

$$P_{cr} = 2 \sqrt{\beta E J} \quad (15-7)$$

Il carico per ipotesi è trasmesso direttamente alla base del palo. In realtà, nella maggior parte dei casi, ciò non avviene ed il carico si diffonde in parte per attrito lungo il fusto del palo: l'ipotesi è pertanto in tutto a favore della stabilità. Lo stesso possiamo dire sull'ipotesi di vincolo a cerniera: in realtà la sommità del palo è sempre incastrata in un blocco di calcestruzzo e la base infissa in uno strato di terreno compatto che impedisce qualsiasi rotazione. Il valore fornito dalla (15-7) nonostante le ipotesi restrittive è sempre tanto elevato anche per piccoli valori di k , sì che il pericolo d'inflessioni laterali nelle normali palificate di fondazioni di calcestruzzo può essere del tutto escluso.

L'argomento del carico di punta nei pali di fondazione è stato oggetto di alcune comunicazioni al IV Congresso di Londra di Meccanica del Terreno (1957). Gli studi condotti dal Cummings hanno dimostrato che nei pali in calcestruzzo non sussiste in generale il pericolo dell'inflessione laterale: le indagini più recenti sono state rivolte su pali metallici sia in grandezza naturale che in scala ridotta. Con questi tipi di pali possono verificarsi fenomeni di instabilità dell'equilibrio elastico. Branditzaeg e Harboe (Norvegia) riferiscono di un caso reale in cui su un palo metallico con profilato a doppio T ad ali disuguali venne fatta una prova di carico sino a 1200 kN, carico corrispondente a 280 MN/m² a compressione sull'acciaio. A questa sollecitazione avvenne la rottura del palo e fu possibile constatare che questo si era incurvato per un tratto di 4 metri, in corrispondenza ad uno strato di argilla molto plastica sottostante il banco di sabbia superficiale. I pali erano appoggiati sulla roccia a circa 25 m di profondità.

Le argille avevano in questo caso una resistenza al taglio dell'ordine di 20 kN/m² con un contenuto d'acqua vicino al limite di fluidità.

Dell'argomento si è occupato anche Bjerrum (1957) ⁽¹⁾ in uno studio sui pali metallici infissi sino alla roccia dopo aver attraversato strati di argilla plastica. Basandosi sulla (15-7) è possibile fissare degli elementi per decidere se nella progettazione della palificata si debba o no tener conto dell'inflessione laterale.

Dato che

$$P_{cr} \geq \sigma_{max} \cdot A$$

tenendo presente la (15-7) si ricava

$$\frac{J}{A^2} \leq \frac{\sigma_{max}^2}{4 \beta E} \tag{15-8}$$

In ogni caso particolare il termine di destra della (15-8) sarà una costante, fissata la sollecitazione del metallo e la caratteristica del terreno. I valori $\frac{J}{A^2}$ dipendono dalla sezione del palo e per alcuni tipi si hanno i seguenti valori:

Profilo	J/A^2
Circolare pieno	0,080
Quadrato pieno	0,083
Rotaia ferroviaria	0,170
Sezione H 8" x 8"	0,31
Sezione circolare $\varnothing 12'' \delta = 0,8''$.	0,56

Per i pali metallici in cui sia

$$\sigma_{max} = 4 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

nell'ipotesi di $\beta = 1000 \text{ kN/m}^2$ (valore assai piccolo) si trova:

$$\frac{\sigma^2}{4 \beta E} = \frac{16 \times 10^{10}}{4 \times 10^3 \times 2 \times 10^8} = \frac{16}{80} = 0,20$$

Se ne deduce che solo per alcune sezioni cilindriche o quadrate non vi è pericolo di inflessione, mentre per le piccole sezioni e per il profilato tipo rotaia questo pericolo sussiste realmente.

⁽¹⁾ L. BJERRUM, "Norwegian experiences with steel piles to rock", *Géotechnique*, 1957, p. 73.

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI PALI IN GRUPPO

16-1 Capacità portante di un gruppo di pali. Generalità.

Un palo completamente infisso nel terreno è circondato da un mezzo elastico e la sua stabilità all'infissione, sotto un carico assiale, dipende in parte dalla rigidità del palo ed in parte dalla natura del mezzo che lo circonda. Se la palificata è formata da pali verticali e da pali inclinati, ed inclinata è pure la risultante dei carichi, la distribuzione delle forze nei singoli pali può farsi soltanto in via approssimata con metodi analitici o grafici che, come vedremo, si basano su ipotesi semplificative circa le condizioni di vincolo dei pali e la trasmissione del carico al terreno.

Non è possibile giudicare la stabilità di una palificata dall'esame di un palo isolato; paragonare il cedimento di un gruppo al cedimento di un palo durante la prova di carico sarebbe come paragonare il comportamento di una piastra di pochi centimetri quadrati a quello di una fondazione su platea che trasmetta al terreno lo stesso carico unitario.

La prova su un palo, scrive Cummings, non è che una prova su modelli; si tratta di vedere la relazione che sussiste tra il modello ed il caso reale. Il carico trasmesso dalla costruzione è in genere distribuito su un gruppo di pali collegati tra loro da travi, plinti, solette, secondo il tipo di fondazione. Il numero dei pali deve essere determinato in base al principio che tutto il carico della fondazione sia sopportato dai pali. *È errato ritenere che il terreno interposto tra i pali possa sopportare una aliquota del carico trasmesso dalla fondazione.* La rigidità del palo è così infinitamente più grande di quella del terreno che quest'ultimo potrebbe reagire al carico solo dopo un notevole cedimento del palo: e in questo caso il palo risulterebbe superfluo. Si tratta ora di determinare, in base alla portanza di ciascun palo, *supposto isolato*, la portanza dell'intera fondazione disposta su un numero più o meno grande di pali. In altri termini, ci si domanda: *la portata di un gruppo è somma della capacità portante dei singoli pali supposti isolati? Sino a che punto si può, per aumentare la portata del gruppo, aumentare il numero dei pali?*

Benchè sia difficile enunciare principii generali si possono, tuttavia, fare

delle osservazioni su casi particolari che serviranno a mettere in luce l'importanza del problema nel calcolo delle palificate.

Esaminiamo separatamente i due elementi che costituiscono la portata di un palo, l'attrito laterale e la resistenza alla base. Quest'ultima, se i pali non sono troppo vicini, non varia in genere con l'aumentare del numero dei pali e la portata di base della palificata è la somma delle portanze dei singoli pali. Se questi però trasmettono il carico su un banco compatto e agiscono essenzialmente di base (pali appoggiati), occorre sincerarsi che la resistenza e potenza dello strato di appoggio *sia tale da sopportare l'elevata concentrazione*

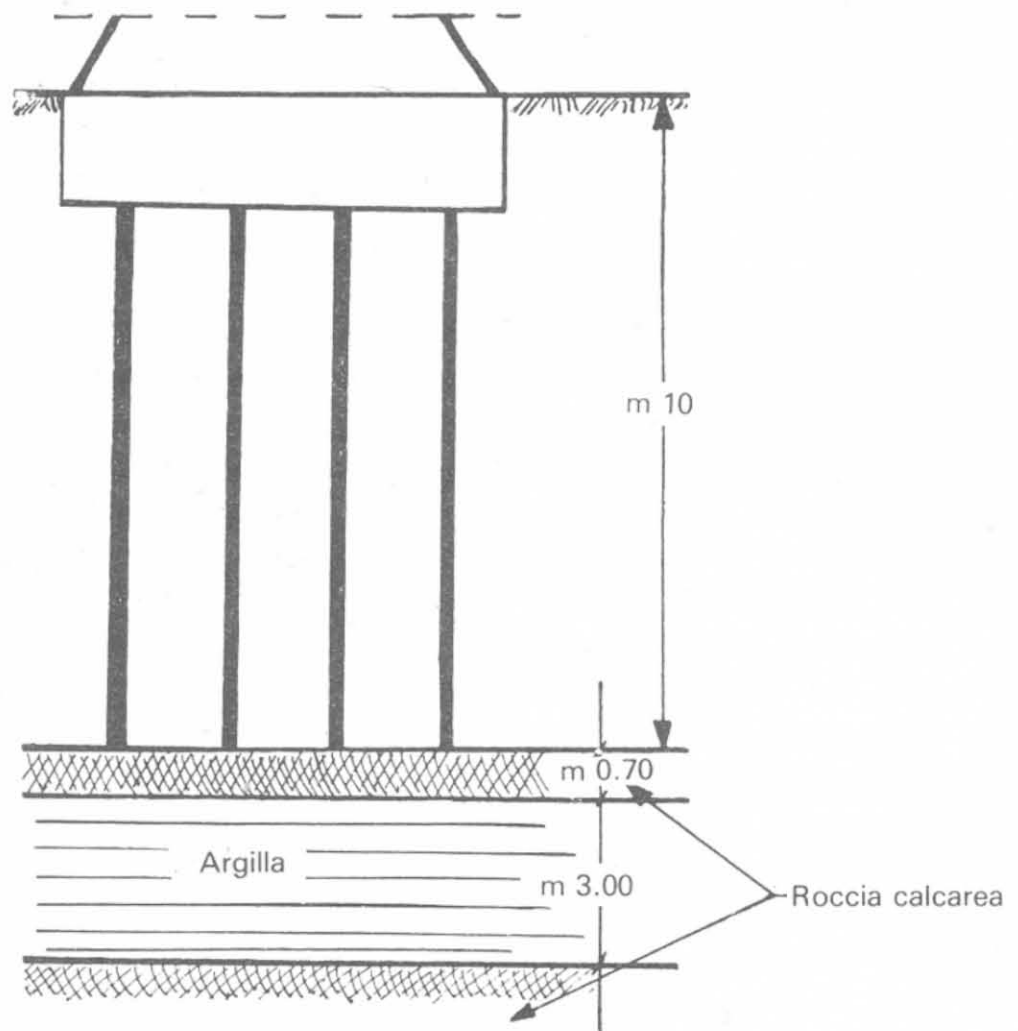


Fig. 16-1.

di forze che vi si forma. L'esempio citato dal Terzaghi ed illustrato nella fig. 16-1 di un ponte sul Nilo chiarisce questo concetto; un gruppo di pali di 10 m di lunghezza appoggia su uno strato di calcare alto 70 cm cui è sottoposto un banco di 3 m di argilla compressibile. Le prove di carico, fatte su pali isolati dettero dei risultati soddisfacenti, ma il giorno in cui fu collaudato il ponte la pila si abbassò di circa un metro. Lo strato di calcare che sopportò il carico di un palo isolato *non resistette a quello simultaneo di tutti i pali del gruppo.* In questo caso un maggior numero di pali non avrebbe certo diminuito il pericolo di rottura; si dovevano costruire pali di maggior lunghezza, tali da raggiungere un terreno resistente di potenza sufficiente a sopportare l'intero ca-

rico della palificata. La concentrazione di forze sul piano di base è in relazione diretta con l'interasse dei pali, che è certo uno degli elementi da tener maggiormente presente nel progetto della palificata.

La battitura può modificare, come si è visto, le caratteristiche meccaniche del terreno intorno al palo; secondo Casagrande il terreno perturbato si estenderebbe per una distanza circa uguale al raggio del palo. Può darsi il caso che il terreno stesso, tra i pali, si sollevi di qualche centimetro in seguito all'infissione, stando ad indicare che nessun consolidamento è avvenuto in seno all'ammasso terroso. Il fenomeno opposto avviene nei terreni incoerenti (ghiaia e sabbia): pali infissi a piccolo interasse (minimo in media 75 cm) producono il costipamento del sottosuolo (accertato dall'abbassamento del piano campagna) e ne aumentano la compattezza. Press, in queste condizioni, ha sperimentato, come vedremo, che la capacità portante della palificata è superiore alla somma delle portate dei singoli pali. L'interasse tra i pali non dovrebbe essere inferiore ai tre diametri; alcuni Autori consigliano la formula empirica:

$$i = \sqrt{2,5 \frac{P}{100}}$$

dove i è espresso in metri e P , carico sul palo, in tonnellate. Se i pali sono « sospesi » e la resistenza è essenzialmente dovuta all'attrito, teoria e prove hanno dimostrato che la capacità portante di una palificata non è la somma della portanza di singoli pali supposti isolati. La diminuzione dipende dalla forma e dal tipo di palo, dall'interasse e dalle dimensioni della fondazione. Pensare il contrario non è più logico, dice testualmente Terzaghi, che il ritenere che « un ponte che abbia sopportato senza freccia apprezzabile il peso di un solo carro possa resistere al carico di 200 carri transitanti simultaneamente su di esso ». L'interasse dei pali di un gruppo è della massima importanza: primo, perchè da esso dipende direttamente il valore della pressione sullo strato di fondo; secondo, perchè durante il lavoro di trivellazione o di battitura potrebbero manifestarsi pressioni tali da provocare inflessioni o lesioni nei pali vicini dove il calcestruzzo non abbia fatto ancora presa; terzo, perchè trivellazioni troppo vicine alterano le caratteristiche fisiche del terreno.

In caso di terreni incoerenti (sabbie, limo, ecc.) il pericolo può essere più grave per il richiamo di materiale solido da una zona all'altra di terreno (sifonamento). Secondo le esperienze di Press l'interasse non dovrebbe essere inferiore a 3÷4 volte il diametro dei pali; come minimo lo si potrà ritenere uguale alla circonferenza.

16-1-1 ESPERIENZE SU SCALA RIDOTTA.

Le esperienze su piccola scala sono indubbiamente utili per un esame qualitativo del problema: esse sono valide limitatamente al terreno ideale considerato in laboratorio e le conclusioni cui arrivano non sono sempre trasferibili nella scala reale.

Il Kézdy (1957) ad esempio ha svolto una indagine sulla portata di un

gruppo di 4 pali battuti in sabbia. I pali erano lunghi 2 m a sezione quadrata di 10 cm per lato e disposti ai vertici di un quadrato e lungo una linea: l'interasse fra i pali variava da due a sei volte il lato (da 20 a 60 cm). I risultati di Kézdy sono indicati nel diagramma della fig. 16-2. Con un interasse di 20 cm il carico limite è risultato circa il doppio di quello del palo singolo; con un interasse di 60 cm i due carichi limite praticamente coincidono.

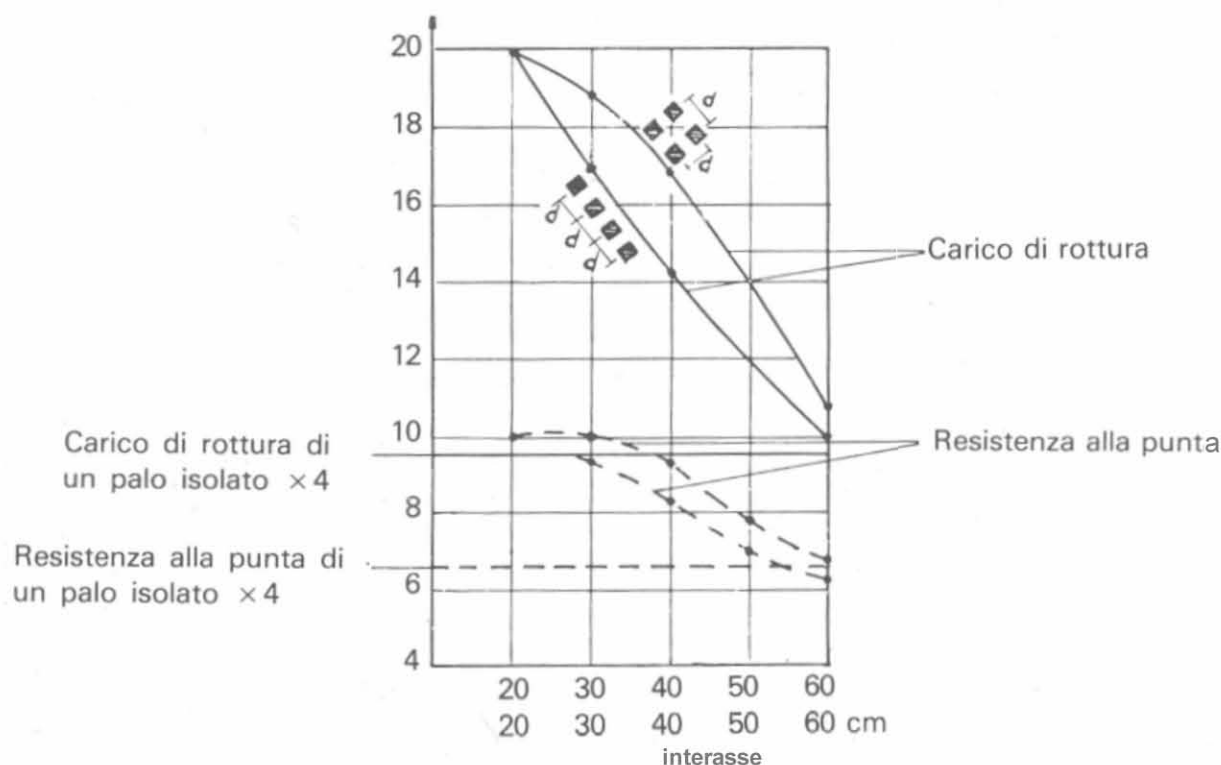


Fig. 16-2.

Le esperienze di Kézdy confermano quelle di Press e di Plantema. Nella sabbia in seguito all'infissione dei pali si verifica un notevole aumento della resistenza alla base: l'aumento è tanto maggiore quanto minore è la compattezza della sabbia e quanto minore è l'interasse fra i pali.

Queste conclusioni valgono naturalmente solo per le sabbie: per le argille infatti vale esattamente il contrario, come è già stato messo in evidenza nei paragrafi precedenti. È opportuno ricordare le esperienze di laboratorio di Whitaker (1957) con pali-modello del diametro di 6 mm. La coesione dell'argilla variava da 4 a 9 kN/m². Il carico limite di un palo in gruppo è inferiore a quello del palo isolato: la differenza tra i due valori va riducendosi con l'aumentare dell'interasse fra i pali.

Whitaker ha prima di tutto controllato la distribuzione del carico su un gruppo di pali in argilla in funzione del loro interasse. In un gruppo di nove pali, con interasse di 2, 4, 8 diametri, ha trovato che il carico è maggiormente sopportato dai pali d'angolo per interassi di 2 e 4 diametri, mentre con 8 diametri non si nota più alcuna differenza tra il carico trasmesso ai pali d'angolo e quello sul palo centrale.

In un gruppo di 25 pali disposti ad interasse di 2 diametri (fig. 16-3) il carico su ogni palo è proporzionale alla distanza dal centro del gruppo. In que-

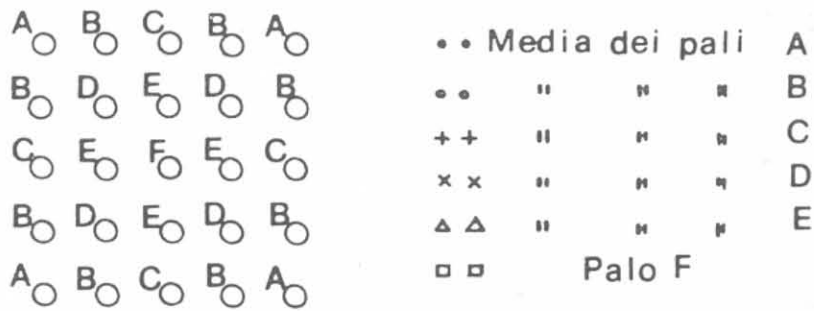
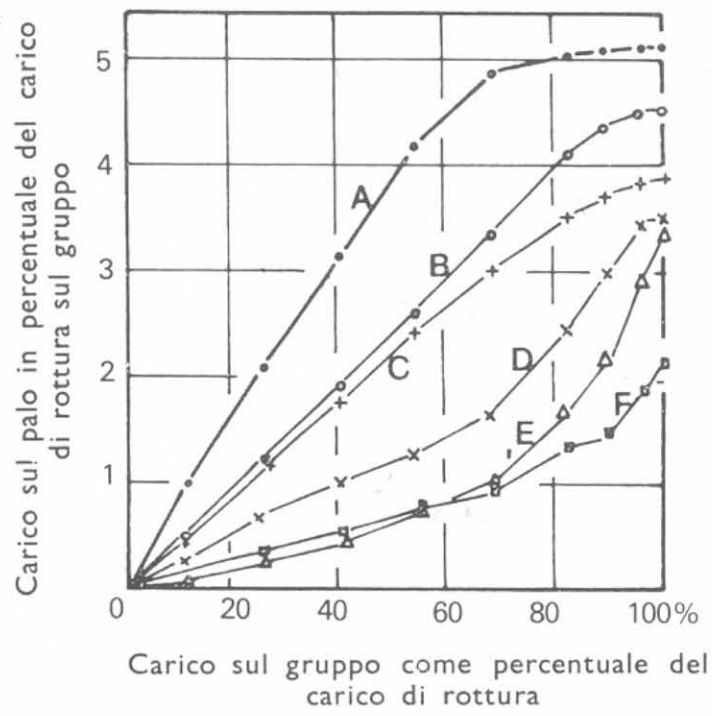


Fig. 16-3 - Esperienze di Whitaker ($i = 2 D$).

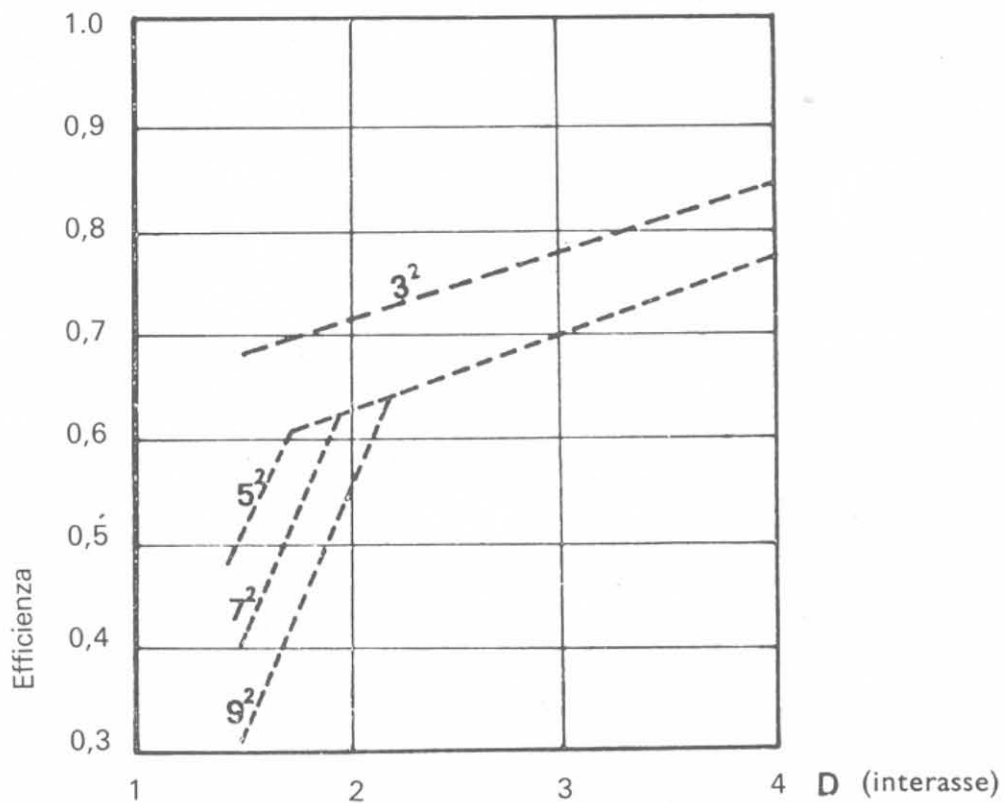


Fig. 16-4 - Efficienza di gruppi di pali infissi in argilla (Whitaker).

sto esperimento il carico sui pali d'angolo raggiunse il massimo valore a circa l'80% del carico di rottura, mentre successivamente rimase costante nonostante l'incremento del carico totale.

Le esperienze di Whitaker dimostrarono l'esistenza di due tipi di rottura della fondazione: quella dovuta al cedimento *globale* di tutto il gruppo di pali e quella dovuta al cedimento di un palo isolato. Per un dato gruppo di pali vi è un ben determinato valore dell'interasse oltre il quale cambia il tipo di rottura. Per interassi inferiori a questo valore critico la rottura è globale ed avviene lungo il perimetro della fondazione, per interassi maggiori la rottura

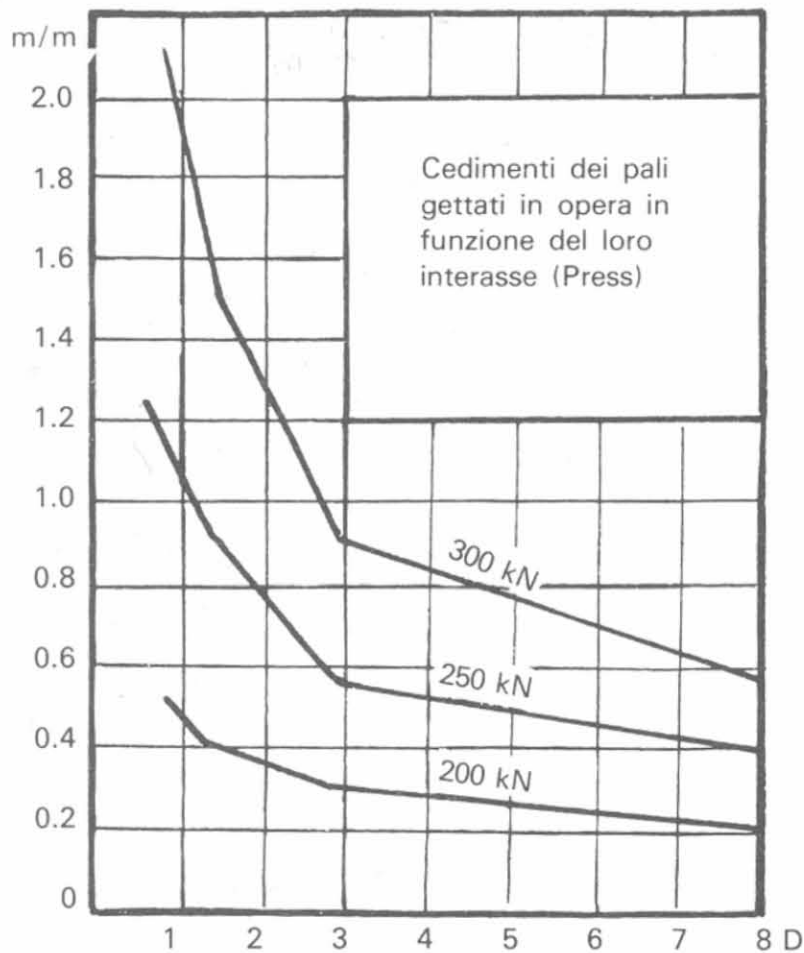


Fig. 16-5.

è associata con il cedimento localizzato di un palo nell'argilla. La fig. 16-4 indica il valore dell'efficienza in funzione dell'interasse per un gruppo di pali infisso 48 diametri in argilla.

Per *efficienza* si intende il rapporto tra il carico medio su ciascun palo al momento della rottura della fondazione ed il carico limite a rottura dello stesso palo supposto isolato. Si vede come il diagramma relativo a ciascun gruppo presenti un brusco cambiamento di pendenza ad un determinato valore critico dell'interasse.

Nel caso di rottura globale della fondazione il carico limite della palificata è fornito dall'aderenza lungo il perimetro e dalla resistenza dell'intera base di fondazione, nell'ipotesi che i valori massimi in entrambi i casi vengano simultaneamente mobilizzati.

Le esperienze di Press hanno avuto lo scopo di determinare l'influenza dell'interasse dei pali sulla portata. Si vede in fig. 16-5 che, in terreni sabbiosi e per pali gettati in opera, i cedimenti a parità di carico aumentano col diminuire dell'interasse e la diminuzione è sensibile sino a 3÷4 volte il diametro dei pali.

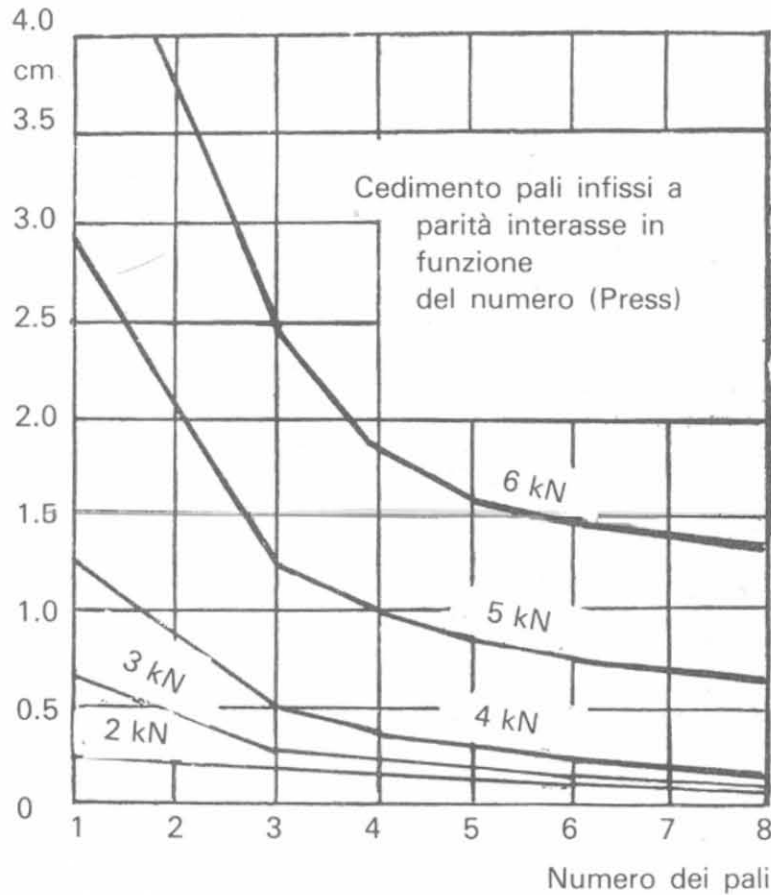


Fig. 16-6.

Il contrario (fig. 16-6) avviene per i pali infissi in terreni sabbiosi che in seguito al consolidamento della sabbia subiscono cedimenti minori in gruppo che non isolati.

Ricordiamo anche la memoria di J. Florentin e G. L. Heriteau presentata al congresso di Rotterdam del 1947. Le esperienze furono eseguite su modelli ridotti di pali sia gettati che infissi in terreni sabbiosi adoperando uno speciale estensimetro elettrico. È interessante tra l'altro la conclusione che l'attrito laterale di un palo sottoposto ad un carico inferiore al carico di snervamento non è funzione parabolica della profondità, come vuole la teoria classica, ma presenta un punto di flesso a circa metà altezza del palo. Con l'au-

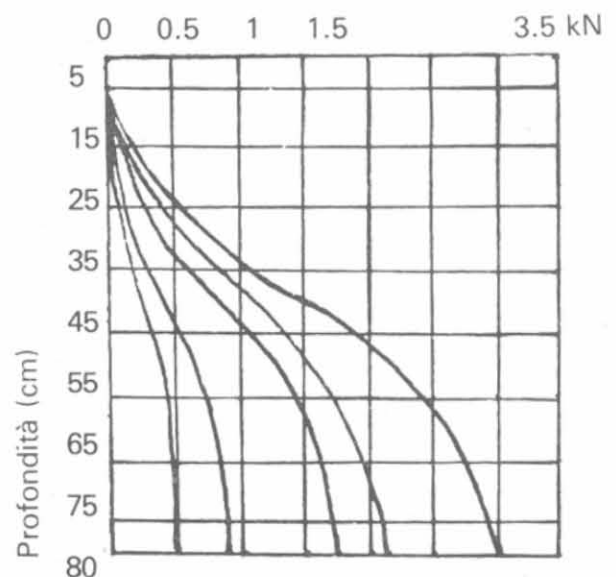


Fig. 16-7.

mentare del carico, il flesso tende a sparire. Per un palo lungo 60 cm la flessione è ancora sensibile a un carico di 5 kN, circa il 70% del carico di rottura (fig. 16-7).

16-1-2 L'EFFICIENZA DI UN GRUPPO DI PALI.

Il valore dell'efficienza messa in evidenza nel paragrafo precedente, è comunemente determinata negli Stati Uniti con formula di Converse-Labarre che indica l'efficienza del gruppo rispetto al singolo palo in funzione del numero dei pali, del numero delle file e dell'interasse fra i pali. In un gruppo rettangolare di $n \cdot m$ pali l'efficienza è:

$$E = 1 - \frac{\Phi \rightarrow \tan^{-1}}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right) \quad (16-1)$$

dove $\Phi = \text{arc tg } \frac{D}{i}$ in gradi. Nel caso di $i = 3D$ si ottengono i valori indicati nel diagramma della fig. 16-8.

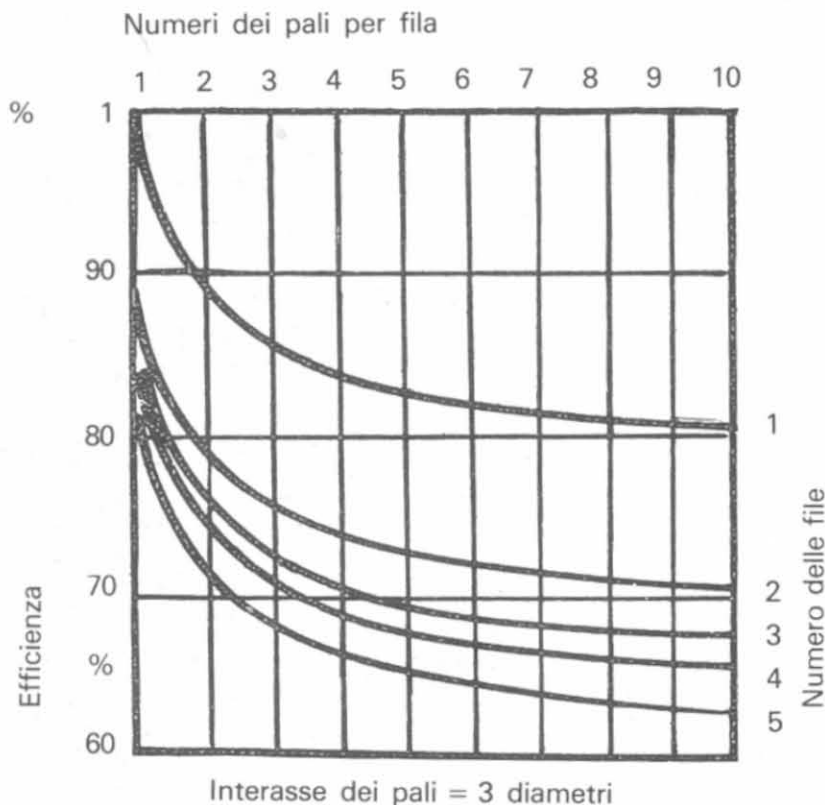


Fig. 16-8.

Agli effetti pratici la formula di Converse, come altre del genere, ha solo valore teorico perchè non tiene conto nè della lunghezza dei pali nè della natura del terreno. Terzaghi e Peck (1967) hanno criticato l'uso di una formula di efficienza per calcolare la portata di un gruppo di pali che deve essere esclusivamente determinata in funzione delle caratteristiche della fondazione, del

terreno e del massimo cedimento ammissibile. È soprattutto l'analisi del cedimento che ci deve guidare nel calcolare l'efficienza della fondazione, nel valutare cioè di quanto il comportamento del gruppo di pali si discosti da quello del palo isolato.

16-2 Cedimento di un gruppo di pali.

La diversa distribuzione delle tensioni di un palo isolato e di un gruppo di pali porta come conseguenza che il cedimento di un gruppo di pali è diverso dal cedimento di un palo, supposto isolato. In terreni molto coerenti, il cedimento prodotto da un carico unitario P aumenta in proporzione al diametro dell'area caricata, mentre in terreni incoerenti la dimensione dell'area influisce in piccola misura. Con l'aumentare della profondità della fondazione diminuisce l'entità del cedimento. Questo inoltre non dipende soltanto dalla profondità ma, e soprattutto, dal rapporto tra la profondità ed il diametro dell'area caricata, specialmente nei terreni coerenti.

Da questi principi fondamentali, validi per ogni tipo di fondazione, si deduce che per progettare bene una palificata si deve tener conto della larghezza della fondazione.

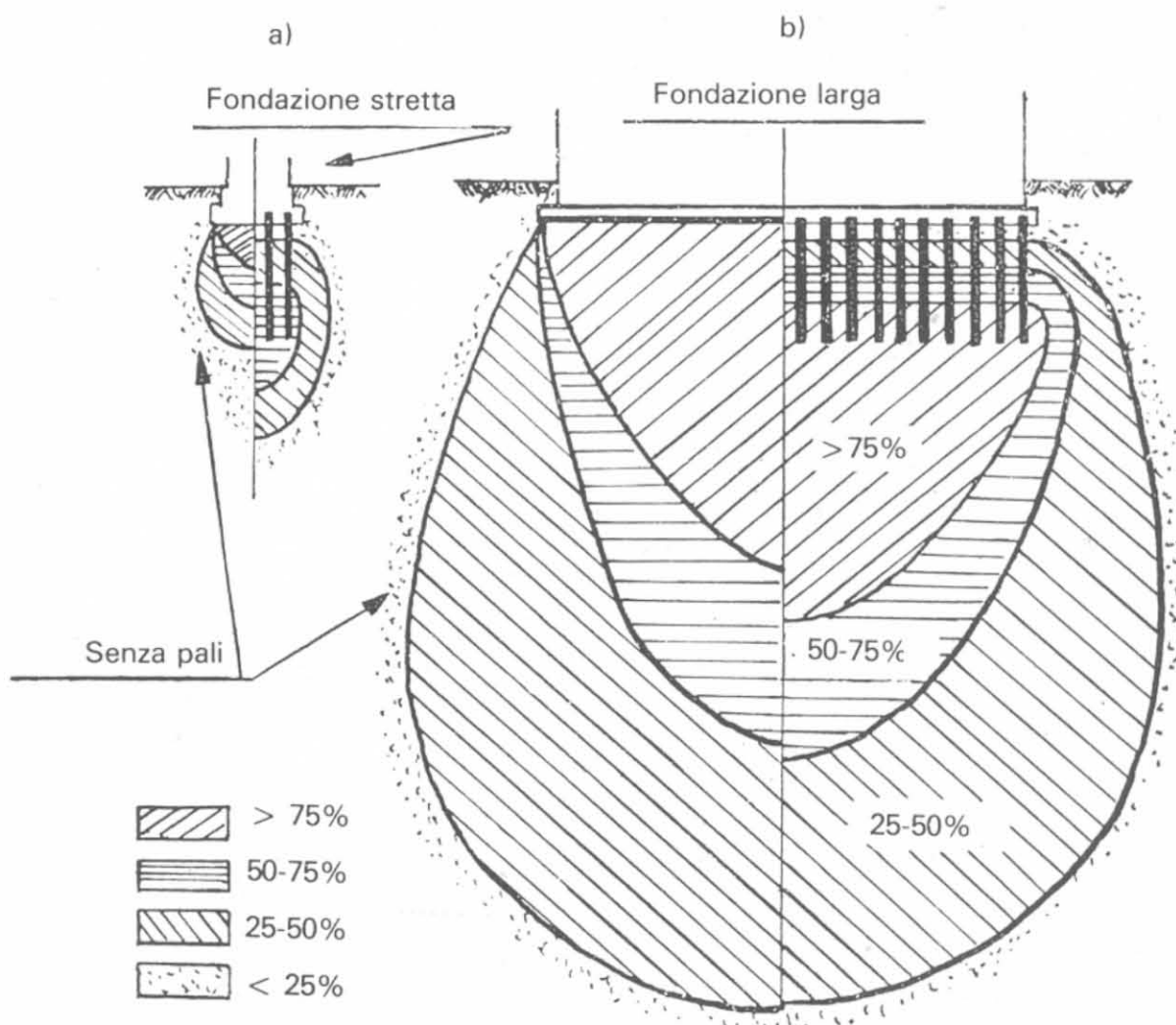


Fig. 16-9.

Se la lunghezza dei pali è uguale o maggiore della larghezza della fondazione (fig. 16-9 a), essi riducono l'intensità della pressione che agisce sul terreno e trasferiscono il carico a strati inferiori.

Se la fondazione invece è molto più larga della lunghezza dei pali (fig. 16-9 b) i bulbi di pressione nelle due ipotesi (con pali e senza) sono pressochè uguali. L'effetto benefico dei pali è trascurabile. In terreni coerenti l'infissione può modificare le caratteristiche del terreno e la palificata così costruita può avere effetto del tutto opposto a quello richiesto.

Il cedimento della fondazione quando non è causato dalla rottura dello strato d'appoggio, esaminata in precedenza, è dovuto quasi esclusivamente alla *compressibilità* del terreno. Il *rifluimento laterale*, che ha la sua importanza per le piccole superfici di carico e per le fondazioni superficiali, è, in questo caso, del tutto trascurabile.

Per determinare, a priori, l'ordine di grandezza del *cedimento*, occorre conoscere sia le caratteristiche di elasticità del terreno, sia la legge di ripartizione del carico. Nell'ipotesi che la trasmissione del carico avvenga attraverso la base, la palificata è paragonabile ad una fondazione continua e profonda che ripartisce il peso in modo pressochè uniforme.

La distribuzione delle tensioni, al di sotto del piano di fondazione, può ottenersi con le note formule di Boussinesq e di Froehlich relative ad un mezzo elastico ed isotropo.

Nel caso invece che il carico sia diffuso integralmente per attrito tra la superficie laterale del palo ed il terreno circostante, la distribuzione delle tensioni può essere calcolata soltanto in via approssimata.

Abbiamo visto che il carico P può considerarsi ripartito sull'area circolare di diametro $1,08 \sqrt{hD}$ e la sollecitazione media su questo piano uguale a $\frac{P}{Dh}$. Ritenendo che la tensione sia massima al centro e nulla alla periferia, avremo:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{Dh}$$

Strohschneider, ammettendo una maggiore distribuzione laterale, ha fatto la ipotesi che alla base del palo il carico sia ripartito su un cerchio di diametro $1,2h$ e che l'intensità massima al centro sia $\frac{3,5P}{h^2}$. In ogni punto alla sollecitazione relativa a ciascun palo si sommano gli sforzi di compressione dovuti agli altri pali, così che la tensione massima, che in realtà si verifica al centro della palificata, è maggiore di quella considerata (fig. 16-10): ne segue che il cedimento della palificata sotto il carico nP è maggiore del cedimento di ciascun palo per effetto di P se n è il numero dei pali.

Per la proporzionalità tra carichi e cedimenti i pali posti al centro dovrebbero subire assestamenti maggiori di quelli alla periferia e ciò accadrebbe se i pali fossero liberi di muoversi indipendentemente gli uni dagli altri. Ma in genere le teste dei pali sono collegate da zattere o piastre in c. a., la cui ri-

gidità modifica il comportamento dei pali. Se questi sono riuniti da una piastra molto rigida, le loro teste si mantengono praticamente su un piano orizzontale e sul piano di fondazione dei pali le tensioni aumentano ai bordi e diminuiscono al centro. Il diagramma delle tensioni si modifica di conseguenza ed è più uniforme: la pressione massima risulterà sempre più grande sotto un gruppo di pali che sotto uno isolato, ma non così tanto come indicato in fig. 16-10. I pali inoltre sono di per se stessi elastici, per cui ognuno subisce un

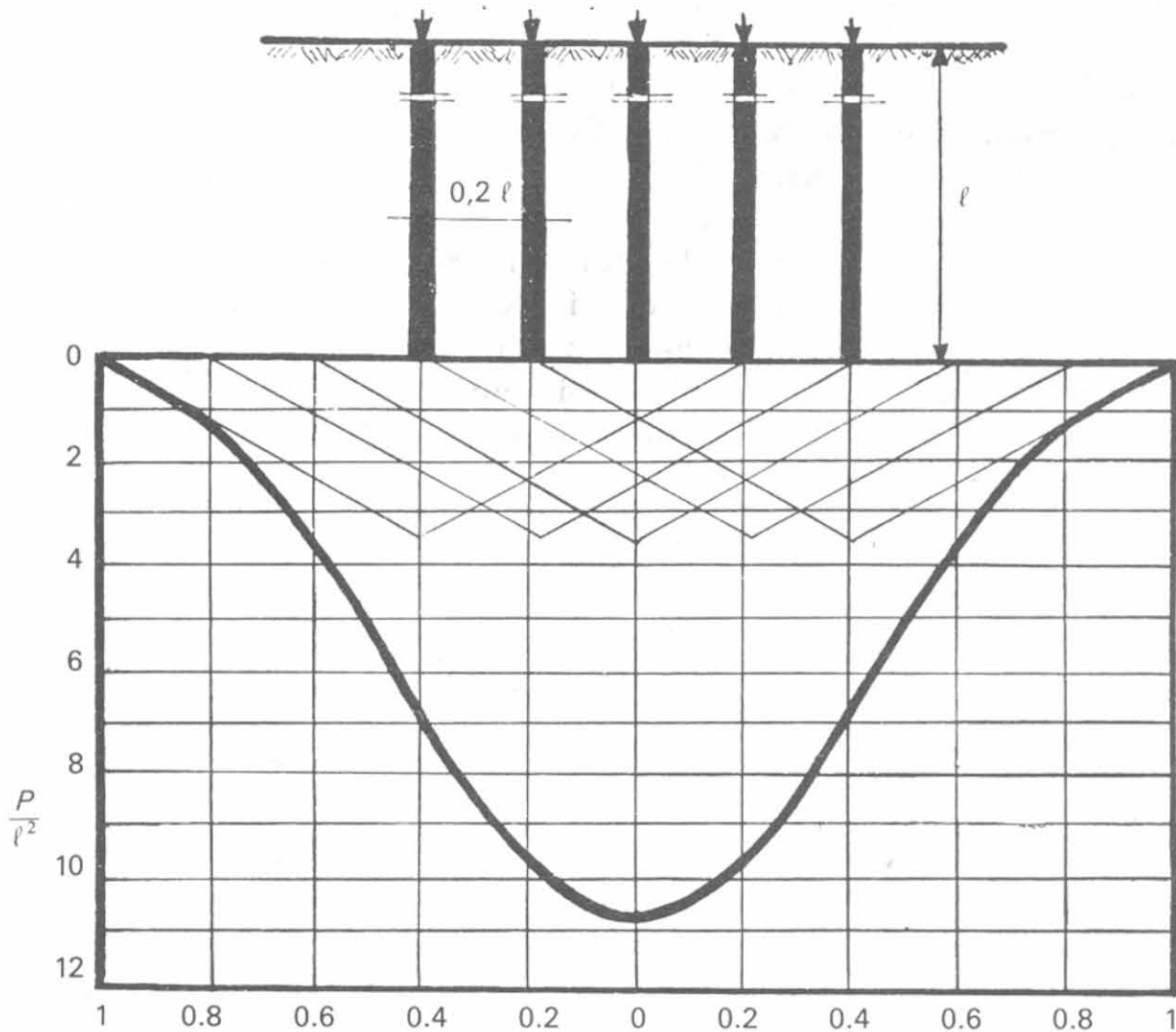


Fig. 16-10.

abbassamento proporzionale al carico che riceve, il che complica la distribuzione delle tensioni sul piano di fondazione. Come il comportamento della palificata dipende dalla rigidità della piastra, così il comportamento dell'intera fondazione dipende dalla rigidità della sovrastruttura: cioè la costruzione potrà avere o no un assestamento maggiore al centro che alla periferia, secondo il proprio grado di rigidità.

In altri termini, se i vari gruppi di pali sono liberi di assestarsi indipendentemente gli uni dagli altri, potremo aspettarci un cedimento disuniforme nella costruzione. Ed è questo il motivo per cui si consiglia sempre, in tutti i casi di minor rigidità della sovrastruttura, di collegare le teste dei pali con zattere continue molto rigide tali da impedire movimenti relativi. La rigidità

della sovrastruttura tende ad aumentare il carico ai bordi e ridurlo al centro, ottenendo una ripartizione più uniforme delle pressioni.

La palificata si comporta, nel suo insieme, come una fondazione profonda continua e ad essa potremo applicare, per studiarla, le note teorie della Meccanica del Terreno relative alle fondazioni profonde.

16-2-1 ESEMPI.

Concludendo, il cedimento della fondazione può essere causato:

- a) da rottura dei pali per cattiva esecuzione o eccesso di battitura;
- b) dalla compressibilità di uno o più strati di terreno;
- c) dal valore della tensione tangenziale superiore alla massima ammissibile;
- d) da pali troppo corti rispetto alla larghezza della fondazione.

Se uno strato compressibile è interposto fra altri resistenti, non è possibile, come si è detto, fare affidamento sull'attrito degli strati che lo precedono perchè viene a mancare ad esso la base di appoggio: in questo caso il carico si trasmette interamente agli strati inferiori ed i pali devono essere calcolati tenendo conto di questa previsione.

Il valore medio della tensione tangenziale per unità di superficie laterale del palo è dato da

$$\tau = \frac{R_a}{\pi D h} \quad (16-2)$$

i cui simboli sono noti.

L'area occupata dal solo terreno per unità di superficie è espressa da

$$\omega = 1 - n S$$

dove è S la sezione del palo e n il loro numero sempre riferito ad unità di superficie. La pressione uniformemente distribuita nel terreno interessato dal gruppo di pali sarà, ad una profondità $z < h$

$$\sigma_z = \frac{n}{S} \left[R_a - \pi D \tau (h - z) \right]$$

cioè

$$\sigma_z = \frac{n R_a}{S} \frac{z}{h}$$

da cui si deduce che la *pressione varia linearmente con la profondità* e può essere rappresentata dal diagramma triangolare con base (fig. 16-11):

$$\sigma_{max} = \frac{n R_a}{S} \quad (16-3)$$

Questa pressione provoca il cedimento del terreno sotto lo strato di base. Di mano in mano che si manifesta il cedimento (sempre molto lento nel tempo) diminuisce la resistenza laterale R_a e tende ad un valore limite inferiore R'_a ;

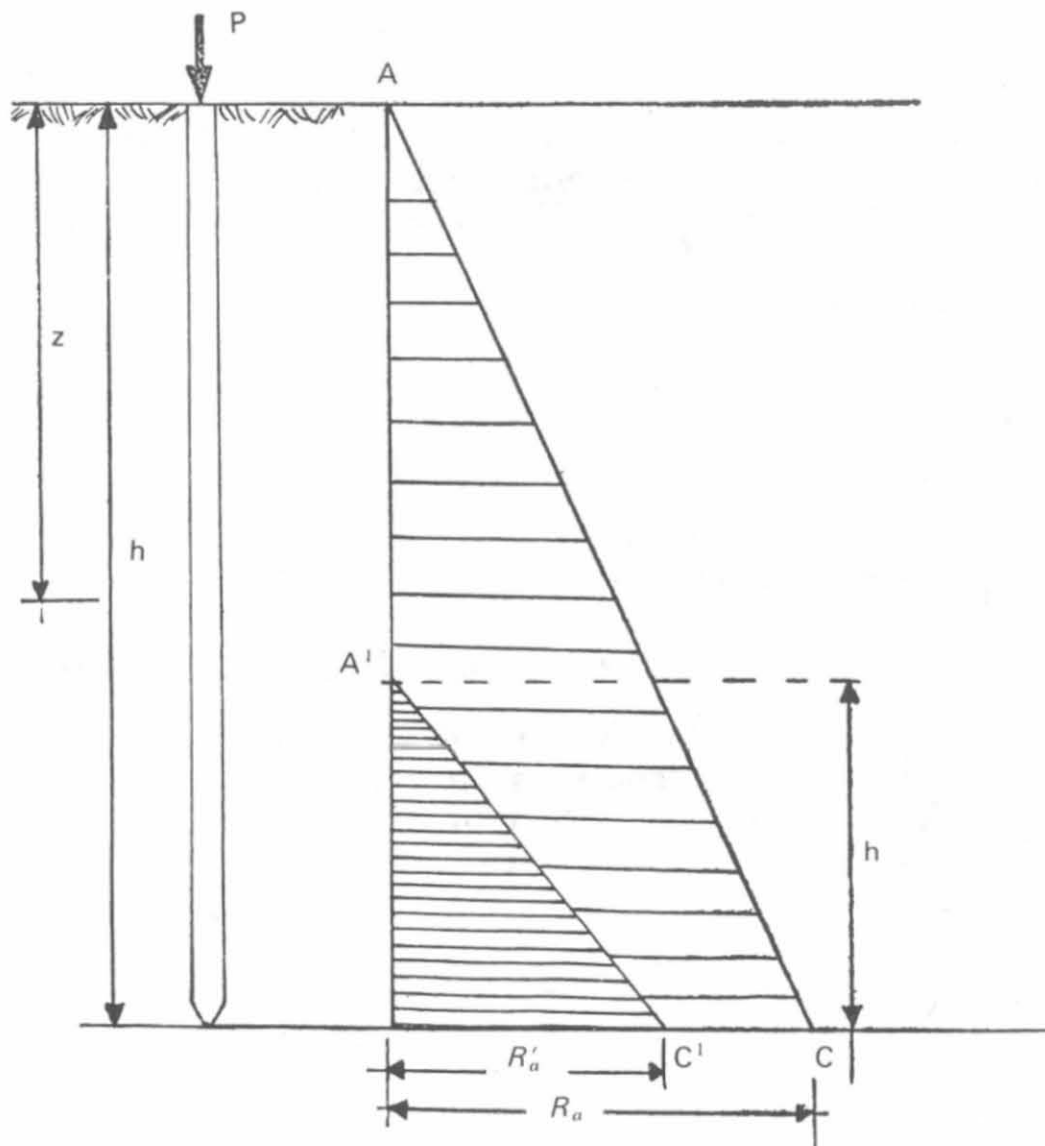


Fig. 16-11.

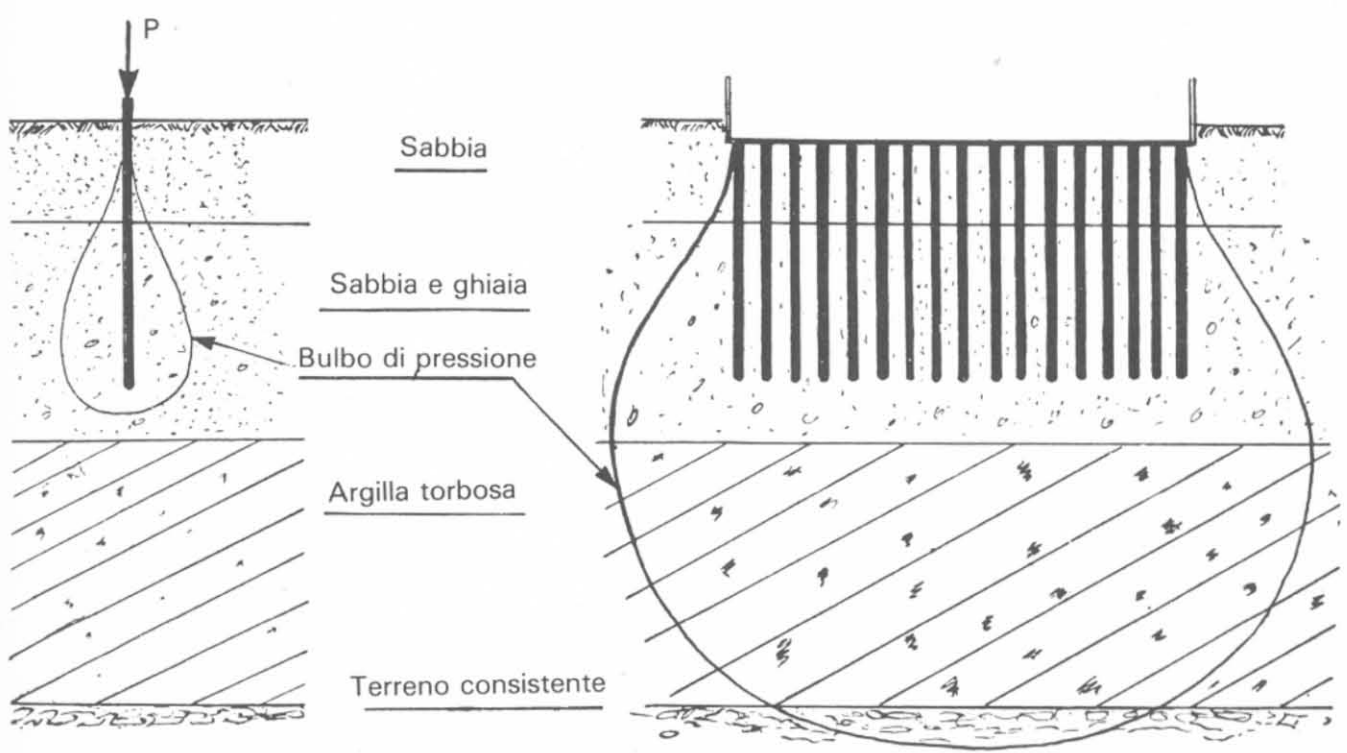


Fig. 16-12.

il carico si trasmette più verso la punta e la reazione di base R_b aumenta verso il limite superiore R_b' .

In questo periodo il palo cede nel terreno; le tensioni tangenziali di attrito aumentano, si sviluppano nella parte inferiore del palo e tendono ad un valore τ' . Allorchè è terminato l'assestamento dello strato superiore il diagramma triangolare delle pressioni σ_z avrà per base:

$$\sigma_{h'} = \frac{n R_a'}{S}$$

ed altezza

$$h' = \frac{R_a'}{\tau' \pi D}$$

Se i pali sono del tutto sospesi nel terreno R_b è nullo ed il diagramma delle tensioni ha per base

$$\sigma_n = \frac{n P}{S} \quad (16-4)$$

essendo $P = R_a$.

È noto dalla Meccanica del Terreno che le tensioni, sotto una piastra di fondazione, si trasmettono in notevole percentuale sino a profondità pari alla larghezza dell'area caricata; se i pali sono molto corti ed immersi in un profondo strato compressibile, non riescono a trasmettere il carico a strati più profondi ed evitare cedimenti.

Può verificarsi il caso illustrato in fig. 16-12 in cui lo strato compressibile, che si trova a profondità non raggiunta dal bulbo di pressione di un palo isolato, viene intersecato dal bulbo di pressione dell'intera palificata. Ciò può provocare l'assestamento di tutta la fondazione in seguito al consolidamento di questo strato; il fenomeno non sarebbe avvenuto nel caso di fondazione isolata.

È superfluo sottolineare a questo proposito l'importanza dei sondaggi che determinino con esattezza la natura del sottosuolo per profondità almeno uguali alla larghezza della fondazione. Casi in cui costruzioni adeguatamente fondate con pali hanno subito nel tempo notevoli dissesti si incontrano in ogni momento. Basti ricordare la memoria di Cestelli Guidi (1961) e gli esempi da lui citati nei quali tutte le prove di carico avevano dato risultati positivi. Nella maggior parte dei casi la causa principale del fenomeno è l'*attrito negativo* cioè l'azione tangenziale verso il basso che i pali ricevono per effetto dell'aderenza quando il terreno circostante cede, sia per naturale assestamento, sia per l'azione di altri carichi applicati in superficie (ad esempio rilevati adiacenti alle costruzioni).

La diminuzione di portata di un palo causata dall'attrito negativo è un fenomeno apparentemente semplice ed intuitivo ma lo studio sperimentale è, come si è visto, complesso e l'analisi teorica incerta. La migliore fonte di informazione resta sempre l'osservazione diretta dei cedimenti delle fondazioni su pali in tutti i casi in cui l'assestamento degli strati compressibili per effetto di nuovi sovraccarichi provoca uno sforzo di trascinamento sui pali stessi.

Valga per tutti il classico esempio riportato da Terzaghi e Peck (1948) ⁽¹⁾.

L'edificio, a pianta molto estesa, appoggia su circa 10 000 pali di legno da 8 m infissi in uno strato di sabbia densa profondo 2 metri: il carico su ogni palo è di 15 kN. Il cedimento su ogni palo durante le prove era stato di circa 6 mm a 30 kN e quindi si ritenne che il cedimento massimo totale non avrebbe superato questo valore. In realtà, il cedimento nei due anni successivi alla costruzione raggiunse i 30 cm: sotto lo strato di 2 m di sabbia densa vi era argilla plastica per 50 m ed oltre.

Data l'ampiezza della fondazione (oltre 80 m) la sede del cedimento aveva completamente interessato lo strato di argilla molle che non era stato esplorato o le cui conseguenze erano state del tutto sottovalutate.

16-2-2 VERIFICA DI UNA PALIFICATA.

Consideriamo il gruppo di pali in fig. 16-13. Sia AC e BD la linea di distribuzione del carico, assunta per ipotesi, secondo la natura del terreno. Sul piano CD il peso della fondazione si diffonde sull'area $CC' OO' DD' NN'$ in modo non uniforme. Possiamo pensare che le pressioni saranno rappresentate dalla spezzata $CGHD$ anche se in realtà avranno l'andamento della linea punteggiata in figura. In pratica possiamo sostituire al diagramma $CGHD$ il diagramma rettangolare $R'RUU'$ in pianta delimitato dal quadrilatero $S'T'TS$.

Per fare un esempio sia $P = 5000$ kN, $h = 14$ m, $b = 6,0$ m, $\text{tg } \alpha = 0,21$. Avremo $CD = 6 + 14 \cdot 0,21 \cdot 2 = 12$.

$$S'T' = 8,8 \quad \overline{S'T'^2} = 78 \text{ m}^2$$

La pressione media uniforme sarà $\sigma_m = \frac{5000}{78} = 64 \text{ kN/m}^2$.

Essa si trasmette sotto il piano di base dei pali e sull'asse della fondazione a quota -3 avremo: $\left(t = \frac{b}{z} = \frac{4,50}{3} = 1,50 \right)$

$$\sigma_z = H_3 \sigma_0 = 0,9 \cdot 64 = 57 \text{ kN/m}^2$$

Sul piano della roccia avremo: $\left(t = \frac{4,50}{8} = 0,56 \right)$

$$\sigma_z = H_4' \sigma_0 = 0,62 \cdot 64 = 40 \text{ kN/m}^2$$

per cui il diagramma delle tensioni nello strato compressibile, sull'asse della fondazione, sarà rappresentato dal trapezio $1\ 2\ 3\ 4$ indicato in fig. 16-13. Supposto che il piano CD dell'argilla compatta sopporti il carico trasmesso dalla fondazione (64 kN/m^2), dobbiamo controllare che gli strati sottoposti al

⁽¹⁾ Pag. 476.

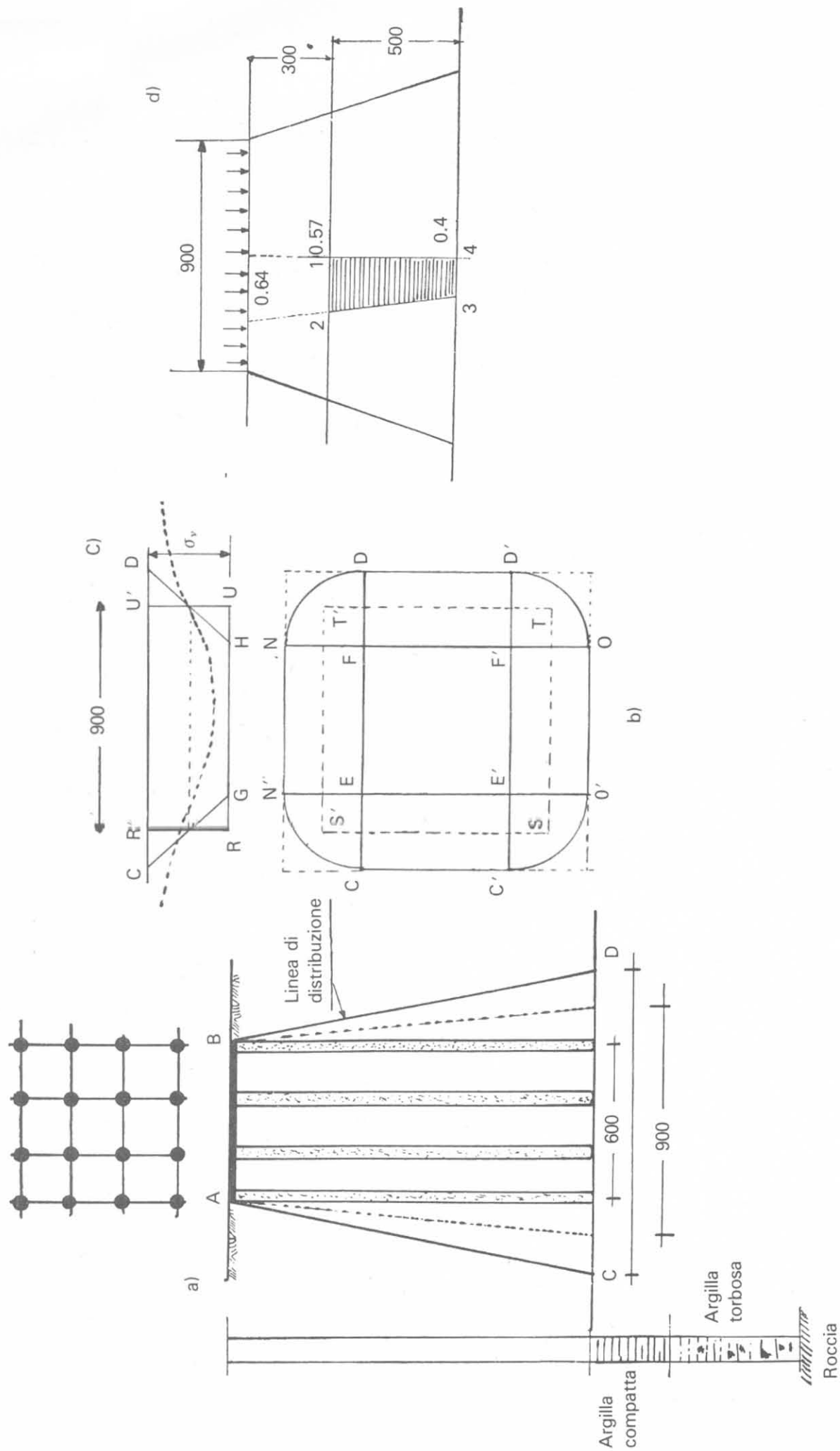


Fig. 16-13 - Distribuzione del carico della palificata sul piano di base.

piano di posa resistano anch'essi, senza apprezzabili cedimenti, al carico che vi si ripartisce. Sappiamo che la pressione massima si mantiene costante per profondità almeno uguali alla metà della larghezza della fondazione, e, se questa è molto estesa, le sollecitazioni trasmesse in profondità possono raggiungere strati compressibili e causare l'assestamento della fondazione. Sono noti i diagrammi di Kögler e Scheidig per superfici di carico circolari e nastriformi, utili per un calcolo approssimato delle tensioni, nei casi in cui la superficie di carico sia molto estesa.

Tornando all'esempio precedente valutiamo l'assestamento degli strati tra il piano di posa CD e la roccia: supponiamo che la prova di compressibilità sui campioni prelevati abbia dato i seguenti risultati:

- 1) argilla compatta: modulo di compressibilità $E_1 = 20 \text{ MN/m}^2$
- 2) argilla plastica: » » » $E_2 = 8 \text{ MN/m}^2$

Il cedimento totale, in tempo infinito, sarà

$$\sum_1^2 \frac{\sigma dh}{E}$$

e nel nostro caso

$$\Delta h = 64 \cdot \frac{3}{20\,000} + 57 \cdot \frac{5}{8\,000} = 0,0096 + 0,0356 = 0,0452 \text{ m} = 4,52 \text{ cm}$$

Dalla prova di permeabilità, con le note teorie del Terzaghi, è possibile valutare l'andamento del cedimento nel tempo e conoscere, ad esempio, dopo quanti anni sarà raggiunto il 95% del valore totale.

Rimandiamo, per questo studio, alle opere speciali sulla Meccanica del Terreno e ci basti, qui, mettere in evidenza il problema. Una palificata è simile ad una fondazione profonda che abbia come piano di posa il piano di base dei pali: la palificata può essere stabile per la natura del terreno sopra questo piano, *ma può cedere per l'assestamento degli strati sottostanti* sui quali si diffonde il carico trasmesso dalla fondazione. Il cedimento sarà più o meno uniforme, secondo la natura degli strati profondi e potrà dar luogo, in casi particolari (fig. 16-14), a seri inconvenienti per le irregolarità del sottosuolo.

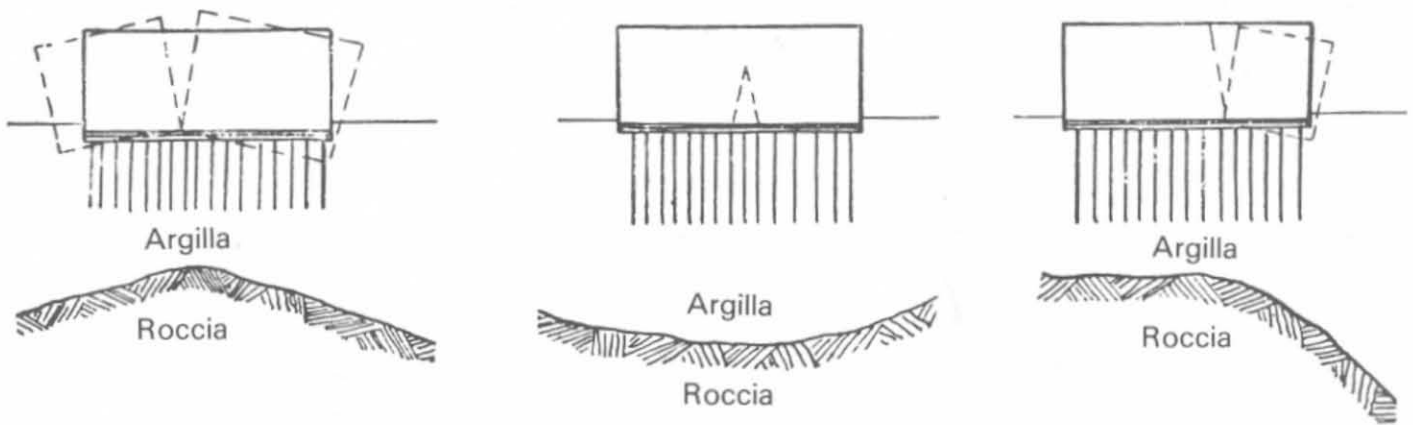


Fig. 16-14.

16-2-3 CONCLUSIONE.

Siamo ancora lontani dal conoscere con sicurezza, per un dato terreno, la migliore distribuzione dei pali ed il loro interasse e di conseguenza il coefficiente di proporzionalità tra la portanza di un singolo palo e quella di un gruppo, cioè l'efficienza della fondazione. La formula di Converse, vista in precedenza, non offre alcuna garanzia, poichè non tiene conto nè della natura del terreno nè della lunghezza dei pali.

In teoria, per una data fondazione, si ottiene la maggiore economia quando il numero e l'interasse dei pali resistenti per attrito sono tali da utilizzare integralmente la resistenza di attrito lungo il fusto nel trasferire il carico dal palo al terreno. Ciò porterebbe in molti casi a progettare pali lunghi e distanziati, aumentando così il costo dei plinti e delle zattere di collegamento. Il progettista, seguendo i criteri di giusta economia, deve poter valutare, caso per caso, il coefficiente di sicurezza della palificata e fissarne le caratteristiche. Le prove di carico su un palo isolato dicono poco e quelle su gruppi di pali sono troppo dispendiose per essere pratiche.

Le prove sui modelli, influenzate da troppi fattori esterni, non sono sempre attendibili. Non rimane che l'esperienza diretta, ed è solo potendo consultare una accurata e seria raccolta di opere costruite, sia di successi che di insuccessi, che il progettista ha modo di ampliare le sue conoscenze ed evitare sia le soluzioni troppo dispendiose sia i rischi di un coefficiente di stabilità erroneamente valutato.

Come norma generale dovremo sempre tenere presenti i seguenti punti.

1) La portanza di un gruppo di pali che resiste per attrito non è la somma delle resistenze dei singoli pali supposti isolati.

2) L'efficienza della palificata sarà tanto più vicina ad 1 quanto maggiore sarà l'interasse dei pali.

3) In ogni fondazione bisogna verificare che la pressione trasmessa dalla palificata su un piano qualunque sia inferiore a quella ammessa dalla natura del terreno.

4) Verificare che sotto il piano di base dei pali e *per una profondità alla quale i carichi sono ancora sensibili*, non vi siano strati di terreno molto compressibili, la cui stabilità può essere compromessa dal carico della palificata.

5) Verificare e tenere presente la possibilità di *attrito negativo* sui pali sia per effetto della compressibilità del terreno attraversato soggetto a sovraccarichi sia per il naturale consolidamento dello stesso.

6) Tenere sempre presente il principio già sottolineato, che, se i pali attraversano uno strato compressibile, tale da subire certamente un consolidamento sotto il carico, tutto il terreno sopra questo strato *non offre alcuna resistenza di attrito*.

16-3 Distribuzione dei carichi su un gruppo di pali.

Nel caso generale la risultante R dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla palificata si scompone in una componente verticale R_v ed in una orizzontale R_H .

Si deve determinare, con una certa approssimazione, data la natura del problema, la legge di ripartizione dei carichi sui singoli pali del gruppo. Innanzitutto il sistema da spaziale, qual è in realtà, è ricondotto ad un sistema piano nell'ipotesi, quasi sempre verificata, che i pali siano disposti in modo simmetrico rispetto al piano delle forze esterne.

Si ritiene inoltre:

- 1) che i pali siano incernierati ad entrambe le estremità (nel terreno e nel blocco di fondazione);
- 2) che il cedimento del palo sia, entro certi limiti, proporzionale alla intensità del carico applicato;
- 3) che il blocco di fondazione di collegamento delle teste dei pali sia rigido;
- 4) che il coefficiente di proporzionalità sia costante per ogni gruppo di pali e per un dato terreno.

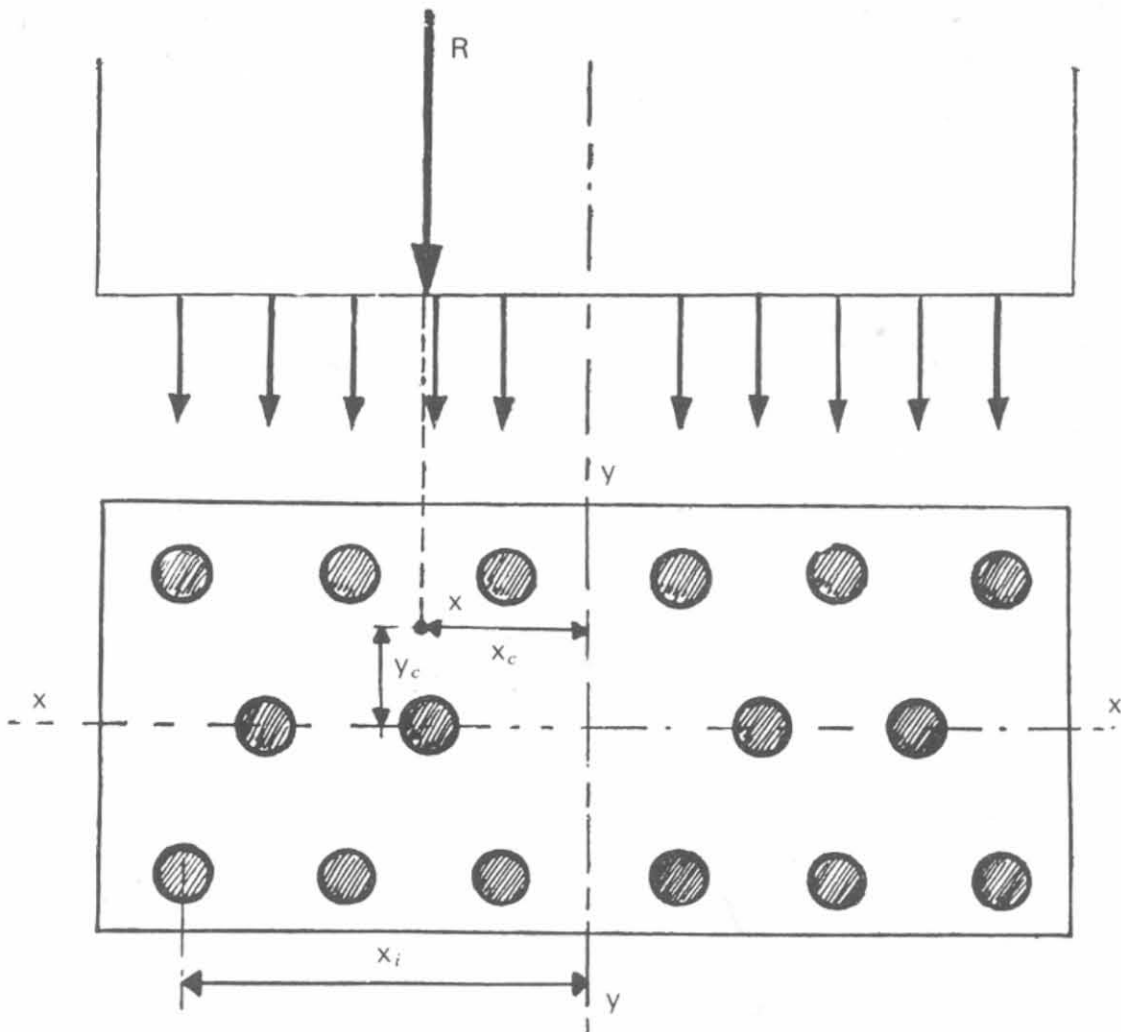


Fig. 16-15.

Nel caso particolare che la piastra di fondazione appoggi su *un gruppo di pali verticali* e che verticale sia la risultante R e comunque disposta rispetto ai pali, il problema si risolve in modo semplice con la formula della sollecitazione deviata

$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{M_x \cdot y}{J_x} + \frac{M_y \cdot x}{J_y}$$

Con riferimento alla fig. 16-15 si ha:

$$\begin{aligned} A &= n \Omega & J_x &= \sum \Omega_i y_i^2 \\ M_x &= R \cdot y_c & J_y &= \sum \Omega_i x_i^2 \\ M_y &= R \cdot x_c & \sigma \Omega &= P \end{aligned}$$

e quindi

$$P_i = R \left\{ \frac{1}{n} + \frac{y_c}{\sum y_i^2} y + \frac{x_c}{\sum x_i^2} x \right\} \quad (16-5)$$

La fondazione in fig. 16-16 è sollecitata da una spinta $H = 500$ kN normale all'asse YY e soggetta al carico verticale $P = 3000$ kN. Le altre dimensioni sono note.

Avremo

$$\begin{aligned} J_{yy} &= 2 \times 5 \times 0,75^2 = 5,6\Omega \\ M &= 500 \times 1,50 = 750 \text{ kN m} \end{aligned}$$

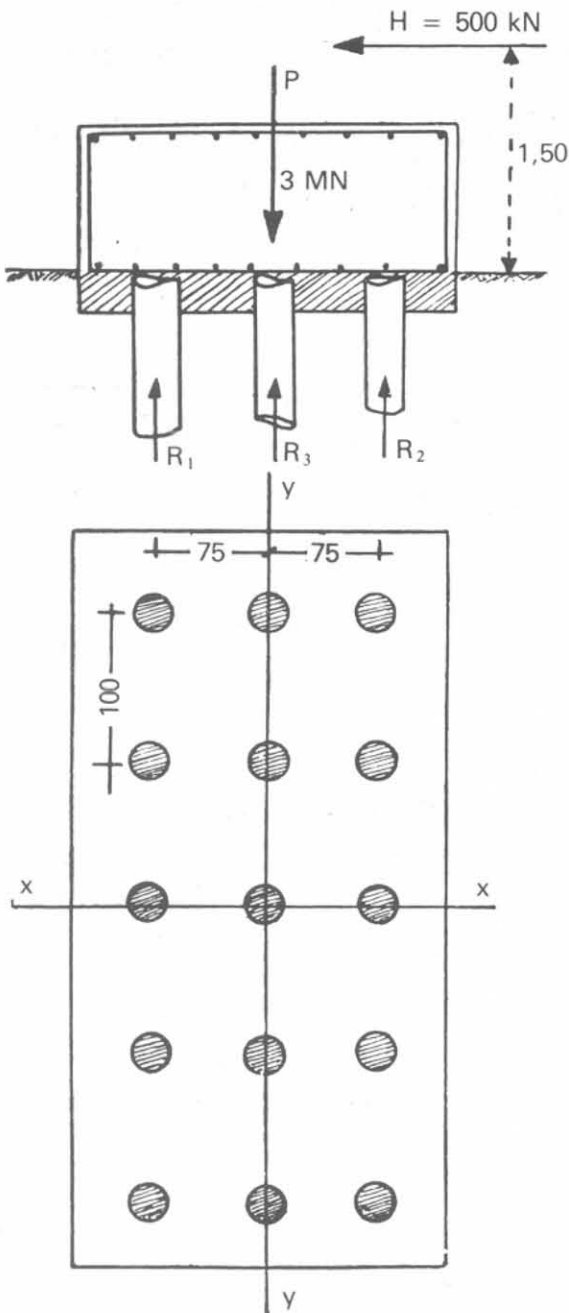


Fig. 16-16.

$$R = \frac{P}{n} + \frac{M \cdot y}{J_{yy}} \quad R_1 = \frac{3000}{15} + \frac{750 \times 0,75}{5,6} = 200 + 100 = 300 \text{ kN}$$

$$R_2 = 200 - 100 = 100 \text{ kN}$$

Il risultato, in questo caso, era immediato in quanto al momento M reagisce una coppia uguale e contraria il cui braccio è $2 \times 0,75 = 1,50$. Il sovraccarico dei pali esterni è pertanto:

$$\frac{1}{5} \times \frac{750}{1,50} = 100 \text{ kN}$$

Nel caso generale la piastra sarà sollecitata da una risultante R , comunque inclinata, per effetto della quale subirà uno spostamento, cioè una rotazione intorno al suo centro istantaneo (polo). Gli sforzi indotti nei pali saranno proporzionali allo spostamento della piastra ed il problema potrà risolversi, in modo generale, scomponendo tale movimento in due traslazioni, verticale ed orizzontale, ed in una rotazione.

Vi sono metodi grafici e metodi analitici: esamineremo le applicazioni pratiche più comuni.

16-3-1 METODO DI WESTERGAARD.

Si consideri il gruppo dei pali della fig. 16-17 soggetto al carico R . Sia O , per ipotesi, il centro istantaneo di rotazione della piastra (rigida) che collega le teste dei pali: una piccola rotazione θ della piastra, intorno al polo provoca in ogni palo uno spostamento, secondo il proprio asse, uguale a

$$\Delta_i = \lambda_i \theta$$

essendo λ la distanza di O dall'asse del palo considerato.

Lo sforzo indotto in ogni palo sarà:

$$P = K \Delta_i$$

ed è possibile determinare graficamente la risultante generale di queste forze per una data rotazione, risultante che avrà intensità R_0 e linea di azione comune alla R . Gli sforzi nei singoli pali si otterranno allora moltiplicando quelli trovati per il rapporto $\frac{R}{R_0}$.

In pratica si procede nel modo seguente.

Si determina il centro istantaneo O dando alla piastra due successive rotazioni intorno a due punti O_1 e O_2 scelti sulla linea di azione della R . Le risultanti R_1 e R_2 degli sforzi indotti nei pali, per queste due rotazioni, si incontrano nel punto O che è, per reciprocità, il centro di rotazione della piastra per effetto di R . In seguito della rotazione θ_i , intorno a O_1 in ogni palo si avrà

$$P_i = K \lambda_i \theta_i$$

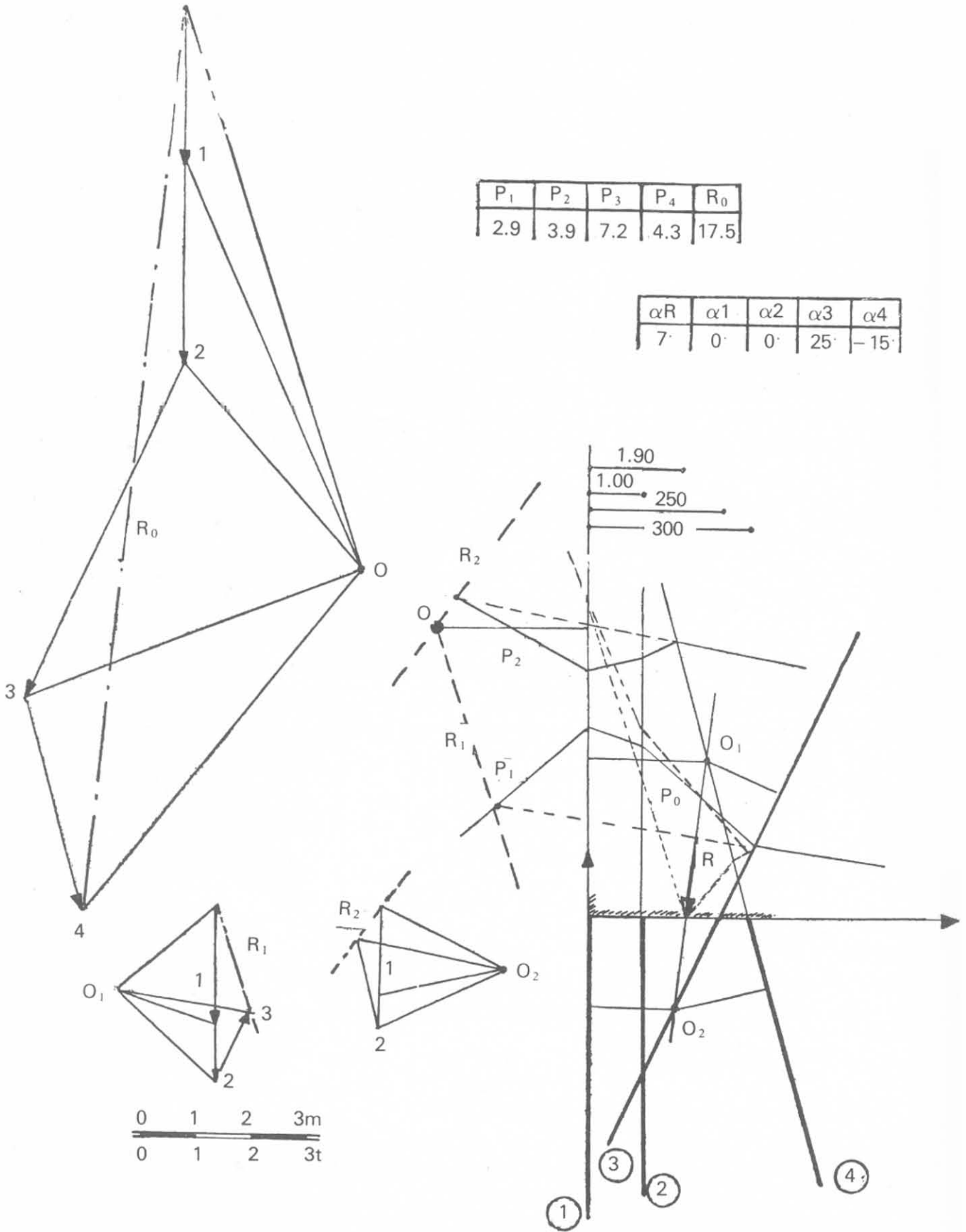


Fig. 16-17.

Posto $K = 1$ e $\theta_1 = 1$ risulta che P_i è proporzionale a λ_i .

Si connettano con un poligono queste forze (che in figura sono assunte uguali alle distanze λ_i) e se ne determini, a mezzo di un poligono funicolare (P_1 in figura), la risultante R_1 . Si faccia analogamente per il punto O_2 . Il punto di incontro di R_1 con R_2 è il centro istantaneo relativo alla R . Connettendo con un poligono (p_0) gli sforzi causati da una rotazione intorno ad O , si troverà la risultante R_0 che deve avere la stessa linea di azione della R .

Nell'esempio numerico considerato si ha:

$$\begin{array}{rcccl} R = 1000 \text{ kN} & P_1 = 29 & P_3 = 72 & & \\ R_0 = 175 \text{ kN} & P_2 = 39 & P_4 = 43 & \frac{R}{R_0} = 5,7 & \end{array}$$

ed infine gli sforzi effettivi nei pali (in kN)

$$R_1 = 166 \quad R_2 = 222 \quad R_3 = 410 \quad R_4 = 245$$

16-3-2 METODO DI NOKKENTVED.

Il movimento della piastra è scomposto in due traslazioni secondo gli assi cartesiani ed in una rotazione. Siano R_v' e R_H' le risultanti degli sforzi indotti nei pali per effetto di due traslazioni unitarie, verticale ed orizzontale. Il punto O di incontro delle due risultanti è *il centro elastico del sistema*: poichè la R_v' e la R_H' producono una rotazione intorno ai punti all'infinito degli assi coordinati, per reciprocità una rotazione del sistema intorno al loro punto di incontro non può essere causata che da una forza all'infinito, cioè da un momento. Sia α l'angolo che i pali fanno con la verticale e sia positivo, per ipotesi, quando la punta del palo è a sinistra della testa.

Uno spostamento verticale unitario del dado di fondazione induce in ogni palo una forza pari a

$$P = K \cos \alpha \quad (16-6)$$

le cui componenti sono

$$\begin{array}{l} P_v = K \cos^2 \alpha \\ P_H = K \cos \alpha \sin \alpha \end{array} \quad (16-7)$$

essendo K il coefficiente di proporzionalità già visto in precedenza. La risultante delle (16-7) fa con la verticale l'angolo definito da

$$\operatorname{tg} \alpha_v = \frac{\sum K \cos \alpha \sin \alpha}{\sum K \cos^2 \alpha} \quad (16-8)$$

ed è uguale e di segno contrario alla R_v' che ha prodotto lo spostamento verticale unitario. Si ha pertanto:

$$R_v' = \frac{\sum K \cos^2 \alpha}{\cos \alpha_v} \quad (16-9)$$

Analogamente, uno spostamento orizzontale unitario prodotto dalla R_H' in-

duce nei pali una forza:

$$P' = K \operatorname{sen} \alpha \quad (16-10)$$

con componenti

$$\begin{aligned} P_{H'} &= K \operatorname{sen}^2 \alpha \\ P_{v'} &= K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \end{aligned} \quad (16-11)$$

La risultante è inclinata sulla verticale dell'angolo determinato da:

$$\operatorname{tg} \alpha_H = \frac{\Sigma K \operatorname{sen}^2 \alpha}{\Sigma K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha} \quad (16-12)$$

ed è espressa da

$$R_{H'} = \frac{\Sigma K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha}{\cos \alpha_H}$$

cioè

$$R_{H'} = \frac{\Sigma K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha}{\cos \alpha_H} \quad (16-13)$$

Le coordinate del centro elastico si ottengono facendo sistema tra le equazioni delle due rette $R_{v'}$ ed $R_{H'}$ le cui intercette sull'asse delle x valgono rispettivamente (fig. 16-18):

$$\begin{aligned} X_v &= \frac{\Sigma K \cos^2 \alpha x_i}{\Sigma K \cos^2 \alpha} \\ X_H &= \frac{\Sigma K \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha x_i}{\Sigma K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha} \end{aligned} \quad (16-14)$$

L'equazione della retta passante per la $R_{v'}$ risulta pertanto

$$\frac{y}{X - X_v} = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha_v}$$

da cui

$$y = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha_v} \left(x - \frac{\Sigma K \cos^2 \alpha \cdot x_i}{\Sigma K \cos^2 \alpha} \right) \quad (16-15)$$

ed analogamente per la seconda ($R_{H'}$)

$$y = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha_H} \left(x - \frac{\Sigma K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot x_i}{\Sigma K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha} \right) \quad (16-16)$$

Dal sistema delle equazioni (16-15) e (16-16) si deducono le coordinate X_0 e Y_0 del centro elastico.

Si ricava:

$$X_0 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_H \frac{\sum K \cos^2 \alpha \cdot x_i}{\sum K \cos^2 \alpha} - \operatorname{tg} \alpha_v \frac{\sum K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot x_i}{\sum K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{tg} \alpha_v} \quad (16-17)$$

$$Y_0 = \frac{\frac{\sum K \cos^2 \alpha \cdot x_i}{\sum K \cos^2 \alpha} - \frac{\sum K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot x_i}{\sum K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{tg} \alpha_v} \quad (16-18)$$

Si supponga che il sistema ruoti intorno al centro elastico di una quantità costante θ : la rotazione non può essere causata che dal momento ⁽¹⁾:

$$M = \sum K \lambda^2 \theta \quad (16-19)$$

cioè

$$M = \theta I_0$$

posto

$$\sum K \lambda^2 = I_0$$

Con riferimento al sistema d'assi cartesiani $x' y'$ con centro in O (fig. 16-18) si ha

$$\begin{aligned} x_i' &= x_i - x_0 + y_0 \operatorname{tg} \alpha_i \\ \lambda_i &= x_i' \cos \alpha_i \end{aligned} \quad (16-20)$$

da cui

$$I_0 = \sum K x_i'^2 \cos^2 \alpha_i$$

Premesso quanto sopra e nota la risultante R delle forze esterne, si procede come segue: si trasporta la R in O e si scompone in R_v e R_H secondo le due direzioni conosciute R_v' e R_H' .

Ogni palo sarà sollecitato per effetto della R_v da

$$P_v = \frac{R_v}{R_v'} K \cos \alpha \quad (16-21)$$

e per effetto della R_H da

$$P_H = \frac{R_H}{R_H'} K \sin \alpha \quad (16-22)$$

Il momento $M = R \lambda_r$ generato dal trasporto di R in O provocherà la

⁽¹⁾ La somma delle forze indotte nei pali è $\sum P_i = \sum K \lambda_i \theta$ le cui componenti sono $\sum K \theta \lambda_i \cos \alpha_i$ e $\sum K \theta \lambda_i \sin \alpha_i$; cioè i momenti rispetto a O delle (16-6) e (16-10). Poichè la R_v' e la R_H' passano per O il loro momento è nullo ed è pure nulla la forza indotta nei pali da una rotazione intorno ad O .

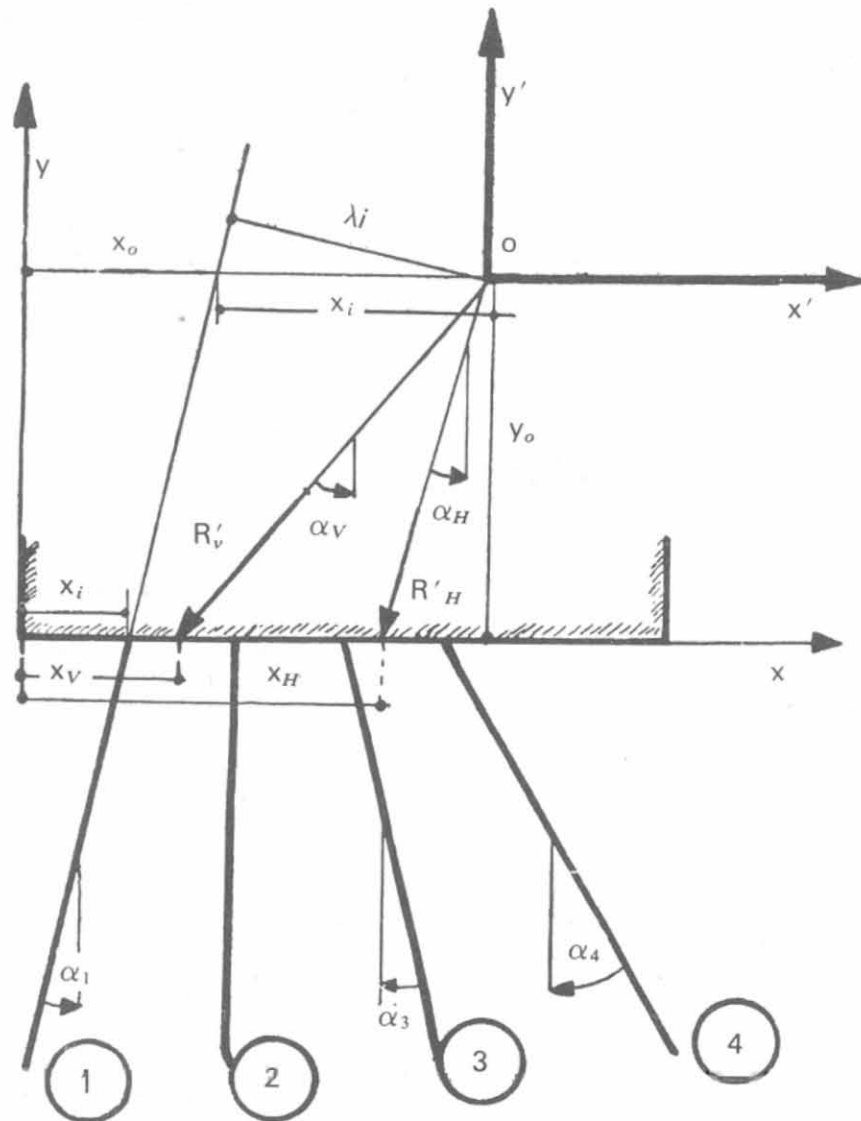


Fig. 16-18.

rotazione del sistema di una quantità θ pari a

$$\theta = \frac{M}{I_0} \quad (16-23)$$

ed uno sforzo in ogni palo

$$P_M = \frac{M}{I_0} K \lambda_i$$

cioè

$$P_M = \frac{M}{I_0} K x_i' \cos \alpha_i \quad (16-24)$$

Il carico totale, su ogni palo, risulterà pertanto somma di P_v , P_H , P_M ; sarà cioè:

$$P = K \left\{ \frac{R_v}{R_v'} \cos \alpha + \frac{R_H}{R_H'} \sin \alpha + \frac{M}{I_0} x_i' \cos \alpha \right\} \quad (16-25)$$

ossia

$$P = K \cos \alpha \left\{ \frac{R_v}{R_{v'}} + \frac{R_H}{R_{H'}} \operatorname{tg} \alpha + \frac{M}{I_0} x' \right\} \quad (16-26)$$

Ricordiamo che R_v e R_H sono le componenti di R secondo le direzioni R_v' e R_H' : in pratica la risultante delle forze esterne è data in funzione delle sue componenti cartesiane Q ed H , essendo

$$Q = R_v \cos \alpha_v + R_H \cos \alpha_H \quad (16-27)$$

$$H = R_v \operatorname{sen} \alpha_v + R_H \operatorname{sen} \alpha_H$$

da cui

$$R_v = \frac{Q \operatorname{tg} \alpha_H - H}{\cos \alpha_v \operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{sen} \alpha_v} \quad R_H = \frac{H - Q \operatorname{tg} \alpha_v}{\operatorname{sen} \alpha_H - \cos \alpha_H \operatorname{tg} \alpha_v}$$

Si ottiene infine

$$P = K \cos \alpha \left\{ \frac{Q}{\Sigma K \cos^2 \alpha} \frac{\operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{tg} \alpha_v} + \right. \\ \left. + \frac{H}{\Sigma K \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha} \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha_v}{\operatorname{tg} \alpha_H - \operatorname{tg} \alpha_v} + \frac{M x'}{I_0} \right\} \quad (16-28)$$

Ricordiamo che l'angolo α è positivo se la punta del palo è a sinistra della testa, che Q è positivo dall'alto verso il basso e H da destra verso sinistra. Il momento M è positivo quando tende a provocare una rotazione nel senso orario. In pratica la (16-28) si semplifica eliminando K in genere uguale e costante per tutti i pali. Torna utile costruire per semplificare i calcoli lo specchio seguente:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha$	x	$\cos^2 \alpha$ $\operatorname{tg} \alpha$	$\cos^2 \alpha$ $\operatorname{tg}^2 \alpha$	$\cos^2 \alpha$ x	$x \cdot \cos^2 \alpha$ $\cdot \operatorname{tg} \alpha$	x'	$x'^2 \cdot$ $\cos^2 \alpha$

Nel caso che la fondazione sia simmetrica il termine $\Sigma \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha$ è nullo e si ha $\operatorname{tg} \alpha_v = 0$; $\operatorname{tg} \alpha_H = \infty$. La (16-28) diventa

$$P = \cos \alpha \left\{ \frac{Q}{\Sigma \cos^2 \alpha} + \frac{H}{\Sigma \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha} + \frac{M x'}{I_0} \right\} \quad (16-29)$$

Applicazione. — Si riprenda l'esempio della fig. 16-18. In esso si ha:

$$\alpha_R = 7^\circ \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 0 \quad \alpha_3 = 25^\circ \quad \alpha_4 = -15^\circ$$

Calcoliamo i valori:

N.	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha$	x	$\frac{\cos^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$\frac{\cos^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha}$	$\cos^2 \alpha \cdot x$	$x \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	x'	$x'^2 \cos^2 \alpha$
1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1,62	2,620
2	1	1	0	1	0	0	1	0	-0,62	0,384
3	0,906	0,821	0,466	2,50	0,383	0,179	2,06	0,956	-0,88	0,635
4	0,966	0,933	-0,268	3,00	-0,250	0,067	2,80	-0,750	1,38	1,771
Σ		3,764			0,133	0,246	5,86	0,206		5,410

da cui

$$\operatorname{tg} \alpha_o = \frac{0,313}{3,764} = 0,0353 \quad \operatorname{tg} \alpha_H = \frac{0,246}{0,133} = 1,85 \quad \begin{array}{l} X_0 = 1,62 \\ Y_0 = 0,005 \end{array}$$

Le componenti cartesiane di R sono

$$Q = 1000 \cos 7^\circ = 992 \text{ kN} \quad H = 1000 \sin 7^\circ = 122 \text{ kN}$$

ed il momento rispetto al centro elastico

$$M = 992 (1,90 - 1,62) + 122 \cdot 0,005 = 285 \text{ kN}$$

Gli sforzi dei pali risultano

$$R_1 = 1 \cdot \left\{ \frac{992}{3,764} \frac{1,85}{1,815} + \frac{122}{0,133} \cdot \frac{(-0,035)}{1,815} + \frac{285 (-1,62)}{5,410} \right\} = 174 \text{ kN}$$

ed analogamente

$$R_2 = 224 \text{ kN} \quad R_3 = 450 \text{ kN} \quad R_4 = 320 \text{ kN}$$

Essi concordano praticamente con i valori ottenuti nel procedimento grafico.

16-3-3 OSSERVAZIONI - CASI PARTICOLARI.

L'ipotesi del vincolo a cerniera, che sta alla base dei metodi esposti, non è sempre verificato, anzi non lo è quasi mai perchè il palo è, in genere, incastrato nel blocco di fondazione; nel terreno un certo incastro si verifica sempre ad una profondità che può variare secondo la natura degli strati attraversati. Fa eccezione il caso di pali infissi in terreni inconsistenti ed appoggiati su

roccia. Nokkentved ha però dimostrato che gli sforzi reali, che si ottengono tenendo conto dell'incastro e quindi delle sollecitazioni di flessione e di taglio, sono di poco differenti da quelli ottenuti nell'ipotesi di vincolo a cerniera: differenze che non giustificano la necessità di ricorrere a non lievi complicazioni di calcolo.

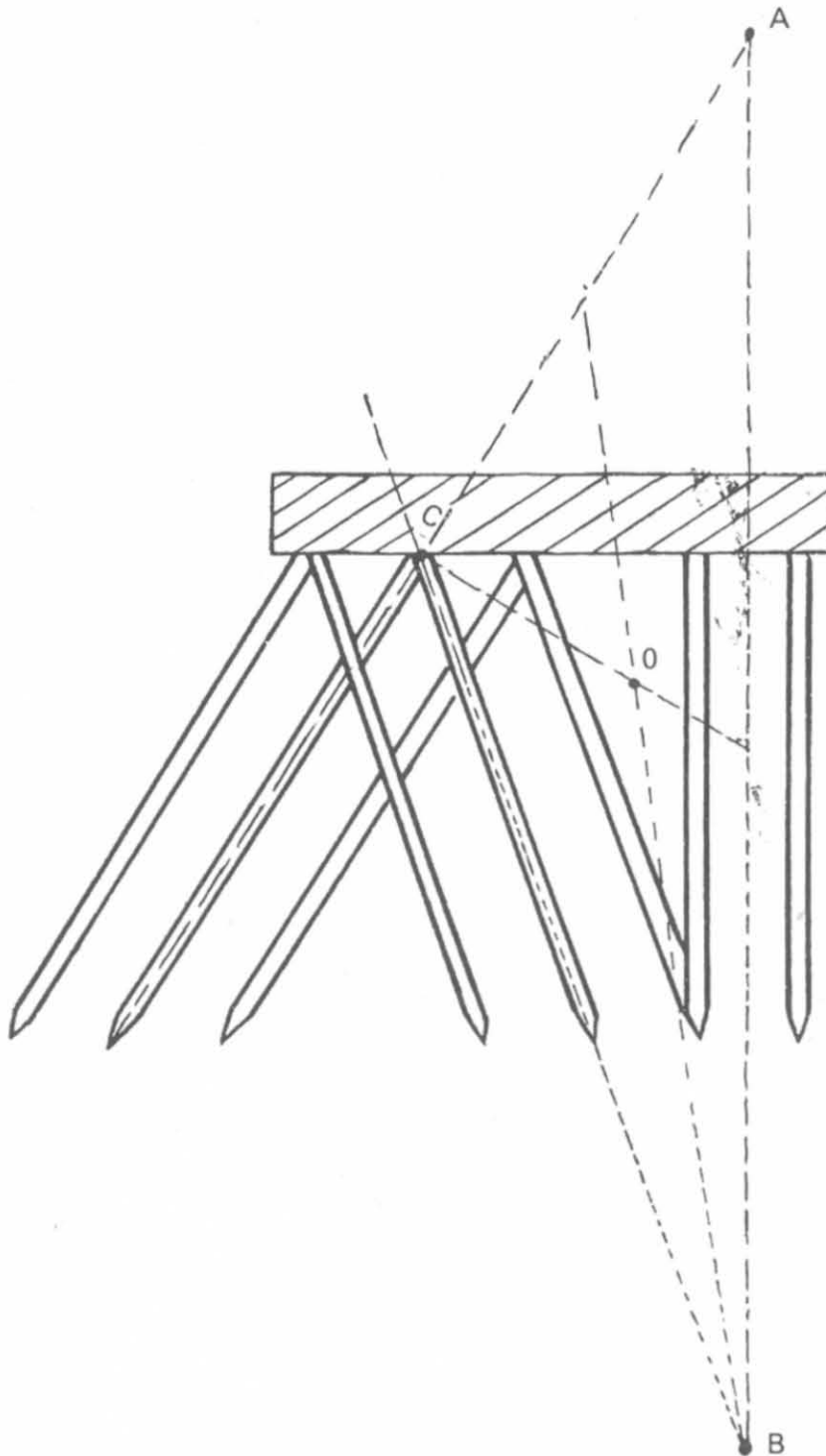


Fig. 16-19.

Per quanto si è visto in precedenza, è evidente che la fondazione dovrà essere progettata in modo che la *risultante dei carichi esterni passi per il centro elastico del sistema*; risulta così nullo il momento delle forze e non si producono

rotazioni nella fondazione. La ricerca del centro elastico è immediata in qualche caso particolare e cioè:

a) *quando si hanno due soli gruppi di pali diversamente inclinati.* La posizione del centro elastico è determinata dalla intersezione degli assi dei due gruppi;

b) *quando si hanno tre gruppi con uguale numero di pali.* Il centro coincide con il baricentro del triangolo individuato dalla intersezione degli assi a due a due (fig. 16-19).

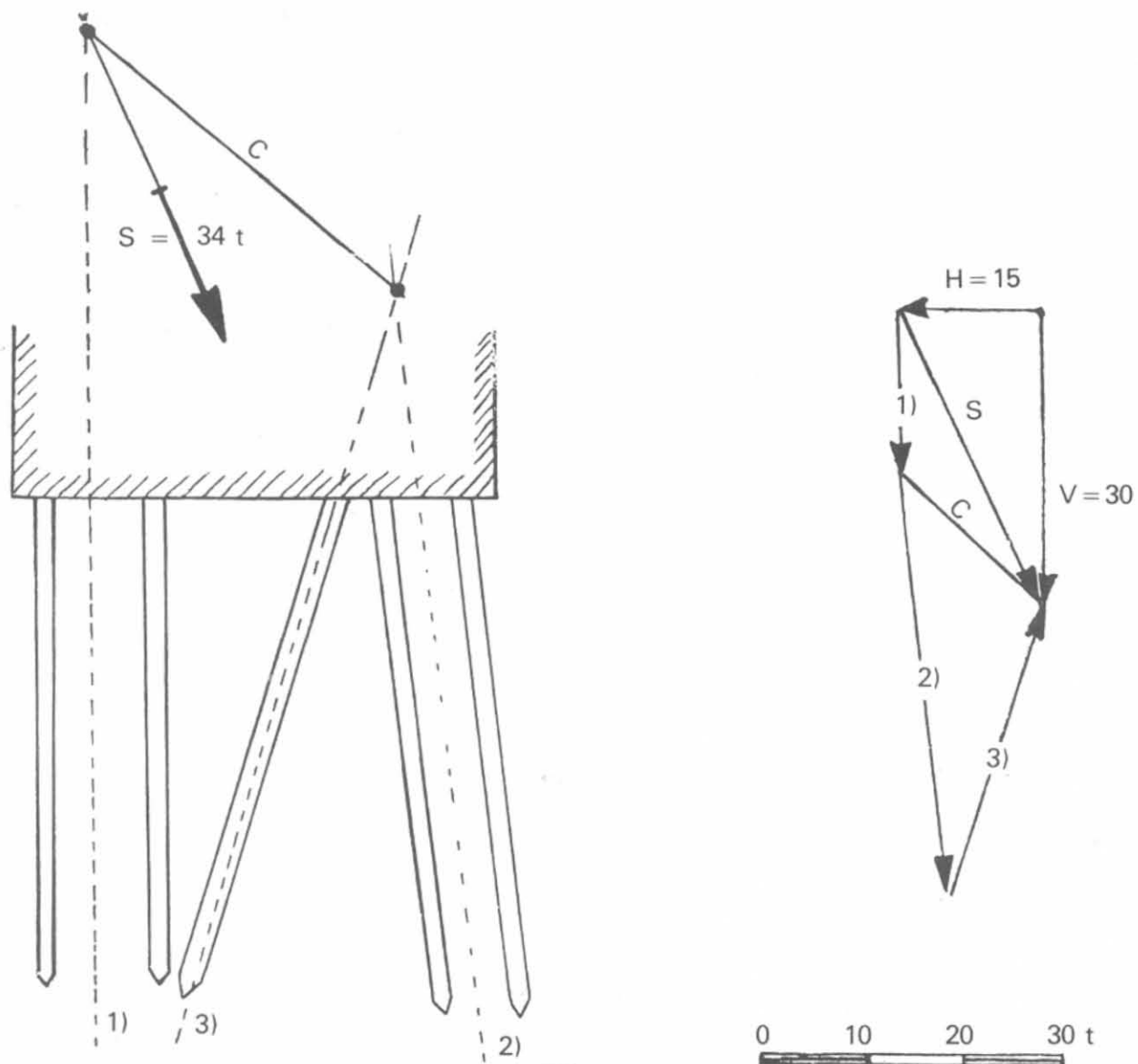


Fig. 16-20.

Nel caso assai comune che i pali abbiano tre sole diverse inclinazioni, basterà annullare il momento delle forze rispetto al centro elastico per trovare la distribuzione dei carichi, sempre che la risultante delle forze passi per il centro elastico; la qual cosa si potrà ottenere con qualche tentativo. La posizione del centro è determinata graficamente con due poligoni di vettori pa-

ralleli ai pali e proporzionali a $\cos \alpha$ e $\sin \alpha$ (spostamento unitario verticale ed orizzontale). Per mezzo di poligoni funicolari si trovano gli allineamenti delle risultanti e quindi la loro intersezione (centro elastico del sistema). La distribuzione degli sforzi si otterrà dalle equazioni di equilibrio alla rotazione. Se la palificata presenta solo tre direzioni *non concorrenti* basterà ricorrere ai metodi comuni della *statica* e scrivere equazioni di equilibrio alla rotazione intorno alle intersezioni degli assi dei pali a due a due.

Graficamente si potrà in questo caso scomporre la risultante S nelle tre direzioni dei pali col *metodo del Culman* e dividere a sua volta ogni componente per il numero dei pali, individuando così lo sforzo in ciascun palo. Tracciati gli assi baricentrici dei tre gruppi di pali, si unisce con una retta c il punto di incontro della S con uno dei tre assi, con quello di intersezione degli altri due assi rimasti (fig. 16-20). Col poligono delle forze si determina la intensità delle stesse nelle varie direzioni.

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI PALI SOTTOPOSTI A FORZE NORMALI ALL'ASSE

17-1 Generalità.

Nel calcolo dei pali si deve sovente tener conto di forze che agiscono normalmente all'asse. Così nelle fondazioni di muri di sostegno, di spalle di ponti ad arco, di ancoraggi, ecc.

Quasi sempre il palo od il gruppo di pali hanno le teste annegate in un blocco di calcestruzzo e la rigidità del blocco è tanto più grande della rigidità del palo, che è lecito semplificare i calcoli, considerando il palo incastrato in sommità nel dado di calcestruzzo e sottoposto ad una spinta H . Quest'ultima viene assorbita in parte dalla rigidità del palo stesso ed in parte dal terreno circostante che reagisce lungo il fusto del palo, normalmente al suo asse.

Naturalmente si manifestano nel palo momenti flettenti e sforzi di taglio che rendono indispensabile l'impiego di una armatura metallica resistente.

Note le caratteristiche elastiche ($E J$) del palo, per studiare in via analitica il problema occorre fissare:

- a) le condizioni di vincolo alle estremità del palo;
- b) le caratteristiche elastiche del terreno.

Le ipotesi comuni a più Autori, a questo riguardo, sono:

- 1) la testa del palo è incastrata al blocco di fondazione ed impedita di ruotare;
- 2) le reazioni del terreno sono proporzionali ai cedimenti.

17-1-1 TERRENI COERENTI.

Analizziamo il meccanismo della rottura del palo soggetto a spinta laterale, tenendo conto che il limite della resistenza specifica del palo al momento flettente condiziona il comportamento del palo stesso. I pali possono essere *liberi in sommità* (fig. 17-1) od *incastrati* (fig. 17-2): nel primo caso la rottura avviene quando il momento massimo nel palo supera quello specifico consen-

tito dalla natura del palo stesso (palo lungo) oppure quando la risultante della pressione laterale supera la resistenza offerta dal terreno lungo tutto il fusto del palo e questo ruota, come un tutto unico, intorno ad un punto posto sotto

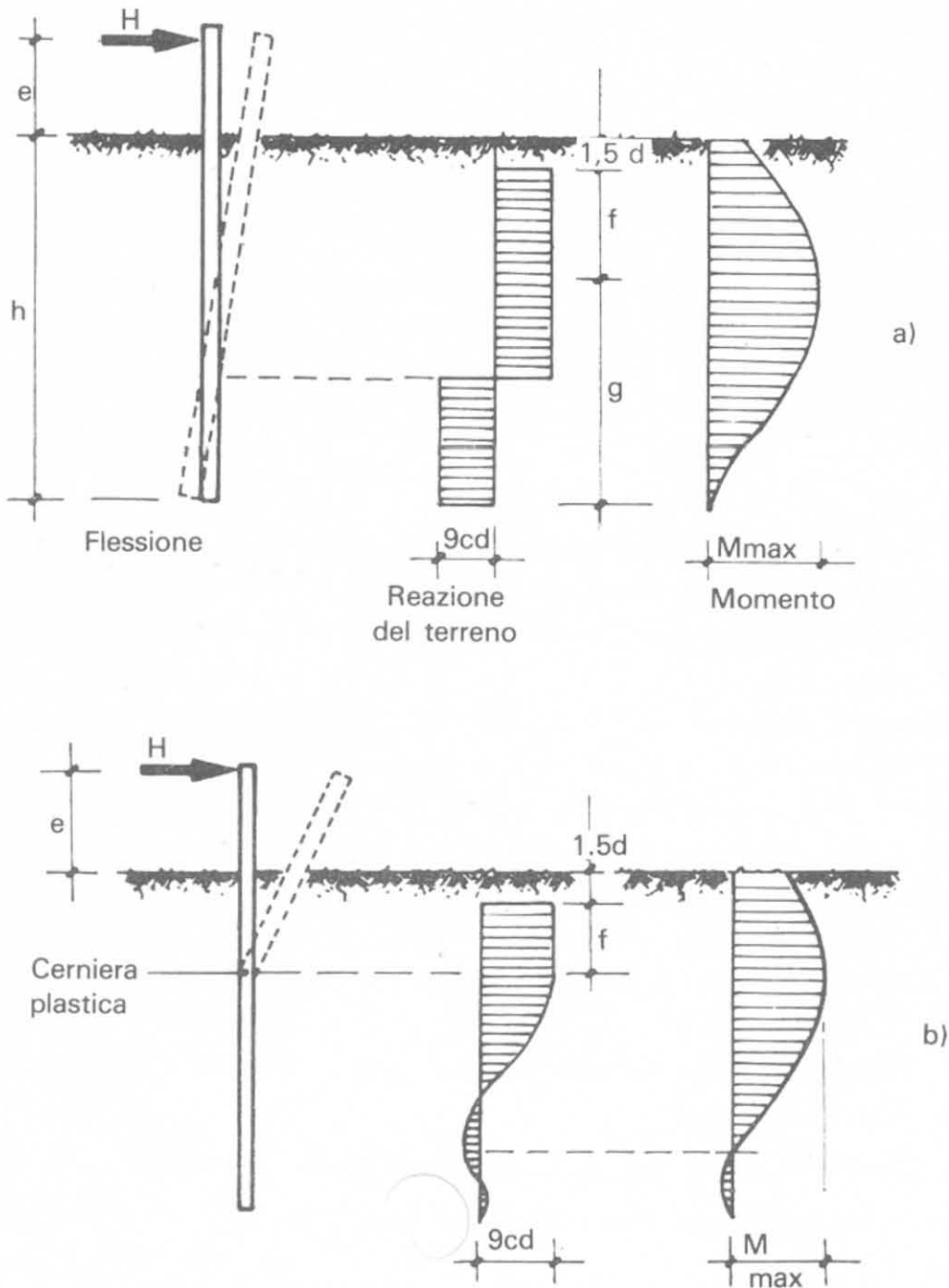


Fig. 17-1 - Pali liberi in sommità. Terreno coerente.

a) Palo corto; b) Palo lungo.

la base del palo (palo corto). Di conseguenza il tipo di rottura dipende dalla lunghezza del palo, dalla resistenza specifica del materiale e dalle caratteristiche elastiche del terreno.

Se i pali sono incastrati in sommità e sono lunghi (17-2 c) la rottura avviene in corrispondenza ai due massimi momenti positivi e negativi; il primo è situato ad una certa profondità sotto la superficie del terreno, mentre il secondo in corrispondenza al punto di incastro teorico. Nei pali perfettamente inca-

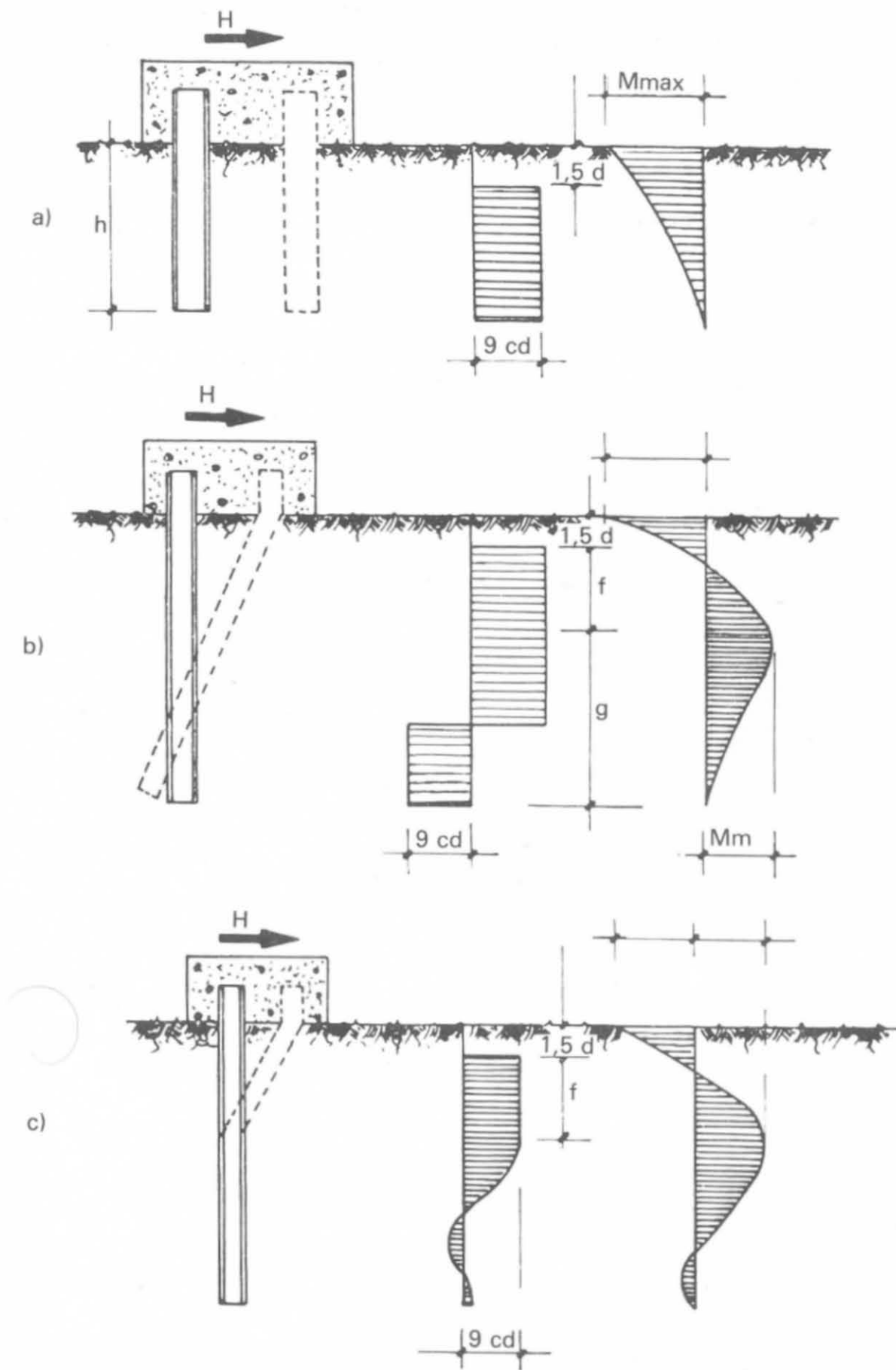


Fig. 17-2 - Palo incastrato
 a) corto; b) intermedio; c) lungo; terreni coerenti (Broms).

strati il valore del momento negativo supera quello positivo e determina pertanto il limite di resistenza del palo.

Se la deformazione all'incastro supera un certo valore il palo si comporta come incernierato e può resistere ancora fintanto che non si formi una seconda cerniera in corrispondenza al punto di massimo momento positivo. Se il palo è corto (*a*) e ruota intorno ad un punto situato sotto la base, la rottura può avvenire ugualmente alla testa del palo quando il momento di incastro supera quello consentito dalle sue caratteristiche.

Se il palo è molto corto la rottura avviene quando è superata la resistenza laterale del terreno ed il palo si comporta come un semplice chiodo.

17-1-2 TERRENI INCOERENTI.

Se il palo è *libero in sommità* la rottura avviene come nell'esempio precedente: la pressione laterale del terreno aumenta con la profondità sino al va-

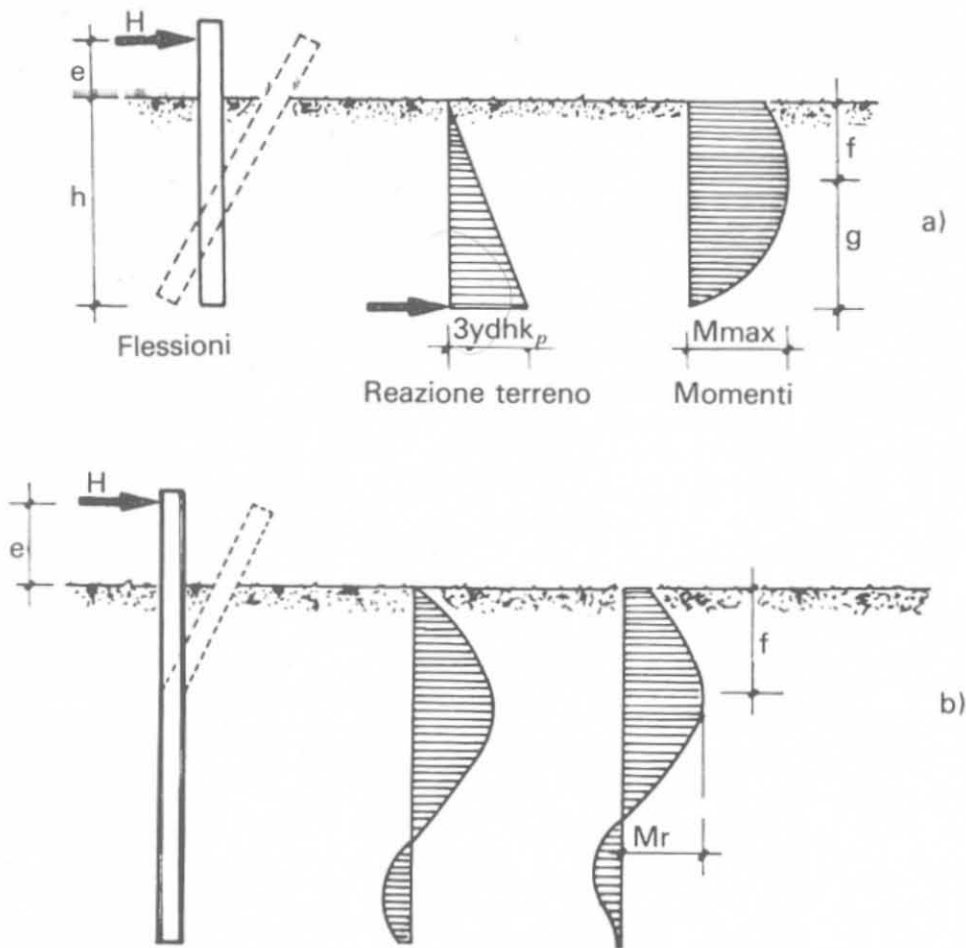


Fig. 17-3.

a) Palo relativamente corto; b) Palo lungo.

lore massimo vicino al centro di rotazione che si forma molto vicino alla base del palo (*palo relativamente corto*) come indicato in fig. 17-3 a. La reazione passiva che si manifesta a questo punto è elevata. In un *palo lungo* (b) la rottura avviene per la formazione di una cerniera in corrispondenza al punto di mas-

simo momento nel quale si sviluppa la massima reazione del terreno, al di sopra del quale le deformazioni laterali del palo sono rilevanti. Sotto questo punto invece le deformazioni sono relativamente piccole e non sviluppano l'intera reazione passiva del terreno.

Nel caso dei pali *incastriati in sommità* la rottura avviene in modo analogo a quanto indicato nei terreni coerenti e cioè:

a) *Palo molto lungo* (fig. 17-4).

Il massimo momento positivo si verifica ad una certa profondità di cui valuteremo il valore, e quello negativo nella sezione di incastro.

b) *Palo relativamente corto* (fig. 17-5).

La resistenza laterale del terreno è direttamente proporzionale alla profondità e la sua intensità è in genere ritenuta maggiore del valore che si avrebbe nello stato limite superiore di Rankine (spinta passiva).

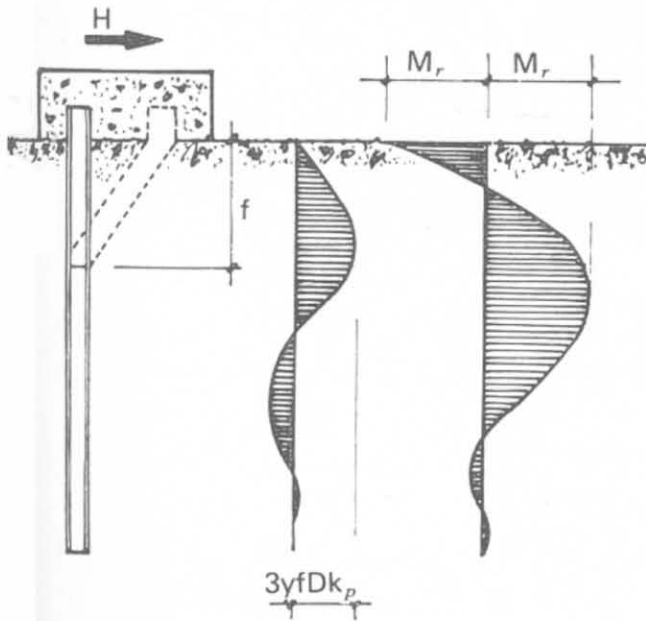


Fig. 17-4 - Pali incastrati; terreni incoerenti; palo lungo (Broms).

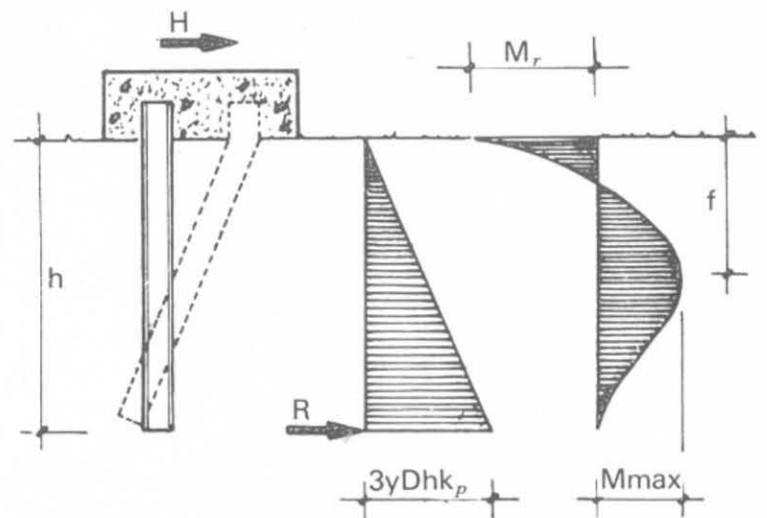


Fig. 17-5 - Pali incastrati; pali relativamente corti; terreni incoerenti (Broms).

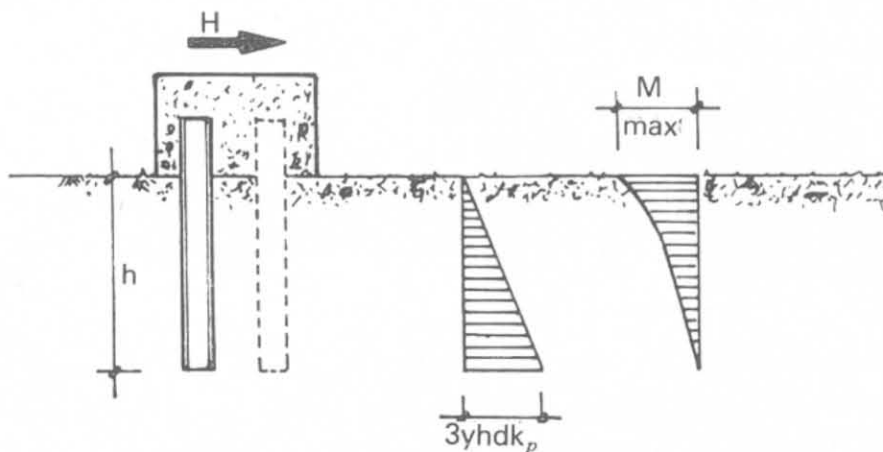


Fig. 17-6 - Pali corti incastrati; terreni incoerenti.

c) *Palo molto corto* (fig. 17-6).

Il momento massimo è solo quello negativo e si verifica nella sezione di incastro.

17-2 Modulo di reazione di sottofondo.

Il termine *reazione di sottofondo* indica il valore della pressione unitaria trasmessa dalla superficie di carico al terreno; il *coefficiente di reazione* o *modulo di reazione di sottofondo* indica il rapporto tra il valore della pressione in un dato punto dell'area di contatto ed il cedimento prodotto *in quel punto* dal carico applicato. Cioè:

$$K_v = \frac{P_0}{y} \quad (17-1)$$

Il valore K_v dipende dalle proprietà elastiche del terreno e dalle dimensioni della superficie di contatto. Il concetto di reazione di sottofondo è stato introdotto da Winkler (1867) e da Zimmermann (1888) nel calcolo della trave appoggiata su suolo elastico. Nel caso dei pali caricati normalmente all'asse valgono gli stessi concetti, ma il coefficiente assume il nome di *modulo di reazione orizzontale* K_h . Terzaghi (1955) sviluppando la teoria fa le seguenti osservazioni:

a) il modulo di reazione orizzontale K_h diminuisce di valore nel tempo nei terreni dove è valida la teoria del consolidamento (terreni argillosi non consolidati);

b) lo spostamento laterale del palo aumenta nel tempo con lo svilupparsi dei fenomeni di consolidamento nelle argille;

c) nei terreni incoerenti (sabbie) sia il modulo di reazione quanto lo spostamento laterale sono praticamente indipendenti dal tempo data la relativa istantaneità del primo cedimento;

d) il modulo di reazione orizzontale nelle sabbie aumenta linearmente con la profondità;

e) nelle argille i moduli di reazione di sottofondo orizzontale e verticale sono praticamente uguali ed indipendenti dalla profondità.

Su quest'ultimo punto si deve osservare che ulteriori studi (Broms 1964) indicano come il modulo di reazione nelle argille normalmente consolidate sia proporzionale alla resistenza laterale che a sua volta varia con la profondità. Terzaghi (1955) suggerisce per un palo di diametro D in argille compatte l'espressione:

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1,5 D} \bar{K}_v \quad (17-2)$$

dove \bar{K}_v è il modulo di reazione verticale per una piastra di circa $0,10 \text{ m}^2$ (un piede quadrato) (tab. XVII-1).

TABELLA XVII-1.

Argilla	Compatta	Molto compatta	Durissima
Valori di q_u (kN/m ²)	100 ÷ 200	200 ÷ 400	> 400
Valori proposti di \bar{K}_v (kg/cm ³)	2,5	5	16
K_h per un palo $D = 1$ (kg/cm ³)	1,67	3,34	10,5

Il valore di K_h decresce con l'aumentare del diametro del palo. Nelle sabbie, il modulo K_h aumenta, come si è detto, linearmente con la profondità, cioè è

$$K_{hz} = \bar{K}_h \frac{z}{D} \quad (17-3)$$

dove \bar{K}_h è il modulo di reazione orizzontale relativo ad un palo di diametro unitario (Tab. XVII-2) a profondità unitaria sotto la superficie del terreno.

TABELLA XVII-2.

Densità della sabbia	Sciolta	Media	Densa
\bar{K}_h valori proposti (kg/cm ³)			
{ sabbie asciutte	0,2	0,7	1,8
{ sabbie bagnate	0,12	0,4	1

17-3 Spostamento laterale e carico limite.

17-3-1 PALI LIBERI IN SOMMITÀ.

Abbiamo schematizzato in fig. 17-1 e 17-3 il comportamento del palo *corto* e del palo *lungo* rispettivamente per le argille e per le sabbie; nel primo caso la reazione del terreno varia da 8 a 12 volte la coesione ma nel primo tratto, di circa 3 diametri, è sensibilmente ridotta. Broms (1964) la ritiene (fig. 17-7) nulla sino alla profondità $1,5 D$, costante ed uguale a $9c$ oltre questa quota. La posizione del momento massimo ed il suo valore possono essere calcolati con le equazioni:

$$f = \frac{H}{9c D} \quad (17-4)$$

$$M_{\max} = H (e + 1,5 D + 0,5 f)$$

in cui e indica l'eccentricità del carico (fig. 17-1).

Perchè la parte di palo g infissa oltre il punto di massimo momento resista al valore di quest'ultimo deve essere

$$M_{\max} = 9 \cdot c \cdot D \cdot \frac{g}{2} \cdot \frac{g}{2} = 2,25 D g^2 \quad (17-5)$$

La lunghezza del palo è nota ed uguale a $h = 1,5 D + f + g$ per cui è determinato il valore di g .

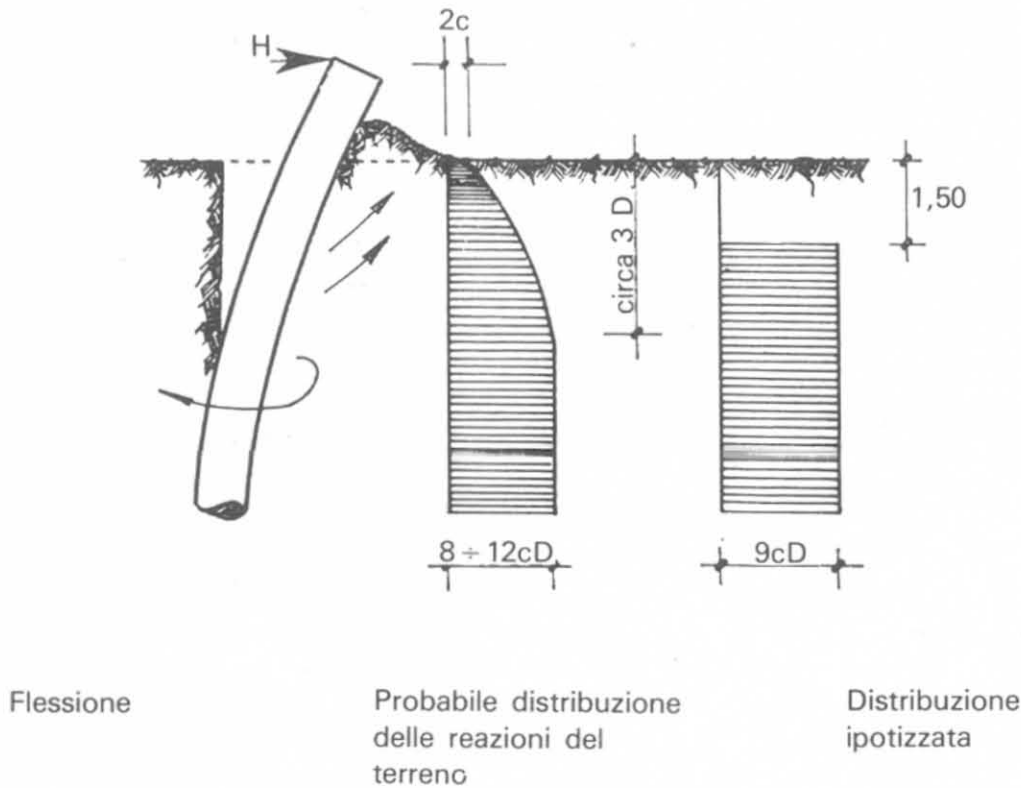


Fig. 17-7 - Pali liberi in sommità (argille).

Nei terreni incoerenti si fanno in genere le seguenti ipotesi:

- a) la spinta attiva che agisce sul palo caricato orizzontalmente, nella parte opposta all'inflessione, viene trascurata;
- b) il valore della reazione passiva del terreno è superiore al valore di Rankine e supposto uguale a $3 K_p$ (Broms).

Pertanto alla profondità h (fig. 17-8) la reazione orizzontale per unità di lunghezza del palo sarà:

$$\sigma_h = 3 D \gamma h K_p \quad (17-6)$$

Il momento massimo per un palo corto (fig. 17-9) si ottiene prendendo i momenti rispetto alla base, supposta concentrata in questo punto la reazione del terreno: si avrà

$$3 \gamma h D K_p \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} = R_{\max} (e + h)$$

$$R_{\max} = \frac{1}{2} \gamma h^3 K_p$$

ed infine

$$R_{\max} = \frac{0,5 \gamma h^3 K_p}{e + h} \tag{17-7}$$

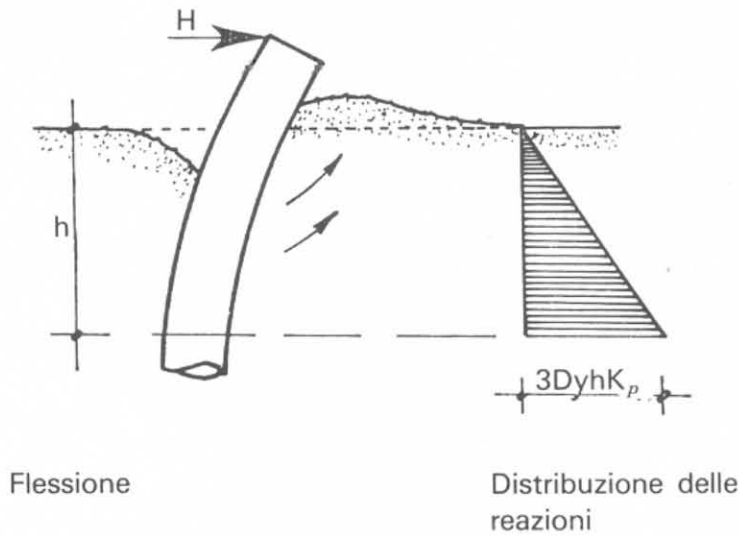


Fig. 17-8 - Pali liberi in sommità (sabbie).

In un palo lungo il momento massimo si verifica alla distanza f essendo

$$R_{\max} = \frac{3}{2} \gamma D f^2 K_p \tag{17-8}$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{R}{\gamma D K_p}} \tag{17-9}$$

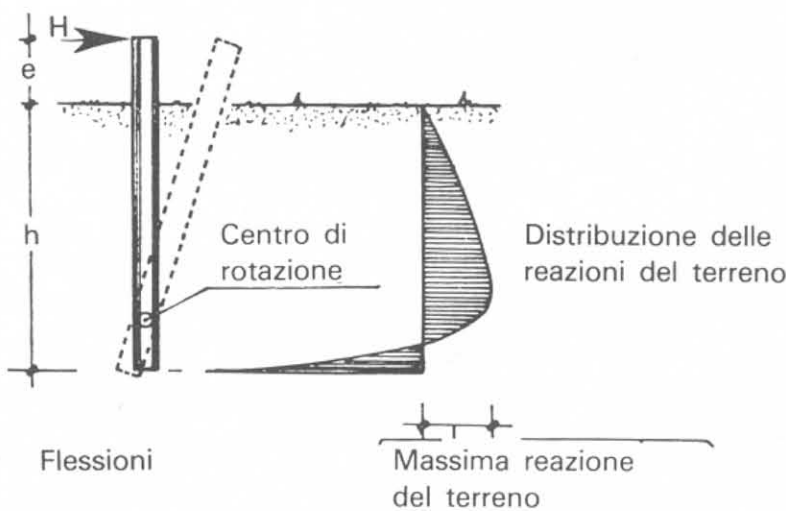


Fig. 17-9 - Palo libero in sommità. Terreno incoerente. Palo corto.

per cui il momento massimo ha il valore

$$M_{\max} = R_{\max} \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (17-10)$$

17-3-2 PALI INCASTRATI IN SOMMITÀ.

In fig. 17-2 sono schematizzati i diagrammi dei momenti e delle reazioni che si verificano nei *terreni argillosi*. Le ipotesi sono comuni a quelle viste in precedenza. Per i *pali corti* il momento massimo negativo (che deve risultare inferiore a quello limite consentito dalla caratteristica del palo) ha il valore

$$M_r \leq M_{\max}^n = H_{\max} (0,5 h + 0,75 D) \quad (17-11)$$

Nei pali di *lunghezza intermedia* si verifica un momento positivo alla profondità $(1,5 D + f)$ sotto la superficie del terreno: in quelli *molto lunghi* il diagramma dei momenti cambia ulteriormente di segno in profondità. Il momento massimo positivo è dato dall'espressione:

$$M_{\max}^p = H_{\max} (1,5 D + 0,5 f) - M_{\max}^n$$

ed al limite, se $M_{\max}^p = M_{\max}^n = M_r$ avremo

$$H_{\max} = \frac{2 M_r}{1,5 D + 0,5 f} \quad (17-12)$$

Tenendo presente la (17-4) avremo

$$H_{\max} = \frac{2 M_r}{1,5 D + \frac{H}{18 c D}} \quad H_{\max} \left(1,5 D + \frac{H_{\max}}{18 c D} \right) = 2 M_r$$

ed infine

$$H_{\max}^2 + 27 c D H_{\max} - 36 M_r = 0 \quad (17-13)$$

Nei *terreni incoerenti* il valore limite H_{\max} (fig. 17-6) è dato da

$$H_{\max} = 1,5 \gamma h^2 D K_p \quad (17-14)$$

ed il momento massimo

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_{\max} \cdot h \quad (17-15)$$

Se questo valore è superiore al momento di rottura M_r del palo si verifica la situazione illustrata in fig. 17-5 in cui la reazione alla base del palo diventa

$$R = \frac{3}{2} \gamma h^2 D K_p - H$$

e dall'equazione dei momenti

$$M_r = \frac{1}{2} \gamma D h^3 K_p - H h \quad (17-16)$$

17-3-3 DIAGRAMMI ADIMENSIONALI.

La resistenza laterale limite in terreni *incoerenti* può essere espressa usando i parametri adimensionali $\frac{h}{D}$ e $\frac{H}{K_p \gamma D^3}$ nel caso di pali corti (fig. 17-10 a) ed i parametri $\frac{H}{K_p D^3 \gamma}$ e $\frac{M_r}{K_p \gamma D^4}$ nel caso di pali lunghi (fig. 17-10 b).

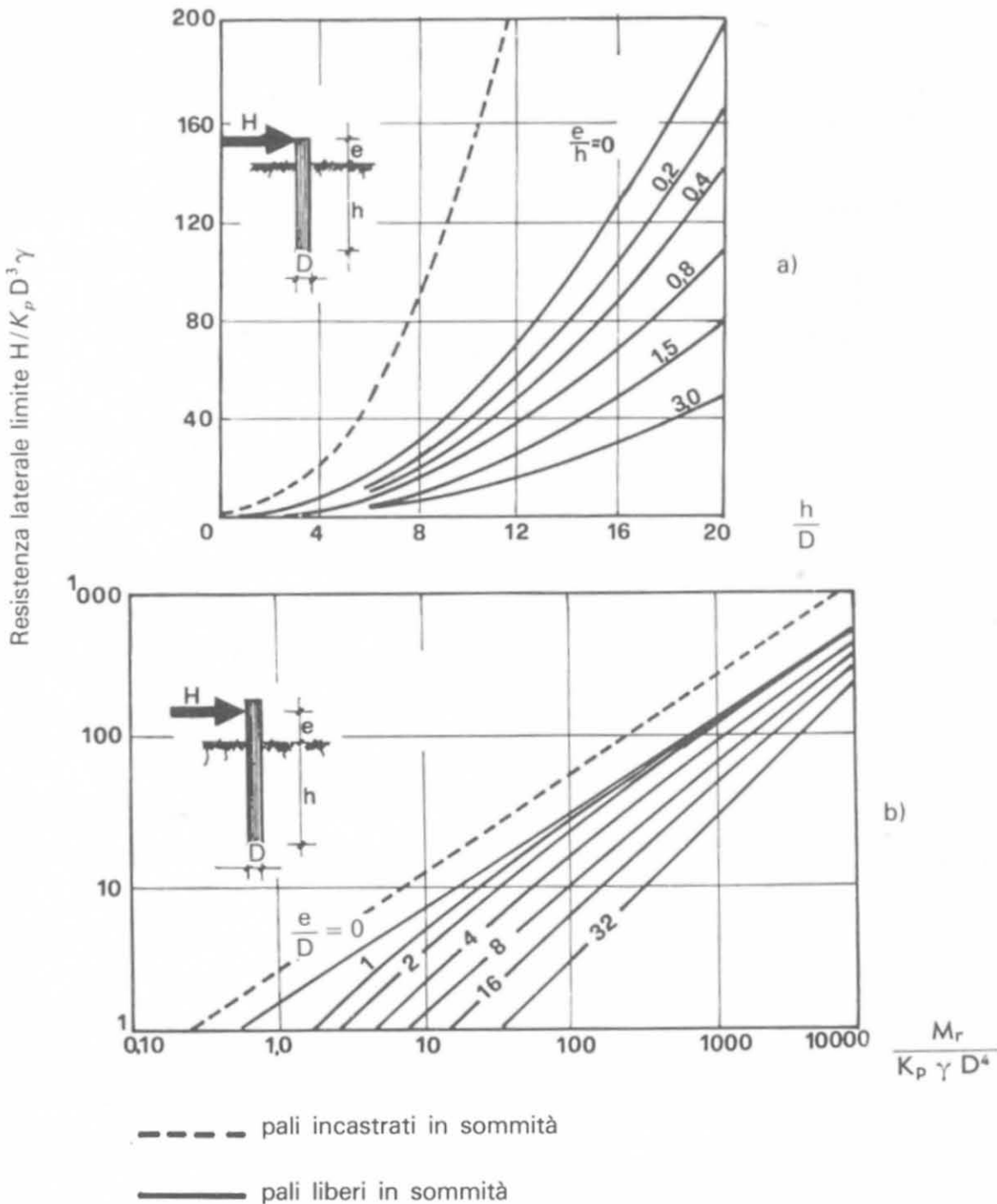


Fig. 17-10 - Terreni incoerenti. Resistenza laterale, limite: a) pali corti; b) pali lunghi (Broms 1964).

Nei terreni coerenti si può utilizzare il diagramma della fig. (17-11) (Broms) in funzione dei parametri $\frac{H_{\max}}{c D^2}$ e $\frac{M_r}{c D^3}$.

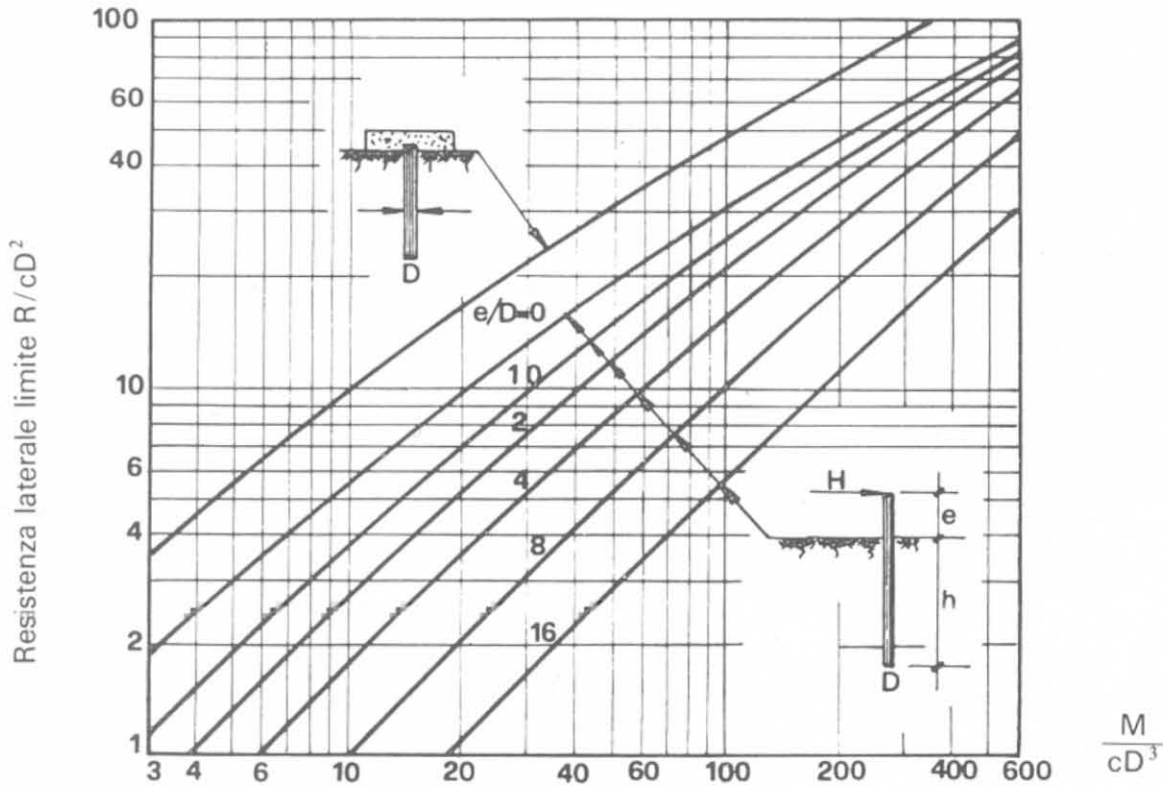


Fig. 17-11 - Terreni coerenti. Resistenza laterale limite (Broms 1964).

17-4 Il palo come trave infinita su appoggio elastico.

Considerazioni analoghe alle precedenti avvalorate da prove sperimentali di laboratorio fatte con asticelle immerse in materiale sabbioso e sottoposte a spinte orizzontali, portarono a ritenere che il palo si comporti, in queste condizioni, come una trave infinita appoggiata su suolo elastico reagente in entrambi i sensi.

L'esame matematico del problema è possibile, ritenendo costante il modulo di reazione del terreno; la linea elastica del palo è allora la sinusoide smorzata di equazione

$$\eta(x) = \frac{H \alpha}{k D} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \text{sen } \alpha x) \quad (17-17)$$

essendo

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k D}{4 E J}} \quad (17-17')$$

Il momento flettente la cosinusoidale

$$M(x) = \frac{H}{2\alpha} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \text{sen } \alpha x) \tag{17-18}$$

e lo sforzo di taglio

$$T(x) = -H e^{\alpha x} \cdot \cos \alpha x \tag{17-19}$$

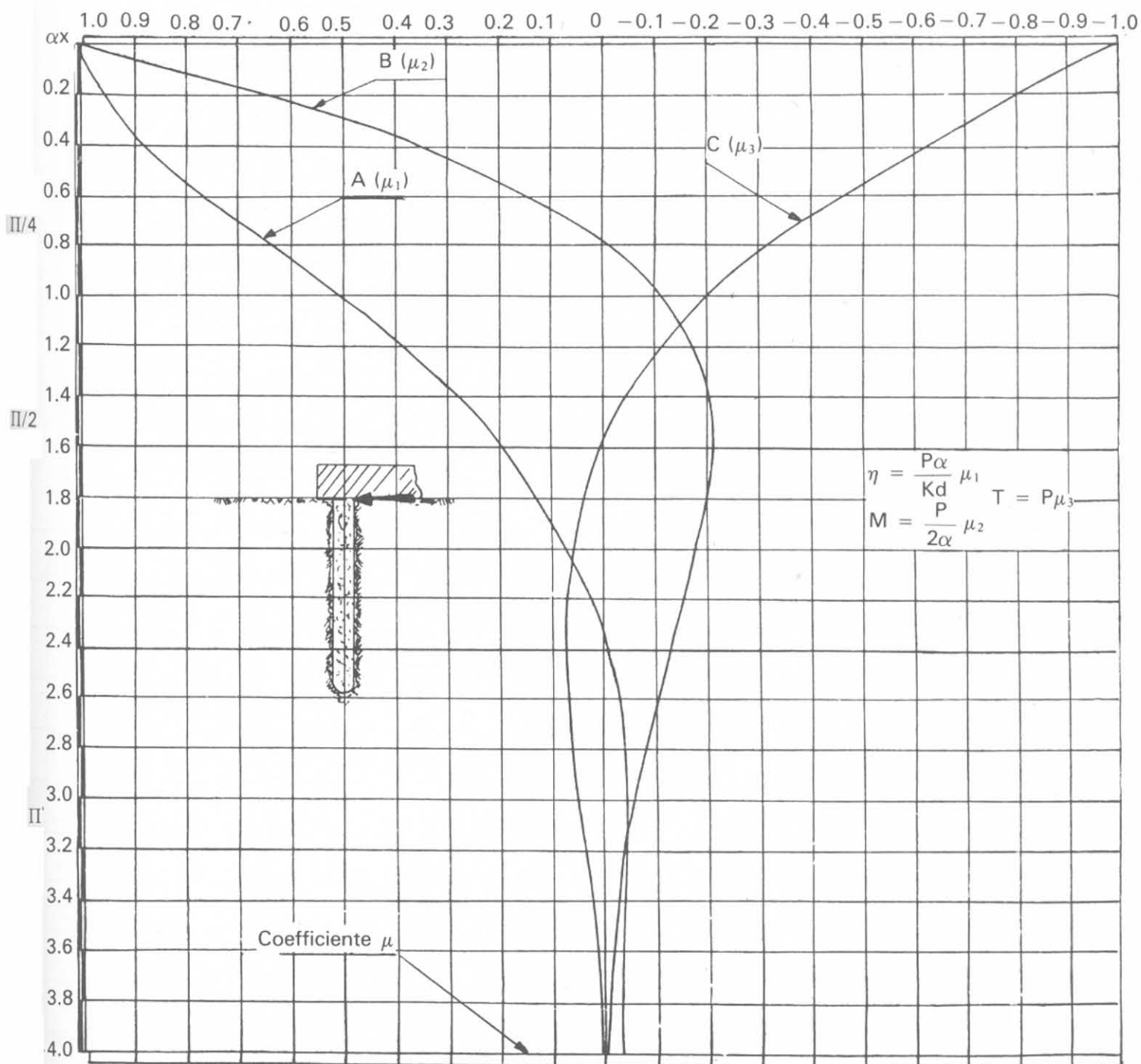


Fig. 17-12.

Il massimo cedimento si ha alla testa del palo e risulta

$$\eta_{max} = \frac{H \alpha}{k D} \tag{17-20}$$

e la reazione del terreno

$$\sigma_{max} = \frac{H \cdot \alpha}{D} \tag{17-21}$$

Nel grafico di fig. 17-12 è rappresentato l'andamento delle funzioni (17-18) (17-19) per i vari valori di αx indipendentemente dalle costanti che caratterizzano le funzioni stesse. Praticamente interessa soltanto considerare il tratto

$$0 < \alpha x < \pi$$

che per un valore medio di α (0,005) fornisce una lunghezza di 6,30 m. Cioè, oltre i 6 m le sollecitazioni indotte nel palo da una forza orizzontale sono affatto trascurabili. In questo tratto avviene sempre l'inversione del momento; si vede chiaramente dalla fig. 17-12 e si ricava dalla (17-18) che il momento si annulla una prima volta per $\alpha x = \pi/4$ e cioè per $\alpha = 0,005$, per $x = 1,57$. Successivamente si annulla per $\alpha x = \pi/4 + \pi = 3,92$ e cioè per lo stesso valore di α , ad una profondità di circa 8 metri.

Nel diagramma della fig. 17-13 è rappresentato l'andamento delle due funzioni x_1 e x_2 di α e vi si può leggere direttamente sulle ascisse la profondità in metri alla quale, per un dato valore di α , si annulla il momento.

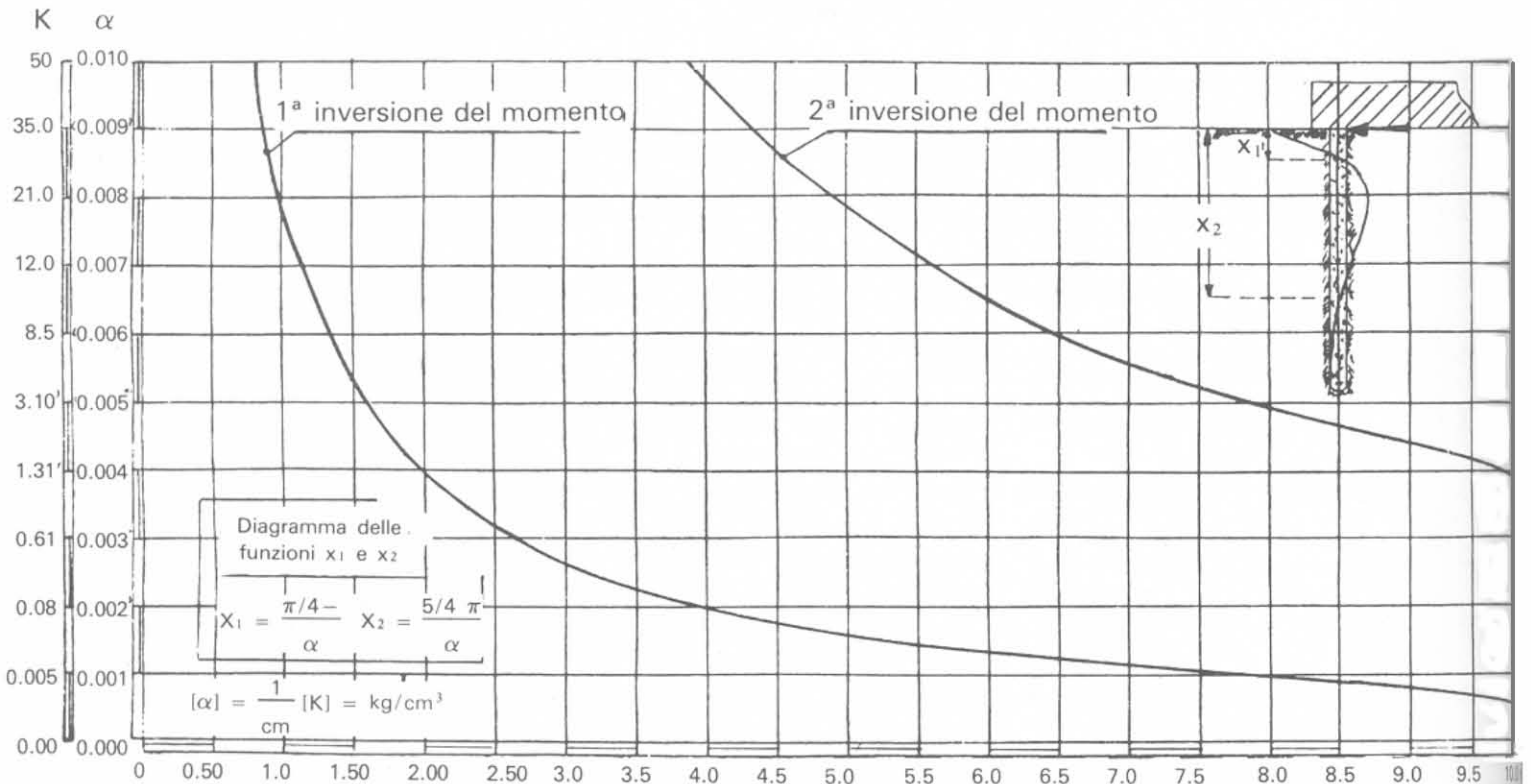


Fig. 17-13.

Per un palo in calcestruzzo di 50 cm di diametro, con k tra 0,4 e 12 (comprendendo pertanto una vasta gamma di terreni dai meno resistenti ai più compatti) α varia da 0,003 a 0,007 e l'inversione del momento si avrà ad una profondità non inferiore ad un metro e non superiore a 3 m circa. Sarà tanto più basso, quanto minore è la capacità di reagire del terreno. La reazione specifica di quest'ultimo è proporzionale, per le ipotesi ammesse, ai cedimenti del palo ed è quindi rappresentata dalla stessa linea elastica del diagramma della fig. 17-12 a meno del fattore (costante per un dato terreno)

$$\frac{H \alpha}{D} \text{ essendo } \sigma_t = k \eta = \frac{H \alpha}{D} \mu_1.$$

La sollecitazione massima è $\frac{H \alpha}{D}$ e cresce con l'aumentare di k a parità delle altre condizioni.

17-4-1 APPLICAZIONE: PALO IN CALCESTRUZZO $D = 0,40$ $H = 1$

Un esempio potrà essere utile ai casi pratici: il palo in calcestruzzo con diametro medio teorico di 40 cm sottoposto al carico orizzontale unitario $P = 1$ ed incastrato nel plinto di fondazione. Si ha

$$H = 1 \text{ t} \quad E = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 40 \text{ cm} \quad J = 125\,500 \text{ cm}^4$$

$$E J = 251 \cdot 10^8 \quad \alpha = 0,0045 \sqrt[4]{k}$$

e si ottengono in funzione di k i valori della tabella XVII-3. ⁽¹⁾

TABELLA XVII-3.

1	2	3	4	5	6	7
k kg/cm ³	α cm ⁻¹	$M_{\text{incastrato}}$ km · cm	η_{max} cm	σ_{max} kg/cm ²	λ m	x_1 m
0,50	0,00378	132 500	0,1890	0,095	16,60	2,08
1	0,00450	111 000	0,1120	0,112	14,00	1,75
2	0,00535	93 500	0,0670	0,134	11,70	1,46
3	0,00590	85 000	0,0490	0,148	10,60	1,33
4	0,00635	79 000	0,0400	0,160	9,90	1,24
5	0,00670	74 700	0,0335	0,167	9,40	1,18
6	0,00705	71 000	0,0290	0,174	8,90	1,11
7	0,00730	68 500	0,0260	0,182	8,60	1,07
8	0,00755	66 200	0,0235	0,188	8,30	1,04
9	0,00780	64 200	0,0217	0,195	8,05	1,00
10	0,00800	62 500	0,0200	0,200	7,85	0,98
11	0,00820	61 000	0,0185	0,204	7,65	0,96
12	0,00835	60 000	0,0174	0,209	7,50	0,94

⁽¹⁾ Le sollecitazioni sono espresse in kg/cm².

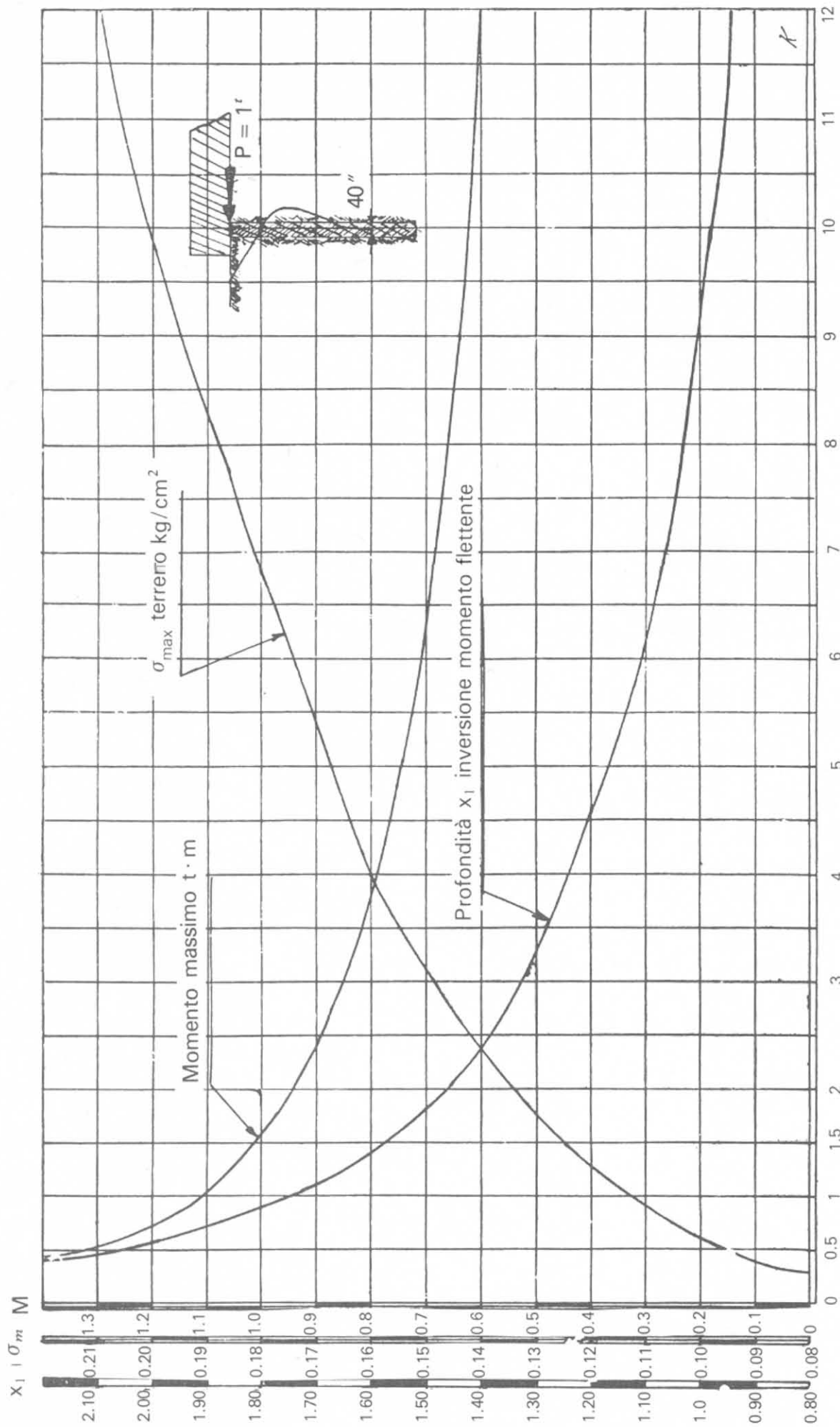


Fig. 17-14 - Palo in calcestruzzo $D = 0,40$, incastrato in sommità. Diagrammi.

Nel diagramma della fig. 17-14 sono riportati i valori delle colonne 3, 5, 7 in funzione di k . Possiamo supporre che il carico P si trasmetta al terreno con legge triangolare ottenuta sostituendo alla linea elastica la sua tangente nel punto di flesso. Questa incontra l'asse del palo ad una profondità

$$x = \frac{1,80}{\alpha}$$

Per $k = 6$ è $x = \frac{1,80}{0,00705} = 2,55$ m.

Si rileva dal diagramma che l'ordinata media della linea elastica risulta in questo caso

$$\eta_{\max} = \frac{1000 \cdot 0,00705}{6 \cdot 40} \cdot 0,57 = 0,0168 \text{ cm}$$

e perciò la reazione media del terreno

$$\sigma_m = \eta_m \cdot 6 = 0,11 \text{ kg/cm}^2 = 11 \text{ kN/m}^2$$

che può ritenersi coincidente con la pressione trasmessa da un carico P uniformemente distribuito su un rettangolo di larghezza $d = 40$ cm e profondità m 2,55.

In queste condizioni applicando in via approssimata il diagramma dello Steinbrenner ⁽¹⁾ si determinano le pressioni trasmesse in profondità dalla superficie di carico.

Il grafico della fig. 17-15 rappresenta il diagramma delle tensioni trasmesse agli strati successivi di terreno adiacenti al palo, per una profondità uguale

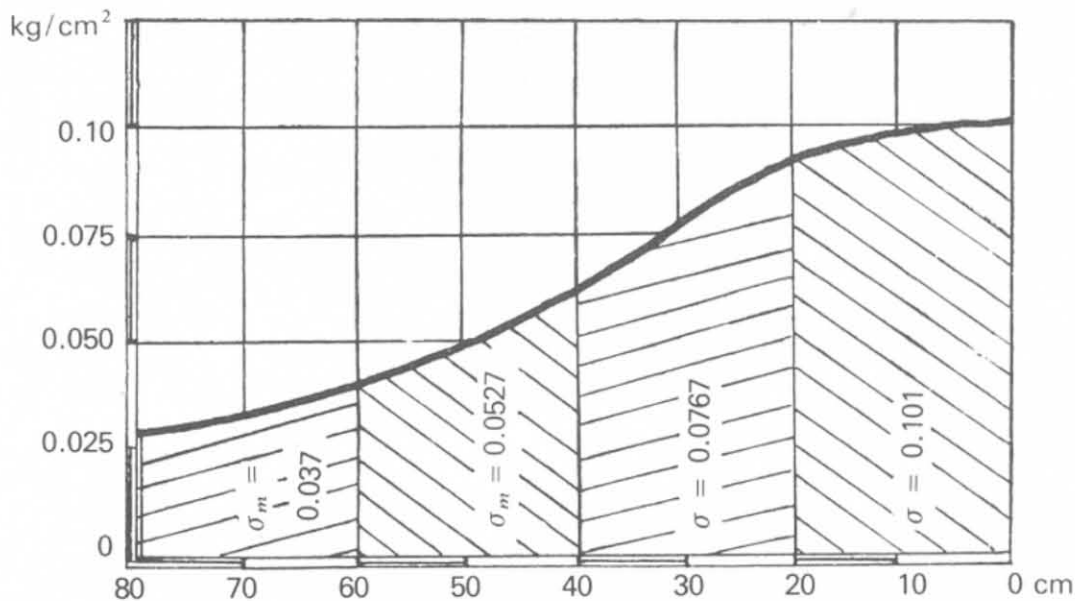


Fig. 17-15.

⁽¹⁾ C. CESTELLI GUIDI, *op. cit.*

al doppio del suo diametro, alla quale cioè il valore delle tensioni è praticamente trascurabile.

Se y_i è la profondità di ogni strato e σ_{mi} la relativa pressione media, il cedimento sarà

$$d C = \frac{\sigma_{mi}}{E_i} y_i$$

ed il cedimento totale, per E costante, è

$$C = \frac{1}{E} \sum_i^n \sigma_{mi} y_i$$

Nel nostro caso si ottiene

$$C = \frac{1}{E} 5,348$$

Nell'ipotesi che questo cedimento sia paragonabile alla freccia media della linea elastica del palo si ha

$$E = \frac{5,348}{0,0168} = 318 \text{ kg/cm}^2 = 31\,800 \text{ kN/m}^2$$

modulo elastico caratteristico di un terreno sabbioso la cui costante di Winkler può ritenersi in media uguale a quella inizialmente assunta ($k = 6$).

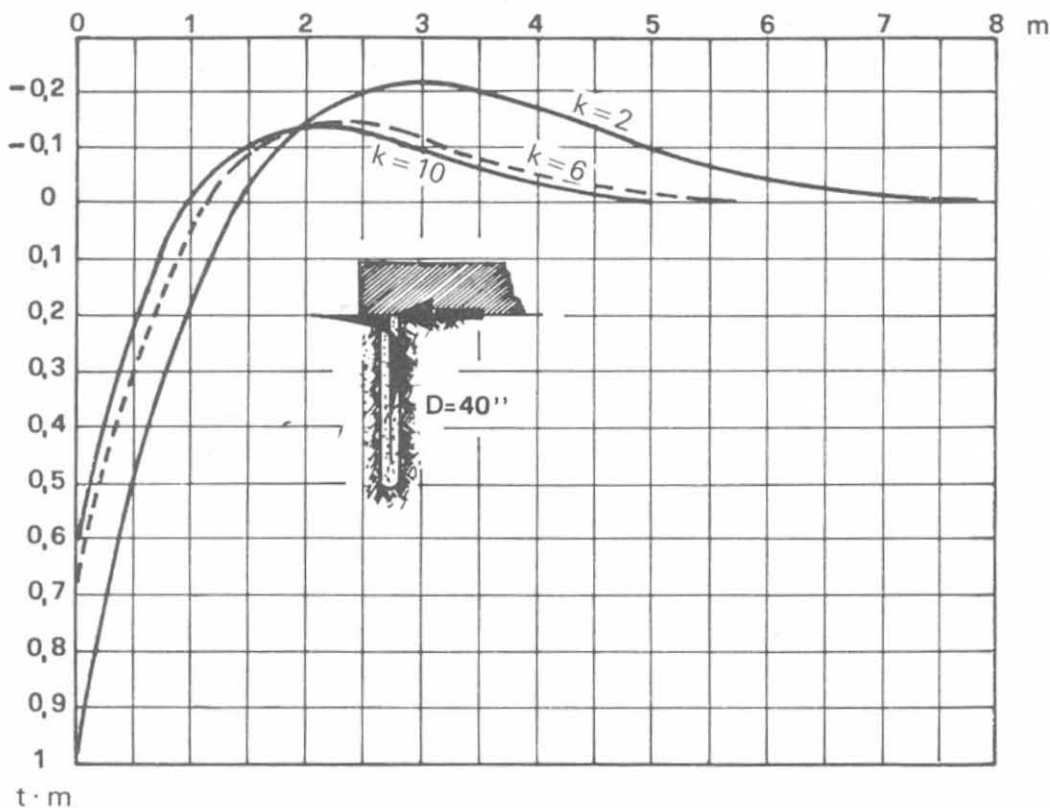


Fig. 17-16 - Diagrammi del momento flettente per $k = 2, 6, 10$ e $D = 0,40$ m.

I diagrammi della fig. 17-16 riproducono l'andamento del momento flettente alle varie profondità per tre tipi caratteristici di terreno ($k = 2, 6, 10$, kg/cm^3).

17-4-2 DIAGRAMMI PER IL CALCOLO DEI MOMENTI FLETTENTI (1).

Il reciproco di α (17-17) indica per definizione la *lunghezza elastica* (Zimmermann)

$$\lambda_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E J}{k D}} \quad (17-22)$$

Essa, per il palo di 40 cm di diametro dell'esempio precedente varia, in funzione di k da 2,64 m a 1,20 m. Nei diagrammi che seguono i valori considerati variano da 1,20 a 6,00: in essi sono stati considerati i seguenti schemi:

a) palo completamente infisso incastrato in sommità sollecitato da un carico $H = 1$ t;

b) palo completamente infisso libero in sommità sollecitato da un carico $H = 1$ t;

c) palo completamente infisso libero in sommità e sollecitato da un momento variabile da 1 a 9 tm;

d) palo parzialmente infisso con un tratto fuori terra variabile da 1 a 5 m, incastrato in sommità e sollecitato da $H = 1$ t;

e) palo parzialmente infisso come il precedente libero in sommità con $H = 1$ t.

Dal diagramma della fig. 17-17 si ricava il valore di λ_0 in funzione del diametro del palo (che varia da 0,368 m a 1,200 m) e del modulo di reazione del terreno (che varia da 0,5 a 12,5 kg/cm^3). Il valore di λ_0 servirà per utilizzare i diagrammi come sopra indicati riportati nelle figure che vanno dalla 17-18 alla 17-30.

Esempio. Si abbia un palo la cui sommità è posta fuori terra di 1 m con $D = 1,20$ m infisso in un terreno argilloso con $k = 3$. Dalla fig. 17-17 interpolando si ricava $\lambda_0 = 3,90$ m. Dal diagramma della fig. 17-26 in funzione del rapporto x/λ_0 si ricava il valore del momento.

Avremo: per $x = 0$ (livello terreno) $M = 1$ tm; per $x = 1,95$ ($x/\lambda_0 = 0,5$) interpolando $M = 1,67$ tm; per $x = 7,80$ m ($x/\lambda_0 = 2$) interpolando $M = 0,40$ tm. Il momento si annulla alla profondità di m 11,30 ($x/\lambda_0 = 2,90$).

Nel diagramma della fig. 17-31 è stata calcolata l'armatura metallica occorrente per pali di medio diametro soggetti a flessione semplice con $\sigma_c = 60$ kg/cm^2 e $\sigma_f = 1800$ kg/cm^2 .

(1) I diagrammi sono stati calcolati dall'Ing. Sergio Dall'Oglio: sono state mantenute le vecchie unità di misura.

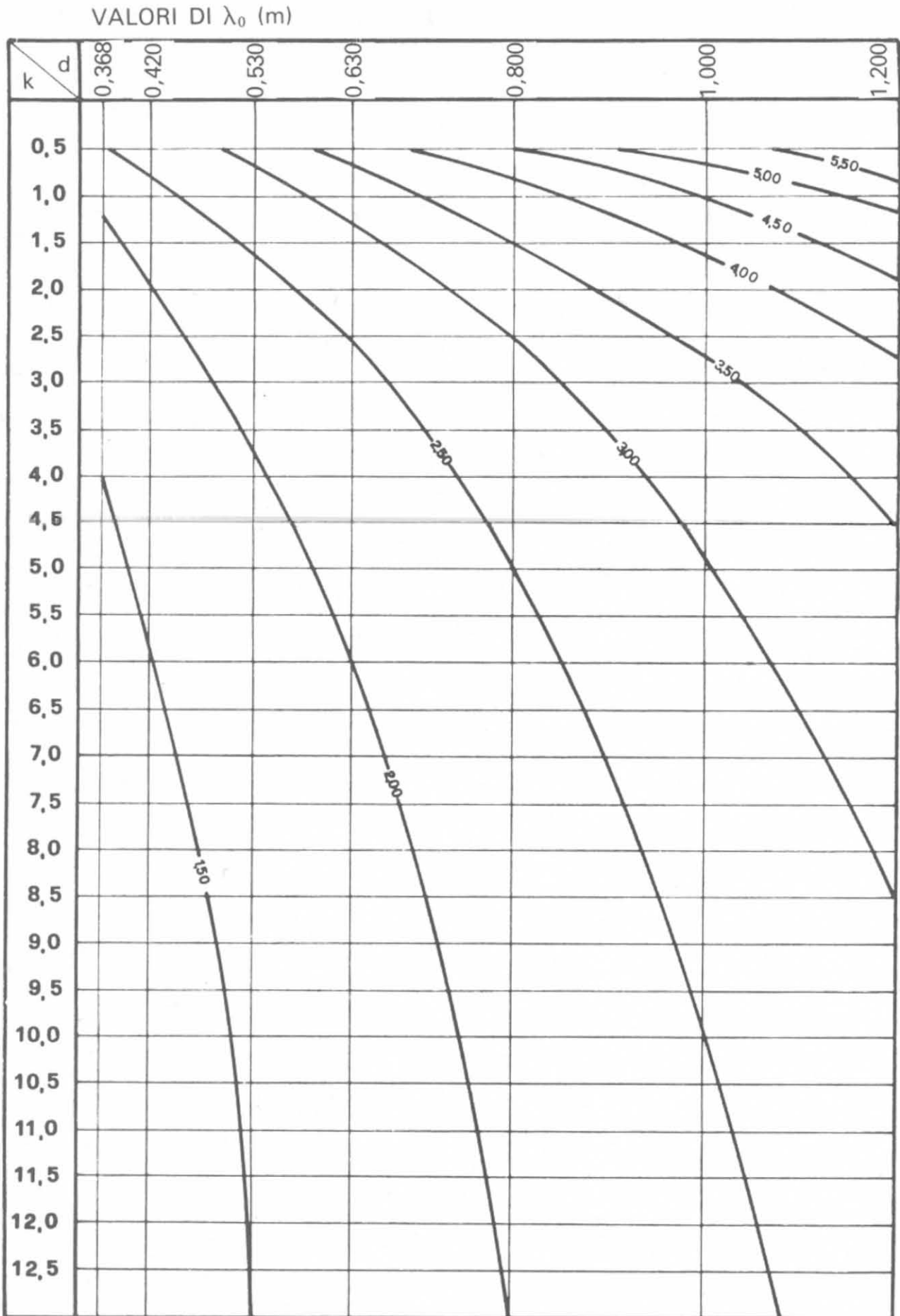


Fig. 17-17.

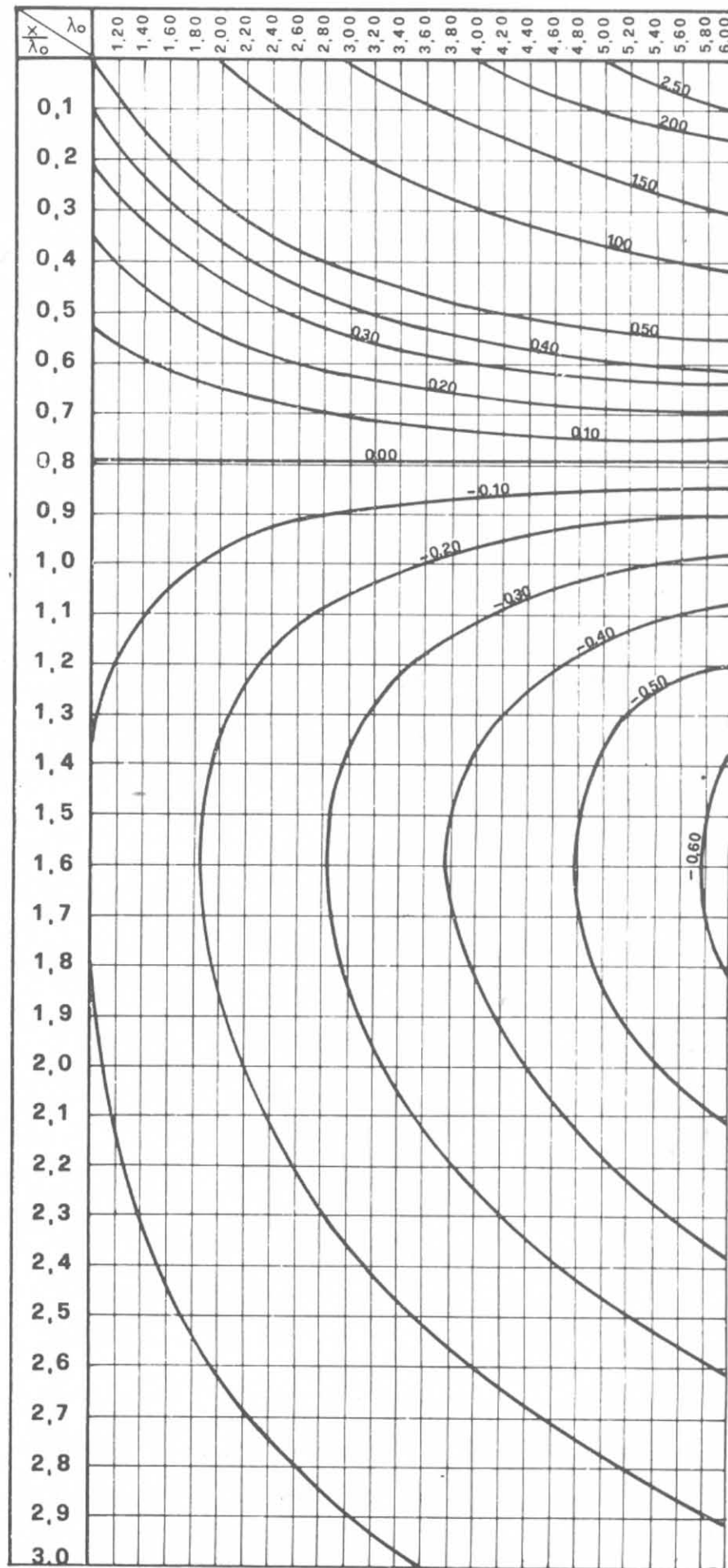
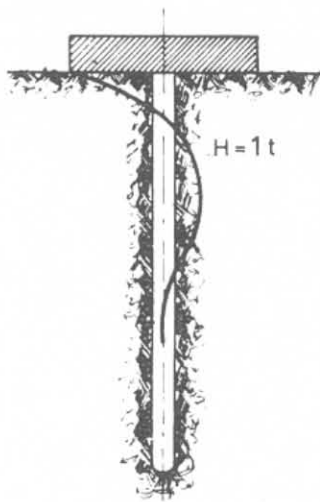


Fig. 17-18.

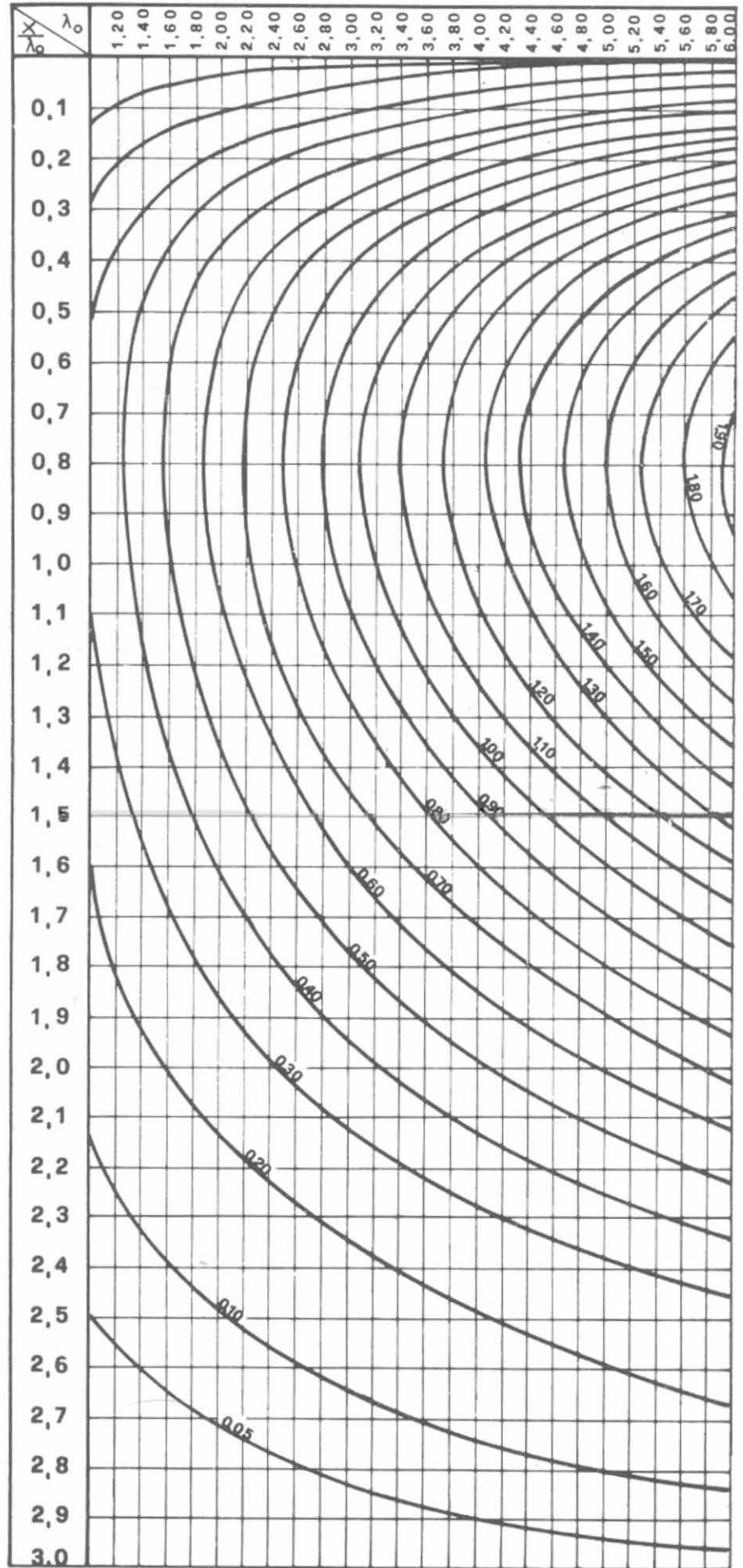
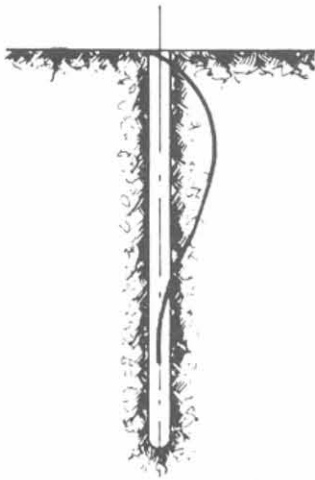


Fig. 17-19.

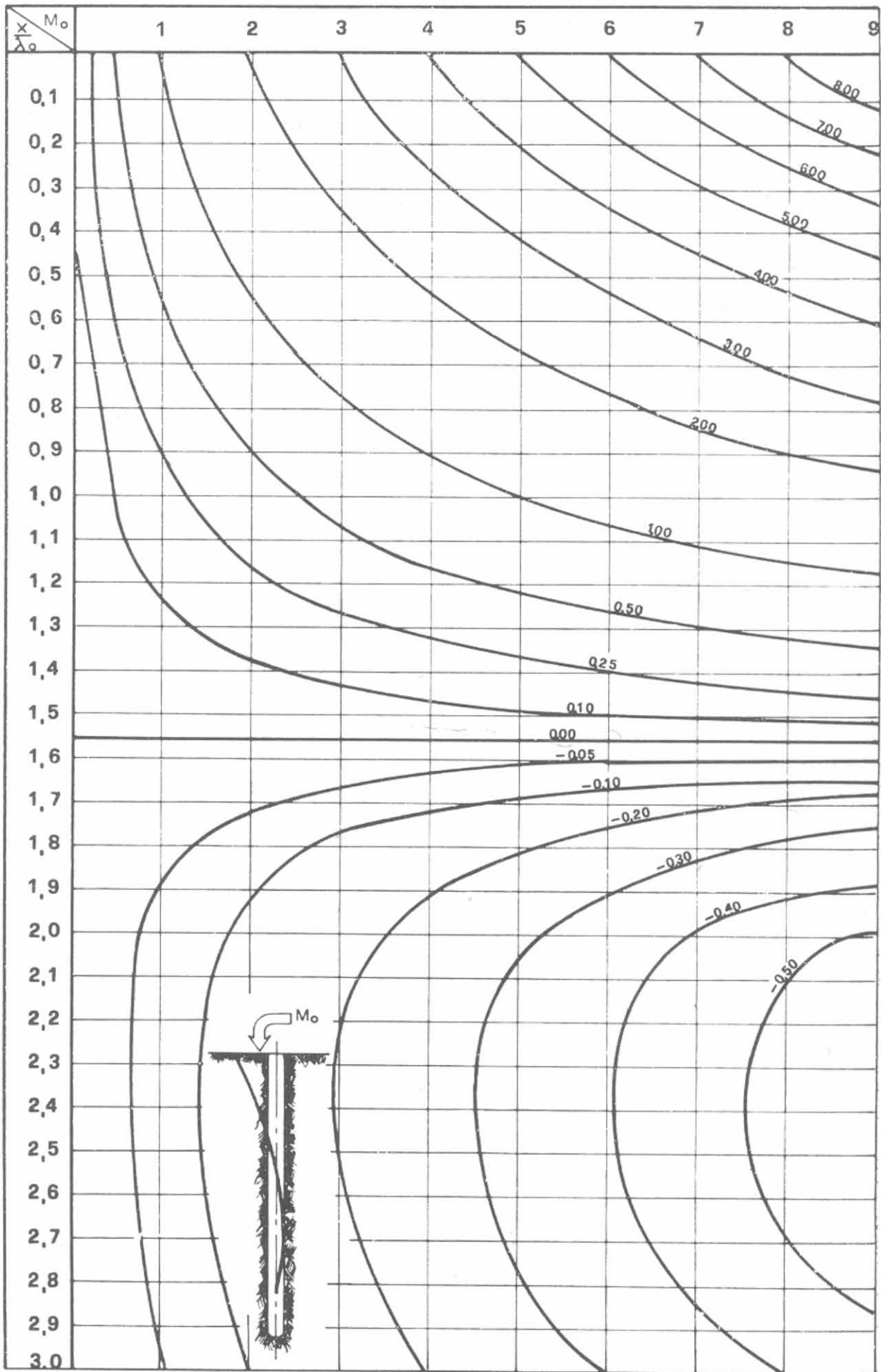


Fig. 17-20.

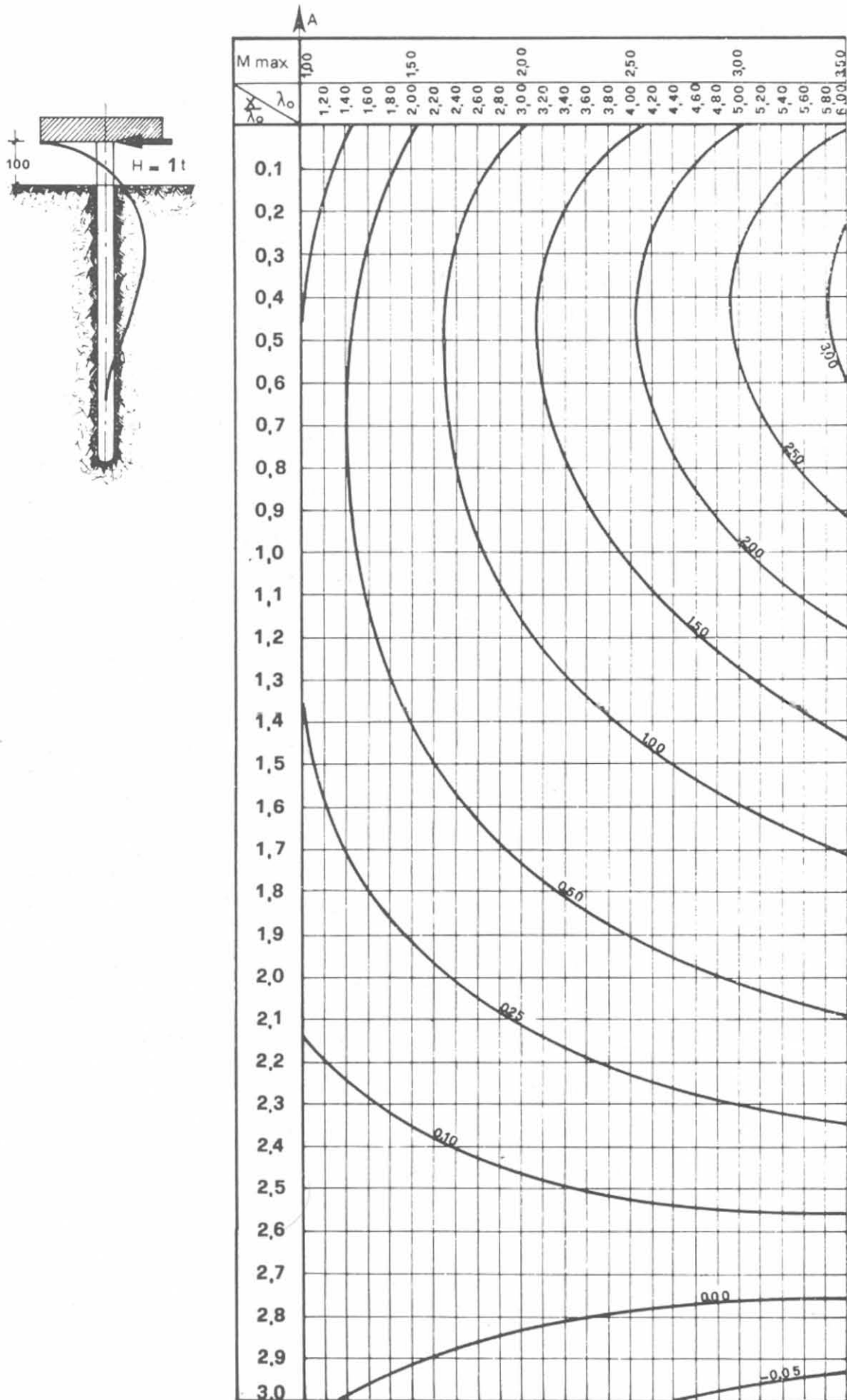


Fig. 17-21.

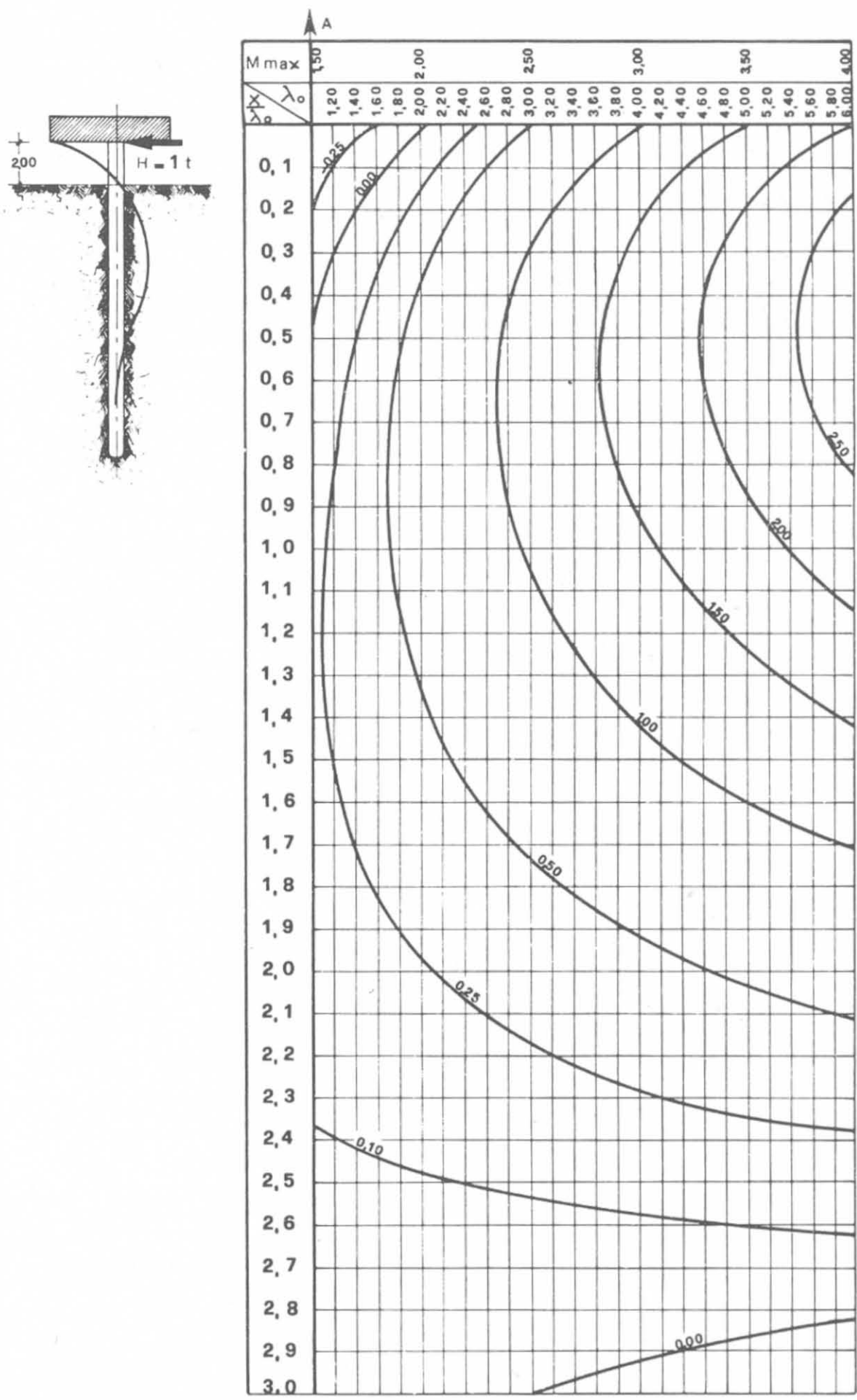


Fig. 17-22.

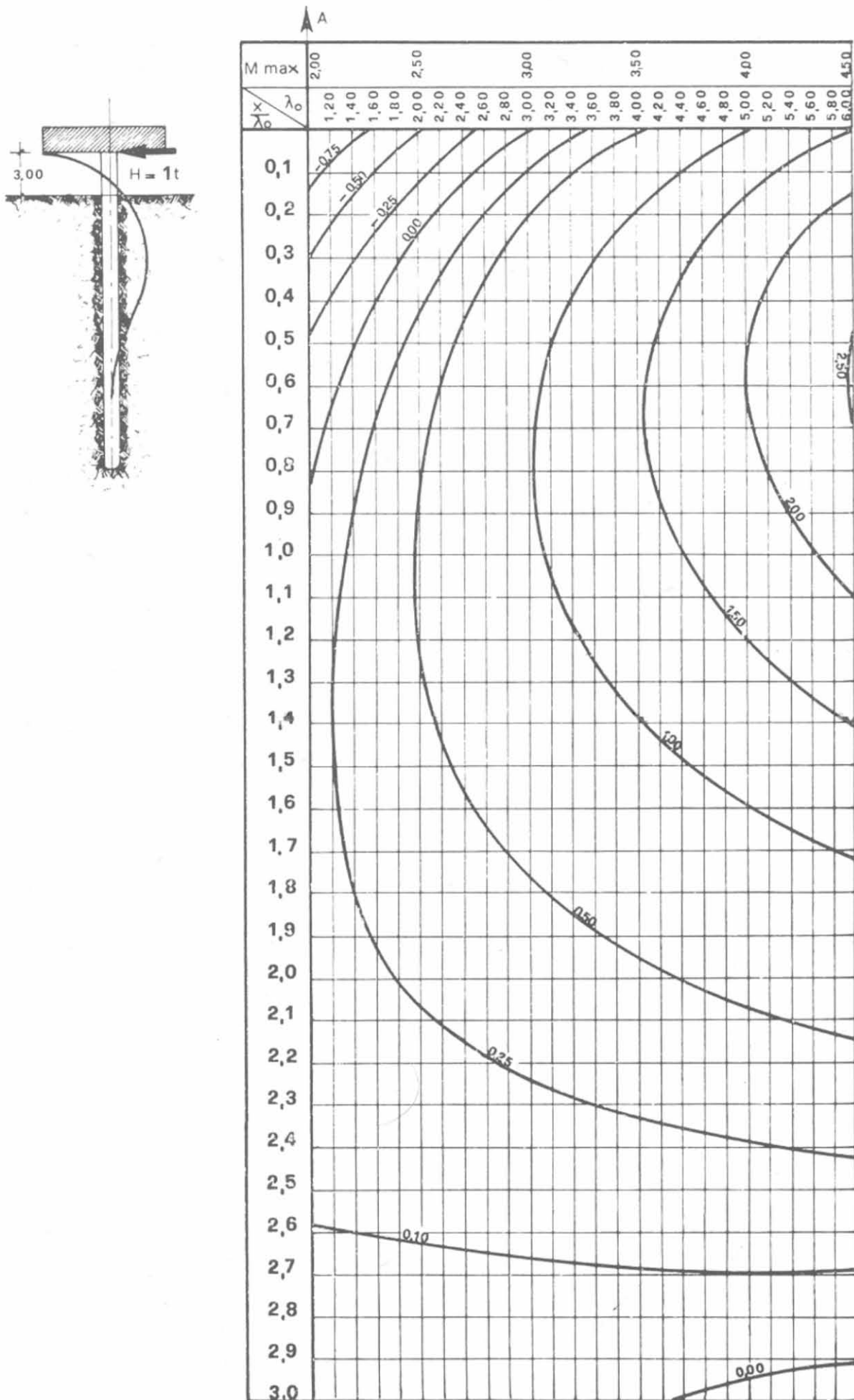


Fig. 17-23.

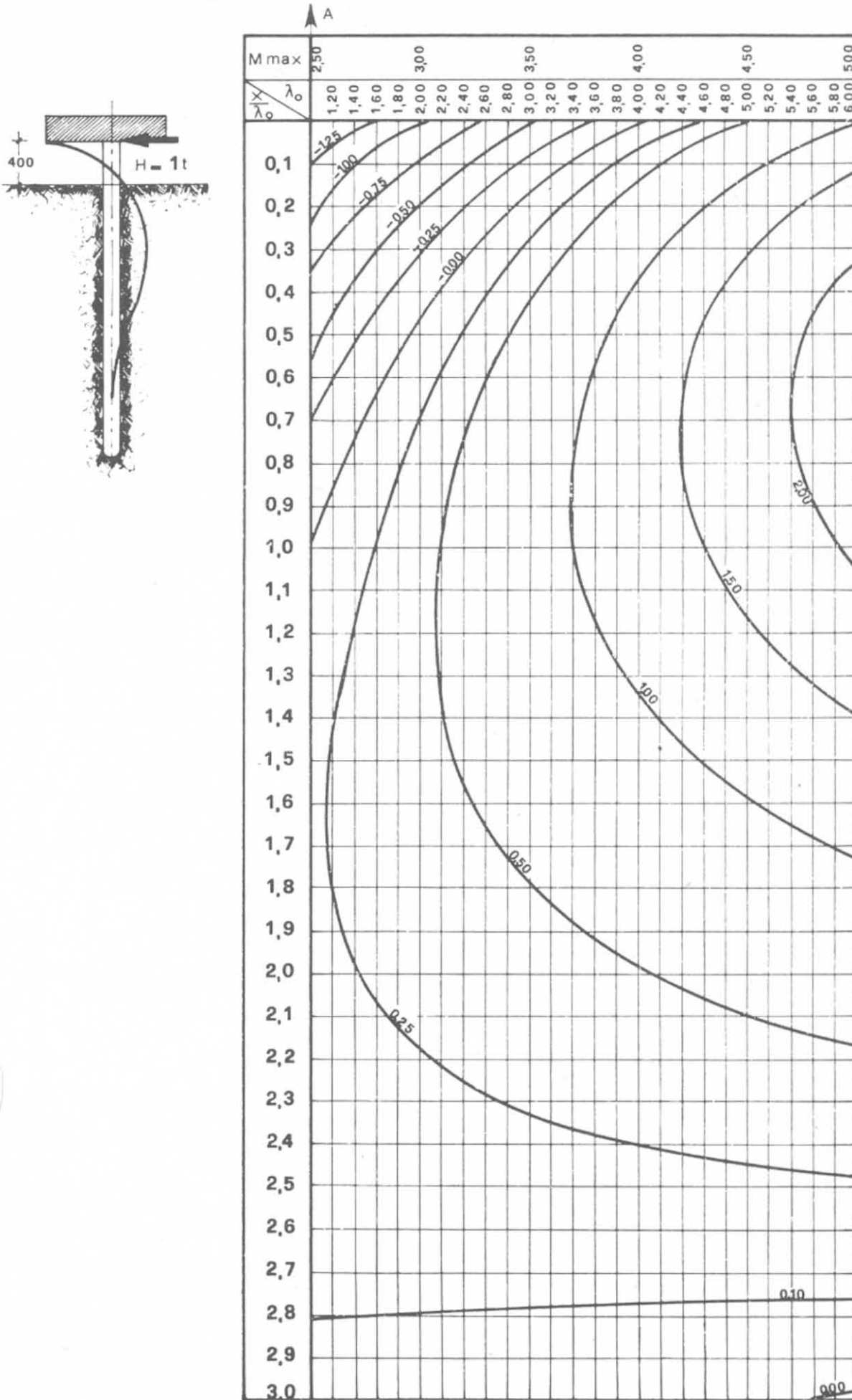


Fig. 17-24.

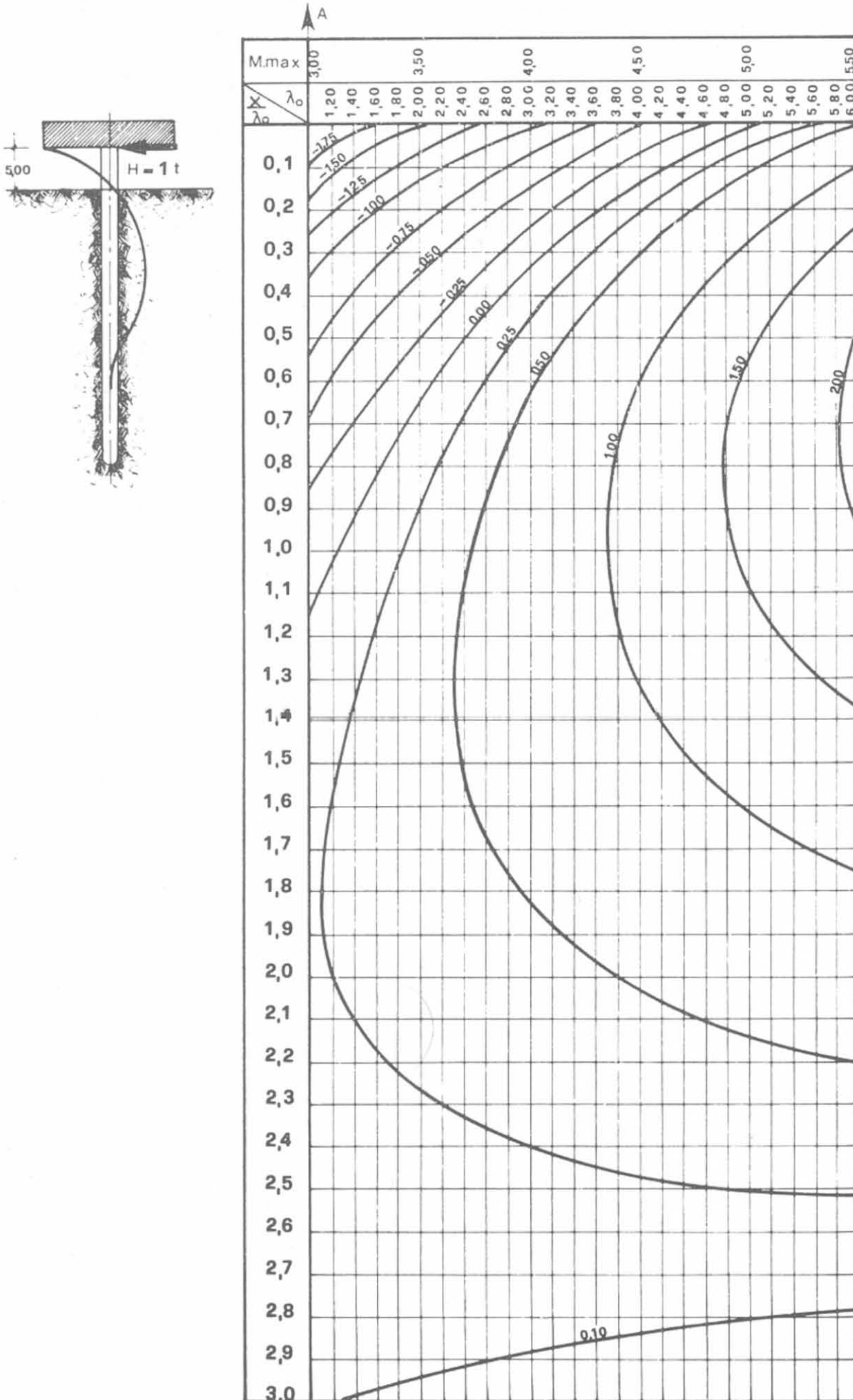


Fig. 17-25.

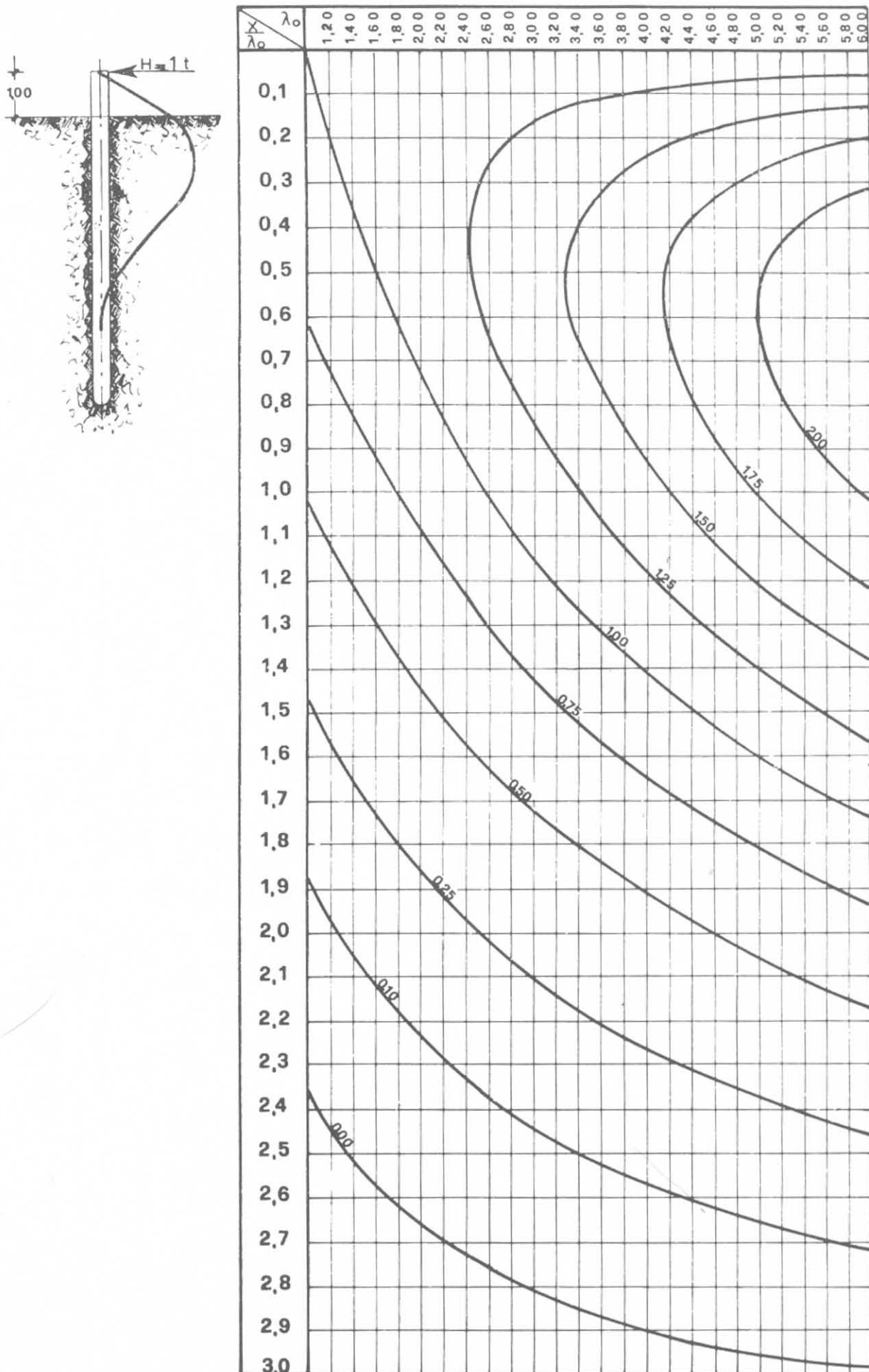


Fig. 17-26.

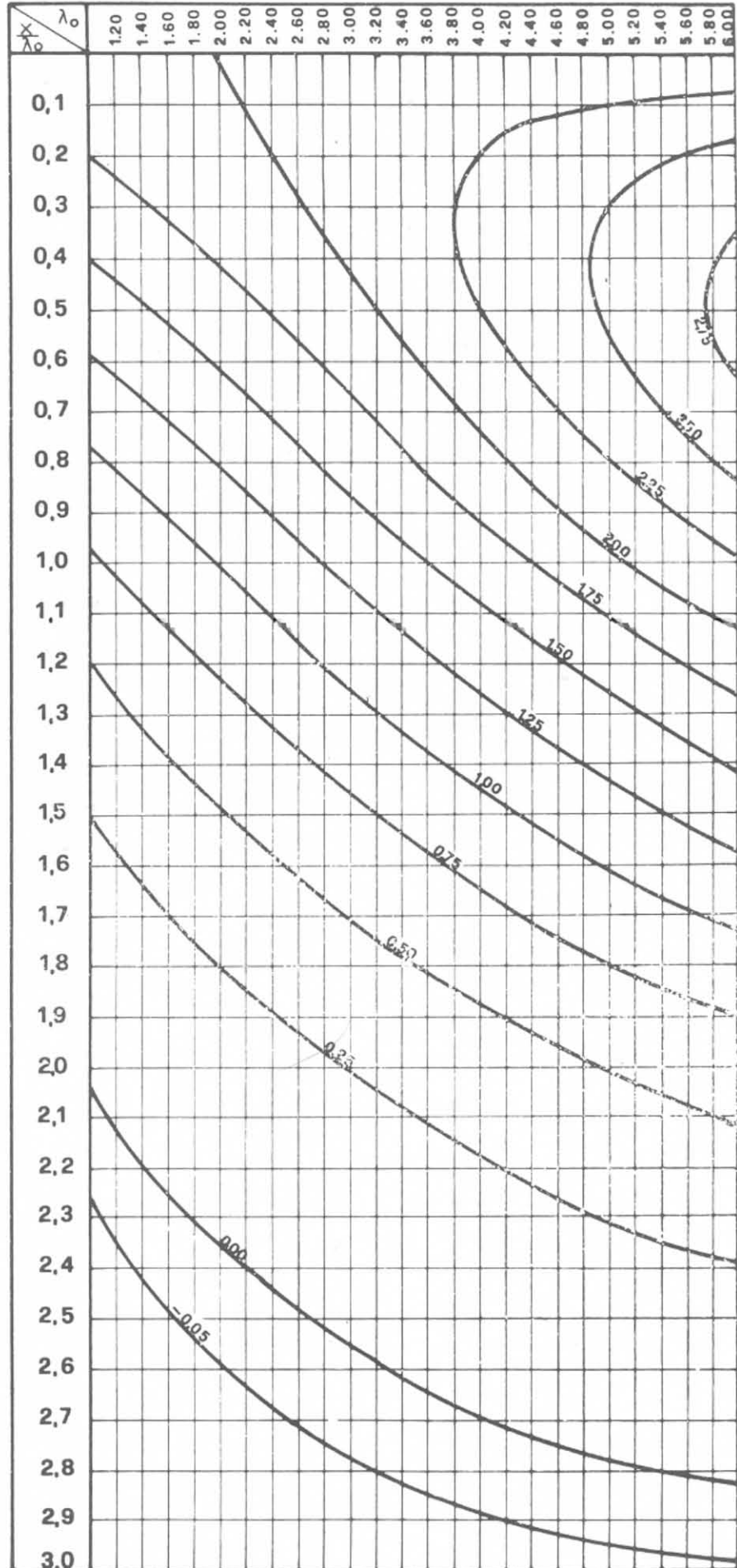
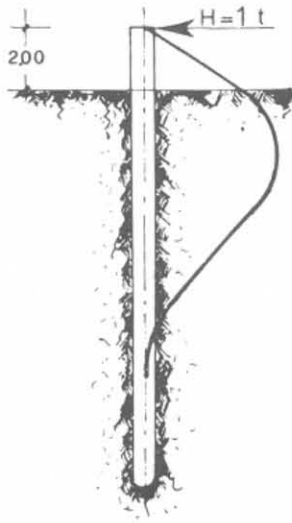


Fig. 17-27.

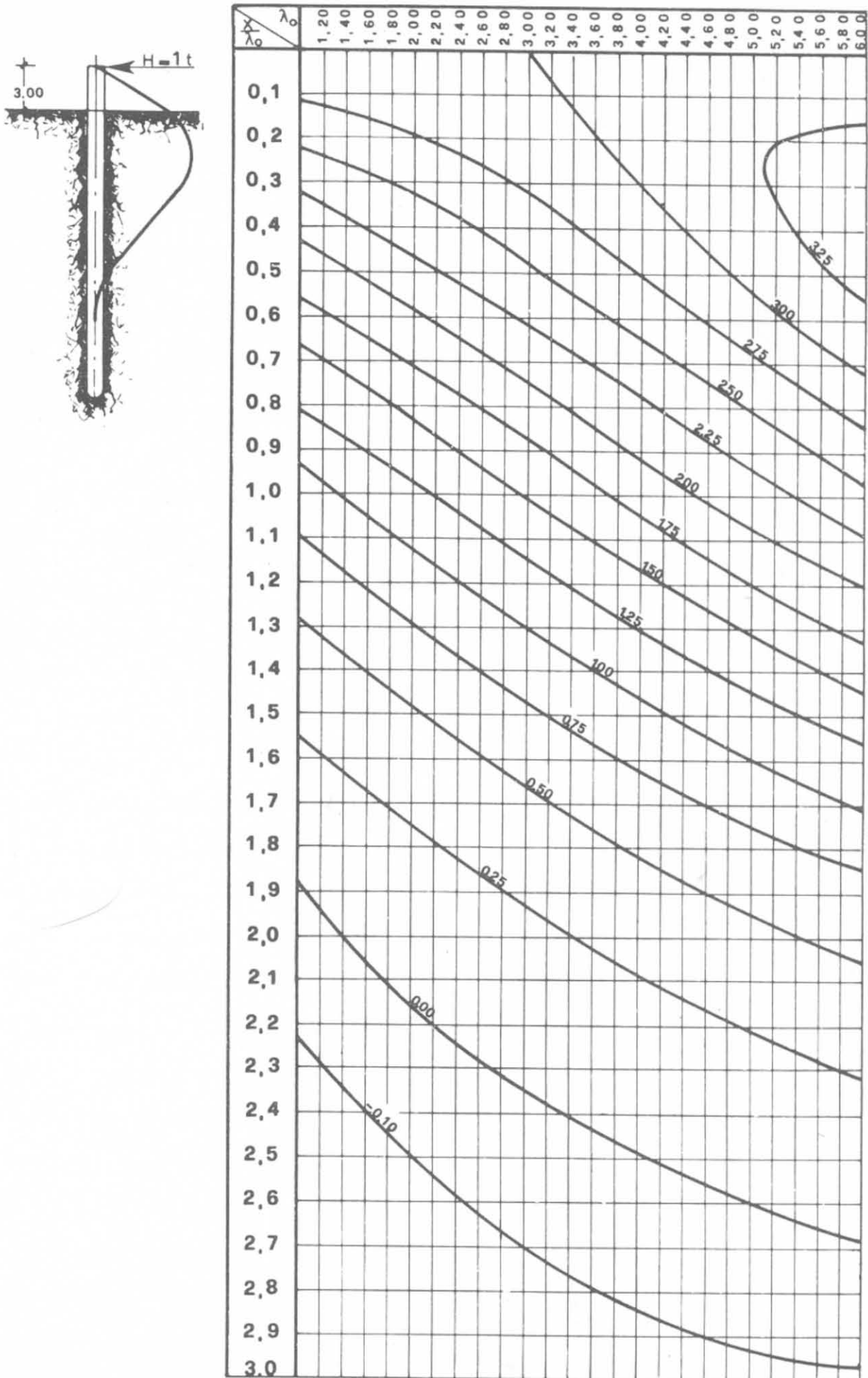


Fig. 17-28.

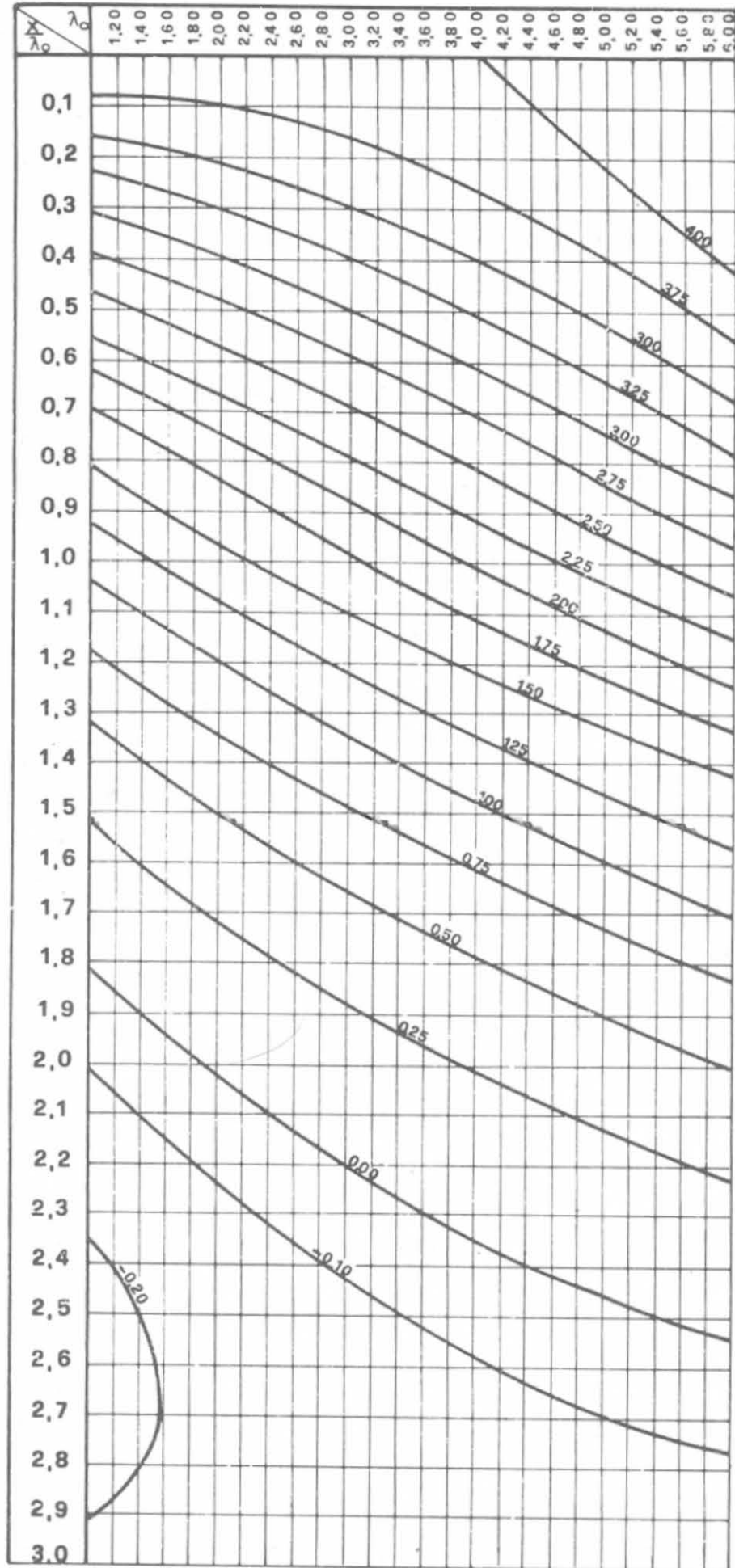
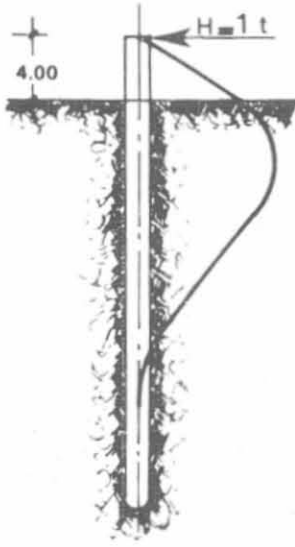


Fig. 17-29.

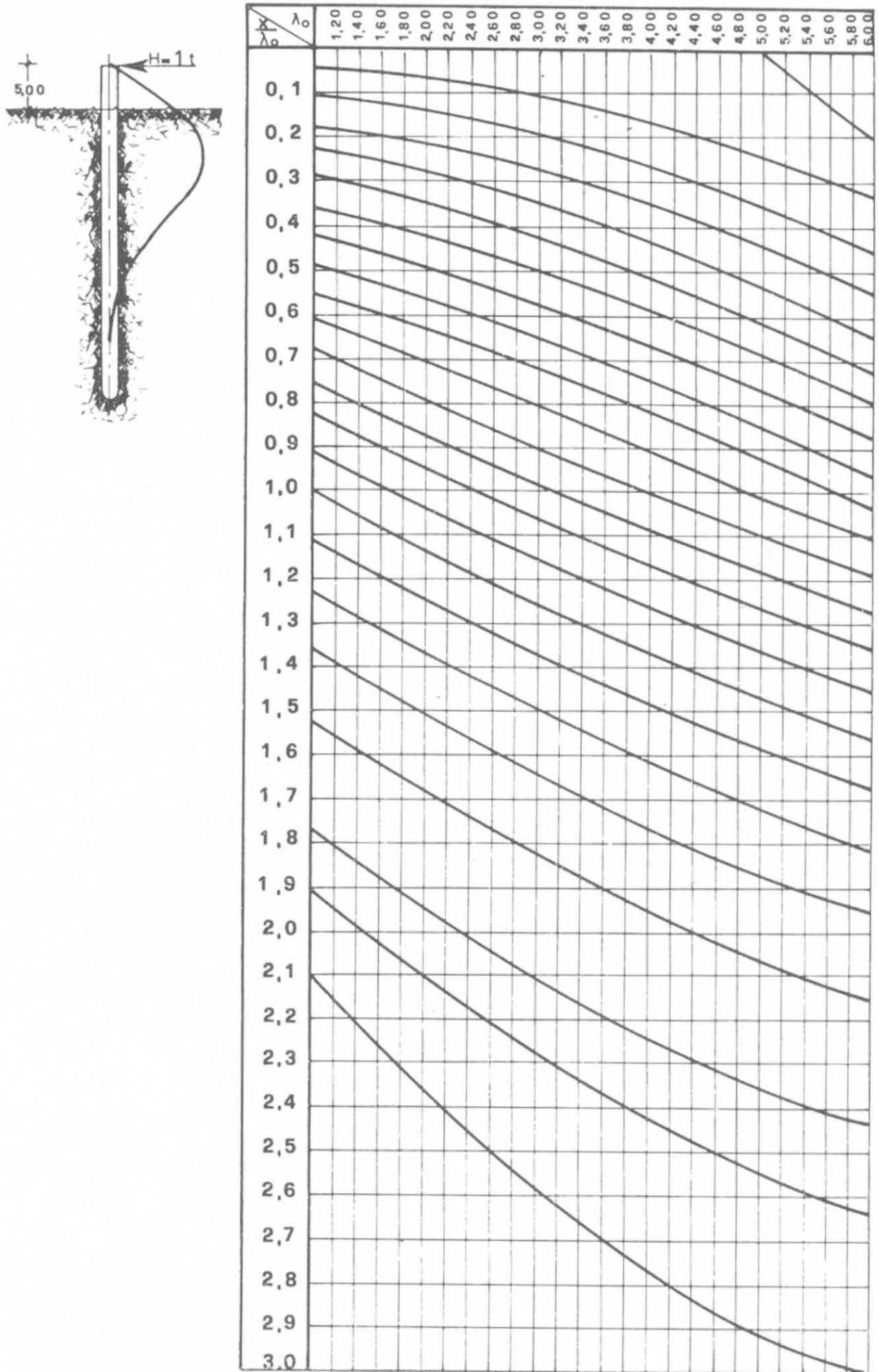


Fig. 17-30.

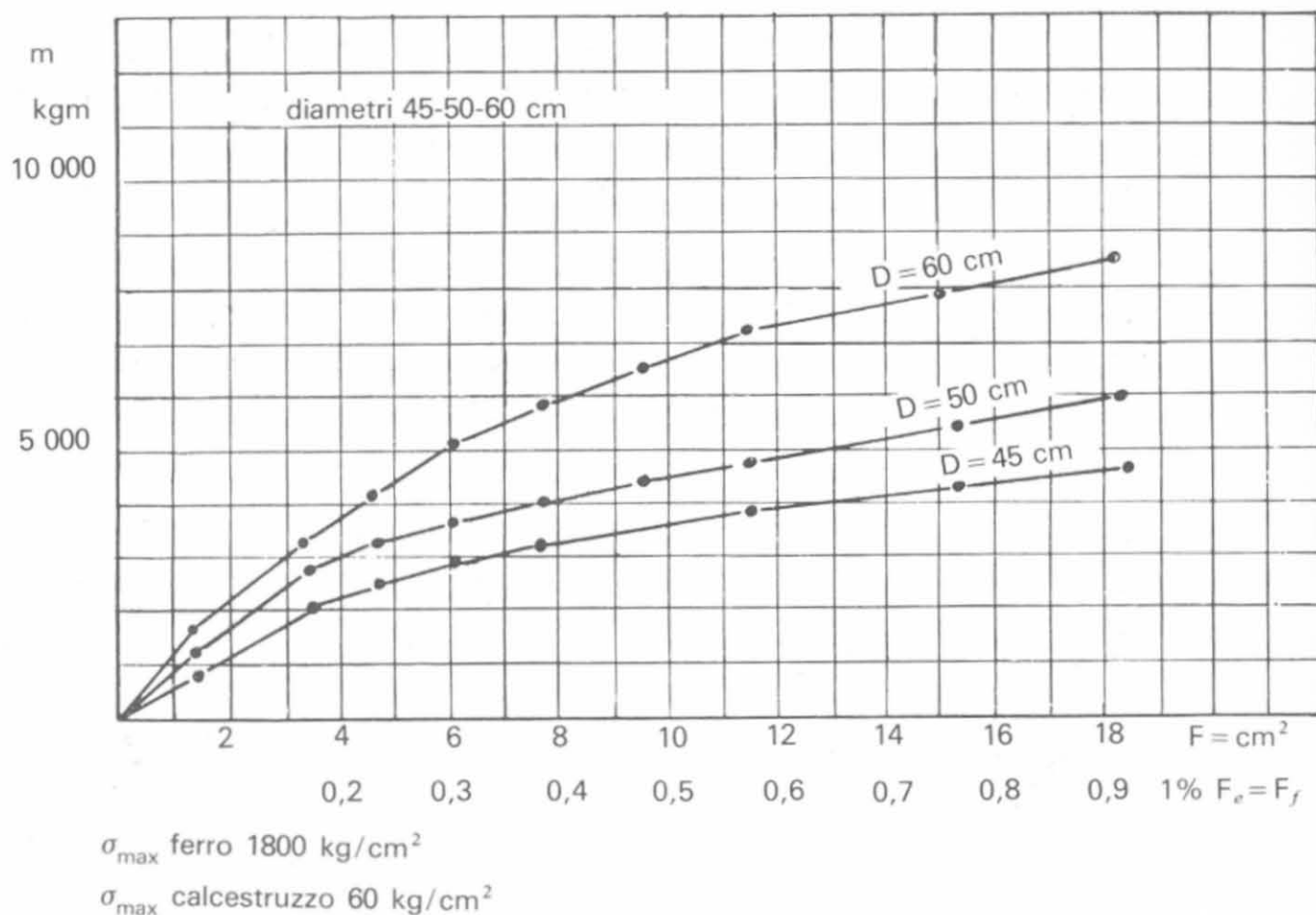


Fig. 17-31.

17-5 Risultati sperimentali.

L. B. Feagin dà notizie di esperienze americane eseguite su pali in legno ed in cemento armato, infissi in terreno sabbioso ed incastrati in sommità nel plinto. Il diametro medio dei pali in legno era di 30 cm ed il momento di inerzia 40 500 cm⁴, il modulo di Young 13.000 MN/m² e quello di reazione del terreno circa 1,5 kg/cm³. I risultati delle prove sono riportati nella tabella XVII-4 e confrontati con dati teorici ricavati applicando la (17-20).

TABELLA XVII-4.

H (kN)	20	50	100	160
1 ^a serie esperienze mm	—	3,17	11,1	22,2
2 ^a serie esperienze mm	—	3,05	9,15	20,4
Risultati teorici	3	7,5	15	24

Aumentando la rigidità del palo la freccia diminuisce notevolmente; per lo stesso tipo di terreno con un palo in calcestruzzo ($\varnothing = 40$ cm) si ha

H (kN)	20	50	100	160
f mm	0,8	4,1	8,2	13,1

Il coefficiente di proporzionalità k , supposto costante, è invece come noto una funzione di x ; esso è un rapporto tra una tensione unitaria ed uno spostamento ed è quindi intuibile che vari con la profondità. La distribuzione più probabile è quella parabolica, come risulterebbe da una serie di esperienze eseguite da Raymondi su pali centrifugati SCAC in occasione del collaudo dei sostegni di una linea primaria a 130 kV.

Peck e Davisson (1962) misurarono per mezzo di un clinometro l'inflessione laterale di pali in acciaio ad H infissi sino agli strati compatti attraverso 10 m di silt. La coesione di quest'ultimo variava praticamente da 0 a 20 kN/m² a 27 m di profondità. I valori ottenuti sono stati i seguenti:

TABELLA XVII-5.

Tipo di palo	Eccentricità e m	Lungh. infis. m	Carico applicato kN	Resistenza media q_u kN/m ²	Freccia misurata y_p cm	Freccia calcolata y_c cm	Rapporto y_p/y_c
Palo ad H	10	15,5	15	20	3,5	2,35	1,49
			20		4,25	3,15	1,35
			25		6,25	3,95	1,58
			30		8,75	4,70	1,85

Broms (1960) esaminò la resistenza di pali in calcestruzzo gettati in opera infissi in un banco di sabbia limosa sciolta, con valori penetrometrici di circa 7 colpi/piede.

Il diametro dei pali era di 40 cm e la profondità di 16 m: furono misurate le frecce di inflessione sia nel caso di palo libero in testa che di palo incastrato. Nel primo caso si ottennero valori circa tripli del secondo.

TABELLA XVII-6.

Palo	Carico laterale kN	Freccia misurata y_p cm	Freccia calcolata y_c cm		Rapporto y_p/y_c	
			$k_h = 0,2$	$k_h = 0,7$	$k_h = 0,2$	$k_h = 0,7$
Calcestruzzo \varnothing 40 cm	200	1,4	2,75	1,42	2	1,04
	160	2,8	5,7	2,75	1,97	0,96

Nelle prove precedenti i pali erano sollecitati solo lateralmente, mentre in pratica i pali sono soggetti ad entrambe le sollecitazioni verticali ed orizzontali. W. A. Jalil (1967) dà notizia di una serie di prove in cui i pali sono stati caricati contemporaneamente in senso verticale ed orizzontale, eseguite in scala naturale in terreno costituito essenzialmente da argilla compatta normalmente consolidata con coesione variabile da 50 a 80 kN/m². I pali, lunghi

7 m, erano formati da elementi chiusi di palancole in ferro e gli sforzi erano trasmessi da una serie di martinetti idraulici contrastati da una pesante impalcatura zavorrata. La misura delle deformazioni veniva rilevata con grande precisione utilizzando clinometri e speciali comparatori. L'errore di misura era inferiore all'uno per cento.

Le prove di Jalil hanno messo in evidenza alcune constatazioni di per se stesse intuitive:

a) in pali di uguale profondità il punto di inversione delle tensioni si abbassa con il crescere delle sollecitazioni applicate in sommità;

b) in una serie di pali di uguale rigidità EJ ad uguali sollecitazioni gli spostamenti in sommità decrescono con il crescere della profondità dei pali;

c) la flessibilità relativa del palo $\frac{h^4}{EJ}$ aumenta con la profondità di incastro: essa è inoltre inversamente proporzionale alla sua rigidità.

L'Autore introduce il concetto di *flessibilità del sistema palo-terreno* e chiama *coefficiente di flessibilità* il rapporto adimensionale $C_f = \frac{k_h D h^4}{EJ}$ in cui k_h è il modulo di reazione orizzontale del terreno.

La rigidità del sistema palo-terreno svolge un ruolo importante nello studio delle sollecitazioni orizzontali ed il suo valore influisce sull'entità dello spostamento e sul tipo di rottura dell'equilibrio del sistema palo-terreno. Questa può avvenire: a) per *rottura del terreno* nel caso dei pali rigidi; b) per *rottura del palo* nel caso di pali flessibili. Viene definita come *profondità efficace d'incastro* quella profondità oltre la quale ogni suo incremento non fornisce alcun sensibile miglioramento alla resistenza laterale del palo. Nelle prove eseguite è stato rilevato come a profondità maggiori di 5,30 m i momenti di flessione sono praticamente nulli.

CAPITOLO XVIII

CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI DIAFRAMMI

18-1 Generalità.

Dopo aver visto l'impiego delle palancole e dei diaframmi gettati in opera esaminiamo i principali problemi teorico-sperimentali relativi alla progettazione ed esecuzione di un diaframma a sostegno di uno scavo o di un terrapieno. La spinta che la terra esercita sulla parete flessibile di un palancolato, ancorato o non, è stata oggetto di autorevoli studi ed esperienze; ricordiamo in particolare le esperienze di Tschebotarioff eseguite dal 1943 al 1948 nell'Università di Princeton, oggetto di numerose pubblicazioni sulle Transactions A.S.C.E. 1948-1949 e le esperienze di Rowe (1956). Per eseguire un diaframma che dia garanzie di stabilità occorre in ogni caso:

- 1) verificare che sia osservata la *condizione di Renard* cioè evitare il rifluimento del terreno nell'interno dello scavo;
- 2) stabilire la massima profondità di scavo in relazione alla natura del diaframma ed alle caratteristiche di resistenza;
- 3) verificare la stabilità della struttura ($\Sigma M = 0, \Sigma H = 0$) e stabilirne il coefficiente di sicurezza, dopo aver fissato le condizioni di vincolo.

18-2 Condizione di Renard.

Determinare la profondità h_x d'infissione significa stabilire la lunghezza di palancolata occorrente al disotto dello scavo affinché, una volta esaurita l'acqua, non si verifichi rifluimento di materiale solido all'interno. È questa, come la chiama il Caquot, la *condizione di Renard* ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Si indicano col nome di *renards* i camminamenti creati dall'acqua attraverso un ammasso terroso naturale od artificiale, allorchè essa vi si infila per effetto del carico. Se l'acqua trascina materiale solido si forma un passaggio preferenziale attraverso il terrapieno o la sua fondazione, che va di mano in mano allargandosi sino a produrre la rovina dell'opera. Il fenomeno è particolarmente importante nella costruzione delle dighe in terra.

Esaminiamo separatamente i due casi di terreno permeabile ed impermeabile.

18-2-1 TERRENO PERMEABILE.

Nel primo caso sia (fig. 18-1) h_1 la distanza del livello della falda freatica dal piano di superficie libera, ed h_2 la distanza dal piano di base del diaframma. Assumiamo per peso specifico del terreno secco (senza vuoti) il valore 2,7 (1). La pressione p_s dovuta al peso del terreno e dell'acqua che agisce su un elemento del piano CC' è somma di tre termini:

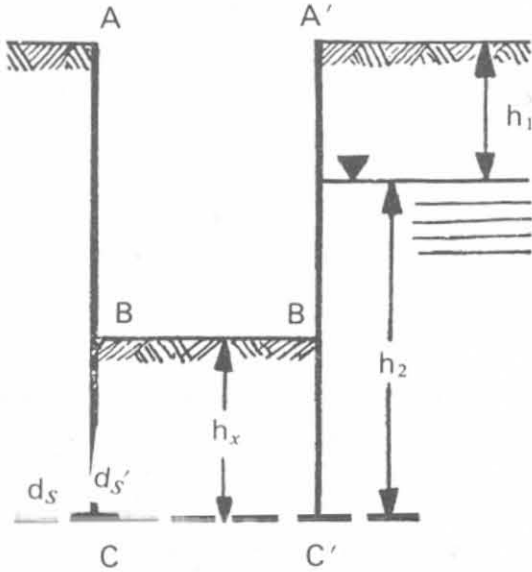


Fig. 18-1.

1) la pressione sul piano $H_2 O$ del terreno h_1 e cioè $p' = h_1 (1 - V) 2,7$;

2) la pressione del terreno h_2 immerso in acqua

$$p'' = h_2 (1 - V) 2,7 + h_2 (1 - V) \cdot 1 = h_2 (1 - V) 1,7;$$

3) la pressione dell'acqua $p''' = h_2$.

Avremo in definitiva

$$p_s = h_1 (1 - V) 2,7 + h_2 (1 - V) 1,7 + h_2 \quad (18-1)$$

La pressione p'_s che sull'elemento d'_s equilibra la p_s è data, nell'equilibrio di Rankine, dai primi due termini della (18-1) moltiplicati per il coefficiente $\text{tg}^2(45 - \varphi/2)$, oltre alla pressione idrostatica h_2 che riteniamo invariata trascurando le perdite di carico dovute al flusso tra il livello esterno ed il piano CC' .

Avremo pertanto

$$p'_s = h_2 + [h_1 (1 - V) 2,7 + h_2 (1 - V) 1,7] \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

La pressione p'_s è equilibrata dalla spinta che crea sul piano CC' lo strato h_x immerso in acqua

$$p_x = h_x (1 - V) 1,7 + h_x$$

Se ne deduce l'equazione

$$h_x (1 - V) 1,7 + h_x = h_2 + (1 - V) [h_1 \cdot 2,7 + h_2 \cdot 1,7] (\text{tg}^2(45 - \varphi/2)) \quad (18-2)$$

da cui si ricava h_x .

(1) È noto che il peso specifico del terreno allo stato secco è sensibilmente costante e varia da 2,6 a 2,8 ed eccezionalmente 2,9. Il peso specifico apparente è uguale a $\Gamma (1 - V)$ essendo V il volume dei vuoti contenuti nell'unità di volume del terreno. Esprimendo γ in kN/m^3 il peso specifico sarà 27 kN/m^3 e quello dell'acqua 10 kN/m^3 .

Esempio: Nel caso generale delle sabbie è

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,55 \quad (\varphi = 29^\circ)$$

$$V = 0,40$$

$$\operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = 0,34$$

$$h_x \cdot 0,6 \cdot 17 + 10 h_x = 10 h_2 + 0,6 [27 h_1 + 17 h_2] 0,34$$

da cui

$$h_x = 0,267 h_1 + 0,665 h_2$$

e per arrotondamento infine

$$\boxed{h_x = 0,7 h_2 + 0,3 h_1} \quad (18-2')$$

18-2-2 TERRENO IMPERMEABILE.

Nel caso di terreno coerente sia (fig. 18-2) h_1 l'altezza del diaframma ed h_x la profondità al di sotto del piano di scavo. La pressione dell'elemento d_s è (kN/m²)

$$p_s = h_1 (1 - V) 27$$

e tenendo conto della coesione ($c = H \operatorname{tg} \varphi$) avremo

$$p_s = h_1 (1 - V) 27 + H$$

La condizione di equilibrio si scrive:

$$\begin{aligned} [h_1 (1 - V) 27 + H] \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) &= \\ &= h_x (1 - V) 27 + H \end{aligned} \quad (18-3)$$

da cui si ricava h_x .

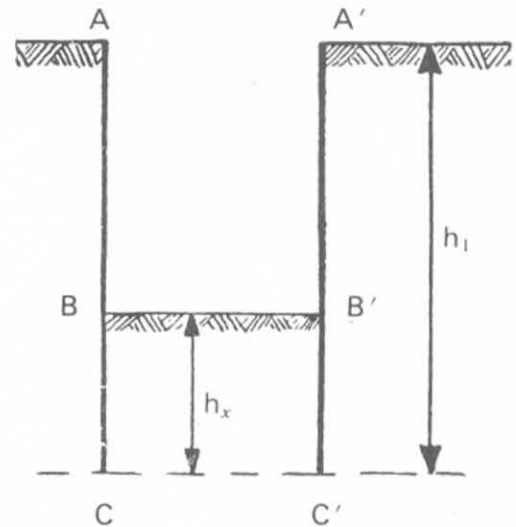


Fig. 18-2.

Esempio: Supponiamo un'argilla plastica media con $\varphi = 10^\circ$; $H = 100$ kN/m²

$$\operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = 0,7; \quad (1 - V) 27 = 20 \text{ kN/m}^2$$

La (18-3) diventa

$$(20 h_1 + 100) 0,7 = h_x \cdot 20 + 100$$

$$\boxed{h_x = 0,7 h_1 - 1,5} \quad (18-4)$$

Se ne deduce che non è indispensabile il diaframma per

$$h_1 \leq \frac{1,5}{0,7} \leq 2,0 \text{ circa}$$

Oltre i 2 m la profondità di infissione delle palancole diventa:

$$h_x = 0,7 (h_1 - 2)$$

18-3 Profondità massima di scavo senza controventi.

Si abbia terreno omogeneo incoerente: la falda acquifera si trova al di sotto del piano di base del diaframma (fig. 18-3). Sia inoltre:

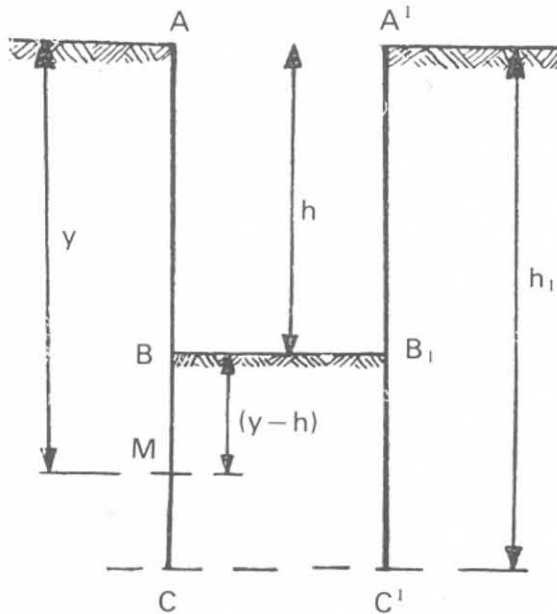


Fig. 18-3.

h = la profondità di scavo;

h_1 = la distanza dal piede della palancona all'estremità superiore del terrapieno.

Ammettiamo che la condizione di *Renard* sia ampiamente soddisfatta ponendo $h_x > 0,3 h_1$ (perchè $h_2 = 0$). Cerchiamo qual è il punto M di massimo momento flettente nel diaframma. Sia $AM = y$. La spinta S prodotta dallo strato y contro la parete sarà nell'equilibrio di Rankine

$$S = \frac{1}{2} \gamma y^2 (1 - V) 2,7 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)$$

cioè

$$S = \frac{1}{2} \gamma y^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) \quad (18-5)$$

applicata ad $\frac{1}{3}$ di AM a partire da M .

La S è equilibrata dalla reazione R del terreno nello strato $BM = y - h$ nell'interno del diaframma.

$$R = \frac{1}{2} \gamma (y - h)^2 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (18-6)$$

applicata ad $\frac{1}{3}$ di BM a partire da M .

Se in M massimo è il momento, lo sforzo di taglio sarà nullo ed avremo pertanto

$$y^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = (y - h)^2 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$$

da cui

$$y^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = [y^2 - 2hy + h^2] (45 + \varphi/2)$$

$$y^2 K_a = y^2 K_p - 2hy K_p + h^2 K_p$$

$$y^2 K_p - y^2 K_a - 2hy K_p + h^2 K_p = 0$$

$$y = \frac{2h K_p + \sqrt{4h^2 K_p - 4(K_p - K_a)h^2 K_p}}{2(K_p - K_a)}$$

ed infine

$$y = \frac{h}{1 - K_a} \quad (18-7)$$

La profondità di y del massimo momento, a parità di h , è quindi inversamente proporzionale all'angolo φ , e, per un medesimo terreno, aumenta col valore di h .

In funzione dell'angolo φ avremo (per $h = 1$ m)

φ°	10	15	20	25	30	35	40
y (m)	3,33	2,5	2,0	1,65	1,5	1,3	1,25

Il valore del momento massimo M si ottiene moltiplicando l'intensità della forza per la differenza tra i bracci di leva cioè

$$M = S \left[\frac{y}{3} - \frac{y-h}{3} \right] = S \frac{h}{3}$$

e sostituendo

$$M = \frac{1}{6} \gamma h y^2 K_a \quad (18-8)$$

in cui

$$y = \frac{h}{1 - K_a}$$

Esempio. Nel caso generale delle sabbie è

$$K_a = 0,34 \quad (\varphi = 29^\circ)$$

$$V = 0,40$$

$$\gamma = (1 - V) 2,7 = 1,62$$

$$M = \frac{1}{6} \cdot 1,62 h \cdot \frac{h^2}{(1 - 0,34)^2} 0,34 = \sim 0,2 h^3$$

da cui

$$h = 1,7 \sqrt[3]{M} \quad (18-9)$$

La (18-9) determina la profondità dello scavo, per un terreno incoerente, in funzione delle caratteristiche di resistenza del diaframma (momento massimo ammissibile).

18-3-1 ESEMPIO.

Esaminiamo le condizioni di stabilità nel caso che la falda acquifera interessi tutta la parete del diaframma (fig. 18-4) e supponiamo che sia in ogni

caso soddisfatta la condizione di *Renard*. La precedente equazione (18-2) diventa in questo caso:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} y^2 (1 - V) 1,7 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y^2}{2} = \\ & = \frac{(y - h)^2}{2} (1 - V) 1,7 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{(y - h)^2}{2} \end{aligned}$$

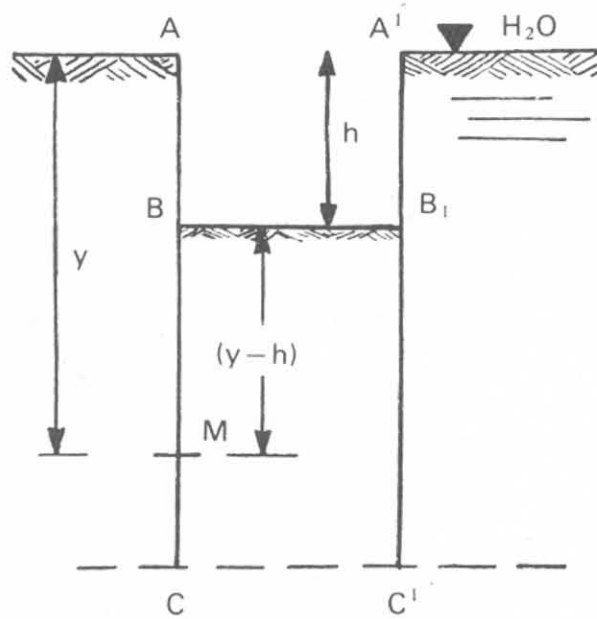


Fig. 18-4.

cioè

$$\frac{y^2}{2} [1 + (1 - V) 1,7 K_a] = \frac{(y - h)^2}{2} [1 + (1 - V) 1,7 K_p]$$

da cui

$$\frac{y}{y - h} = \sqrt{\frac{1 + (1 - V) 1,7 K_p}{1 + (1 - V) 1,7 K_a}} \quad (18-10)$$

Osserviamo dalla (18-10) che sulla parete *B M* si verifica una spinta equivalente alla pressione di un liquido di *densità virtuale* uguale a

$$\gamma_{vp} = (1 - V) 1,7 K_p + 1$$

$$\gamma_{va} = (1 - V) 1,7 K_a + 1$$

cioè, per le sabbie dell'esempio precedente

$$\gamma_{vp} = (1 - 0,4) 1,7 \times 2,88 + 1 = 3,93$$

$$\gamma_{va} = (1 - 0,4) 1,7 \times 0,34 + 1 = 1,35$$

Applicando questi valori alla (18-10) si ricava

$$\frac{y}{y-h} = \sqrt{\frac{3,93}{1,35}} = 1,7$$

Se ne deduce che, per le sabbie, è approssimativamente

$$\boxed{y = 2,5 h} \quad (18-10')$$

Il momento massimo sarà:

$$M = \frac{y^2}{2} [1 + (1 - V) 1,7 K_a] \frac{h}{3}$$

cioè

$$M = 1,4 h^3$$

da cui

$$\boxed{h = 0,9 \sqrt[3]{M}} \quad (18-11)$$

Confrontando con la (18-9) se ne deduce che nei terreni immersi in acqua l'altezza di scavo diminuisce notevolmente, nel rapporto circa doppio:

$$\frac{1,7}{0,9} = 1,9$$

18-4 Condizioni di stabilità al ribaltamento.

Fissate le caratteristiche della palancola ed il momento massimo ammissibile, calcoliamo l'altezza h possibile senza pericolo di rotazione del diaframma intorno al punto B (fig. 18-5). Sia:

γ_{va} = la densità virtuale del terreno contro il diaframma nel tratto x (spinta attiva);

γ_{vp} = la densità virtuale del terreno nel tratto BC (spinta passiva).

Avremo:

$$H_1 = \gamma_{vp} \frac{(x-h)^2}{2}$$

$$H_2 = \gamma_{va} \frac{(x-h)^2}{2}$$

$$H_3 = \gamma_{va} \cdot h (x-h)$$

$$a = \frac{2}{3} (x-h)$$

$$b = \frac{(x-h)}{2}$$

per cui il momento in B sarà

$$M_B = \gamma_{va} h (x - h) \frac{(x - h)}{2} - \frac{(x - h)^2}{2} (\gamma_{vp} - \gamma_{va})^2 / 3 (x - h)$$

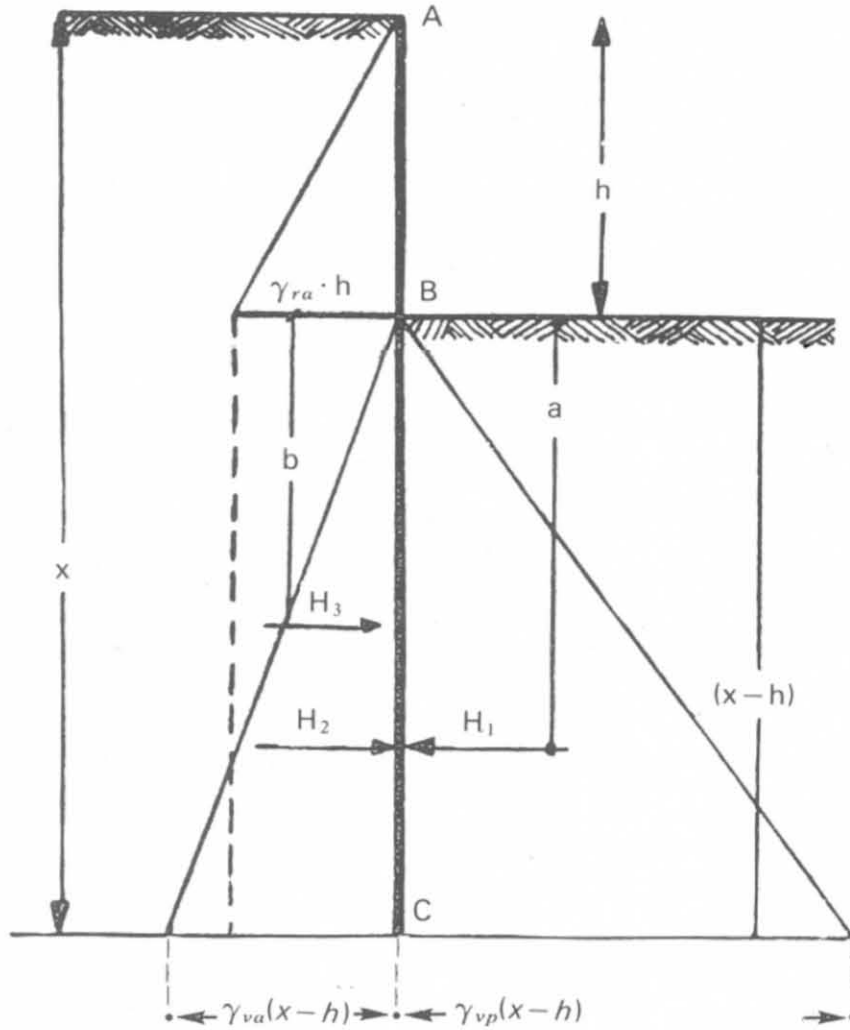


Fig. 18-5.

Affinchè questa espressione sia massima occorre che $\frac{dM}{dh} = 0$ cioè

$$\frac{1}{2} \gamma_{va} h \cdot 2 (x - h) = \frac{3 (x - h)^2}{3} (\gamma_{vp} - \gamma_{va})$$

$$\gamma_{va} h (x - h) = (x - h)^2 (\gamma_{vp} - \gamma_{va})$$

e infine

$$x - h = h \frac{\gamma_{va}}{\gamma_{vp} - \gamma_{va}} \quad (18-12)$$

L'espressione del momento M_B tenendo presente la (18-12) diventa

$$M_B = \gamma_{va} \cdot h \cdot \frac{h^2}{2} \left(\frac{\gamma_{va}}{\gamma_{vp} - \gamma_{va}} \right)^2 - \left(\frac{\gamma_{va}}{\gamma_{vp} - \gamma_{va}} \right)^3 \frac{\gamma_{vp} - \gamma_{va}}{3} h^3$$

da cui si ricava

$$M_B = \frac{1}{6} \frac{\gamma_{va}^3}{(\gamma_{vp} - \gamma_{va})^2} h^3 \quad (18-13)$$

Se M_B è fissato dalle caratteristiche delle palancole l'altezza h più pericolosa diventa

$$h = \frac{(\gamma_{vp} - \gamma_{va})^{2/3}}{\gamma_{va}} \sqrt[3]{6 M} \quad (18-14)$$

Esempio: Nell'ipotesi di terreno incoerente immerso in acqua si è trovato

$$\gamma_{vp} = 3,93$$

$$\gamma_{va} = 1,35$$

la (18-14) si scrive

$$\boxed{h = 2,25 \sqrt[3]{M}} \quad (18-15)$$

Se il terreno è asciutto, le densità virtuali sono rispettivamente

$$\gamma_{va} = (1 - V) 2,7 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = 0,58$$

$$\gamma_{vp} = (1 - V) 2,7 \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) = 4,75$$

e

$$\boxed{h = \sim 8 \sqrt[3]{M}} \quad (18-16)$$

18-5 Sovraccarichi concentrati o lineari.

Si verifica di frequente la condizione che nelle vicinanze del diaframma siano applicati carichi isolati concentrati o lineari. Basti pensare, ad esempio, al carico trasmesso da una gru lungo una banchina od alla fondazione di un muro nelle vicinanze di uno scavo sorretto dal diaframma.

Nel caso di un carico lineare P applicato parallelamente al diaframma (fig. 18-6) ad una distanza d si utilizza il procedimento del Krey basato sulle seguenti ipotesi:

a) la pressione complementare, cioè quella provocata dal carico P , fa sentire i suoi effetti al di sotto del punto I nel quale il piano inclinato sull'orizzontale dell'angolo φ passa per il punto di applicazione del carico P ;

b) la pressione complementare non ha più alcun effetto sotto il punto J in cui il piano inclinato sull'orizzontale dell'angolo $(45 + \varphi/2)$ passa per il punto di applicazione del carico;

c) si suppone che la pressione fra i punti I e J vari linearmente;

d) la risultante delle pressioni complementari è rappresentata dall'area del triangolo $I' I'' J'$ ed è uguale a $P \operatorname{tg} (45 - \varphi/2)$ dato che lo scorrimento avviene lungo una superficie inclinata di $(45 - \varphi/2)$ sulla paratia.

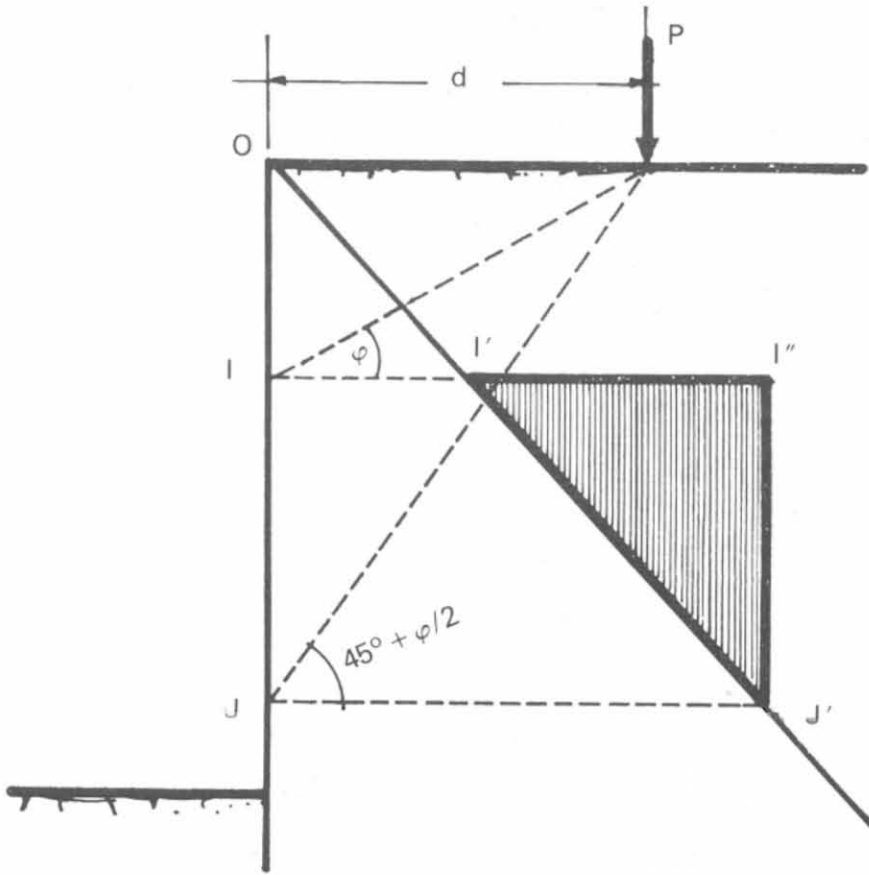


Fig. 18-6.

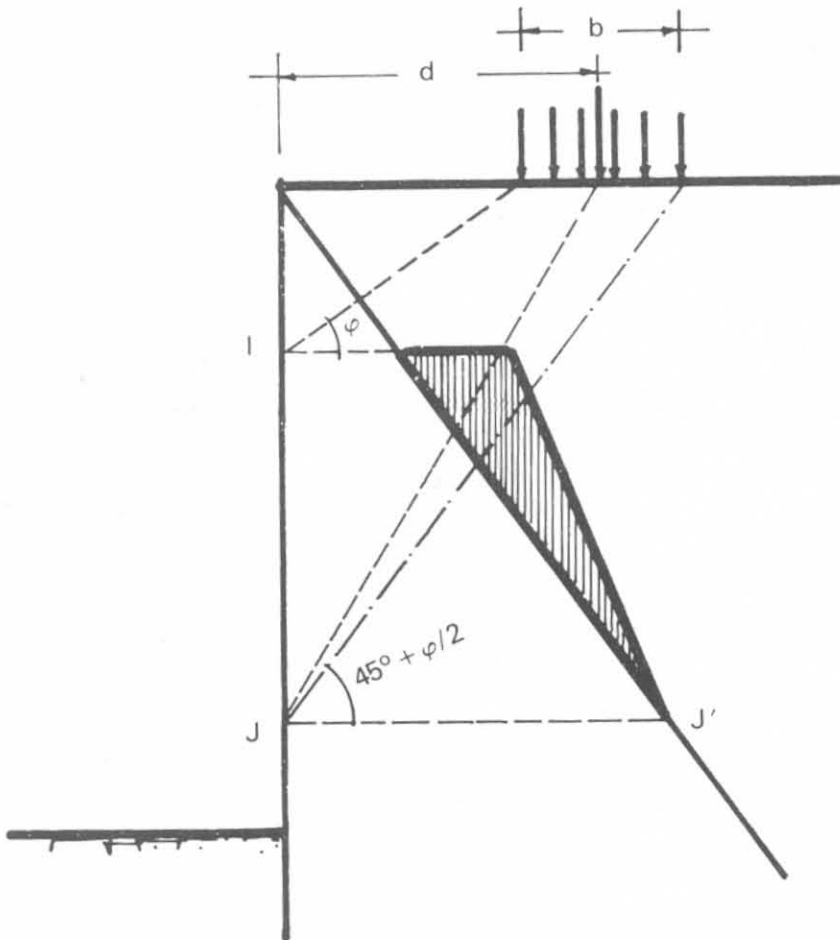


Fig. 18-7.

Nel caso di carico uniformemente ripartito (fig. 18-7) si utilizza lo stesso concetto spostando agli estremi della fascia considerata i piani caratteristici di inclinazione φ e $(45 + \varphi/2)$.

18-6 Diaframmi liberi in sommità.

18-6-1 PROFONDITÀ DI INFESSIONE DI UN DIAFRAMMA: VERIFICA DI STABILITÀ.

Esaminiamo prima di tutto un elemento di palancola infisso nel terreno, soggetto ad una forza orizzontale H (fig. 18-8 a).

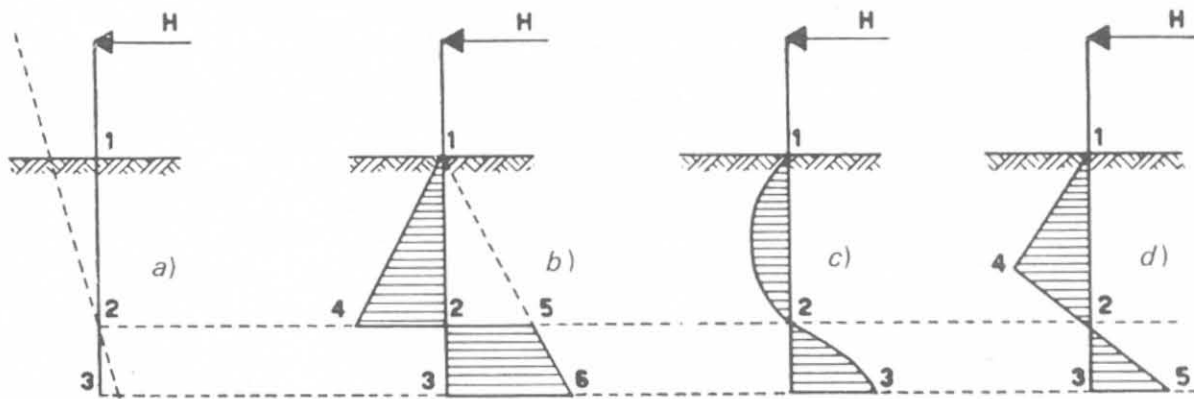


Fig. 18-8.

La palancola tende a ruotare intorno al suo centro di rotazione (2): il suo spostamento è contrastato dalla reazione passiva del terreno che agisce tra i punti 1 e 2 verso destra e verso sinistra tra i punti 2 e 3.

In fig. 18-8 b è indicato il diagramma di carico teorico, cioè il diagramma della pressione resistente risultante tra la pressione attiva che agisce nel senso dello spostamento e quella passiva in senso opposto.

La densità virtuale nel tratto 1-2 sarà:

$$\gamma_v = \gamma_{vp} - \gamma_{va}$$

Nel punto 2, centro istantaneo di rotazione, si ha l'inversione delle pressioni e sarà $2-4 = 2-5$. In realtà data l'elasticità del terreno non è possibile un cambiamento brusco delle pressioni ed il diagramma avrà un andamento curvilineo come indicato nella fig. 18-8 c la cui forma — non certo ancora ben conosciuta — dipende dalle caratteristiche elastiche del terreno e delle stesse palancole.

Per la pratica corrente si può sostituire al diagramma curvilineo della fig. c quello triangolare della fig. d: l'inclinazione della retta 4-5 dipende dalle caratteristiche del terreno e non influisce sensibilmente sui risultati pratici dei calcoli.

Consideriamo l'elemento di diaframma ADB infisso nel terreno per il tratto DB (fig. 18-9).

Siano γ_{va} e γ_{vp} le densità virtuali del terreno, supposto omogeneo. Avremo $D F = \gamma_{va} h_0$.

Al di sotto di D ogni incremento di spinta attiva si annulla per cui il diagramma $A D B G F$ rappresenta la pressione che agisce dall'interno del diaframma e che comprende anche la pressione idrostatica se il terreno è saturo.

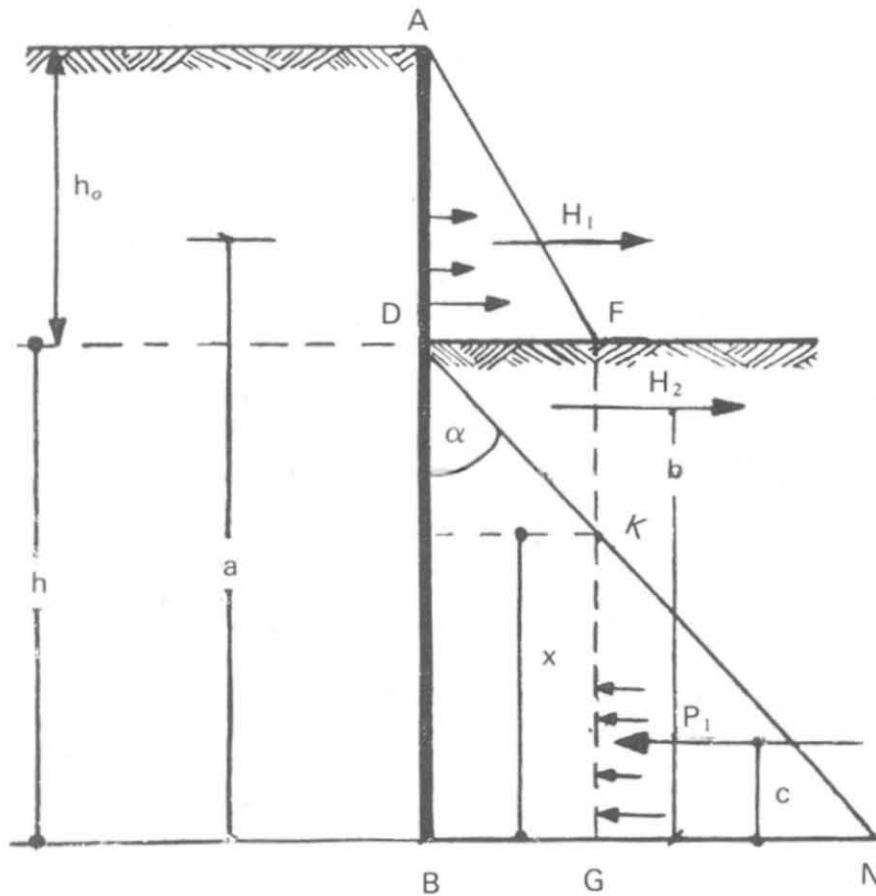


Fig. 18-9.

La densità virtuale nel tratto $D B$ completamente infisso nel terreno sarà

$$\gamma_v = \gamma_{vp} - \gamma_{va}$$

e $D N$ rappresenta il diagramma relativo a tale spinta. La sua inclinazione dipende dal coefficiente di reazione, essendo

$$\operatorname{tg} \alpha = \gamma_v$$

La $D N$ interseca la $F G$ in K , punto nel quale le pressioni si annullano. È

$$F K = \frac{D F}{\operatorname{tg} \alpha} = h_0 \gamma_{va} \quad (18-17)$$

Indichiamo con H_1 H_2 le forze spingenti e con P_1 la forza resistente. Sarà

$$H_1 = \gamma_{va} h_0 \frac{h_0}{2} = \frac{1}{2} h_0^2 \gamma_{va}$$

$$H_2 = \frac{1}{2} \gamma_{va} h_0 \cdot \frac{h_0 \gamma_{va}}{\gamma_v} = \frac{1}{2} h_0^2 \frac{\gamma_{va}^2}{\gamma_v}$$

$$P_1 = \gamma_v h_x \cdot \frac{h_x}{2} = \frac{1}{2} \gamma_v h_x^2$$

La profondità di infissione del diaframma dovrà essere tale per cui la reazione massima passiva che si ottiene alla profondità x :

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_v h_x^2 \quad (18-18)$$

dovrà essere in condizioni limite uguale alla reazione P_1 dedotta dall'equilibrio dei momenti. Dall'equazione dei momenti rispetto a B :

$$H_1 \cdot a + H_2 \cdot b - P_1 \cdot c = 0$$

si ha:

$$P_1 = \frac{H_1 \cdot a + H_2 \cdot b}{c}$$

Se il valore trovato è inferiore a quello massimo fornito dalla (18-18), la struttura è stabile ed il coefficiente di sicurezza sarà espresso dal rapporto fra i valori di P_1 e P_x .

Esempio: Con riferimento alla fig. 18-10 sia:

$$h_0 = 4,50$$

$$h = 4,00$$

e la falda freatica sotto la base del diaframma.

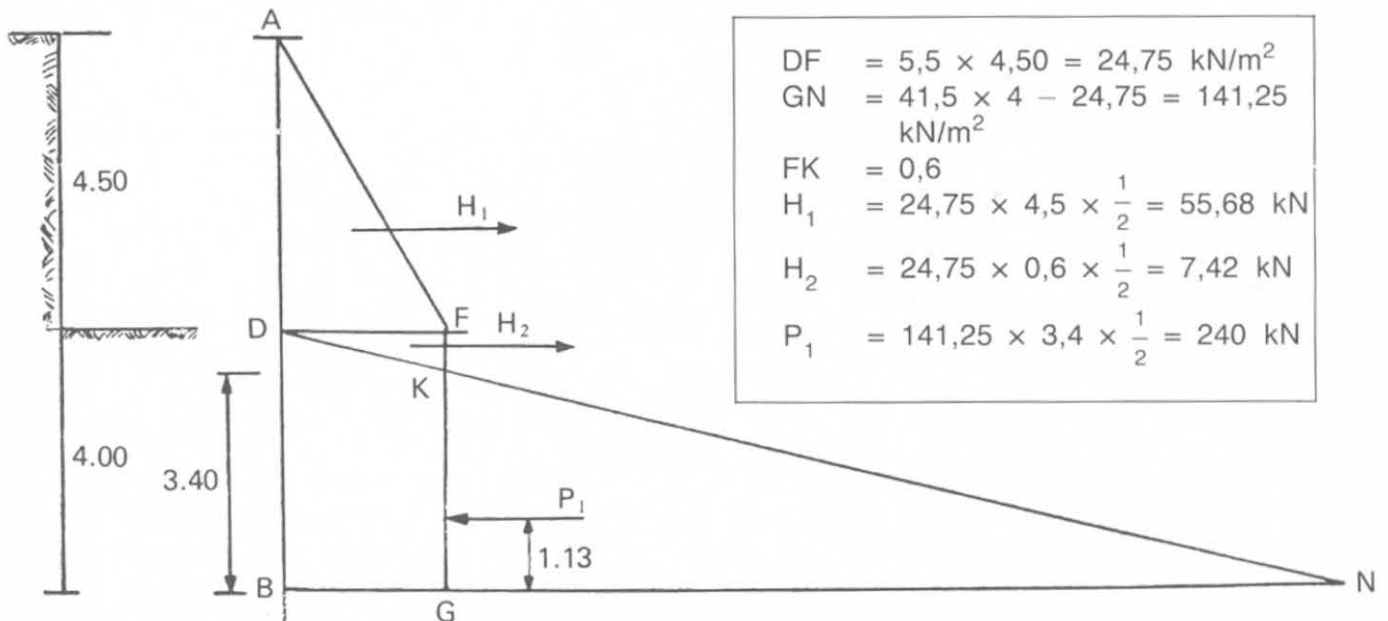


Fig. 18-10.

Avremo, per le sabbie,

$$\begin{aligned}\gamma_{va} &= (1 - V) 27 \cdot K_a = 5,5 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{vp} &= (1 - V) 27 \cdot K_p = 47 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_p &= 4,7 - 0,55 = 41,5 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Con gli elementi determinati in figura risulta

$$\Sigma M = 55,68 \cdot 5,50 + 7,42 \cdot 3,60 - P_1 \cdot 1,13 = 0$$

da cui

$$P_1 = \frac{306,24 + 26,71}{1,13} = 294,65 \approx 295 \text{ kN}$$

Perché si abbia l'equilibrio occorre una reazione $P_1 = 295 \text{ kN}$, mentre il terreno considerato può fornire al massimo la reazione $P_4 = 240 \text{ kN}$; il diaframma non è stabile.

Se la profondità di infissione è portata a 5 m il rapporto tra i due valori di P è $\frac{380}{270}$ ed il coefficiente di sicurezza 1,4.

18-6-2 EFFETTI DELLE DIVERSE PROFONDITÀ DI INFSSIONE.

Se le palancole sono infisse nel terreno sino a grandi profondità la linea elastica è una curva ad ondulazioni continue che si riducono sino ad annullarsi (fig. 18-11 *a*): la resistenza del terreno non è utilizzata in profondità perché gli spostamenti sono insignificanti. La profondità del diaframma è sovrabondante.

Se invece la profondità è tale che il momento sia nullo al piede della palanca (rotazione senza traslazione) la reazione del terreno è mobilizzata su

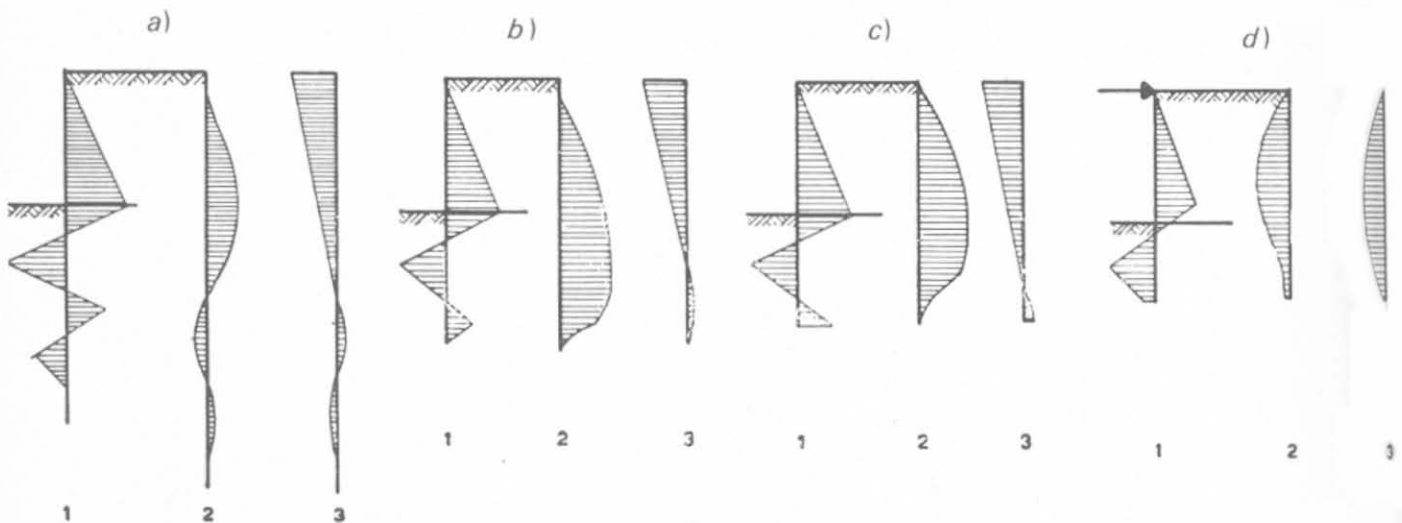


Fig. 18-11.

1, Diagramma di carico; 2, Diagramma dei momenti; 3, Linea di deformazione elastica.

tutta l'estensione della parete (fig. 18-11 *b*). Riducendo la profondità del diaframma (fig. 18-11 *c*) vi è uno spostamento del piede: la reazione a sinistra è sufficiente, ma a destra è troppo piccola per realizzare l'incastro perfetto. Si verifica in tal caso un rifluimento del terreno al piede del diaframma.

Se la profondità di infissione è ulteriormente ridotta (18-11 *d*) non vi può essere stabilità del diaframma ed è necessario un ancoraggio in testa: la palanca si comporta come trave sui due appoggi.

La profondità del diaframma potrà essere fissata di volta in volta secondo i criteri del progettista: la soluzione *c*) è la più economica. In pratica si ammette (fig. 18-12) (Coüard-Verdeyen) che al diagramma $K M N''$ venga sostituito il diagramma $K M' N' N$ e che la reazione del terreno sotto il punto B venga concentrata nel punto stesso.

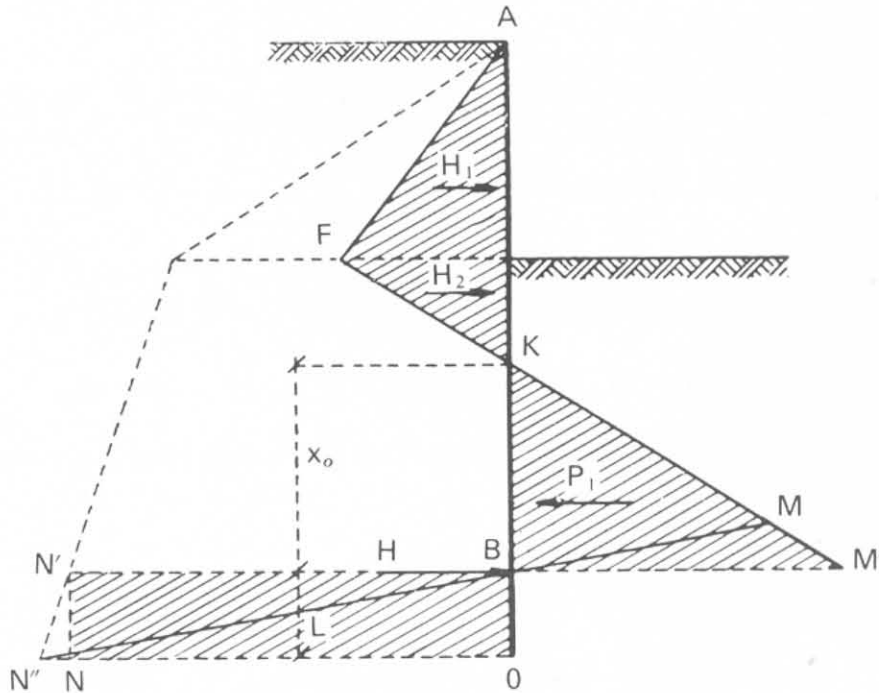


Fig. 18-12.

Riprendiamo l'esempio della fig. 18-10: per l'equilibrio dei momenti deve essere:

$$55,68 (1,50 + 0,60 + x_0) + 7,42 (0,20 + x_0) = P_1 \frac{x_0}{3}$$

posto

$$\gamma_v = 2 \gamma_{vp} - \gamma_{va}$$

si ha:

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma_v x_0^2$$

e sostituendo

$$118,40 + 63,10 x_0 = \frac{1}{2} 88,5 x_0^2$$

di cui

$$88,5 x_0^2 - 126,2 x_0 - 236,80 = 0$$

e risolvendo

$$x_0 = 3,5$$

Applicando la formula di Blum

$$t_0 = 0,20 \times 3,5 = 0,70$$

La profondità di infissione del diaframma dovrà essere in definitiva

$$F K + x_0 + t_0 = 0,6 + 3,50 + 0,70 = 4,80 \text{ m.}$$

18-6-3 IPOTESI DI BLUM.

La profondità x_0 (fig. 18-12) della palancola è calcolata, come si è visto in precedenza, con l'equazione di equilibrio dei momenti rispetto al punto B . Le varie teorie si differenziano per il modo in cui si discostano dalla ipotesi classica di Rankine.

L'ipotesi di Blum, ad esempio, che è generalmente accettata per $\varphi > 25^\circ$, considera una reazione passiva doppia del valore di Rankine. Egli pone cioè

$$K = 2 K_p - K_a$$

La profondità di infissione del diaframma è però in tale ipotesi aumentata del valore

$$t_0 = 0,20 x_0$$

18-6-4 METODO GRAFICO PER IL CALCOLO DEL DIAFRAMMA.

Nel caso in cui una eccessiva complicazione del diagramma delle pressioni renda troppo elaborata l'espressione algebrica dell'equilibrio di traslazione e di rotazione si impiega il metodo grafico basato sulla proprietà dei poligoni delle forze e dei poligoni funicolari.

Si ammettono in tal caso le seguenti ipotesi principali:

a) l'azione di contrasto che è esercitata contro il piede del diaframma e sotto il centro istantaneo di rotazione, è sostituita dalla sua risultante H che si suppone applicata al centro stesso;

b) si ammette che l'estensione della zona interessata dal contrasto sia $1,2 x_0$ (Blum).

Il calcolo si conduce nel modo seguente (fig. 18-13).

a) Si tracciano i diagrammi della spinta e della contropinta per una sufficiente lunghezza di diaframma.

b) Si suddividono tali diagrammi in varie zone e si applica al centro di gravità di ciascuna di esse la risultante delle pressioni relative ad ogni zona.

c) Si tracciano il poligono delle forze e il poligono funicolare: la chiusura di quest'ultimo dà il punto di momento nullo B .

d) Si prolunga il diaframma di $0,2 x_0$ e si ricava la lunghezza totale necessaria.

e) Si calcola il momento flettente massimo sul poligono funicolare.

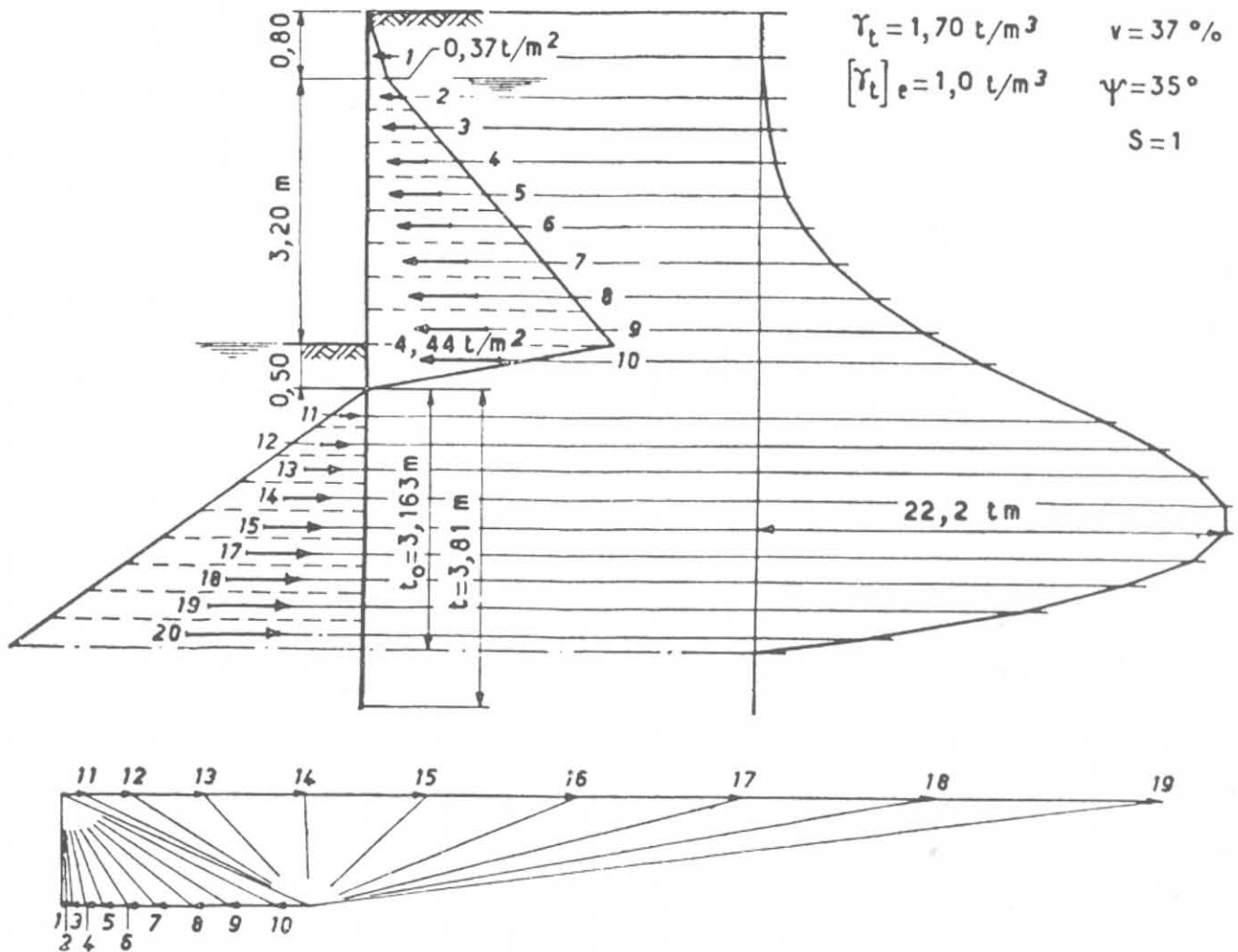


Fig. 18-13.

18-7 Diaframmi ancorati in sommità.

18-7-1 GENERALITÀ.

Contrariamente a quanto avviene nel caso precedente qui la rotazione del palancolato intorno al suo centro istantaneo è impedita o da un puntello o da un tirante posto in sommità. Fattore determinante è in questo caso la flessibilità degli elementi costituenti il diaframma, che si comporta come appoggiato a due punti: l'appoggio fisso in testa A ed in un punto fittizio B nel terreno la cui posizione dipende dalle caratteristiche delle palancole, dalla profondità di infissione e dalla natura stessa del terreno.

La legge di distribuzione delle pressioni tra A e B è stata ed è uno degli oggetti di studio più interessanti della Meccanica del Terreno.

Il vincolo in sommità e l'appoggio fittizio nel terreno comportano delle modifiche nei confronti della legge lineare di Rankine, verificandosi un aumento della pressione in sommità che può raggiungere il valore della pressione passiva di Rankine (fig. 18-14 a), ed una diminuzione della pressione a metà altezza.

Queste variazioni sono confermate da misure sperimentali ed attribuite ad una redistribuzione degli sforzi nel terrapieno derivanti dallo stabilirsi di volte fra il punto fisso in sommità ed il punto fisso del diaframma nella zona interessata (fig. 18-14 b). Questo effetto è chiamato *effetto volta* ed ha luogo soltanto se gli appoggi sono rigorosamente fissi.

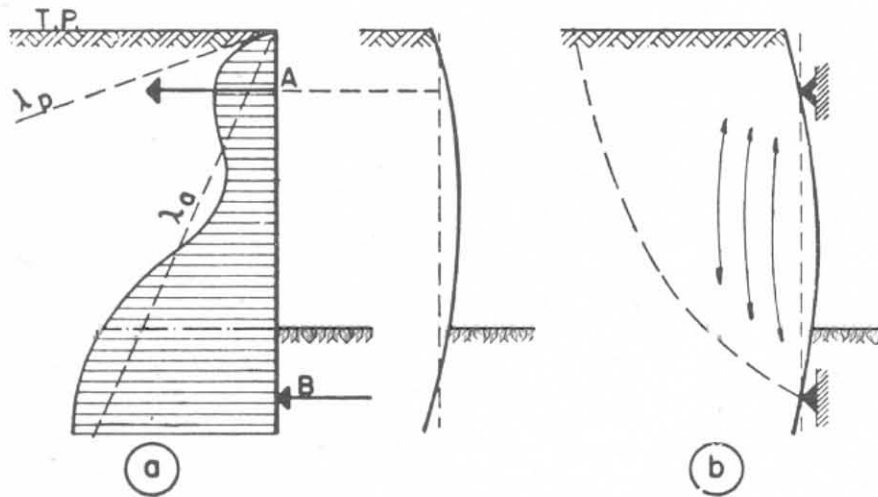


Fig. 18-14.

18-7-2 CONDIZIONI DI STABILITÀ.

Supponiamo che il diaframma sia ancorato in T (fig. 18-15): fissata la profondità dello scavo h , dobbiamo trovare la profondità minima d'infissione occorrente per l'equilibrio ed il valore della reazione in T . Se la palancola è affondata nel terreno in modo insufficiente a costituire un incastro (fig. 18-16) presenta un punto di flesso in U : di mano in mano che la lunghezza DB aumenta, il terreno reagisce producendo un altro flesso in V (fig. 18-16 b) e la palancola si comporta come fosse incastrata al piede.

La fig. 18-15 rappresenta il primo caso: sono noti h , t e le caratteristiche del terreno. $AFMB$ rappresenta il diagramma della spinta attiva nel tratto sopra e sotto D ; KNM rappresenta il diagramma della effettiva spinta passiva con risultante P_1 . Sia S che P_1 non dovranno essere minori del valore minimo occorrente perchè sussista l'equilibrio.

Avremo

$$m = \frac{2h}{3} - t$$

$$n = h_0 + g$$

$$p = h_0 + FK + \frac{2}{3}x_0$$

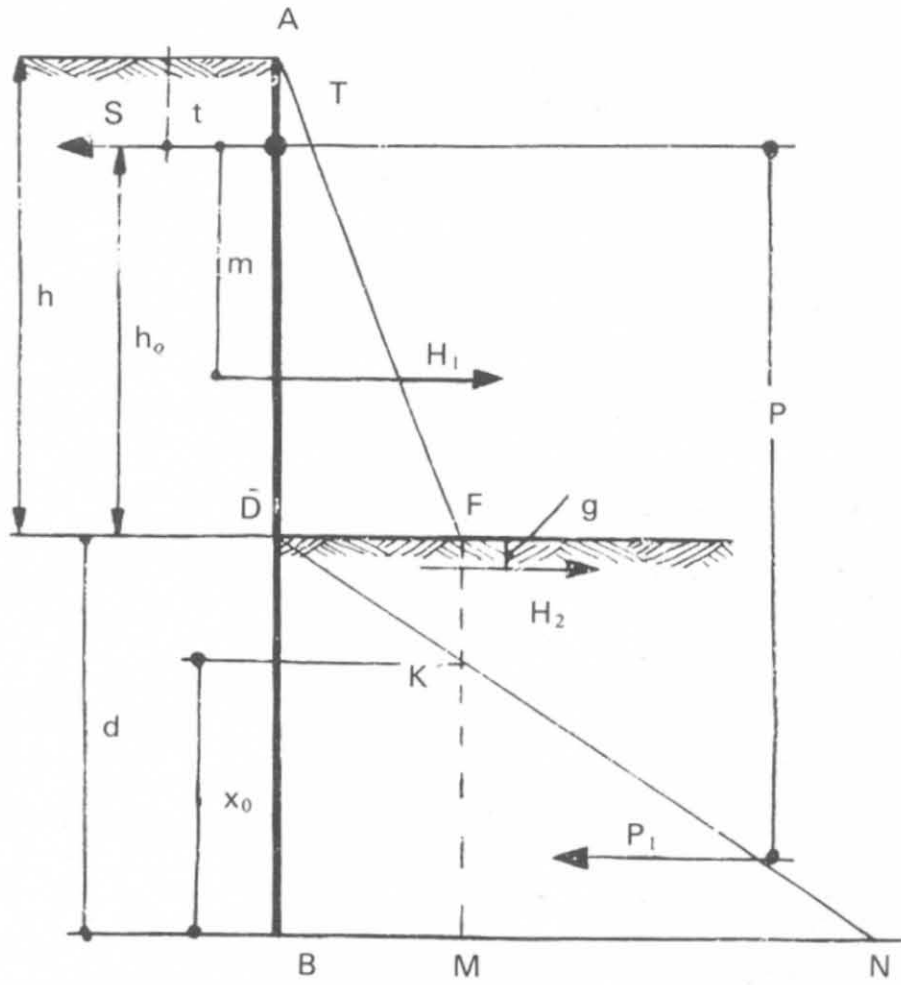


Fig. 18-15.

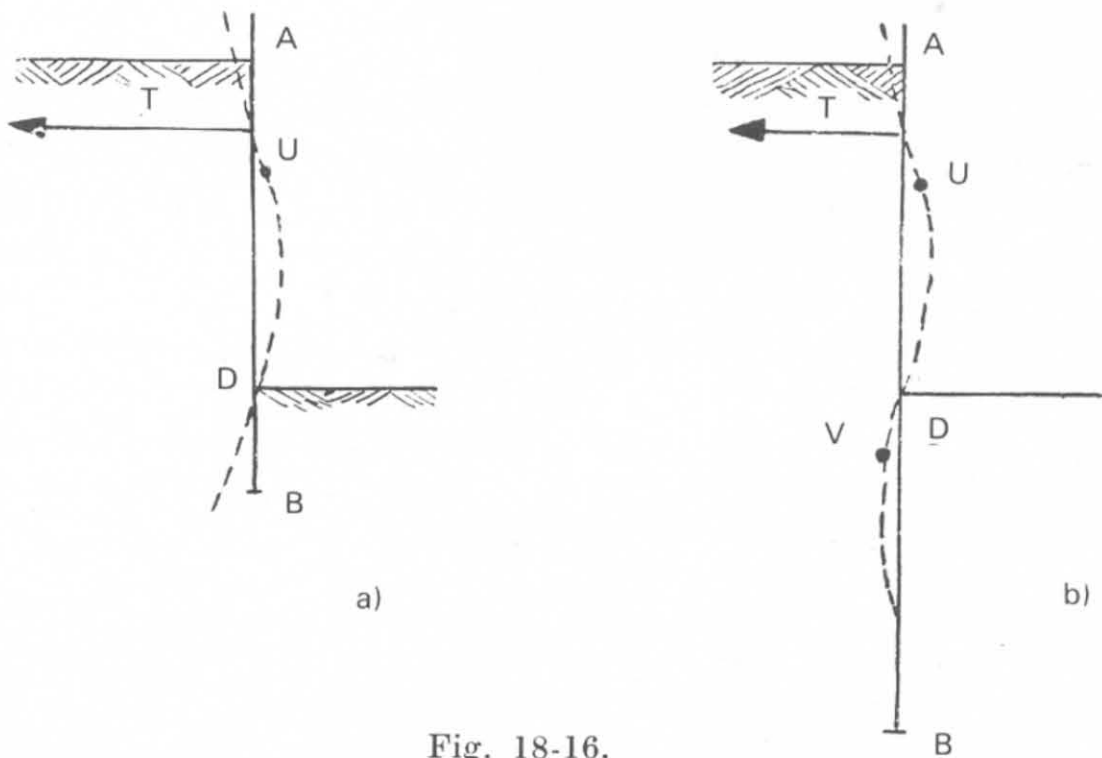


Fig. 18-16.

e l'equazione di 3° in x_0 :

$$H_1 \left(\frac{2}{3} h - t \right) + H_2 (h_0 + g) - \gamma_v \frac{x_0^2}{2} (h_0 + \overline{FK} + \frac{2}{3} x_0) = \gamma_{va} \frac{t^2}{2} \cdot \frac{t}{3}$$

che dovremo risolvere per tentativi. Si ottiene

$$P_1 = \gamma_v \cdot \frac{x_0^2}{2}$$

La profondità d'infissione è:

$$d = x_0 + \overline{FK} = x_0 + \frac{\gamma_{va}}{\gamma_v} h \quad (18-19)$$

Per trovare il valore di S scriviamo l'equazione dei momenti rispetto a P_1

$$H_1 \left(d + \frac{h_0}{3} \right) + H_2 (x_0 + 2g) = S (h_0 + d - \frac{1}{3} x_0) \quad (18-20)$$

La fig. 18-17 rappresenta il secondo caso in cui il diaframma è incastrato in B . Sia ancora $AFMB$ il diagramma delle pressioni attive e AK la retta di

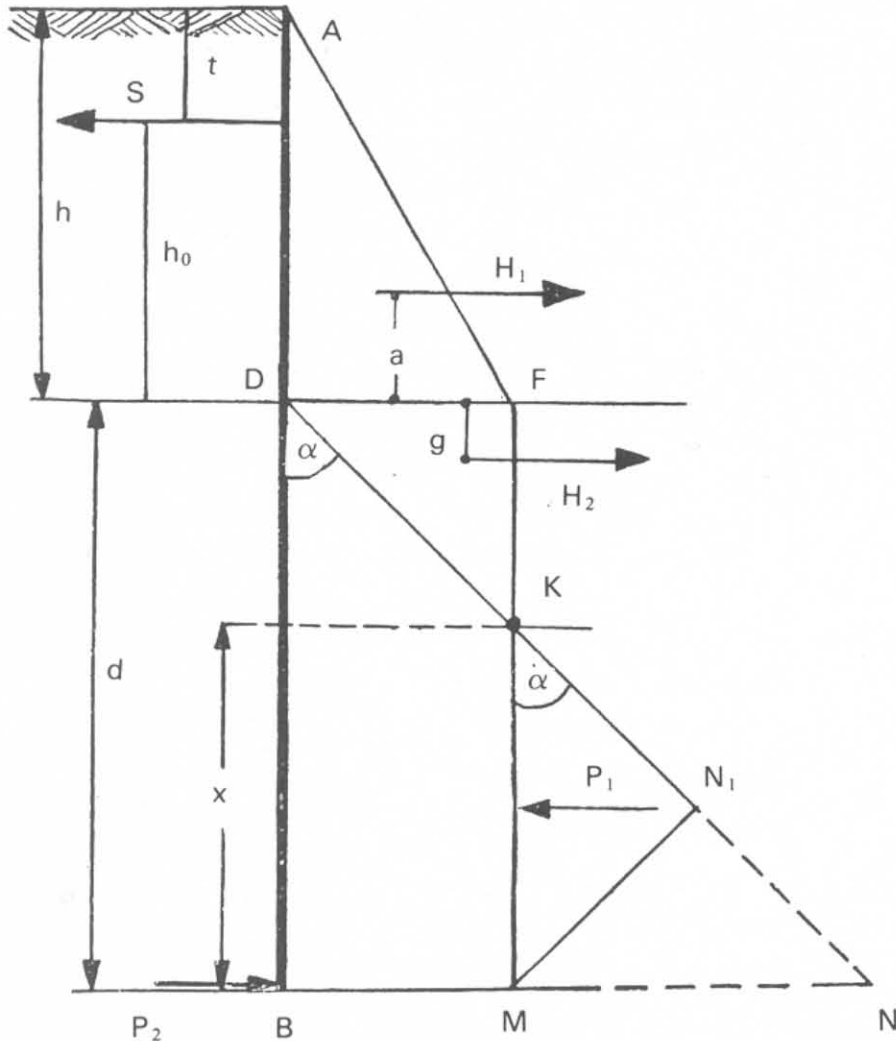


Fig. 18-17.

inclinazione $\operatorname{tg} \alpha = \gamma_v$. Il secondo punto di flesso V è in genere alquanto prossimo a K ed in prima approssimazione lo possiamo ritenere coincidente. Sia P_2 la reazione in B e KNM il diagramma della spinta passiva P_1 . Scriviamo la condizione che la somma dei momenti di tutte le forze sopra K sia nulla

$$H_1 (\overline{FK} + a) + H_2 \frac{2}{3} \overline{FK} - S (h_0 + \overline{FK}) = 0$$

da cui ricaviamo S , essendo noti tutti gli altri elementi. Con questo valore di S scriviamo l'equazione dei momenti rispetto a B .

$$H_1 (a + d) + H_2 (d - g) - P_1 x/2 - S (d + h_0) = 0$$

da cui ricaviamo P_1 . Perchè il diaframma sia stabile occorre che il valore di P_1 così determinato sia inferiore al valore massimo possibile fornito dalla reazione del terreno, cioè $P_1 = \gamma_v x^2/4$. Se invece è $P_1 > \gamma_v x^2/4$ il terreno nelle vicinanze di D cederà un poco ed il punto di flesso scenderà più in basso. Quando si presume che il punto di flesso non coincida con K , si ripete il calcolo per tentativi prendendo un punto un po' più in alto ed un po' più in basso di K e si verifica che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio. I risultati non saranno del tutto esatti ma sufficientemente accurati per le applicazioni pratiche.

Esempio I: Si debba costruire un diaframma come indicato in fig. 18-18. Sia $\gamma^* = 1,00$ la densità dell'acqua, $\gamma_{va} = 0,56$ e $\gamma_{vp} = 4,26$ le densità virtuali del terreno. Sarà $\gamma_v = 3,7$.

Si ricava facilmente come indicato in figura:

$$H_1 = 15 \frac{1,5}{2} + 15 \times 4,50 + 25 \times \frac{4,50}{2} = 135 \text{ kN}$$

La posizione di H_1 si determina prendendo i momenti rispetto a D ed è

$$f = \frac{\Sigma M}{H_1} = 2,16 \text{ m}$$

$$H_2 = 40 \times \frac{1,08}{2} = 20 \text{ kN}$$

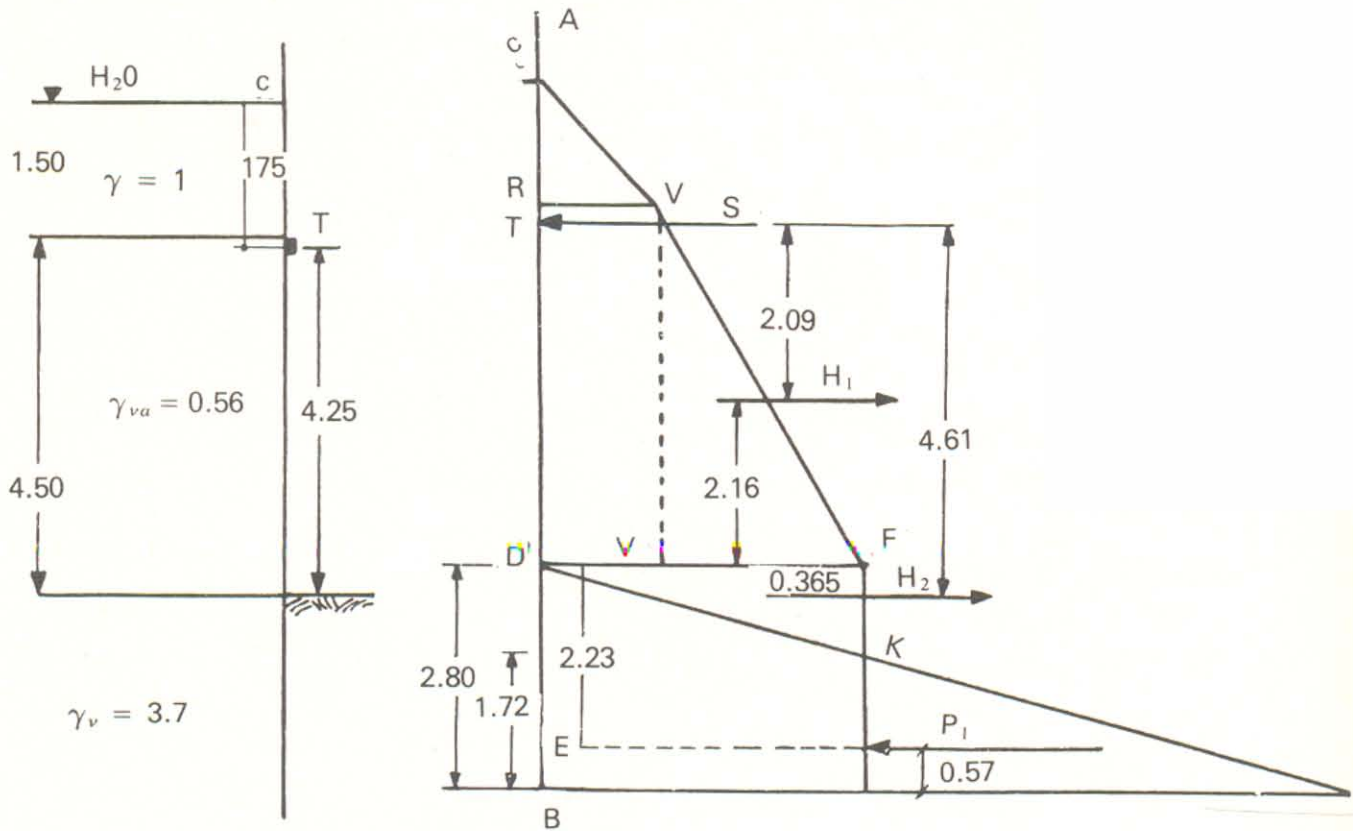
Si ha infine

$$H_1 \cdot 2,09 + H_2 \cdot 4,61 - 37 \frac{x_0^2}{2} (4,25 + 1,08 + \frac{2}{3} x_0) = 10 \frac{1,75^2}{2} \cdot 0,58$$

e sostituendo i valori trovati di H_1 e H_2 si ha infine

$$x_0^3 + 7,95 x_0^2 = 29,5$$

Una soluzione approssimata è $x_0 = 1,72$ per cui $d = 2,80$.



$RV = 15 \text{ kN}$ (pressione acqua)

$VF = 5,6 \times 4,50 = 25 \text{ kN}$

$DF = 15 + 25 = 40 \text{ kN}$

$$H_1 = 15 \times 1,50 \times \frac{1}{2} + 15 \times 4,50 + 25 \times 4,50 \times \frac{1}{2} = 135 \text{ kN}$$

La distanza di H_1 da DF si determina prendendo i momenti rispetto a D .

$FK = 1,08$

Fig. 18-18.

Trovato il valore di x_0 si ottiene

$$P_1 = 3,7 \cdot \frac{x_0^2}{2} = 55 \text{ kN}$$

Prendendo i momenti rispetto ad E si ricava $S = 91 \text{ kN}$: lo sforzo di taglio T sarà

$$91 - \frac{1}{2} \gamma \cdot 1,75^2 = 75,8 \text{ kN}$$

Esempio II: Esaminiamo la fig. 18-19 in cui sono riportati gli stessi elementi della fig. 18-18 a meno della profondità di $d = 6,50$. Avremo

$$O N = 37 \frac{5,42}{2} = 100 \text{ kN} \quad P_{1(a)} = 100 \cdot \frac{5,42}{2} = 271 \text{ kN}$$

Annullando i momenti rispetto a K si ha:

$$H_1 (2,16 + 1,08) + H_2 (1,08 - 0,365) = S (4,25 + 1,08)$$

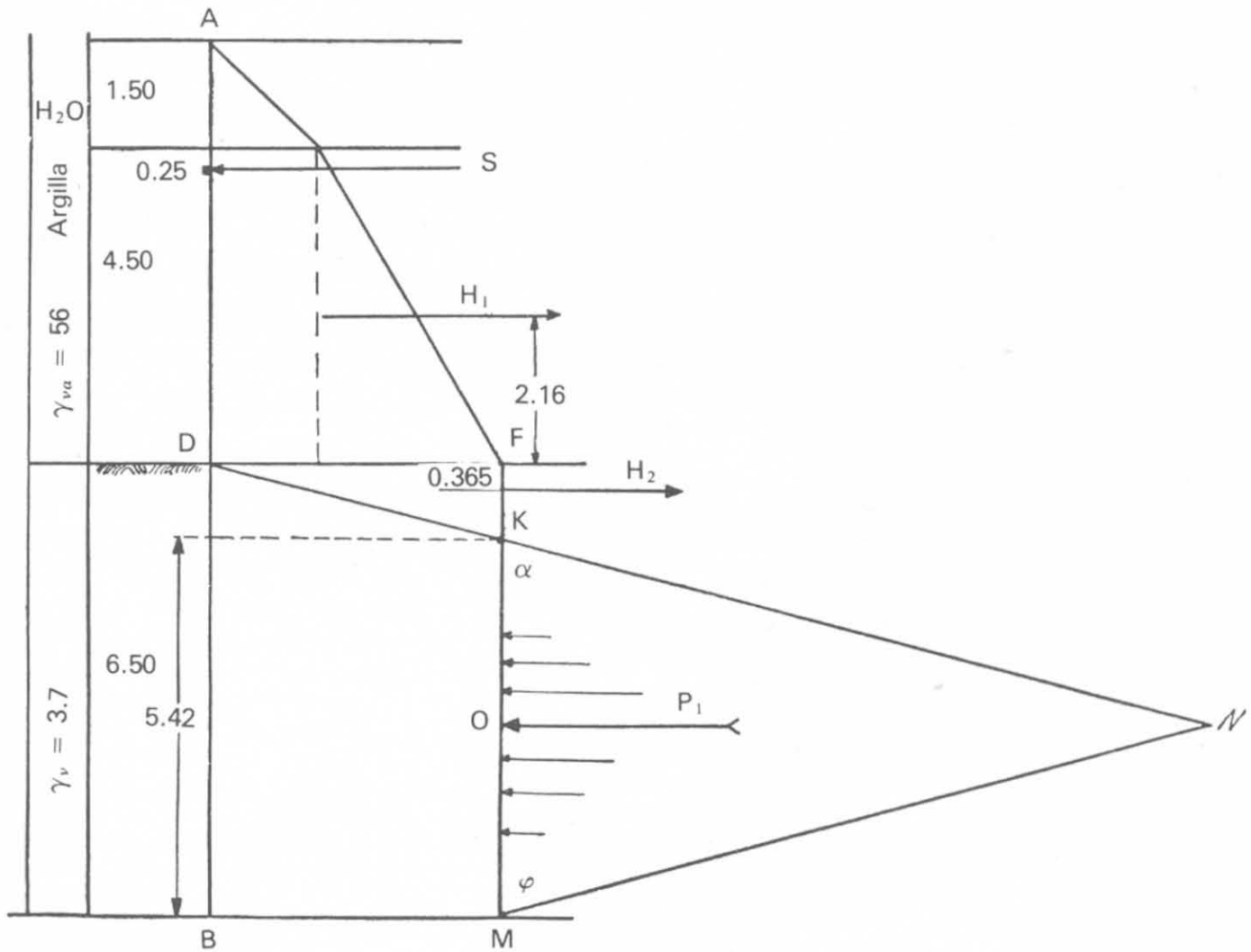


Fig. 18-19.

Ricaviamo, sostituendo a H_1 e H_2 i valori trovati

$$S = \frac{3,24 H_1 + 0,715 H_2}{5,33} = 85 \text{ kN}$$

Dall'equazione

$$H_1 (6,50 + 2,16) + H_2 (6,50 - 0,365) - P_1 \frac{5,42}{2} - 85 (6,50 + 4,25) = 0$$

si ha

$$8,66 H_1 + 6,135 H_2 - 2,71 P_1 = 914$$

$$P_1 = 139 \text{ kN}$$

Il valore trovato di P_1 è inferiore al massimo ammissibile: la struttura è stabile ed il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto

$$\frac{271}{139} \approx 2$$

18-7-3 METODO GRAFICO PER IL CALCOLO DEL DIAFRAMMA.

Anche in questo caso può essere impiegato il metodo grafico: ammettendo un certo spostamento del piede del diaframma in modo da permettere lo sviluppo dell'intera pressione resistente utilizzabile a tale quota, l'optimum di infissione si avrà quando la tangente alla linea elastica al piede sarà verticale e passerà per la sommità della paratia tenendo anche conto di un eventuale spostamento dell'appoggio in sommità. Se questo è indeformabile la tangente dovrà passare per il punto di appoggio in sommità.

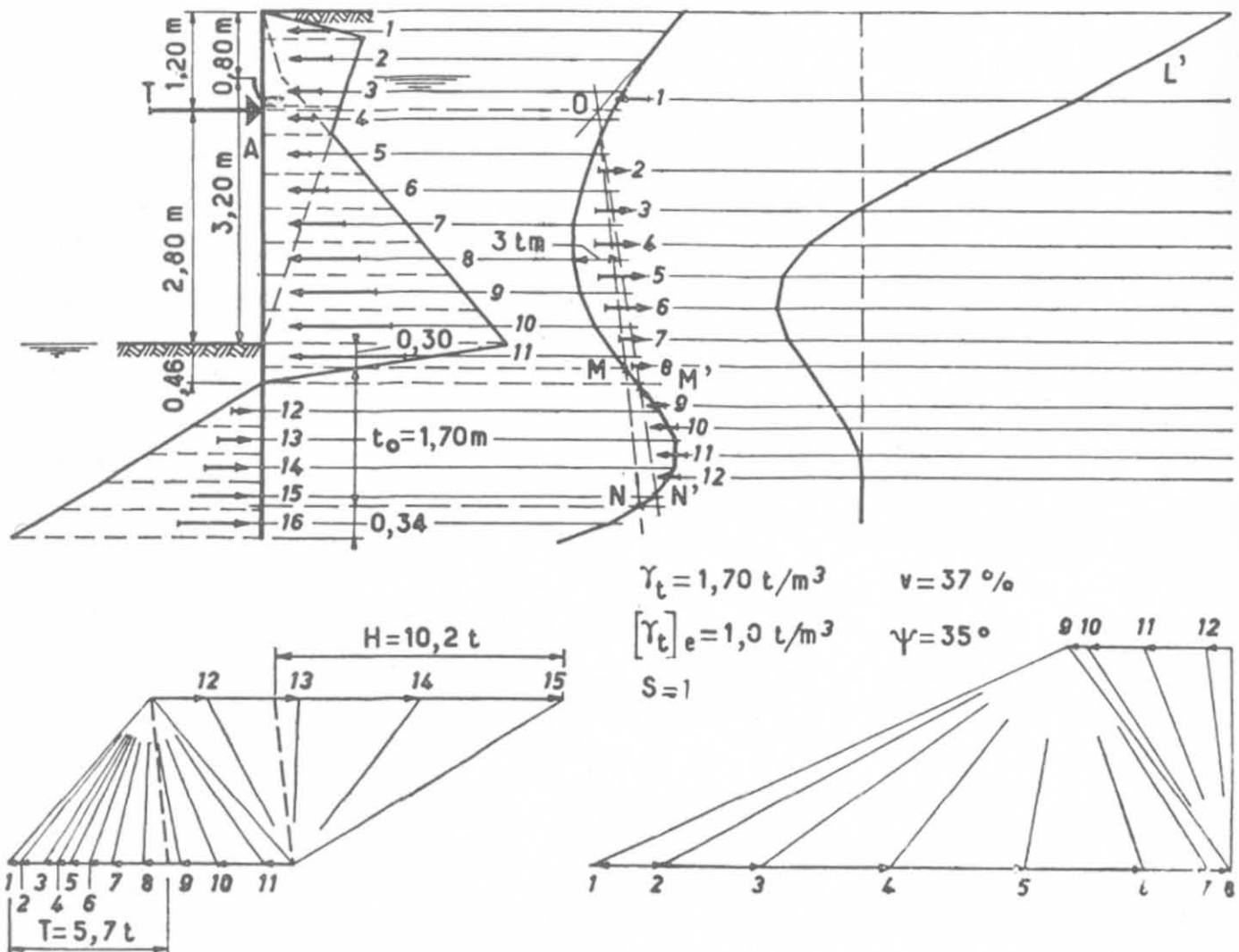


Fig. 18-20.

CAPITOLO XIX

PALI E MICROPALI NELLE OPERE DI CONSOLIDAMENTO E SOTTOFONDAZIONE - ANCORAGGI

19-1 Generalità.

Ritengo utile sviluppare ulteriormente in questo capitolo alcune applicazioni specializzate dei pali e particolarmente quanto riguarda il loro impiego nelle opere di consolidamento e di sottofondazione. Consolidamento sia di strutture che di terreni (stabilizzazione di scarpate e di movimenti franosi) e sottofondazioni in genere, in seguito a cedimenti.

I pali ad elementi pressoinfissi hanno trovato in questo campo interessanti applicazioni così come i micropali in genere lo hanno avuto oltre che in analoghi lavori di sottofondazioni, in tutte le applicazioni di ancoraggi. L'abbinamento dei diaframmi in cemento armato ai tiranti di ancoraggio, qualunque sia la natura del terreno, consente di assicurare la stabilità al diaframma stesso e di raggiungere notevoli profondità di scavo senza ricorrere ad opere provvisorie che possono intralciare, se non rendere impossibile, l'esecuzione delle fondazioni e delle strutture interne ai diaframmi.

L'impiego dei micropali pretesi consente, ad esempio, di stabilizzare scarpate pseudorocciose in condizioni di instabilità vicino ad opere d'arte fornendo al terreno la resistenza necessaria all'equilibrio: fondazioni, a pali o a pozzo, poste su pendii molto scoscesi spesso con scarsa copertura laterale possono essere ancorate a strati profondi di terreno e messe in condizioni di resistere alle spinte talvolta provocate anche dalla rottura dell'equilibrio in seguito agli scavi.

Una particolare disposizione di pannelli di pali trivellati disposti a cuneo, talora collegati ad un sistema drenante ha risolto in più casi positivamente il problema della stabilizzazione di movimenti franosi.

19-2 Consolidamento di scarpate.

In molti casi, sia per la struttura stessa delle stratificazioni disposte a franapoggio, sia per la preesistenza di piani di scorrimento ben definiti, il solo rivestimento con calcestruzzo spruzzato, per togliere il contatto dall'acqua e dall'aria, non è sufficiente ad assicurare la stabilità di una scarpata e garan-

tire nel tempo l'esito del consolidamento. In questi casi il rivestimento viene integrato con successo dall'applicazione di « bulloni » la cui tecnica si è andata sviluppando ed estendendo sia nei lavori in sottosuolo che all'aperto.

La *bullonatura* della roccia consiste generalmente nel rendere solidali gli strati superficiali di roccia con strati più profondi per mezzo di bulloni metallici muniti di un dispositivo terminale ad espansione che ne assicura il bloccaggio quando viene effettuato il serraggio del bullone nell'estremità filettata. In altri casi, quando la roccia non presenta caratteristiche sicure per garantire il bloccaggio all'estremità del bullone, si preferisce ricorrere alla cementazione del foro e fare affidamento sull'aderenza della malta contro la parete rocciosa del foro. Si crea cioè un vero e proprio micropalo. Il cemento iniettato in pressione si incunea nelle fessure presenti nella roccia consolidandola. Più propriamente si parla, in questi casi, di *cucitura* o *chiodatura* della roccia.

Quando si tratti invece di assicurare la stabilità di grossi blocchi o di strati rocciosi superficiali instabili o quando sia necessario ancorare al terreno strutture di fondazione si deve ricorrere all'esecuzione di veri e propri *ancoraggi* profondi la cui tenuta è generalmente assicurata dall'aderenza malta-roccia entro i limiti della resistenza del ferro alla trazione ed allo sfilamento.

È evidente, in questi casi, la necessità di effettuare prove sperimentali per verificare lo sforzo che l'ancoraggio potrà sopportare senza slittamento.

La *bullonatura* della roccia è particolarmente impiegata nelle gallerie a sostegno della volta ed in taluni casi di pareti e tende a sostituire negli scavi le pesanti e costose armature in legname e in ferro. Le prime applicazioni risalgono al 1939 negli Stati Uniti. Ci limiteremo a parlare dell'impiego dei bulloni cementati e degli ancoraggi veri e propri quale estensione della tecnica dei micropali sia normali che pretesi, cercando di fornire alcune indicazioni sulle modalità di calcolo e di esecuzione.

Supponiamo di dover sostenere una scarpata rocciosa di cui si è verificata la instabilità lungo la superficie di scorrimento: si potrà determinare il volume V sollecitato a muoversi da una forza F nota in direzione ed entità. Per equilibrare la forza F con un certo numero n di *chiodi* di sezione A_f occorrerà che sia verificata l'equazione:

$$F = A_f \sigma_f \cdot n \cdot \cos \alpha$$

essendo α l'angolo fra la direzione di F e quella del tirante.

È superfluo sottolineare che la parte resistente dell'ancoraggio è quella infissa oltre la probabile superficie di scorrimento.

Sia inoltre:

d = diametro della barra d'ancoraggio

D = diametro del foro

H = profondità utile dell'ancoraggio ai fini dell'aderenza

c = aderenza malta-roccia

a = aderenza ferro-malta

σ_f = sollecitazione ammissibile nel ferro

T = trazione dell'ancoraggio.

Al limite dovranno essere rispettate le seguenti uguaglianze:

$$\pi d H \cdot a \geq T \quad (19-1)$$

$$\pi D H \cdot c \geq T$$

essendo $T = \pi \frac{d^2}{4} \sigma_f$. Dalla (19-1) si deduce

$$d H \cdot a = D \cdot H \cdot c$$

e quindi

$$a \cdot d = c D$$

È consigliabile che il rapporto D/d non sia inferiore a 3 e ciò per ottenere un uniforme avvolgimento del ferro da parte della malta: se ne deduce che l'aderenza ferro/malta deve essere almeno tre volte superiore a quella malta/roccia.

Nei casi in cui sia necessario sottoporre gli ancoraggi a maggiori sollecitazioni si impiegano utilmente le barre di acciaio *dywidag* collegate fra loro con manicotti speciali oppure si costruiscono, in analogia ai cavi per cemento armato precompresso, fasci di fili di acciaio tenuti scostati da opportuni distanziatori in modo da aumentare la superficie complessiva di aderenza ferro/malta.

19-2-1 ESEMPIO DI CHIODATURA DI SCARPATA.

La parete rocciosa di cui trattasi costituisce un vecchio fronte di cava (fig. 19-1) alto circa 60 m e largo 45 m: la natura della roccia è costituita da strati calcareo-marnosi con intercalazioni di livelli argillosi in modo assolutamente irregolare come è tipico di tale formazione geologica. Il problema consiste (fig. 19-2) nello stabilizzare la parete rocciosa con opere che impediscano il fenomeno della degradazione successiva degli strati. Eseguito uno sperone in calcestruzzo che ricostituisce la continuità inferiore della parete al piede della stessa, si prevede una serie di chiodi tali da assorbire le forze di taglio che si manifestano sul piano di possibile scorrimento.

L'equazione che, per una fascia di un metro di larghezza, pone la condizione di equilibrio limite è:

$$G \operatorname{sen} \alpha - G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi = c L + T \quad (19-2)$$

indicando con:

G = peso dell'ammasso roccioso sopra il piano di scorrimento

α = angolo che detto piano forma con l'orizzontale

c = coesione specifica del materiale interstiziale sul piano di scorrimento

L = estensione dell'ammasso G sul piano di scorrimento

T = sforzo di taglio che i chiodi possono assorbire con sicurezza.



Fig. 19-1 - Parete caratteristica costituita da strati a franapoggio di calcari marnosi con intercalazioni argillose.

Per ogni striscia elementare considerata si calcola il coefficiente

$$g = (\text{sen } \alpha - \text{cos } \alpha \text{ tg } \varphi)$$

per cui la (19-2) diventa

$$g G - c L = T$$

e dividendo per L

$$\frac{T}{L} = \frac{g G - c L}{L} \quad (19-3)$$

La (19-3) indica l'entità di sforzo tagliante necessario per m^2 di superficie di scorrimento e ciò permette di calcolare il diametro e l'interasse dei chiodi necessari.

In pratica si impiegano normalmente barre di acciaio ALE $\varnothing 30$ o barre di acciaio *dywidag* che consentono la giunzione con manicotti speciali.

Zaruba e Mench (1969) citano il caso in Slovacchia di un consolidamento per una scarpata di una trincea ferroviaria che in seguito allo scavo si spostava lentamente verso valle. In tre anni (dal 1962 al 1965) lo spostamento raggiunse i 3 metri (3 millimetri al giorno circa in media); l'inclinazione del piano

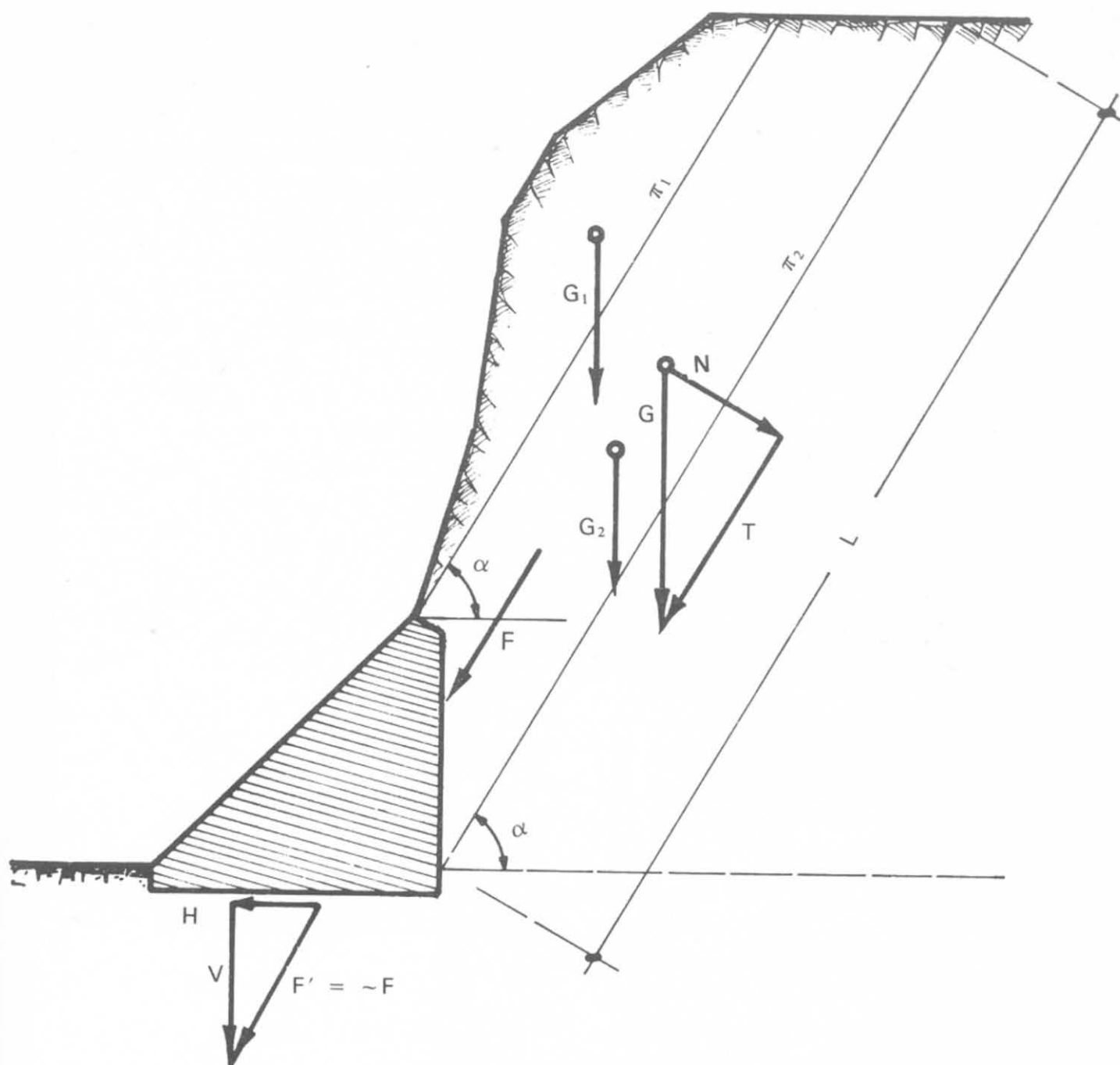


Fig. 19-2 - Stabilità di una scarpata rocciosa.

era di 21° . Fu eseguita una serie di 238 ancoraggi con cavi di 60 mm di diametro, in fori ϕ 10 cm. Il bloccaggio fu eseguito allargando il foro alla base con esplosivi e riempiendo la cavità con malta. Ogni cavo venne preteso a 1000 kN; il coefficiente di sicurezza allo scorrimento passò da 1 a 1,44.

19-3 Ancoraggi profondi.

Questi ancoraggi differiscono da quelli esaminati in precedenza per la profondità, l'elevata trazione e la pretensione sempre necessaria. Sono impiegati per risolvere particolari problemi di ancoraggio come nel caso dei diaframmi: il tirante vero e proprio è in genere costituito da trefoli di acciaio ar-

monico e lo sforzo di trazione può superare i 1000 kN. La prima applicazione di questo tipo di ancoraggio è stata realizzata per suggerimento di A. Coyne nel 1935 per migliorare la stabilità della diga di Cheurfas in Algeria: da allora sono stati normalmente impiegati per poter sopraelevare le dighe a gravità.

Da tempo ormai vengono sempre di più eseguiti ancoraggi orizzontali od inclinati a sostegno di diaframmi, per consentire l'esecuzione di scavi anche profondi. Gli scavi si susseguono per tratti secondo le disposizioni degli ancoraggi. Gli ancoraggi della fig. 18-27 sono lunghi 25÷30 m e sono stati realizzati con barre di acciaio *dywidag* ϕ 26, perforazioni ϕ 100 mm e cementati per una profondità di 10÷15 m: ad ogni tirante è stata applicata una pretensione di 300 kN.

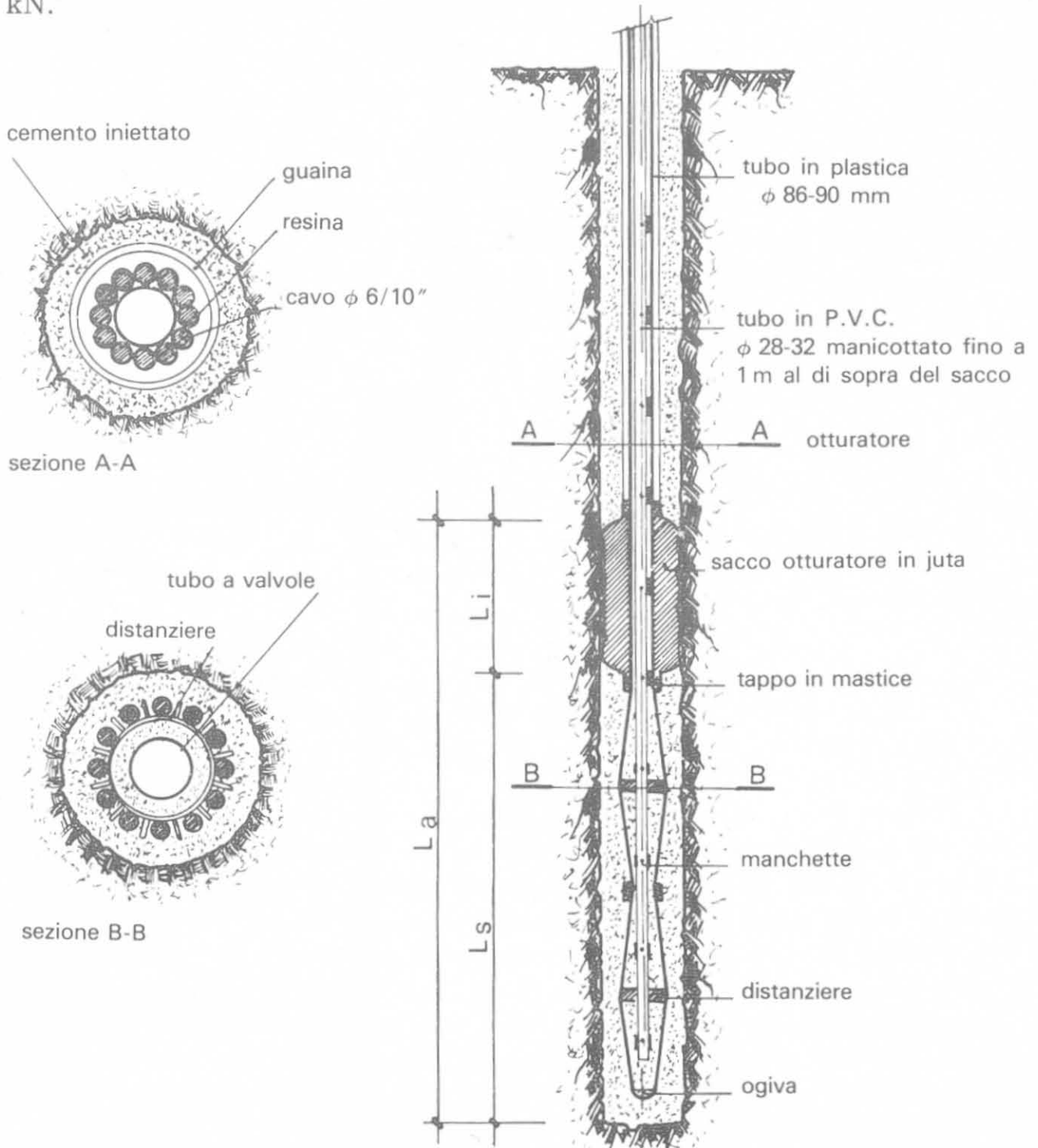


Fig. 19-3 - Tiranti con trefoli (Rodio).

L'ancoraggio profondo deve poter essere realizzato in ogni tipo di terreno ed in ciò sta la sua principale caratteristica: naturalmente cambia da terreno a terreno il sistema per realizzare il bloccaggio. Se in profondità si riscontrano strati rocciosi, anche se alternati a livelli argillosi, sarà sufficiente fare penetrare l'ancoraggio per $6 \div 8$ m in questi strati per realizzare con sicurezza trazioni dell'ordine di $500 \div 600$ kN. In un foro ϕ 10 cm la superficie di aderenza roccia-malta, per un tratto lungo 6,50 m circa è di 2 m^2 : se il foro è ben cementato (si dovranno sempre impiegare additivi antiritiro nella miscela di iniezione) l'aderenza roccia-malta, con tutta sicurezza, è di 400 kN/m^2 , il che consentirebbe una trazione limite di 800 kN. Il tratto di tirante non cementato deve essere libero di dilatarsi entro una guaina e successivamente di venire cementato dopo il bloccaggio.

Se il terreno in profondità ha caratteristiche alluvionali (sabbie e ghiaie) od è formato da stratificazioni essenzialmente coerenti (argille plioceniche, argilliti) la tecnica per realizzare il bloccaggio è necessariamente diversa. In terreni incoerenti sarà necessaria una iniezione preventiva di cemento o di malta per un lungo tratto e con pressioni elevate, mentre nei terreni coerenti l'iniezione avrà solo lo scopo di ricostruire nel terreno lo stato di tensioni preesistente la perforazione e sarà la sola coesione a fornire l'aderenza necessaria. In entrambi i casi sono indispensabili prove di trazione per poter determinare i coefficienti di aderenza.

Cambefort (1971) scrive testualmente « è probabile che gli ancoraggi realizzati oggi siano troppo lunghi. Ma ciò è il risultato di una esperienza che ha dato prova di sé ed il raccorciarli non realizzerebbe che una piccola economia a tutto scapito del rischio d'instabilità ». Aggiungo che in questo campo mancano ancora molta esperienza ed un rilievo sistematico delle prove che permettano di esaminare più attentamente il problema.

19-3-1 TIRANTI TIPO IRP.

I tiranti di questo tipo realizzati con trefoli, hanno le caratteristiche di poter essere iniettati a più riprese, con pressioni crescenti sino a valori molto elevati.

Lo schema di questo tipo è indicato in fig. 19-3: i trefoli da $6/10''$ di acciaio per precompresso sono disposti intorno ad un tubo di materiale plastico (tubo di iniezione); nella zona del bloccaggio vero e proprio assumono un andamento flessuoso che favorisce l'ancoraggio.

Il tubo di iniezione presenta una serie di valvole ogni 50 cm per tutta la zona del bulbo e del sacco otturatore la cui presenza impedisce che durante l'iniezione ad alta pressione la miscela risalga lungo il foro.

Terminata la prima fase di iniezione il tubo viene lavato internamente in modo che l'iniezione possa essere in seguito ripresa anche dopo una prima tensione. Ciò dà la possibilità di provare il tirante e di iniettarlo successivamente qualora non sia stata raggiunta la portata di progetto.

19-3-2 ANCORAGGI IN TERRENI ALLUVIONALI.

Se l'ancoraggio è realizzato in terreno incoerente è necessario eseguire una

iniezione di cemento o di malta ad alta pressione per costituire intorno all'ancoraggio vero e proprio un volume di terreno cementato che con l'attrito fornisca la resistenza richiesta al tirante.

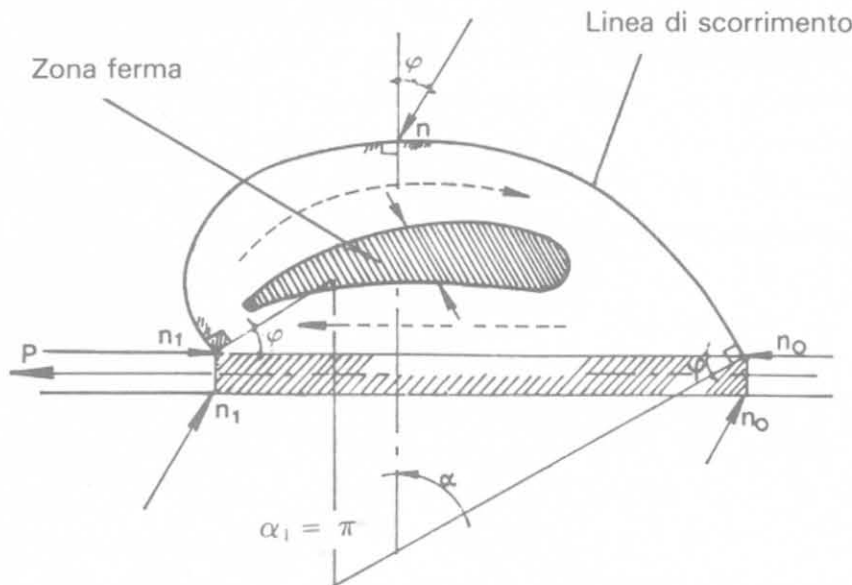


Fig. 19-4 (da Schneebeli).

Con riferimento alla fig. (19-4) Schneebeli ha supposto la realizzazione intorno all'ancoraggio di una zona plastica delimitata da una linea di scorrimento limite che taglia il tirante con un angolo $(45 - \varphi)$. Nell'ipotesi che il terreno cementato sia incompressibile e che grazie alle stesse iniezioni lo stato di tensione sia idrostatico ($\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \gamma h$) essendo h la profondità media cui è posto l'ancoraggio, la tensione limite applicabile diventa

$$R_t = \pi D L \gamma h K_t \quad (19-4)$$

dove D è il diametro ed L la lunghezza del tratto che realizza l'ancoraggio; K_t è il coefficiente di spinta in funzione di φ . Schneebeli trova:

φ	20°	30°	40°
K_t	1,3	5,5	30

da cui risulta l'importanza che ha il valore di φ in un calcolo del genere.

Lo scrivente ritiene che i valori forniti dalla (19-4) siano in eccesso: ancoraggi eseguiti in terreno alluvionale in Milano alla profondità media di 5 m, ottenuti con perforazioni $\varnothing 10$ cm, $L = 6$ m, $\varphi = 30^\circ$ avrebbero teoricamente fornito la resistenza limite

$$R_t = \pi \times 0,10 \times 6 \times 18 \times 5 \times 5,5 = 950 \text{ kN}$$

mentre i risultati da lui ottenuti, sono stati nettamente inferiori, anche probabilmente per il fatto che l'iniezione del terreno non aveva raggiunto valori elevati. Va notato che se l'angolo di attrito del terreno, per la presenza di limo nell'alluvione, fosse stato di 25° invece che di 30° il coefficiente K_t si sarebbe ridotto da 5,5 a 3 e la R_t a 520 kN.

Quanto esposto conferma l'attuale incertezza nel calcolo degli ancoraggi soprattutto per la mancanza di dati sperimentali.

19-4 Esempio di calcolo di parete di scavo ancorata.

19-4-1 PREMESSA.

La relazione geotecnica indicava per la natura del terreno un agglomerato stratificato di sabbia giallastra cementata, ciottoli, limo ed argilla. Il coefficiente di spinta in condizioni di riposo è stato indicato con $K_0 = 0,48$. A tale coefficiente corrisponde un angolo di attrito interno

$$\begin{aligned}\varphi &= 31^\circ \text{ secondo Jaky (1944)} \\ \varphi &= 28^\circ \text{ secondo Fraser (1957)} \\ \varphi &= 28^\circ \text{ secondo Brooker e Ireland (1965)}\end{aligned}$$

per cui assumiamo mediamente $\varphi = 30^\circ$.

La presenza di un terrapieno stradale con l'incognita degli attraversamenti, delle linee elettriche, delle fogne, ecc. ha consigliato la progettazione di un muro flessibile ancorato, sistema indubbiamente complesso che dipende dalla conoscenza dell'interazione tra l'ancoraggio, il terreno ed il muro, influenzato da molti fattori non ancora del tutto ben documentati.

La mancanza di una stratificazione rocciosa su cui effettuare il classico bulbo di ancoraggio ed il timore di suscitare tensioni interstiziali con la precompressione prodotta dai tiranti attivi hanno consigliato l'impiego di tiranti *passivi* vista anche la necessaria limitata lunghezza dell'ancoraggio.

Per *tirante passivo* si intendono gli ancoraggi che non sono pretesi ma che entrano in carico quando l'opera ancorata tende a spostarsi ⁽¹⁾.

Per realizzare ancoraggi di questo tipo ed assolvere ad una funzione di *chiodatura* devono essere eseguiti un'ampia perforazione non inferiore a 120 mm e quindi un rivestimento cementizio del tirante di notevole sezione con l'impiego di miscele idonee iniettate a pressioni di 8-10 bar.

Lo sforzo esterno è allora trasmesso al terreno per l'aderenza fornita dallo stato passivo di Rankine in cui il terreno si è venuto a trovare dopo l'iniezione: gli sforzi nell'ancoraggio aumentano di mano in mano che si manifesta la spinta sul paramento esterno, passando dallo stato di equilibrio K_0 a quello di K_a .

(1) C. CESTELLI GUIDI, "Ancoraggi in roccia", *Autostrade*, 1973, pag. 9.

19-4-2 DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA.

Verifichiamo la struttura nella parte più alta dove sono state eseguite 4 file di ancoraggi passivi, tenendo conto del sovraccarico stradale pari a 1,20 m di terra.

Gli ancoraggi sono disposti ad interasse di 2 m ed hanno le seguenti sollecitazioni nella ipotesi di $K_0 = 0,48$, nello stato di Rankine (fig. 19-5).

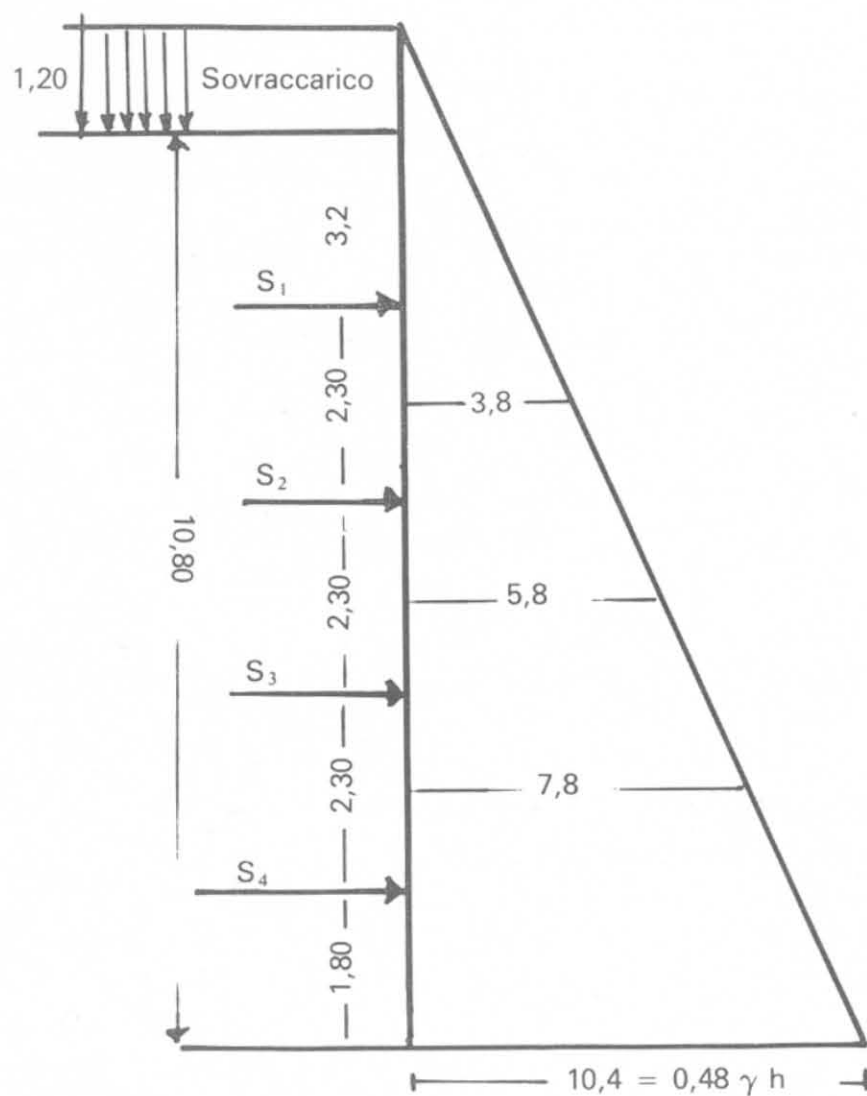


Fig. 19-5.

- I Fila 200 kN
- II Fila 220 kN
- III Fila 310 kN
- IV Fila 520 kN

Dopo le esperienze di Tschebotarioff (1951) si può verificare il diagramma di spinta di cui alla fig. (19-6) in cui chiaramente aumentano le spinte sulla prima fila di ancoraggi.

Mediando tra le due ipotesi, la classica in regime di Rankine e quella sperimentale di Tschebotarioff, si può ritenere

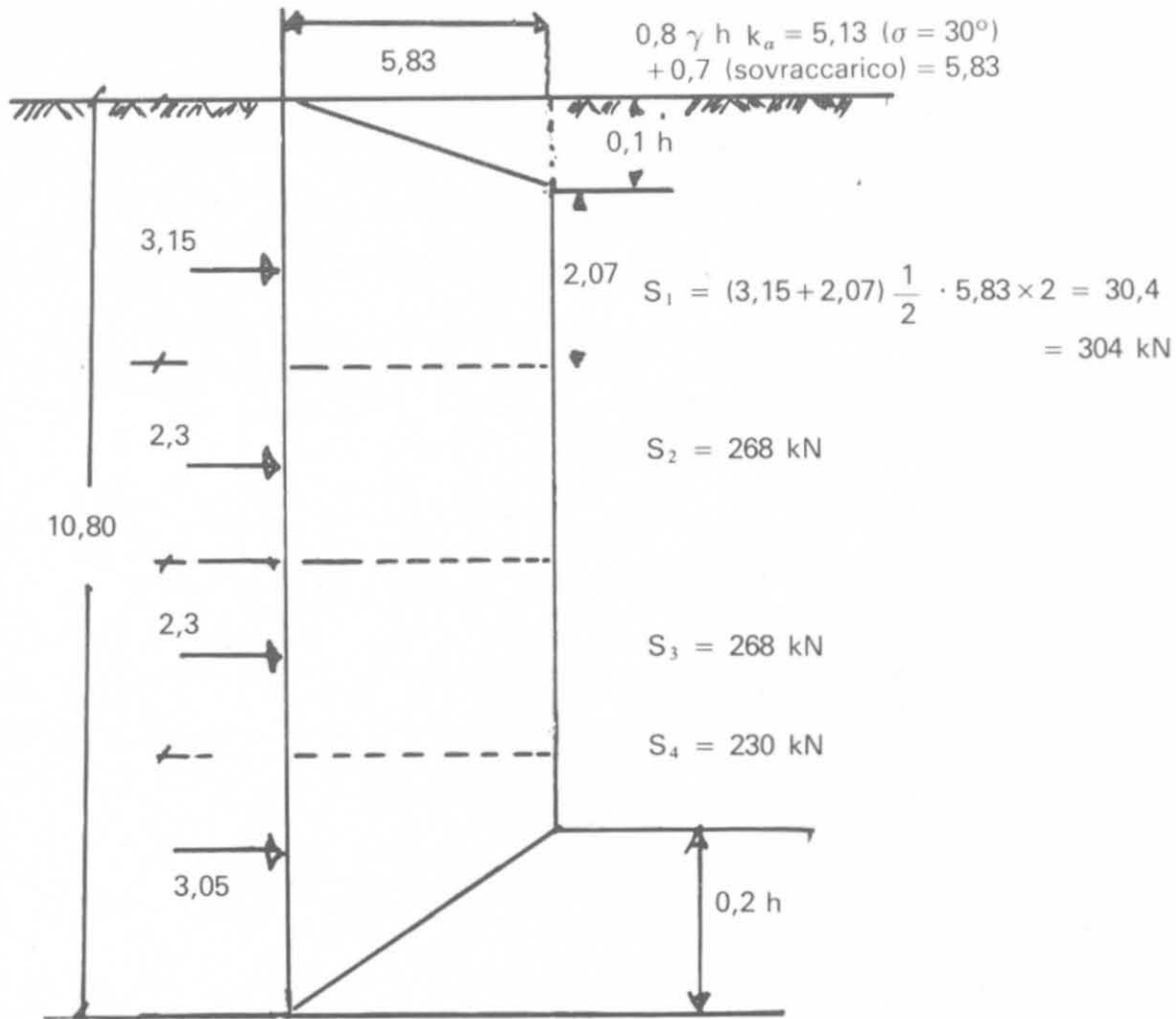


Fig. 19-6.

- 1° fila 250 kN per ancoraggio
- 2° fila 250 kN per ancoraggio
- 3° fila 300 kN per ancoraggio
- 4° fila 400 kN per ancoraggio

L'aderenza per il tirante infisso in terreno pseudocoerente come quello in oggetto è fornita solo dalla resistenza tangenziale tra il terreno ed il cemento iniettato per la formazione del tirante *passivo*. Poiché gli assorbimenti sono stati dell'ordine del doppio del volume teorico della perforazione e le pressioni di iniezioni elevate, è da ritenere che si possa fare affidamento sul valore di aderenza fornito da

$$f_o = \frac{1}{2} \gamma h_o \bar{K}_s \operatorname{tg} \psi$$

in cui \bar{K}_s è il coefficiente medio di pressione lungo il fusto e ψ l'angolo di attrito tra malta e terreno.

In funzione di h_o (profondità media del tirante dal p.c.) si hanno i seguen-

ti valori:

(m)	h_o	6	7	8	9	10	12	14
(kN/m ²)	f_o	97,2	113,4	129,6	145,8	162	194,4	226,8

La lunghezza utile del tirante e la relativa portata, tenendo conto di un diametro medio tale da fornire 0,50 m²/ml (il volume di miscela assorbita è circa doppio del teorico) sono qui riportate:

h_o (m)	Lunghezza (m)	S_g m ²	f_o	R_a (kN)	R_a richiesta (kN)
6	8	4	97,2	389	250
8	9	4,5	145,8	656	250
10	10	5	162,0	810	300
12	11	5,5	194,4	1060	400

19-4-3 SUGGERIMENTI.

In considerazione che: *a)* gli ancoraggi sono immersi in zone pubbliche, *b)* non è possibile escludere scavi da parte dell'Amministrazione che potranno, anche se non raggiungere la profondità degli ancoraggi, fare comunque dei tagli attraverso i quali l'acqua piovana infiltra nel terreno sottostante, *c)* nessuna protezione catodica è stata eseguita contro le correnti vaganti, *d)* il terreno è di natura tale da essere fortemente rimaneggiato in presenza d'acqua; tutto ciò premesso, sembra prudente considerare il carattere provvisorio degli ancoraggi e contrastare, piano per piano al livello della soletta, il fabbricato alla parete di sostegno del terrapieno.

Non è superfluo sottolineare che l'impiego di tiranti *passivi* è adatto in terreni pseudocoerenti di natura mista che non presentino stratificazioni sabbiose e presenza d'acqua, terreni in cui siano esclusi sifonamenti e franamenti spontanei durante lo scavo. In ogni caso lo scavo deve essere eseguito per tratti successivi dopo la totale maturazione degli ancoraggi iniettati.

Nel nostro caso una fascia di 2 m di parete verticale a spruzzo dello spessore di 25 cm per una altezza di 2,30 m pesa circa 28 750 N ed escludendo l'aderenza contro il terreno creata dalla pressione dello spritz beton, gravita su 3 barre da 7/8, cioè su 11,64 cm²: il ferro lavorerebbe a $\frac{28750}{11,64} = 2470$ N/cm².

Qualora, invece, per gli scavi eseguiti incautamente o per la presenza di acqua e sabbia si dovesse verificare uno scalzamento al piede del rivestimento di una profondità ad esempio di 1,50 m, per notevole estensione, ogni 2 m di

fuga, alla profondità di 10 m si avrebbe il peso di un cuneo elementare di terra

$$10 \times 2 \times 1,50 \times 1,8 = 540 \text{ kN}$$

che graverebbe su 3 ancoraggi passivi, cioè su una armatura metallica complessiva di 35 cm^2 . La sollecitazione risulterebbe $\frac{540\,000}{35} = 15\,420 \text{ N/cm}^2$ in aggiunta a quella trasmessa dalla parete in calcestruzzo. È chiaro che in queste condizioni non può esserci stabilità (fig. 19-7).



Fig. 19-7.

A conforto di questa progettazione giova esporre alcune considerazioni.

Si esamini l'equilibrio di una fascia elementare della scarpata che deve essere in equilibrio sul piano di scorrimento BC (fig. 19-8); sia

$$G \text{ il peso dell'ammasso } ABC = \frac{10 \times 5,80 \times 1 \times 18}{2} = 522 \text{ kN}$$

$$\alpha \text{ l'angolo con il piano orizzontale} = 60^\circ$$

$$L \text{ il tratto } BC = 11,50 \text{ m.}$$

Per le condizioni di equilibrio lungo CB dovremo avere

$$\begin{aligned}
 P_n \cdot \operatorname{tg} \varphi &= P_T \cdot \mu \text{ essendo } \mu \text{ il coefficiente di sicurezza} \\
 P_n &= G \cos \alpha = 260 \text{ kN} \quad P_T = G \sin \alpha = 452 \text{ kN} \\
 260 \times 0,57 &= 452 \mu \\
 148,2 &= 452 \mu \quad \mu = 0,32
 \end{aligned}$$

In assenza di coesione la scarpata sarebbe assolutamente instabile ed occorrerebbe applicare per ogni metro lineare di fuga una forza N tale che

$$\mu = \frac{P_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + N \operatorname{tg} \varphi}{P_T} \geq 1$$

$$\mu = \frac{260 \times 0,57 + N \times 0,57}{452}$$

e per $\mu = 1,2$

$$N = \frac{452 \times 1,2 - 260 \times 0,57}{0,57} = 691,5 \text{ kN}$$

Si dovrebbe quindi applicare una forza di 700 kN per ogni ml, cioè 1400 kN ogni fascia di 2 m.

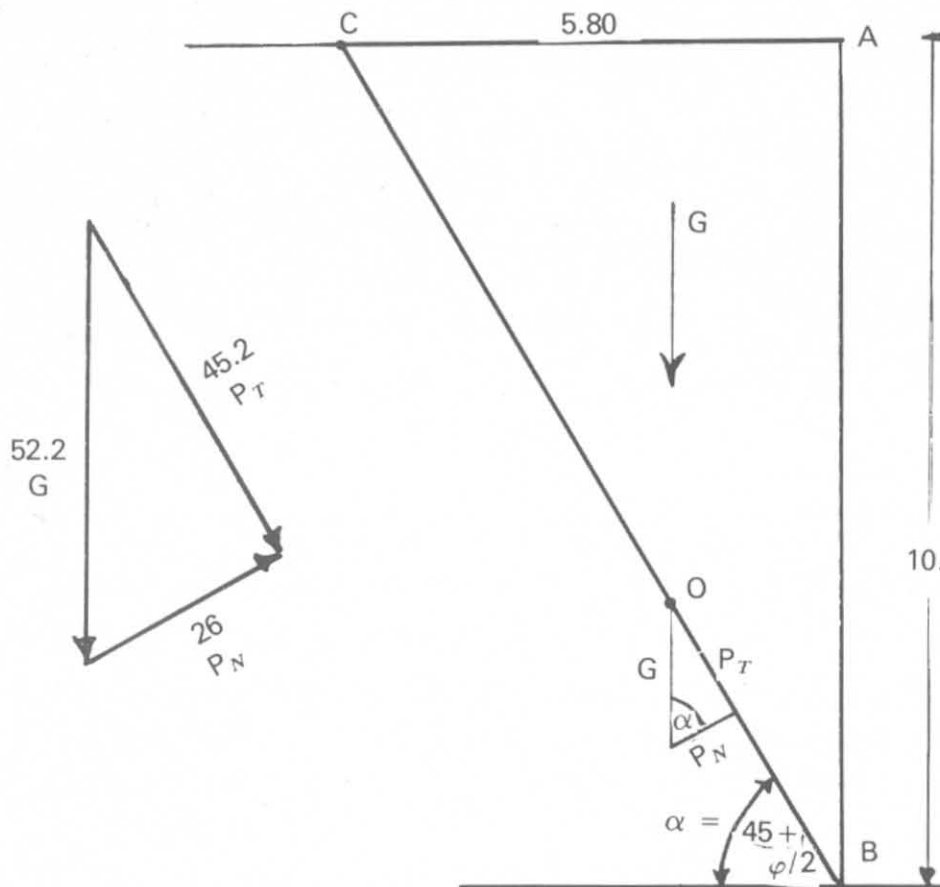


Fig. 19-8.

Il risultato concorda in linea di massima con i calcoli prima esposti. Il problema sta nell'esecuzione: nel caso di tiranti attivi cui si riferisce quest'ultimo esempio si sarebbe dovuta trovare a profondità notevole una roccia lapidea compatta e coerente cui ancorarsi creando una vera e propria precompressione del terreno. Ciò non è stato messo in evidenza dai sondaggi. Nel caso dei *tiranti passivi* questi scaricano la tensione che si manifesta alla prima deformazione del terreno in una compressione nel paletto di avvolgimento del tirante e del terreno circostante, anziché prendere la reazione sull'opera ancorata.



Fig. 19-9 - Franamento totale di una parete per il cedimento degli ancoraggi

19-4-4 CONCLUSIONE.

Purtroppo le leggerezze con cui talvolta vengono eseguiti lavori di rivestimento di scavi profondi sottovalutando le incognite del terreno e la effettiva possibilità di creare ancoraggi passivi portano di conseguenza a disastri come indicati in fig. 19-9 ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Sugli insuccessi dei diaframmi di pali ancorati in Svezia, si legga B. BROMS e H. STILLE, "Failure of anchored sheet pile walls", Proceedings ASCE, 1976.

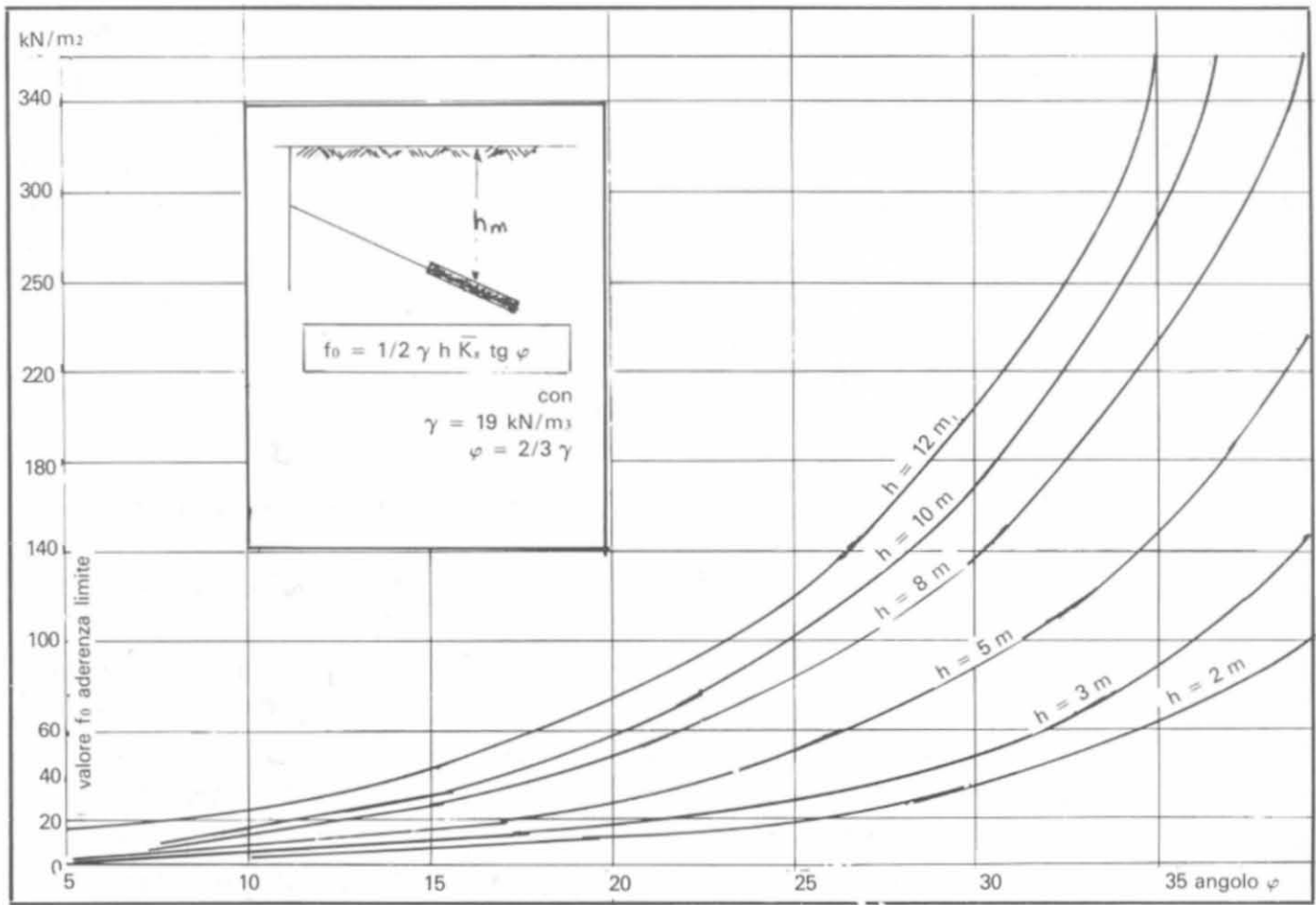


Fig. 19-10.

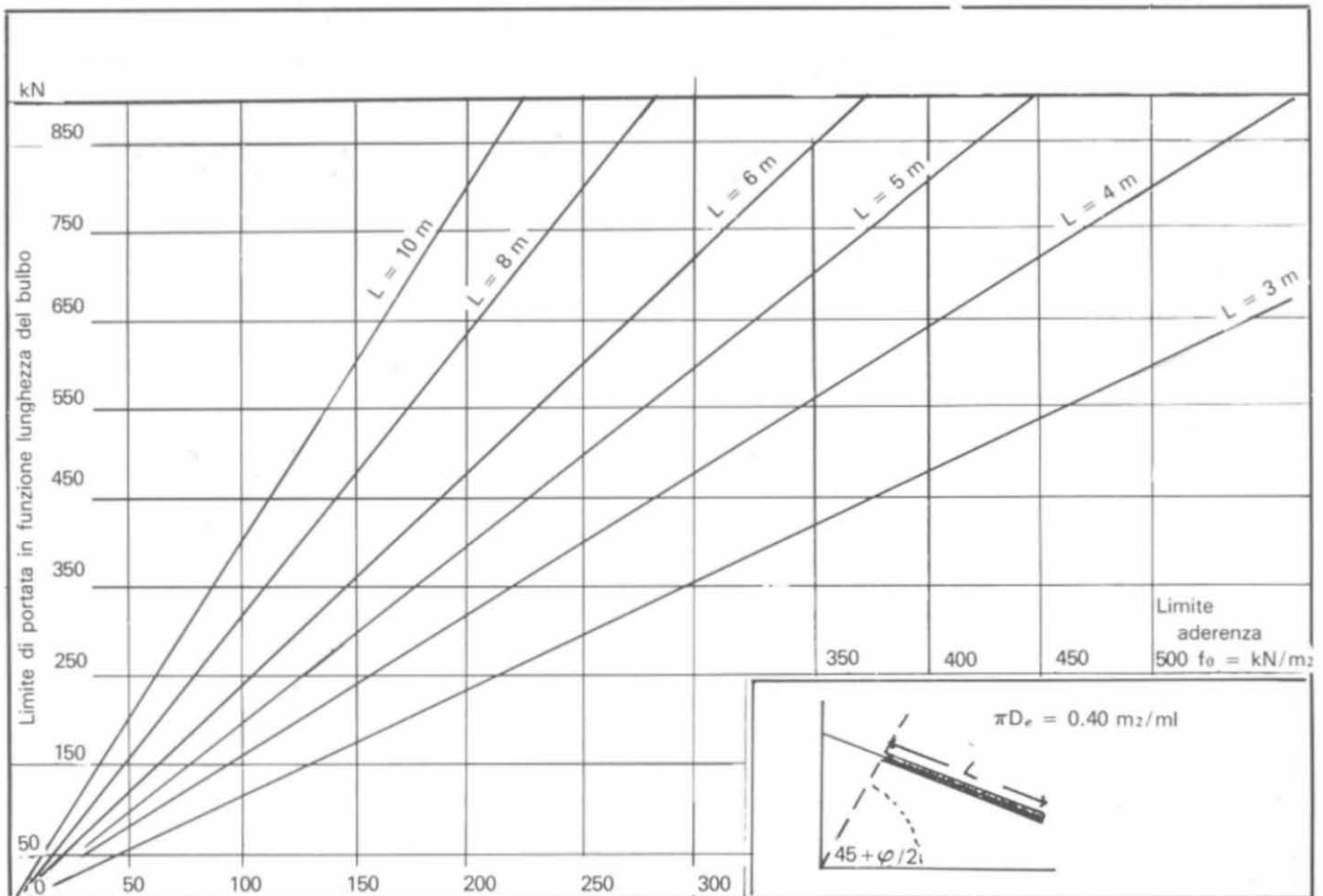


Fig. 19-11.

19-4-5 DIAGRAMMI PER IL CALCOLO ANCORAGGI.

Sono riportati in fig. 19-10 e 19-11 due diagrammi per il calcolo della lunghezza di aderenza dell'ancoraggio nel caso di tiranti passivi. Il primo in funzione dell'angolo di attrito φ del terreno (posto $\gamma = 1,8$ e $\psi = 2/3 \varphi$) fornisce per ogni profondità media del bulbo di ancoraggio, il valore f_0 di aderenza limite. Il secondo, per diverse lunghezze del bulbo, in funzione del limite f_0 di aderenza indica i valori della portata dell'ancoraggio nell'ipotesi di una superficie laterale pari a $0,40 \text{ m}^2$ per ml.

19-5 L'impiego dei pali nella stabilizzazione di movimenti franosi.

L'impiego dei pali di legno per il costipamento dei terreni ed il consolidamento di smottamenti superficiali è di sempre: il sistema non è ancora oggi in disuso come si vede dalla fotografia (fig. 3-2) di un tratto della Statale Flaminia nelle vicinanze di Roma. In corrispondenza a movimenti franosi di una certa rilevanza, ben delimitati da piani di scorrimento, l'Autore ha realizzato con diaframmi a forma di A, costituiti da pali trivellati tangenti e incastrati negli strati di terreno in posto, strutture atte a resistere a movimenti franosi di una certa entità. Il terreno muovendosi verso valle è costretto a incunarsi fra i diaframmi ed a disidratarsi; si creano così nel terreno stesso volte naturali fra sperone e sperone che si oppongono al movimento franoso (fig. 19-12).

Dopo questa esperienza l'Autore ha ampliato il concetto dello sperone resistente di pali trivellati ed ha realizzato lo *sperone drenante* che l'esperienza di oltre 20 anni ha indicato essere del tutto positivo.

19-5-1 LO SPESSORE DRENANTE.

Il concetto informatore del procedimento è quanto mai semplice: drenare le acque di infiltrazione che hanno creato o lubrificato il piano di scorrimento e costituire un sistema autoconsolidante per contrastare la spinta della massa franosa in movimento, senza ricorrere a opere rigide di sostegno. In altre parole il terreno in movimento deve potersi autoconsolidare discendendo lungo il piano di scorrimento sino a bloccarsi definitivamente dopo aver ritrovato in questa sua lenta discesa le caratteristiche fisiche necessarie per risultare stabile.

Si è chiamato *sperone drenante* l'elemento strutturale che permette tale realizzazione e che riunisce in sé il concetto di *drenaggio* con quello di *resistenza*.

Nella sua forma standard (fig. 19-13) l'elemento *sperone drenante* è costituito da un drenaggio longitudinale a sezione variabile (vi sono almeno due variazioni di larghezza) che interseca il piano di scorrimento e che si scarica su una struttura resistente a forma di A, che ne costituisce la base. La struttura ad A è composta da una paratia di pali trivellati, armati per tutta lunghezza, ed infissi ad una profondità dal piano campagna pari ad almeno due volte e mezzo la quota del piano di scorrimento (fig. 19-14).

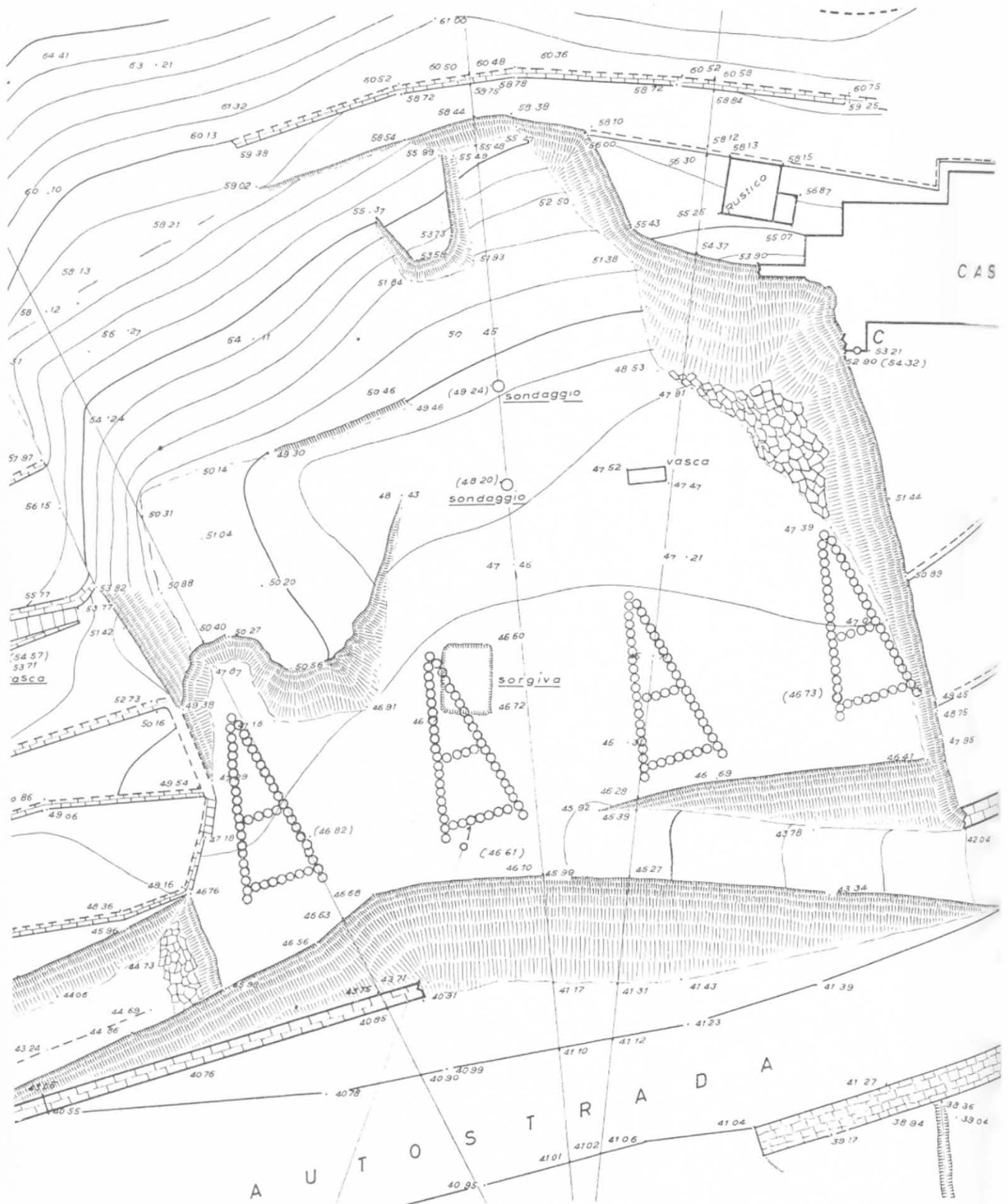


Fig. 19-12 - Speroni antifrana a difesa dell'autostrada Genova-Savona.

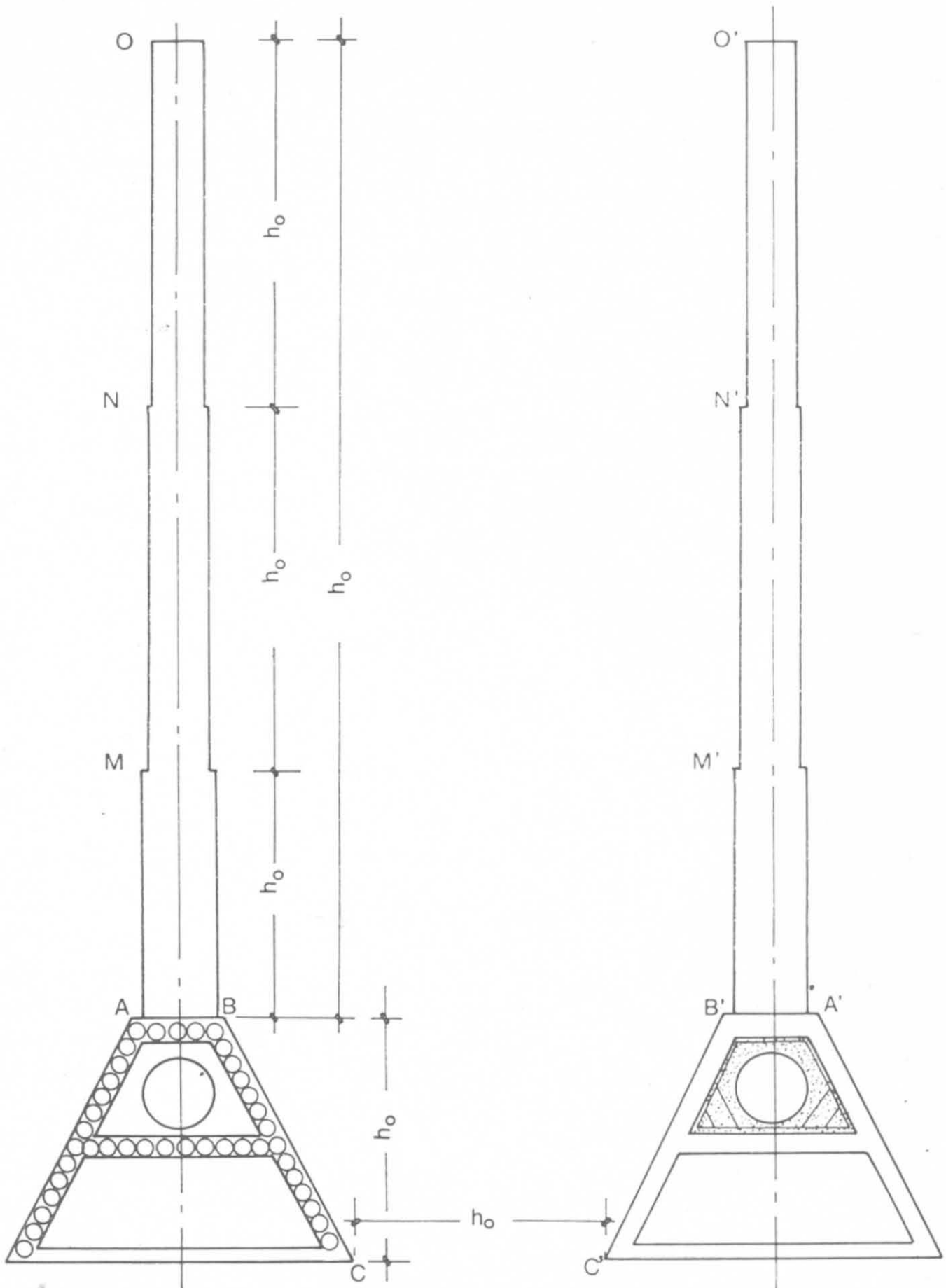


Fig. 19-13.

L'interasse tra elemento ed elemento è funzione dell'altezza H_0 dell'elemento stesso, dell'ampiezza dell'arco di frana, della lunghezza del drenaggio longitudinale e quindi della profondità x_0 del piano di scorrimento.

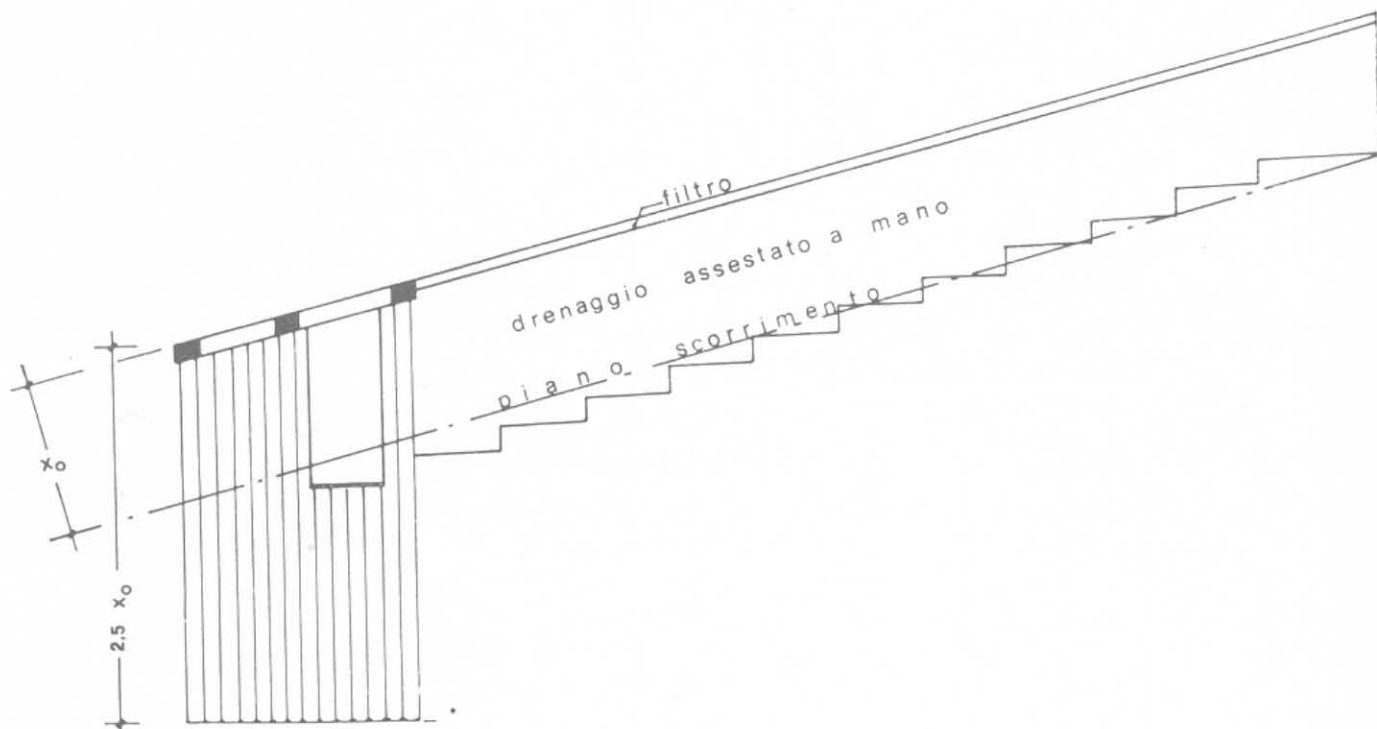


Fig. 19-14.

Vi sono naturalmente dei limiti imposti dalla natura stessa del consolidamento e dalle dimensioni delle strutture. Gli speroni vengono normalmente disposti ad un interasse di $12 \div 15$ metri ed il drenaggio longitudinale si estende per $30 \div 35$ metri. Possono essere disposti lungo una fascia orizzontale o, in taluni casi, molto più convenientemente, lungo un arco.

All'interno della struttura resistente si realizza uno scavo profondo oltre il piano di scorrimento per raccogliere tutte le acque provenienti dal drenaggio longitudinale e funzionare da pozzo di raccolta. I vari pozzi possono essere collegati fra di loro con una tubazione in cunicolo oppure possono scaricare a valle indipendentemente gli uni dagli altri. La struttura del pozzo è leggermente armata. Si è realizzato l'elemento portante ad A con pali trivellati tangenti (il diametro del « tubo-forma » varia da 50 a 80 cm, secondo i casi) perchè:

a) è possibile costruire l'elemento portante in terreno in frana senza ricorrere a scavi che, per le ristrette dimensioni, sarebbero poco agevoli o, comunque, difficoltosi con il terreno spingente;

b) è possibile eseguire in tutta sicurezza uno scavo a pozzo per costituire l'elemento di raccolta delle acque anche profondo;

c) è possibile realizzare una superficie di elevata scabrosità a contatto con il terreno in movimento.

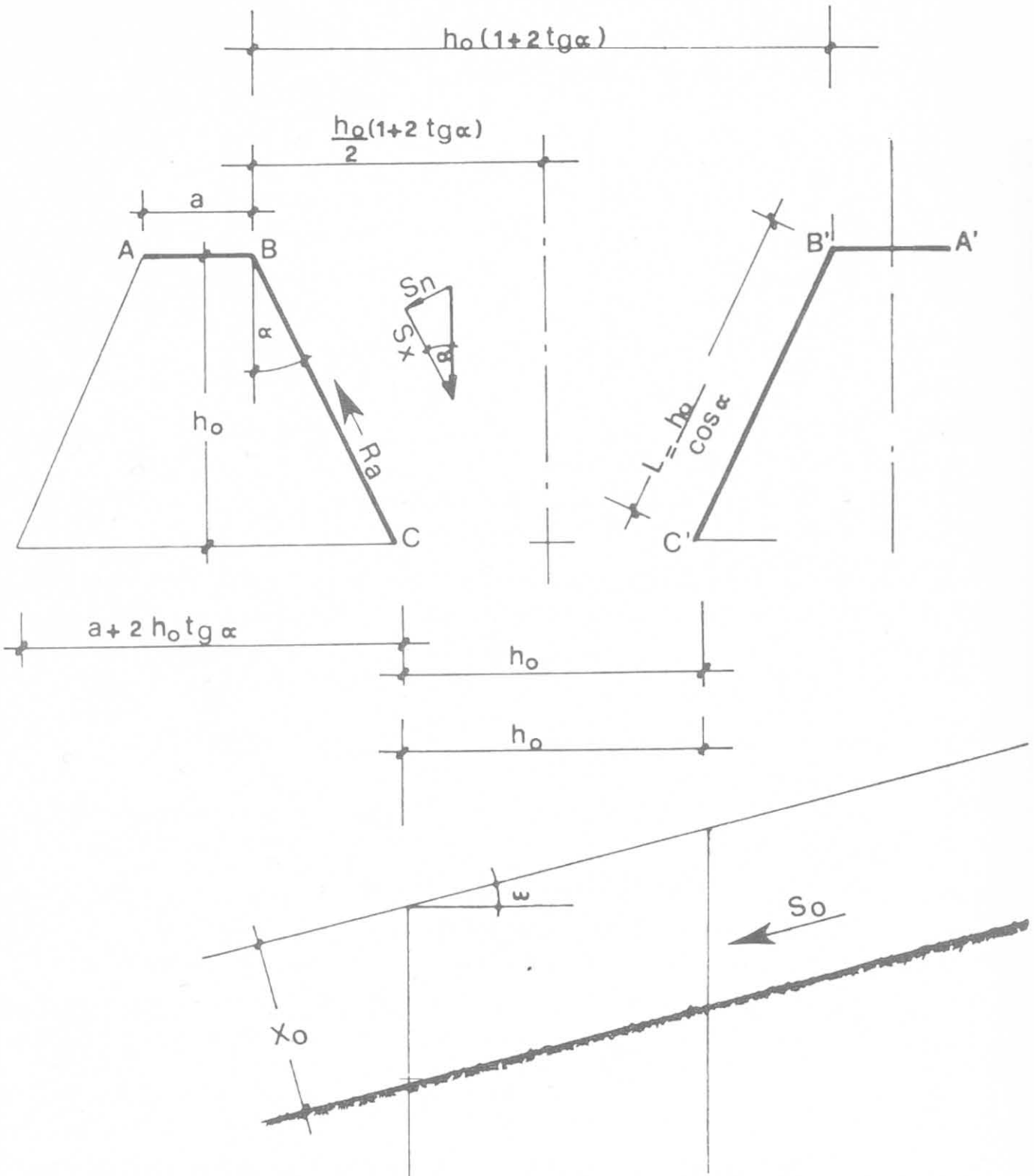


Fig. 19-15.

$$S_t = S_0 \cos \alpha = 1,6 x_0^2 h_0 (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha) \cos \alpha$$

Sia \bar{a} il coefficiente di aderenza fra palo e terreno e S_a la superficie totale di aderenza. Avremo:

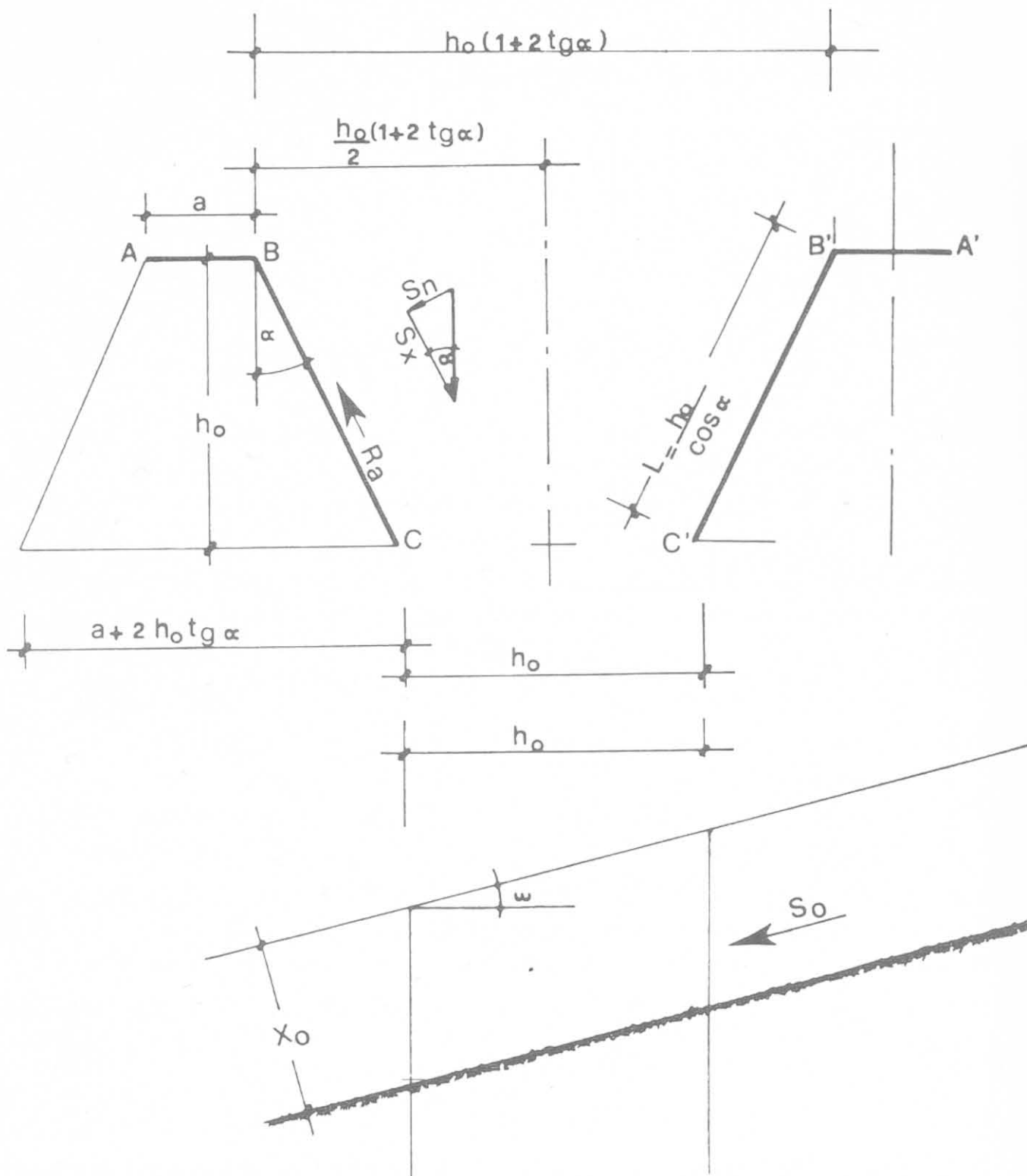


Fig. 19-15.

$$S_t = S_0 \cos \alpha = 1,6 x_0^2 h_0 (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha) \cos \alpha$$

Sia \bar{a} il coefficiente di aderenza fra palo e terreno e S_a la superficie totale di aderenza. Avremo:

$$S_a = \frac{h_0 x_0}{\cos \alpha}$$

La reazione di aderenza:

$$R_a = \frac{\bar{a} h_0 x_0}{\cos \alpha}$$

Perchè sussistano le condizioni di equilibrio dovremo avere:

$$R_a = 1,6 x_0^2 h_0 (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha) \cos \alpha$$

e quindi (in kN/m²):

$$\bar{a} = 1,6 x_0 (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha) \cos^2 \alpha \quad (19-5)$$

Il coefficiente di aderenza necessario per l'equilibrio è funzione lineare della profondità del piano di scorrimento e diminuisce con l'aumentare dell'angolo α . Assumendo $C C'' \geq h_0$, $B B'' = 2 h_0$ (il che si ottiene con $\alpha = 26^\circ 30'$ e $\operatorname{tg} \alpha = 0,5$) e sostituendo nella (19-5) si ha:

$$\bar{a} = 2,5 x_0 \quad (19-6)$$

Per una profondità del piano di scorrimento di 4 metri occorre dunque, per realizzare l'equilibrio, una aderenza di 10 kN per metro quadrato.

Per $\varphi = 10^\circ$, $\omega = 10$ e $\operatorname{tg} \alpha = 0,5$, si ha:

$$\lambda_a = 0,64 \text{ e } \gamma_v = 11,5 \text{ kN/m}^3; \text{ da cui: } S_0 = \frac{11,5}{2}$$

$$x_0^2 h_0 S_t = S_0 \cos \alpha = 5 x_0^2 h_0$$

e perciò

$$\bar{a} = 4,5 x_0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (19-7)$$

Dal confronto della (19-6) con la (19-7), si vede come il coefficiente di aderenza per metro lineare di profondità varia da 2,5 a 4,5 col variare dell'angolo di attrito da 25° a 10° e dell'inclinazione del pendio da 15° a 10° .

Questi valori comprendono un ampio campo di variazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni. Potremo ritenere in genere che a/x_0 vari da 2 a 5.

Le applicazioni in Italia sono state numerose nel campo stradale ed autostradale; nelle figg. 19-16 e 19-17 sono illustrate alcune realizzazioni del genere.

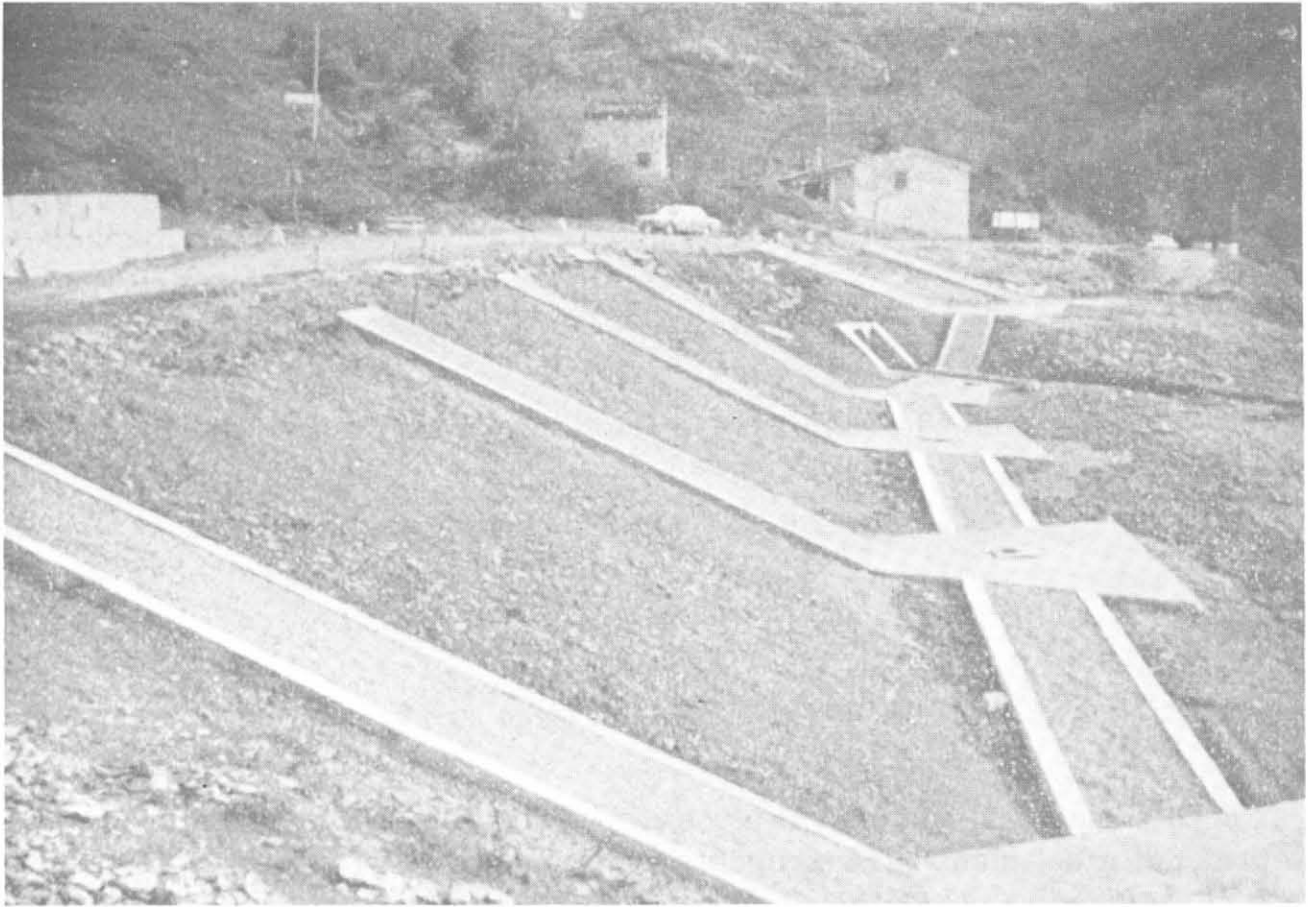


Fig. 19-16 - Speroni drenanti a consolidamento di un rilevato (Fondacem).



Fig. 19-17 - Speroni drenanti a consolidamento di una pendice naturale (Fondacem).

19-5-2 IMPIEGO DI POZZI SOTTOMURATI.

In alcuni casi particolari l'esecuzione dei blocchi di testata con pali trivellati è ineseguibile sia per l'andamento altimetrico del terreno che per la natura geologica dello stesso (massi trovanti, intercalazioni rocciose, ecc.).

In questi casi, il blocco di testata fatto ad A di pali trivellati viene generalmente sostituito con un pozzo sottomurato di 5÷6 m di diametro. L'azione di restringimento del terreno è certo inferiore e si deve supplire aumentando il numero degli speroni. Però è stato sempre possibile risolvere il problema. In fig. 19-18 è mostrato il consolidamento di una scarpata sull'autostrada Salerno-Reggio Calabria.



Fig. 19-18 - Autostrada Salerno-Reggio Calabria. Speroni drenanti con testate a pozzo.

Più interessante la soluzione indicata in fig. 19-19, adottata sull'Autostrada della Cisa per eseguire una galleria in un terreno in frana. Sarebbe stato impossibile costruire a pozzo i piedritti della galleria di monte senza provocare alcuno smottamento e successivamente completare la galleria (fig. 19-20).

In fig. 19-21 è mostrata una panoramica del consolidamento di una frana sull'Autostrada della Cisa eseguito con speroni drenanti con testata a pozzo, e in fig. 19-22, una frana di ampie dimensioni consolidata con una serie di speroni drenanti.

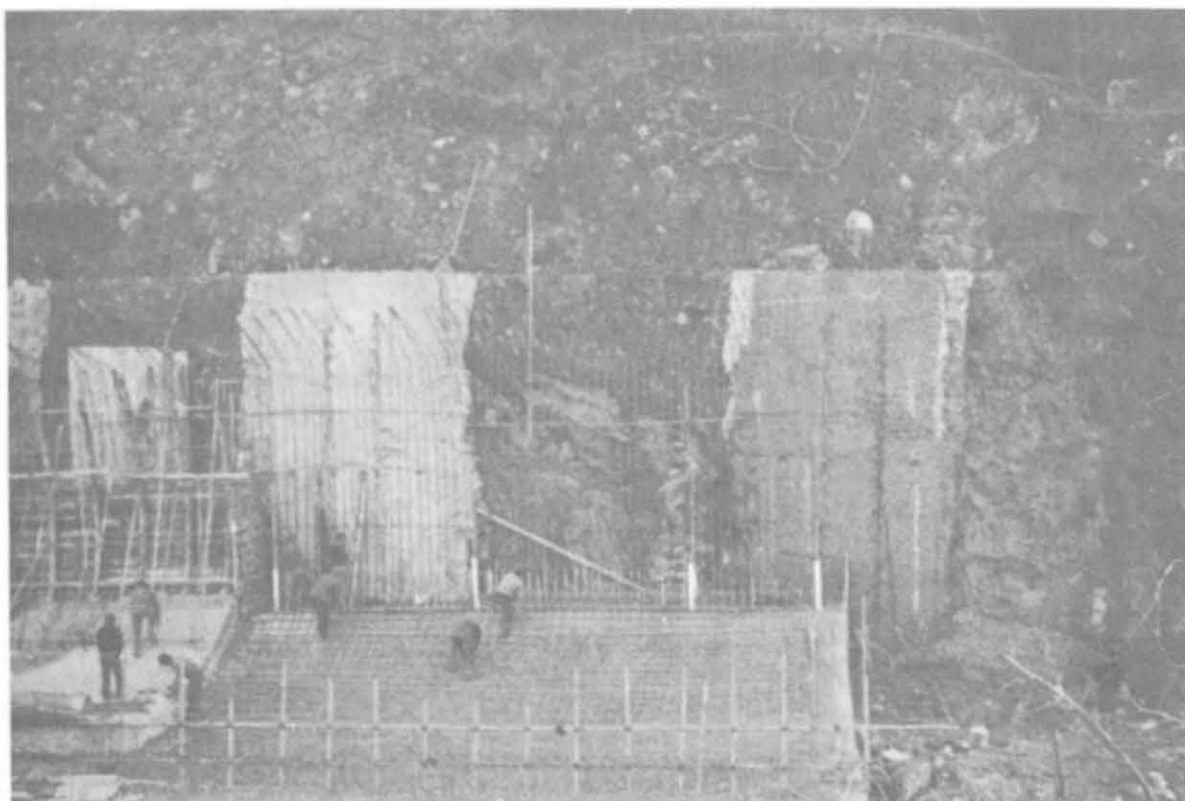


Fig. 19-19 - Pozzi sottomurati per la fondazione dei piedritti di monte di una galleria (Autostrada della Cisa).



Fig. 19-20 - Lavori di completamento della galleria della figura precedente (Autostrada della Cisa).

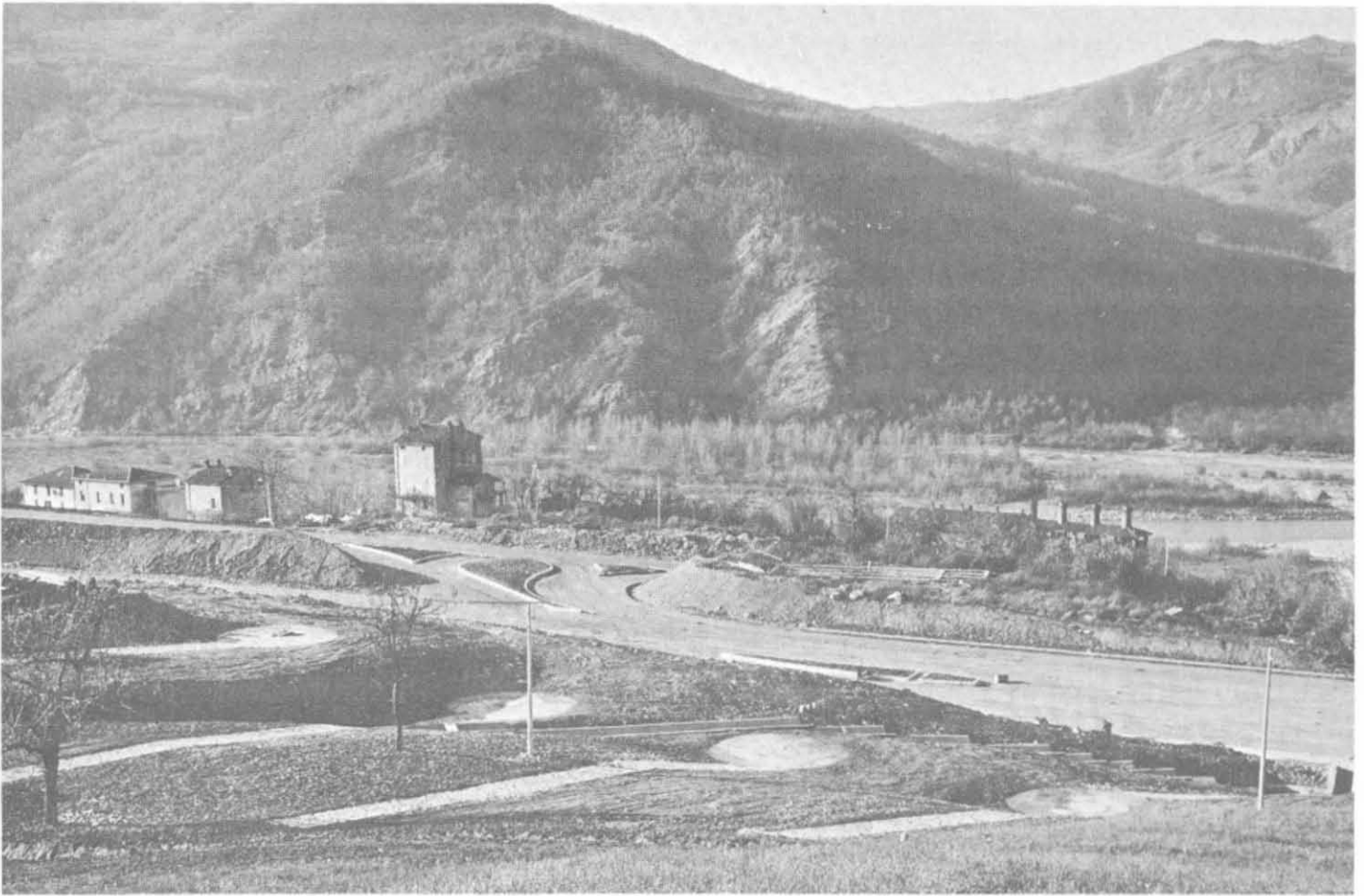


Fig. 19-21 - Consolidamento di una frana con speroni drenanti e testate a pozzo (Autostrada della Cisa).



Fig. 19-22 - Autostrada della Cisa. Frana consolidata con speroni drenanti.

19-6 L'impiego di micropali.

In determinati casi ed in particolare nei terreni (scisti argillosi, *flysh*) in cui è difficile l'azione drenante trovano utile applicazione per il consolidamento di movimenti franosi, non molto profondi, i *reticoli* o *graticci* di micropali, concepiti come struttura atta a migliorare le caratteristiche globali del terreno. Si tratta pertanto di un consolidamento *statistico* della massa in frana, nel senso che le varie stratificazioni collegate fra loro da un gran numero di perforazioni armate e cementate offrono *globalmente* una resistenza allo scorrimento che i vari strati invece singolarmente non avrebbero. Non si richiede pertanto in questi casi che la parte in movimento sia ancorata a strati molto resistenti, quanto che sia invece elevata la *densità* del trattamento, ciò che si ottiene con un'alta percentuale di perforazioni a m² di superficie trattata.

Va chiarito il concetto che le iniezioni attraverso i micropali non devono necessariamente consolidare il terreno (nel qual caso verrebbe realizzata altra soluzione) ma solo riempire in pressione la perforazione e le eventuali discontinuità presenti nel sottosuolo. In superficie i reticoli di micropali, che possono anche essere disposti a banche o a forma di cunei nel terreno, sono collegati in genere da leggeri strati di betoncini armati o da piastre in c.a.

Poiché si tratta di un vero e proprio *imbrigliamento* del terreno in profondità, è naturale che l'impiego può essere esteso a tutti quei casi in cui il terreno, avendo perduto in seguito alla costruzione delle opere (gallerie ad esempio) la compattezza iniziale, provochi spinte pericolose sulle strutture murarie.

Per estensione il sistema è utilizzabile per migliorare la diffusione del carico e la capacità portante del terreno, sul piano di base di una qualunque fondazione, anche profonda.

19-6-1 SOTTOFONDAZIONE TIPICA CON MICROPALI.

L'impiego dei reticoli di pali radice o più genericamente di micropali, è vantaggioso in tutti i problemi di consolidamento dove sia necessario impedire la decompressione del terreno. Le applicazioni dei reticoli con la funzione di sottofondazione e di contenimento della parete di scavo in questi ultimi decenni sono state numerosissime: tutti i problemi di scavo delle metropolitane in aderenza ad edifici, il problema di scavo di gallerie a media profondità al di sotto di immobili preesistenti in terreni soggetti a subsidenza, il consolidamento di edifici monumentali, dalla Chiesa di S. Andrea delle Fratte a Roma (1960) al Ponte Vecchio di Firenze (1963), alla Loggia dei Mercanti a Milano (1959). Per tutti i lavori eseguiti dalla Fondedile in questo campo si rimanda alla citata pubblicazione di F. Lizzi.

Lo schema tipico per una sottofondazione con micropali è quello indicato in fig. 19-23 mentre in figura 19-24 è schematizzato il reticolo di micropali per la protezione dei fabbricati in presenza di scavi profondi.

a) SEZIONE VERTICALE

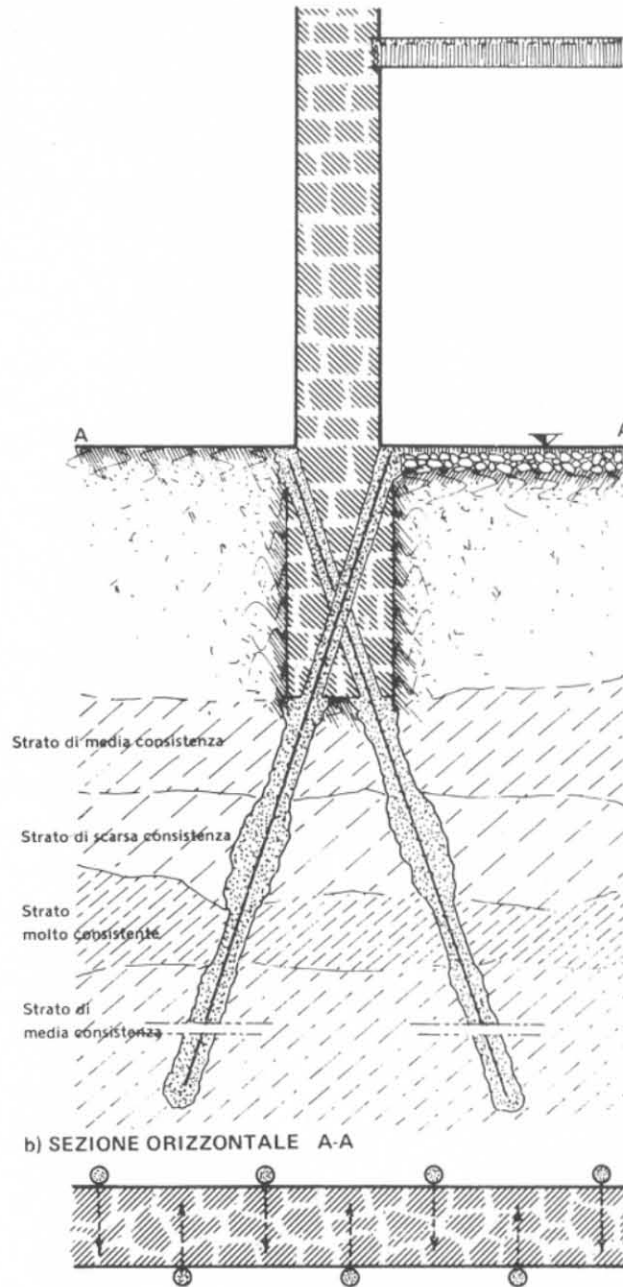


Fig. 19-23 - Schema originario di una fondazione con micropali (Fondedile).

19-6-2 PROVE DI CARICO.

L'Autore ha eseguito nel 1971 una prova di carico simultanea su un gruppo di 14 micropali collegati da una piastra di c.a. del diametro di 1,80 m. Dalla tab. XIX-1 si trova che il cedimento massimo a 5700 kN è stato di 1,15 mm misurato come media delle letture di 3 flessimetri. Al primo scarico (3000 kN) il cedimento permanente è stato di 0,116 mm; al secondo scarico (5700 kN) 0,68 mm, al terzo e definitivo scarico (5700 kN), dopo 15 ore dal primo, il cedimento massimo è stato di 1,15 mm e quello permanente di 0,467 mm.

L'interasse dei micropali era di circa 50 cm, il diametro medio di 10 cm. Il carico medio su ogni micropalo ha raggiunto i 400 kN.

La prova sembra confermare le esperienze su modelli fatte da Lizzi e Car-

TABELLA XIX-1
(Gruppo di 14 micropali)

LETTURE PROVA DI CARICO EFFETTUATA IL 27/9/1971

Flessimetri: Filotecnica Salmoiraghi.

Pressione alla pompa (bar)	Letture ai flessimetri			Carico sulla piastra kN	Ore
	1	2	3		
0	0	0	0	0	14,30
40	0,10	0	0	600	
80	0,20	0	0	1200	
120	0,30	0	0	1800	
160	0,40	0,20	0,10	2400	
200	0,50	0,20	0,15	3000	14,45
200	0,50	0,20	0,15	3000	14,55
0	0,15	0,10	0,10	0	14,56
0	0,15	0,10	0,10	0	15,00
200	0,50	0,20	0,15	3000	
240	0,65	0,30	0,25	3600	
280	0,70	0,30	0,30	4200	
300	0,70	0,30	0,35	4500	
340	1,00	0,40	0,45	5100	
360	1,10	0,60	0,65	5400	
380	1,45	0,70	0,95	5700	15,22
380	1,50	0,75	0,95	5700	15,35
0	1,00	0,55	0,55	0	15,37
0	0,95	0,55	0,55	0	15,50
300	1,40	0,65	0,90	4500	
340	1,50	0,75	0,95	5100	
380	1,55	0,75	0,95	5100	
380	1,55	0,85	1,05	5700	16,20
0	0,90	0,55	0,55	0	16,21
0	0,70	0,50	0,50	0	16,40
0	0,55	0,45	0,40	0	7,00 del 28/9

nevale (1979, op. citata) in cui è stato messo in evidenza "l'effetto gruppo" per il quale la resistenza totale del gruppo non è uguale alla somma delle singole portate dei micropali supposti isolati, quando l'interasse fra questi è compreso tra due e sette diametri, ma è sensibilmente superiore. Questa capacità portante è data quindi dall'insieme del nucleo di terreno racchiuso fra i pali. Il nucleo di conseguenza appare come un tutto unico immerso nel terreno. Le prove di carico riportate da Lizzi nella memoria citata (figg. 19-25 e 19-26) illustrano e documentano questo concetto.

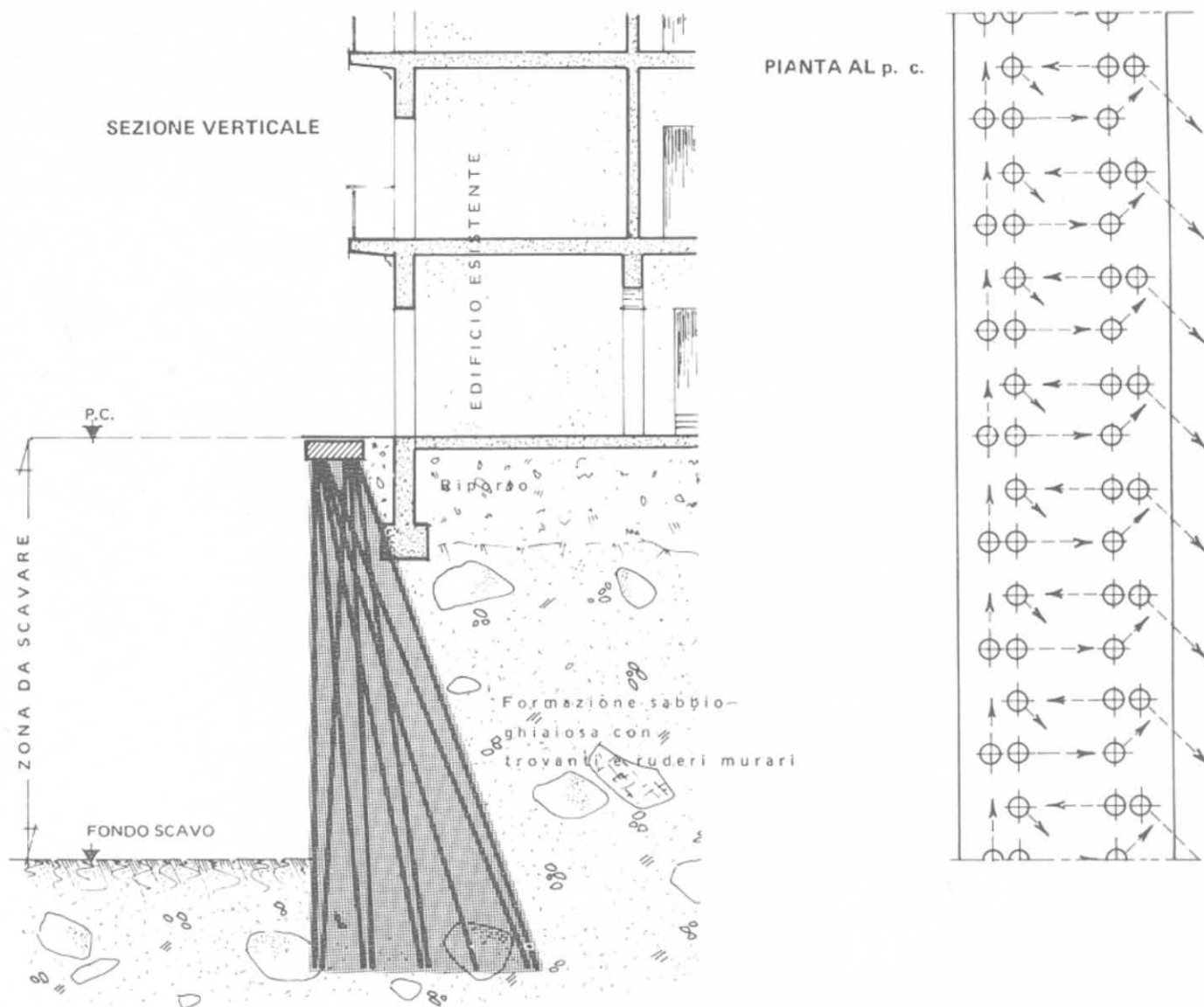


Fig. 19-24 - Schema tipico di reticolo di pali radice per la protezione di fabbricati in presenza di scavi perforati (Fondedile).

19-6-3 IMPIEGO DI MICROPALI PRECOMPRESSI.

È interessante citare un lavoro eseguito dall'Autore per la sottofondazione di un villino a Caracas con micropali precompressi. Il risultato soddisfacente ottenuto induce ad illustrare sia le perplessità avute in sede di progettazione che le tecniche applicate per il consolidamento.

Il villino in questione, costruito nel 1970, è un fabbricato di due piani con un fronte di 12,30 m verso la strada principale, con struttura in c.a. Le fondazioni erano costituite da pali trivellati ϕ 650 (un palo per ogni pilastro) collegati da travi in c.a. Al piano terreno il pavimento era costituito da una soletta di 20 cm di spessore interamente in c.a., appoggiata sulle travi perimetrali e sul terreno naturale.

Prima dell'intervento (1980) il villino si presentava fortemente lesionato, in particolare in corrispondenza dell'angolo sinistro (figg. 19-27 e 19-28). L'esame della relazione geotecnica redatta al tempo della costruzione e della conta-

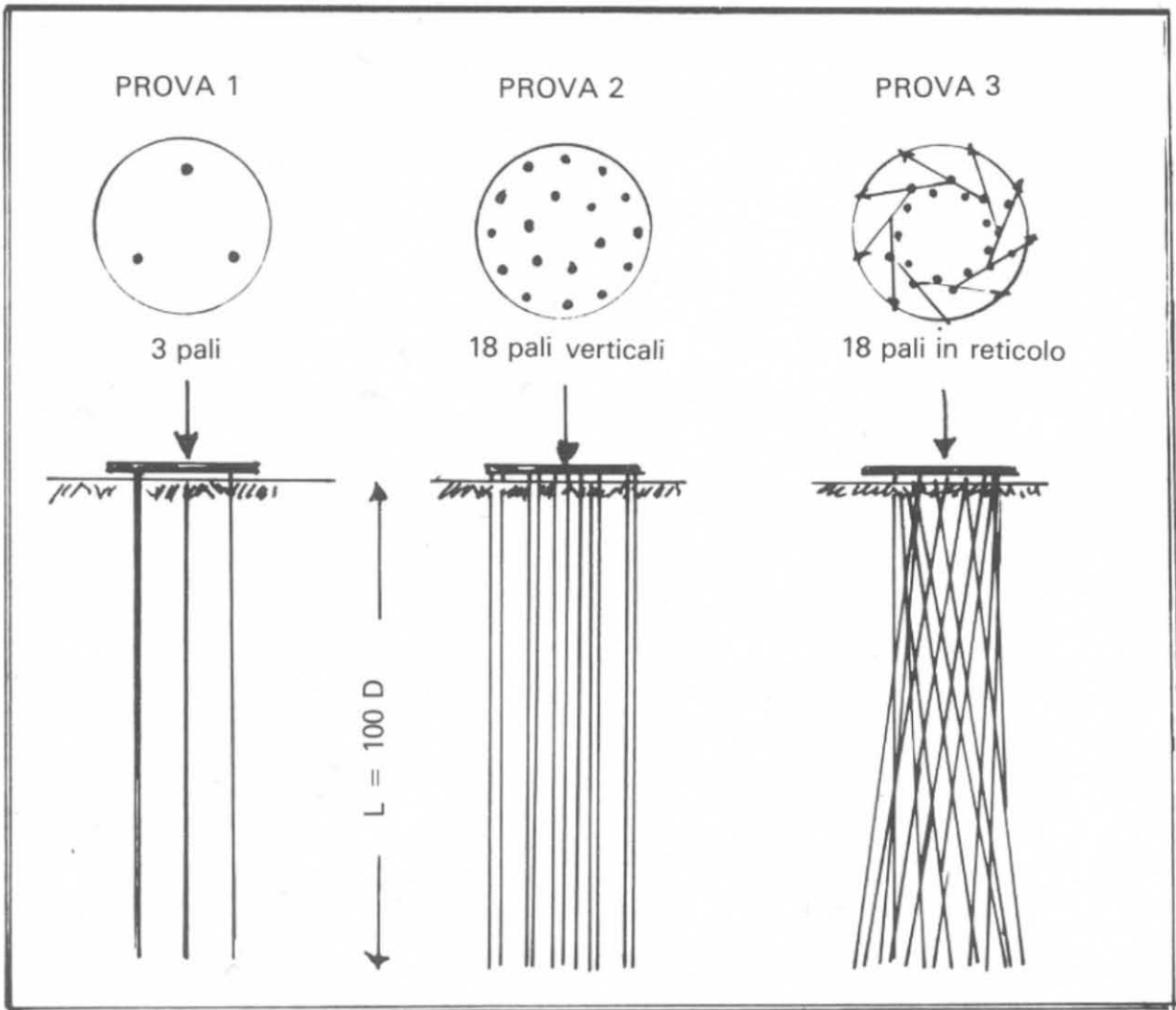


Fig. 19-25.

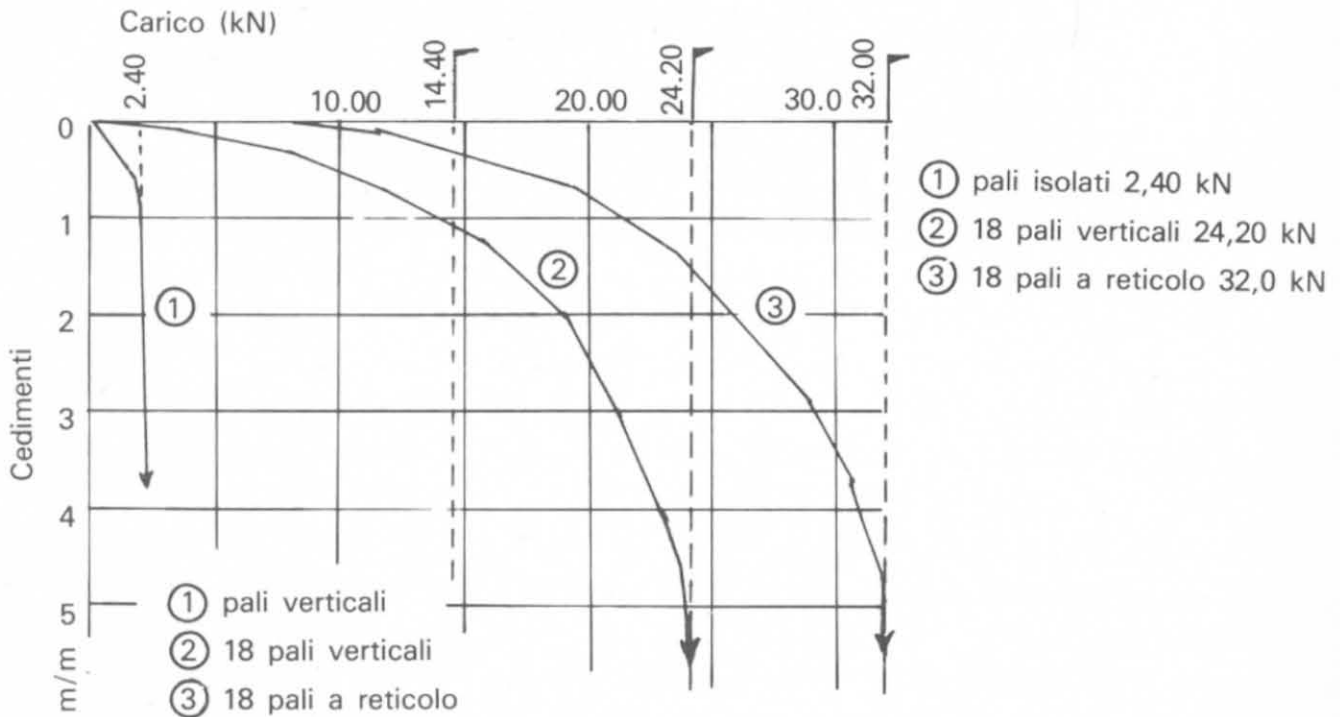


Fig. 19-26.

PROVE DI CARICO SUI PALI

20-1 Generalità.

Il progetto di una palificata importante non è completo se non è corredato da una o più prove di carico dirette sui pali. Conosciuta la stratigrafia del terreno si eseguono i *pali di prova* con le stesse caratteristiche dei pali progettati e si procede alla prova di carico sul palo, possibilmente sino alla *rottura* del palo stesso. Per *carico di rottura* si intende il carico limite col quale il palo *affonda nel terreno sotto il carico costante, senza stabilizzazione e senza ritorno*. Una prova di carico a rottura è certamente costosa sia per il fatto che il palo eseguito non può essere utilizzato nella fondazione, sia per il volume del cassone zavorrato occorrente per il contrasto; ed è questa una delle ragioni, se non la principale, per cui non sempre le prove di carico vengono eseguite prima dell'inizio della palificata su pali destinati ad essere abbandonati. In genere la prova di carico è attuata su un palo del gruppo e spinta sino ad un carico non superiore al doppio di quello di esercizio. In questo caso è ancora più importante la corretta lettura dei diagrammi e dell'andamento delle prove perchè una interpretazione errata potrebbe indurre il progettista a conclusioni non vere sulla stabilità dell'intera palificata.

Possiamo distinguere le prove di carico in tre categorie distinte:

- a) prove di ricerca; b) prove preventive; c) prove di collaudo.

Delle prime fanno parte le prove su modello in scala naturale o ridotta atte a fornire informazioni sul comportamento di un determinato tipo di palo in un dato terreno. Hanno bisogno di vasta dotazione di strumenti per la misura delle tensioni e delle deformazioni sia del palo che del terreno. Sono le così dette prove su pali strumentati e sono le uniche che — se ben condotte ed organizzate con larghezza di mezzi — riescono a far conoscere il comportamento del palo.

Le seconde sono di norma eseguite per lo studio di fondazioni importanti in fase di progetto sia per la valutazione economica della fondazione sia per la scelta tecnica della palificata. Sono condotte ad oltranza sino a raggiungere

il carico limite di rottura su pali eseguiti in prossimità della fondazione e con caratteristiche identiche ai pali progettati. La prova è spinta sino alla *situazione di rottura*: le attrezzature devono essere tali da permettere l'applicazione di un carico non inferiore a 3 volte quello di esercizio. Per situazione di rottura si intende il concetto sopra indicato: cedimento sotto carico costante senza stabilizzazione e senza ritorno. È evidente che queste prove per i pali di grosso diametro avrebbero un costo proibitivo per cui raramente si trovano nella letteratura tecnica analisi di questo tipo di prove.

Le ultime prove, infine, sono eseguite su pali che fanno parte della fondazione la cui idoneità deve essere conservata. Il loro scopo è quello di appurare che non esistano gravi difetti esecutivi nel palo e che il palo stesso sia idoneo a sopportare il carico che gli sarà trasmesso dalla fondazione.

A questo punto è bene puntualizzare un concetto fondamentale: la prova di carico è utilissima e raccomandabile per fornire al progettista elementi circa l'effettiva resistenza del palo ed il comportamento del sistema palo/terreno, per chiarirgli dei dubbi o confermarli alcune perplessità, ma può diventare uno strumento dannoso ed indurlo in errate conclusioni se tutti gli elementi della prova non sono valutati correttamente e se, soprattutto, non si terrà presente il comportamento dell'intera palificata nel suo insieme, a progetto ultimato, comportamento che non si può e non si deve desumere come corollario logico della prova di carico su un singolo palo. Se il collaudo statico di un palo dà un risultato negativo non dipendente da difetti di costruzione, il comportamento della palificata sarà senz'altro negativo, ma se la prova di carico darà un risultato positivo ed accettabile, non si può affatto dedurre che la palificata così eseguita risponderà a tutti i requisiti di sicurezza richiesti. Quante prove di carico con ottimi risultati e quante costruzioni che cedono, a lavori ultimati o subito dopo pochi anni! Purtroppo non è possibile regolamentare la varietà dei casi che avvengono in pratica che possono turbare l'equilibrio palo/terreno e tutti i codici esistenti, sia italiani che stranieri, non possono certo tener conto di tutte le variazioni che in realtà sussistono in ogni tipo di palo e di terreno. Una specie di *banca dati* che raccolga tutti i fenomeni di interazione tra il palo sollecitato assialmente ed il terreno circostante costituirebbe certamente un notevole contributo a una migliore conoscenza del comportamento delle fondazioni su pali.

20-2 Esecuzione della prova di carico.

In genere la prova viene eseguita interponendo un martinetto idraulico tra la testa del palo, annegata in un blocco di calcestruzzo, ed un contrasto fisso (fig. 20-1). Il contrasto, tale da resistere alla reazione del palo, può essere costituito da un cassone zavorrato, da una o più putrelle saldamente ancorate, ecc. Un manometro tarato indica la pressione del martinetto e quindi il carico P agente sulla testa del palo.

Occorre tenere presente:

- 1) che la testa del palo sia scalpellata prima di essere annegata nel dado

di calcestruzzo, in modo da escludere la possibilità di uno scorrimento tra plinto e palo;

2) che il calcestruzzo del palo e del plinto sia ben stagionato e non possa subire deformazioni plastiche, una volta sottoposto al carico;

3) che il martinetto idraulico sia fissato coassiale col plinto e il palo e sia munito di un manometro tarato;

4) che i flessimetri, disposti ai vertici di un triangolo per leggere gli abbassamenti della testa del palo (piano del plinto) siano assolutamente indipendenti dalla incastellatura di contrasto e non risentano di possibili deformazioni del terreno in vicinanza del palo.

Trascurare questi elementi essenziali può condurre ad una interpretazione errata della prova con tutte le sue conseguenze. Talvolta, e non raramente, può capitare che il palo, sottoposto alla prova, non sia perfettamente verticale. Se il palo non è armato, il momento flettente generato dall'applicazione del carico durante la prova può condurre alla rottura del palo stesso. Le figg. 20-2 e 20-3 si riferiscono a un caso osservato dall'Autore. È evidente l'inclinazione del palo rispetto al piano orizzontale del plinto. Durante la prova, sotto un carico di appena 200 kN, i flessimetri indicarono notevolissimi abbassamenti del palo. Allo scarico il ritorno era insignificante. Eseguito lo scavo ed estratto il palo, risultò evidente la causa: il palo era rotto per pressoflessione.

Elemento determinante è la « velocità » di prova, cioè gli incrementi di carico nel tempo, e gli effetti che ne derivano dipendono dalla diversa natura del terreno. La velocità di carico divide le prove in due categorie: prove statiche e prove dinamiche.

Le prove dinamiche, cioè quelle in cui la pressione sul palo raggiunge in brevissimo tempo il carico di prova, possono dare luogo a risultati opposti secondo la diversa natura del terreno. Nelle sabbie e ghiaie i pali sottoposti a prove dinamiche e statiche danno risultati pressochè uguali, mentre nei terreni coerenti (argille) le prove dinamiche possono produrre cedimenti sensibili. Questi terreni, messi istantaneamente in pressione, espellono parte dell'acqua contenuta nei pori, acqua che solo col tempo può essere assorbita dal terreno circostante mentre funziona da lubrificante lungo il fusto del palo, diminuendo o annullando l'attrito. In terreni di questa natura, le prove debbono essere eseguite lentamente, con piccoli incrementi di carico: è buona norma non superare 1/10 del carico massimo per volta ed attendere che tra due *letture uguali* dei flessimetri passino 10 ÷ 15 minuti. Un palo trivellato di 9 m in argilla, del diametro medio di 50 cm sottoposto ad un carico dinamico di 400 kN (con incrementi di 50 kN ogni 10 minuti) ha ceduto di 10 mm senza stabilizzazione e senza ritorno. Nello stesso terreno un palo di 10,90 m, con diametro medio di 45 cm, sottoposto ad un carico statico di 500 kN raggiunto con piccoli incrementi in 46 ore, non ha manifestato cedimenti apprezzabili; portato da 500 a 600 kN in 30 ore ha ceduto di 3 mm ed ha avuto un ritorno elastico di 1 mm.

Una errata interpretazione dei risultati della prova di carico può dunque far credere che i pali siano stati ben progettati e ben eseguiti, come pure il

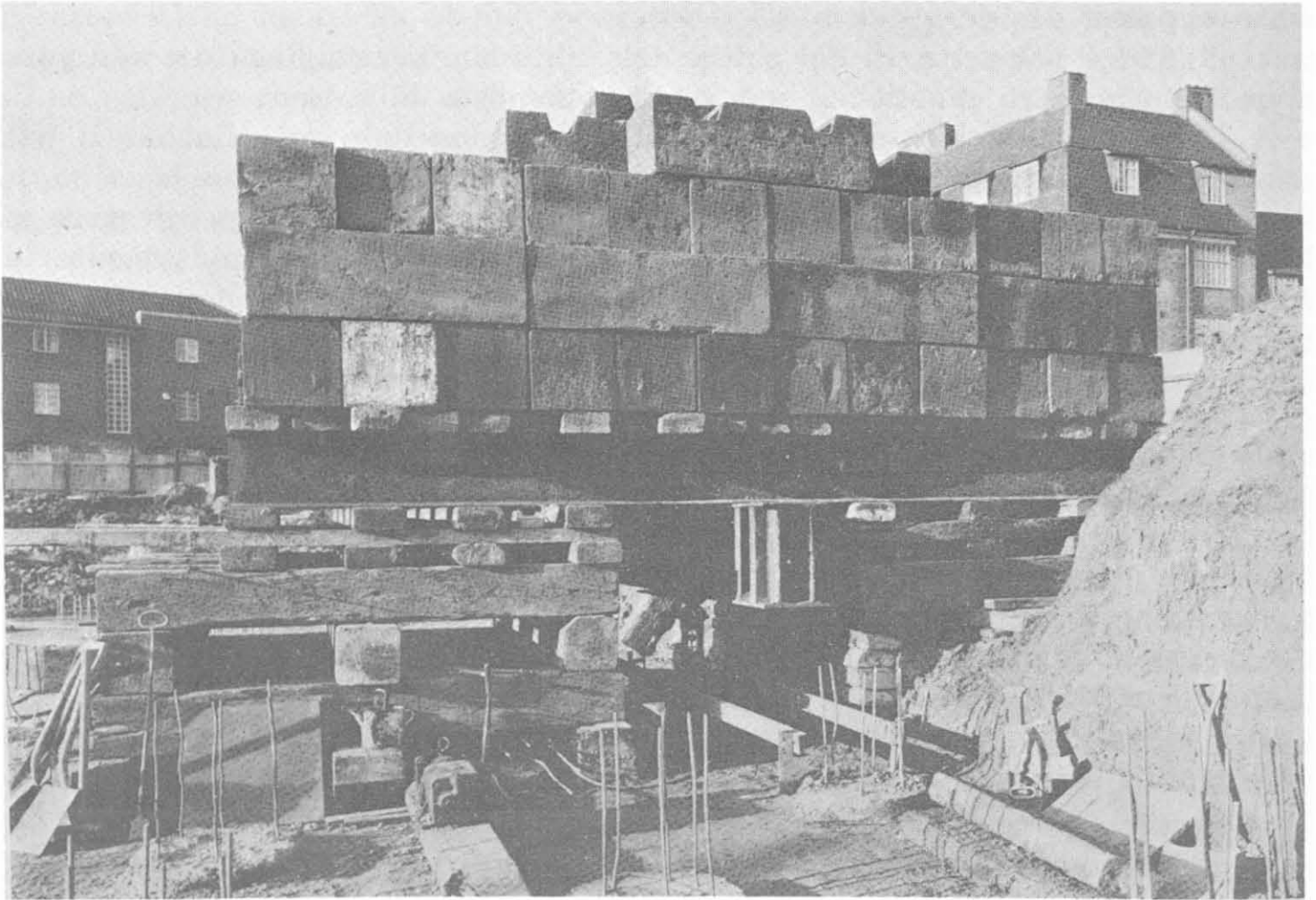


Fig. 20-1 - Particolare di una prova di carico.

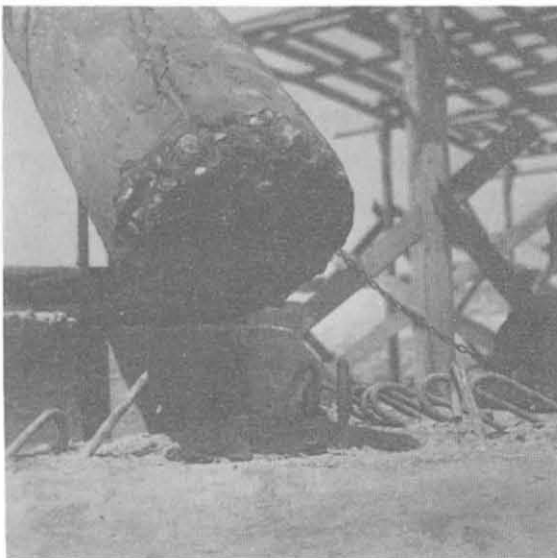


Fig. 20-2.

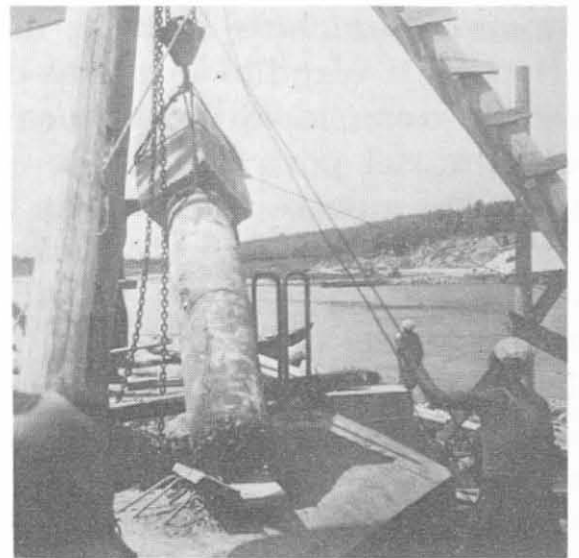


Fig. 20-3.

Palo inclinato rotto durante la prova ed estratto dal terreno.

contrario. Consideriamo un altro caso tipico di un palo immerso in uno strato resistente dopo aver attraversato uno strato di argilla plastica sottoposto a strati di sabbia. Per quanto poco, lo strato di argilla plastica fornisce una certa resistenza di attrito che non può del tutto modificarsi durante il periodo della prova, per quanto lenta essa venga eseguita. Esso costituisce un sufficiente banco di appoggio agli strati superiori resistenti. Ma l'argilla plastica col passare del tempo, per effetto del sovraccarico, si consolida e si assesta: lo strato di sabbia cederà su quello sottostante e graverà con esso sul palo. L'attrito da positivo sarà negativo e l'intero carico si trasferisce alla base del palo. Per determinare il grado di elasticità e compressibilità delle argille (e quindi poter valutare il pericolo del loro assestamento) sono indispensabili le prove di laboratorio sui campioni indisturbati.

Se la prova è eseguita su pali che vengono in seguito utilizzati il carico non supera in genere il doppio del carico di esercizio. La pressione sulla testa del palo viene incrementata del 10% ogni qual volta i flessimetri si sono stabilizzati sotto il nuovo carico. È buona norma eseguire durante la prova una serie di scarichi per leggere il ritorno elastico. Sono consigliabili almeno 3 ritorni di cui uno al carico di esercizio.

Come norma generale si potrà adottare, per una prova statica, secondo la natura del terreno, il seguente schema:

Carico applicato	Permanenza di ogni gradino di carico e scarico	
	Terreni incoerenti min	Terreni coerenti min
0,1 P_{max}	30	60
0,2 P_{max}	30	60
0,0 P_{max} scarico	10	20
0,3 P_{max}	30	60
0,4 P_{max}	30	60
0,0 P_{max} scarico	10	20
0,5 P_{max}	30	60
0,6 P_{max}	30	60
0,0 P_{max} scarico	10	20
0,7 P_{max}	30	60
0,8 P_{max}	30	60
0,0 P_{max} scarico	10	20
0,9 P_{max}	30	60
1,0 P_{max}	30	60
0,0 P_{max} scarico	10	20
2 $\times P_P$	1440	2880
0,0 P_P	30	60

essendo: P_{max} = carico massimo che si prevede di applicare durante le prove;

P_P = carico di progetto.

20-2-1 CICLI DI CARICO E SCARICO.

I numerosi cicli di carico e scarico contribuiscono a trasferire la portanza dalla superficie laterale del palo alla base: ciò avvicina indubbiamente la prova al comportamento reale del palo. Nelle prove di pali che siano destinati a fondazioni di strutture soggette a frequenti ed importanti variazioni di carico (sili ad esempio) è consigliabile effettuare numerosi cicli fra il carico permanente ed il carico massimo per poter verificare che gli incrementi di cedimento tra un ciclo ed il successivo tendano a zero. Ugualmente è consigliabile questo tipo di prova ogni qual volta si prevede che la portanza per attrito laterale sarà aleatoria se non addirittura negativa e che in effetti il carico dovrà essere sopportato solo dalla base.

Broms (1972) ha riferito di un esame fatto su un gruppo di 13 pali in legno e in c.a. infissi in terreno argilloso normalmente consolidato e sottoposto uno per uno ad una serie di carichi e scarichi. Trovò che al di sotto di un certo valore critico, dopo una breve serie ripetuta di cicli, il totale cedimento del palo si avvicinava ad un valore costante: se il carico limite invece veniva superato il cedimento era nettamente superiore a quello del precedente ciclo.

Broms concluse che un palo può resistere ad un infinito numero di cicli senza arrivare alla rottura *se l'intensità dei carichi ripetuti è inferiore al carico critico.*

L'argomento è stato ripreso da S.F. Chan e T. Hanna ⁽¹⁾ con pali in sabbia e secondo gli Autori l'effetto principale dei carichi ripetuti è non solo la redistribuzione dei carichi tra aderenza e portata di base, ma anche il fatto che il comportamento del palo è condizionato dall'ampiezza del ciclo, dal tipo di carico e dal numero dei cicli.

20-2-2 PRESCRIZIONI UFFICIALI.

Le prescrizioni ufficiali italiane del Decreto Ministeriale del 21 gennaio 1981 per quanto riguarda le prove di carico sui pali dicono testualmente: "Le prove di collaudo di una palificata devono essere spinte ad almeno 1,5 volte il carico ammissibile del palo... Il numero dei pali da sottoporre alla prova di carico deve essere stabilito in base all'importanza dell'opera ed al grado di omogeneità del sottosuolo. Per opere di notevole importanza il numero deve essere pari ad almeno il 2% del numero totale dei pali, con un minimo di due. Per pali prefabbricati ed infissi la percentuale dei pali da sottoporre a prova può essere ridotta all'1% fermo restando il minimo di due pali."

Il *Codice Inglese delle Fondazioni* dice fra l'altro:

«La prova di carico su un palo che non debba essere utilizzato deve essere spinta se possibile fintanto che il carico limite non sia raggiunto o sia chiaramente indicato. Ciò è particolarmente consigliato per i pali infissi, in argilla

(1) Proceedings A.S.C.E. 1980.

« plastica od in limi. Quando la prova è fatta su pali che devono essere utilizzati, « il carico non deve superare il doppio di quello di esercizio. Il carico di prova « deve essere applicato con incrementi costanti ad intervalli tali che permettono « l'assestamento completo del palo sotto ogni carico. Ciò è specialmente impor- « tante per i terreni plastici ».

Secondo il *Regolamento Americano* della città di New York la prova deve essere spinta sino al doppio del carico di esercizio che si raggiunge con incrementi pari a $\frac{1}{2}$; $\frac{3}{4}$; 1; $1\frac{1}{4}$; $1\frac{1}{2}$; $1\frac{3}{4}$; 2 volte detto carico. Le letture dei cedimenti e dei ritorni devono essere fatte sino alla approssimazione di $\frac{1}{1000}$ di piede ($\frac{3}{10}$ di mm). Il carico dovrà essere aumentato solo se da due ore non si notano cedimenti. Il carico di prova deve essere mantenuto fintanto che il cedimento non superi $\frac{1}{1000}$ di piede nelle 48 ore e solo allora potrà essere rimosso gradatamente con intervalli non maggiori di $\frac{1}{4}$ dello stesso carico massimo a ogni ora.

La normativa *danese* è basata sul "Codes of practice" inglese mentre in Svezia è regolata dal *Codice Svedese delle Costruzioni* (1975) nel quale fra l'altro è indicato che per i pali resistenti per attrito la capacità portante deve essere determinata con prove di carico.

Nella *Germania Federale* vi sono normative (circa una quarantina), le cosiddette *DIN Standard* emanate dai vari stati regionali, che di per se stesse non sono obbligatorie ma dalle quali è difficile distaccarsi: sono complete e dettagliate e forse un po' troppo rigide. Il carico ammissibile deve essere determinato con prove di carico da eseguire sul 3% dei pali con un minimo di 2.

La normativa *francese* è piuttosto complessa e comprende documenti e circolari ministeriali da applicare specialmente ai lavori pubblici.

È buona norma redigere sempre il verbale della prova di carico quanto più analitico ed illustrativo possibile: esso dovrà in ogni caso essere corredato dai seguenti elementi.

- a) Pianta della fondazione ed indicazione del palo sottoposto a prova.
- b) Natura del terreno attraversato ed indicazione del livello freatico.
- c) Dimensioni e natura del palo e, per i pali in c. a., tipo e data di fabbricazione, dosaggio del calcestruzzo, armatura di ferro, forma della puntazza. Per i pali gettati in opera diametro del tubo-forma e consumo di calcestruzzo.
- d) Il risultato della infissione del palo, il rifiuto per ogni serie di colpi, il numero dei colpi al minuto, il peso del maglio e la caduta, il peso del cuscinetto ammortizzatore, il tipo di battipalo impiegato.
- e) Il giorno e l'ora dell'inizio della prova di carico e le condizioni atmosferiche.
- f) I dati relativi al martinetto idraulico, ai flessimetri, al manometro, alla posizione dei flessimetri e lo schema della prova.
- g) Il diagramma carichi-cedimenti costruito in base alle letture effettuate durante la prova.
- h) Eventuali osservazioni circa i fatti anormali avvenuti durante la prova.

20-3 La rappresentazione grafica di una prova di carico.

È utile rappresentare l'andamento di una prova di carico con un diagramma cartesiano tonnellate-cedimenti in cui i carichi applicati sono misurati orizzontalmente ed i cedimenti verticalmente dall'alto verso il basso. Non vi è niente di fondamentale in questa consuetudine se non il fatto che i cedimenti sono misurati nella direzione in cui essi avvengono. Purtroppo non vi è alcuna regolamentazione sull'uso delle scale da impiegare tanto che la stessa prova di carico rappresentata su scala differente può essere diversamente interpretata (fig. 20-4). Una rappresentazione grafica corretta si ha rappresentando in ascisse il carico di prova con un segmento uguale a quello che in ordinate rappresenta un cedimento di 10 mm. La deformazione *plastica* del palo può essere rappresentata in diagramma se è stata eseguita una serie di ritorni a determinati carichi segnando in corrispondenza a ciascun carico il cedimento *permanente* ottenuto: si ottiene così per punti la curva di deformazione plastica.

Per differenza si ricava la curva di deformazione elastica del palo (figura 20-5). La deformazione elastica teorica di un palo appoggiato in cui si esclude l'attrito laterale è

$$\Delta = \frac{P \cdot L}{E A}$$

Dal confronto della retta teorica col diagramma effettivo si può vedere la variazione della posizione del centro di resistenza del palo con l'aumentare dei carichi.

Osserviamo il diagramma della fig. 15-14. Sono stati misurati i ritorni a 400, 700, 1050 kN. A 400 kN il cedimento permanente è di 6/10 ed il cedimento globale di 16/10 per cui il cedimento elastico è di 1 mm.

A 700 kN abbiamo: globale 6,6 mm, permanente 4,9 mm, elastico 1,7 mm.

A 1050 kN si ha: globale 13,25 mm; permanente 4,9 mm, elastico 3 mm.

I cedimenti elastici risultano 1 - 1,7 - 3 mm e sono proporzionali ai carichi applicati come appare anche osservando l'angolo di inclinazione φ_e che rimane costante ad ogni ritorno.

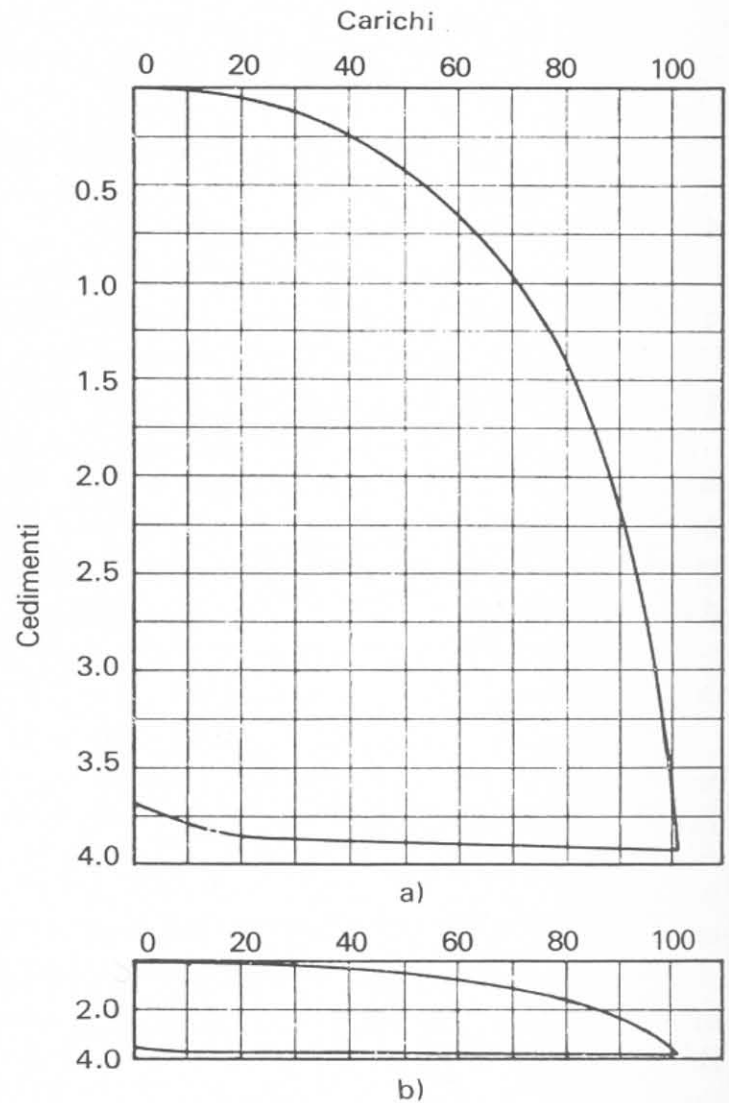


Fig. 20-4 - Effetti della diversità delle scale nella rappresentazione grafica di una prova di carico.

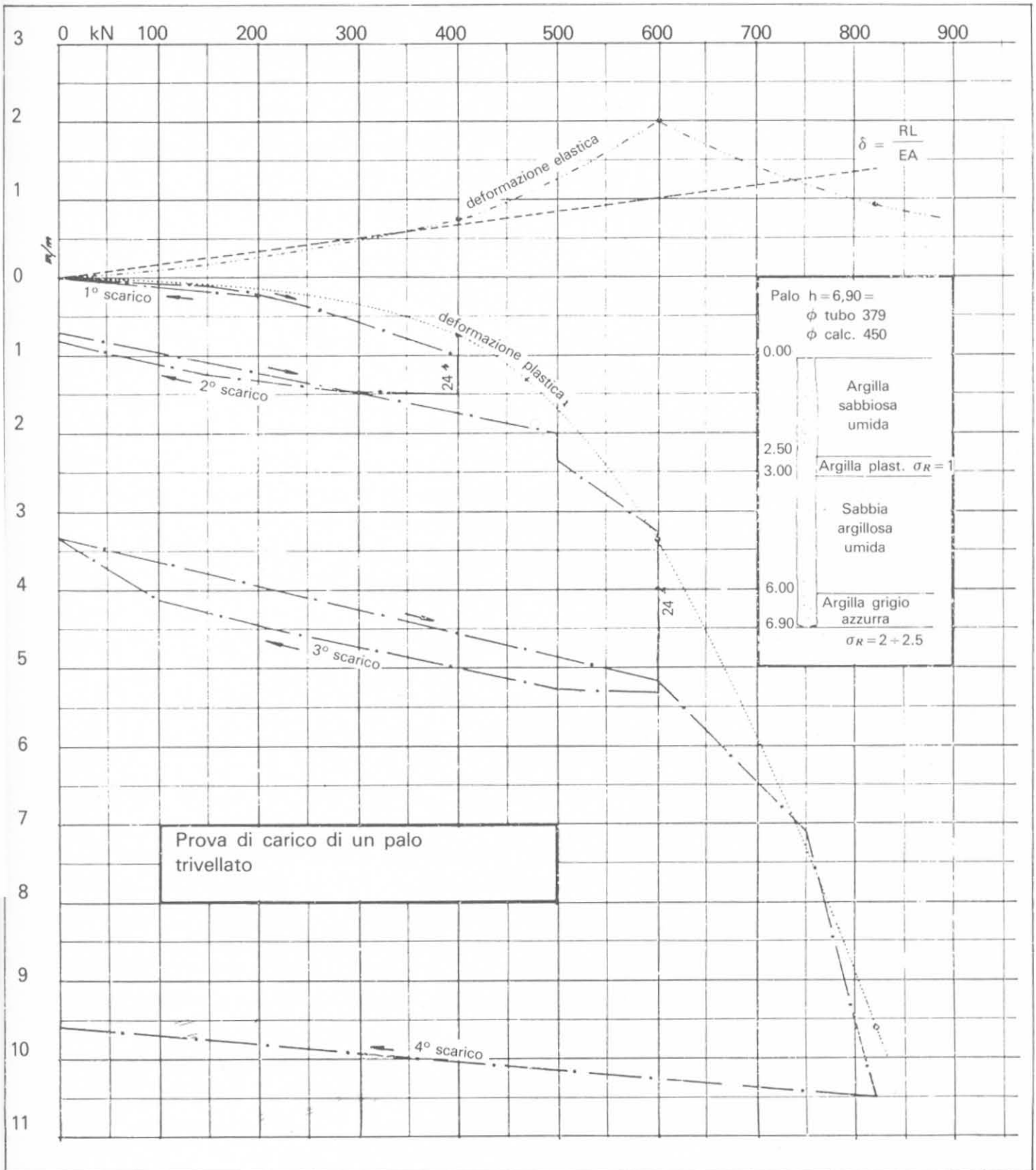


Fig. 20-5.

Si traccia la semiretta con inclinazione φ_e a partire dall'origine degli assi; essa incontrando il diagramma dei cedimenti determina il carico limite di proporzionalità: 300 kN nel nostro caso. A questo carico il cedimento plastico è nullo.

La rappresentazione grafica che completa la curva carichi-cedimenti è il diagramma tempi/cedimenti. Il tempo infatti ha un ruolo importante nella prova di carico specialmente per i terreni argillosi plastici. Una sosta di 24 o 48 ore può produrre notevoli assestamenti della punta del palo come è chiaramente indicato in fig. 15-15 che rappresenta l'andamento della prova della fig. 15-14.

20-4 Esame dei diagrammi delle prove di carico.

Eseguita la prova di carico e riportati in diagrammi i risultati ottenuti sorge il problema dell'interpretazione degli elementi raccolti e della determinazione del carico ammissibile per ciascun palo.

Se è determinato con sufficiente sicurezza il carico di rottura quello ammissibile dovrà essere compreso tra $\frac{1}{2,5}$ e $\frac{1}{3}$ di esso (Terzaghi). È ovvio aggiungere che l'analisi non dovrà essere limitata alla portata di un singolo palo ma dovrà essere studiata l'intera fondazione nel suo insieme tenendo presente le caratteristiche dei terreni e le condizioni generali del progetto. Una regolamentazione in materia, si è detto, non esiste e forse sarebbe quasi impossibile enunciarla data la varietà dei casi che si verificano in pratica, le diverse modalità delle prove, le caratteristiche ed il comportamento differente dei pali. È utile però riportare le norme comunemente adottate in alcuni Paesi o consigliate dai vari Autori.

Il regolamento della città di New York prescrive, ad esempio, di osservare che il cedimento permanente dopo aver applicato un carico di 1,5 volte quello di lavoro non sia maggiore di 0,01 pollice per t, in 24 ore (0,23 mm/t), oppure uguale alla metà del carico che produce un cedimento complessivo di 1 pollice (2,54 cm). Il regolamento edilizio di Los Angeles prescrive, invece, di osservare il valore del carico critico (assestamenti non più proporzionali agli incrementi di carico) e di applicare un coefficiente di sicurezza uguale a 2; quello di Boston consiglia di osservare il carico che produce un cedimento permanente non superiore a 12 mm circa dopo 48 ore di carico e di assumere un coefficiente di sicurezza uguale a 2. Il regolamento tedesco (DIN E. 1054) prescrive come carico ammissibile su un palo la metà del carico critico (limite di proporzionalità): soltanto nei casi in cui la costruzione possa sopportare senza danno probabili cedimenti il palo può essere caricato sino ai $\frac{4}{5}$ del carico di rottura.

Lo stesso regolamento prescrive che le prove di carico sui pali battuti debbano essere iniziate almeno 24 ore dopo l'infissione, in terreni permeabili e 5 giorni dopo, in terreni impermeabili.

In Francia il carico ammissibile varia dai $\frac{28}{100}$ ai $\frac{30}{100}$ del carico di rottura oppure il più piccolo dei seguenti valori: $\frac{1}{2}$ di quello che dà 20 mm di cedimento; $\frac{2}{3}$ di quello che dà 10 mm di cedimento; quello che dà 5 mm di cedimento globale.

In Belgio le Compagnie di Assicurazione prescrivono che l'abbassamento della testa del palo non debba essere superiore a 2,5 mm sotto il carico di esercizio e non superiore a 5 mm sotto una volta e mezzo questo carico.

Il *Codice Inglese delle Fondazioni* non enuncia prescrizioni in funzione

dei diagrammi delle prove di carico: è utile però riportare testualmente alcune raccomandazioni che vi si leggono e confermano quanto già messo in evidenza:

« Il carico limite di un palo di legno, di c. a. prefabbricato e di acciaio è
 « assai meglio determinato dalla prova di carico. In terreni *incoerenti* la por-
 « tanza probabile può desumersi da una delle formule dinamiche: peraltro molte
 « di queste sono non reali e si raccomanda di usare sempre con approssimazione
 « la formula di Hiley. Nei terreni *coerenti* la portanza limite può essere de-
 « terminata dall'esame dei campioni di terreno. Per i *pali infissi* totalmente
 « in terreni argillosi la portanza è circa uguale al prodotto della resistenza spe-
 « cifica del terreno parzialmente o completamente rimaneggiato per la super-
 « ficie laterale del palo. *Sempre che l'aderenza del terreno al palo sia tale da*
 « *mobilizzare la resistenza al taglio.* Per i *pali trivellati* gettati in opera in-
 « fissi totalmente in terreni argillosi l'aderenza è all'incirca uguale alla resi-
 « stenza al taglio del campione completamente rimaneggiato ».

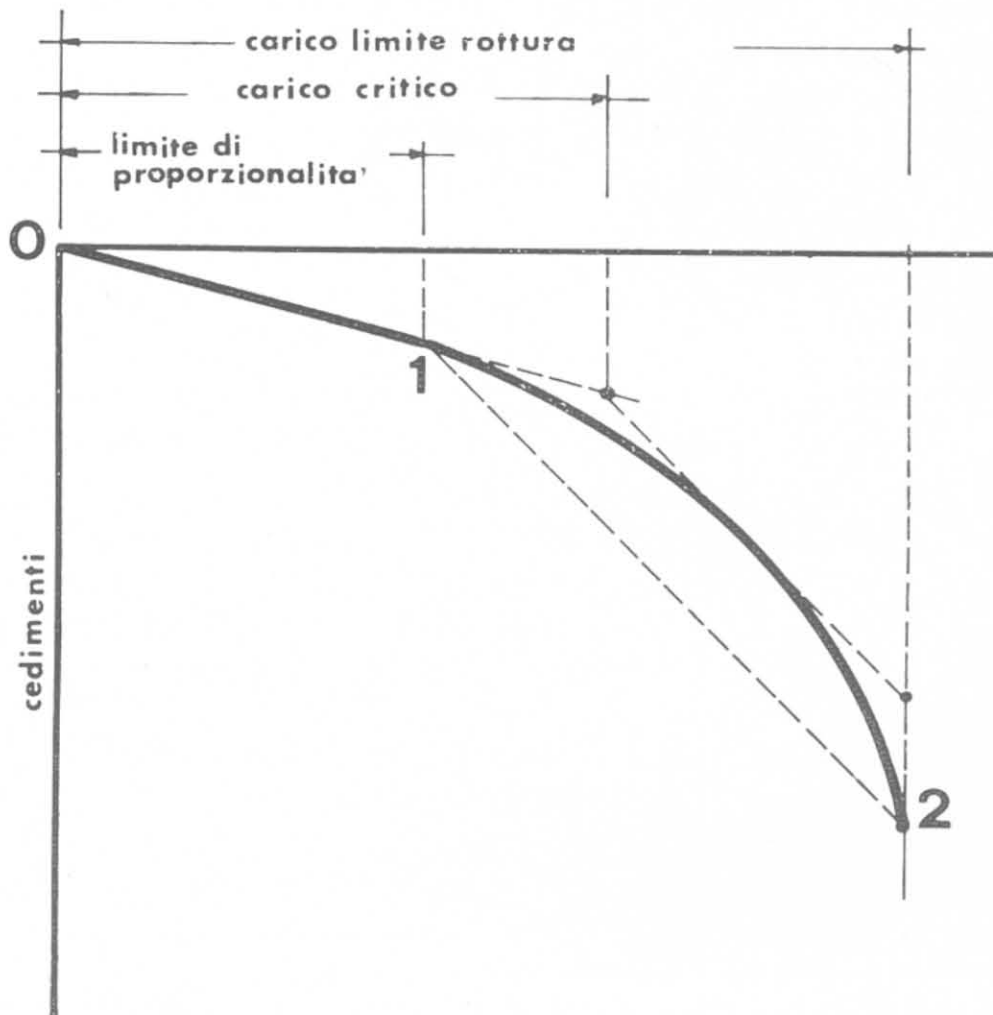


Fig. 20-6 - Determinazione del carico limite di rottura e del carico critico.

È indubbiamente più corretto giungere alla determinazione del carico ammissibile su un palo non in funzione dei cedimenti ma in funzione del *carico limite* letto sul diagramma della prova stessa. Ciò presuppone che siano norma-

lizzate le modalità di applicazione del carico e di tracciamento del diagramma. Il criterio più semplice è quello di esaminare la curva carichi-cedimenti e giudicare il valore del carico oltre il quale gli incrementi di cedimento non sono più proporzionali ai carichi. Ma è subito necessario distinguere tra *carico al limite di proporzionalità* come sopra indicato e *carico al limite di rottura* che si ottiene quando si supera la resistenza del terreno intieramente mobilizzata. Terzaghi (1942) ritiene che in tal caso il cedimento del palo raggiunga il 10% del diametro.

Una interpretazione accettabile del *limite di rottura* è quella che lo definisce come punto di intersezione di due tangenti, quella iniziale e quella finale del diagramma (fig. 20-6) carichi-cedimenti.

È opportuna l'introduzione del concetto di *carico critico* come punto del diagramma in cui ha inizio un rapido aumento della pendenza, per il quale avvengono nel terreno deformazioni plastiche non reversibili. Con riferimento alla fig. 20-6 detto punto è individuato come intersezione della tangente iniziale con la tangente parallela al segmento 1-2, ed è in genere compreso fra il 60% e il 70% del carico limite. Assumendo come *carico ammissibile* il 35 ÷ 40% del carico limite se ne deduce che detto carico è valutato intorno al 65% del carico critico. Ciò corrisponde al *coefficiente* 1,5 che molto spesso viene adottato nelle prove di carico di collaudo per pali che devono essere successivamente utilizzati nella fondazione. A questo carico corrispondono cedimenti irreversibili della base limitati a pochi millimetri.

La prova di carico, anche correttamente eseguita, *non risolve affatto* il problema dei cedimenti in terreni argillosi che non si manifestano totalmente nel breve tempo della durata di una prova. Il cedimento è infatti causato, come è noto, dalla espulsione dell'acqua e dall'assestamento dei grani; nei terreni argillosi limosi il contenuto d'acqua è rilevante ed il tempo occorrente supera di gran lunga quello compatibile, in pratica, con una prova di carico. Il cedimento dovuto all'assestamento dei grani è ancor più lento ed i suoi incrementi sono proporzionali generalmente al logaritmo del tempo. Il cedimento è proporzionale, come è noto, al quadrato del percorso verticale che l'acqua deve seguire per raggiungere lo strato permeabile. Meardi (1967) ritiene che il cedimento di una palificata e la sua portata limite finale non possano essere valutati dall'esame delle prove di carico ma solo attraverso i risultati di prove geotecniche eseguite nel terreno attraversato dalla palificata e soprattutto in quello sottostante. In questo strato l'esame andrà riferito all'intero spessore nel quale le sollecitazioni, e quindi i cedimenti, mantengono valori apprezzabili.

Le prescrizioni edite dall'Institution of Civil Engineers (1978) ⁽¹⁾ raccomandano che il carico massimo applicato ad un palo che venga poi utilizzato sia 1,5 volte il carico di esercizio. Le norme suggeriscono l'andamento della prova

⁽¹⁾ "Piling model procedures and specifications", Institution of Civil Engineers, Londra, 1978.

di carico secondo il seguente schema:

Carico in percentuale del carico di esercizio	Tempo minimo di applicazione del carico
25	1 ora
50	1 ora
75	1 ora
100	1 ora
75	10 minuti
50	10 minuti
25	10 minuti
0	1 ora
100	6 ore
125	1 ora
150	6 ore
125	10 minuti
100	10 minuti
75	10 minuti
50	10 minuti
25	10 minuti
0	1 ora

Questo non si discosta molto dalle osservazioni fatte in precedenza.

In Italia esistono istituzioni tecniche a forma di capitolati speciali di appalto edite a cura dell'Ing. Gino Bongiani (1966) ed altri per la progettazione e l'esecuzione di costruzioni edilizie pubbliche e private in applicazione delle disposizioni di legge regolamentari e ministeriali. Nel capitolo dedicato alle prove di carico sui pali si dice che i carichi di prova non dovranno mai essere minori di 2 volte il carico di esercizio e possibilmente di 2,2 volte in presenza di terreni coerenti non consolidati e 3 volte nelle zone sismiche.

Secondo gli Autori in presenza di terreni argillosi plastici o limi dovranno essere sempre eseguite prove di carico a rottura, intendendo per carico di rottura il carico limite con il quale il palo affonda nel terreno sotto carico costante, senza stabilizzazione e senza ritorno.

Per altre informazioni si rimanda al testo della pubblicazione. Per ulteriori notizie sulla normativa geotecnica e sulla progettazione dei pali si veda la memoria di P. Colombo (1985) ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ P. COLOMBO, "Progetto dei pali alla luce della vigente normativa geotecnica", XII CGT, 1985.

20-5 Controllo non distruttivo dei pali.

È opportuno fare un accenno, in chiusura del capitolo sulle prove di carico, ai metodi esistenti per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione, cioè per l'esame a) della diminuzione di resistenza del calcestruzzo per dilavamento o per cavità dovute a un difetto di getto, b) di eventuali restringimenti della sezione (per pali non rivestiti), c) di rottura del palo stesso.

Le prove di carico, quando i pali raggiungono le attuali dimensioni e portate, diventano proibitive sia dal punto di vista tecnico che economico. L'esame dell'integrità del palo consente di eliminare ogni ragionevole dubbio sulla qualità della struttura di fondazione sia essa un palo profondo o un pannello di diaframma.

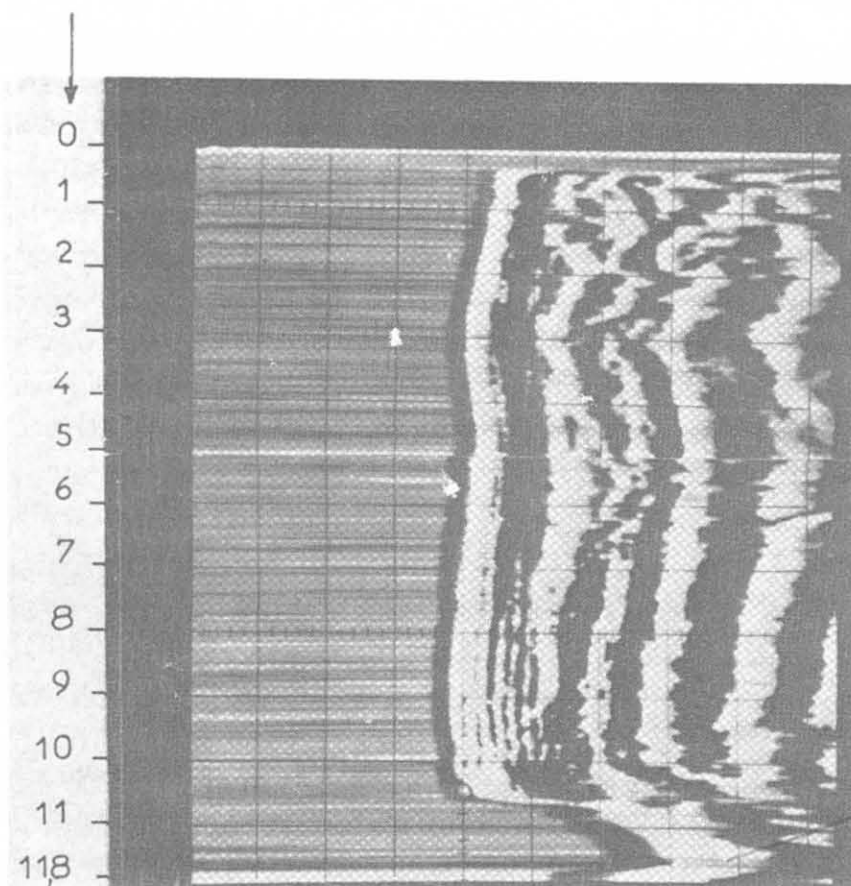


Fig. 20-7 - Diagrafia di un palo con difetto alla base eseguita col metodo del carotaggio sonico.

Il metodo del *carotaggio sonico* consente l'individuazione di degradazioni anche parziali del calcestruzzo (segregazioni, inclusioni di fanghi bentonitici, dilavamenti, fessurazioni) mediante la lettura di reperti fotografici istantanei. Occorre per questo metodo che vengano inseriti nel getto, normalmente collegati all'armatura metallica, tubi metallici da un pollice e mezzo distanti fra loro non più di 2 m. Il C.E.B.T.P. ⁽¹⁾ di Parigi ha compiuto, a partire dal 1963, un va-

⁽¹⁾ Centre Experimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics.

sto studio sperimentale: le anomalie prese in considerazione per lo studio sperimentale del metodo sono rappresentative dei difetti che normalmente si trovano nei pali trivellati quali quelli indicati in precedenza. La fig. 20-7 indica ad esempio la *diagrafia* di un palo lungo 12 m con difetto alla base per deposito di fango.

Il sistema esamina il calcestruzzo del palo radialmente per un raggio di circa 1 m intorno al foro o al tubo installato (1).

Metodo radiometrico. Può essere impiegato anche in calcestruzzo fresco e l'area esaminata intorno al foro di ispezione è simile alla precedente. È più economico. È molto sensibile in caso di vuoti e di inclusioni.

Metodo sismico o metodo dell'eco. Il getto del calcestruzzo deve avere almeno 7 giorni ed essere assolutamente continuo. Non è applicabile a pali ad elementi. Viene esaminata la risposta della testa del palo quando questa è eccitata da un impulso meccanico verticale.

Metodo delle vibrazioni o reazione dinamica. Un vibratore elettrodinamico è applicato sulla testa del palo opportunamente preparata ed il palo è soggetto ad una vibrazione continua. Il metodo è stato sviluppato da CEBTP ed è ora largamente impiegato. Non richiede la preparazione preventiva con tubi e, nella maggior parte dei casi, è in grado di valutare se il difetto è tale da compromettere la struttura.

Metodi elettrici. Di basso costo, usano attrezzature geofisiche standard: possono essere impiegati anche in calcestruzzi freschi anche se i risultati possono variare con il tempo di stagionatura del calcestruzzo. Il metodo non è applicabile se l'armatura metallica del palo è limitata a pochi metri (2).

(1) E. CARABELLI, G. LIBERATI, "Controlli non distruttivi dei pali di fondazione", XII CGT, 1985.

(2) Per un più vasto esame dei metodi per il controllo non distruttivo dei pali ed il loro costo si veda l'opera citata di Fleming, cap. VIII. Si vedano anche gli Atti del Convegno "Il ruolo dei controlli non distruttivi nelle opere di ingegneria", CONTROLS, Milano, ott. 1985.

PLINTI E PIASTRE DI COLLEGAMENTO SUI PALI

21-1 Generalità.

Il peso della costruzione si trasmette alla palificata attraverso plinti isolati o travi in cemento armato che differiscono secondo la natura del carico (concentrato o distribuito) ed il numero dei pali.

Dove occorrono più di 4 ÷ 5 pali i plinti si trasformano in vere piastre di collegamento la cui rigidità contribuisce a distribuire il più uniformemente possibile il carico sui pali (fig. 21-1). Se si temono assestamenti del fabbricato

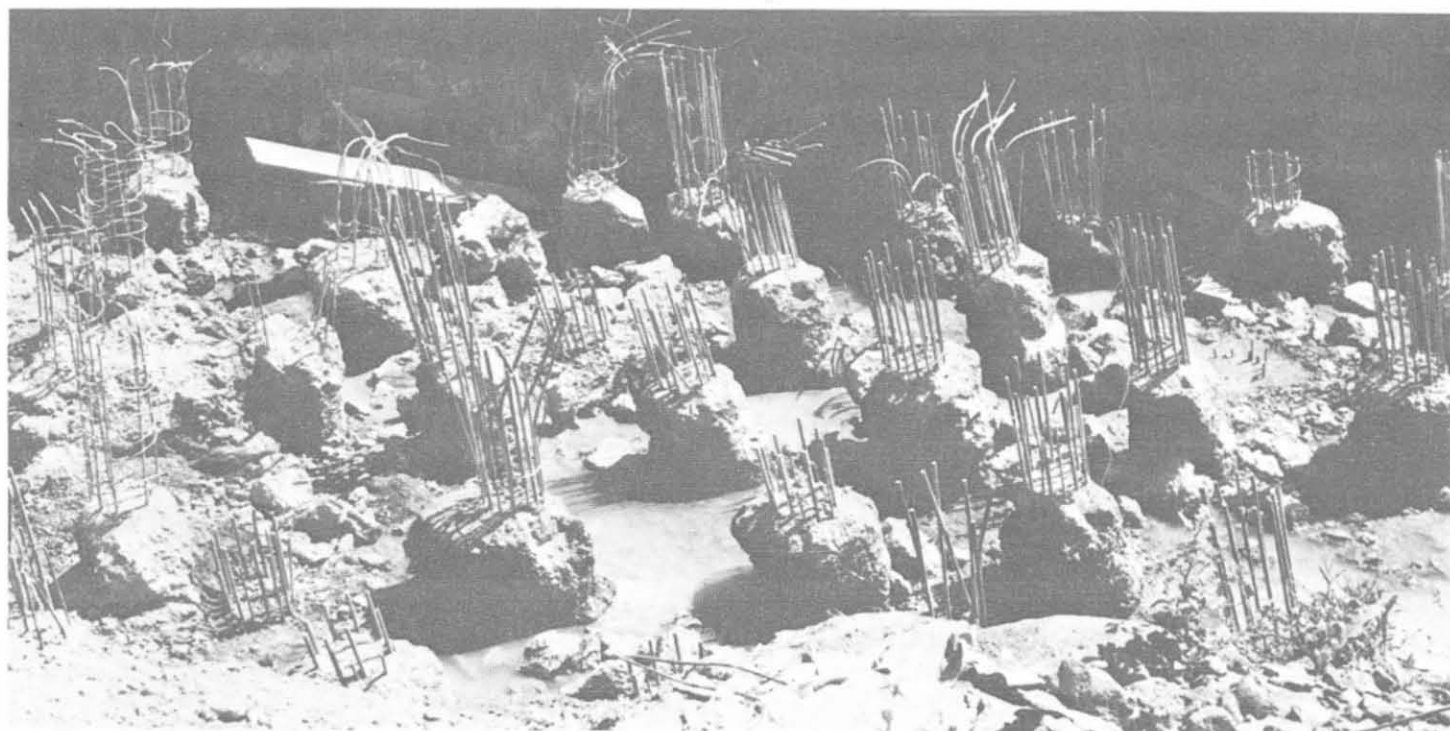


Fig. 21-1.

per la natura del terreno è opportuno scaricare il peso dei pilastri non su plinti isolati, ma su travi continue, collegate in tutti i sensi (zattere) per ottenere un cedimento il più possibile uniforme.

In taluni casi è consigliabile costruire travi pareti in c.a. fra i pilastri del piano scantinato così da dare alla struttura maggiore rigidità.

Esamineremo separatamente i vari tipi di plinti e di piastre, sia nei casi comuni di carico centrato che in alcuni casi particolari di carico eccentrico e di spinte, indicando le norme generali del calcolo.

Le teste dei pali dovranno essere ben ripulite e ridotte a quota uniforme prima del getto del calcestruzzo e della posa in opera dei ferri.

Se i pali sono in calcestruzzo le teste vanno scalpellate in modo da ottenere delle superfici vive e scabre sulle quali il nuovo getto possa fare ottima presa.

È molto importante che il collegamento fra la testa del palo ed il plinto avvenga in modo corretto: purtroppo per incuria talvolta si creano i presupposti di conseguenze dannose (fig. 21-2).

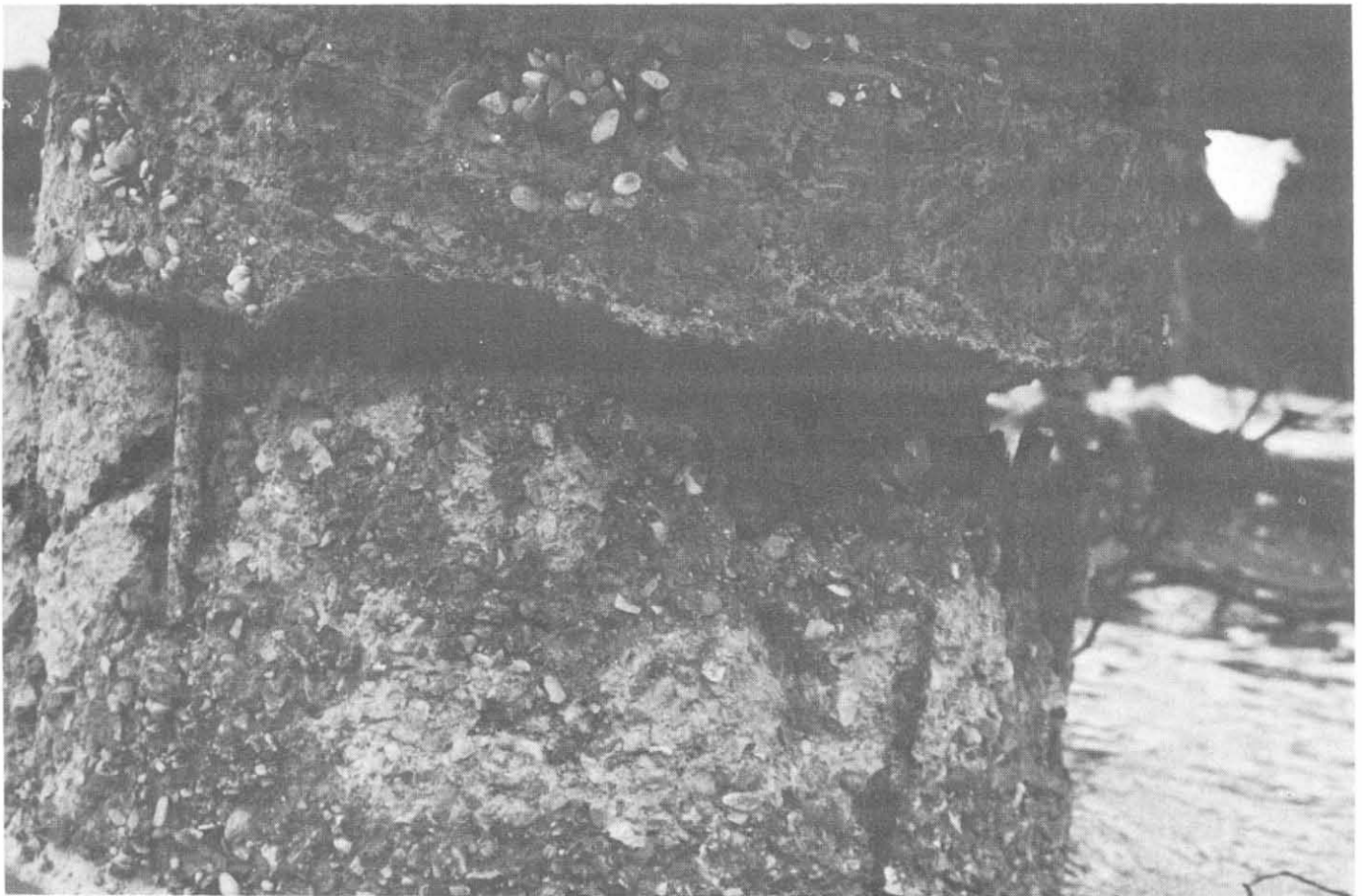


Fig. 21-2 - Si noti il collegamento difettoso tra il palo e il plinto di fondazione.

21-2 Plinti su 2 pali.

Sostengono in genere pilastri non eccessivamente caricati perchè, se la natura del terreno lascia prevedere qualche assestamento, è prudente distribuire il carico su 3 pali. L'interasse dei pali è di norma 3 volte il diametro.

La fig. 21-3 indica un esempio di plinto su due pali di medio diametro.

Esaminiamo il calcolo secondo i due metodi normalmente in uso considerando il plinto sia come solido soggetto a flessione, sia come struttura reticolare a tre cerniere.

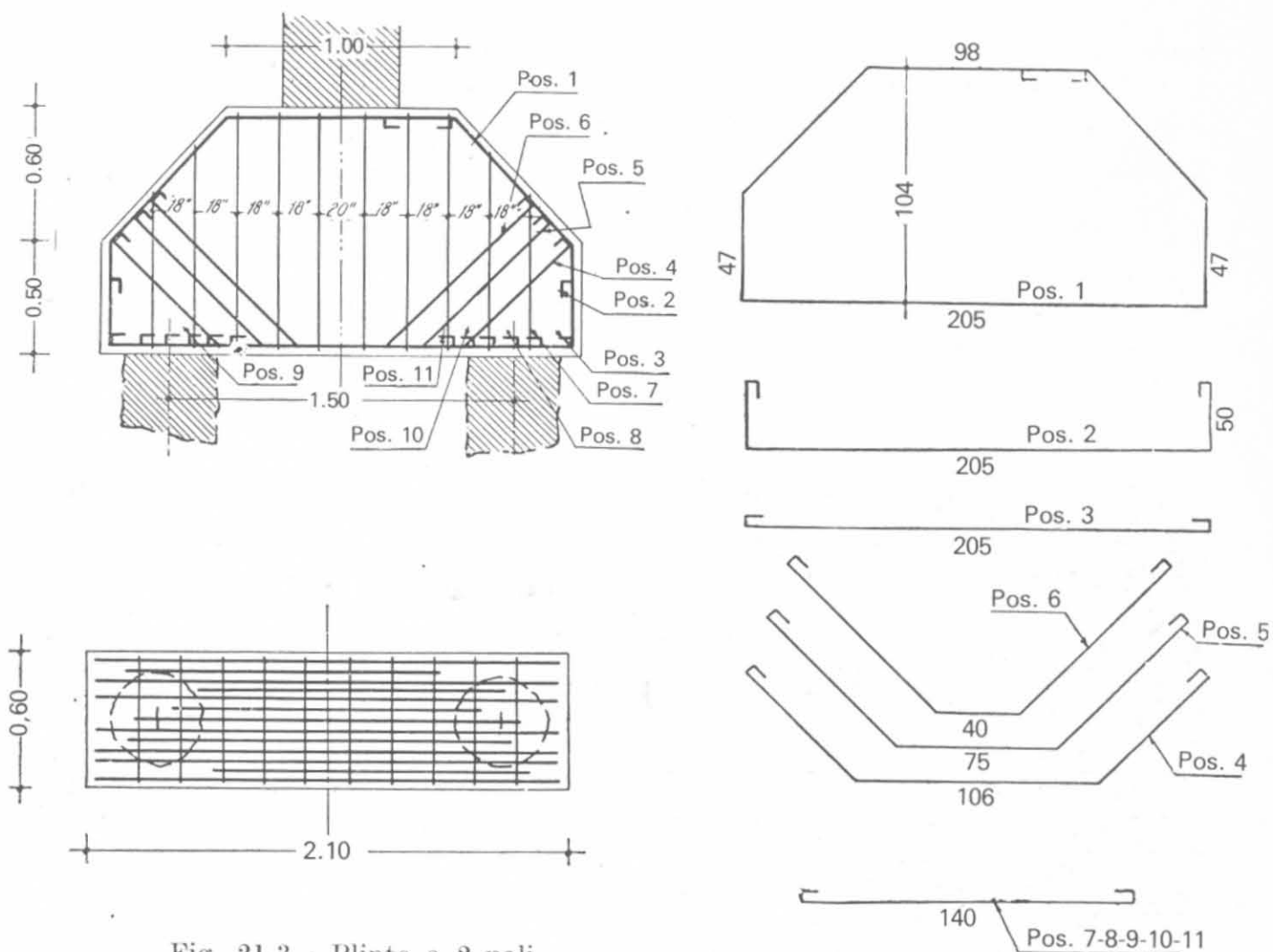


Fig. 21-3 - Plinto a 2 pali.

Nel primo caso, con riferimento alla fig. 21-4 avremo:

$$M_x = R \frac{i}{2} \tag{21-1}$$

$$F = \frac{R i}{2 h}$$

Nell'ipotesi che la sezione di massimo momento sia quella passante per il bordo esterno del pilastro ($x' x'$)

$$M_x = \frac{R}{2} (i - d) \tag{21-2}$$

$$F = \frac{R}{2 h} (i - d)$$

Nel secondo caso, riferendoci alla fig. 21-5 consideriamo l'effetto di un carico infinitesimale $p dx$ che agisce sulla testa del plinto in un punto distante x dal suo asse. Esso provocherà le reazioni sui pali $d Ra$ e $d Rb$ e la tensione dF tra A e B .

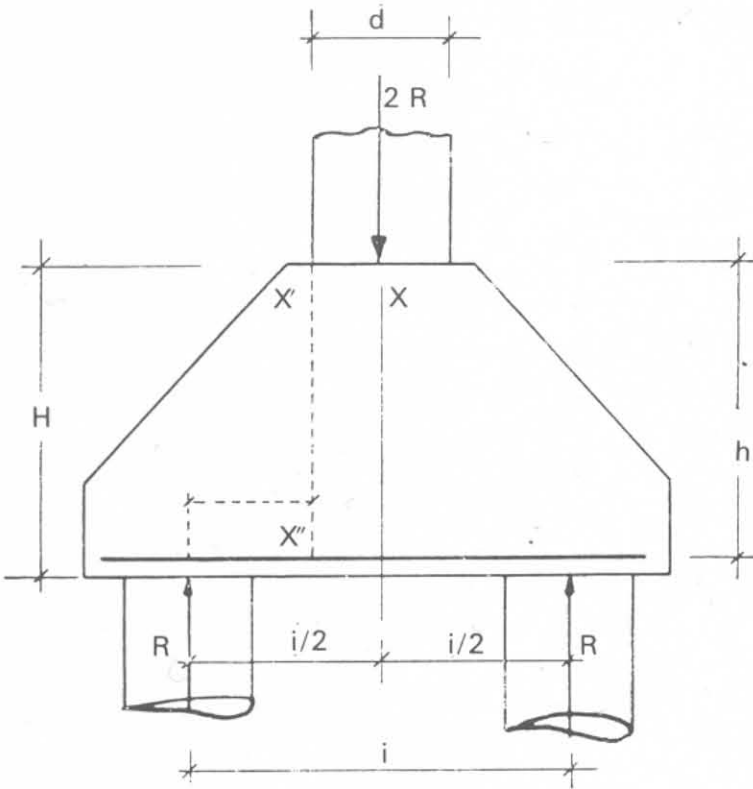


Fig. 21-4.

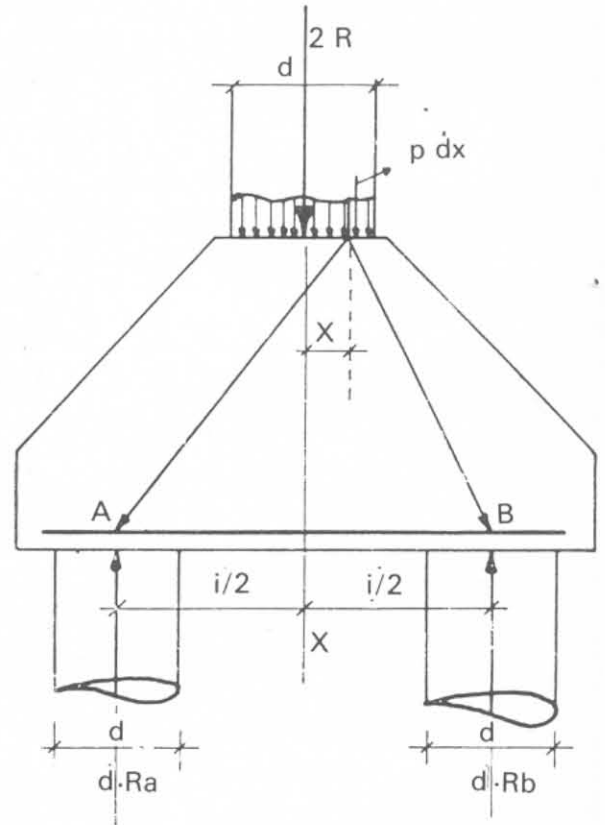


Fig. 21-5.

Avremo:

$$d Ra = p dx \frac{\frac{i}{2} - x}{i} \quad (21-3)$$

$$d Ra = p dx \frac{i - 2x}{2i}$$

e

$$d Mx = d Ra \cdot \frac{i}{2} + x$$

$$d Mx = d Ra \frac{2 + 2x}{2}$$

ed infine

$$d F = \frac{d Mx}{h} = d Ra \frac{i + 2x}{2h} \quad (21-4)$$

Sostituendo la (21-3) nella (21-4) avremo

$$dF = p dx \frac{i - 2x}{2i} \cdot \frac{i + 2x}{2h}$$

$$dF = p dx \frac{i^2 - 4x^2}{4ih}$$

ed integrando

$$F = 2 \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{i^2 - 4x^2}{4ih} p dx$$

da cui

$$F = \frac{R}{2h} \left(i - \frac{a^2}{3i} \right) \quad (21-5)$$

trascurando il termine $\frac{a^2}{3i}$ molto piccolo si ha

$$F = \frac{Ri}{2h} \quad (21-6)$$

Come si vede le due ipotesi conducono allo stesso risultato, in quanto la (21-6) coincide con la (21-1).

21-2-1 IPOTESI DI CARICO TRIANGOLARE.

Osservando le fasi della rottura di un modello sperimentale e l'andamento delle lesioni sembra lecito supporre che il carico trasmesso dal pilastro si diffonda con angolo di 45° con l'orizzontale e che i piani di rottura partano dai bordi interni dei pali, sempre inclinati a 45° (fig. 21-6).

Sia per ipotesi $A'B'C'$ il diagramma di carico sul piano $A'B'$, e sia $A'B'$ uguale a $i + D$. Sia G il baricentro dell'area triangolare $A'C'E$ e $\frac{i + D}{6}$ la sua distanza dall'asse XX . Il momento massimo sarà

$$M_{xx} = R \frac{i}{2} - R \frac{i + D}{6} = \frac{R}{6} (2i - D) \quad (21-7)$$

e la tensione nei ferri

$$F = \frac{R}{6h} (2i - D) \quad (21-8)$$

Ponendo $i = 3 D$ la (21-8) diventa

$$M = \frac{5}{6} R D$$

$$F = \frac{5}{6 h} R \cdot D \tag{21-9}$$

e per $h = 0,9 H$ (altezza del plinto = H)

$$F = \frac{5}{5,4 H} R \cdot D = \text{circa } 0,9 \frac{R D}{H} \tag{21-10}$$

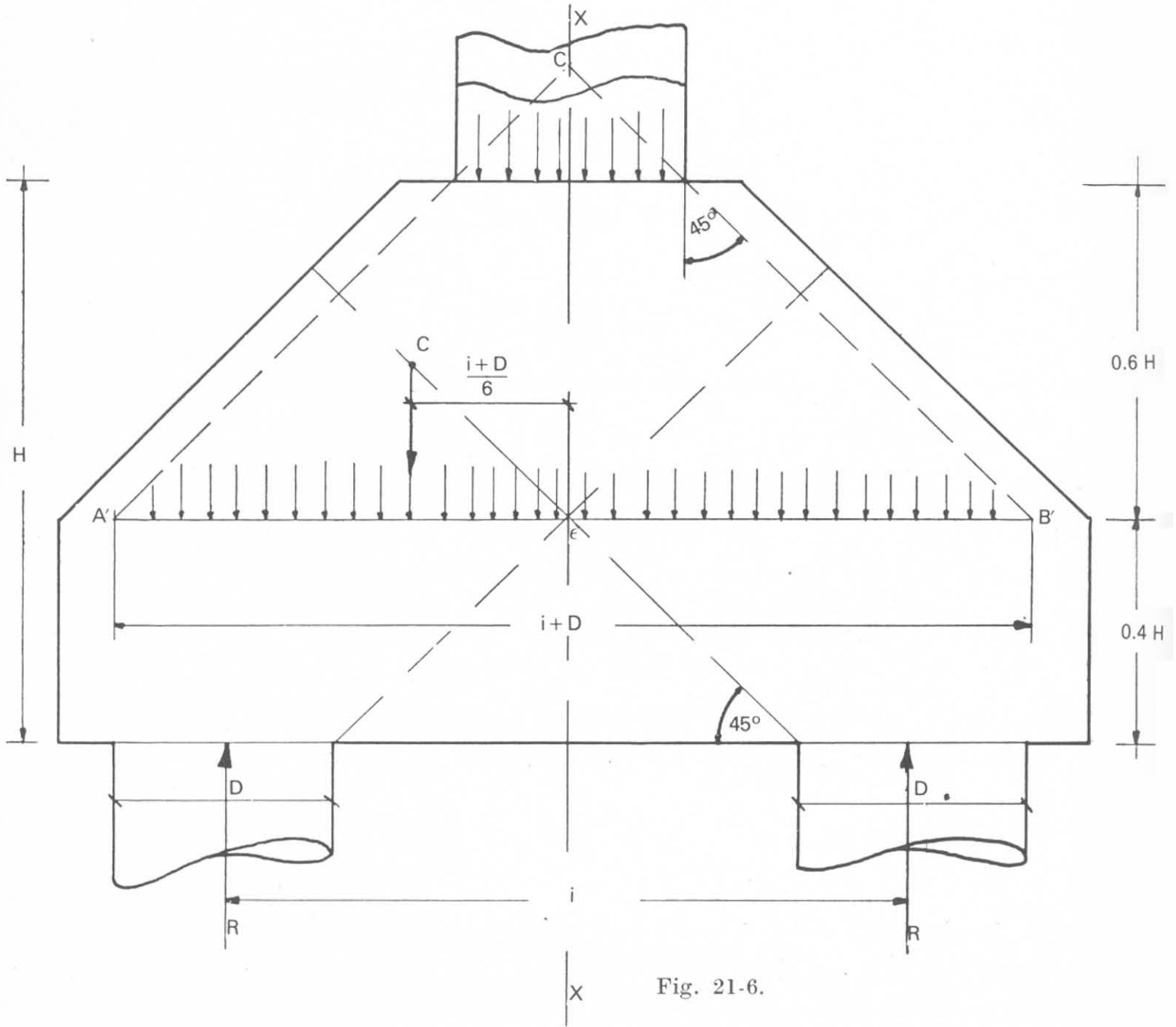


Fig. 21-6.

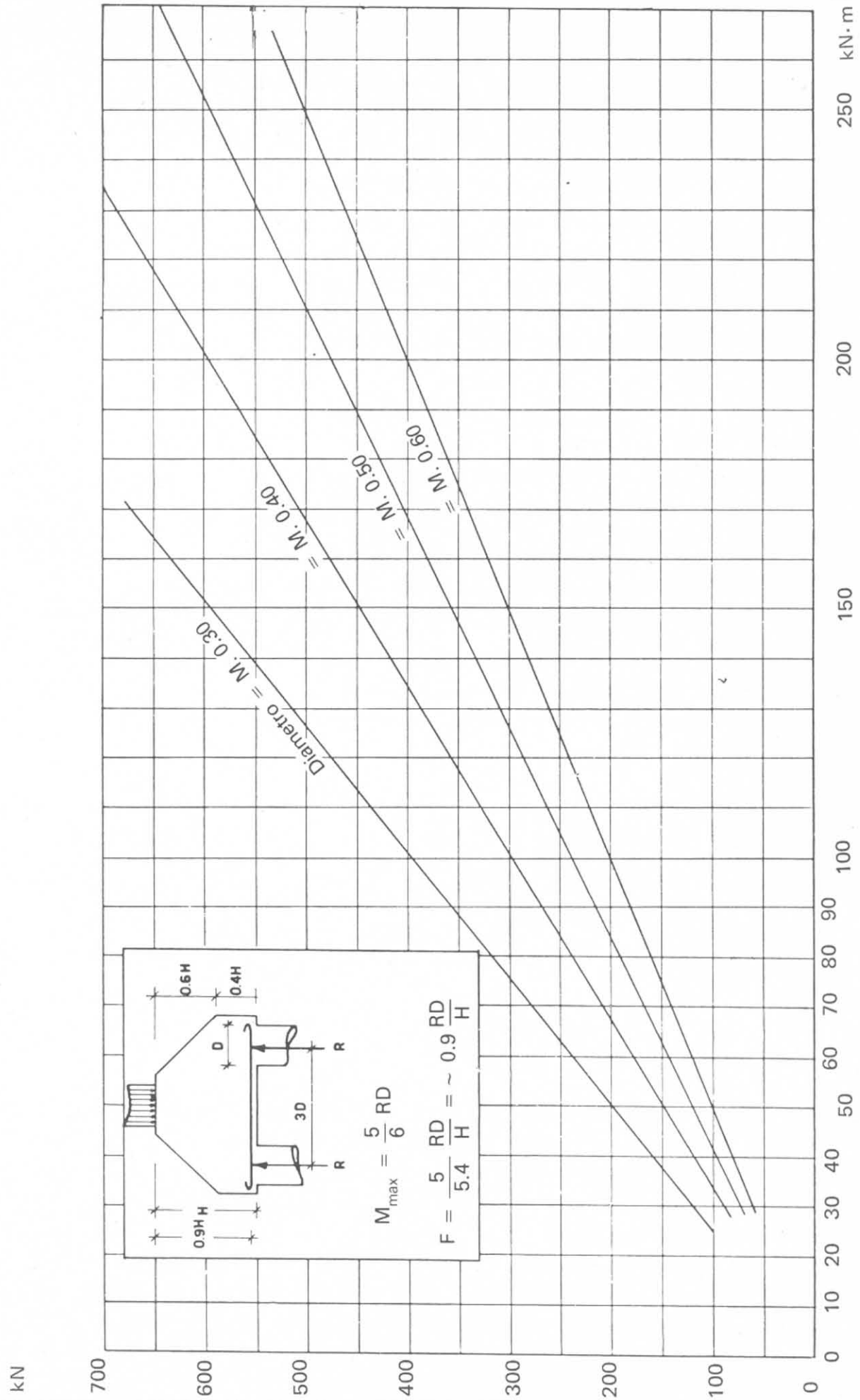


Fig. 21-7.

Con la (21-9) è stato costruito il diagramma indicato in fig. 21-7 per diversi diametri e differenti valori di R .

Nella ipotesi

$$D = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

$$R = 400 \text{ kN}$$

si trova

$$M_{xx} = 133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F = 148 \text{ kN}$$

Applicando invece la (21-6) si avrebbe

$$F = \frac{R \times 3 D}{2 \times 0,9 H} = 267 \text{ kN}$$

valore circa doppio del precedente.

21-3 Plinto su tre pali.

I pali sono equidistanti dal baricentro del pilastro.

Le armature possono essere disposte:

- secondo i lati del triangolo (fig. 21-8 *a*) formato dai pali;
- secondo i lati e le mediane (fig. 21-8 *b*);
- esclusivamente nel senso delle mediane (fig. 21-8 *c*).

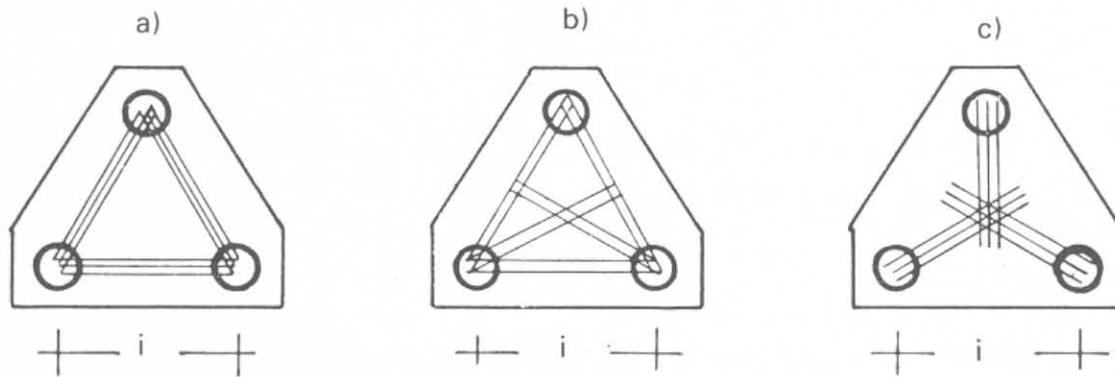


Fig. 21-8.

Dei tre tipi di armatura i sistemi *a*) e *b*) presentano dei coefficienti di sicurezza praticamente uguali sempre che, nel secondo caso, le armature lungo i lati rappresentino più della metà del totale dei ferri.

Il sistema *c*), invece, ha un coefficiente di sicurezza nettamente inferiore ai primi due.

Il plinto su 3 pali ha dato in ogni caso (Blevot 1957), coefficienti di sicurezza inferiori a quelli dei plinti su 4 pali. Ne può essere una causa la dissimmetria tra la figura di base del pilastro ed il triangolo che ha per vertici i centri dei pali: le figure non sono omotetiche e non presentano gli stessi assi di simmetria.

CAPITOLO XXII

INSUCCESSI NELL'IMPIEGO E NELL'ESECUZIONE DEI PALI

22-1 Generalità.

L'evoluzione delle fondazioni con pali ha portato un valido e decisivo contributo alla tecnica delle costruzioni ed ha permesso la realizzazione di opere così grandiose che diversamente sarebbe stato più difficile, se non impossibile, attuare con il necessario grado di sicurezza.

Si pensi, ad esempio, alle fondazioni dei grattacieli americani dall'Empire State Building alla torre latino-americana di Città del Messico ed in Italia alle fondazioni dei maggiori viadotti sulle autostrade.

L'utilizzazione dei diaframmi, sia continui che ad elementi compenetrati, ha risolto il problema degli scavi profondi in vicinanza di fabbricati esistenti, agevolando la soluzione tecnica per la costruzione delle metropolitane.

In un'infinità di casi i pali vengono ben progettati e bene eseguiti, ma talvolta, purtroppo, ci si trova di fronte ad insuccessi che disorientano e demoralizzano: la verità è che nella maggioranza di questi casi i pali sono stati male progettati, non essendosi tenuto conto di tutte le caratteristiche della costruzione e del terreno. Chi progetta una fondazione deve avere la conoscenza dei fenomeni che avvengono nel terreno dopo la costruzione e deve responsabilmente superare esigenze di economia poiché l'economia sovente si trasforma in un danno irreparabile.

Desidero chiudere queste pagine illustrando alcuni casi particolari, sia noti dalla letteratura tecnica che incontrati nella pratica, perché è dall'esame dei fatti e soprattutto degli insuccessi che si formano l'esperienza e l'intuizione professionale.

22-2 Insuccessi dovuti ad errori di progettazione.

22-2-1 PILA DI UN PONTE SUL TAPIA.

In seguito al crollo di una pila di un ponte sul Tapia in Ungheria (Szechy 1966) fu ricostruita la fondazione entro un diaframma di palancole infisse sino alla profondità di 3 m sotto il livello dell'acqua. All'interno del palancoolato fu prevista l'infissione di pali in legno di 5 m con interasse di 90 cm.

Il terreno era costituito da sabbie sciolte, fini. Dopo il palancoato fu eseguito lo scavo all'interno di esso e fu iniziata l'infissione dei pali di legno (fig. 22-1) con il risultato di peggiorare con la vibrazione lo stato di liquefazione delle sabbie, di aprire i giunti delle palancole e di far fluire il terreno all'interno.

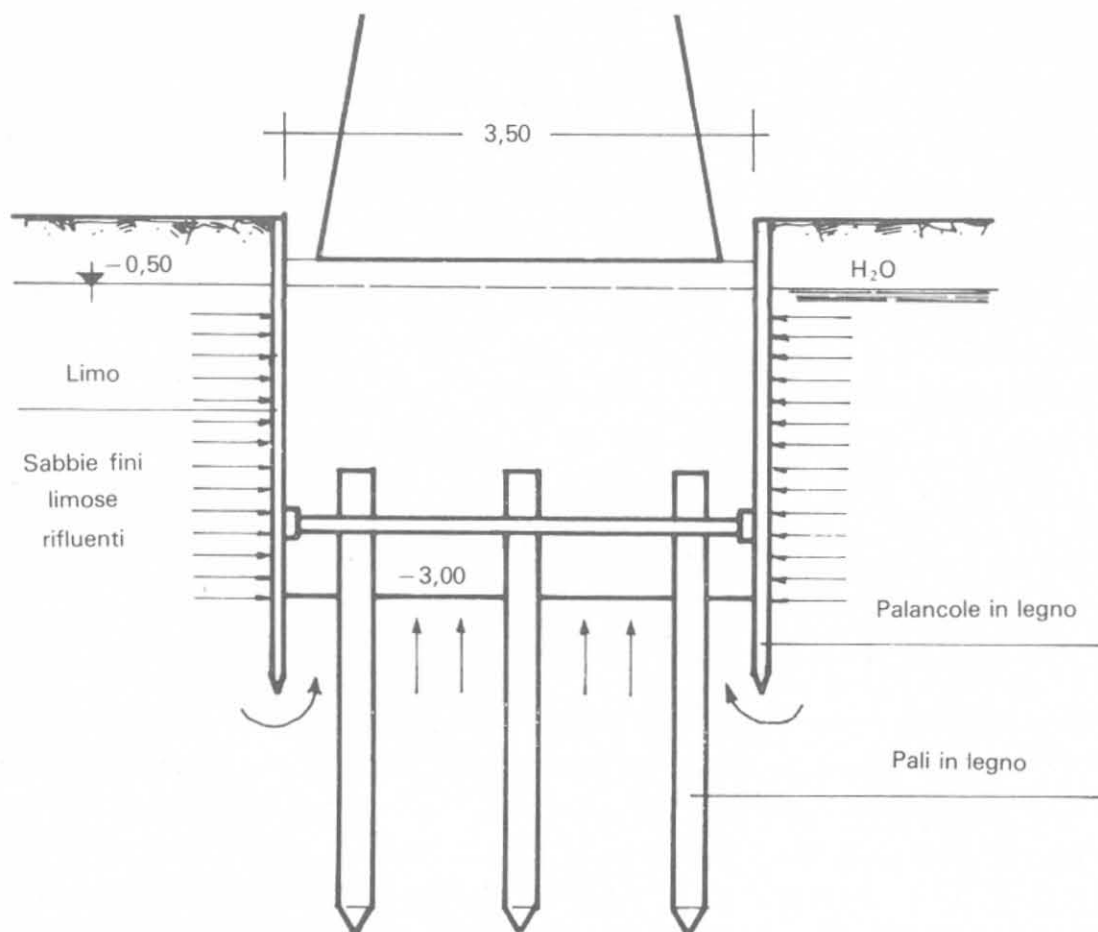


Fig. 22-1 (Szechy).

Inoltre la battitura di un palo provocava il sollevamento di quelli già infissi per l'impossibilità del terreno di espandersi lateralmente data la presenza del palancoato. Si convenne infine che il lavoro non poteva essere così continuato poichè comprometteva sia la stabilità del diaframma che la portata dei pali; fermate le pompe fu ripristinato il livello originario dell'acqua e furono infissi pali più lunghi a partire da una quota superiore. Si eliminarono pertanto le infiltrazioni e si rese possibile il completamento del lavoro. La ragione principale dell'insuccesso è dovuta all'eccessiva precauzione del progetto poichè era superflua l'infissione dei pali all'interno del diaframma.

L'approfondimento della fondazione, contenuta dal diaframma stesso che impediva gli spostamenti laterali del terreno, era di per se stessa sufficiente a garantire la stabilità richiesta all'opera.

22-2-2 SILO A SZOLNOK.

Altro esempio di palificata che poteva essere evitata è quella relativa alla fondazione di un silo a Szolnok (Széchy 1966). Il terreno era costituito

da argille scure miste a torbe sino a $-4,50$ soprastanti una stratificazione di argille grigio-verdastre con contenuto d'acqua spesso superiore al limite di plasticità. Un primo silo costruito nella zona aveva subito un cedimento di 30 cm in seguito ad un lungo periodo di consolidamento. Si volle evitare questo cedimento nella costruzione del secondo silo e furono progettati pali gettati in opera con cassaforma infissa del diametro di 40 cm lunghi 12 m, con interasse di 1,35 m. I pali appoggiavano su uno strato di limo bruno compatto. Di mano in mano che procedeva l'infissione dei pali quelli già eseguiti si sollevavano. La pressione laterale si traduceva in un sollevamento della superficie del terreno dato che per la scarsa permeabilità l'acqua espulsa dai pori non poteva essere rapidamente assorbita dal terreno circostante. Di conseguenza i pali risultarono lesionati per un certo tratto. Il problema fu risolto aumentando l'interasse dei pali battuti da 1,35 m a 2,50 m ed inserendo fra di essi dei pali trivellati di 33 cm di diametro. I pali lesionati furono iniettati. Ad opera ultimata il cedimento risultò circa la metà di quello del silo precedente ma tutta la spesa supplementare avuta ed il tempo perso non erano certo giustificati dai risultati ottenuti, tanto più che il cedimento, uniforme, non avrebbe recato alcun danno.

22-2-3 STAZIONE MARITTIMA DI LE HAVRE.

Un esempio caratteristico di errore nella progettazione della palificata si è avuto nella fondazione della stazione marittima di Le Havre (1932). La struttura appoggiava in parte su una zattera esistente appoggiata su pali di legno lunghi 30 m: la nuova fondazione era costituita da pali in cemento armato lunghi 10 m infissi attraverso un rilevato appoggiato su uno strato di ghiaia e sabbia di 2,40 m soprastante un banco di 18 m di argilla compressibile. Sotto l'argilla si trovavano ghiaia e sabbia per notevole profondità. Furono eseguite prove di carico preventive che indicarono cedimenti variabili da 6 a 12 mm con un carico da 600 a 1000 kN; se ne concluse che era inutile approfondire i pali sino allo strato di ghiaia profondo e che era possibile eseguire pali di 10 m con 420 kN di carico. Durante l'esecuzione dei lavori di elevazione, quando il carico medio sui pali non aveva ancora superato i 100 kN la struttura subì notevoli cedimenti con una velocità da 6 a 14 mm al mese, tanto che dopo due anni il cedimento massimo differenziale risultò di 35 cm. Le conseguenze furono gravi soprattutto per la non uniformità del cedimento. Per consolidare la fondazione furono eseguiti, fra i vecchi plinti, pali tipo Mega in c.a. infissi con i martinetti idraulici, profondi 30 m e collegati alla struttura esistente con travi in cemento armato precompresso. La soluzione rappresenta una delle prime applicazioni del sistema Freyssinet.

Alla base di tutto sta l'errore di non aver considerato che il bulbo di pressione di un singolo palo durante la prova di carico non avrebbe interessato lo strato di argilla compressibile che sarebbe invece stato influenzato dal carico trasmesso dall'intera palificata.

Ancora una volta si deve sottolineare come i risultati delle prove di carico,

se non bene interpretati, possono condurre a soluzioni errate con conseguenze spesso assai gravi.

22-2-4 EDIFICIO A PESCARA.

Si ricorda il caso di un importante edificio a Pescara esaminato dallo scrivente. Il terreno era costituito da uno strato di argilla sabbiosa con limo sino a 6 m, da uno di ghiaia e sabbia con acqua fra i 5,50 ed i 9 m, sotto il quale si trovava argilla sabbiosa molto plastica e torbosa vicina al limite fluido per una profondità di oltre 40 m. Il contenuto di acqua variava dal 50 al 72%. La resistenza a compressione ed espansione libera variava da 30 a 50 kN/m². Il modulo di compressibilità ricavato dalle prove edometriche variava da 1400 a 1800 kN/m². Le fondazioni erano state previste con pali trivellati di 13 m appoggiati nell'argilla fluida dopo aver attraversato lo strato di ghiaia. Le prove di carico fatte in corso dei lavori denunciarono l'insufficienza di portata dei pali trivellati che raggiungevano il carico di rottura a 150÷200 kN.

Dopo l'intervento dell'Autore la soluzione a pali trivellati fu abbandonata. Fu eseguito un palo trivellato lungo 6,50 m del diametro di 42 cm ed infisso per un metro nella ghiaia: questo palo fu provato a rottura. Si raggiunse a 100 kN il limite di proporzionalità, a 160 circa quello di snervamento e a 200 il carico di rottura con un cedimento di 40 mm, pari al 10% del diametro. La portata del palo era dovuta esclusivamente alla base poiché nessun effetto di costipamento poteva far considerare un contributo d'aderenza nel primo tratto attraverso l'argilla sabbiosa. Ciò ci porta alla valutazione di N_q

$$N_q = \frac{200}{\gamma h A_0} = \frac{200}{16 \times 6,5 \times 0,15} = 12,8$$

che per $\varphi = 25^\circ$ corrisponde bene a quella indicata dal Terzaghi.

Poiché l'importanza dell'opera esigeva una assoluta uniformità di assestamento furono progettati ed eseguiti un diaframma di pali intorno al perimetro della costruzione profondo 15 m per impedire il rifluimento laterale delle argille ed una fondazione con pali prefabbricati infissi appoggiati sul banco di ghiaia (fig. 22-2). Per garantire una maggiore uniformità di assestamento, data la forte disuniformità dei carichi, lo strato di ghiaia venne consolidato con iniezioni di malte colloidali.

Ai pali infissi fu possibile affidare con sicurezza il carico di 200 kN: ciò mette ancora una volta in evidenza la differenza di comportamento di tali pali in terreni del genere. Il diaframma perimetrale fu completato prima dell'esecuzione dei pali mentre le iniezioni lo furono successivamente. Furono iniettati per m² di superficie una media di 620 kg di sabbia e 700 kg di cemento che a m³ corrispondeva rispettivamente a 250 e 225 kg cioè ad un indice dei vuoti del 15÷20%.

L'edificio fu realizzato senza denunciare apprezzabili cedimenti.

22-2-5 EDIFICIO A BUDAPEST.

Un esempio che per molti aspetti richiama il precedente è riportato da

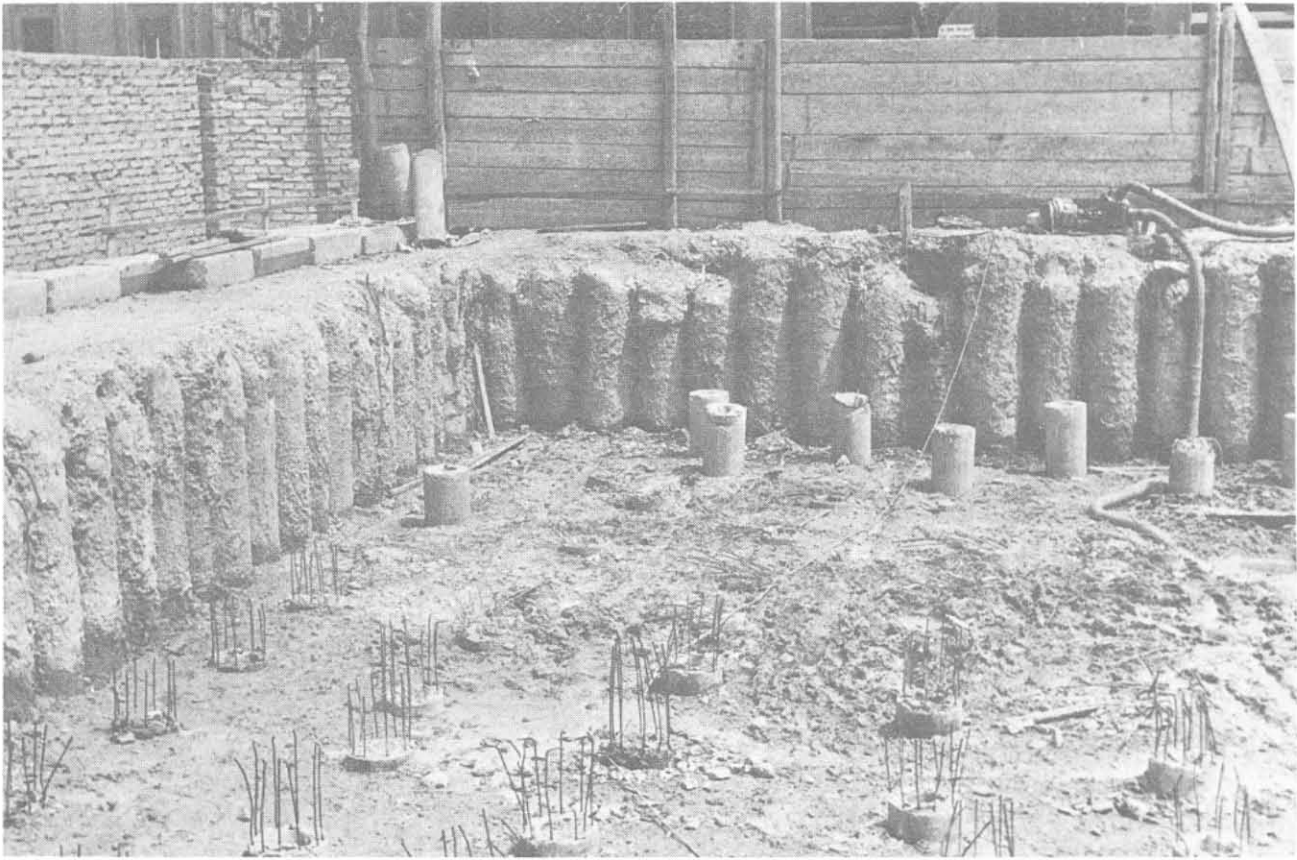
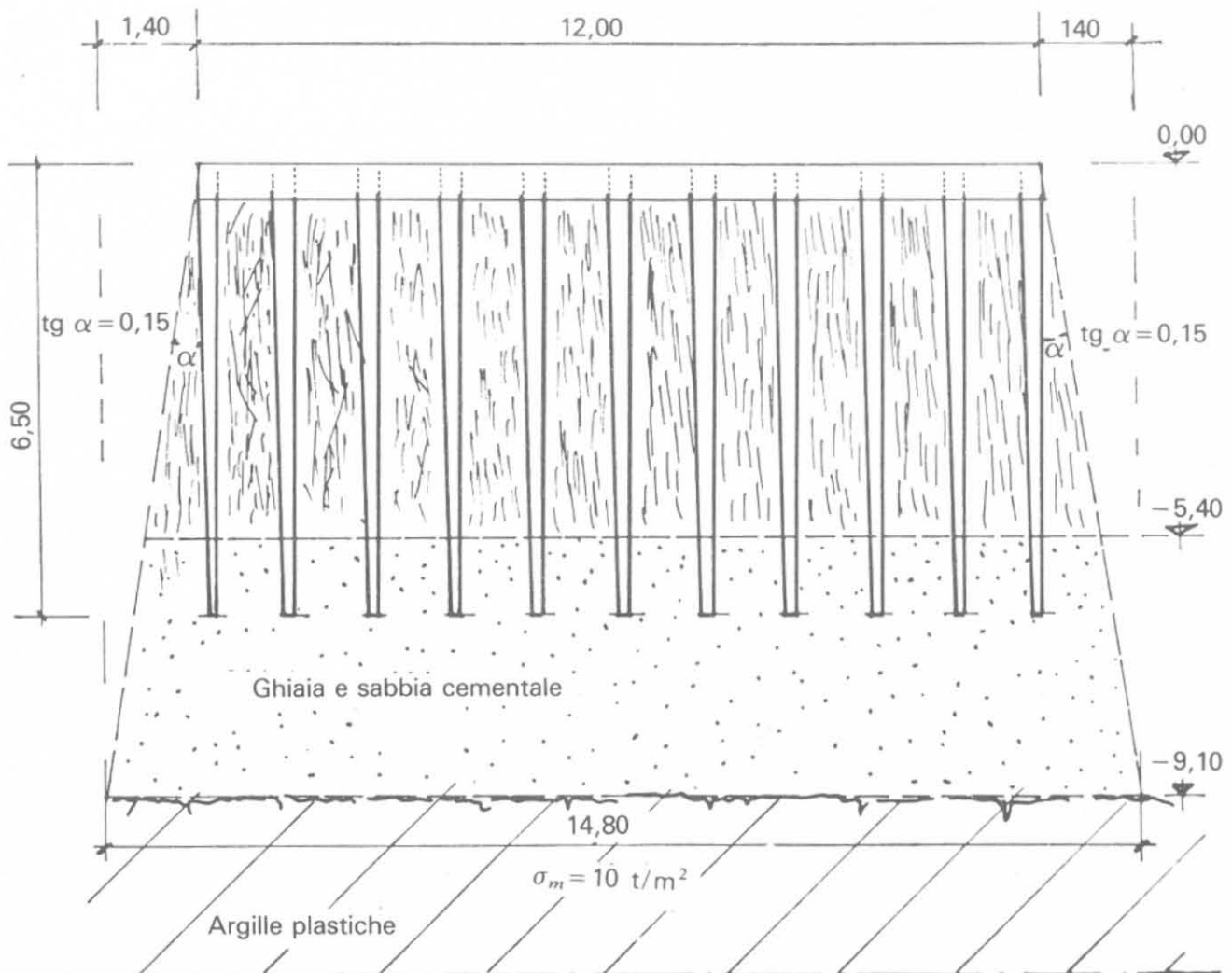


Fig. 22-2 - Fondazioni con diaframma di pali trivellati e pali prefabbricati portanti (Fondacem); (sotto) schema della fondazione.



Széchy (1966) e conferma quanto danno possa recare la mancanza di un esame preliminare approfondito della fondazione. Per un edificio di 8 piani a Budapest erano previsti pali prefabbricati ed infissi appoggiati su un banco di ghiaia a $5 \div 6$ m di profondità. Il rifiuto che si otteneva era di 3 mm. I pali disponibili in cantiere avevano però lunghezze variabili da 5 a 7 m. Quando già molti pali più lunghi erano stati infissi ci si accorse che il rifiuto ultimo per i pali di 7 m era notevolmente maggiore: furono fatti dei sondaggi accurati e fu messa in evidenza la presenza di uno strato di sabbia fine rifluente oltre i 6 m di profondità con caratteristiche (densità relativa, percentuale dei vuoti) notevolmente inferiori al terreno ghiaioso sovrastante. Fu deciso allora di iniettare malta intorno ai gruppi di pali più lunghi per poter aumentare la densità del terreno e ristabilirne la portata.

22-2-6 PONTE NELLA PIANA REATINA.

Un tipico esempio dei danni causati dall'errata valutazione della spinta dei rilevati sulle spalle e sui pali di fondazione è fornito dal caso di un ponte su un canale di bonifica della piana reatina.

Il ponte consiste in una travata in cemento armato con sbalzi. La travata ha luce di 12 m e gli sbalzi laterali sono di 3,70 m. La sua lunghezza complessiva è di 21,20 m. Le spalle in calcestruzzo sono alte 2,30 m, i plinti di fondazione sono anch'essi in calcestruzzo ed hanno spessore di 0,75 m. Le spalle sono fondate con 8 pali trivellati in calcestruzzo \varnothing 35 cm lunghi 15 m ed armati superiormente per circa 2,50 m.

Il ponte fu costruito nell'anno 1950 ed i rilevati stradali attestati al ponte quattro anni dopo. Al momento di quest'ultima esecuzione, si verificò un cedimento del terreno in corrispondenza dei rilevati stessi, con un contemporaneo rialzamento dell'alveo del canale sotto il ponte. Ne derivarono un movimento di rotazione delle spalle ed un avvicinamento dei plinti di fondazione di esse, con la rottura dei sottostanti pali di fondazione nel punto in cui non erano più armati. In conseguenza di tale movimento i bordi esterni dei pulvini di appoggio delle travate sulle spalle si distaccarono a sinistra di 12 mm ed a destra di 4 mm. Fu allora rimosso il rilevato di sinistra e si ebbe un parziale ritorno in ripristino delle spalle con riduzione dei suddetti distacchi. Il ponte fu tenuto in osservazione e dopo 4 anni, nel 1958, i cedimenti risultarono notevolmente aumentati e consistevano nel:

- distacco della travata dal bordo esterno del pulvino di sinistra 14 mm;
- distacco della travata dal bordo esterno del pulvino di destra 6 mm;
- abbassamento della spalla destra rispetto alla spalla di sinistra 210 mm.

Furono allora decisi radicali lavori di consolidamento delle fondazioni.

Come abbiamo detto il progettista trascurò evidentemente la spinta che il rilevato ed il terreno sottostante avrebbero trasmesso alla palificata, spinta non contrastata dalla reazione passiva del terreno molto compressibile sulla fondazione della spalla. In queste condizioni la spinta sul piano di fondazione e quindi sulla testa dei pali, è con $\varphi = 15^\circ$, $S = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = 112 \text{ kN/m}$ ed in

totale 720 kN. Ogni palo è soggetto pertanto ad una spinta in sommità di 90 kN che, non contrastata dalla reazione del terreno, ha provocato la rottura dei pali, la rotazione ed il cedimento dell'intera fondazione.

22-2-7 SILOS PER GRANO.

La struttura ⁽¹⁾ era costituita da una serie di silos per deposito di grano con capacità di stoccaggio di 100 000 kN formata da 18 celle del diametro di 4,80 m cad. I sondaggi avevano messo in evidenza uno strato di limi (contenuto d'acqua 25%) sino a 14 m di profondità, e più oltre sabbia limosa gialla, ghiaia sabbiosa ed argilla compatta a 20 m dal p.c.

Furono proposti pali del tipo Franki lunghi 12 m e la portata di ogni singolo palo fu fissata in 1 300 kN. Si iniziò la costruzione e si eseguirono 125 pali. Per sfortuna le prime prove di carico si eseguirono quando già i 125 pali erano ultimati. Durante l'infissione furono osservati i rifiuti ottenuti e tutto sembrava procedere per il meglio perché il cedimento permanente di ciascun palo era molto piccolo e le formule dinamiche applicate davano valori elevati.

Durante le prove di carico i pali subirono cedimento notevoli e la portata risultò dell'ordine dei 600÷700 kN, circa la metà del carico previsto. Si trattò allora di trovare una soluzione con un costo economico accettabile, che aumentasse la capacità portante dei pali agendo sull'attrito laterale poiché non era in alcun modo possibile agire sulla portata di base.

L'attrito laterale sarebbe stato influenzato da due elementi: primo, la pressione dei pori, causata dall'infissione, si sarebbe nel tempo dissipata ed il valore della pressione efficace si sarebbe nel tempo incrementato; ciò era un processo naturale e non poteva in nessun modo essere influenzato. Secondo, era possibile aumentare artificialmente la tensione orizzontale caricando la superficie del terreno intorno ai pali. Si dovevano applicare carichi verticali con lo scopo di indurre nel terreno sottostante tensioni orizzontali che avrebbero influenzato positivamente l'aderenza laterale dei pali.

Il problema tecnico fu risolto: le teste dei pali furono tenute in un primo tempo isolate dalla struttura e fu utilizzata come carico la stessa struttura di fondazione, dopo aver eseguito una serie di dreni di sabbia per accelerare il processo di consolidamento.

A lavori ultimati si constatò che durante la fase di riempimento dei silos il carico sui pali arrivò sino a 2200 kN con cedimenti non eccessivi e in accordo con le previsioni.

Un altro caso che conferma quanto sia inutile e talvolta pericoloso l'impiego delle cosiddette formule dinamiche.

22-3 Insuccessi causati da agenti esterni.

22-3-1 FONDAZIONI DI UN VIADOTTO A ROMA.

Talvolta l'imprevedibile, che spesso è dovuto ad una lacuna negli esa-

⁽¹⁾ A. KÉZDI, *op. cit.* nella prefazione, pag. 38.

mi preliminari, è causa di gravi danni alle palificate. È pur vero che non è ragionevolmente attuabile una rete di sondaggi metro per metro nel caso di una costruzione stradale o di un grande viadotto: la fig. 22-3 illustra le conseguenze del non aver potuto individuare in fase di progetto una stratificazione profonda così inclinata verso valle in una zona dove le erosioni del fiume causarono smottamenti e scoscendimenti tali da tranciare letteralmente la palificata non calcolata o comunque non idonea a resistere a spinte del genere.



Fig. 22-3.

22-3-2 ALTRI ESEMPLI.

Un esempio analogo, con conseguenze meno gravi, è fornito dalla fig. 22-4. I pali attraversano un primo strato di terreno argilloso deteriorato che appoggia su una stratificazione di argilla grigio-azzurra compatta, molto inclinata verso valle. Il peso dell'attrezzatura per pali di grande diametro unitamente a quello di un riporto effettuato per l'installazione del gruppo stesso ha messo in movimento il primo strato facendo inclinare alcuni pali verso valle con conseguente rottura a trazione del calcestruzzo che non era ancora perfettamente stagionato.

Per la scarsa funzionalità e l'insufficiente resistenza un diaframma discontinuo costituito da pali in c.a. prefabbricati ed infissi a difesa di una fondazione in alveo non ha resistito alla prima importante piena del fiume (fig. 22-5). La struttura era poco profonda e troppo slegata per poter resistere a scalzamenti dell'ordine di alcuni metri.



Fig. 22-4.



Fig. 22-5.

22-4 Insuccessi dovuti a difetti di esecuzione.

22-4-1 GENERALITÀ.

I difetti di esecuzione sono più rari nei casi di pali prefabbricati ed infissi e si riferiscono quasi esclusivamente ad errori nel sistema di infissione dei pali, poiché si presuppone che la confezione del palo stesso (integrità del calcestruzzo, dosaggio e tipo di cemento, granulometria degli inerti, ecc.) sia fatta correttamente. L'errore nell'infissione può essere dovuto sia all'eccesso di battitura sia ad una errata applicazione del sistema adottato, come ad esempio nel caso di infissione con acqua ed aria in pressione (si veda il par. 10-2).

Per i pali trivellati, di piccolo o grande diametro, i difetti di esecuzione sono più frequenti e certamente più gravi. Ne abbiamo già fatto cenno nel Cap. VI ma è opportuno insistere negli esempi.

I difetti possono essere causati:

a) da un errato procedimento di betonaggio (costipamento col maglio in presenza di acqua ad esempio);

b) dall'impiego di un calcestruzzo anche molto buono ma non indicato per i pali trivellati per la difficoltà di messa in opera (cemento a rapido indurimento ad esempio);

c) dall'incuria dell'esecutore, il più delle volte dovuta a ragioni economiche.

Purtroppo si deve prendere atto che per molti casi quest'ultima è la ragione principale dei difetti esecutivi, i quali peraltro vengono messi in evidenza solo quando si verificano casi gravi che conducono alla ricerca delle cause ed al non sempre attuabile scoprimento dei pali.

Le figg. 22-6 e 22-7 indicano una interruzione nel palo dovuta nel primo caso alla spinta del terreno sul calcestruzzo ancora fresco ed alla conseguente rottura del palo e nel secondo caso al rifluimento del terreno nel foro per errore nell'estrazione del tubo-forma.

La fig. 22-8 illustra il fenomeno di schiacciamento dell'armatura per pressoflessione in un caso analogo al precedente; la fig. 22-9 la rottura del palo per eccesso di carico unitamente al calcestruzzo scadente.

22-4-2 ESEMPIO DI SCALZAMENTO.

In fig. 22-10 è indicato un caso, purtroppo frequente con l'impiego dei pali trivellati nei fiumi, dove scalzamenti, anche notevoli, come nel caso in esame, sono all'ordine del giorno. L'assenza di un lamierino di difesa del calcestruzzo e l'erosione della corrente hanno causato l'interruzione illustrata in figura in corrispondenza ad una ripresa di getto avvenuta per l'errata quota della testa del palo, risultata troppo interrata. È stato in questo caso possibile ripristinare la continuità del palo con un rivestimento in gunite, come indicato in fig. 22-11.

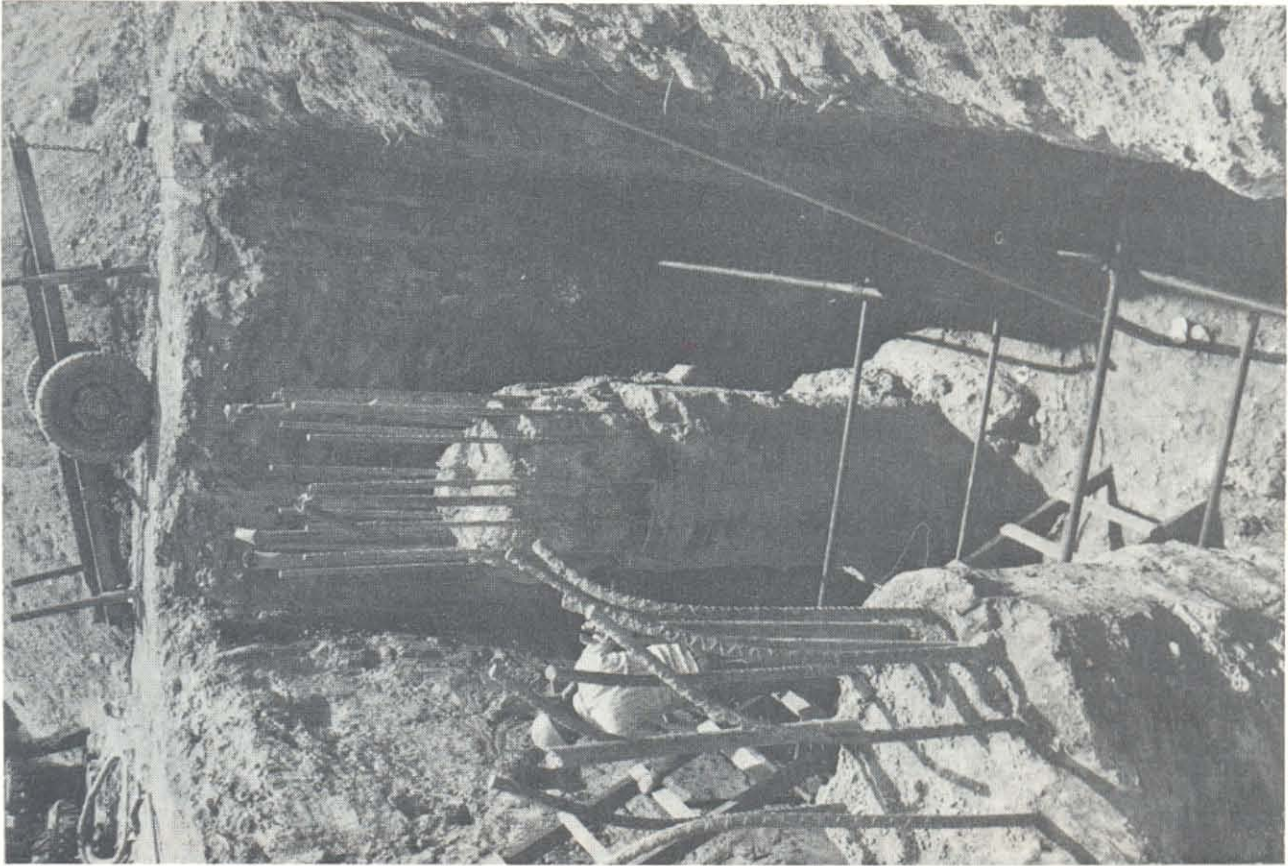


Fig. 22-6.

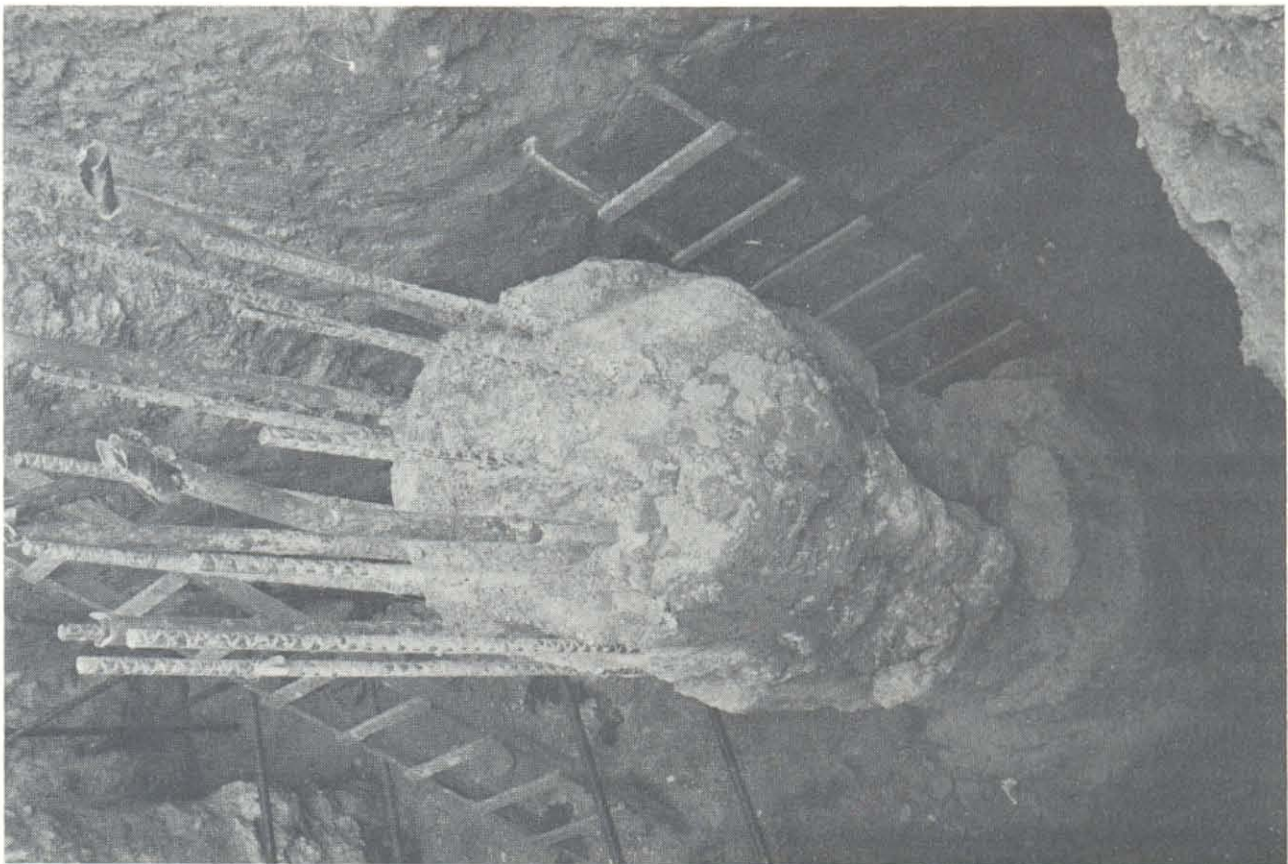


Fig. 22-7.



Fig. 22-8.



Fig. 22-9.



Fig. 22-10 - Scalzamenti ed interruzione di getto.



Fig. 22-11 - Ripristino del palo.

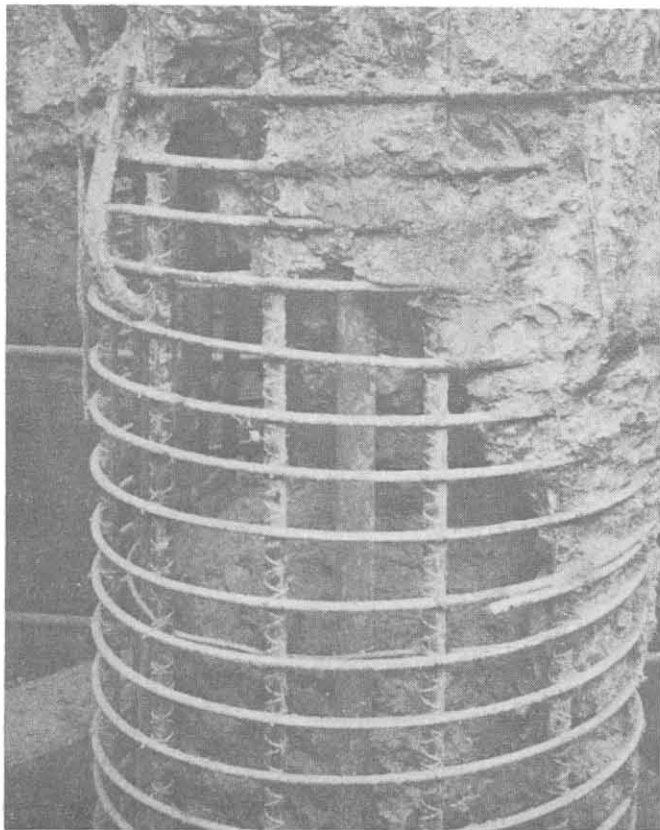


Fig. 22-12.

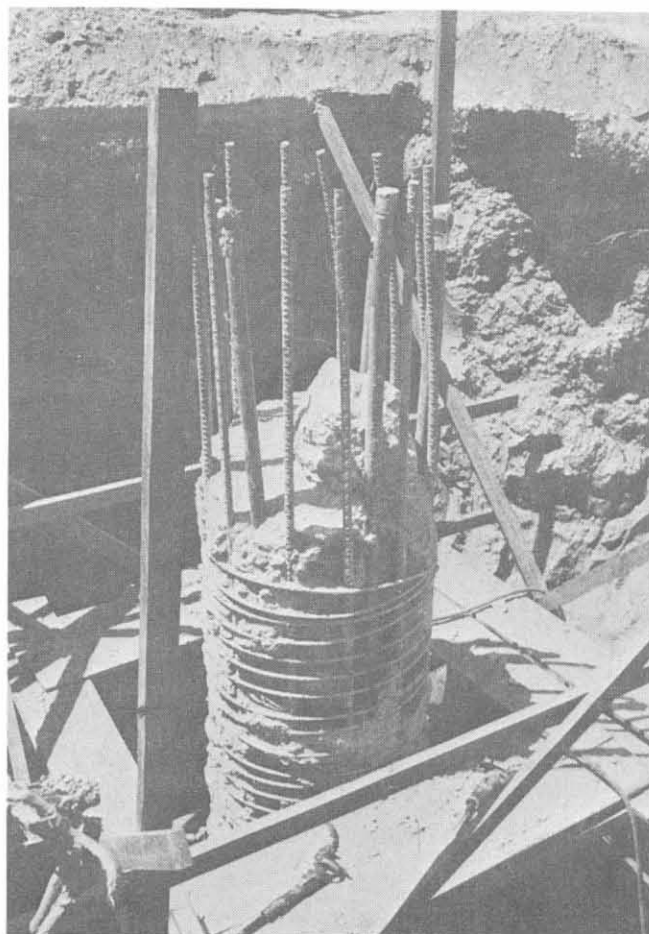


Fig. 22-13.

22-4-3 DIFETTI DI ESECUZIONE.

Le figg. 22-12 e 22-13 evidenziano un gravissimo difetto di esecuzione. I pali di grosso diametro erano stati gettati in presenza di fanghi bentonitici: può essere successo che il calcestruzzo in profondità, sia per la presenza di terreni cedevoli che di cavità, sia sceso quando il tubo-forma iniziale era già stato tolto oppure che lo stesso sia stato estratto troppo rapidamente provocando l'immissione di fango all'interno del palo. È successo nel primo tratto in superficie ed è stato facile riparare il danno, ma il dubbio che qualcosa del genere possa avvenire in profondità rimane. In questi casi con i carotaggi sonici cui si è accennato in precedenza si è in grado di controllare l'integrità del palo.

L'Autore chiude con un aneddoto citato da Kézdi. Un noto ed esperto ingegnere civile di età avanzata soleva dire ai giovani colleghi: *“Se progettate una palificata e vi sorge un dubbio vi è una sola soluzione corretta: dimenticarsi dei pali.”*

BIBLIOGRAFIA

- A.G.I., *Raccomandazioni sui pali di fondazione*, 1984.
- ALLIN R. V., *The resistance of piles to penetration*, F. N. Spon, 1951.
- ANDERSEN P., *Substructure analysis and design*, 2^a ed., Ronald, New York 1956.
- APPENDINO-JAMIOLKOWSKY, « Esperienze di impiego in Italia del procedimento di vibroflottazione per la compattazione dei terreni », Atti IX Convegno Geotecnica, 1968.
- A.S.C.E., *Piles foundation and pile structure*, Manuale, 1946.
- *Timber piles and construction timbers*, Manuale, 1939.
- A.S.C.E., *Analysis and design of piles foundations*, 1984.
- A.S.C.E., *Practical guidelines for selection, design and installation of piles*, 1984.
- BAGGI V., *Costruzioni edili*, Utet, Torino, 1947.
- BATTAGLIO M., LANCELLOTTA R., « Pali di fondazione nei terreni coesivi ». XII CGT, 1985.
- BENABENQ, *Resistance des pieux*, Ann. P. et C., 1911-1913.
- BEOMONTE, « Sull'impiego di "bullonature" all'aperto e in sotterraneo », Atti del I Convegno Ingegneri idraulici del Corpo del Genio Civile, nov. 1963.
- BJERRUM L., « Experiences with steel piles to rock », *Geotechnique*, 1957.
- « Les pieux de fondation en Norvège », *Annales I.T.B.T.P.*, 1953.
- BJERRUM L., JOHANNESSEN O., « Reduction of negative skin friction on steel piles to piles to rock », Mexico Int. Conf. Soil Mech., 1969.
- BONGIANNI G. et al., *Istituzioni tecniche a forma di capitoli speciali di appalto*, A. Nardini, Firenze 1966.
- BOTTO G., *Pali trivellati di grande diametro. Aspetti tecnologici*, Politecnico di Torino, 1975.
- BOWLESS E., *Foundation analysis and design*, Mc Graw-Hill, New York 1968.
- BROMS B., « Lateral resistance of piles in cohesive soil », Proceedings A.S.C.E., 1964.
- « Lateral resistance of piles in cohesionless soils », Proceedings A.S.C.E., 1964.
- « Design of laterally loaded piles », Proceedings A.S.C.E., 1965.
- BUCCHI R., « Prove di carico statiche su pali in c.s. con estensimetri elettrici incorporati », VI Convegno Geotecnica, 1963.
- BUISSON M., « Relation entre les résistances statiques et dynamiques des pieux », Proceedings III Int. Conf., Zurigo 1953.

- « Charges admissibles des fondations profondes », *Annales I.T.B.T.P.*, 1950.
- « Conditions de stabilité des fondations sur pieux », *Travaux*, 1939.
- « L'étude des fondations », *Travaux*, 1934.
- « Caratteristiche del terreno dal punto di vista della teoria dell'elasticità », *Travaux*, 1936.
- BUISSON-AHU-HABIT, « Le frottement négatif », *Annales I.T.B.T.P.*, gen. 1960.
- BULLEU R., « Phenomena connected with the settlement of driven piles », *Geotechnique*, 1958.
- CAMBEFORT H., « La force portante des groupes des pieux », Proceedings III Int. Conf., Zurigo 1953.
- « Etude expérimentale de la force portante d'un pieu foré », *Travaux*, 1947.
- CAPUTO V., VIGGIANI C., « Analisi della interazione terreno-struttura per fondazioni su pali », XII CGT, 1985.
- CAQUOT-KERISEL, *Traité de mécanique des sols*, Gauthier, Parigi 1949-1956.
- CESTELLI GUIDI C., *Meccanica del terreno e stabilità delle fondazioni*, 5^a ed., Hoepli.
- « Patologia delle fondazioni », *Geotecnica*, genn. 1961.
- CHELLIS R., « Piles and pile foundations », *E.N.R.*, 1946.
- *Pile-driving handbook*, 1944.
- *Pile foundations*, 2^a ed., McGraw-Hill, New York 1961.
- *Civil Engineering code of practice. Foundation*, 1954.
- « The relationship between pile formulas and load tests », Proceedings A.S.C.E., 1948.
- CHIESURA G., « Tre metodi per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione ». *Costruzioni* 1974.
- COLOMBO P., « Prove di carico su pali », *Geotecnica*, 1956.
- CONVERSE F.I., « Cast-in-place short piles show high test result », *E.N.R.*, 1935.
- COSTA V., « Estaças para fundações », *Tecnica*, 1946.
- COSTET J., SANGLERAT G., *Cours pratique de mécanique des sols*, Dunod, Parigi 1969.
- COYLE H., « Skin friction for steel piles in sand », Proc. A.S.C.E., 1967.
- COYLE-REESE, « Load transfer for axially loaded piles in clay », Proc. A.S.C.E., 1966.
- CRANDALL S., « Piles and pile foundations », *Journal B.S.C.E.*, 1933.
- CROCE A., « Osservazioni sulle perforazioni di fori e scavi senza rivestimento », II Convegno di Geotecnica, 1954.
- CUMMINGS A., « Dynamic pile driving formulas », *Journal B.S.C.E.*, XXVII, 6, 1940.
- « The stability of foundation piles against buckling under axial load », Proceedings H.R.B., 1938.
- « Pile foundations », Proc. Purdue University, 1940.
- CUMMINGS-PECK, « Effect of driving piles into soft clay », Proc. A.S.C.E., 1948.
- D'APOLLONIA D., *Loose sand. Their compaction by vibroflotation*, A.S.T.M., 1953.
- « Performance of four foundations on end bearing piles », Proc. A.S.C.E., 1971.
- DASTIDAR-GUPTA S., « Application of sandwich in a housing project », Proc. Int. Conf. Soil Mechanics, México 1969.
- DE BEER E., « The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles », *Geotechnique*, 1963.

- DE BEER E., WALLAYS M., « Quelques problèmes que posent les fondations sur pieux dans les zones portuaires », *Technique des Travaux*, 1968.
- DÖRR H., *Tragfähigkeit der Pfähle*, Ernst, Berlino 1922.
- DUHNAM, *Foundation of structures*, McGraw-Hill, New York 1950.
- DUMOND A., VILLARES, « The underpinning of the 26 Storey Companhia Paulista de Seguros Building São Paulo, Brazil », *Geotechnique*, 1956.
- ENDO M., MINON A., KAWASAKI T., SHIBATA T., « Negative skin friction acting on steel pile in clay », *México Int. Conf. Soil Mech.*, 1969.
- FABBRI G., « Sulle formule di portata dei pali », *Tec. Ital.*, 1937.
- FEAGIN L., « Lateral pile-loading test », *Transactions A.S.C.E.*, 1937.
- FELLENIUS B., BROMS B., « Negative skin friction for long piles driven in clay », *México Int. Conf. Soil Mech.*, 1969.
- FINZI-VEDER, « Sull'impiego di elementi portanti di diaframmi », V Convegno di Geotecnica, 1961.
- FLAY G., « New foundations provided for Nineteenth Century Cathedral », *Civil Engineering*, 1943.
- FLEMING W.G.K. *et al.*, *Piling engineering*, Surrey University Press, 1985.
- FLORENTIN-HERITEAU-FARHI, « Sur un cas observé de pieux surchargés par frottement négatif », *Travaux*, 1948.
- GASC Y., *Les fondations et reprises en sous-oeuvre*, Eyrolles, Parigi 1949.
- GAUL R., « Model study of a dynamically laterally loaded pile », *Proc. A.S.C.E.*, febr. 1958.
- GOEMANS, « Les pieux battus dans l'eau », *Technique des travaux*, 1936.
- GOLDER H., « Some tests on bored piles in London clay », *Geotechnique*, 1954.
- « Some loading tests to failure on piles », *Proceedings III Int. Conf. Zurigo*, 1953.
- GOLDER e SKIPP, « The buckling of piles in soft clay », *Proceedings IV Congresso Internazionale di Geotecnica*.
- GORDON, « Standard penetration test: its uses and abuses », *Proceedings A.S.C.E. SM 4*, 1965.
- GRANDVOINET, « Etude sur le battage des pieux au mouton », *Annales, I.T.B.T.P.*, 1954.
- GUERRA C., *La tecnica moderna delle fondazioni*, Pironti e F., Napoli 1946.
- GUIDUCCI F., « Una serie di prove di carico su pali di grande diametro », *Atti V Convegno di Geotecnica*, 1961.
- « Considerazioni sui procedimenti di getto per pali eseguiti in opera », *Geotecnica*, 1965.
- HABIB P., « Ground anchors », *ICSMFE*, Tokyo 1977.
- HAMMOND R., *Modern piling practice*, Londra 1962.
- *Modern foundation methods*, McLaren, Londra 1967.
- HANNA T., « Model studies of foundation groups in sand », *Geotechnique*, 1963.
- HANNA-ADAMS J., « Ground movements due to pile driving », *Ind. Civil Eng.*, 1970.

- HAUWAERT P., « Les pieux de grande longueur », *T. des travaux*, 1935.
- HILEY, « Pile driving calculations », *Struc. Eng.*, 1930.
- HOEBEKE L., « Consideraciones sobre el cálculo de los pilotes », *La ingeniería*, 1947.
- HUNTER, *Reprise en sous-oeuvre et renforcement des constructions*, Eyrolles, Parigi 1956.
- IACOBI e DAVIS, *Foundation of bridges and buildings*, McGraw-Hill, New York 1941.
- I.C.E., *Diaphragm walls and anchorages*, Londra 1975.
- I.C.E., *A review of diaphragm walls*, Londra 1977.
- I.C.E., *Piles in weak rock*, Londra 1977.
- I.C.E., *Ground Engineering Proceedings Conference*, Londra, giugno 1970.
- I.C.E., *Piling model procedures and specification*, Londra 1978.
- JALIL W., « Sollecitazioni orizzontali des pieux », *Construction*, 1967.
- JAMIOLKOWSKI M. *et al.*, « New developments in field and laboratory testing of soils », ICSMFE, San Francisco 1985.
- JAMIOLKOWSKI M., « Pali di fondazione. Condizioni attuali e possibili sviluppi », XII CGT, 1985.
- JAMIOLKOWSKY M., « Il pressiometro di L. Menard: nuovo mezzo di indagine geotecnica *in situ* », *Le Strade*, sett. 1964.
- JELMONI A., « Drenaggi verticali in sabbia per dighe in terra », *Geotecnica*, 1958.
- JOHNSON S., « Foundation precompression with vertical sand drains », *Proceedings A.S.C.E.*, 1970.
- KERISEL I., « Théorie générale de la force portante des pieux », *Travaux*, 1948.
- « La force portante des pieux », *An. P. et Ch.*, 1939.
- KÉZDI A., « Bearing capacity of piles and pile groups », *Proceedings IV Congresso Int. Geotecnica*, 1957.
- KÉZDI A., « Third Nabor Carrillo lecture. Philosophy of deep foundations », S.M.M.S., nov. 1976.
- KRALL G., « Sui pali infissi in terreni elastici soggetti a forze normali all'asse », *Annali LL.PP.*, 1932.
- KRYNINE P., *Soil mechanics*, McGraw-Hill, New York 1947.
- LADARRYI-EDEN, « Use of the deep penetration test in sensitive clays », *Proceedings VII Conferenza S.M.F.E.*, México 1969.
- LEE J., *Soil mechanics selected topics*, Butterworths, Londra 1968.
- LESBORDES R., « Détermination de la force portante des pieux par des essais sur model réduit », *Travaux*, 1952.
- LIZZI F., *Restauro statico dei monumenti*, Sagep, Genova 1981.
- LIZZI F., « L'impiego dei pali radice nelle sottofondazioni di monumenti e vecchie fabbriche e nel consolidamento di antichi centri abitati », *Industria delle Costruzioni*, 1980.
- LIZZI F., CARNEVALE G., « Les "réseaux de pieux racines" pour la consolidation des sols », *Int. Conf. on Soil reinforcement*, Parigi, 1979.
- LYMON C. REESE, « Construction of drilled shaft », *Reunión Conjunta ADSC-SMMS*, México, giugno 1976.

- PECK-HANSON-THORNBURN, *Foundation engineering*, Wiley and Sons, New York 1953.
- PECK R.B., « Second Nabor Carrillo lecture », S.M.M.S. 1974.
- PEDONE A., CALABRÒ G., « Penetrometro dinamico registratore e funzionamento automatico », *Riv. Italiana Geotec.*, 1968.
- PELLEGRINO A., « Il penetrometro statico nello studio delle palificate e dei terreni di fondazione », *Geotecnica*, 1961.
- PIGEAUD G., « Formules de battage des pieux », *Le Génie Civil*, 1942.
- POTYONDY J., « Skin friction between various soils and construction materials », *Geotechnique*, 1961.
- POULOS G., « Behavior of laterally loaded piles », Proceedings A.S.C.E., 1971.
- PRENTIS e WHITE, *Underpinning*, ed. 1956, Columbia University.
- PRICE D.G., « The engineering geology of Edinburgh Castle Rock », *Geotechnique*, 1967.
- QUADRIO CURZIO, « Lavori autostradali con particolare riguardo alla costruzione di gallerie in terreni difficili. I Lotto Autostrada Genova-Sestri Levante », *Autostrade*, marzo 1967.
- QUARANTA F., « Cedimento e tempi di consolidamento dei terreni di fondazione », V Convegno di Geotecnica, 1961.
- RAYMONDI C., « Esperienze su pali infissi sollecitati normalmente all'asse », *Giornale del Genio Civile*, 1950.
- RICHART E., « Analysis for sheet-pile retaining walls », Transactions A.S.C.E., 1957.
- « A review of the theories for sand drains », Proceedings A.S.C.E., 1957.
- ROWE P., « Sheet pile walls at failure », Proceedings Inst. Civil Engineering, maggio 1956.
- « The single pile subject to horizontal force », *Geotechnique*, 1956.
- SANGLERAT G., *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*, Dunod, Parigi 1965.
- SANSONI R., « Fondazioni su pali trivellati », *L'Ingegnere*, dic. 1947.
- « Caratteristiche ed impiego dei pali trivellati », *Asfalti, Bitumi, Catrami*, 1947.
- « Prove di carico a rottura su pali trivellati », II Congresso Geotecnica, 1954.
- SANSONI R., « Pali incastrati nel plinto di fondazione soggetti a spinte orizzontali », *Il Monitore tecnico*, 1946.
- « Sulla distribuzione delle tensioni nel sottosuolo », *Asfalti, Bitumi, Catrami*, n. 9, 1948.
- SANTARELLA L., *La tecnica delle fondazioni*, Hoepli, Milano 1944.
- SHENCK W., *Der Rammphahl*, Ernst-Sohn, 1951.
- SCHNEEBELI G., *Les parois moulées dans le sol*, Eyrolles, Parigi 1971.
- SCOTT C.R., *Soil mechanics and foundations*, McLaren, Londra, 1969.
- SEED B. e REED L., « The action of soft clay along friction piles », Transactions A.S.C.E., 1957.
- SIMONDS W., « L'emploi des boulons d'ancrage pour stabiliser les pentes rocheuses », *Revue de l'industrie minière*, agosto 1957.
- SIN-FATT CHAN, « Repeated loading on single piles in sand », *Journal of the Geotechnical Engineering*, A.S.C.E., feb. 1980.

- LOTTI C., « Sulla costruzione delle gallerie in roccia con particolare riguardo al sostegno della volta e al rivestimento », *Geotecnica*, nov. 1956.
- MASTERS F., « Timber friction pile foundations », *Trans. A.S.C.E.*, 1943.
- MATTEOTTI G., « Considerazioni sui problemi di sottofondazione », *L'ingegnere*, 1965.
- MAURIN CH., « Charge portante des pieux », *Travaux*, 1947.
- « Le pouvoir portante des pieux en milieu coherent », *Proceedings III Int. Conf.*, Zurigo 1953.
- MEARDI G., « Consolidamento con pali di sabbia di argille molli di fondazione d'argini », *IV Congresso Int. Geotecnica*, 1957.
- « Consolidamento di argille molli », *IV Convegno Geotecnica*, 1959.
- « Prove sull'impiego di fanghi bentonitici per il sostegno di pareti verticali di scavo in terreni incoerenti », *VI Convegno di Geotecnica*, 1963.
- « Osservazioni su alcune prove di carico di pali trivellati in terreni argillosi plastici », *I Convegno di Geotecnica*, 1953.
- « Calcolo e prove di carico di alcune palificate in terreni argillosi limosi », *Geotecnica*, 1964.
- « Valutazione della capacità portante di una palificata », *Autostrade*, 1967.
- MEYERHOF G., « Compaction of sands and bearing capacity of piles », *Proceedings A.S.C.E.*, dic. 1959.
- « Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils », *Proc. A.S.C.E.*, 1956.
- MILLER R.M., « Soil reactions in relation to foundations on piles », *Transactions A.S.C.E.*, 1938.
- MINIKIN R., *Piling for foundations*, Lockwood and S., 1948.
- MOHAN D. e CHANDRA S., « Frictional resistance of bored piles in expansive clays », *Geotechnique*, 1961.
- MOHAN D., KUMAR V., « Load bearing capacity of pile », *Geotechnique*, 1963.
- MOHAN *et al.*, « The correlation of cone size in the dynamic cone penetration test with the standard penetration test », *Geotechnique*, 1970.
- MOORE W., « Experiences with predetermining pile length », *A.S.C.E.*, 1947.
- MORGENSTERN e TAHMASSEB, « The stability of a slurry trench in cohesionless soils », *Geotechnique*, 1965.
- MORSCH, *Teoria e pratica del cemento armato*, Hoepli, Milano 1930.
- NICCOLAI, « Il sottosuolo del territorio di Milano », *VIII Convegno di Geotecnica*, 1967.
- NOKKENTVED, « Calcul graphique de la répartition des charges d'une fondation sur pieux » (trad.), *Annales Travaux P. Belg.*, 1941.
- NUYENS I., *Capacité portante et tassement des fondations a partir d'essais in situ*, Eyrolles, Parigi 1973.
- ORRJE O., « Effects of pile driving on soil properties », *Proc. A.S.C.E.*, 1967.
- PASQUALINI E., « Pali di fondazione nei terreni non coesivi », *XII CGT*, 1985.
- PAUNESCU M., MATEESCU G., « Study on the behaviour of piles thrust into soil by means of vibratory equipment », *Inst. Civil Eng.*, 1970.

- SKEMPTON-YASSIN, « Théorie de la force portante des pieux dans le sable », *Annales I.T.B.T.P.*, 1953.
- SMITH E., « Pile-driving analysis by the wave equation », *Proceedings A.S.C.E.*, agosto 1960.
- S.M.M.S., « Cimientos profundos colados en sitio », 1976.
- SOWERS G., *Introductory soil mechanics and foundation*, McMillan, New York 1961.
- STAGNI E., « Il contributo degli ingegneri italiani alla realizzazione della metropolitana di Milano », *L'Ingegnere*, 1965.
- SZECHY C., *Accident de fondations*, (trad.), Dunod, Parigi 1966.
- TERZAGHI K., *Theoretical soil mechanics*, Wiley and Sons, New York 1944.
- « The science of foundation: its present and future », *Transactions A.S.C.E.*, 1927.
- *From theory to practice in soil mechanics*, Wiley and Sons, New York 1967.
- « Anchored bulkheads », *Transactions A.S.C.E.*, 1954.
- « Evaluation of coefficient of subgrade reaction », *Geotechnique*, 1965.
- TERZAGHI K. e PECK, *Soil mechanics in engineering practice*, Wiley and Sons, New York, 1967.
- THORBURN-HUTCHISON, *Underpinning*, Surrey University Press, 1985.
- THORNLEY I., « New code sets load-test criteria », *E.N.R.*, 1949.
- TOMLINSON M., « Some effects of pile driving on skin friction », *Ind. Civil Eng.*, 1970.
- TORNAGHI R., « Diaframmi sottili in terreni sciolti », *L'Energia Elettrica*, 1969.
- TSCHEBOTARIOFF P., *Soil mechanics. Foundations and earth structures*, McGraw-Hill, New York 1951.
- VAN DER VEEN, « The bearing capacity of pile », III Conf. Int. Zurigo, 1953.
- VEDER C., « Osservazioni sulle deformazioni e sui cedimenti di un diaframma sottoposto a carichi orizzontali e verticali », II Convegno di Geotecnica, 1954.
- VERDEYEN I. et al., *Mécanique de sols et fondations*, Presses Universitaires, Bruxelles 1968.
- « Etude des fondations sur pieux au moyen de l'appareil de pénétration en profondeur », *Annales I.T.B.T.P.*, 1945.
- « Soutènement des excavations propositions pour le calcul des rideaux élastiques », *Proceedings III Int. Conf.*, 1953.
- VERDEYEN-ROISIN, « Il calcolo pratico delle paratie di palancole metalliche », *Acciaio*, sett. 1961.
- « Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes », *Annales I.T.B.T.P.*, genn. 1952.
- VETTER-KRYNINE-AGATZ, « Design of pile foundations », *Proceedings A.S.C.E.*, 1938-1939.
- VIERENDEEL, *Cours de stabilité des constructions*, vol. V, 1920.
- VIGGIANI C., « Tecnica delle misure *in situ* e prelievo di campioni », *Geotecnica*, 1962.
- VILLARES D., « The underpinning of the 26-storey Compañia Paulista de Seguros », *Geotechnique*, 1956.
- WHITAKER T., *The design of piled foundations*, Pergamon Press, Oxford 1970.
- « Experiments with model pile in groups », *Geotechnique*, dic. 1957.

- WHITAKER T., COOKE R.W., « An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London clay », Proc. Symposium on large bored piles, Londra 1966.
- WHITE, *Underpinning*, cap. IX: LEONARD, « Foundation engineering », McGraw-Hill, New York 1962.
- ZARUBA L., MENCH V., *Landslides and their control* (trad.), Praga 1969.
- ZAVEN D., *Pali e fondazioni su pali*, (trad.), C.E.L.I., Bologna 1973.
- ZEEVAERT L., « Dragging forces on pier foundations. Reunion Conjunta ADSC-SMMS », México 1976.
- *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*, van Nostrand Reinhold, Amsterdam 1973.

APPENDICE

Il sistema internazionale nell'ingegneria geotecnica

Il Sistema Internazionale è stato adottato in Italia con la legge n. 122 del 14 agosto 1978 e col DPR n. 802 del 12 agosto 1982. Gli ingegneri geotecnici sono da allora invitati ad abbandonare il molto più familiare sistema metrico ed utilizzare quello internazionale SI al fine di promuovere e semplificare gli scambi di informazioni: il sistema SI è stato adottato dal 1982 sia dall'American Society for Testing and Materials che dall'American Society of Civil Engineers.

Unità SI

Sono il *metro* per la lunghezza (L), il *chilogrammo* per la massa (M) e il *secondo* per il tempo (T). Multipli e sottomultipli del metro sono il chilometro (km) e il millimetro (mm). L'uso del centimetro non è più raccomandato.

La quantità di materia nella massa di un corpo (M) è espressa dall'unità base del chilogrammo (kg). La massa di un corpo è indipendente dalla forza di gravità: in altre parole il peso è la misura della forza di gravità che agisce su una massa in una determinata posizione. Ciò è regolato dalla legge di Newton $P = M g$: poiché l'accelerazione di gravità varia con l'altezza e la posizione sulla terra se ne deduce che il peso di un corpo varia da punto a punto. Ai fini geotecnici la piccola differenza può essere trascurata e si può usare l'accelerazione di gravità standard pari a $9,806 \text{ m/s}^2$.

Il peso è espresso in termini di forza e l'unità base è il newton (N). *Il newton è la forza che accelera la massa di 1 kg a 1 m/s^2 .*

Pertanto un oggetto che abbia la massa di 1000 kg ha un peso sulla terra di 9806 newton (N) oppure 9,81 kN (chilonewton). In altri termini una tonnellata (t) equivale a 9,81 kN, o, com'è generalmente ammesso nell'ingegneria geotecnica, 1 tonnellata è uguale a 10 kN. L'unità di pressione (o di trazione) è la forza per unità di area, cioè newton per metro quadrato (N/m^2).

Nel campo geotecnico questa unità è estremamente piccola ed è più conveniente usare il chilonewton per metro quadrato (kN/m^2) oppure il meganewton per metro quadrato (MN/m^2).

Il MN/m^2 equivale a $100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$ e di conseguenza il kN/m^2 equivale a $0,1 \text{ t/m}^2$, cioè al *chilopascal* (kPa) che è l'unità più comunemente usata. Un chilopascal equivale a 1 kN per metro quadrato (kN/m^2).

La pressione di un metro d'acqua è nel sistema SI approssimativamente di 10 kN/m², cioè di 10 kPa; quella di 1 kg/cm² è equivalente a 100 kN/m², cioè a 100 kPa e in altri termini a 1 bar.

Le unità più comunemente impiegate sono pertanto, in via approssimata:

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 = 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa}$$

$$1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ kg} = 10 \text{ N}$$

$$1000 \text{ kg} = 1 \text{ t} = 10 \text{ kN}$$

$$100 \text{ kg} = 1 \text{ q} = 1 \text{ kN}$$

$$100 \text{ t} = 1 \text{ MN}$$

È importante fare attenzione al fatto che nel sistema SI la *massa* è misurata in chilogrammi mentre la *forza* in newton. Quando si valuta la capacità portante di una fondazione o di un palo si intende valutare e definire la forza che l'una o l'altro può stabilmente sopportare; pertanto la capacità portante della fondazione o del palo deve essere espressa in newton e non in chilogrammi ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Committee of Definitions and Standards of Geotechnical Engineering Division. ASCE dic. 1983, pag. 1534-1537. Si veda anche *B.G.S. Report of the sub committee on the use of SI units in geotechnics*, *Geotechnique*, dic. 1973, pag. 607-609.

INDICE ANALITICO

A

- Aderenza, 323, 368, 369
- (esperienze), 370
- percentuale, 367
- Ancoraggi, 151, 527, 529
- Arco (effetto), 516
- Attrito (angolo di), 11
- negativo, 394, 399, 411
- (tabelle), 352

B

- Battipali, 255
- B.B.R.B. (formula), 308
- Benabenq (formula), 294, 326
- Benne per diaframmi, 231
- Benoto (attrezzature), 124
- Bentonite, 135
- Berezantzev (formula), 349
- Bignel, 77
- Bjerrum, 419
- Blum (metodo di), 513
- Boussinesq, 18
- Brix (formula), 290
- Broms, 455
- Bulbo di pressione, 390, 20

C

- Calweld (attrezzature), 132
- Campionatori, 50
- Caquot (esperienze), 381
- (formula), 339
- (tabelle), 342, 367
- Carico critico, 31, 573
- di rottura, 31, 573
- Cedimento di un gruppo di pali, 429

- Chiodature (di scarpate), 525
- Coefficiente di compressibilità, 17
- di consolidamento, 17
- di permeabilità, 9
- di portata, 348, 355, 376
- Coesione, 11
- Collaudo (previsioni), 568
- Colloidale (malta), 144
- Colonne granulari, 185
- Computer (impiego del), 310
- Concentrazione (fattore di), 22
- Considere, 76
- Consolidamento (coefficiente di), 17
- dei terreni sabbiosi, 183
- Coulomb (equazione), 11
- Crandall (formula), 302
- Culman (metodo di), 451

D

- Danese (formula), 304, 516
- Deformazioni plastiche, 31
- Densità virtuale, 494
- Diaframmi ancorati, 246, 505, 506, 520
- a parete sottile, 220
- continui, 227
- di micropali, 218
- di pali trivellati, 209
- discontinui, 518
- drenanti, 224
- (elementi metallici), 204
- (generalità), 203
- (impiego dei), 218
- in cemento armato, 208
- (metodo grafico), 513
- preinflessi, 246
- (stabilità), 489, 499, 502, 506, 515
- Diaframmi (teoria dei), 238
- uso dei fanghi, 229, 236

Diagrammi dei pali soggetti a spinte, 464, 471
 Dinamiche (formule), 287
 — (limiti validità delle formule), 314
 Distribuzione del carico, 389
 Distribuzione delle tensioni, 17, 20
 Dörr (formula), 329
 — (formula modificata), 332
 Dreni di sabbia, 191
 Dreni prefabbricati, 198

E

Efficienza di un gruppo di pali, 426, 428
 Engineering News (formula), 296
 Equilibrio plastico, 33
 Errori di progettazione, 500
 — dovuti a cattiva esecuzione, 610
 — dovuti ad agenti esterni, 605
 Express (palo), 90
 Eytelwein (formula), 290

F

Fanghi (impiego dei), 135, 228, 236
 — (stabilità trincea), 238
 Fattore di concentrazione, 22
 — di concentrazione piana, 23
 — di tempo, 17, 193
 Fellenius, 414
 Flessibilità (coefficiente), 488
 Formule di portata dinamiche, 287
 — (limiti di validità delle), 314
 — statiche, 325, 355, 360
 Frane (consolidamento di), 539
 Franki (pali), 86, 130
 Froehlich (formula), 22

G

General Shear, 35
 Goodrich (formula), 292
 Gothenburg (prove sperimentali), 370

H

Hennebique, 76
 Hiley (formula), 297
 H.W. (pali), 133

I

Idroperforazione, 153
 Indice dei vuoti, 5
 — di consolidamento, 16
 Infissione con acqua ed aria, 267
 — con vibrazione, 268
 — dei pali, 255
 — (magli per), 257, 259
 Isobara, 20

J

Jambu (formula), 305

K

Kawasaki, 414
 Kerisel, 338
 Kézdi, 363, 424
 Kögler (diagrammi), 30
 Krapf (formula), 296
 Kreuter (formula), 295

L

Lacor (palo), 168
 Legno (pali in), 63
 — (tipi di pali in), 65
 — (cause di deterioramento), 67
 Limiti di Atterberg, 8
 Local shear, 35
 Lunghezze (dei tiranti), 538

M

Magli a caduta libera, 257
 — a vapore, 259
 — Diesel, 261
 — vibranti, 270
 Malta colloidale, 128
 Mayer (formula), 336
 Mega (pali), 178, 559
 Melan (equazione di), 20
 Menard, 60
 Meyerhof (formula), 348, 359
 Micropali, 144, 178, 523, 531, 533
 Misti (pali), 163
 Modulo di reazione, 458
 Mohan (esperienze), 379

N

Navy-Mc Kay (formula), 301
 N_c (coefficiente), 356
 N_q (coefficiente), 358
 Nokkentved (metodo di), 443
 Normative (sui pali), 568

O

Olandese (formula), 290

P

Palancole di cemento armato, 208
 — di legno, 203
 — metalliche, 204
 Pali a vite, 161
 — (calcolo), 421
 — costruiti fuori opera, 72
 — di costipamento, 180
 — di drenaggio, 189
 — di grande diametro, 124
 — di sottofondazione, 170, 177, 559
 — (distribuzione dei carichi), 439
 — (generalità), 71
 — gettati in opera, 84
 — in gruppo, 421
 — metallici, 107
 — (micropali), 144, 178
 — misti, 163
 — offshore, 119
 — (tipi in calcestruzzo), 76
 — trivellati, 95
 Penetrometro, 50
 — dinamico, 52
 — standard, 50, 376
 — statico, 55
 — tascabile, 60
 — (valutazione dei coefficienti), 376
 Permeabilità, 9, 195
 Peso specifico, 7
 Piastre su pali, 595
 Plinti (ipotesi di carico), 583
 — su pali, 580
 — su tre pali, 586
 Porosità, 5
 Portata limite dei pali, 355
 Pozzi (sottomurati), 520, 548
 Prandtl (formula), 34
 Precompressione di micropalo, 146, 179
 Pressiometro, 60
 Pressione interstiziale, 10

Prove di carico (diagrammi), 570, 572
 — di carico (esecuzione), 564, 565
 — penetrometriche, 50, 376
 Punta (carico di), 389, 417

R

Radice (pali), 145
 Rankine (formula), 26, 294
 Redtenbacher (formula), 289
 Renard (condizione di), 489
 Resistenza dinamica, 287
 — statica, 325
 Rodio (palo), 102
 Rottura (general shear), 35
 Rowe (coefficiente di), 517

S

Sabbia (applicazione dei pali in), 189
 — (pali in), 192
 SACOP (palo), 101
 Sandwich (dreni), 198
 SCAC (palo), 79
 Schneebeli, 530
 Scissometro, 60
 Simplex (palo), 85
 Sondaggi (attrezzature per), 41, 42
 — (campionatori per), 46
 — meccanici, 42, 43
 — (scopo dei), 41
 Sottofondazioni pali, 178
 Sperone drenante, 483
 Spinta (coefficienti), 14
 — del terreno, 13
 — (diagrammi), 471
 — sui pali, 453
 Spostamenti laterali, 459, 462
 Stabilità dei diaframmi al ribaltamento, 495
 — (pali in gruppo), 421
 — scarpate, 36
 — (scavi senza controventi), 492
 Standard (prova penetrometrica), 50, 376
 — (formule recenti), 338
 — (validità delle formule), 350
 Stern (battipalo), 90
 — (formula), 295
 Strauss (palo), 99

T

Terreno (classificazione), 2, 3
 Terzaghi (coefficienti di), 35, 346, 347

— (esperienze diaframmi), 521
 — (formula), 301, 345
 Tomlison, 371
 Torre latino-americana de Seguros, 178
 Tschebotarioff, 516
 Tubfix (micropali), 146

U

Urto dei corpi, 276
 — fra maglio e palo, 278
 — (energia perduta per), 282, 284

V

Vane test
 Vibrazioni (teoria delle), 306
 Vibro (palo), 92

Vibrocompattazione, 187
 Vibroflottazione, 180
 Vierendeel (formula), 293, 327
 Vite (pali a), 161

W

Weisbach (formula), 294
 Wellington (formula), 296
 West (palo), 84
 Westergaard (metodo di), 441
 Whitaker, 424
 Wolfsholz (palo), 99

Z

Zaruba, 526
 Zublin (palo), 79