

**associazione geotecnica
italiana**

raccomandazioni sui pali di fondazione

dicembre 1984

Il testo delle Raccomandazioni sui Pali di Fondazione in edizione provvisoria è stato redatto dal Prof. F. Esu con la collaborazione dell'Ing. L. Cavalera sulla base dei lavori della Commissione AGI costituita da

Presidente : Franco ESU

Componenti : Mario APPENDINO, Giorgio BERARDI, Michele JAMIOLKOWSKI, Silvano MARCHETTI, Arturo PELLEGRINO, Sergio ROSSI, Andrea TOMIOLO, Carlo VIGGIANI

Segretaria : Laura CAVALERA

La presente edizione definitiva delle Raccomandazioni sui Pali di Fondazione è stata predisposta rielaborando la edizione provvisoria e tenendo presenti le osservazioni formulate dai Soci della Associazione Geotecnica Italiana da una apposita Commissione AGI costituita da

Presidente : Morando DOLCETTA

Componenti : Franco ESU, Gianfelice GATTI, Mario PICCIONE

Segretaria : Laura CAVALERA

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA - V.le Regina Margherita, 183 - 00198 ROMA

Presidente : M. Dolcetta

Consiglieri : A. Balossi Restelli, G. Barla, P. Colombo, B. D'Elia, R. Diamanti, R. Jappelli, R. Nova, R. Riccioni, F. Rossi, P. Sembenelli, V. Troiano, C. Viggiani

Segretario Generale : S. Martinetti

Revisori dei Conti : A. Chisari, E. Dietrich, C. Mascardi, A. Nenzi, F. Riccardi

PRESENTAZIONE

1. PREMESSA

In considerazione del successo, lusinghiero, ottenuto presso Soci e non Soci delle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" — di cui alla edizione 1977, esaurita, farà seguito una ristampa già in corso di elaborazione — il Consiglio dell' A.G.I. decise, a suo tempo, di provvedere alla redazione di un documento, di analoghe caratteristiche, riguardante un altro argomento geotecnico di molto interesse per un ampio spettro di ingegneri e tecnici coinvolti nella progettazione e nella costruzione di opere civili.

L'argomento è quello del progetto, dell'esecuzione e del controllo del comportamento dei pali di fondazione considerati sia in riferimento alle loro diverse tipologie che alle diverse modalità di esecuzione.

Affidato l'incarico di redigere il documento ad una apposita Commissione di esperti presieduta dal Socio Prof. Ing. Franco Esu, una prima edizione provvisoria fu approntata nel 1982 e di essa fu data diffusione sollecitando discussioni, approfondimenti, osservazioni critiche, proposte.

I Soci, manifestando il loro vivo interesse alle nuove "raccomandazioni", hanno corrisposto all'invito dell'Associazione fornendo appunti e costruttivi suggerimenti che, sottoposti ad una nuova più ristretta Commissione, presieduta dal Presidente dell' A.G.I., ha condotto alla redazione di questa edizione definitiva che ho il piacere di presentare.

2. CRITERI INFORMATIVI

Le "Raccomandazioni", lungi dal costituire un manuale sulle fondazioni su pali e, tanto meno, una trattazione avanzata del problema costituiscono, come dice il titolo, una raccolta di suggerimenti riferiti alle situazioni ed ai problemi che più frequentemente si presentano nella pratica dell'Ingegneria Civile.

Il testo è pertanto indirizzato non allo specialista geotecnico, ma piuttosto al grande pubblico dei professionisti e dei progettisti per i quali può costituire un utile riassunto d'informazioni e, appunto, di qualificate raccomandazioni altrimenti da reperirsi nei molti testi trattanti in maniera approfondita l'uno o l'altro dei diversi argomenti.

Dato il carattere della pubblicazione la Commissione redattrice ha preferito adottare il sistema di unità di misura m, Kg (forza), s richiamando anche, ove stimato necessario, le unità di misura del sistema Internazionale (SI).

3 . ARGOMENTI TRATTATI

La prima parte, introduttiva, chiarisce con maggior dettaglio rispetto a quanto esposto in precedenza, i limiti e gli scopi della successiva trattazione e fa richiamo delle norme esistenti e delle definizioni più comuni.

Si tratta poi, nella seconda e terza parte, della tipologia, dei metodi di esecuzione, delle prerogative e dei limiti d'impiego rispettivamente dei pali trivellati e dei pali infissi.

Nel quarto capitolo si espongono raccomandazioni e suggerimenti sul progetto di pali o palificazioni sottoposti a carichi verticali od orizzontali.

Negli ultimi due capitoli si considerano le modalità delle prove di carico verticale od orizzontale con avvertimenti circa l'elaborazione dei dati di misura, le loro elaborazioni e infine, sui limiti di significatività delle prove in questione.

4 . RICONOSCIMENTI

E' doveroso esprimere, a nome dell'Associazione, il più vivo ringraziamento ai membri della Commissione redattrice del testo fondamentale già edito nella richiamata edizione provvisoria del 1982, nonché ai membri della seconda Commissione che con me hanno collaborato nella faticosa opera di revisione del testo stesso vagliando e utilizzando le osservazioni ed i suggerimenti forniti dai Soci.

Ringraziamento particolare va all'Ing. L. Cavallera, Segretario dell'una e dell'altra Commissione, che ha fattivamente contribuito alla stesura ed all'editing della pubblicazione.

Il Presidente

Dott. Ing. Morando Dolcetta

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE

1.1	Scopi e limiti di applicabilità della raccomandazione	pag. 1
1.2	Argomenti trattati	1
1.3	Richiamo alle norme e raccomandazioni esistenti	1
1.4	Avvertenze generali	2
1.5	Definizioni	5

2. PALI TRIVELLATI

2.1	Avvertenze	6
2.2	Tipi di palo e caratteristiche geometriche	6
2.3	Tolleranze	7
2.4	Esecuzione del foro	7
2.4.1	Generalità e avvertenze	7
2.4.2	Perforazione con sistema a percussione	7
2.4.3	Perforazione con sistema a rotazione	8
2.4.4	Idroperforazione	8
2.4.5	Rotopercussione	8
2.5	Metodi per la stabilizzazione del foro	9
2.5.1	Perforazione senza rivestimento nè fango bentonitico	9
2.5.2	Perforazione senza rivestimento ma in presenza di fango bentonitico	9
2.5.3	Perforazione all'interno di tubazioni di rivestimento	9
2.6	Messa in opera della gabbia d'armatura	10
2.7	Getto del calcestruzzo	10
2.7.1	Getto all'asciutto	11
2.7.2	Getto in presenza di acqua e di fango bentonitico	11
2.7.3	Pali di piccolo diametro	12
2.8	Armatura metallica	12
2.8.1	Pali di medio e grande diametro	12
2.8.2	Pali di piccolo diametro	12
2.9	Calcestruzzo	12

3. PALI INFISSI

3.1	Avvertenze	14
3.2	Tipi di palo e caratteristiche geometriche	14
3.3	Tolleranze	15
3.4	Infissione	15

3.4.1 Generalità	pag. 15
3.4.2 Mezzi di infissione	16
3.4.3 Arresto dell'infissione	16
3.5 Messa in opera della gabbia d'armatura	16
3.6 Getto del calcestruzzo	16
3.7 Armature metalliche	17
3.8 Calcestruzzo	17
3.8.1 Pali prefabbricati in c.a. e c.a.p.	17
3.8.2 Pali in acciaio	17
3.8.3 Pali gettati in opera entro una cassa- forma estraibile	17
4. PROCEDURA DI CANTIERE	18
5. PROGETTO	
5.1 Generalità	19
5.2 Pali sottoposti a carichi verticali	19
5.2.1 Carico limite del singolo palo	19
5.2.1.1 Formule statiche	19
5.2.1.2 Coefficienti di sicurezza	24
5.2.1.3 Prove penetrometriche	25
5.2.1.4 Formule dinamiche	28
5.2.2 Carico limite del gruppo di pali	29
5.2.3 Cedimenti del singolo palo e del gruppo di pali	30
5.2.4 Attrito negativo	32
5.3 Pali soggetti a forze orizzontali	34
5.3.1 Carico limite	34
5.3.2 Sollecitazioni e deformazioni in condizio- ni di esercizio	35
6. PROVE DI CARICO VERTICALE	39
6.1 Scopo delle prove	39
6.2 Limiti della significatività delle prove	39
6.3 Prove ad incremento di carico controllato	40
6.3.1 Applicazione e misura del carico	40
6.3.2 Misura degli abbassamenti	41
6.3.3 Misure in profondità	42
6.3.4 Modalità di esecuzione delle prove	43
6.3.5 Presentazione dei risultati	44
6.4 Carico limite	45
6.5 Giudizio sull'esito di una prova di carico e scelta del carico ammissibile	46

7. PROVE DI CARICO ORIZZONTALE	pag. 47
7.1 Scopi	47
7.2 Applicazione e misura del carico	47
7.3 Misura degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni in testa	47
7.4 Misura degli spostamenti orizzontali in profondità	47
7.5 Modalità di esecuzione	48
7.5.1 Carico massimo di prova	48
7.5.2 Programma di carico	48
7.6 Presentazione dei risultati	48
7.7 Elaborazione ed interpretazione	48

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUZIONE

1.1 SCOPI E LIMITI DI APPLICABILITA' DELLA RACCOMANDAZIONE

La presente Raccomandazione vuole offrire una guida a committenti, progettisti e costruttori nella scelta, dimensionamento ed esecuzione dei pali di fondazione.

I motivi e le situazioni nelle quali può risultare necessario o opportuno adottare una fondazione su pali sono numerosi. L'utilità di impiegare pali può essere indipendente dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, anche se il caso più frequente si verifica quando i terreni superficiali hanno caratteristiche meccaniche scadenti e solo a profondità ragionevoli esistono strati consistenti.

Le informazioni e i suggerimenti contenuti nel testo sono destinati a tecnici non specialisti: per quanto riguarda gli aspetti tecnologici, esecutivi e progettuali si è perciò convenuto di riferirsi ai soli casi correnti. Esulano dalla presente norma le fondazioni di opere considerate "speciali" per dimensioni, funzioni e situazioni ambientali; le fondazioni di macchine, le fondazioni soggette a carichi dinamici. Non sono inoltre affrontati i problemi relativi alla costruzione di ancoraggi, setti, diaframmi, etc.

1.2 ARGOMENTI TRATTATI

Il testo si compone di tre parti che riguardano la tipologia dei pali e le tecniche esecutive, il progetto, le prove di verifica e controllo.

Nei capitoli 2 e 3, distinti i pali eseguiti con e senza asportazione di terreno, sono evidenziati i fattori che influenzano la scelta del tipo di palo e sono riportate informazioni su alcune tecniche esecutive.

Il capitolo 5 relativo alla progettazione dei pali riguarda la valutazione del carico limite con i metodi di calcolo usuali (formule statiche e dinamiche, metodi penetrometrici) e la valutazione dei cedimenti.

I capitoli 6 e 7 riguardano le prove di carico che costituiscono un controllo della capacità portante del palo nelle fasi di progetto e collaudo del palo stesso.

1.3 RICHIAMO ALLE NORME E RACCOMANDAZIONI ESISTENTI

In seguito sarà sottinteso il riferimento alla seguente normativa:

- D.P.R. 7.1.1956, n. 154 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni. Cap. III: Scavi e fondazioni.
- 64 - Legge 2.2.1974, n. 54 recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Circolare del Ministero LL.PP. 3797 - 1976.
- Raccomandazione sulle indagini A.G.I. - 1977.
- D.M. 21.1.1981 - 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- 21597
- Circolare Min. LL.PP. 3.6.1981, n. 21598.
 - ISSMFE Sub-Committee for Field and Laboratory Soil Testing, 1981.
 - D.M. 12.2.1983 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
 - D.M. 1.4.1983 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

1.4 AVVERTENZE GENERALI

Malgrado le innumerevoli applicazioni e l'intenso e continuo sforzo di ricerca sull'argomento, il progetto dei pali è operazione ancora essenzialmente empirica; pertanto l'applicazione dei procedimenti di calcolo suggeriti in seguito e dei valori numerici riportati per alcune grandezze deve essere fatta con ogni cautela e verifica che l'esperienza rende possibile.

La progettazione di una palificata comporta due fasi: la previsione del carico limite ed il calcolo dello stato di tensione e deformazione sotto i carichi di esercizio. Anche se convenzionale, la distinzione fra queste due fasi è tuttavia consolidata nella pratica applicativa. In casi particolari, ad es. pali molto snelli in terreni molli e con base su terreni resistenti, può essere necessario uno studio della stabilità dell'equilibrio elastico del fusto del palo.

I fattori che determinano la scelta di fondazioni su pali sono varie e connessi con il sottosuolo (ad es., presenza di terreni con caratteristiche scadenti negli strati superficiali), con l'opera da costruire e le sue caratteristiche funzionali (ad es., intensità e direzione dei carichi; necessità di limitare i cedimenti), con le condizioni ambientali (ad es., scalzamento da parte di corsi d'acqua; previsione di futuri scavi in adiacenza all'opera).

In fig. 1 sono rappresentate schematicamente alcune situazioni in cui conviene adottare questo tipo di fondazione.

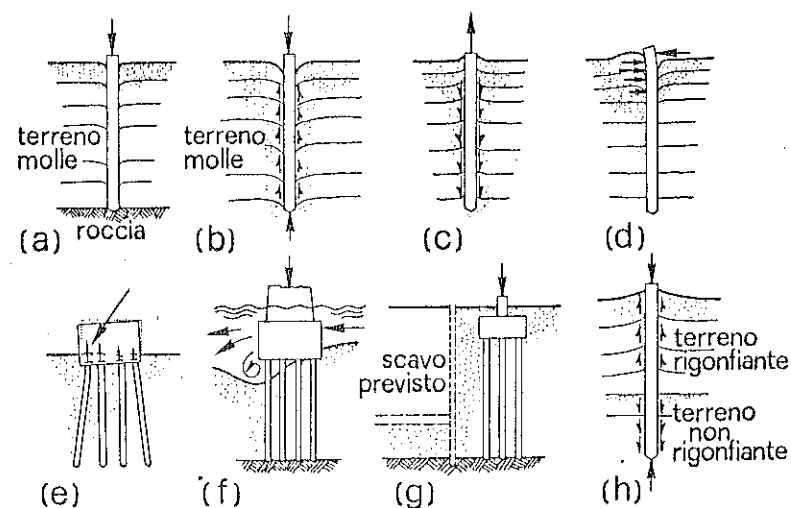


Fig. 1 - SITUAZIONI IN CUI PUO' ESSERE OPPORTUNA UNA FONDAZIONE SU PALI (VESIC, 1977)

Per quanto riguarda la scelta del tipo di palo e il suo dimensionamento, è necessario tener presente la natura delle sollecitazioni applicate (fig. 2). La condizione di carico più comune è quella di carico assiale di compressione, ma sono anche frequenti i casi di forze assiali di trazione ovvero con componenti normali all'asse. Le forze possono essere non direttamente applicate al palo, ma trasmesse ad esso tramite il terreno circostante, come nei problemi di "attrito negativo", o per effetto di carichi applicati in superficie in posizione non simmetrica rispetto al palo stesso.

Allo stato attuale delle conoscenze, non si dispone di un modello, e quindi di un procedimento di calcolo, sufficientemente generale da consentire l'analisi di tutti i casi illustrati. Nelle applicazioni i problemi vengono affrontati con metodi tra loro diversi e con diversi gradi di affidabilità.

In rapporto alla situazione locale, la scelta del tipo di palo più adatto è effettuata tenendo conto di:

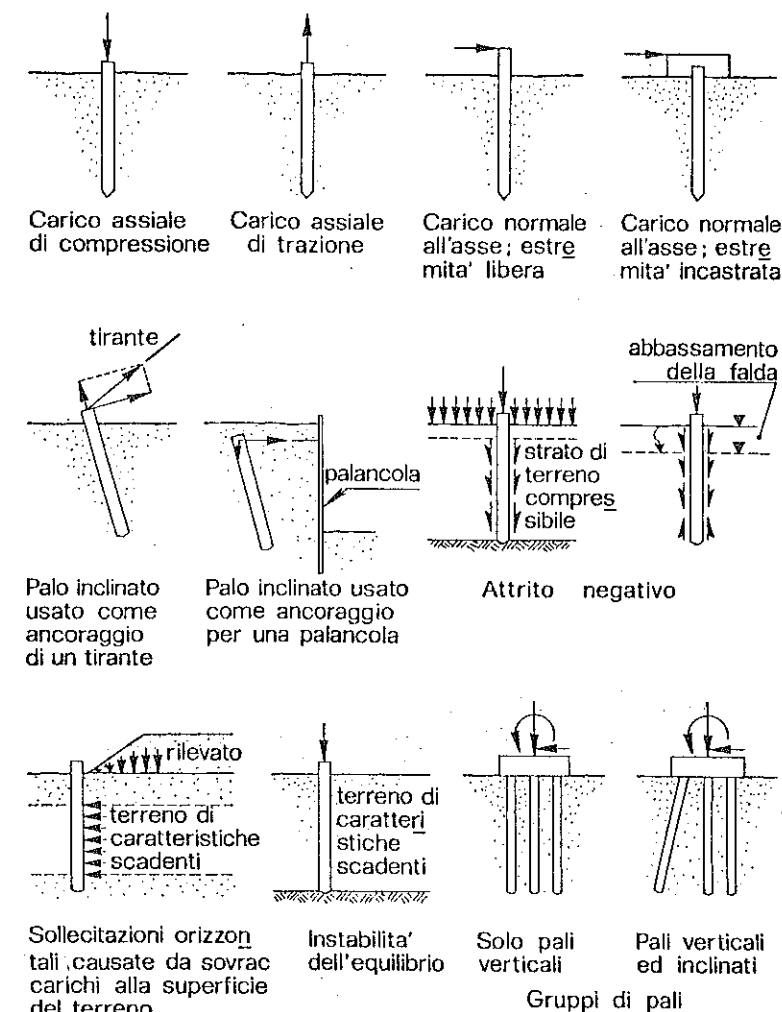


Fig. 2 - PROBLEMI DI PROGETTO DEI PALI DI FONDAZIONE (VESIC, 1977)

- natura e caratteristiche meccaniche dei terreni del sottosuolo;
- modifiche provocate nel terreno dalla costruzione del palo;
- attrezzature disponibili ed effetti prodotti dal metodo di costruzione del palo su manufatti adiacenti;
- caratteristiche di resistenza e durezza del materiale impiegato per la costruzione del palo.

Da quanto precede si possono indicare alcuni criteri generali per la scelta del tipo di palo.

L'impiego di pali trivellati, quando si utilizza un adeguato sistema di perforazione, non trova limitazioni di rilievo nelle caratteristiche dei terreni del sottosuolo. Tuttavia è da tenere presente che l'asportazione di materiale, caratteristica di questo tipo di pali, può causare la decompressione e il peggioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno e che, in terreni incoerenti al di sotto della falda idrica, possono avvenire sifonamenti nel foro trivellato con franamento delle pareti o rifluimento di materiali dal fondo. Tali fenomeni possono essere fronteggiati con l'adozione di tecnologie particolari. Le dimensioni delle attrezzature per la trivellazione, che dipendono soprattutto dal diametro e dalla lunghezza del palo possono essere tali da consentire di operare anche in cantieri ristretti e di non facile accesso. Le operazioni di trivellazione e formazione del palo non pongono particolari problemi e gli effetti sull'ambiente circostante possono essere ridotti a valori accettabili. La tecnologia del getto del calcestruzzo deve essere particolarmente curata ad evitare separazione dei componenti e dilavamento.

I pali infissi, specie se costruiti fuori opera, risultano di difficile esecuzione se il sottosuolo è costituito da terreni con elevata resistenza o da terreni eterogenei con blocchi e trovanti lapidei: eseguiti in terreni incoerenti (sabbie o ghiaie), provocano un addensamento che migliora le caratteristiche del terreno. Per contro, in terreni coerenti saturi, la energia di infissione provoca solo un aumento della pressione neutra e non si ha alcun effetto di addensamento; in alcuni casi (argille sensibili) si può avere rimaneggiamento. Le attrezzature per l'infissione sono di grandi dimensioni e possono perciò essere impiegate solo in cantieri vasti e di agevole accesso. Le operazioni di infissione danno origine a vibrazioni e scuotimenti nel terreno e a rumore intenso che possono provocare disturbo alle persone e, al limite, disastri nei manufatti adiacenti.

La qualità dei materiali è ben controllabile nel caso di pali prefabbricati (c.a., c.a.p., acciaio); per i pali centrifugati, in particolare, è possibile, attraverso la cavità interna, il controllo dell'integrità del palo anche dopo l'infissione. Nei pali battuti, ma gettati in opera in tuboforma infisso per battitura, a fronte della mancata prerogativa di cui anzi, stanno i vantaggi di evitare qualsiasi danneggiamento per battitura e di poter ottenere un allargamento a bulbo alla base del palo.

1.5 DEFINIZIONI

Fondazioni dirette : strutture di fondazione nelle quali il rapporto tra la larghezza del singolo elemento (plinto, trave rovescia) e la profondità del piano di posa è maggiore o uguale a 2.

Fondazioni profonde : strutture di fondazione in grado di trasferire i carichi agli strati profondi del terreno.

Palo : elemento strutturale di fondazione, costruito o infisso dalla superficie del terreno in grado di trasmettere al sottosuolo le forze e i carichi applicati dalla sovrastruttura.

Palificate : gruppo di pali posti a distanza ravvicinata e collegati fra loro da plinti, travi o intelaiature.

Carico limite del palo : il minore tra i valori del carico che produce la rottura del materiale costituente il palo o quella del terreno.

Carico di esercizio del palo : massimo valore del carico che può essere applicato ad un palo, in condizioni di sicurezza, tenuto conto del carico limite, dell'attrito negativo, della distanza tra i pali, della capacità portante del terreno al di sotto del palo e dei cedimenti ammissibili.

Coefficiente di sicurezza del palo : rapporto tra il carico limite e il carico di esercizio.

Cedimento del palo : l'insieme di tre contributi:

- a) accorciamento elastico del palo;
- b) penetrazione del palo nel terreno;
- c) assestamento degli strati sottostanti che si manifesta in tempi lunghi.

Palo trivellato : palo eseguito con asportazione di terreno; esso è realizzato mediante getto di calcestruzzo in un foro trivellato con attrezzature a percussione o a rotazione.

Palo infisso : palo eseguito senza asportazione di terreno; esso è realizzato mediante l'infissione, fino a rifiuto, di elementi prefabbricati (in calcestruzzo, acciaio, legno) potendo essere questi ultimi, qualora cavi, successivamente riempiti di calcestruzzo. L'infissione può effettuarsi a mezzo di battipali o vibratorii.

2. PALI TRIVELLATI

2.1 AVVERTENZE

Per garantire la funzionalità del palo è consigliabile tenere presenti le seguenti avvertenze:

- la quota del piano di lavoro deve essere scelta tenendo conto delle quote del piano di posa delle strutture di collegamento dei pali e della presenza di falde idriche. Si consiglia di fissare il piano di lavoro ad 1 m al di sopra del piano di posa anzidetto e ad 1 ÷ 2 m al di sopra della massima escursione della falda;
- la trivellazione del foro deve essere effettuata con continuità;
- il materiale di risulta degli scavi deve essere rimosso dall'area di lavoro;
- il getto di calcestruzzo deve avvenire con continuità ed in tempi compatibili con i tempi di presa del calcestruzzo impiegato: in caso di presenza nel foro di acqua o di fango si devono impiegare mezzi atti ad evitare il dilavamento del calcestruzzo;
- la sequenza nella costruzione dei pali di una palificata deve essere fissata in modo da non arrecare danno ai pali già costruiti.

2.2 TIPI DI PALO E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

I pali trivellati di norma sono cilindrici e possono essere classificati in funzione del diametro del fusto, valido ai fini del calcolo stesso, a prescindere dal diametro dell'utensile di perforazione. Si definisce diametro nominale il diametro dell'utensile di perforazione oppure il diametro esterno della tubazione di rivestimento in caso di perforazione rivestita.

Convenzionalmente si distinguono i pali di grande, medio e piccolo diametro:

- pali di grande diametro : hanno diametro maggiore di 700 mm; e possono raggiungere, salvo casi speciali, lunghezze dell'ordine di 40 m;
- pali di medio diametro : hanno diametro compreso tra 300 mm e 700 mm; la lunghezza dipende dalla natura dei terreni e dai procedimenti esecutivi; di norma è compresa tra 20 m e 40 m;
- pali di piccolo diametro : hanno diametro compreso tra 80 e 300 mm; e la lunghezza è solitamente compresa fra 10 m e 20 m. Essi sono armati per tutta la lunghezza con armatura metallica e sono realizzati con tecnologie ed attrezzature speciali, diverse da quelle per pali di medio e grande diametro;
- inclinazione : i pali di grande diametro sono generalmente ad asse ver-

ticale; quelli di medio diametro possono essere inclinati fino ad un massimo del 10% circa; i pali di piccolo diametro possono avere inclinazione qualsiasi dalla verticale all'orizzontale;

- configurazione dell'estremità inferiore : nei terreni coerenti è possibile realizzare un allargamento della base del palo rispetto al fusto (pali a base espansa); questo procedimento, poco utilizzato in Italia, è alquanto diffuso all'estero.

2.3 TOLLERANZE

I pali trivellati devono essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili orientative, considerati il diametro e il tipo di palo e la sovrastante struttura di collegamento, nonché il terreno in cui si opera:

- sulle coordinate planimetriche del centro del palo: $\pm 10\%$ del diametro del palo;
- sulla verticalità: $\pm 2\%$; per casi isolati $\pm 5\%$;
- sulla lunghezza:
 - . pali di medio e piccolo diametro : ± 15 cm
 - . pali di grande diametro : ± 25 cm
- sul diametro finito : $\pm 5\%$

N.B. In situazioni particolari si potranno richiedere tolleranze diverse, più consona alle reali difficoltà esecutive ed alle esigenze di lavoro.

2.4 ESECUZIONE DEL FORO

2.4.1 GENERALITÀ E AVVERTENZE

La costruzione dei pali trivellati avviene in due fasi:

- 1) esecuzione di un foro mediante asportazione di terreno dal sottosuolo;
- 2) riempimento del foro con calcestruzzo semplice ed armato.

Nell'esecuzione del foro bisogna:

- evitare il verificarsi di fenomeni di rilascio e di sifonamento che possono provocare una diminuzione della resistenza del terreno interessato dalla palificata;
- garantire la verticalità, la inclinazione prefissata nonché la calibratura del foro.

2.4.2 PERFORAZIONE CON SISTEMA A PERCUSSIONE

Si utilizza per pali di medio e grande diametro. Gli utensili impiegati sono:

- la sonda a valvola;
- la benna;
- lo scalpello.

In questo sistema il terreno viene disgregato dall'utensile che si fa

cadere da una certa altezza; i detriti vengono raccolti dallo stesso attrezzo che, una volta riempito, viene portato in superficie e svuotato. Per la disaggregazione di terreni particolarmente resistenti si ricorre allo scalpello; l'asportazione dei detriti si effettua con sonda a valvola o con benna. In perforazioni con diametro non inferiore a 80 mm e in terreni incoerenti e coerenti, ma non molto resistenti, si ricorre prevalentemente alla benna.

Durante la caduta gli utensili possono urtare le pareti del foro; se questo non è rivestito l'urto ripetuto dell'utensile può provocare, in taluni casi, la levigatura delle pareti, con conseguente riduzione dell'adesione palo-terreno, o il franamento della parete del foro.

Durante l'estrazione dell'utensile può verificarsi, nel caso di scavo in presenza di falda, la decompressione del terreno dovuta all'"effetto pistone" esercitato dall'utensile stesso sul fondo del foro e anche sulle pareti: ciò è funzione del rapporto tra la sezione dell'utensile e la sezione del foro.

2.4.3 PERFORAZIONE CON SISTEMA A ROTAZIONE

Si utilizza per pali di piccolo, medio e grande diametro.

Gli utensili possono essere:

- di tipo chiuso (bucket, secchione, carotiere) con cui si provvede alla disaggregazione del terreno e al trasporto in superficie dei detriti;
- di tipo aperto (eliche) con cui il terreno viene tagliato e fatto risalire in superficie;
- disagregatori, in cui il trasporto dei detriti in superficie viene affidato ad una corrente di acqua o di fango bentonitico ascendente all'interno (circolazione inversa), o all'esterno (circolazione diretta) delle aste di perforazione.

2.4.4 IDROPERFORAZIONE

Si utilizza in terreni sabbiosi. In questo sistema il terreno viene disaggregato da un getto di acqua a forte pressione e trasportato in superficie dalla corrente d'acqua ascendente. Il foro deve essere protetto da una tubazione metallica, che di norma viene infissa con un vibratore. Questo procedimento può provocare il rimaneggiamento del terreno sul fondo del foro.

2.4.5 ROTOPERCUSSIONE

In rocce e per pali di piccolo e medio diametro la perforazione può essere eseguita con attrezzatura a rotopercolazione con martello a fondo foro azionata ad aria compressa: quest'ultima provvede anche allo spurgo dei detriti di perforazione.

2.5 METODI PER LA STABILIZZAZIONE DEL FORO

2.5.1 PERFORAZIONE SENZA RIVESTIMENTO NE' FANGO BENTONITICO

Può essere adottata nei terreni coerenti con consistenza media o elevata ed in assenza di falda. Il suo impiego è sconsigliato se nel sottosuolo sono presenti intercalazioni di terreni incoerenti suscettibili di franare all'interno del foro.

2.5.2 PERFORAZIONE SENZA RIVESTIMENTO MA IN PRESENZA DI FANGO BENTONITICO

La stabilizzazione è ottenuta riempiendo il foro o facendo circolare nel foro un fango bentonitico di adeguato peso specifico.

L'efficacia del procedimento dipende dalla permeabilità del terreno e dal valore della pressione neutra nel terreno. Se nel sottosuolo è presente una falda idrica in pressione bisogna aumentare con opportuni additivi il peso specifico del fango. Nei terreni molto permeabili, per ridurre il volume del fango che filtra nel terreno e per facilitare la formazione di una guaina di fango sulla parete può essere necessario aggiungere al fango inerti di opportuna granulometria. La presenza nel sottosuolo di intercalazioni di materiali a grana grossa ad elevata permeabilità può causare perdite di fango che provocano un brusco abbassamento del livello del fango nel foro, con rischi per la stabilità delle pareti del foro stesso. I terreni argillosi possono rigonfiare, con riduzione delle resistenze al taglio, a causa dell'assorbimento dell'acqua contenuta nel fango.

2.5.3 PERFORAZIONE ALL'INTERNO DI TUBAZIONI DI RIVESTIMENTO

La tubazione, generalmente provvisoria, è costituita da elementi di tubi collegati tra loro mediante manicotti in modo da formare una colonna della lunghezza voluta. All'estremità inferiore di questa è disposto un tubo-corona di spessore elevato che costituisce il tagliente della tubazione. I giunti della tubazione devono essere a tenuta di acqua.

Se si impiega una attrezzatura a percussione la tubazione è infissa o per battitura sulla sua estremità superiore, o con l'ausilio di vibratori, o con pinze a movimento alternato.

L'infissione della tubazione di rivestimento, comunque eseguita, può modificare le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno.

Nei terreni a grana media e grossa si può verificare il rilasciamento del terreno, se si procede con fondo del foro in avanzamento rispetto alla tubazione: il fenomeno può essere particolarmente grave in presenza di falda idrica.

In terreni nei quali possono verificarsi fenomeni di sifonamento (ad es. sabbie al di sotto del pelo libero della falda) può essere necessario:

- a) procedere con la tubazione in "avanzamento" e cioè con la scarpa al di sotto del fondo del foro per una lunghezza che dipende dalle caratteristiche del sottosuolo (natura dei terreni, presenza di falda

- idrica) e dal diametro della tubazione;
- b) mantenere l'acqua o il fango nella tubazione costantemente al di sopra del pelo libero della falda;
 - c) evitare manovre brusche dell'attrezzo di perforazione che possano dar luogo a variazioni cospicue del livello dell'acqua nel foro;
 - d) impiegare camicie a perdere o controcamicie in lamierino.

2.6 MESSA IN OPERA DELLA GABBIA D'ARMATURA

L'armatura con lunghezza pari a quella del palo dovrà essere posta in opera prima del getto e mantenuta in posto senza poggiarla sul fondo del foro.

Qualora non sia necessario armare il palo, si dovrà inserire un breve tratto di armatura nella sua parte sommitale allo scopo di rendere solidi il palo e la sovrastante struttura di collegamento. Questa armatura sarà dimensionata in base al diametro del palo facendo riferimento alla vigente norma sul cemento armato e opportunamente collegata da una spirale o da anelli.

Per consentire il flusso del calcestruzzo dall'interno dell'armatura verso l'esterno, l'interasse fra le barre longitudinali deve essere fissato tenendo conto della granulometria degli inerti: di regola esso dovrà essere non minore di 2.5 volte il diametro massimo dei granuli e, comunque, non inferiore a 8 cm.

Per ridurre il pericolo della corrosione, l'armatura non deve essere a diretto contatto col terreno del fondo e della superficie laterale del foro.

Pertanto l'armatura stessa sarà dotata di opportuni distanziatori, preferibilmente non metallici, atti a garantire la sua centratura all'interno del foro ed un copriferro netto minimo di 4 cm rispetto alle barre longitudinali.

2.7 GETTO DEL CALCESTRUZZO

Prima di porre in opera l'eventuale armatura e di iniziare il getto del calcestruzzo, è necessario pulire il fondo del foro e controllare la lunghezza del foro stesso. La pulizia del fondo del foro è un'operazione particolarmente importante e richiede attrezzature idonee e personale qualificato.

L'intervallo di tempo tra la perforazione ed il getto deve essere ridotto al minimo, soprattutto nel caso di pali che lavorano prevalentemente per adesione laterale.

Qualora siano possibili franamenti dalle pareti del foro che potrebbero compromettere la continuità del getto, sarà necessario disporre una tubazione di rivestimento provvisoria almeno fino alla zona in cui possono verificarsi inconvenienti.

Con calcestruzzi di idonea lavorabilità il peso proprio del calcestruzzo

garantisce un addensamento sufficiente.

Il getto di calcestruzzo deve essere portato ad almeno $0,5 \pm 1$ m al di sopra della quota di sommità del palo prevista in progetto e coincidente con la superficie inferiore della struttura di collegamento, ciò al fine di tener conto del calo del calcestruzzo causato dall'estrazione delle tubazioni nel caso di pali trivellati con rivestimento metallico, e per consentire di eliminare la parte superiore del getto ("scapitozzatura").

Per assicurarsi della continuità del palo è opportuno tenere sotto controllo il volume di calcestruzzo immesso nel foro e paragonare questo volume con quello teorico, calcolato in base al diametro nominale del palo. Inoltre ove si impieghi la camicia, l'estremità inferiore di questa deve rimanere sempre immersa nel calcestruzzo per una lunghezza adeguata al sistema di perforazione e alla natura del terreno (comunque non meno di 2 m).

2.7.1 GETTO ALL'ASCIUTTO

Il calcestruzzo deve essere messo in opera con continuità evitando urti con le armature e con le pareti del foro. A tal fine il getto deve essere effettuato ad iniziare dal fondo del foro, impiegando un tubo convogliatore in acciaio con diametro interno di almeno 20 cm. Il getto deve essere effettuato in modo da non provocare la segregazione della malta dagli inerti e la formazione di vuoti dovuti alla presa difettosa del calcestruzzo, per insufficiente altezza del calcestruzzo nel tubo convogliatore, per inadeguata lavorabilità del calcestruzzo, per estrazione ritardata della tubazione di rivestimento o del tubo convogliatore. All'inizio delle operazioni di getto, si dovrà inserire alla bocca del tubo convogliatore un tappo (di carta, polistirolo o simili), per evitare il dilavamento della prima carica di calcestruzzo. Inoltre si dovrà curare che l'estremità inferiore del tubo convogliatore rimanga sempre immersa nel getto per almeno 1 m.

2.7.2 GETTO IN PRESENZA DI ACQUA E DI FANGO BENTONITICO

In questi casi sono necessari i seguenti ulteriori accorgimenti:

- l'estremità superiore della camicia di rivestimento dovrà essere a quota superiore rispetto al pelo libero della falda;
- la pulizia del fondo del foro dovrà essere effettuata con particolare attenzione ed immediatamente prima del getto al fine di eliminare i detriti di perforazione sedimentatisi sul fondo;
- il sollevamento della tubazione di rivestimento e del tubo convogliatore deve essere effettuato in modo da evitare il trascinarsi di un blocco di calcestruzzo. E' pertanto necessario eseguire le operazioni con continuità prima che inizi la presa del calcestruzzo controllando, durante tale operazione, il livello del calcestruzzo nel foro e rile-

vando eventuali suoi innalzamenti che denuncino la formazione di una discontinuità nel palo. I giunti di collegamento degli elementi costituenti il tubo convogliatore devono essere a tenuta stagna;

- in terreni di elevata permeabilità ed in presenza di falda idrica con elevata velocità di filtrazione (ad esempio: ghiaie nell'alveo di corsi d'acqua) bisogna garantire che l'acqua di filtrazione non dilavi il cemento prima che questo abbia fatto presa. Per evitare questo inconveniente, può essere necessario disporre un rivestimento permanente;
- nella scelta del tipo di cemento occorre tener conto anche delle caratteristiche chimiche dell'acqua del sottosuolo o del fango di perforazione.

2.7.3 PALI DI PICCOLO DIAMETRO

Valgono tutte le avvertenze di cui ai paragrafi 2.6 e 2.7. Le modalità di getto sono diverse per i vari tipi di pali e dipendono dalle attrezzature impiegate.

2.8 ARMATURA METALLICA

Le armature dovranno essere realizzate con acciai saldabili che rispettino la normativa specifica.

2.8.1 PALI DI MEDIO E GRANDE DIAMETRO

L'armatura metallica sarà costituita da una gabbia assemblata fuori opera con barre longitudinali collegate fra loro da una spirale metallica esterna e da anelli di irrigidimento interni con legature e punti di saldatura elettrica.

2.8.2 PALI DI PICCOLO DIAMETRO

L'armatura è costituita di norma da una barra di acciaio ad aderenza migliorata provvista di opportuni centratori, oppure da un tubo in acciaio di elevate caratteristiche meccaniche, avente diametro esterno di 50-100 mm e diametro interno di 35-85 mm eventualmente munita di valvole di non ritorno. In pali con diametro maggiore di 130 mm l'armatura può essere costituita da più barre collegate tra loro.

2.9 CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo devono essere definite in progetto e verificate in sede esecutiva.

Il calcestruzzo deve essere preparato con una quantità di cemento non inferiore a 300 kg per m³ di impasto e comunque tale da fornire una resistenza caratteristica a 28 giorni, corrispondente al tasso di lavoro del palo e opportunamente maggiorata per tener conto delle modalità di getto, non inferiore a quella della classe R_{BK} 200.

Il rapporto ponderale acqua/cemento non dovrà superare il valore di 0,55 comprendendo nel peso dell'acqua l'umidità degli inerti. L'impasto deve essere sufficientemente scorrevole, ma non tanto da consentire la segregazione dei componenti. Le prove "slump" devono fornire un risultato compreso tra 15 e 20 cm. Per ottemperare a questi requisiti potrà essere necessario l'impiego di opportuni additivi fluidificanti, non aeranti. E' ammesso l'impiego di ritardanti di presa o di fluidificanti con effetto ritardante.

3. PALI INFISSI

3.1 AVVERTENZE

L'adozione e la corretta installazione dei pali eseguiti senza asportazione di materiale devono tener conto di una serie di fattori geotecnici e ambientali tra i quali:

- natura e caratteristiche meccaniche dei terreni;
- disturbo alle persone provocato dalle vibrazioni e dai rumori causati dall'infissione dei pali;
- danni che l'installazione dei pali in alcuni casi può arrecare alle opere vicine a causa delle vibrazioni, degli spostamenti orizzontali e verticali del terreno, provocati durante la loro infissione;
- danni che l'infissione dei pali può causare ai pali vicini.

3.2 TIPI DI PALO E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Per esigenze costruttive o per ragioni di trasporto, i pali possono essere costruiti in tronchi da unire in opera.

Il giunto tra i tronchi deve essere in grado di trasmettere al tronco sottostante le sollecitazioni che il palo deve sopportare in quel punto e con lo stesso margine di sicurezza dei due tronchi che unisce.

Pali prefabbricati in c.a. ordinario - Sono costituiti da elementi a sezione costante o rastremata, di forma circolare, ottagonale, esagonale, quadrata, pieni o cavi aventi lunghezze che non superano in genere 20 m; l'area della sezione è compresa tra 0.04 e 0.5 m².

Pali prefabbricati in c.a. precompresso - Sono simili, per quanto concerne la forma della sezione, ai pali in c.a. ordinario e possono raggiungere la lunghezza di 30 : 35 m. La precompressione viene adottata per limitare gli effetti delle sollecitazioni indotte durante il sollevamento, il trasporto e la battitura e per ridurre il pericolo di fessurazione nei pali tesi. Anche questo tipo di pali può essere costituito da elementi giuntati.

Pali d'acciaio - I pali d'acciaio possono essere a sezione circolare cilindrici o tronco-conici, lisci o corrugati, e possono essere infissi aperti o chiusi inferiormente, a seconda delle condizioni geotecniche dei terreni di fondazione. Il diametro può variare da un minimo di 0.2 m ad un massimo di 3 m e la lunghezza, particolarmente nelle opere marittime e in quelle in mare aperto, può raggiungere 100 metri.

Pali infissi gettati in opera - Si tratta di pali in c.a. realizzati entro una cassaforma costituita da un tubo d'acciaio di grande spessore, chiuso inferiormente, che viene infisso nel terreno fino alla profondità voluta. La lunghezza di questi pali non supera in genere 30 : 35 me-

tri e il diametro è compreso tra 0.3 e 0.6 metri.

Configurazione dell'estremità inferiore - L'estremità inferiore del palo prefabbricato in c.a. e c.a.p. è in genere protetta e rinforzata da piastre o puntazze metalliche la cui configurazione dipende dalla natura e dalle caratteristiche dei terreni del sottosuolo.

Per i pali tubolari chiusi inferiormente, la chiusura è realizzata con un fondello piatto oppure con una punta conica saldata al tubo.

Per i pali tubolari aperti inferiormente si adottano, per l'estremità inferiore del palo, opportune scarpe interne o esterne di caratteristiche adeguate al tipo di terreno.

3.3 TOLLERANZE

I pali infissi possono essere installati verticali ed inclinati. L'inclinazione in genere non supera i valori di:

- 1:3.5 nel caso dei pali prefabbricati;
- 1:4 nel caso dei pali gettati in opera.

Essi devono essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto con le seguenti tolleranze ammissibili orientative, considerati il diametro e il tipo di palo e la sovrastante struttura di collegamento nonché il terreno in cui si opera:

- sulle coordinate planimetriche del centro del palo: $\pm 10\%$ del diametro del palo;
- sulla verticalità, o sulla inclinazione di progetto: $\pm 2\%$.

3.4 INFISSIONE

3.4.1 GENERALITÀ

Oltre le avvertenze di carattere generale (di cui ai capp. 1 e 4), prima di iniziare l'infissione deve essere controllata la verticalità o l'esatta inclinazione del palo e la coassialità della mazza; se durante l'infissione il palo mostra tendenza a spostarsi o a inclinarsi, la mazza deve seguirlo nei movimenti per mantenere la coassialità.

Sulla superficie di ogni palo o cassaforma dovranno essere tracciate delle linee orizzontali ben visibili distanziate tra loro di 0.5 m. Negli ultimi 2 : 4 m del palo o della cassaforma tali linee dovranno essere distanziate 0.1 m, onde rendere più precisa la rilevazione dei rifiuti nella fase finale della battitura.

In condizioni geotecniche particolari può essere richiesta la ribattitura di tutti o di una parte di pali già infissi. In questo caso si dovranno rilevare i "rifiuti" per ogni 0.1 m di penetrazione, evidenziando, nel rapporto relativo al palo (v. paragrafo 5.2.1.4), che si tratta di ribattitura.

Un arresto prematuro dell'infissione può determinare in esercizio cedimenti incompatibili con la sicurezza della struttura sostenuta. Occorre perciò che il rifiuto sia scrupolosamente controllato sulla base delle considerazioni di cui al punto 5.2.1.4.

3.4.2 MEZZI DI INFIESSIONE

I tipi di battipalo impiegati per l'infissione dei pali eseguiti senza asportazione di terreno sono:

- battipali con maglio a caduta libera;
- battipali a vapore ad azione singola;
- battipali a vapore a doppia azione;
- battipalo diesel;
- battipalo a vibrazione.

L'infissione può avvenire battendo il palo in sommità oppure sul fondo.

3.5 MESSA IN OPERA DELLA GABBIA D'ARMATURA

Nei pali d'acciaio e nei pali infissi gettati in opera la gabbia di armatura metallica con lunghezza uguale o prossima a quella del palo dovrà essere inserita prima dell'inizio delle operazioni di getto. Nel caso in cui la gabbia avesse lunghezza sensibilmente inferiore a quella del palo il suo inserimento dovrà avvenire a getto già parzialmente effettuato. Nei casi in cui, per l'adozione di particolari metodi operativi, si renda inevitabile l'inserimento della gabbia d'armatura a getto completato, si dovrà porre la massima cura per evitare il danneggiamento della gabbia stessa durante la sua infissione a pressione o a vibrazione e l'impresa esecutrice dovrà rendere conto dettagliato degli accorgimenti che intende adottare in proposito.

3.6 GETTO DEL CALCESTRUZZO

Il getto del calcestruzzo dovrà avvenire all'asciutto. Nei casi in cui risulti che il tubo forma è, tutto o in parte, pieno d'acqua si dovrà considerare non accettabile il palo, salvo il caso dei pali gettati entro un tubo metallico a perdere in cui, previa autorizzazione della D.L., si potrà procedere al tentativo di asciugare il foro.

La messa in opera del calcestruzzo dovrà avvenire ricorrendo ad uno dei seguenti sistemi:

- tubo getto;
- benna con fondo apribile.

Per i pali gettati entro un tubo-forma estraibile potrà essere richiesto il controllo dei volumi di getto a tratti da 3 a 5 metri.

3.7 ARMATURE METALLICHE

Le armature metalliche e le tubazioni in acciaio dovranno soddisfare la normativa specifica. Nel caso di pali prefabbricati esse dovranno essere dimensionate tenendo conto anche delle sollecitazioni a cui i pali saranno soggetti durante il trasporto e le successive fasi di infissione e di esercizio.

3.8 CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno ottemperare a quanto prescritto dalla normativa specifica vigente e a quanto detto nel precedente paragrafo 2.9.

3.8.1 PALI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

I pali prefabbricati usati nell'esecuzione della palificata dovranno essere corredati da opportuna documentazione fornita dal costruttore attestante l'idoneità degli stessi all'uso a cui sono destinati.

3.8.2 PALI IN ACCIAIO

La resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo utilizzato per il getto dei pali tubolari in acciaio deve risultare in genere superiore a 300 kg/cm^2 .

Lo "slump" dell'impasto dovrà essere adeguato alle modalità con le quali si intende effettuare il getto.

3.8.3 PALI GETTATI IN OPERA ENTRO UNA CASSAFORMA ESTRAIBILE

Di regola il calcestruzzo deve essere dosato con almeno 300 kg di cemento al m^3 d'impasto, con rapporto acqua-cemento dell'ordine di 0.4 e "slump" non superiore a $3 \pm 4 \text{ cm}$ nel caso in cui il calcestruzzo venga compattato, o con rapporto acqua-cemento 0.5 ± 0.55 e "slump" di valore compreso tra 15 e 20 cm nel caso di palo colato.

4. PROCEDURA DI CANTIERE

Prima di iniziare i lavori di palificazione l'impresa esecutrice dovrà presentare:

- una pianta della palificata con la posizione planimetrica di tutti i pali, inclusi quelli di prova, contrassegnati con numero progressivo. (Sul terreno la posizione dei pali dovrà essere indicata mediante appositi picchetti sistemati in corrispondenza dell'asse di ciascun palo: su ogni picchetto dovrà essere riportato il numero progressivo del palo quale risulta dalla pianta della palificata);
- un programma cronologico di esecuzione dei pali, elaborato in modo da minimizzare gli effetti negativi delle operazioni di trivellazione o di infissione dei pali stessi sulle opere vicine o sui pali già eseguiti. Nel corso dei lavori, si dovrà compilare giornalmente idonea documentazione dei pali eseguiti, dalla quale risultino tutti gli elementi utili a determinare le caratteristiche tecniche ed esecutive di ciascun palo. A titolo esemplificativo si elencano le principali:

- data;
- cantiere;
- operatore alla macchina di trivellazione o infissione;
- numero del palo;
- indicazione delle caratteristiche del terreno o dell'eventuale presenza di falde acquifere;
- profondità del palo;
- metodo di perforazione, uso del fango, rivestimenti;
- diametro;
- ora di inizio ed ultimazione della perforazione;
- composizione e lunghezza della gabbia di armatura;
- ora di inizio ed ultimazione della posa in opera dell'armatura;
- quantità di calcestruzzo impiegato per il getto;
- ora di inizio ed ultimazione del getto;
- note;
- nel caso di pali infissi saranno inoltre indicati tutti gli elementi caratteristici di tale specie di palo (tipo e peso del maglio, rifiuto, numero di colpi, altezza di caduta, etc.).

5. PROGETTO

5.1 GENERALITA'

La condizione più frequente per il palo di fondazione è quella di carico assiale; tuttavia essa non si presenta come la sola condizione di carico. La progettazione del palo richiede che siano valutati il carico ammissibile e lo spostamento che si manifesta sotto lo stato di sollecitazione imposto.

Il carico ammissibile nei confronti del carico assiale può essere valutato quale quota parte del carico Q_{lim} (v. par. 1.5). Il valore Q_{lim} può essere ricavato da prove di carico su prototipi (v. cap. 6) o sulla base di modelli teorici. Di largo impiego per la valutazione di Q_{lim} sono le formule "statiche" o, con riferimento ai dati ottenibili durante l'infissione, le formule "dinamiche". Si possono utilizzare infine i risultati di prove penetrometriche.

Nel caso di fondazioni particolarmente impegnative, quando siano note le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, si può far ricorso a modelli matematici che impongano condizioni di equilibrio e congruenza nel fenomeno di interazione terreno-palo (ad es. procedimenti con FEM o altri approcci simili).

Lo spostamento che si manifesta a causa della sollecitazione applicata può essere valutato:

- dall'interpretazione della curva carico-cedimento ottenuta con la prova di carico;
- mediante i procedimenti analitici sopra citati.

5.2 PALI SOTTOPOSTI A CARICHI VERTICALI

5.2.1 CARICO LIMITE DEL SINGOLO PALO

5.2.1.1 FORMULE STATICHE

Le formule "statiche" consentono il calcolo del carico limite sulla base della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno.

Ai fini del calcolo il carico limite Q_{lim} di un palo viene suddiviso convenzionalmente in due contributi: la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_s (fig. 3):

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s = q_p A_p + \bar{q}_s A_s \quad (1)$$

I simboli q_p e $\bar{q}_s$ indicano rispettivamente la resistenza unitaria alla punta e la tensione tangenziale media lungo la superficie laterale del palo; A_p e A_s indicano rispettivamente le aree della punta e della superficie laterale. La suddivisione è convenzionale in quanto Q_p e Q_s non vengono mobilitate per uno stesso valore del cedimento. I risultati sperimentali mostrano che la resistenza laterale raggiunge il suo valore limite per

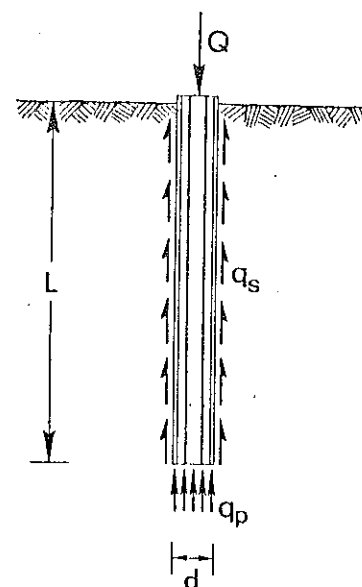


Fig. 3 - SCHEMA PER LE FORMULE STATICHE

cedimenti del palo di 5 ± 10 mm circa, indipendentemente dal diametro del palo, mentre la resistenza alla punta si mobilita solo dopo cedimenti dell'ordine del $10\% d \pm 30\% d$. Nel calcolo di Q_p e Q_s si prescinde inoltre dalla interferenza tra i due fenomeni di rottura.

Nel caso generale di un mezzo dotato di coesione e di attrito, e per pali a sezione circolare, l'espressione di q_p cui si perviene è la seguente:

$$q_p = N_c \cdot c + N_q \cdot q_L \quad (2)$$

dove c è la coesione e q_L il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume $q_L = \gamma L$ (ovvero $q_L = \sum \gamma_i L_i$ se si è in terreni stratificati); N_c ed N_q sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/d . Tra N_c e N_q esiste la relazione

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi \quad (3)$$

La resistenza laterale q_s alla generica profondità z viene valutata con l'espressione:

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v \quad (4)$$

dove q_a è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale, μ è un coefficiente di attrito terreno-palo, k è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità ($\sigma_v = \gamma z$ o $\sum \gamma_i z_i$).

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e per terreni coerenti saturi (limi e argille).

a) Terreni incoerenti

E' da tener presente che nei terreni incoerenti e quindi molto permeabili ci si trova in condizioni drenate. Pertanto le tensioni verticali devono essere espresse in termini di tensioni efficaci e nel caso dei terreni immersi in falda devono essere calcolate riferendosi al peso dell'unità di volume del terreno immerso ($\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$).

Nell'applicare la relazione [2] per la valutazione del carico limite alla punta bisogna tenere conto che:

- il valore di N_q ha un elevato gradiente in funzione di φ' ; pertanto una incertezza di qualche grado nel valore di φ' comporta un'incertezza assai ampia nella valutazione di q_p ;
- l'angolo di attrito φ' è sensibilmente influenzato dalle modalità esecutive del palo;
- le differenti teorie disponibili conducono a valori di N_q differenti tra loro.

Anche i valori di k e μ nella relazione [4], dipendono dalla tecnologia esecutiva del palo.

Pali di medio diametro - Per la valutazione della resistenza alla punta Q_p si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di N_q , per un dato valore dell'angolo d'attrito, variano in un intervallo molto ampio (fig. 4). E' frequente l'impiego dei valori di N_q che si utilizzano nel calcolo del carico limite di fondazioni superficiali (Terzaghi, Hansen, Meyerhof, etc.). Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ($\varphi' \leq 35^\circ$) è prevalso l'uso dei valori di N_q forniti dalla teoria di Berežantzev (1961).

Nella scelta dei valori di N_q si deve tener conto, oltre che delle considerazioni teoriche, delle modalità esecutive del palo e delle caratteristiche del terreno in cui si opera.

Per il calcolo della resistenza laterale q_s [4] si assume $q_a = 0$.

I valori di k variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si può fare riferimento ai valori empirici di k e μ riportati in Tab. 5.1.

Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e μ dell'eq. [4] per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	$0.5 \div 1$	$\operatorname{tg} 20^\circ$
	Calcestruzzo prefabbricato	$1 \div 2$	$\operatorname{tg} (3/4 \varphi')$
	Calcestruzzo gettato in opera	$1 \div 3$	$\operatorname{tg} \varphi'$
TRIVELLATO		$0.4 \div 0.7 (*)$	$\operatorname{tg} \varphi'$

(*) Decrescente con la profondità.

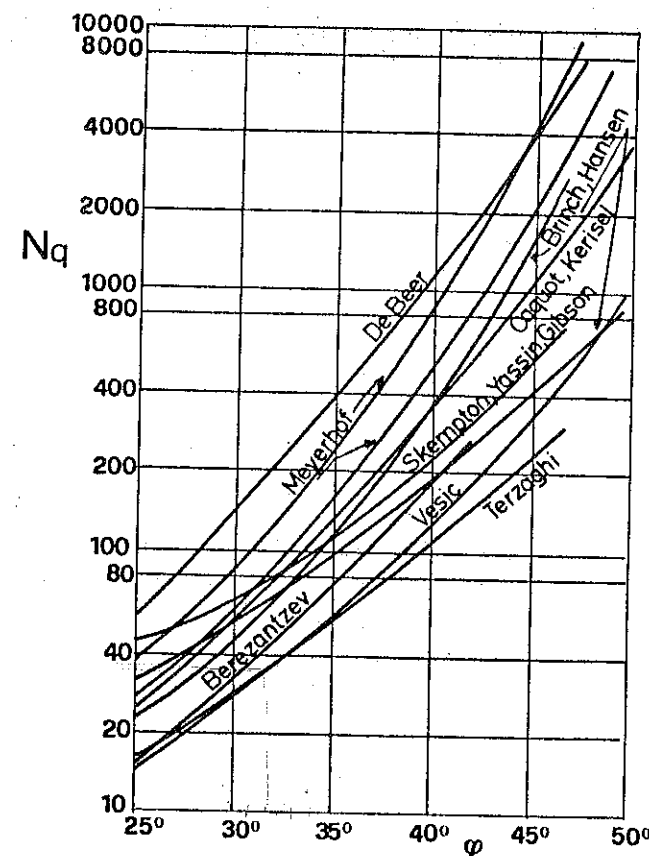


Fig. 4 - VALORI DI N_q (SECONDO VARI AUTORI)

Per i pali trivellati è opportuno applicare criteri cautelativi nella valutazione della resistenza limite. Per i pali battuti va ricordato che il valore di k dipende dal volume di terreno spostato durante l'infissione e dalla forma del palo.

Pali di grande diametro - Si ricorda che nel caso di pali trivellati, l'esecuzione del foro produce inevitabili modifiche delle caratteristiche del terreno.

Con le opportune cautele per tener conto di tale fatto, la resistenza laterale può essere valutata mediante la [4] con i valori di k e μ riportati in Tab. 5.1.

La valutazione della resistenza alla punta deve essere basata su considerazioni relative ai cedimenti ammissibili piuttosto che alla rottura alla base del palo stesso. Il valore dello sforzo alla punta cui corrisponde l'insorge

re nel terreno delle prime deformazioni plastiche può essere dedotto dall'espressione

$$q_p = N_q^* \cdot q_L \quad (5)$$

in cui i valori di N_q^* , secondo Berezantzev (1963) sono riportati in fig. 5. Mediante il coefficiente di capacità portante N_q^* si calcola il valore di q_p corrispondente ad un cedimento della base del palo pari a $(0.06 \pm 0.1) d$.

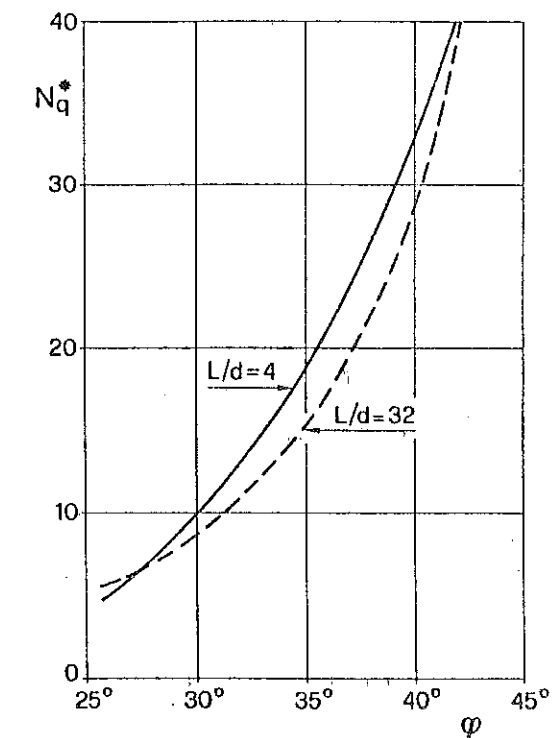


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

b) Terreni coerenti

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali. La resistenza del terreno viene pertanto espressa da un valore della coesione c_u con $\varphi_u = 0$. Per $\varphi_u = 0$, $N_q = 1$; per N_c è comunemente adottato il valore 9. La resistenza alla punta vale quindi:

$$q_p = \gamma L + 9 c_u$$

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno: l'adesione può essere valutata mediante i valori riportati in Tab. 5.2 in funzione della coesione non drenata c_u . Recentemente si è riconosciuto che una più razionale previsione della resistenza laterale (anche per i terreni coesivi) può essere ottenuta attraverso un'analisi in termini di tensioni efficaci. Un tale tipo di ana

Tab. 5.2 - Valori indicativi dell'adesione q_a per pali in terreni coesivi

Materiale		c_u (kPa)	q_a (kPa)	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		$25 + 50$	$0.85 c_u$	
		$50 + 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		$25 + 50$	$0.80 c_u$	
		$50 + 75$	$0.65 c_u$	
		> 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
		$25 + 50$	$0.80 c_u$	
		$50 + 75$	$0.60 c_u$	
		≥ 75	$0.40 c_u$	

lisi comporta la conoscenza della pressione efficace che agisce orizzontalmente nel terreno e, allo stato attuale, ciò è possibile solo per le argille normalmente consolidate. In tali terreni può porsi:

$$q_s = (1 - \sin \varphi') \operatorname{tg} \varphi' \cdot \sigma'_v \quad (5)$$

in cui φ' è l'angolo di attrito in termini di tensioni efficaci e σ'_v è la pressione efficace verticale alla profondità z . Il termine $(1 - \sin \varphi') \operatorname{tg} \varphi'$ equivale al termine $k \mu$ della rel. [4]; per φ' compreso fra 15° e 30° esso varia fra 0.20 e 0.29. In pratica, sulla base dei dati sperimentali potrà assumersi, per qualsiasi tipo di palo in argille normalmente consolidate:

$$q_s = 0.25 \sigma'_v$$

5.2.1.2 COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Come posto in evidenza nei paragrafi precedenti, la grandezza dei parametri caratteristici del terreno che entrano nelle relazioni per il calcolo del carico limite è influenzata dal tipo e dalle modalità esecutive del palo. I coefficienti che compaiono nelle stesse relazioni dipendono dalle ipotesi assunte per simulare il comportamento a rottura del complesso palo-terreno.

Per tali motivi, le "formule statiche" devono essere considerate delle relazioni semi-empiriche, il cui impiego deve essere sottoposto a tutti i controlli dettati dall'esperienza del progettista.

Per gli stessi motivi, la scelta dei valori del coefficiente di sicurezza, per il calcolo del carico ammissibile, deve essere responsabilmente effettuata dal progettista sulla base della valutazione del peso che assumono, caso per caso, i fattori che determinano il comportamento del pa-

lo (successione dei terreni del sottosuolo, distribuzione e valori delle pressioni neutre, modalità esecutive e tipo di palo, etc.).

Il DM 21.1.81, prescrive per il coefficiente di sicurezza da applicare al carico limite, comunque calcolato, il valore di 2.5.

Sulla base dell'esperienza sono consigliati i seguenti valori:

- $2.5 \leq F \leq 3.5$, se il carico limite è calcolato come somma della resistenza laterale e della resistenza alla punta (rottura);
- $1.75 \leq F \leq 2.5$, se il carico limite è calcolato come somma della resistenza laterale e della resistenza alla punta relativa all'insorgere di deformazioni plastiche (stato limite di servizio);
- $2.0 \leq F \leq 2.5$, se il carico limite è determinato mediante prove di carico (v. par. 6.5).

5.2.1.3 PROVE PENETROMETRICHE

La previsione del carico limite dei pali può essere ricavata dai risultati di prove penetrometriche statiche (CPT) e di prove SPT (Standard Penetration Test).

Penetrometro statico: la resistenza unitaria alla punta q_p di un palo battuto di lunghezza L può essere correlata al valore della resistenza unitaria R_p che rappresenta la media "pesata" tra i valori misurati nel campo di profondità: $(L - 8d) + (L + 4d)$. La resistenza laterale di pali battuti può essere valutata in funzione della resistenza laterale unitaria R_{LL} , ponendo:

$$q_s = R_{LL} \quad (6)$$

oppure correlando i valori di q_s ai valori di R_p con l'espressione:

$$q_s = \alpha R_p \quad (7)$$

i cui valori di α possono essere desunti dalla Tab. 5.3.

Tab. 5.3 - Correlazione fra resistenza penetrometrica alla punta (espressa in kg/cm^2) e resistenza laterale per pali battuti

Stato di addensamento	R_p (kg/cm^2)	α (eq. 7)
Molto sciolto	20	0.020
Sciolto	20 - 50	0.015
Medio	50 - 150	0.012
Denso	150 - 200	0.009
Molto denso	250	0.007

Standard Penetration Test (SPT): la resistenza unitaria alla punta di un palo battuto può essere assunta pari a:

$$\bar{q}_p \text{ (kg/cm^2) } = \beta \bar{N}_{\text{SPT}} \quad (8)$$

in cui $\bar{N}_{SPT}$ è la resistenza alla penetrazione, in colpi/piede, mediata nel tratto fra le profondità $(L+d)$ e $(L-4d)$, purchè il profilo penetrometrico sia sufficientemente omogeneo.

I valori di β sono riportati in Tab. 5.4.

La resistenza laterale media per pali battuti può essere valutata con la relazione

$$\bar{q}_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \frac{\bar{N}_{SPT}}{50} \quad (9)$$

in cui $\bar{N}_{SPT}$ è il valor medio della resistenza penetrometrica Standard (colpi/piede) sull'intera lunghezza L del palo.

A titolo di orientamento per la valutazione del carico limite dei pali trivellati si può fare riferimento alle correlazioni empiriche riportate in fig. 6 e 7. La $\bar{q}_s = f(\bar{N}_{SPT})$, valutata mediante il diagramma di fig. 7 rappresenta il valore massimo possibile.

Nella progettazione è bene assumere:

$$\bar{q}_s = k \cdot \mu \cdot \bar{\sigma}_v \quad \text{quando esso è} < \bar{q}_s = f(\bar{N}_{SPT})$$

$$\bar{q}_s = f(\bar{N}_{SPT}) \quad \text{quando esso è} < \bar{q}_s = k \cdot \mu \cdot \bar{\sigma}_v$$

In ogni caso è opportuno che il valore adottato per il carico limite non superi $150 + 200 \text{ kg/cm}^2$.

Tab. 5.4 - Correlazione indicativa fra resistenza penetrometrica standard N_{SPT} e resistenza alla punta di pali battuti (espressa in kg/cm^2)

Tipo di terreno	β (eq. 8)
Limi e limi sabbiosi	2
Sabbie e sabbie debolmente limose	3,5
Sabbie ghiaiose	5
Ghiaie sabbiose e ghiaie	6

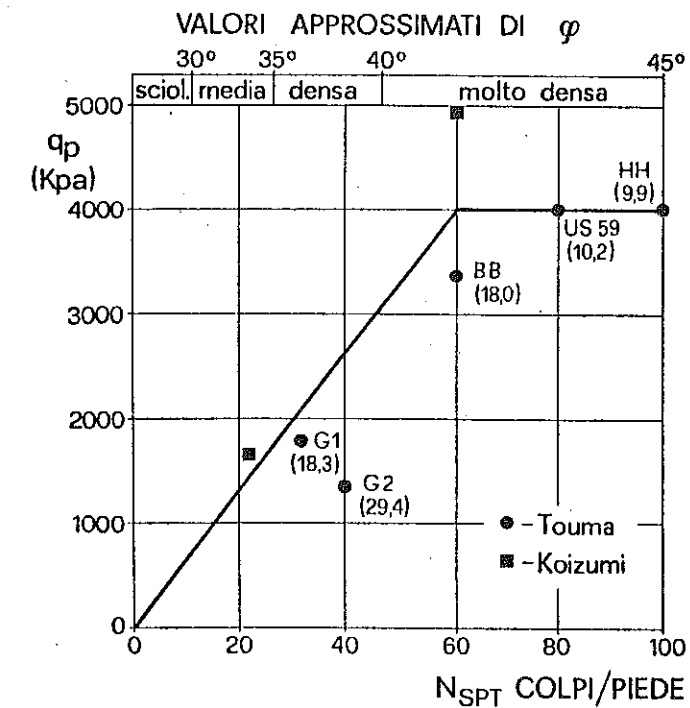


Fig. 6 - RESISTENZA ALLA PUNTA PER PALI TRIVELLATI IN SABBIE (REESE, 1978).

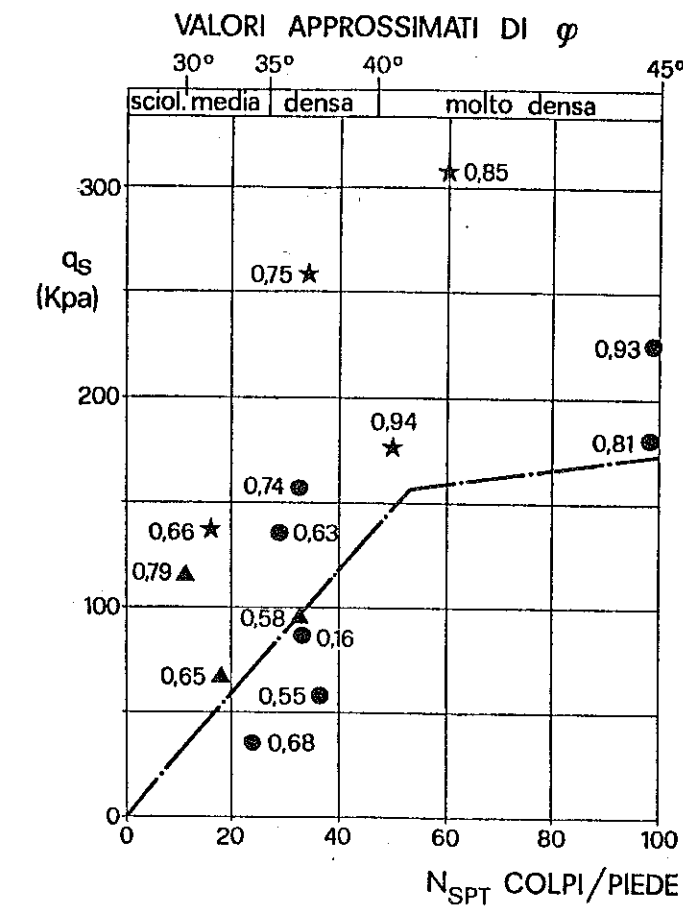


Fig. 7 - RESISTENZA LATERALE PER PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO ($L < 25 \text{ m}$) IN TERRENI SABBIOSI (WRIGHT, 1977)

Le formule dinamiche sono basate su semplificazioni e schematizzazioni del processo di battitura e contengono numerosi parametri empirici. Per tanto l'utilità di queste formule risiede non tanto nell'uso nei metodi di progetto, quanto nella possibilità che esse danno di confrontare tra loro i vari elementi di una stessa palificata.

Le formule dinamiche possono essere applicate solo ai pali infissi battuti, nei quali si misuri l'avanzamento permanente, o rifiuto r , sotto un colpo di maglio. Esse sono basate su un bilancio energetico del tipo:

$$L_m = L_u + L_p \quad (10)$$

ove L_m è il lavoro motore fornito da un colpo di battipalo; L_u è il lavoro utile, pari a $Q_{lim} \cdot r$; L_p è il lavoro dissipato nell'urto tra maglio e palo e nella deformazione del palo, del terreno e degli eventuali elementi (cuffia, dischi) interposti tra maglio e palo.

Il lavoro motore si esprime:

$$L_m = \bar{e} E_m \quad (11)$$

ove E_m è l'energia fornita dal maglio in un colpo, essa vale $E_m = W \cdot h$ per magli a caduta libera di peso W e volata h , mentre è fornita dal costruttore per magli a vapore e diesel; $\bar{e}$ è un coefficiente di efficienza del maglio i cui valori indicativi sono elencati in Tab. 5.5.

Tab. 5.5 - Efficienza dei diversi tipi di battipalo

Tipo di maglio	Valore di $\bar{e}$
A caduta libera - a scatto	1.0
- a fune ed argano	0.75
- a frizione	0.7 ÷ 0.8
A vapore - a semplice effetto	0.75 ÷ 0.85
- a doppio effetto	0.85
- ad effetto differenziale	0.75
Diesel	0.7 ÷ 1

Le formule dinamiche di più frequente impiego si differenziano fra di loro per la diversa espressione del lavoro dissipato L_p [10]. Le più diffuse sono:

Formula di Janbu

$$Q_{lim} = \frac{\bar{e} E_m}{r \cdot K} \quad (12)$$

$$\text{con } K = C \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C}}\right); \quad \lambda = \frac{E_m L}{A E r^2}; \quad C = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W}$$

in cui A , E , L sono rispettivamente l'area della sezione, il modulo di elasticità e la lunghezza del palo; $\bar{e}$ è l'efficienza del battipalo (Tab. 5.5); r è il rifiuto; W_p e W sono il peso del palo e del maglio.

Formula danese

$$Q_{lim} = \frac{\bar{e} E_m}{r + \sqrt{\frac{\bar{e} E_m L}{2 A E}}} \quad (13)$$

Il valore del rifiuto r da introdurre nelle formule è la media dei valori misurati su dieci colpi di maglio. È una buona norma determinare il valore di r durante una ripresa della battitura, effettuata ad una certa distanza di tempo dall'infissione; la pausa deve essere di alcune ore per i terreni a grana grossa, mentre dovrebbe essere di alcuni giorni per quelli a grana fina.

5.2.2 CARICO LIMITE DEL GRUPPO DI PALI

I pali di fondazione vengono di regola impiegati in gruppi. Per evitare interferenze tra i pali, possibili danneggiamenti dei pali già costruiti e riduzioni dell'efficienza (v. in seguito) della palificata, l'intervallo minimo fra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro d .

La rottura del gruppo di pali può manifestarsi secondo due situazioni limitate schematicamente rappresentate nella fig. 8. La situazione a) rappresenta la rottura tipo blocco o pozzo di fondazione, caratteristica di pali molto ravvicinati; nella situazione b) la rottura avviene singolarmente per ciascun palo ed è caratteristica di pali notevolmente distanziati tra loro.

Supponendo noto il carico limite $Q_{1(lim)}$ di ciascuno dei pali considerati singolarmente, il carico limite Q dell'intera palificata (n pali) si po-

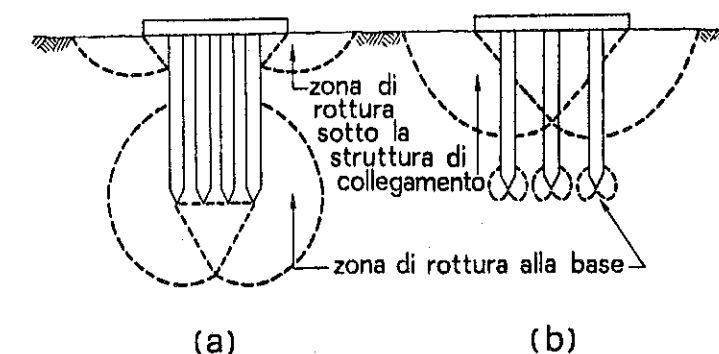


Fig. 8 - SCHEMA DI POSSIBILE ROTTURA PER UN GRUPPO DI PALI IN TERRENI GRANULARI (KISHIDA, MEYERHOF, 1965)

ne pari a :

$$Q = \eta n Q_1 (lim) \quad (14)$$

in cui al coefficiente η si dà il nome di efficienza del gruppo.
Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali l'efficienza è sempre maggiore dell'unità; nel progetto essa viene assunta pari ad uno. Può aversi $\eta < 1$ solo per pali trivellati con esecuzione non sufficientemente curata e quindi con sensibile allentamento del terreno fra i pali.

L'efficienza di gruppi di pali in terreni argillosi può essere minore dell'unità.

Nel caso di palificate in terreni coerenti teneri per interasse $i < 4 d$ è opportuno verificare la stabilità globale della palificata quale blocco (Terzaghi-Peck, 1967). Con riferimento alla fig. 9, la capacità portante limite risulta :

$$Q = B h N_c c_{u(L)} + 2 (h + B) L \bar{q}_s \quad (15)$$

ove $\bar{q}_s$ è il valore medio della resistenza al taglio nel tratto di lunghezza L ; c_u è la coesione in condizioni non drenate alla profondità L ; N_c è il coefficiente di capacità portante che assume i valori riportati in Tab. 5.6, in funzione dei rapporti h/B e L/B (fig. 9).

Tab. 5.6 - Coefficiente N_c nell'equazione [15]

L/B	N_c		
	$h/B = 1$	$h/B > 20$	$1 < h/B < 20$
0.25	6.7	5.6	$5.6 \cdot (1 + 0.2 L/B)$
0.50	7.1	5.9	$5.9 \cdot (\quad " \quad)$
0.75	7.4	6.2	$6.2 \cdot (\quad " \quad)$
1.00	7.7	6.4	$6.4 \cdot (\quad " \quad)$
1.50	8.1	6.8	$6.8 \cdot (\quad " \quad)$
2.00	8.4	7.0	$7.0 \cdot (\quad " \quad)$
2.50	8.6	7.2	$7.2 \cdot (\quad " \quad)$
3.00	8.8	7.4	$7.4 \cdot (\quad " \quad)$
> 4.00	9.0	7.5	$7.5 \cdot (\quad " \quad)$

5.2.3 CEDIMENTI DEL SINGOLO PALO E DEL GRUPPO DI PALI

La valutazione del cedimento w_1 di un palo singolo sotto l'azione del carico di esercizio Q_e può essere utile sia per il caso di fondazione poggiante su di un solo palo, sia come base per valutare il cedimento di una palificata costituita da pali di uguali caratteristiche. Il metodo più attendibile per valutare w_1 è quello di far riferimento a risultati sperimentali, ottenuti a mezzo di una prova di ca-

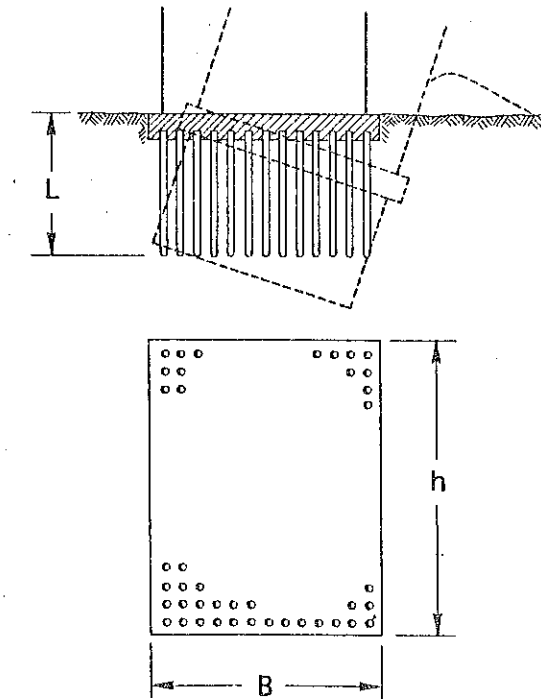


Fig. 9 - SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI - PECK, 1967)

rico. Ove tali risultati non siano disponibili, una valutazione di w_1 può essere effettuata a mezzo dei metodi analitici di cui al punto 5.1.

Il cedimento w di una palificata è in genere maggiore del cedimento w_1 del singolo palo, a parità di carico medio per palo. Ciò dipende dalle mutue interazioni fra i pali.

La valutazione di w può essere fatta:

- estrapolando i risultati relativi al palo singolo;
- con procedimenti analoghi a quelli cui si ricorre per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette (metodo della fondazione equivalente).

In fig. 10 gli incrementi di tensione cui dà luogo nel sottosuolo una palificata, di piccole o grandi dimensioni, sono paragonati a quelli relativi ad una fondazione superficiale delle stesse dimensioni. Per un gruppo di pali in cui le dimensioni in pianta sono piccole rispetto alla lunghezza dei pali, appare evidente che sia la distribuzione di tensioni sia la profondità dei terreni interessati sono molto simili a quelli che si hanno nel caso del palo singolo. Converrà dunque calcolare il cedimento w estrapolando il cedimento w_1 del palo singolo.

Il contrario si verifica per una palificata in cui la lunghezza dei pali è piccola rispetto alle sue dimensioni in pianta: in questo caso conterrà adottare il metodo della fondazione equivalente che, fra l'altro, consente di portare correttamente in conto l'effettivo profilo stratigrafico.

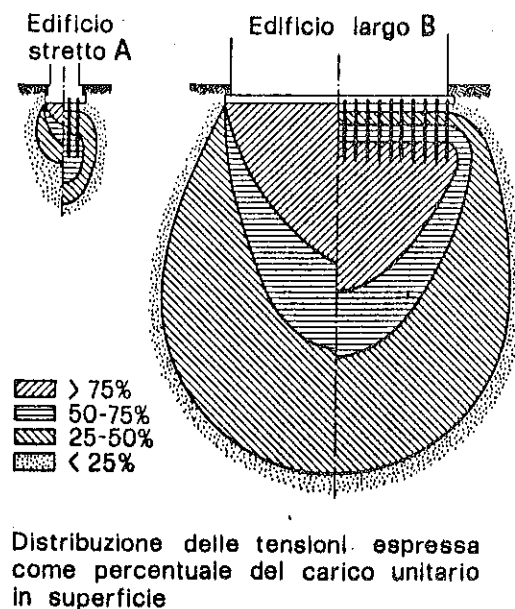


Fig. 10 - STATO TENSIONALE INDOTTO NEL SOTTOSUOLO DA FONDAZIONI SUPERFICIALI E DA PALIFICATE DI PICCOLE E GRANDI DIMENSIONI (TERZAGHI-PECK, 1967)

Nei casi in cui il terreno interessato dalla palificata sia relativamente omogeneo, l'extrapolazione del cedimento w_1 può essere fatta con le seguenti espressioni empiriche:

$$w = w_1 \cdot \left(\frac{1.2 B + 2.7}{0.3 B + 4} \right)^2 \quad (16)$$

$$w = w_1 \cdot \left(\frac{0.6 B}{0.3 B + 0.3} \right)^2 \quad (17)$$

in cui B è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri. La [16] è valida per pali battuti; la [17] per pali trivellati.

Il metodo della fondazione equivalente consiste nel sostituire alla palificata una fondazione diretta fittizia, posta ad una profondità $z = 2/3 + 1 L$ (fig. 11). Per $z = 2/3 L$ si assume che il carico che grava sulla platea sia uniformemente distribuito e pari al carico applicato in sommità (Terzaghi, 1943) (fig. 11a). Per $z = L$ si può assumere un diagramma di carico trapezio, ricavato secondo le indicazioni in figura (11b).

Alla fondazione equivalente vengono poi applicati i metodi per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette.

Per fondazioni complesse, un'analisi più accurata può essere ottenuta solo a mezzo di opportuni modelli matematici.

5.2.4 ATTRITO NEGATIVO

I pali che attraversano uno strato di terreno in corso di cedimento sono sollecitati, per una parte della loro lunghezza, da tensioni tangen-

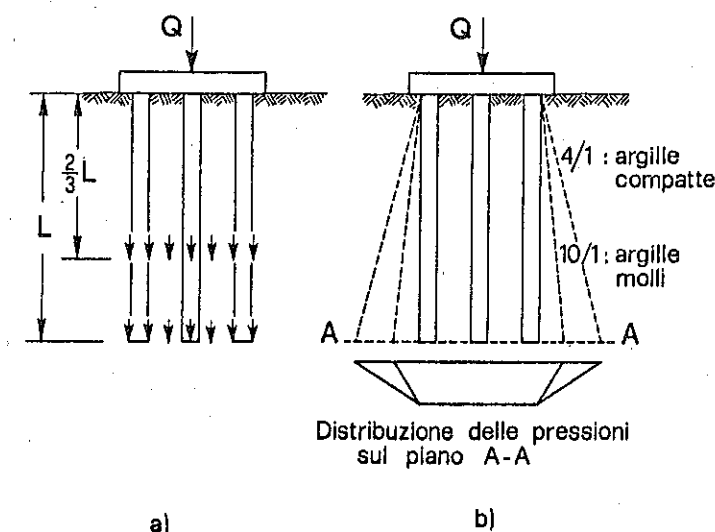


Fig. 11 - SCHEMI DI DISTRIBUZIONE NEL SOTTOSUOLO DELLE TENSIONI INDOTTE DA UNA FONDAZIONI SU PALI

ziali dirette verso il basso note come attrito negativo (fig. 2). L'attrito negativo si verifica quando il terreno circostante il palo subisce cedimenti maggiori di quelli del palo, determinando così scorrimenti relativi verso il basso del terreno rispetto alla superficie laterale del palo.

Cause dei fenomeni di attrito negativo possono essere:

- il disturbo provocato dall'esecuzione dei pali nello strato compressibile (specie per pali battuti in argille sensibili);
- cedimenti nello strato di terreno compressibile per effetto di sovraccarichi in superficie (ad es., rilevati), di abbassamenti della falda, di vibrazioni, etc.

Effetti dell'attrito negativo sono la riduzione del carico limite (si annulla in parte la resistenza laterale) e l'aggiunta di un sovraccarico; diminuisce perciò sensibilmente il carico utile che può essere affidato al palo. Una valutazione quantitativa del valore limite superiore dell'attrito negativo può essere effettuata, dopo aver individuato il tratto di palo in cui esso può verificarsi, con gli stessi criteri indicati per il calcolo della resistenza laterale. Si può far riferimento alla [5] nella quale il termine $(1 - \sin \varphi') \cdot \tan \varphi'$ è sostituito da un parametro β funzione del rapporto c_u / σ'_{vo} (fig. 12) (Dawson, 1970).

Gli effetti dell'attrito negativo possono essere ridotti rivestendo la superficie laterale del palo (camicie in lamierino, asfalto, etc.).

Si ricorda infine che in presenza di attrito negativo, i coefficienti di sicurezza devono essere opportunamente ridotti.

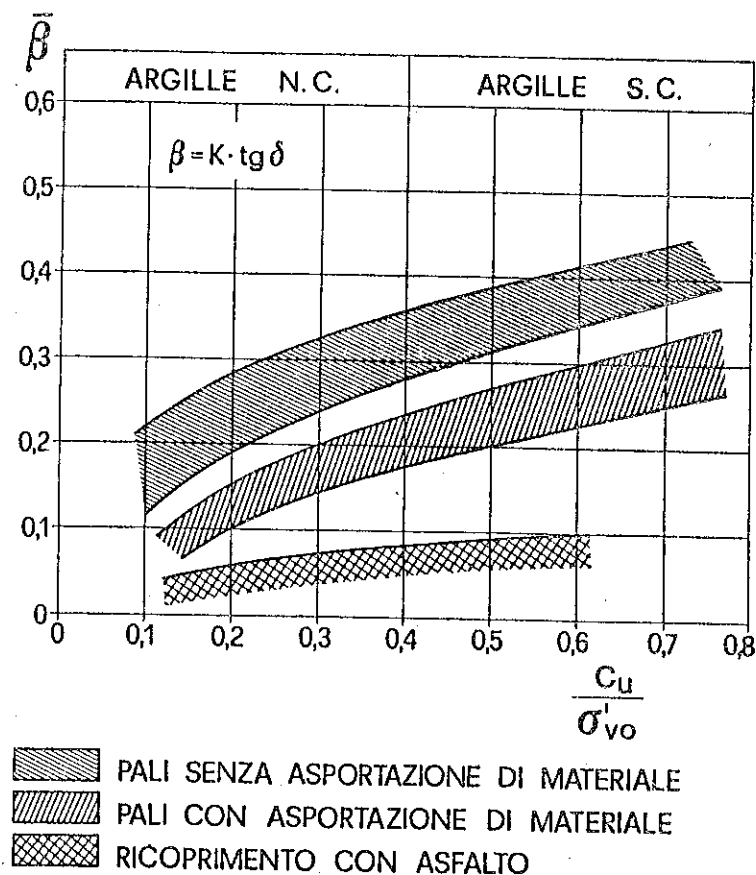


Fig. 12 - VALORI DEL COEFFICIENTE β SECONDO DAWSON (1970)

5.3 PALI SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

In presenza di forze orizzontali H sul palo, questo va dimensionato rispetto al carico limite verticale e verificato nelle condizioni di esercizio con i criteri esposti nel paragrafo che segue e nel successivo.

5.3.1 CARICO LIMITE

Per il calcolo del carico limite, occorre distinguere i casi di palo libero di ruotare ovvero vincolato, alla quota del piano campagna, ad una struttura di fondazione che ne impedisca la rotazione.

Nel primo caso (palo libero di ruotare), i possibili meccanismi di rottura sono indicati in fig. 13.

Nel secondo caso (palo impedito di ruotare in testa), i possibili meccanismi di rottura sono indicati in fig. 14.

Per pali relativamente corti e rigidi il valore del carico limite orizzontale H dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo stesso (L , d , e) (rappresentate in fig. 13) e dalla resistenza del terreno (coesione non drenata c_u per terreni coerenti; angolo di attrito φ' e peso dell'unità di volume γ per terreni incoerenti). I valori limite di H sono diagrammati nelle figg. 15 e 16 rispettivamente per terreni coesivi ed incoerenti. In terreni incoerenti al di sotto della falda è necessario porre $\gamma = \gamma_b$.

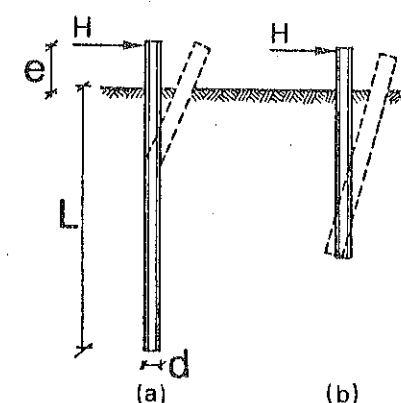


Fig. 13 - MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE CON ROTAZIONE LIBERA IN TESTA (BROMS, 1965)

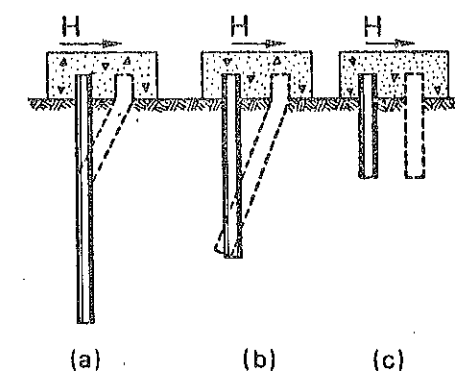


Fig. 14 - MECCANISMI DI ROTTURA PER PALI SOLLECITATI LATERALMENTE IN TESTA (BROMS, 1965)

Per pali relativamente lunghi il valore limite di H dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo (figg. 13 e 14). I valori limite di H sono diagrammati in funzione di M , momento di plasticizzazione della sezione del palo, nelle figg. 17 e 18, rispettivamente per terreni coerenti ed incoerenti.

Il verificarsi dell'uno o dell'altro dei due meccanismi di rottura dipende da valori dei parametri in gioco. Dati L , d , M_p e c_u (oppure γ e K_p) il valore limite di H è il minore tra quelli risultanti dagli abachi di figg. 15 e 17 per i terreni coesivi o di fig. 16 e 18 per i terreni incoerenti.

Al carico limite così calcolato va applicato un coefficiente di sicurezza $F_s > 3$.

Il carico limite di un gruppo di pali può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali: in altri termini l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre minore dell'unità.

Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0,5.

5.3.2 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Per lo studio dell'interazione fra palo e terreno si fa ricorso usualmente al modello di Winkler assimilando il terreno ad un letto di molle orizzontali e definendo un coefficiente di reazione del terreno k_h (kg/cm^3). Detto v lo spostamento orizzontale di un punto del palo ad una generica profondità z e p la pressione sul terreno alla stessa profondità, si ha:

$$p = v \cdot k_h \quad (18)$$

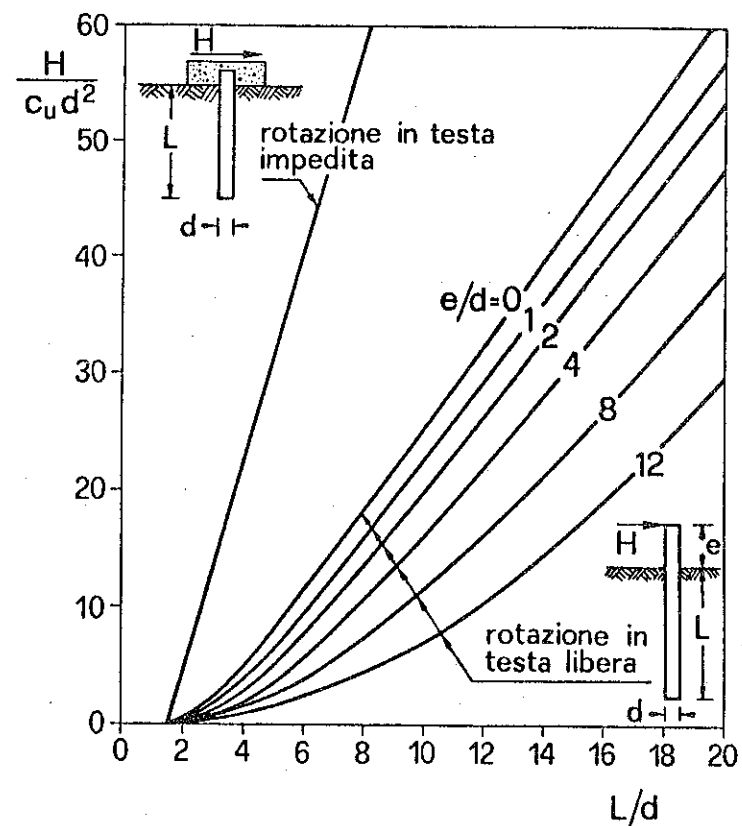


Fig. 15 - VALORI LIMITE DEL CARICO ORIZZONTALE H PER PALI CORTI IN TERRENI COESIVI (BROMS, 1965)

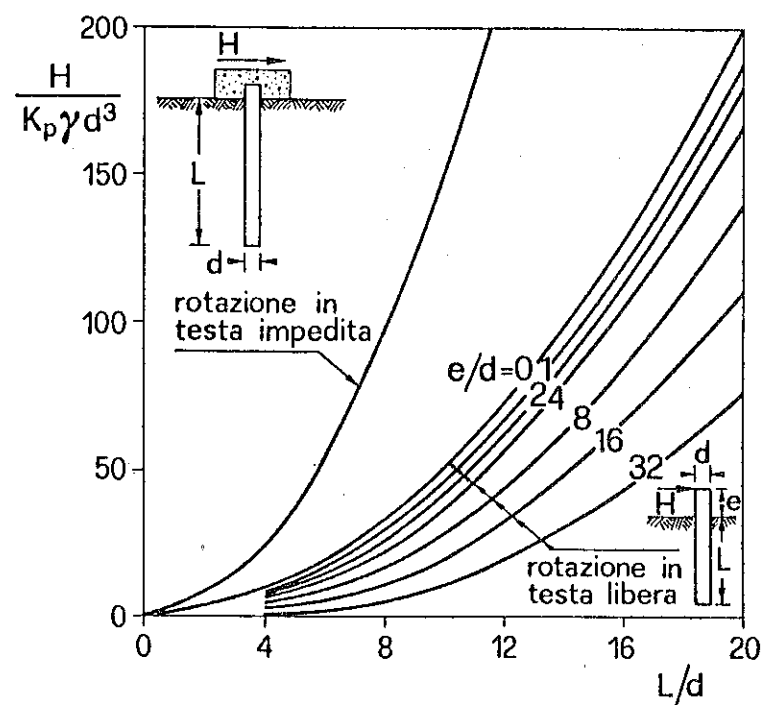


Fig. 16 - VALORI LIMITE DEL CARICO ORIZZONTALE H PER PALI CORTI IN TERRENI INCOERENTI (BROMS, 1965)

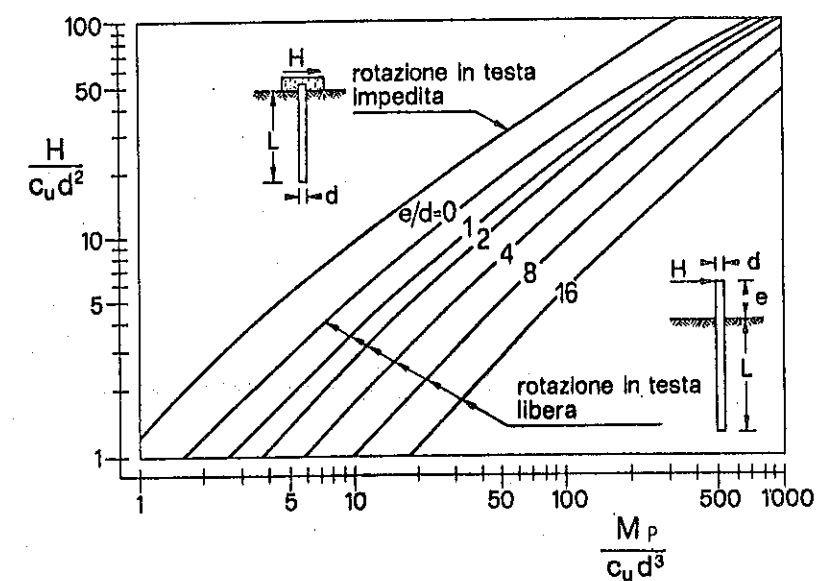


Fig. 17 - VALORI LIMITE DEL CARICO ORIZZONTALE H, PER PALI LUNGI IN TERRENI COESIVI (BROMS, 1965)

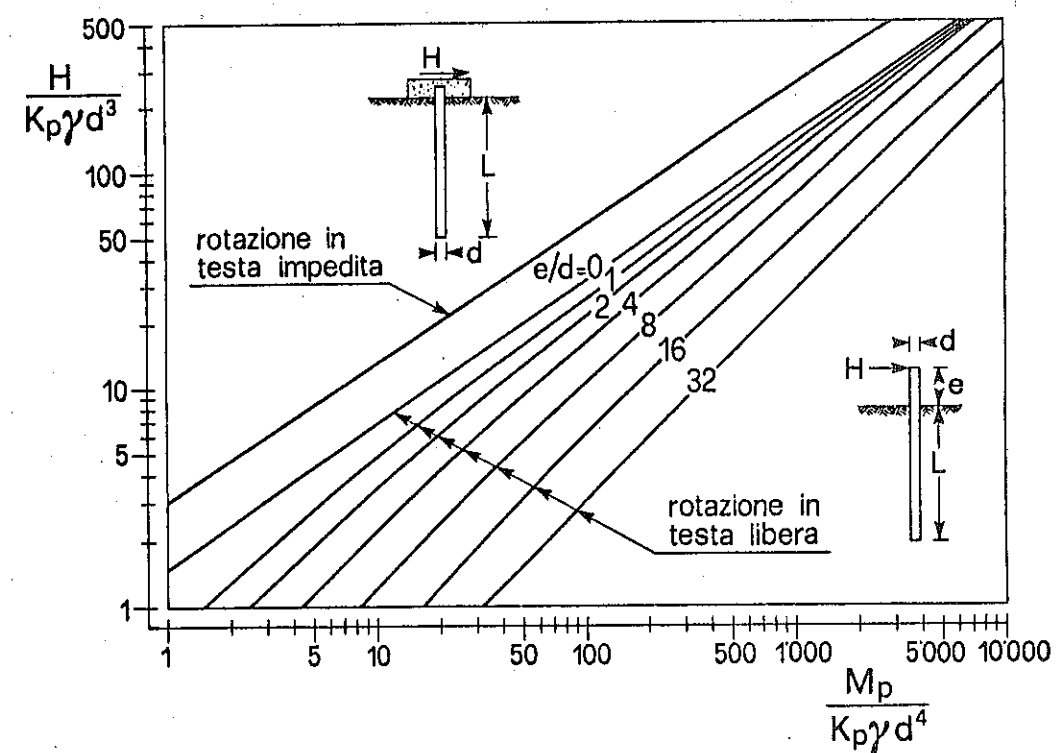


Fig. 18 - VALORI LIMITE DEL CARICO ORIZZONTALE H, PER PALI LUNGI IN TERRENI INCOERENTI (BROMS, 1965)

Il modello di Winkler consente di simulare un terreno di caratteristiche variabili con la profondità assumendo opportune distribuzioni di k_h in funzione di z . La valutazione del coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h $|FL^{-3}|$ spesso utilizzato sotto forma di modulo di reazione orizzontale del terreno $E_s = k_h d |FL^{-2}|$ è alquanto difficile trattandosi di un parametro che riflette in modo globale il complesso comportamento carichi-spostamenti-tempo del sistema palo-terreno.

Nell'indirizzare il lettore a criteri di scelta dei valori di k_h da introdurre nella progettazione dei pali soggetti a carichi orizzontali si ritiene opportuno ricordare quanto segue:

- k_h è un parametro fortemente non lineare, che diminuisce sensibilmente al crescere degli spostamenti del palo;
- k_h dipende dalle condizioni di drenaggio che si verificano attorno al palo quando esso viene sollecitato da forze orizzontali; è necessario pertanto distinguere i valori di k_h applicabili in condizioni drenate da quelli che caratterizzano la risposta del terreno in condizioni non drenate;
- k_h dipende dalla storia dei carichi orizzontali che hanno sollecitato e sollecitano il palo; è necessario pertanto distinguere i valori di k_h applicabili in presenza dei carichi permanenti da quelli che caratterizzano la risposta del terreno in presenza dei carichi accidentali o ripetuti.

Per sottosuolo omogeneo si assume $k_h = \text{costante}$ (argille sovraconsolidate) e k_h linearmente variabile con la profondità (argille normalmente consolidate e terreni incoerenti).

Scelta la legge di variazione del coefficiente k_h con la profondità e assunto il più opportuno valore di questo parametro, si potrà risolvere l'equazione differenziale:

$$EJ \frac{d^4 v}{dz^4} + p = 0 \quad (19)$$

con:

p : reazione del terreno per unità di lunghezza del palo, funzione di z .

v : spostamento orizzontale del palo, funzione di z .

z : profondità al di sotto della superficie del terreno.

E : modulo di elasticità del materiale di cui è costituito il palo.

J : momento di inerzia della sezione del palo.

Soluzioni dell'equazione (19) per k_h costante o linearmente variabile con la profondità sono reperibili nella letteratura specializzata.

6. PROVE DI CARICO VERTICALE

6.1 SCOPO DELLE PROVE

È quello di fornire indicazioni sugli abbassamenti del palo sotto carico, sulla integrità strutturale del palo, sul valore del carico limite del palo.

È possibile suddividere le prove di carico nei seguenti tipi, in relazione al loro scopo.

Prove di collaudo, eseguite su pali facenti parte della fondazione, dei quali non bisogna compromettere l'integrità, per controllare che:

- non esistano gravi deficienze esecutive nel palo;
- il palo sia in grado di sopportare il carico di esercizio previsto P con un coefficiente di sicurezza adeguato (sia pure tenendo conto delle limitazioni richiamate in 6.2);
- non vi sia eccessiva disomogeneità di comportamento tra i pali di una stessa fondazione.

Prove di progetto, spinte possibilmente fino al carico limite su pali appositamente costruiti. Tali prove possono consentire di ricavare separatamente la resistenza laterale e quella della punta.

Nel programma delle prove di carico vanno tenute presenti le seguenti avvertenze:

- a) le modalità esecutive e le dimensioni del palo di prova nonché le caratteristiche del terreno interessato devono essere le stesse previste per i pali della palificata, in modo che i risultati tengano implicitamente conto degli effetti delle modalità esecutive;
- b) le prove di carico debbono essere eseguite in prossimità immediata di sondaggi e prove in sito, in modo da poterle riferire ad una precisa situazione stratigrafica;
- c) i pali battuti in terreni coesivi non debbono essere sottoposti a prova prima che la maggior parte delle sovrappressioni interstiziali causate dalla battitura sia dissipata; il tempo di dissipazione varia a seconda della permeabilità del terreno.

6.2 LIMITI DELLA SIGNIFICATIVITA' DELLE PROVE

Gli abbassamenti e il carico limite determinati con la prova su un palo isolato non sono necessariamente in diretta correlazione con gli abbassamenti e il carico limite della palificata.

Nella generalità dei casi, l'abbassamento misurato sotto il carico di esercizio durante la prova di carico è un limite inferiore dell'abbassamento del palo in esercizio. Il "buon esito" di una prova di carico è quindi una condizione necessaria, ma non sufficiente, a garantire il soddisfacente comportamento del palo in esercizio.

I risultati delle prove di carico su pali singoli non permettono di pre-

vedere gli abbassamenti per consolidazione nei terreni coerenti.

Vi sono casi in cui le condizioni di funzionamento del palo durante la prova di carico e durante l'esercizio sono profondamente diverse: tipico è il caso dei pali che, nella parte superiore, attraversano terreni coerenti teneri in fase di consolidazione destinati ad esercitare nel tempo attrito negativo; le condizioni di esercizio sono perciò più sfavorevoli di quelle di prova. In queste condizioni affinché la prova di carico sia significativa, alla testa del palo è opportuno applicare oltre ad un multiplo prefissato del carico di esercizio, un carico all'incirca doppio della resistenza laterale stimata nello strato compressibile.

6.3 PROVE AD INCREMENTO DI CARICO CONTROLLATO

Questo tipo di prova, in cui il carico viene applicato ad incrementi prefissati, misurando quindi i conseguenti abbassamenti, è quello di uso più frequente.

6.3.1 APPLICAZIONE E MISURA DEL CARICO

Preparazione : sulla sommità del palo viene costruito un dado in calce struzzo armato (cerchiato) sul quale, in posizione orizzontale, viene cementata una piastra in acciaio di spessore adatto a distribuire uniformemente il carico sulla testa del palo.

Sistema di applicazione del carico : il carico può essere applicato:

- per mezzo di un martinetto idraulico che contrasta contro una zavorra il cui peso supera di almeno il 10% il carico di prova (fig. 19a). La zavorra deve essere costruita in modo che il suo baricentro si trovi sull'asse del palo. Le basi di appoggio della zavorra devono essere poste ad una distanza dal palo di prova tale che, tenuto conto della natura del terreno, il carico da esse trasmesso non influenzi i risultati della prova. Può essere opportuno interporre una rotula sferica tra il pistone e la struttura di contrasto;
- per mezzo di un martinetto idraulico che contrasta contro una trave solidale a due o più pali di ancoraggio che lavorano a trazione (fig. 19b). I pali di ancoraggio devono distare almeno 4 diametri dal palo di prova (da centro a centro) e comunque non meno di 2 m. A seconda delle caratteristiche dei terreni tale distanza potrà essere aumentata.

Si deve curare la coassialità del martinetto con l'asse del palo.

Il sistema complessivo martinetto-manometro deve essere di sicuro affidamento e corredato di un certificato di taratura, rilasciato da un laboratorio ufficiale. Il carico applicato potrà essere misurato per maggior precisione mediante una cella di carico interposta tra il martinetto idraulico ed il palo.

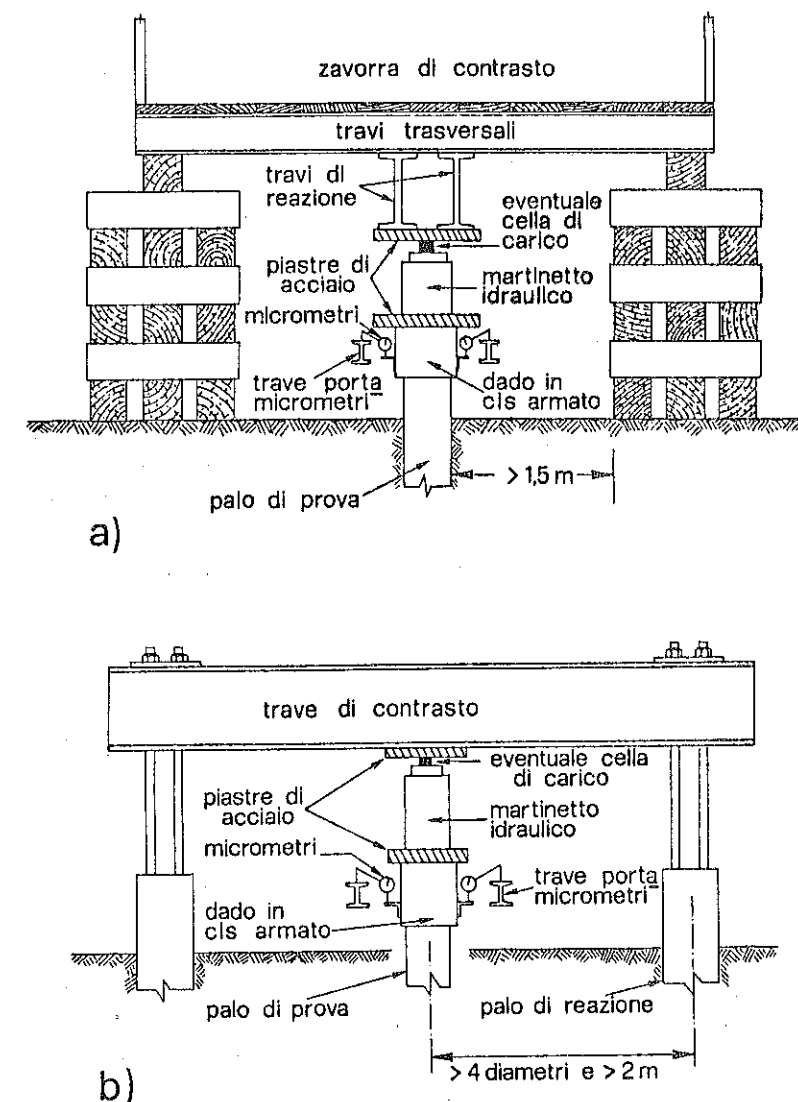


Fig. 19 - POSSIBILI SCHEMI DI APPLICAZIONE DEL CARICO:
a) MARTINETTO CHE CONTRASTA CONTRO UNA ZAVORRA
b) MARTINETTO CHE CONTRASTA CONTRO UNA TRAVE ANCORATA A PALI

Per prove di lunga durata è consigliabile che la pompa del martinetto sia munita di un automatismo in grado di mantenere costante il carico applicato sul palo man mano che la testa di questo si abbassa.

6.3.2 MISURA DEGLI ABBASSAMENTI

Vengono descritti nel seguito i due sistemi più frequentemente impiegati.

- Misura mediante micrometri centesimali interposti tra travi portamicrometri (solidali al terreno) e la testa del palo. Le travi portamicrometri (normalmente due tra loro parallele) devono essere sorrette da supporti sufficientemente lontani dal palo in maniera che i micrometri non siano influenzati dalle operazioni di carico.

rico e scarico. I supporti delle travi devono essere solidamente immorsati nel terreno: devono distare dal palo di prova non meno di 3 m e non meno di tre diametri o comunque di 2 m dall'impronta della zavorra (o da eventuali pali di reazione). Impiegando travi in acciaio, un estremo di ciascuna trave deve essere libero di dilatarsi in dipendenza delle variazioni di temperatura. Le travi portamicrometri devono essere schermate dai raggi solari per minimizzare le deformazioni di natura termica.

Il comportamento delle travi portamicrometri al variare della temperatura può essere controllato eseguendo una serie di almeno 12 letture ai micrometri a intervalli di un'ora con palo scarico e zavorra in loco. I micrometri devono essere tre, disposti sul perimetro del palo in modo da poter controllare eventuali rotazioni della testa del palo. I micrometri devono avere graduazione del quadrante in centesimi di mm, ed avere escursione dell'astina non inferiore a 50 mm. Le superfici sulle quali poggiano gli steli dei micrometri devono essere perpendicolari alla direzione del moto e ben lisce. I micrometri sono fissati alle travi e hanno lo stelo poggiante sulla testa del palo o su squadrette in acciaio ben cementate sulle pareti laterali del palo. Essi possono anche essere fissati al palo e avere lo stelo poggiante sulla trave portamicrometri.

I micrometri devono essere agevolmente riposizionabili, in modo da poter proseguire le letture quando l'escursione dell'astina è esaurita. Se durante la prova vengono effettuate anche rilevazioni ottiche o di altro tipo, è opportuno un controllo periodico di alcuni punti delle travi portamicrometri, al fine di accertarne la effettiva immobilità.

- Misura mediante strumenti ottici di alta precisione (precisione non inferiore a 1/10 di mm): può essere richiesta per prove di particolare importanza.

Oltre alle misure mediante micrometri e alle misure ottiche, stanno entrando nell'uso corrente sistemi di misura degli abbassamenti mediante livelli a liquido con lettura automatizzata.

In generale sarebbe raccomandabile prevedere due sistemi indipendenti di misura degli abbassamenti in testa sia per controllo, sia per cautelarsi contro disturbi accidentali del sistema di misura, sia per permettere la continuità delle letture anche in caso sia necessario riposizionare i micrometri o i regoli.

E' buona regola marcare con chiarezza un numero di riferimento o una lettera accanto a tutti i micrometri, regoli, traguardi, etc. in modo da facilitare e rendere più spedite le operazioni di scrittura delle letture.

6.3.3 MISURE IN PROFONDITA'

Nel caso di prove di particolare importanza e quando sia necessario studiare il meccanismo di trasferimento del carico del palo al terreno, si

ricorre a misure di abbassamento ed accorciamento del palo mediante celle estensimetriche di vario tipo annegate nel calcestruzzo (fig. 20). Affinchè queste misure siano significative deve essere noto, per determinazione diretta, il modulo di elasticità del materiale che costituisce il palo.

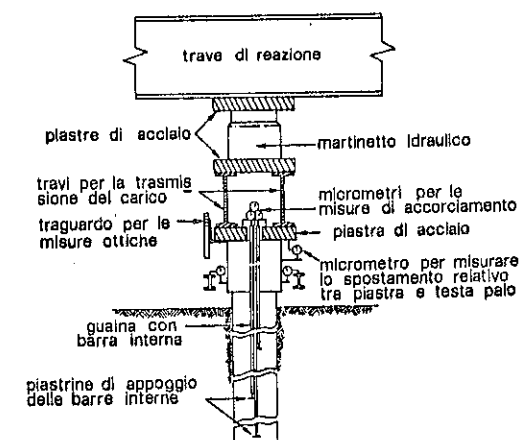


Fig. 20 - POSSIBILE SCHEMA PER LA MISURA DEGLI ABBASSAMENTI A DIVERSE QUOTE MEDIANTE ESTENSIMETRI A BARRA

6.3.4 MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE PROVE

Una conveniente successione di applicazione dei carichi può essere quella in cui gli incrementi di carico sono pari al 25% del carico di esercizio Q fino al raggiungimento di quest'ultimo (in taluni casi sino a 1.5 Q); successivamente gli incrementi sono ridotti (ad es. 10%).

Per le prove di collaudo il carico massimo di prova è di norma compreso tra 1.5 Q e 2 Q . Nel caso delle prove di progetto, spinte fino al carico limite, deve essere valutato il valore del carico massimo di prova affinché il sistema di carico e la zavorra possano essere adeguatamente dimensionati (in ogni caso la capacità di carico vera e propria deve essere non inferiore a 3 Q).

Prima della prova vera e propria è opportuno applicare un primo modesto incremento di carico al fine di controllare la concordanza fra le letture ai micrometri. Se questa non è soddisfacente, si scarica e si migliora la centratura del martinetto.

Subito dopo l'applicazione di ciascun incremento di carico le letture di carico ed abbassamento devono essere eseguite a intervalli di tempo brevi (es. a 2, 4, 6, 10 min). Tali intervalli possono essere successivamente aumentati, ma non devono superare 10 min nella prima mezz'ora e 20 min nel tempo successivo fino a stabilizzazione dell'abbassamento. Una lettura deve essere in ogni caso effettuata prima dell'applicazione del successivo incremento di carico. E' utile costruire il grafico ab-

bassamento-tempo (sotto ciascun carico) durante la prova stessa, in modo da poter constatare quando gli abbassamenti tendono alla stabilizzazione. Si considera stabilizzato l'abbassamento, se esso risulta minore o uguale di 0,05 mm negli ultimi 15 min o negli ultimi 30 min a seconda che si tratti di un terreno prevalentemente sabbioso o argilloso.

Se gli abbassamenti non tendono a stabilizzarsi si può procedere comunque al successivo incremento di carico dopo un periodo di 2 ore, nel caso di carico, 1 ora nel caso di scarico/ricarico. Purchè non vi sia stata rottura, è opportuno mantenere il carico massimo di prova per 48 ore. Se tuttavia dopo un periodo minimo di 24 ore si constata la stabilizzazione degli abbassamenti, il carico può essere rimosso (tale periodo minimo di 24 ore può essere ridotto in terreni con elevata permeabilità).

Lo scarico può avvenire in decrementi pari al 25% del carico massimo, mantenendo ciascun carico per l'intervallo di tempo necessario per ottenere la stabilizzazione (secondo il criterio indicato) per un massimo di un'ora. Nello scarico le letture devono essere effettuate ad intervalli di tempo non superiori a 20 min. E' consigliabile effettuare una lettura finale 12 ore dopo che il palo è stato completamente scaricato.

Una frequente variante al programma di carico indicato prevede una fase aggiuntiva di scarico a zero una volta raggiunto il carico di esercizio Q (talora anche a $0.5 Q$ e $1.5 Q$) per suddividere l'abbassamento sotto tale carico in una quota reversibile ed una irreversibile. In tal caso lo scarico può avvenire in decrementi uguali ai precedenti incrementi, mantenuti per 20 min. Il ricarico (fino al carico massimo precedentemente raggiunto) può avvenire ad incrementi pari al 25% Q mantenuti per almeno 20 minuti.

6.3.5 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Devono essere costruiti i grafici (fig. 21): carico e abbassamento in funzione del tempo; abbassamento in funzione del carico.

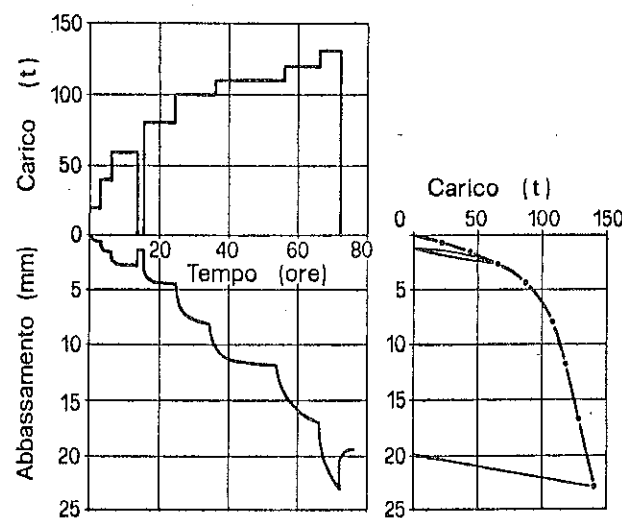


Fig. 21 - RAPPRESENTAZIONE DEI RISULTATI DI UNA PROVA AD INCREMENTO DI CARICO CONTROLLATO

6.4 CARICO LIMITE

Ai fini dell'interpretazione della prova, a meno che la curva abbassamento-carico non presenti un'inflessione ben definita, si considera carico limite Q_{lim} il carico che per primo soddisfa una delle seguenti due condizioni:

- l'abbassamento in testa vale 2δ , essendo δ l'abbassamento sotto il carico $0.9 Q_{lim}$ (fig. 22);
- l'abbassamento del palo è pari a $0.10 d$.

Se la prova di carico non è spinta a rottura, Q_{lim} può essere stimato più o meno attendibilmente. Tra i metodi per effettuare tale stima si richiama quello che richiede la costruzione di un diagramma di carico modificato (fig. 23). Tale diagramma reca in ascisse gli abbassamenti in testa, in ordinate il rapporto abbassamento/carico: in molti casi permette di individuare una retta, l'inverso della cui pendenza fornisce una stima (in generale in eccesso) del carico limite. La attendibilità del metodo è tanto minore quanto più il carico di prova è minore del carico limite.

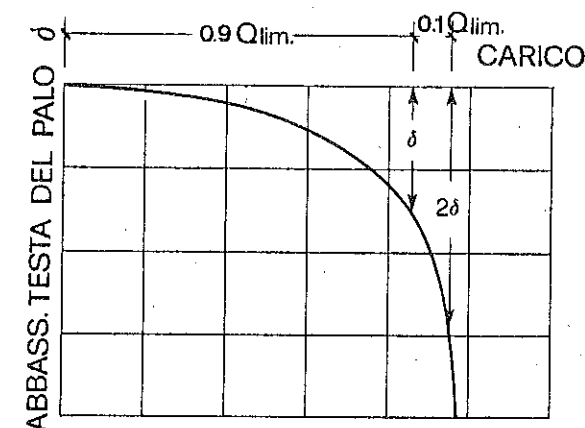


Fig. 22 - POSSIBILE DEFINIZIONE DEL CARICO LIMITE

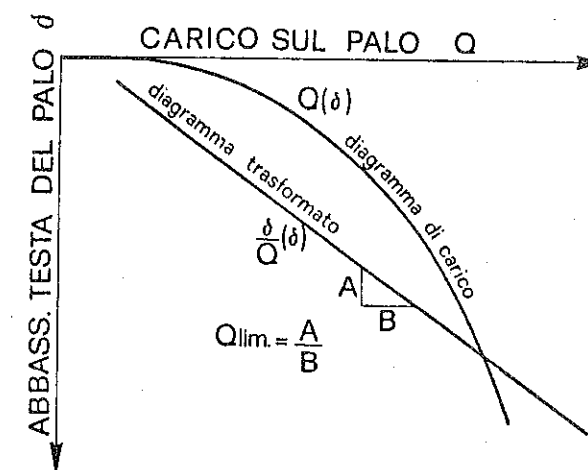


Fig. 23 - STIMA DEL CARICO LIMITE CON IL METODO DELL'INVERSA PENDENZA

6.5 GIUDIZIO SULL'ESITO DI UNA PROVA DI CARICO E SCELTA DEL CARICO AMMISSIBILE

Anzitutto è necessario considerare le limitazioni elencate in 6.2. Se durante la prova è stato determinato il carico limite, è possibile calcolare il coefficiente di sicurezza associato al carico di esercizio e dedurre un primo elemento di giudizio, riguardante la sicurezza nei confronti della rottura.

Il giudizio sugli abbassamenti può scaturire dal confronto tra gli abbassamenti misurati e quelli previsti in base all'ipotizzato meccanismo di funzionamento del palo, tenuto conto delle caratteristiche del terreno.

Anche la scelta del carico ammissibile non consegue automaticamente dall'esito della prova di carico. In tale scelta occorre tener conto in modo appropriato di molti fattori e fenomeni, tra cui:

- l'eterogeneità dei terreni di fondazione;
- il verificarsi di forti abbassamenti che possono indicare fenomeni di rottura in un palo di piccolo diametro, ma possono rappresentare un normale abbassamento, lontano dalla rottura, in un palo di grande diametro (specialmente se portante prevalentemente alla punta in un terreno granulare). In quest'ultimo caso è quindi possibile applicare al carico limite gli usuali coefficienti di sicurezza solo se per la struttura in elevazione sono accettabili cedimenti relativamente grandi; se i cedimenti ammissibili per la struttura in elevazione sono piccoli, il coefficiente di sicurezza dovrà essere convenientemente maggiorato.

7. PROVE DI CARICO ORIZZONTALE

7.1 SCOPI

- Ottenere indicazioni sulla grandezza degli spostamenti orizzontali sotto i carichi di esercizio.
- Controllare i valori dei parametri geotecnici assunti nel progetto dei pali, in particolare i valori del modulo di reazione orizzontale del terreno.

Anche nel caso delle prove di carico orizzontale valgono le raccomandazioni e le limitazioni di cui ai precedenti paragrafi 6.1 e 6.2.

7.2 APPLICAZIONE E MISURA DEL CARICO

Il carico può essere applicato mediante un opportuno martinetto orizzontale interposto tra la testa del palo e un elemento di reazione.

Il sistema di applicazione del carico deve avere capacità non inferiore al carico massimo orizzontale previsto (carico di esercizio più carico dinamico massimo).

7.3 MISURA DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI E DELLE ROTAZIONI IN TESTA

Tali misure rappresentano il programma minimo da prevedere. Esse vanno comunque effettuate, anche se sono previste osservazioni in profondità. La precisione delle misure di spostamento deve essere non inferiore a 1/10 mm. Gli spostamenti vengono rilevati mediante micrometri o strumenti ottici. La precisione delle misure di rotazione deve essere almeno dell'ordine di 1 mm/metro: ciò può ottenersi con un'apparecchiatura di tipo inclinometrico.

7.4 MISURA DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI IN PROFONDITÀ

Il sistema di misura è di regola basato sull'uso di sonde inclinometriche o di inclinometri fissi.

Le misure di inclinazione devono essere eseguite per tutta la profondità alla quale sono previsti spostamenti significativi.

Le prime letture a palo scarico (letture di zero) devono essere effettuate con la massima accuratezza e ripetute due o tre volte, poiché ad esse vengono riferite tutte le successive.

Anche quando la deformata del palo viene rilevata mediante sonda inclinometrica è opportuno effettuare, a scopo di controllo, misure indipendenti degli spostamenti orizzontali, ed eventualmente delle rotazioni presso la testa.

L'interpretazione delle misure di cui ai punti precedenti richiede la conoscenza della rigidità flessionale del palo alle varie quote. Nei pali tubolari in acciaio vanno perciò misurati diametro e spessore delle pareti in più punti prima dell'infissione. Nei pali gettati in opera

la geometria del palo può essere dedotta o in base ai successivi volumi di calcestruzzo gettato o da misure del diametro del foro effettuate a diverse profondità con apposito calibro. Il modulo di elasticità del calcestruzzo del palo deve essere ricavato con determinazioni effettuate su un sufficiente numero di provini del calcestruzzo impiegato per la costruzione del palo.

7.5 MODALITA' DI ESECUZIONE

7.5.1 CARICO MASSIMO DI PROVA

In generale esso è pari alla somma dei carichi massimi statici più quelli dinamici.

7.5.2 PROGRAMMA DI CARICO

La successione dei carichi avverrà con modalità analoghe a quelle illustrate nel paragrafo 6.3.4.

Spesso risulta d'interesse indagare sul comportamento del palo sotto l'azione di carichi ciclici. In tal caso si eseguono alcune serie di cicli (ciascuna composta ad es., da 5-10 cicli ognuno variabile dallo 0 al 100% del carico dinamico) e al termine di ciascuna serie vengono effettuate nuovamente le letture.

7.6 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Vengono costruiti i seguenti diagrammi corrispondenti a quelli di fig. 21:

- spostamento orizzontale, rotazione, carico in funzione del tempo;
- spostamento orizzontale in funzione del carico.

Se sono state effettuate letture inclinometriche alle diverse profondità z , vengono costruite le curve $i(z)$, una per ciascun valore del carico applicato in testa.

7.7 ELABORAZIONE ED INTERPRETAZIONE

Se mediante letture inclinometriche sono state rilevate le rotazioni dell'asse del palo $i(z)$ alle diverse quote, è possibile ricavare, per ogni valore del carico orizzontale:

- la deformata del palo e il diagramma del momento flettente;
- la distribuzione con la profondità del modulo di reazione orizzontale del terreno k_h (definito come rapporto tra il carico lineare distribuito p_1 lungo l'asse longitudinale del palo e lo spostamento orizzontale y dell'asse del palo).

BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1975) - *Standard Method of Test for Load-Settlement Relationship for Individual Vertical Piles under Static Axial Load (D-1143-75)* - Annual Book of ASTM Standards - Part 19.
- BEREZANTZEV, V.G., KHRISTOFOROV, V.S., GOLUBKOV, V.N. (1961) - *Load bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations* - Proc. VI-th Conf. Soil Mech. Found. Eng. 2, Paris.
- BEREZANTZEV, V.G. (1965) - *Design of Deep Foundations* - VI ICSMFE, Montreal 1965, Vol. II.
- BJERRUM, L., JÖNSEN, C.V., OSTENFELD, C. (1975) - *The Settlement of a Bridge Abutment on Friction Piles* - Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. London, Vol. II, pp. 14-18.
- BROMS, B.B. (1965) - *Design of Laterally Loaded Piles* - Proc. ASCE, Journ. Soil Mech. Found. Div., Vol. 91, SMM, pp. 79-99.
- CHELLIS, R.D. (1964) - *Pile Foundations* - 2nd Edition, New York (Mc Grow-Hill), pp. 704.
- DUNHAM, C.W. (1950) - *Foundations of Structures* - Mc Grow-Hill, New York, 1950.
- KISHIDA, H., MEYERHOF, G.G. (1965) - *Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sands* - Proc. V -th, ICSMFE, Montreal, Vol. 2, pp. 270-274.
- NORDLUND, R.L. (1963) - *Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils* - Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 89, SM3, pp. 1-35.
- POULOS, H.G., DAVIS, E.H. (1968) - *The Settlement behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers* - Geotechnique, Vol. 18, p. 449.
- REESE, L.C. (1978) - *Design and Construction of Drilled Shafts* - Proc. ASCE, Vol. I, p. 91.
- SKEMPTON, A.W., YASSIN, A.S., GIBSON, R.E. (1953) - *Théorie de la force portante des pieux* - Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Vol. 6, pp. 285-290.
- TERZAGHI, K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics* - New York, J. Wiley and Sons.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1967) - *Soil Mechanics in Engineering Practice* - 2nd Editions, J. Wiley and Sons, New York.
- VÉŠIC, A.S. (1977) - *Design of Pile Foundations* - Nat. Cooperative Highway Res. Program Synthesis of Highway Practice, 42.
- WRIGHT, S.Y. (1977) - *Limit State Design of Drilled Shafts* - Us. of Sc. Thesis, University of Texas, Austin.
- MANUALE DI INGEGNERIA CIVILE (1981) - III Volume, Roma, Cremonese Ed. 1981.