

Fondazioni profonde – Pali e fondazioni su pali

rev. 29.10.2019

I testi e le figure che seguono sono stati estratti, con alcune modifiche, da uno o più dei seguenti testi, a cui si rimanda per chiarimenti e approfondimenti:

- Alessandrini F., PALI E FONDAZIONI SU PALI SECONDO LE N.T.C. 2008”, Quaderni tecnici di ingegneria, vol. 2 – a cura di Coccolo A., CISM International Centre For Mechanical Sciences, Udine, 2009
- Bowles J. E., FONDAZIONI PROGETTO E ANALISI, McGraw-Hill, Milano, 1991
- Colombo P., Colleselli F., ELEMENTI DI GEOTECNICA, Zanichelli, Bologna, 2004
- Facciorusso J., Madiari C., Vannucchi G. – DISPENSE DI GEOTECNICA, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, 2006
- Lancellotta R., Costanzo D., Foti S., PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7 (UNI EN 1997) E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2008), Hoepli Ed., Milano, 2011
- Lancellotta R., Calavera J., FONDAZIONI, McGraw-Hill, Milano, 2003

FONDAZIONI PROFONDE

Le fondazioni profonde differiscono da quelle dirette essenzialmente per il fatto che trasmettono una parte della loro sollecitazione per attrito lungo il fusto al disopra della base di fondazione.

Lo studio della stabilità delle fondazioni profonde consiste quindi anche nello studio dell' "attrito" laterale e nella valutazione dei suoi effetti.

Questo "attrito" può esistere sulla totalità dell'altezza del fusto o solamente su una parte se gli strati superficiali di terreno laterale sono di consistenza troppo molle per apportare una qualunque resistenza (come gli strati di melma superficiale nel fondo di un porto) o quando delle erosioni possono ridurre gli spessori.

Il termine «attrito» nell'espressione «attrito laterale» è usato impropriamente, ma è sanzionato dall'uso; esso rappresenta tutti gli effetti laterali del fusto della fondazione che possono essere dovuti sia all'attrito interno che alla coesione; si dovrebbe più correttamente parlare di «tensione tangenziale» tra il fusto e l'ammasso terroso circostante.

Ricordiamo ancora la suddivisione "macroscopica" convenzionale basata sui rapporti dimensionali. Si indicano con **pali** e **pozzi** le fondazioni profonde per le quali la dimensione trasversale B è piccola in rapporto all'altezza/profondità raggiunta D ($D/B > 10$) e con **pile** le fondazioni profonde nelle quali la dimensione trasversale resta importante e il rapporto D/B è più spesso compreso tra 4 e 10.

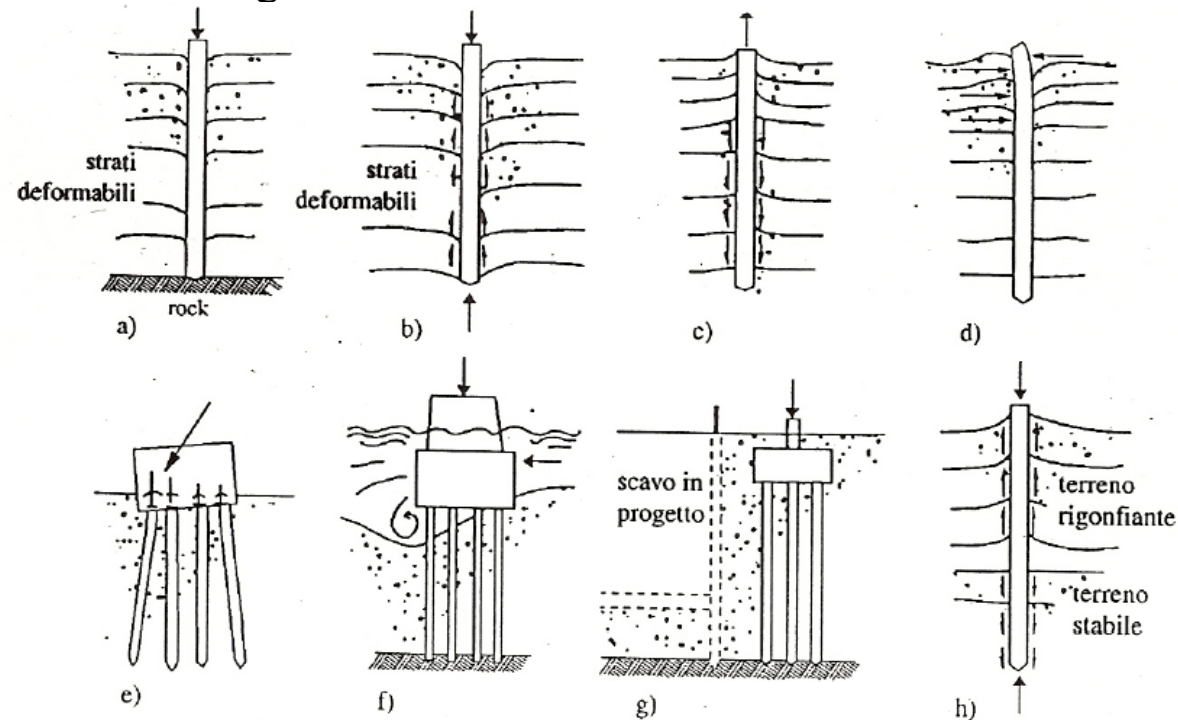
SCELTA DI UN FONDAZIONE PROFONDA IN LUOGO DI UNA DIRETTA

Le principali motivazioni per la scelta di una fondazione profonda su pali sono:

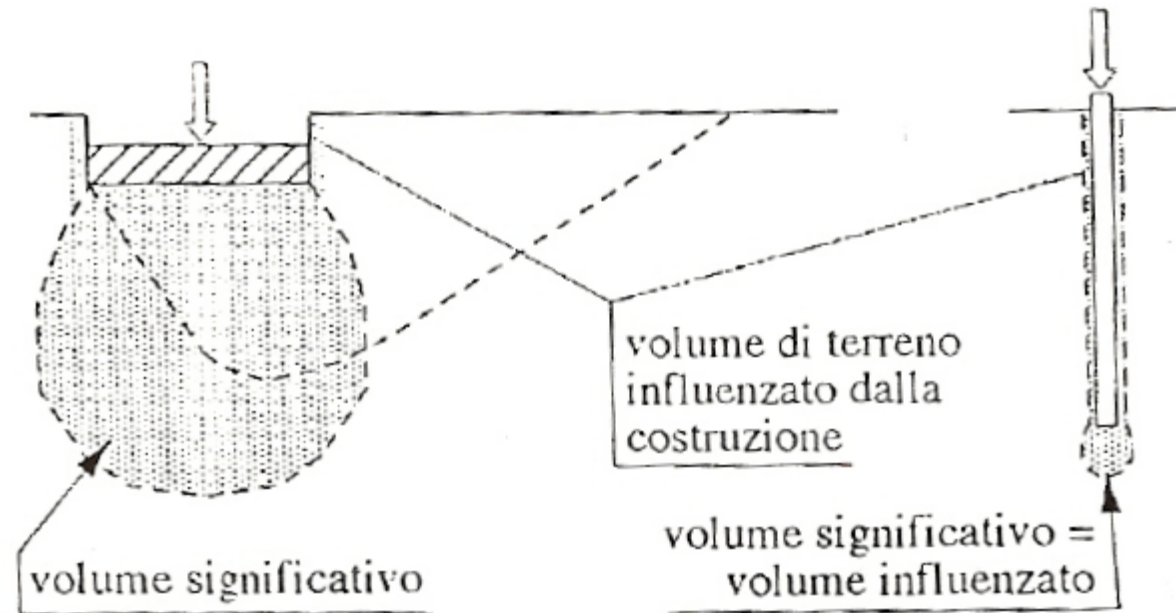
- il terreno di fondazione in superficie (o sufficientemente vicino alla superficie) su cui ipotizzare di appoggiare una fondazione diretta, non è sufficientemente resistente;
- il terreno/fondazione in superficie è eccessivamente deformabile o comunque si vogliono limitare le deformazioni in fondazione;
- la fondazione superficiale diventa troppo grande (spesso come conseguenza delle precedenti due circostanze)
- vi è l'esigenza di un ancoraggio profondo (es. galleggiamento);

Esistono tuttavia anche altre motivazioni , come indicato nella figura seguente (punti d-g):

- a) trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti / meno cedevoli,
- b) trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto
- c) resistere ad azioni di trazione;
- d) resistere ad azioni orizzontali;
- e) resistere in gruppo a carichi inclinati;
- f) assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali;
- g) trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo;
- h) attraversare strati di terreno rigonfiante.



VOLUME SIGNIFICATIVO INTERESSATO DAL TRASFERIMENTO DEL CARICO AL TERRENO



Volume significativo e volume di terreno influenzato dalla costruzione per una fondazione diretta e per un palo singolo (vedi poi anche il caso della palificata).

PALI DI COSTIPAMENTO

Questi pali vengono infissi provocando un costipamento ed un aumento di densità del terreno circostante, conseguente ad una riduzione dei vuoti pari pressappoco al volume del palo infisso.

La loro efficacia è senza dubbio maggiore se si incomincia l'infissione dal perimetro della superficie da costipare andando poi verso il centro.

I diametri dei pali da costipamento sono in genere di 15-16 cm potendo raggiungere anche i 30-50 cm tuttavia bisogna tenere presente che il costipamento è efficace a partire da una profondità di 2-3 volte il diametro del palo (perché il terreno superiore rifluisce verso l'alto) per cui impiegando i pali grossi è necessario che il costipamento venga fatto da una quota superiore a quella d'appoggio della fondazione, in modo che il terreno superficiale che è rimasto soffice non interessi perché sarà asportato prima del getto della fondazione stessa.

PALI PORTANTI – CLASSIFICAZIONI E TIPI

Materiale

Possono essere di legno, di acciaio, calcestruzzo e di cemento armato normale, centrifugato o precompresso.

Dimensioni / Diametro

Le dimensioni dei pali possono mutare notevolmente sia al variare di categoria sia per pali di una stessa categoria. Con riferimento al diametro si può fare riferimento a pali di grande, medio e piccolo diametro.

I pali di **grande** diametro sono quelli che hanno diametro superiore a 700 mm e possono raggiungere i 2000 mm; sono generalmente pali trivellati che possono raggiungere lunghezze spesso dell'ordine di 20 ÷ 40 m o superiori.

I pali di **medio** diametro sono quelli di diametro compreso tra 300 e 700 mm e hanno lunghezze prevalentemente comprese tra i 5 e i 25 m.

I pali di **piccolo** diametro sono quelli di diametro compreso tra 80 e 300 mm, hanno lunghezze prevalentemente comprese tra 5 e 20 m e generalmente sono realizzati con tecnologie speciali.

Il campo delle portate ammissibili può variare da qualche tonnellata ad oltre 500 t per pali di grande diametro.

Modalità costruttive

A seconda delle modalità costruttive possono essere distinti in tre categorie:

a) pali che **provocano uno spostamento di terreno** durante la loro realizzazione e quindi realizzati senza asportazione di terreno:

- pali prefabbricati ed infissi
- pali infissi e costruiti in opera (cioè previa infissione di una tubazione nel terreno);

b) pali che **non provocano spostamento di terreno** durante la loro realizzazione e quindi realizzati previa l'asportazione del terreno nel volume poi occupato dal palo:

- pali trivellati

c) pali con un **condizione di spostamento intermedia** (basso spostamento) in cui il terreno viene parzialmente estratto e parzialmente compattato a lato del palo:

- pali “ad elica”

Modalità costruttive - pali infissi

I pali infissi possono essere inseriti nel terreno mediante:

- **infissione per battitura**, ottenuta con una successione di colpi assestati sulla testa del palo, impiegando un battipalo. Questa tecnica è molto rumorosa e inoltre produce vibrazioni localizzate che, a prescindere da possibili danni prodotti alle proprietà vicine, possono non essere consentite da normative locali o dagli enti preposti alla difesa dell'ambiente;
- **infissione mediante apparecchiatura vibrante** fissata all'estremità superiore del palo. Questa tecnica risulta di solito molto silenziosa e le vibrazioni necessarie all'infissione possono essere non eccessive. Il metodo è meglio applicabile a depositi di terreno scarsamente coesivo;
- **infissione a contrasto mediante martinetto**. Tale tecnica funziona meglio per pali corti e piuttosto rigidi;
- **realizzazione di un foro e successivo inserimento del palo oppure riempimento della cavità con calcestruzzo**, che una volta indurito, viene a costituire il palo. Esistono vari modi per la realizzazione:
 1. **pali senza rivestimento del foro** (Western; Franki con cassaforma di espansione alla base);
 2. **pali con cassaforma o camicia di rivestimento** (Franki con cassaforma di espansione alla base; tubolare saldato o senza saldature; Western con cassaforma; palo con rastremazione uniforme: Union o Monotube, Raymond standard; Raymond con rastremazione a tratti).

Caratteristiche tipiche e impiego di alcuni tipi di pali - parte 1 (Bowles)

Tipo di Palo	Legno	Acciaio	Tube di acciaio riempito di calcestruzzo	Composto
Lunghezza massima	35m	Praticamente illimitata	Praticamente illimitata	55m
Lunghezza ottimale	9 ÷ 20m	12 ÷ 50m	12 ÷ 36m	18 ÷ 36m
Massimo sforzo raccomandato	Misurato in mezzera: 4 ÷ 6MPa per legno di cedro, pino, abete rosso, 5 ÷ 8MPa per pino del Sud, douglasia, quercia, cipresso	$f_y = 0,35 \div 0,5 \cdot f_y$	0,4 · f_y per l'armatura < 205MPa, 0,5 · f_y per il nucleo < 150MPa; 0,33 · f'_c per il calcestruzzo	Calcestruzzo: come per gli altri pali in calcestruzzo; Acciaio: come per gli altri pali in acciaio; Legno: come per gli altri pali in legno
Massimo carico in condizioni normali di esercizio	270kN	Massimo sforzo ammissibile moltiplicato per l'area della sezione trasversale	1800kN senza nucleo; 18000kN per sezioni larghe con nuclei in acciaio	1800kN
Intervallo ottimale di carico	130 ÷ 225kN	350 ÷ 1050kN	700 ÷ 1100kN senza nucleo; 4500 ÷ 14000kN per sezioni larghe con nuclei in acciaio	250 ÷ 725kN

Tipo di Palo	Legno	Acciaio	Tubo di acciaio riempito di calcestruzzo	Composto
Svantaggi	Difficile da giuntare, esposti a danno se infissi in terreno duro, esposti a deperimento se privi di trattamento, difficili da sfilare e sostituire se si spezzano durante l'infissione	Esposti alla corrosione, pali con sezione ad H possono danneggiarsi o deformarsi per effetto degli ostacoli di maggiori dimensioni	Costo iniziale elevato, notevole volume di terreno spostato per pali a punta chiusa	Difficoltà di ottenere un buon giunto tra due materiali diversi
Vantaggi	Costo iniziale relativamente basso, pali permanentemente sommersi resistono al deperimento, facili da adoperare	Facili da giuntare, elevata capacità portante, piccolo volume di terreno spostato, in grado di penetrare attraverso ostacoli di lieve entità	Controllo ottimale durante l'installazione, assenza di volume di terreno spostato per infissione con punta aperta, i tubi a punta aperta sono ottimi nei confronti di possibili ostruzioni, elevata capacità portante, facili da giuntare	Possono raggiungere lunghezze notevoli a costi relativamente contenuti
Osservazioni	Impiego ottimale come pali ad attrito in terreni granulari	Impiego ottimale come pali portanti di punta su roccia, ridurre la capacità portante ammissibile in ambiente corrosivo o predisporre protezioni anticorrosione	Forniscono elevata rigidità flessionale alla azione di carichi trasv. In assenza di contenimento laterale	Lo sforzo ammissibile e la capacità portante sono legati al più debole dei materiali usati

Caratteristiche tipiche e impiego di alcuni tipi di pali - parte 2 (Bowles)

Tipo di Palo	Calcestruzzo prefabbricato (con eventuale precompressione)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma infissa senza mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma sottile infissa con mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma recuperabile)	Calcestruzzo iniettato a pressione in fori trivellati
Lunghezza massima	30m per pali prefabbricati, 36m per i pali precompressi	45m	30m per sezioni a lati paralleli, 12m per sezioni a lati rastremati	36m	9 ÷ 25m
Lunghezza ottimale	12 ÷ 15m prefabbricati, 18 ÷ 30m precompressi	9 ÷ 25m	12 ÷ 18m per sezioni a lati paralleli, 5 ÷ 12m per sezioni a lati rastremati	8 ÷ 12m	12 ÷ 18m
Massimo sforzo raccomandato	0,33 · f'_c salvo limiti inferiori imposti dalla normativa; 0,4 · f_y per calcestruzzo armato se non è precompresso.	0,33 · f'_c ; 0,4 · f'_c se il diametro della cassaforma è $\leq 350mm$; sforzo nella cassaforma 0,35 · f_y se lo spessore è $\geq 3mm$	0,33 · f'_c ; 0,4 · f'_c se il diametro della cassaforma è $\leq 350mm$; sforzo nella cassaforma 0,35 · f_y se lo spessore è $\geq 3mm$	0,25 ÷ 0,33 · f'_c	0,225 ÷ 0,4 · f'_c

Tipo di Palo	Calcestruzzo prefabbricato (con eventuale precompressione)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma infissa senza mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma sottile infissa con mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma recuperabile)	Calcestruzzo iniettato a pressione in fori trivellati
Massimo carico in condizioni normali di esercizio	900kN per prefabbricati; 8500kN per precompressi	900kN	675kN	1300kN	700kN
Intervallo ottimale di carico	350 ÷ 3500kN	450 ÷ 700kN	250 ÷ 550kN	350 ÷ 900kN	350 ÷ 550kN
Svantaggi	Difficile da adoperare (operazioni di sollevamento) se non sono precompressi, costo iniziale elevato, considerevole volume di terreno spostato, pali precompressi sono difficili da giuntare	Difficili da giuntare una volta che il calcestruzzo abbia fatto presa, notevole volume di terreno spostato	Difficili da giuntare una volta che il calcestruzzo abbia fatto presa, la reinfissione non è raccomandabile, le casseforme si possono danneggiare durante l'infissione, considerevole volume di terreno spostato	Il getto va realizzato all'asciutto, dipendenza oltre la media dalla qualità dell'esecuzione	Dipendenza dalla qualità dell'esecuzione, non adatti a terreni compressibili

Tipo di Palo	Calcestruzzo prefabbricato (con eventuale precompressione)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma infissa senza mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma sottile infissa con mandrino)	Calcestruzzo gettato in opera (con cassaforma recuperabile)	Calcestruzzo iniettato a pressione in fori trivellati
Vantaggi	Elevata capacità portante, possibilità di avere resistenza alla corrosione, possibilità di inflessione su terreni duri	Possono essere reinfissi, le casseforme non si danneggiano facilmente	Economia iniziale, pali a sezione rastremata forniscono migliore capacità portante in strati di terreno granulare	Economia iniziale	Eliminazione di rumori e vibrazioni durante l'installazione, economia, elevato attrito lungo il fusto, assenza di giunti
Osservazioni	Pali cilindrici sono particolarmente adatti quando occorre rigidità flessionale	Impiego ottimale come pali ad attrito (sospesi) di media lunghezza	Impiego ottimale come pali ad attrito (sospesi) di media capacità portante in terreni granulari	Il carico ammissibile su pali con espansione alla base è limitato dalla capacità portante dello strato immediatamente al di sotto del palo	Metodi brevettati

Ulteriore tabella di confronto tra caratteristiche dei pali battuti e trivellati

<i>PALI</i>	<i>BATTUTI</i>	<i>TRIVELLATI</i>
Terreni attraversabili	notevoli limitazioni in presenza di terreni compatti, strati lapidei, trovanti	possono attraversare qualsiasi terreno (con opportuno sistema di perforazione)
Modifiche che la messa in opera del palo provoca nel terreno circostante	<ul style="list-style-type: none"> - in terreni incoerenti producono un addensamento con conseguente miglioramento delle proprietà meccaniche - in terreni coesivi producono rimaneggiamento e diminuzione della resistenza al taglio 	decompressione del terreno e peggioramento delle sue caratteristiche meccaniche. In terreni coesivi tale effetto può essere ridotto
Dimensioni	$D_{\max} \cong 60 \text{ cm}$ $L_{\max} \cong 20 \text{ m}$ per pali prefabbricati è necessario prefissare la lunghezza	nessuna limitazione
Inclinazione massima possibile	fino a 15°-20°	generalmente impossibile salvo che per pali di piccolo diametro
Qualità del calcestruzzo	ottima	da controllare, può essere molto scadente
Attrezzature	ingombranti e costose	per pali di grande diametro ingombranti e costose
Impatto	vibrazioni e scosse durante la messa in opera	molto minore che per i pali battuti

PALI PREFABBRICATI INFISSI IN LEGNO

I pali di legno, che sono stati adoperati per primi fin dai tempi antichi con esempi notevoli a Venezia e nelle città olandesi e scandinave, vengono ormai adoperati raramente e in certe condizioni particolari, per cui siano giustificati sotto il profilo economico, o per opere provvisorie.

Sono costituiti da tronchi d'albero accuratamente sfrondati dei rami, trattati, di solito con un prodotto conservativo. Per l'infissione il tronco viene rovesciato, facendolo penetrare dalla parte della punta. L'estremità del palo può essere fornita di una punta metallica quando si devono penetrare terreni duri o ghiaiosi.

Se un palo di legno viene disposto sotto il livello permanente di falda, esso sembra avere durata illimitata. Quando un palo è invece soggetto a cicli alternati di umido e secco la vita utile sarà più breve, a meno che non venga trattato con sostanze protettive.

Il carico di progetto ammissibile basato sul materiale costituente il palo:

$$P_a = A_p \cdot f_a$$

Dove A_p è l'area media della sezione alla testa del palo mentre f_a è lo sforzo ammissibile di progetto definito dalle norme in dipendenza del tipo di legno. La capacità portante statica basata sul terreno circostante il palo viene calcolata come per i pali costituiti di altri materiali.

Il principale fattore addizionale da mettere in conto è che il coefficiente d'attrito fra legno e terreno può avvicinarsi tanto al valore $\tan \varphi'$ per una combinazione di addensamento del terreno prodotto dal volume del palo e per la penetrazione di grani di terreno nella superficie del legno, in particolar modo per terreni granulari.

PALI PREFABBRICATI INFISSI IN ACCIAIO

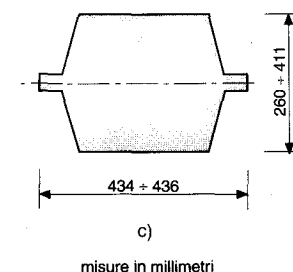
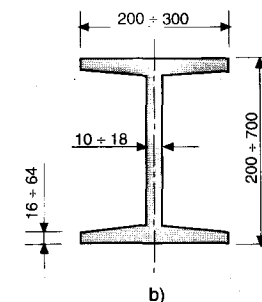
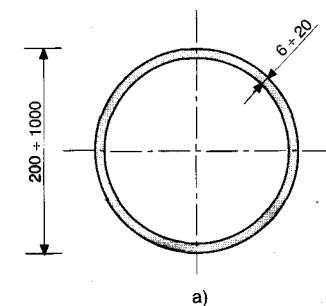
I primi pali metallici sono stati adoperati dopo il 1890 e attualmente vengono utilizzati in particolari opere o situazioni in cui il maggior costo del materiale che li costi tuisce sia giustificato o bilanciato da circostanze favorevoli, spesso legate alle modalità costruttive e all'urgenza.

I pali metallici hanno indiscutibili vantaggi:

- massima resistenza alla presso flessione;
- possibilità di essere infissi a notevole profondità saldando gli elementi tra loro;
- possibilità di resistenza a carichi anche molto elevati;
- infissione attraverso materiale resistente fino a raggiungere la roccia.

Il loro uso è particolarmente diffuso nelle opere marittime: per i pontili, per le opere di accosto ed ormeggio delle navi (paraurti, ecc.), per le piazzole d'attracco per petroliere in alto mare o per quelle dei pozzi di petrolio o metano.

Possono avere vari tipi di sezione: si hanno i pali metallici a profilo circolare con diametri generalmente variabili da 200 a 1000 mm e spessore a sua volta variabile circa da 6 a 20 mm. La lunghezza degli elementi varia generalmente da 8 a 12 m; si hanno però anche esempi, specialmente per opere di accosto per navi, di pali fino a 2 m di diametro e spessore da 20 a 34 mm. Si hanno poi pali metallici con profilo a doppio T particolarmente adatti per assorbire le azioni orizzontali. Altri pali metallici hanno varie forme ottenute saldando tra loro profili di palancole (ad esempio tipo Larssen).



PALI PREFABBRICATI INFISSI IN CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

I pali prefabbricati in cemento armato sono stati usati per la prima volta da Hennebique nel 1897 e negli Stati Uniti il loro uso è stato introdotto da Raymond.

Vengono prodotti nella lunghezza desiderata in un cantiere specializzato, lasciati maturare e quindi spediti nel luogo dove vengono utilizzati e normalmente messi in opera per infissione con maglio.

Possono essere in calcestruzzo armato ordinario (anche detto “ad armatura lenta”) o precompresso.

Con la prefabbricazione è possibile ottenere pali di varia sezione e lunghezza (comunque limitata dal trasporto), di controllare le caratteristiche del palo prima dell’infissione e di controllare, entro certi limiti, il comportamento attraverso i dati di infissione (stima della capacità portante sulla base della resistenza all’infissione).

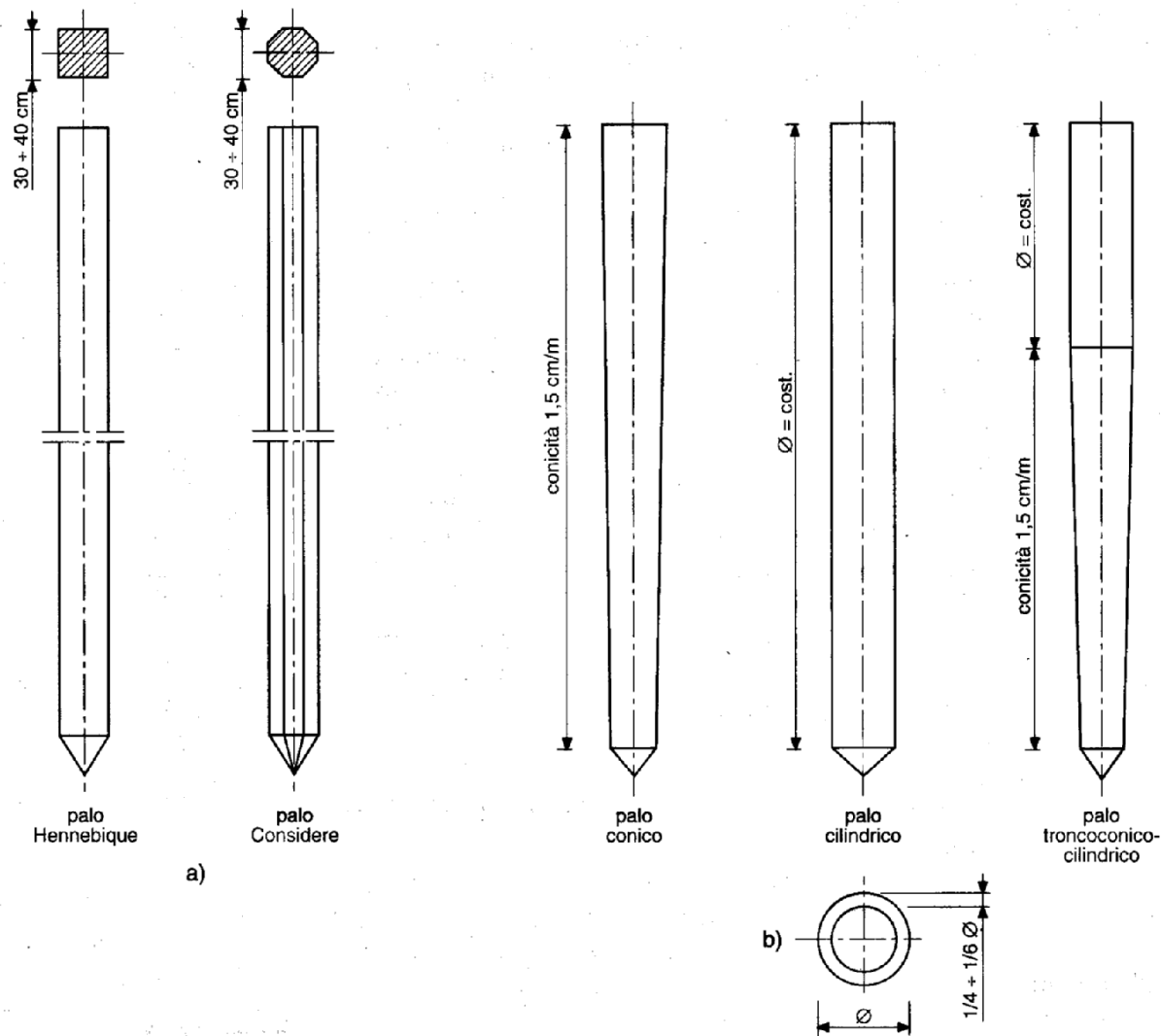
Tra i pali in c.a. ordinario si distingue tra pali vibrati e pali centrifugati, in relazione alle modalità con cui si ottiene la compattazione del calcestruzzo al momento della formatura.

I pali vibrati sono stati progressivamente sostituiti dai pali centrifugati cavi più leggeri e resistenti.

Si possono avere pali vibrati a sezione quadrata, poligonale o circolare, come pure pali centrifugati con sezione a corona circolare costante (pali cilindrici) od a sezione circolare di diametro decrescente con la profondità (pali troncoconici – es. pali SCAC).

I pali in cemento armato hanno spesso la punta formata da una puntazza metallica conica o in alcuni casi da una punta a base allargata od in altri casi mancano di punta.

I pali prefabbricati sono soggetti a sollecitazioni notevoli sia durante il trasporto che durante l'infissione, sollecitazioni in genere ben maggiori di quelle del palo in esercizio, per cui è particolarmente curata sia la qualità del calcestruzzo che delle armature metalliche.



Recentemente tra i pali prefabbricati sono stati utilizzati anche quelli in precompresso e per raggiungere maggiori profondità pali ad elementi giuntati.

I pali precompressi vengono realizzati pretendendo dei cavi di acciaio armonico ad alta resistenza ($f_{ult} = 1700 \div 1860 \text{MPa}$) fino ad un valore di $0,5 \div 0,7 \cdot f_{ult}$ ed effettuando il getto attorno ai cavi (soluzione a “cavi pretesi”).

Vi sono, a getto indurito, fenomeni di ritiro e viscosità nel calcestruzzo e di rilassamento nell'acciaio che riducono lo stato di precompressione del palo del $10 \div 15\%$.

È prassi impiegare calcestruzzi ad elevata resistenza ($35 \div 55 \text{MPa}$).

Il carico ammissibile di progetto P_a per i pali precompressi può essere calcolato, tenendo conto degli effetti della precompressione dovute ai carichi e agli effetti viscosi, come:

$$P_a = A_g \cdot (0,33 f_c - 0,27 \sigma_{pe})$$

Dove A_g è l'area lorda del calcestruzzo e σ_{pe} è la tensione di precompressione “efficace”, scontate tutte le perdite.

Tensioni dovute all'infissione per battitura

Ricerche tecniche sperimentali hanno dimostrato che per queste valutazioni può applicarsi all'infissione dei pali in calcestruzzo armato la teoria ondulatoria della propagazione degli sforzi: la compressione prodotta dal colpo del maglio si propaga dall'alto al basso a partire dalla testa del palo, poi si riflette, a partire dal piede, sotto forma di compressione se il terreno è molto resistente, di trazione se il terreno è poco compatto.

Lo sforzo in un punto qualunque del palo è uguale alla somma degli sforzi corrispondenti alle onde nei due sensi. Le peggiori condizioni si realizzano quando la sommatoria degli sforzi di compressione è localizzato al piede. La compressione può raggiungere teoricamente il doppio della pressione massima sulla testa.

L'attrito sulle pareti del palo ha debole influenza sul valore della pressione in testa, ma può esercitare un'influenza importante sulla riduzione degli sforzi nella parte infissa del palo.

Quando l'infissione si effettua con facilità, la resistenza alla base è debole e l'onda trasmessa si riflette sotto forma di trazione; questa si combina con l'onda di compressione che discende dalla testa del palo e ne risultano degli sforzi effettivi di trazione che variano da un valore nullo alla punta, fino ad un massimo verso a metà del palo.

Infissione per vibrazione

Possibile in terreni incoerenti granulari. Il palo appoggiato sul suolo in cui deve essere inserito viene messo in vibrazione per mezzo di appositi dispositivi posti sulla testa. Grazie alla vibrazione indotta al fusto il terreno circostante il palo si mobilita dando spazio al palo stesso che scende gravato dal proprio peso.

Vantaggi e svantaggi dei pali prefabbricati infissi per battitura

Vantaggi

- l'infissione e il conseguente spostamento del terreno provoca l'addensamento del terreno circostante, con effetto favorevole sulla capacità portante
- si fa uso di attrezzature relativamente semplici
- è possibile avere una “stima” della capacità portante (con molti limiti)

Svantaggi

- l'operazione di infissione provoca vibrazioni che possono essere trasmesse attraverso il terreno a strutture vicine;
- la lunghezza dei pali deve essere stabilita prima dell'infissione e quindi eventuali modifiche di lunghezza di una certa entità, dovute a variazioni di stratigrafie o di caratteristiche del terreno o ad altre cause, non sono facili da realizzare ed onerose per il costo e per il tempo;
- la presenza di terreni a grana grossa (ghiaie e ciottoli) o terreni incoerenti particolarmente resistenti può provocare durante l'infissione la rottura della punta del palo; anche la presenza di argille molto consistenti può ostacolare l'infissione.

PALI IN C.A. GETTATI IN OPERA IN TUBO-FORMA INFISSO, RECUPERABILE E NON

A questa categoria appartengono tutti i pali ottenuti gettando del calcestruzzo fresco in una cassaforma metallica (o tubo-forma) infissa nel terreno con i colpi del maglio, senza asportazione di materiale (e quindi per spostamento di terreno). Il tubo-forma a getto avvenuto viene di mano in mano estratto e recuperato.

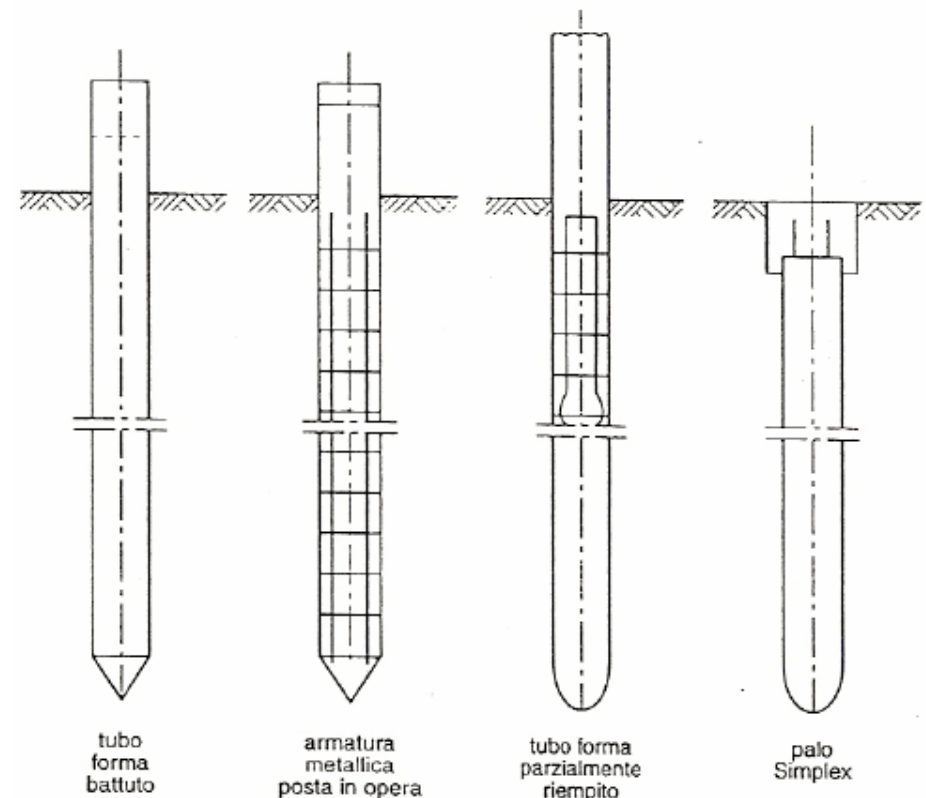
Sono largamente impiegati per pali non molto profondi e di media portata, non lo sono per fondazioni troppo ristrette o vicino a fabbricati esistenti, sia per l'ingombro dell'attrezzatura, sia per i danni che i forti colpi del maglio possono provocare ai fabbricati limitrofi.

PALO SIMPLEX

In origine consisteva nell'affondare nel terreno un tubo munito di puntazza in cui si versava del calcestruzzo fresco. Si estraeva in seguito il tubo-forma costipando il betoncino con il maglio.

Al giorno d'oggi, per irrobustire il palo si crea alla base dello stesso un ingrossamento o bulbo per aumentare la sezione utile di appoggio sul terreno.

È una tipologia di palo scarsamente usata.



(a) Palo Simplex.

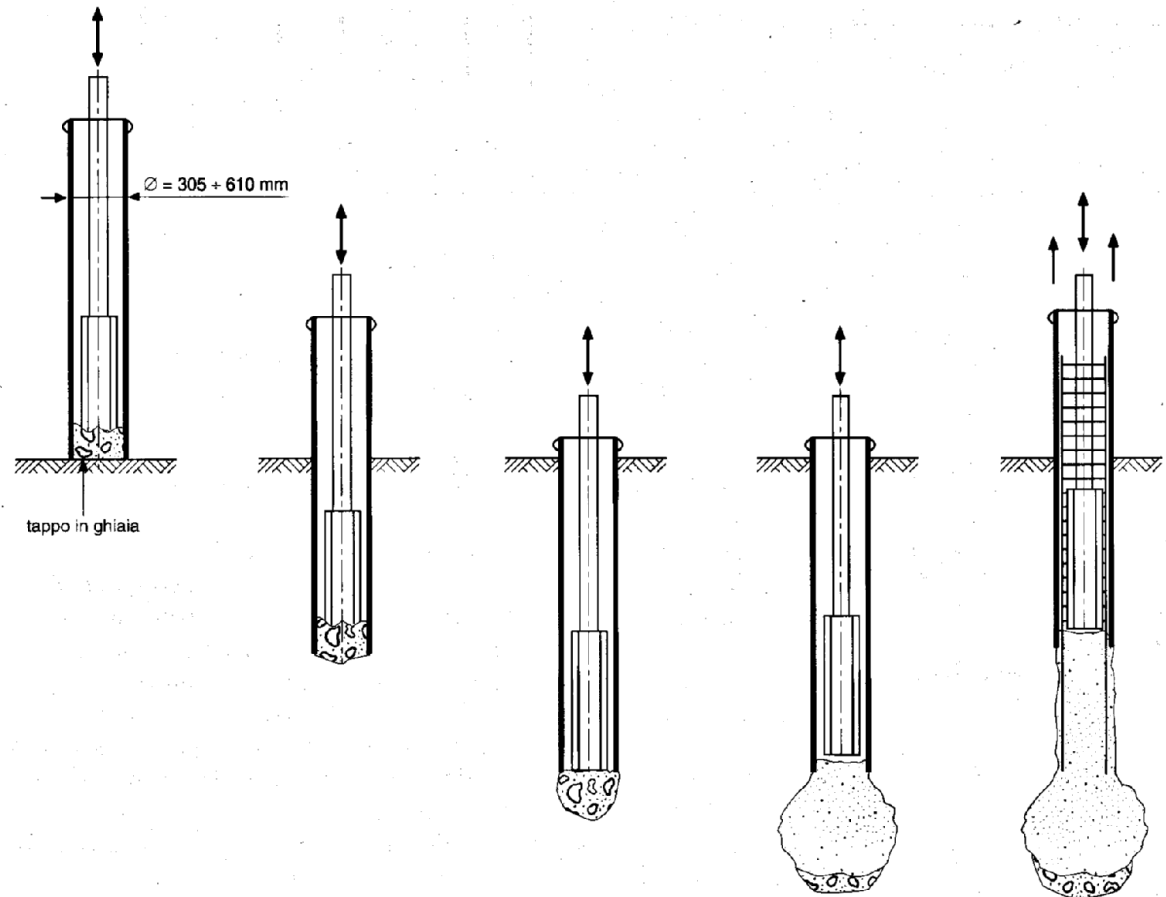
PALO FRANKI

Differisce dal palo Simplex sostanzialmente per il sistema di infissione del tubo e di formazione del bulbo di base. È infatti costituito da una base inferiore espansa e da un fusto rigoroso. Può essere verticale o inclinato. Le sue fasi di esecuzione sono:

a. **affondamento del tubo:** dopo aver appoggiato il tubo a terra si getta sul fondo un certo quantitativo di calcestruzzo di consistenza asciutta che il maglio con caduta libera dispone in forma di tappo aderente all'involucro. Tale tappo, sotto

l'azione continua del maglio, penetra nel terreno e trascina con sé per la sua forte aderenza il tubo fino alla profondità prestabilita, impedendo, nello stesso tempo, sia alle acque sotterranee che alle terre di penetrare all'interno;

b. **formazione alla base del palo:** fissato il tubo in modo tale da impedire ulteriori affondamenti si regolano i colpi del maglio in modo tale da oltrepassare il valore dell'aderenza tappo-involucro e costringere il tappo ad espandersi. Si aggiungono poi piccole quantità di betoncino, proporzionalmente al grado di assorbimento del terreno;

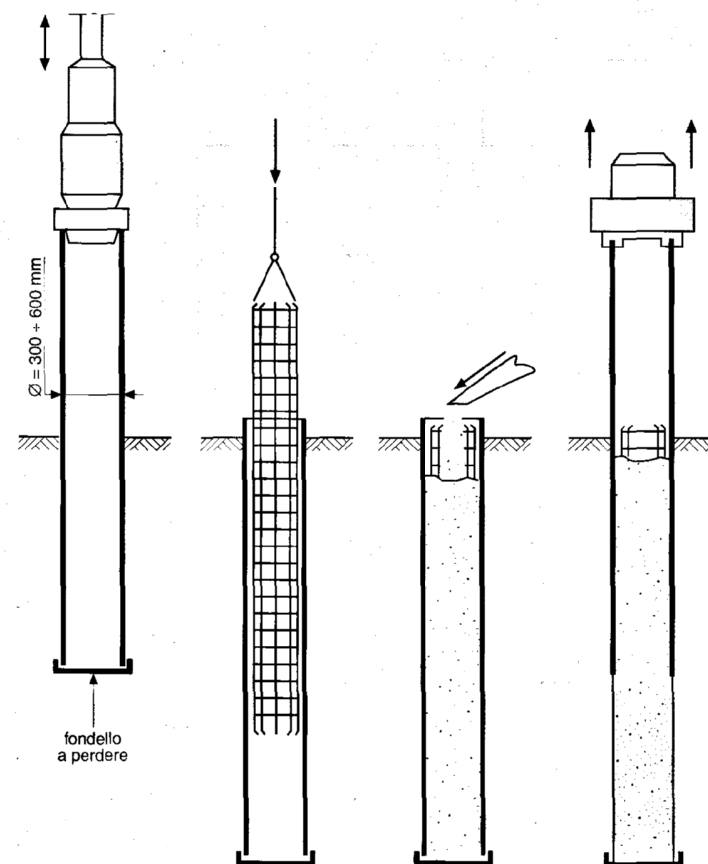


c. **formazione del fusto:** si ottiene aggiungendo del calcestruzzo sempre di consistenza asciutta, per mezzo di una benna speciale, battendolo con la massa e sollevando tratto per tratto la camicia metallica mentre il maglio col proprio peso impedisce che il materiale risalga con l'involucro. Il fusto assume un diametro superiore a quello del tubo e può paragonarsi ad una colonna avente una superficie molto rugosa, con innumerevoli sporgenze anulari ammorsate in maniera significativa nel terreno.

L'inclinazione dei pali *Franki* può raggiungere i 25°, ed in tal caso sono sempre armati.

Un palo di analoghe caratteristiche si può ottenere con una tecnologia più recente mostrata nella figura a lato.

Il tubo forma, infisso con un maglio battente sulla testa del rivestimento, è dotato di un fondello a perdere oppure di un dispositivo per l'apertura del fondo.



PALO VIBRO

Si tratta di un'altra tipologia di palo con tubo forma infisso.

La sua caratteristica particolare consiste nel modo di estrazione del tubo-forma.

L'estrazione si fa per piccole scosse ascendenti seguite da un movimento discendente.

La caratteristica principale del palo è come indica il nome la vibratura del calcestruzzo; la sollecitazione vibratoria impressa al tubo ha triplice scopo:

- a. far discendere il betoncino;
- b. sollevare il tubo;
- c. costipare il betoncino.

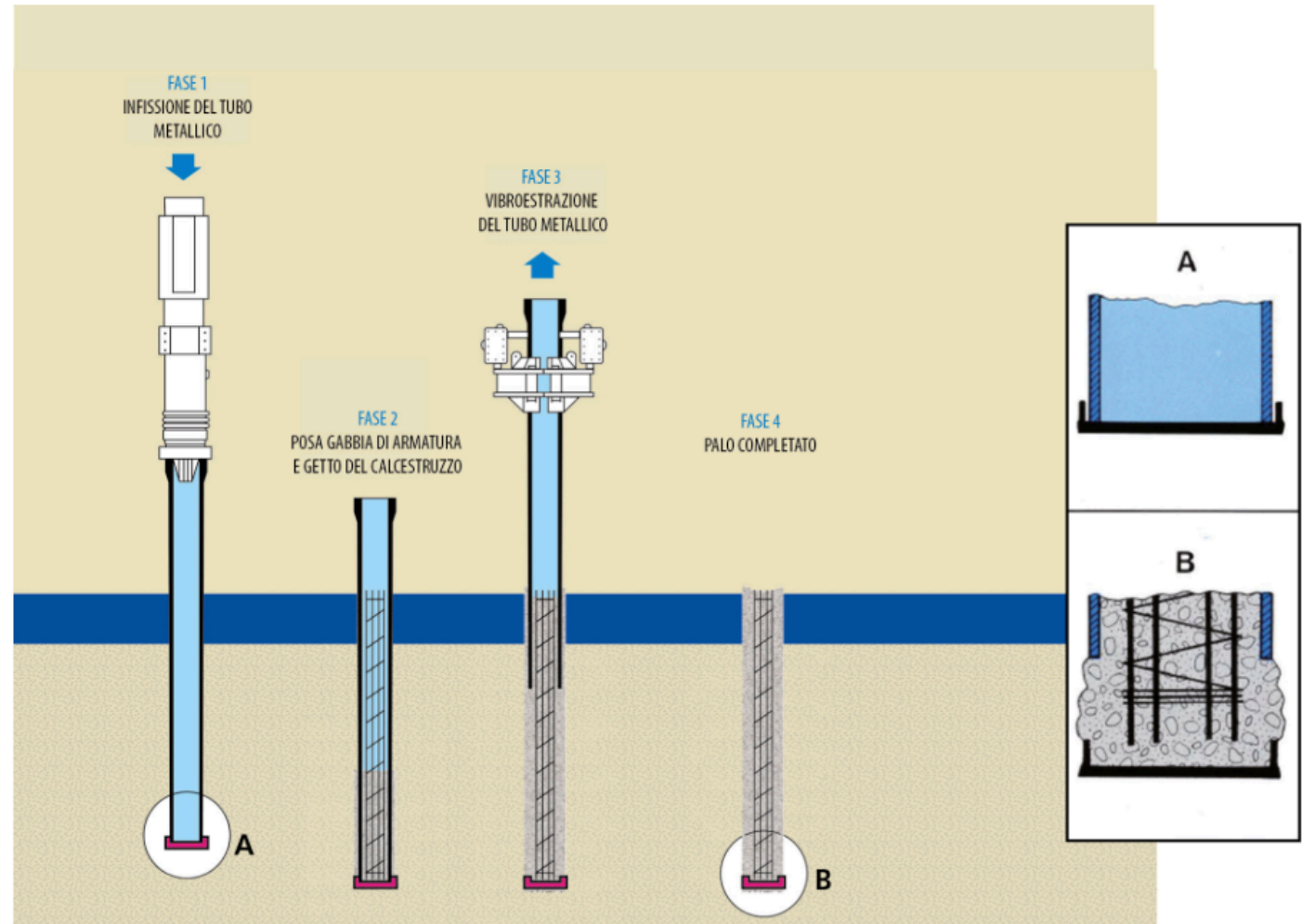
PALO VIBROTREVI

Metodo brevettato. Eseguito mediante infissione di un tubo forma chiuso al fondo da un fondello a perdere o recuperabile.

L'infissione si esegue mediante un maglio diesel o idraulico.

Ultimata l'infissione, si pone in opera la gabbia di armatura e il calcestruzzo e **si estrae il tubo forma utilizzando una morsa vibrante.**

Tale tecnica e le attrezzature appositamente progettate consentono di raggiungere profondità massime di 25-27 metri con diametri variabili da 335 a 610 mm.



PALI GETTATI IN OPERA IN CASSEFORME NON RECUPERABILI

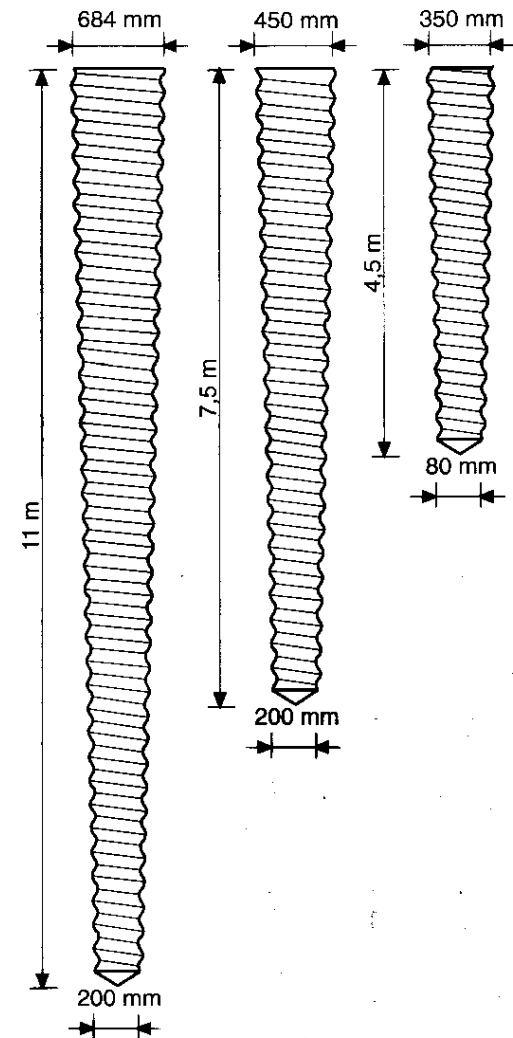
PALO RAYMOND

Il pericolo che il calcestruzzo venga dilavato da acque sotterranee o attaccato da sostanze corrosive ha suggerito l'impiego di pali gettati in apposite casseforme metalliche ondulate che, una volta infisse, rimangono a difesa del calcestruzzo. In alcuni casi particolari in presenza di falde artesiane, di acque aggressive

Vengono utilizzati vari tipi di pali costruiti in opera, in cui per ridurre i costi si tende a limitare lo spessore del rivestimento (1,5÷6 mm).

Il palo Raymond, usato principalmente negli Stati Uniti, viene costruito infiggendo nel terreno una tubazione metallica, in lamiera ondulata e rinforzata, con la battitura di un mandrino della stessa sezione; si cala successivamente nella tubazione l'armatura metallica ed il calcestruzzo, formando così un palo in cemento armato entro una cassaforma metallica (figura).

Vengono utilizzati anche pali dello stesso tipo ma cilindrici con lamierino corrugato (Lacor o Trevicon) o con lamierino liscio cilindrico (Delta).



Vantaggi e svantaggi dei pali infissi con tubo forma e costruiti in opera.

Vantaggi

- il palo viene ottenuto con l'infissione e quindi con un certo addensamento del terreno circostante.
- il generale può essere costruito modificando la lunghezza in relazione alle possibili variazioni di stratigrafia e di resistenza diversamente dai pali prefabbricati.

Svantaggi

Sono legati all'operazione della infissione ed inoltre, in assenza del lamierino di rivestimento a perdere, si possono presentare pericoli legati a particolari situazioni del terreno o ad esecuzione non a regola d'arte del palo, di restringimento della sezione o addirittura di taglio del palo stesso per azione del terreno spingente sul calcestruzzo fresco.

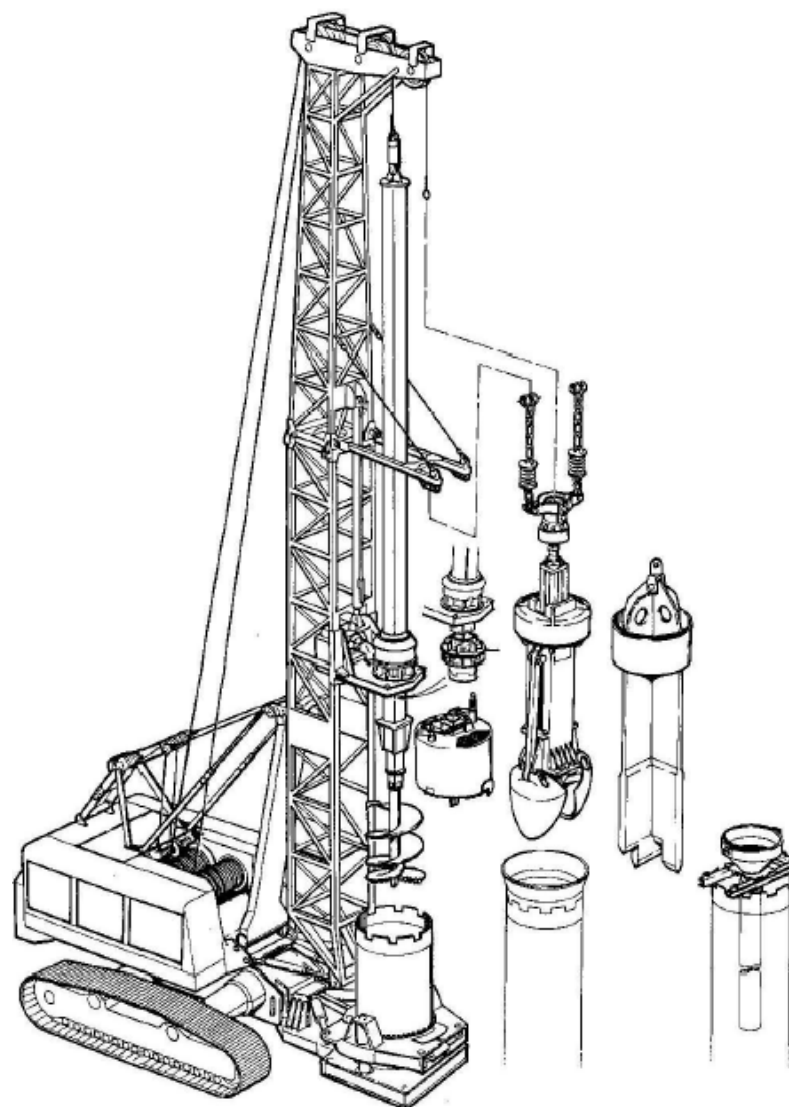
PALI IN CEMENTO ARMATO TRIVELLATI CON TUBO FORMA

Per questa categoria di pali, anch'essi **realizzati in opera** il tubo-forma scende nel terreno per mezzo di speciali trivelle a sonde.

Sostanzialmente i pali trivellati con tubo forma differiscono dai precedenti perché in fase di infissione avviene **asportazione di materiale**.

La cucchiaia cadendo dall'alto per peso proprio urta con forza il terreno e vi penetra facilitata dal tagliente posto all'estremità: il materiale, attraversata la valvola si deposita nel corpo della sonda da cui viene successivamente estratto; il tubo-forma, sia per peso proprio che per un movimento di rotazione impresso a mano scende nel terreno e secondo la natura di questo ultimo può prendere o meno l'andamento della sonda.

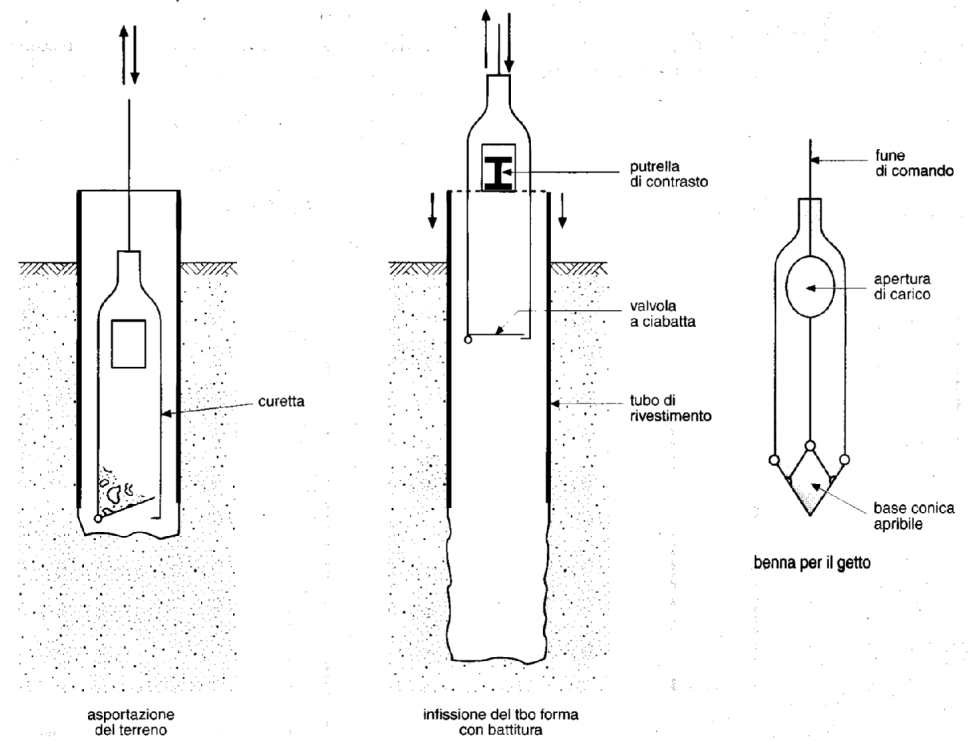
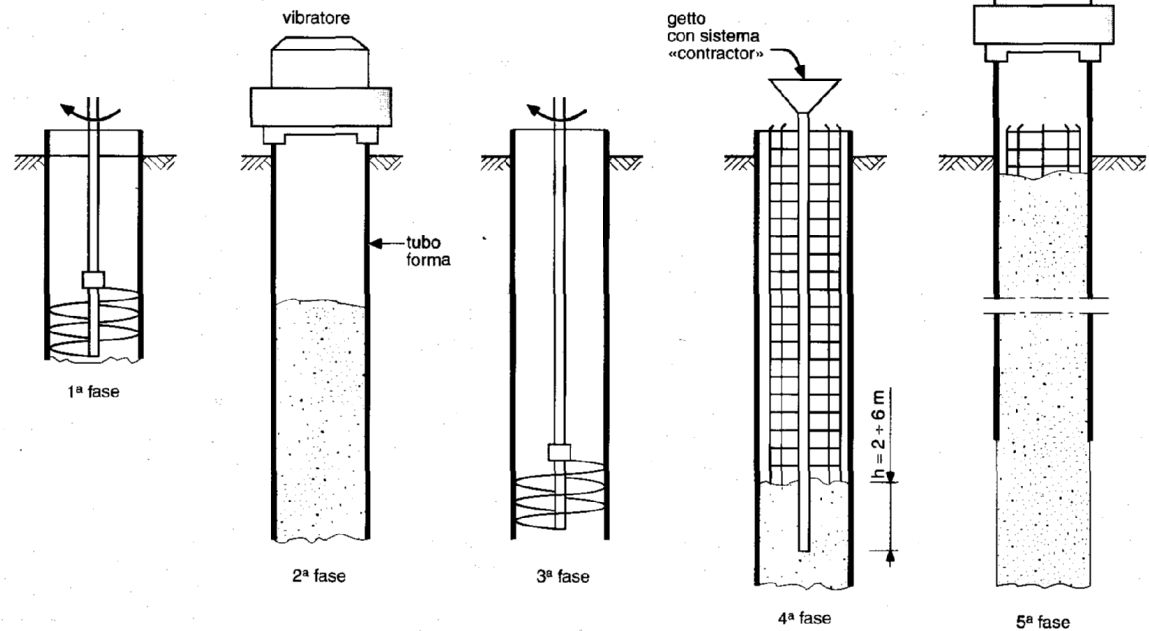
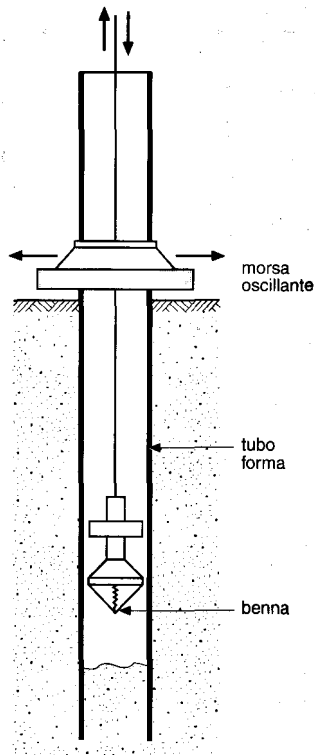
In terreni coerenti, lo scavo precede normalmente il tubo, la cui infissione è relativamente facile; se il terreno è incoerente, melmoso o frana facilmente, è necessario far precedere l'avanzamento del tubo senza prima dello scavo per impedire che il terreno continui a franare col pericolo di apportare notevoli danni ai pali vicini o ad altre fondazioni.



I pali trivellati si possono differenziare:

A) per le modalità di inserimento del tubo forma nel terreno:

- per infissione per battitura
- con morsa oscillante (palo Benoto)
- per mezzo di vibratore



B) nel modo di costipamento del calcestruzzo, che può essere a battitura meccanica diretta o ad aria compressa.

Palo *Strauss*

È il prototipo del palo trivellato. Il calcestruzzo veniva battuto meccanicamente a mezzo di un maglio, e per evitare perdite di tempo, il getto veniva attraverso un tubo coassiale al tubo-forma, mentre la massa batteva ininterrottamente.

Palo *Wolfholtz*

La compressione del calcestruzzo avviene con aria compressa. Ultimato l'affondamento e introdotta se prevista l'armatura, si chiude il tubo con un coperchio avvitato munito di tre condotti di cui due per l'aria a bassa e alta pressione e uno per la malta.

Palo *Rodio*

Deriva dal palo *Strauss*. In alcuni casi la costipazione del calcestruzzo e l'estrazione della colonna di rivestimento avviene per mezzo dell'acqua in pressione in modo simile al procedimento con aria compressa.

Vantaggi e svantaggi dei pali trivellati con tubo forma

Il palo trivellato è più economico dei pali infissi, ed inoltre può essere eseguito in tutte le condizioni di terreno e d'ambiente. Per contro, per uscire ben eseguito occorre verificare che non si creino soluzioni di continuità e danni tali da compromettere la stabilità della fondazione.

I pali trivellati si adattano a risolvere casi di fondazione del tutto speciali. Il limitato ingombro della attrezzatura consente l'esecuzione anche in locali ristretti o fra costruzioni esistenti, all'interno degli edifici o sotto i ponti, per lavorazioni di sotto-fondazione.

I vantaggi che i pali trivellati con tubo forma in generale presentano rispetto agli altri tipi sono:

1. conoscenza, di volta in volta, di tutti gli strati di terreno attraversati e possibilità di una più sicura valutazione della portata del palo mediante l'estrazione di campioni ed il loro esame in laboratorio (angolo di attrito interno, peso specifico, compressibilità, coesione, ecc.);
2. assenza di energiche battiture e, se la perforazione è eseguita con trivelle a rotazione, esclusione di qualsiasi percussione: l'assenza di vibrazione consente l'esecuzione dei pali vicino a edifici esistenti
3. graduale adattamento del palo alle condizioni fisiche del terreno;
4. possibilità di raggiungere elevate profondità (30 ÷ 40m ed oltre)
5. possibilità di eseguire i pali in ogni tipo di terreno e di passare attraverso costruzioni esistenti.

Poiché la costruzione del palo viene ottenuta con asportazione del terreno, si ha una portata ammissibile in genere minore di quella ottenibile con i pali infissi, a parità di sezione e di lunghezza.

Molto importante è il controllo della buona riuscita del palo.

Tra gli inconvenienti più pericolosi è la formazione di un “tappo” di calcestruzzo che impedisca la discesa del betoncino e il completamento del fusto con le dimensioni e le caratteristiche previste.

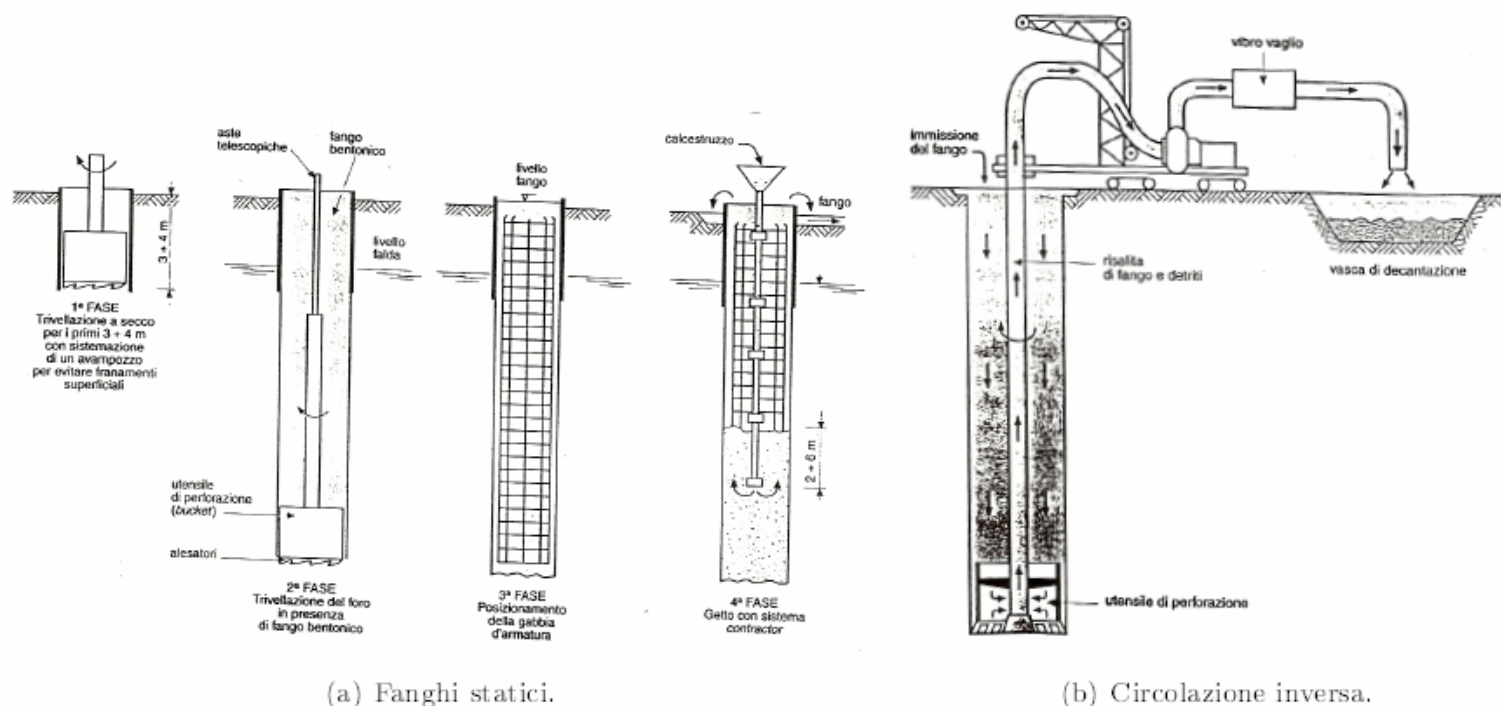
Lo stesso inconveniente può accadere se la colonna viene sollevata più del necessario oltre il livello di calcestruzzo (con restringimento di sezione o interruzione del palo se il terreno circostante frana all'interno).

Un altro pericolo è dato dal dilavamento del calcestruzzo che, ancora fresco, può entrare in contatto con una corrente d'acqua sotterranea in pressione (taglio del palo).

PALI IN CEMENTO ARMATO TRIVELLATI SENZA TUBO FORMA

La tecnica delle perforazioni profonde a rotazione si è potuta sviluppare, a partire dal 1950, grazie all'impiego dei fanghi di **bentonite**¹; che hanno la duplice funzione di **assicurare la stabilità del foro**, evitando l'impiego della tubazione di rivestimento e di **portare in superficie i**

detriti. Il fango è costituito da una miscela di acqua e bentonite (peso di volume $1,02 \div 1,04 \text{ t/m}^3$) che in virtù della sua maggiore densità rispetto all'acqua sostiene le pareti del foro, crea sulle pareti del foro un sottile strato impermeabile (cake), che impedisce la filtrazione dell'acqua verso l'esterno del foro stesso, e mantiene in sospensione le particelle solide.



¹ La bentonite è una miscela argillosa costituita in prevalenza di **montmorillite** (silicato idrato di alluminio) la cui proprietà fondamentale è di creare un **sistema colloidale** quando viene dispersa in acqua ad opportune concentrazioni. La bentonite è capace di assorbire una notevolissima quantità di acqua rispetto al proprio peso e di rigonfiarsi per effetto di questo assorbimento. L'estrema suddivisione delle sue particelle elementari porta alla formazione di un sistema colloidale semplice che è viscoso e tixotropico. Il termine tixotropia è stato introdotto per definire una trasformazione isoterma e reversibile prodotta da una forza deformante ed un conseguente riposo.

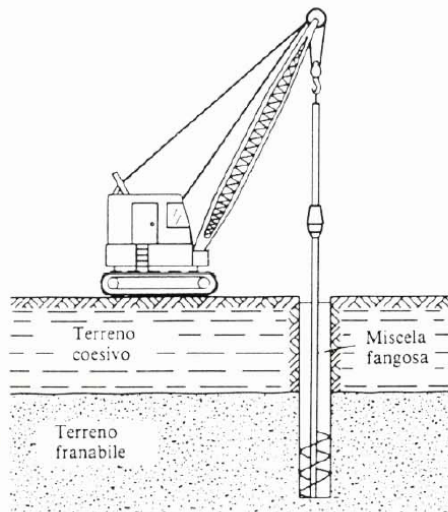
La possibilità di eseguire perforazioni senza tubazioni di rivestimento elimina i limiti di diametro e profondità e consente l'esecuzione di pali anche a sezione non circolare.

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

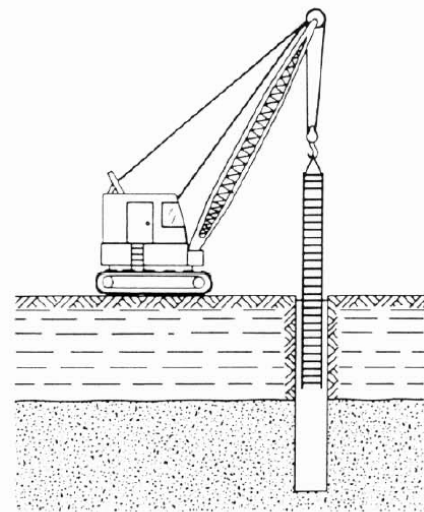
- senza circolazione (fanghi statici): la bentonite viene aggiunta all'acqua contenuta nel foro ed è l'attrezzo stesso che provvede alla sua miscelazione ed alla frantumazione del terreno;
- con circolazione diretta (immissione): il fango viene pompato attraverso le tubazioni sino all'attrezzo rotante e risale lungo il foro trascinandosi i detriti in sospensione;
- con circolazione inversa (aspirazione): il fango viene immesso nel foro ed i detriti vengono aspirati dalle pompe attraverso le aste di perforazione dal basso verso l'alto.

Nel caso della **circolazione diretta** il fango pompato attraverso la batteria di aste sino alla testa rotante fuoriesce attraverso appositi ugelli e risale lungo lo spazio venutosi a creare tra la parete del pozzo e le aste, sino a raggiungere la superficie . Il flusso ascendente trascina sabbie, ghiaie, terra, detriti e anche ciottoli di notevole dimensione (10 ÷ 15cm).

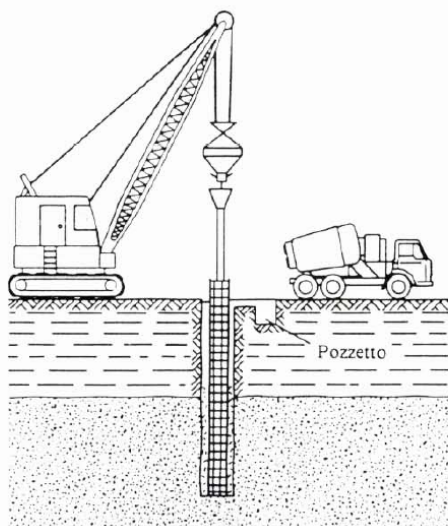
Si impiega la circolazione diretta per fori fino a 50 ÷ 60cm di diametro. Nei fori più grandi diventa difficile avere velocità di aspirazione tali da poter mantenere i detriti in sospensione; con la **circolazione inversa**, invece, la velocità di aspirazione, all'interno delle aste, è indipendente dal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



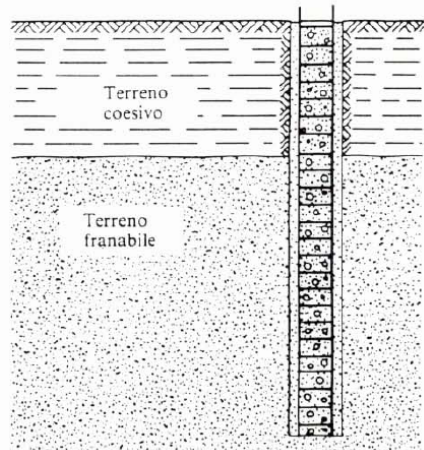
(a) Perforazione del terreno franabile e contemporanea aggiunta di miscela fangosa nella quantità necessaria a mantenere un carico piezometrico sufficiente: si prosegue fino alla profondità richiesta.



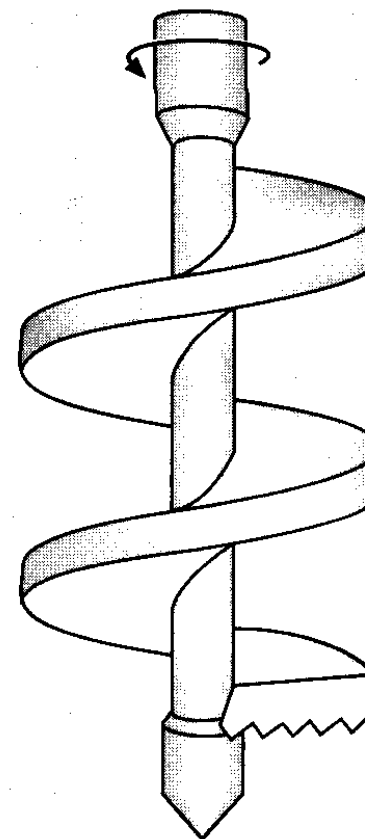
(b) Estrazione della trivella e posa in opera della gabbia formata dalle armature metalliche.



(c) Montaggio della tramoggia e iniezione del calcestruzzo. Il fango che viene spinto fuori dal foro viene raccolto in un pozzetto a cielo aperto.



(d) Il palo a costruzione completata.



Trivella ad elica

Vantaggi e cautele dei pali trivellati senza tubo forma

I vantaggi dei pali trivellati senza tubo forma sono legati al fatto che le attrezzature necessarie per la loro costruzione e posa in opera sono spesso meno onerose rispetto agli altri tipi di palo, e non danno luogo a vibrazioni durante la costruzione con ripercussioni in edifici adiacenti;

La loro lunghezza può essere facilmente variata facilmente adattandola alle varie esigenze.

Durante la loro costruzione vanno osservate particolari precauzioni per i movimenti dell'acqua nel terreno e per un certo rilassamento legato all'asportazione del terreno stesso specialmente in presenza d'acqua.

Come per i pali trivellati con tubo forma a causa della asportazione di terreno, si ha in genere una portata minore di quella ottenibile con pali infissi di dimensioni analoghe.

Anche con questi pali si i pericoli di restringimento della sezione o di taglio del palo.

PALI TRIVELLATI GRANDE DIAMETRO E LUNGHEZZA

L'impiego di attrezzature sempre più potenti e la capacità di sostenere le pareti di scavo mediante fanghi bentonitici o polimerici consente di realizzare con tale tecnologia pali di fondazione fino a 4 m di diametro e 100 m di profondità.

Tecnologia

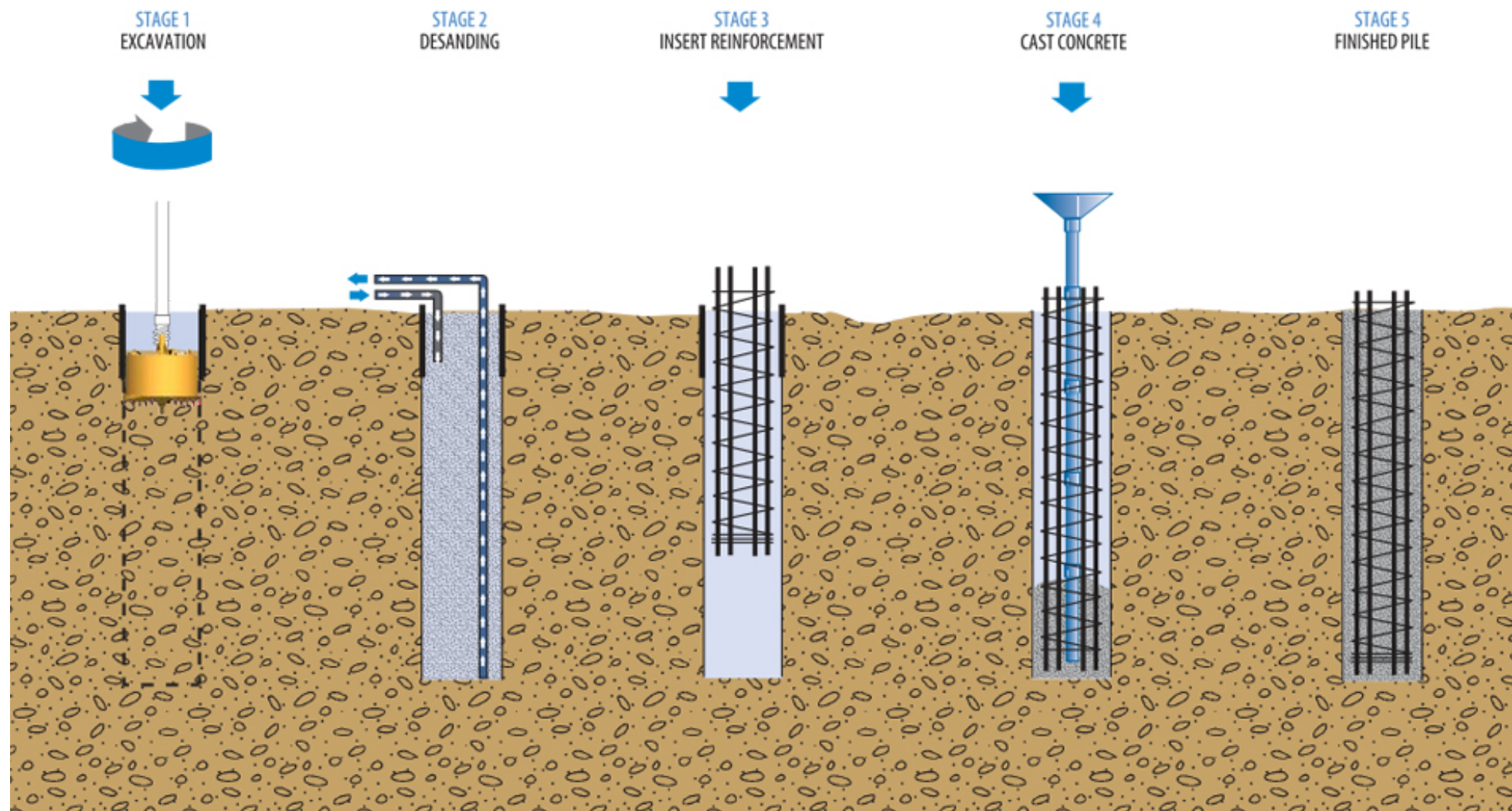
La tipica sequenza esecutiva di un palo trivellato prevede:

- la rimozione del terreno mediante utensili di scavo adatti alla natura del terreno stesso;
- la "rigenerazione" dal fango di perforazione tramite asportazione della frazione più grossolane di terreno in esso contenuta (operazione denominata "dissabbiamento");
- l'inserimento all'interno del foro della gabbia di armatura;
- il riempimento del foro con calcestruzzo.

Allo scopo di evitare possibili franamenti del terreno più superficiale, è pratica consolidata la preliminare infissione, in asse al palo da realizzare, di un tubo di rivestimento di diametro leggermente superiore al diametro dell'utensile.

L'effettiva lunghezza di tale rivestimento dovrà essere definita in relazione alla natura dei terreni da attraversare nei primi metri di scavo.

Tale avanzozzo è generalmente infisso nel terreno per mezzo della testa di rotazione della perforatrice o di un vibro-infissore idraulico agganciato alla gru di servizio.







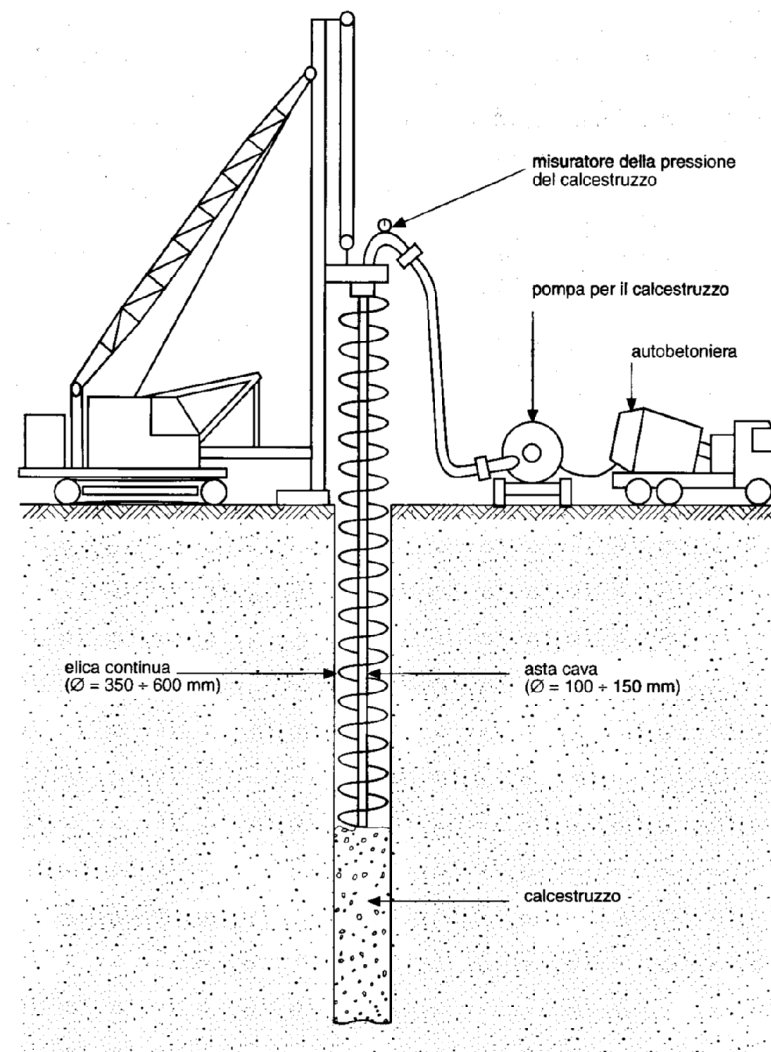
PALI TRIVELLATI AD ELICA CONTINUA

I pali ad elica, talvolta noti come “elica cava” o più in generale come CFA (Continuous Flight Auger, elica cava continua), sono dei pali introdotti sul mercato una ventina d’anni fa; essi, realizzabili in terreni fini da poco a mediamente compatti, sono caratterizzati dall’inserimento nel terreno, mediante rotazione e pressione, di un’elica, con asse tubolare cavo, lunga quanto il palo.

L’inserimento è caratterizzato da un modesto riporto in superficie del terreno scavato che, in gran parte, viene costipato lateralmente all’elica stessa.

Una volta che viene raggiunto il fondo scavo, si procede all’iniezione del calcestruzzo dal tubo cavo presente al centro dell’elica, che risale gradualmente sospinta anche dalla pressione idrostatica del calcestruzzo gettato al di sotto della punta dell’elica.

A getto avvenuto si inserisce un’armatura (gabbia) nel palo, spesso inserita a pressione o mediante vibratura, ma solo negli ultimi metri di palo (al massimo una decina di metri). Esistono anche delle eliche con un tubo di diametro elevato rispetto all’elica, nel quale l’armatura viene inserita prima del getto, potendo così occupare tutta la lunghezza del palo. Nella figura si vede un macchinario per la costruzione di un tipico palo ad elica.



La gamma dei diametri e delle lunghezze ottenibili con tale metodologia è molto estesa.

Si possono eseguire pali con diametro compreso tra 40 e 140 cm, mentre le lunghezze raggiungibili con le attuali attrezzature sono dell'ordine dei 35 ÷ 40 metri (con caricatore) in funzione del diametro del palo e consistenza del terreno.

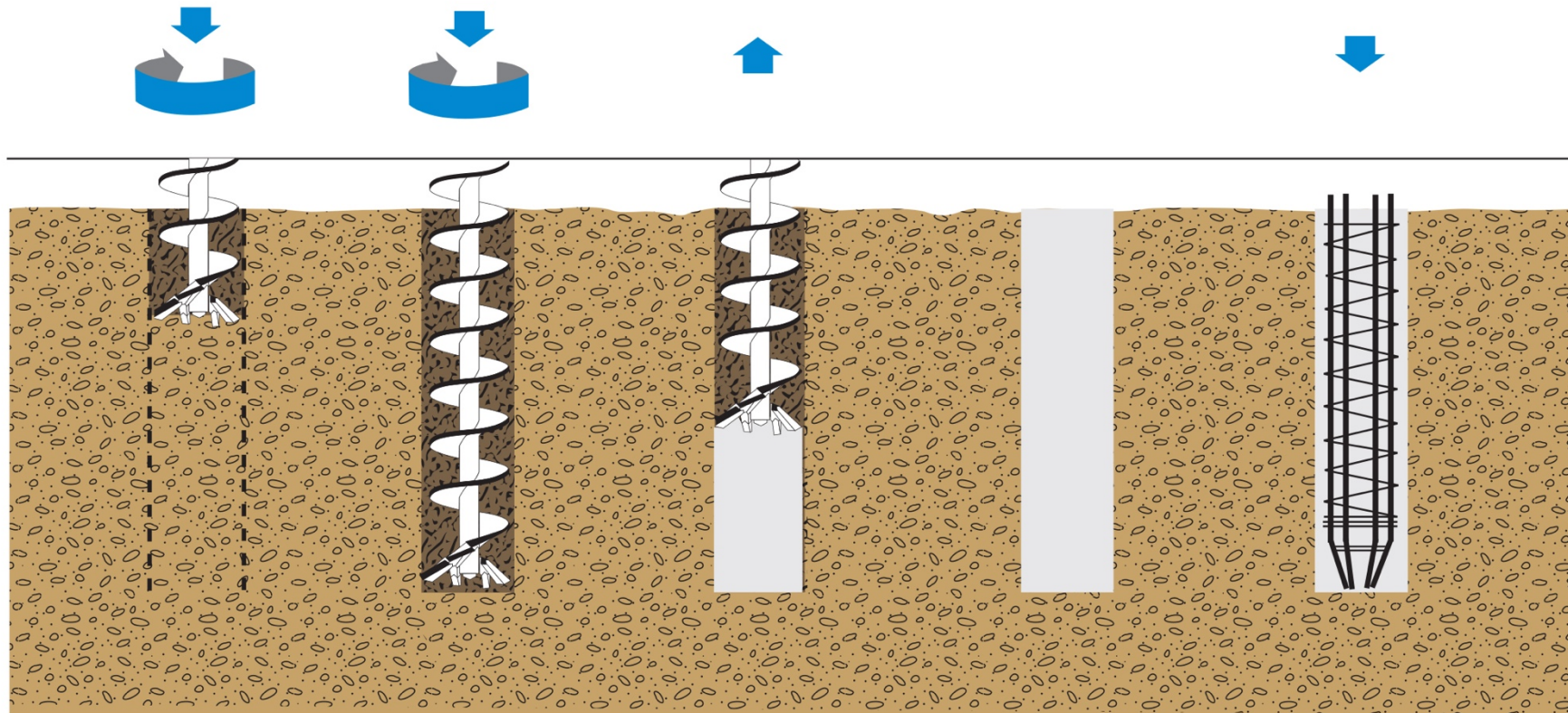
La metodologia di perforazione si presta all'attraversamento di una vasta gamma di terreni coesivi ed incoerenti, sia in assenza che in presenza di falda; ciottoli di dimensioni compatibili con il diametro dell'elica vengono scostati senza eccessiva difficoltà grazie alla potenza delle rotary utilizzate.

La metodologia offre inoltre il vantaggio di non produrre scosse e vibrazioni, consentendo di operare anche in centri urbani.

FASE 1
PERFORAZIONE

FASE 2
ESTRAZIONE
E CONTEMPORANEO GETTO
DEL CALCESTRUZZO

FASE 3
INSERIMENTO
DELLA GABBIA
DI ARMATURA









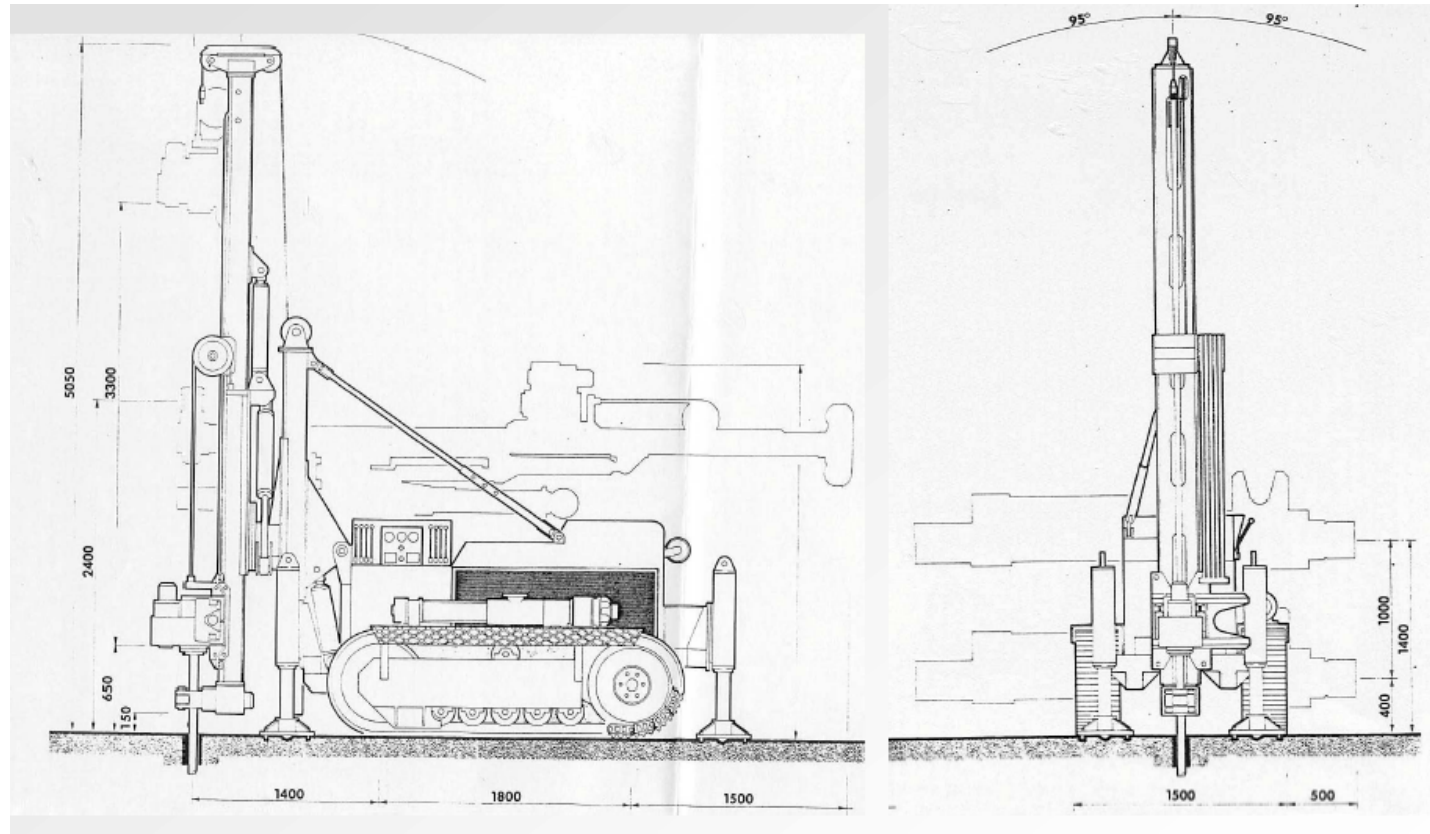


MICROPALI

Vengono così chiamati i pali rinforzati con una robusta anima metallica che hanno un diametro generalmente compreso tra 8 ÷ 15 cm (comunque inferiori a 30), le cui caratteristiche di esecuzione e di armatura variano di volta in volta secondo i brevetti, ma che sostanzialmente sono chiamati a realizzare non tanto un elemento singolo portante, quanto, più frequentemente, un consolidamento generalizzato del terreno sotto la fondazione.

I vantaggi di questo tipo di palo sono, legati alle possibilità di operare in ambienti molto ristretti senza arrecare disturbo alle fondazioni e strutture esistenti,

Gli svantaggi sono legati alle modalità esecutive molto delicate che qualora non siano rispettate possono compromettere la capacità portante del micropalo ed alla possibilità che durante l'iniezione si abbia prevalentemente la rottura del terreno.



Tipici impieghi dei micropali sono:

- Fondazioni per nuove strutture
- Adeguamento sismico
- Sottofondazione per fondazioni esistenti
- Riparazione/Sostituzione di fondazioni esistenti
- Potenziamento della capacità di fondazione
- Muri di contenimento
- Consolidamento e miglioramento del suolo



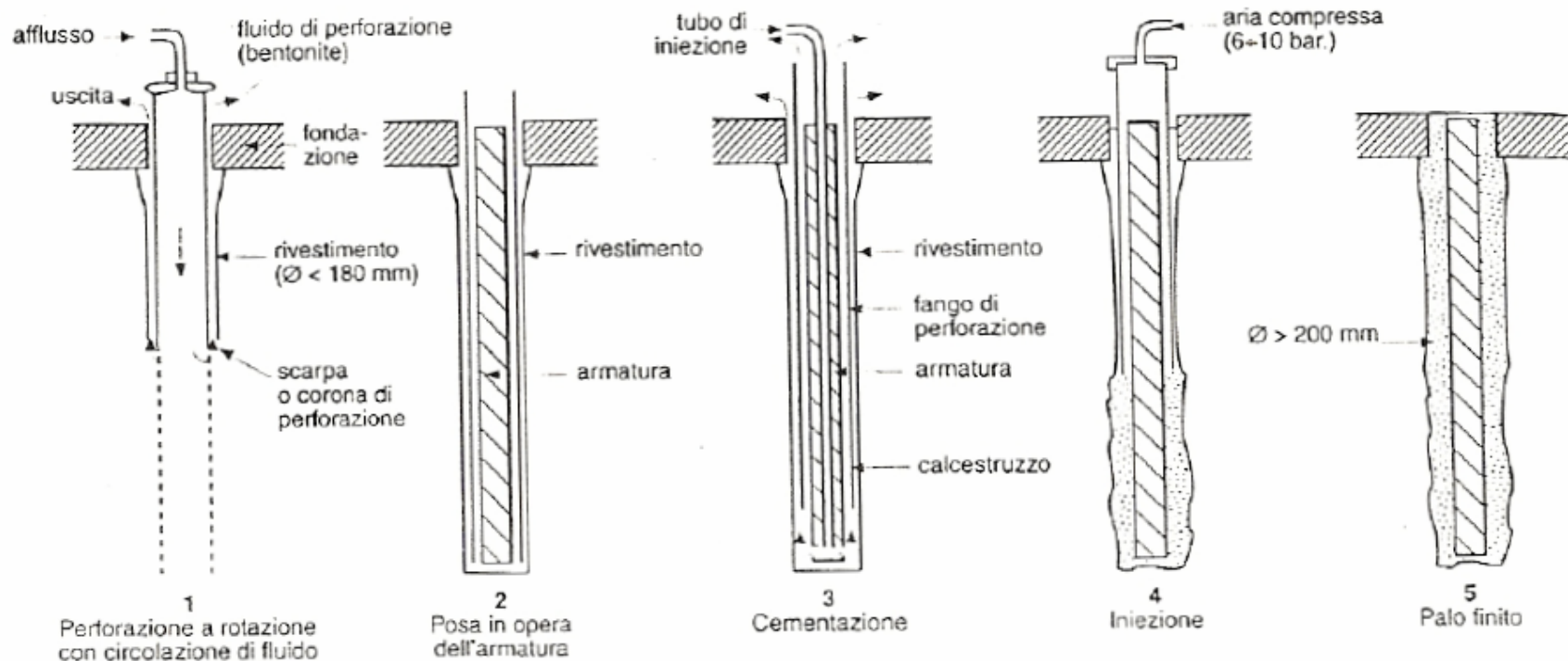




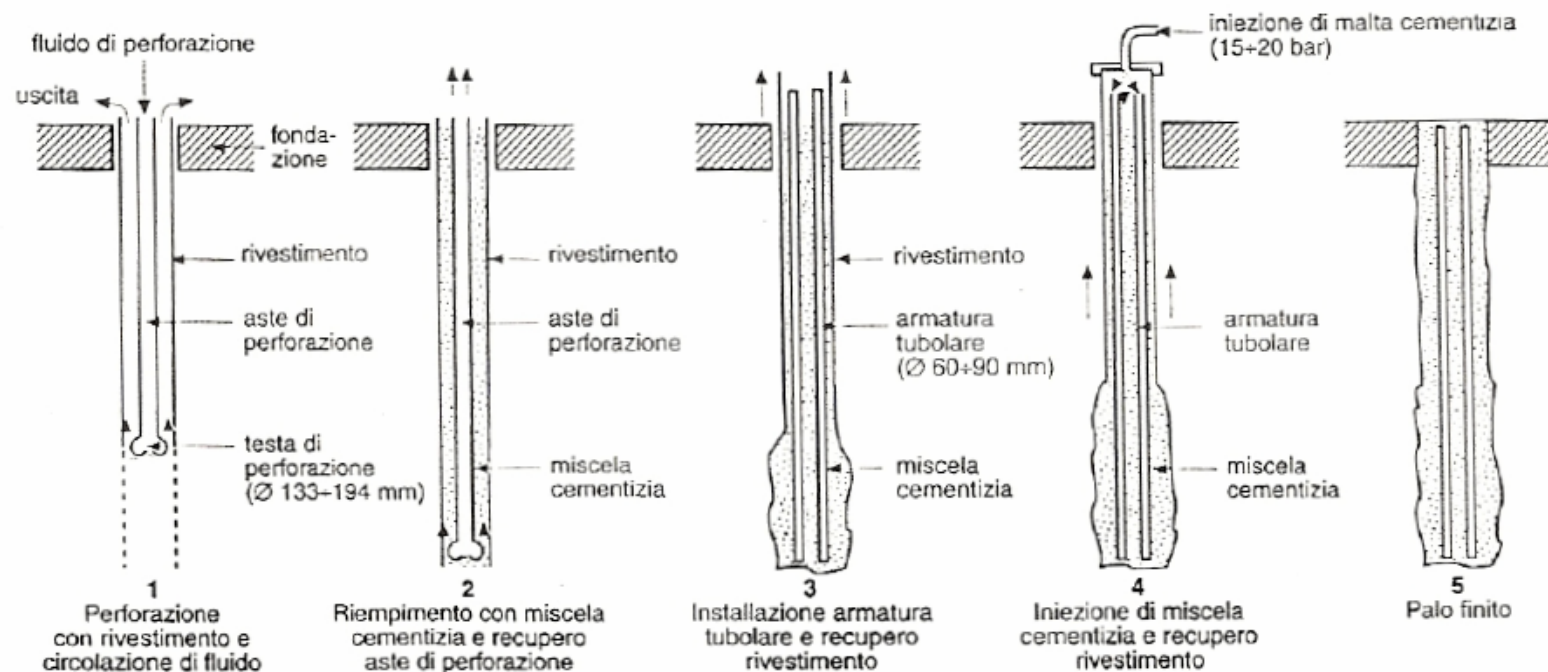


Vi sono tre possibili **tipi** di micropali:

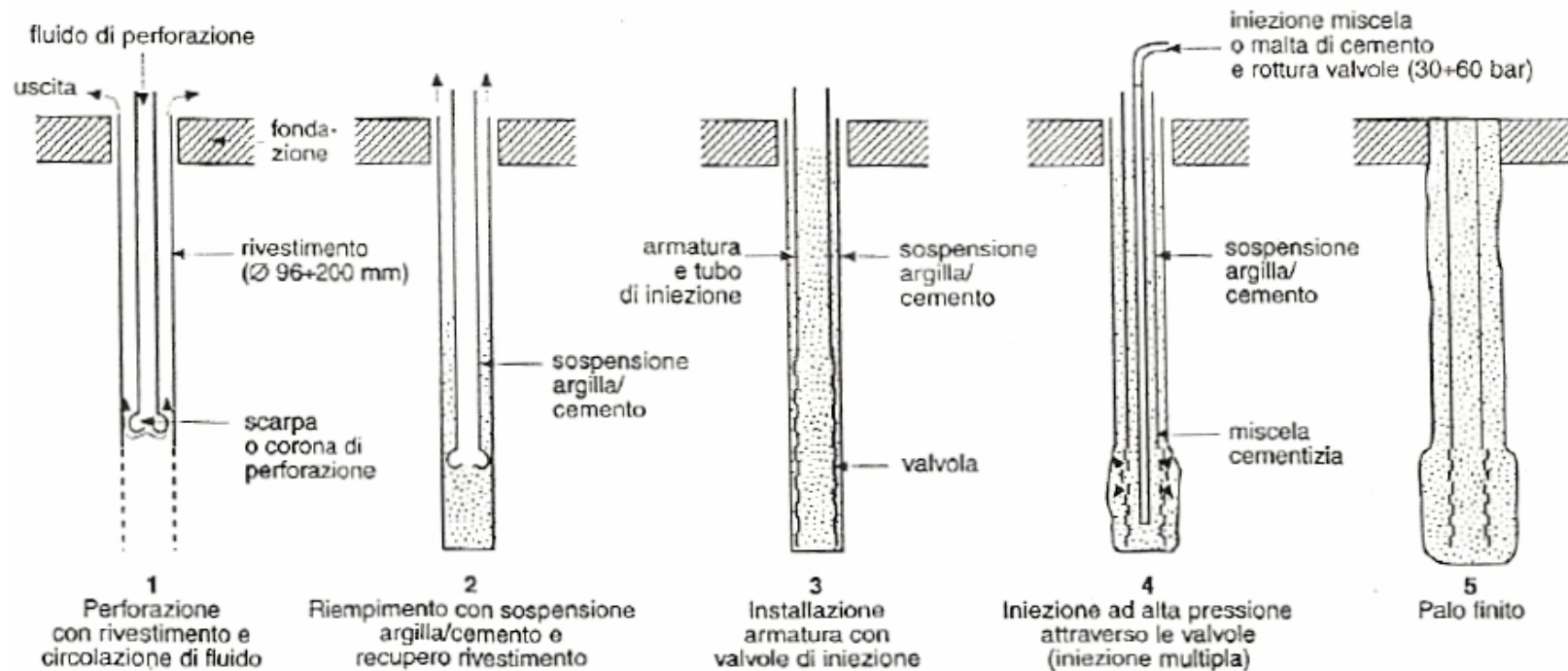
–**Primo tipo**: l'armatura può essere costituita da una gabbia metallica o da una unica barra ad aderenza migliorata; il foro può essere semplicemente riempito con boiacca o malta di cemento oppure durante l'estrazione del tubo di rivestimento il getto viene costipato con aria in pressione ottenendo delle sbulbature per aumentare l'aderenza lungo il fusto.



–**Secondo tipo**: prevede l’inserimento di una armatura tubolare metallica dal fondo della quale viene eseguita una prima iniezione della miscela cementizia, miscela che viene iniettata successivamente in pressione durante l’estrazione del rivestimento in modo da aumentare l’aderenza ed il volume teorico del foro.



Terzo tipo: (Tubfix Rodio) le modalità esecutive sono analoghe a quelle del secondo; l'aderenza palo-terreno viene migliorata con la iniezione in pressione attraverso valvole disposte lungo l'armatura metallica (tubi a manchettes), disposte ogni 30÷50cm. La sezione finale è 2÷3 volte quella iniziale.



Le portate dei micropali del primo tipo sono limitate a $10 \div 20$ t ($0,1 \div 0,2$ MN) e possono raggiungere $50 \div 60$ t ($0,5 \div 0,6$ MN) per gli altri due; le lunghezze sono generalmente inferiori a 20 m.

Tipologie commerciali, ad esempio sono:

Palo *Radice* (primo tipo)

Sono inseriti in perforazioni di piccolo diametro e vengono impiegati nelle opere di sottofondazione. Ultimata la trivellazione viene collocata in opera un'anima metallica, infine si esegue il getto con l'aria compressa, con la contemporanea estrazione del tubo-forma. Il getto viene eseguito, oltre che nel terreno, anche nell'eventuale tratto perforato nell'esistente struttura, cercando così una continuità.

La compressione della malta provoca oltre al costipamento del terreno, la diffusione della malta cementizia cosicché il diametro effettivo di un palo radice risulta, in genere, di circa $15 \div 20$ cm.

Palo *Tubfix* (terzo tipo)

Le modifiche introdotte sono:

- iniezione controllata e, se occorre, ripetute nella parte più profonda;
- armatura costituita da un tubo d'acciaio, anziché barre

tipo di palo	note	materiale	tipo di inserimento	categoria in termini di spostam. laterali del terreno durante la realizzazione	categoria in normativa NTC 2008
prefabbricato in c.a.	cilindrici, troncoconici, conici, a sezione quadrata	calcestruzzo armato	battitura, vibratura, affondamento idraulico	grandi	INFISSO
prefabbricati in legno	cilindrici	legno	battitura o vibratura	grandi	INFISSO
prefabbricato in acciaio	tubi cilindrici in acciaio a punta chiusa	acciaio	battitura, vibratura	grandi	INFISSO
micropalo valvolato	palo trivellato di piccolo diametro con successive iniezioni in pressione in grado di provocare sbulbature localizzate e compressione del terreno	malta o pasta di cemento, armato in acciaio tubolare	perforazione a rotopercolazione	piccoli	INFISSO
vibroinfissi in c.a. in opera	pali in c.a. gettati all'interno di una camicia metallica poi inserita ed estratta mediante vibrazione	calcestruzzo armato	inserimento mediante vibroinfissione di camicia metallica a punta chiusa	grandi	INFISSO
tipo Franki	maglio che costipa il calcestruzzo gettato; punta con sbulbatura data dalla costipazione di un calcestruzzo asciutto	calcestruzzo armato	trivellato	grandi	INFISSO
tipo Raymond	camicia elicoidale metallica a punta chiusa battuta dalla base	acciaio	battitura	grandi	INFISSO
FDP (full displacement pile)	utilizzo di un dispositivo a doppia elica e di un corpo centrale dislocante per produrre un palo gettato in opera	calcestruzzo (armato)	inserimento dispositivo a pressione e rotazione	grandi	INFISSO
Pali Ω	un palo con logica simile al FDP	calcestruzzo (armato)	inserimento di elica accoppiata a controelica a pressione e rotazione (sistemi idraulici di inserimento)	grandi	INFISSO
Palo Atlas	palo con inserimento di camicia nel terreno lasciata in opera o rimossa	calcestruzzo (armato)	inserimento di camicia metallica con alla base una trivella ad elica che sposta il terreno mentre avanza	grandi	INFISSO
trivellato in bentonite	sostegno del foro mediante fango bentonitico	calcestruzzo armato	trivellato	assenti	TRIVELLATO
trivellato a camicia metallica	sostegno del foro mediante camicia metallica aperta introdotta mediante "morse" o vibratorii	calcestruzzo armato	trivellato	assenti	TRIVELLATO

tipo di palo	note	materiale	tipo di inserimento	categoria in termini di spostam. laterali del terreno durante la realizzazione	categoria in normativa NTC 2008
trivellato in fluido di sostegno	sostegno del foro mediante fluidi diversi dalla bentonite come ad es. i fluidi silicatici	calcestruzzo armato	trivellato	assenti	TRIVELLATO
trivellato senza rivestimento	uso di bucket, benne a valve, trivella ad elica	calcestruzzo armato	trivellato	assenti	TRIVELLATO
micropalo	palo trivellato di piccolo diametro	malta o pasta di cemento armato in acciaio	perforazione a rotopercolazione	assenti	TRIVELLATO
diaframmi in bentonite	simili ai trivellati in bentonite, ma eseguiti con benne a sezione rettangolare	calcestruzzo armato	scavo	assenti	TRIVELLATO
diaframmi fresati	diaframmi scavati con fresa	calcestruzzo armato	fresatura	assenti	TRIVELLATO
DMM (Deep Mixing Method) e altre tecniche ad elica di soil mixing	tecniche di consolidamento del terreno (disgregazione e miscelazione) a sezione circolare (singola elica) o circolare multipla (fino alla tripla elica)	terreno + pasta di cemento e/o bentonite	alberi rotanti eventualmente muniti di eliche discontinue o pale mescolatrici inserite a pressione e rotazione nel terreno	assenti	TRIVELLATO
CSM (Cutter Soil Mixing)	tecnica di consolidamento del terreno (disgregazione e miscelazione) a sezione rettangolare	terreno + pasta di cemento e/o bentonite (armato)	Testa con due set di ruote fresanti inserite nel terreno	assenti	TRIVELLATO
CFA (continuous flight auger) - Elica cava	pali trivellati	calcestruzzo (armato)	inserimento elica cava a pressione e rotazione	piccoli	ELICA
camicie metalliche infisse	tubi cilindrici in acciaio a punta aperta	acciaio	battitura o vibratura	piccoli	ELICA
profili infissi	profili ad H, palancole	acciaio	battitura o vibratura	piccoli	ELICA
colonne consolidate	consolidamento pseudocilindrico del terreno mediante miscelazione terreno - boiacca di cemento	terreno + pasta di cemento	perforazione a rotopercolazione del nucleo e successiva iniezione a pressione elevata (300-400 bar)	piccoli	ELICA

tipo di palo	lunghezze tipiche [m] max/ottimali		diametri min/max [mm]	portate massime (SLE) [kN]	condizioni geotecniche favorevoli	condizioni geotecniche sfavorevoli	condizioni geotecniche contrarie	campi di impiego preferenziali
prefabbricato in c.a.	35 (*)	6-18	250-800	1000/4000	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoloni	edilizia residenziale, settore marittimo leggero
prefabbricati in legno	12	4-8	150-500	150	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoloni	edilizia residenziale, settore marittimo leggero e arredo
prefabbricato in acciaio	36 (*)	10-20	200-800	1500	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale leggera
micropalo valvolato	75	20-30	100-300	1000	terreni poco compatti	falde artesiane	terreni molto addensati	edilizia residenziale (recupero); sottofondazioni in generale
vibroinfissi in c.a. in opera	30	10-20	300-800	2000	strato portante sotto terreno scadente	argille compatte	trovanti	edilizia industriale media e residenziale
tipo Franki	35 (*)	10-20	350-600	1200	strato portante sotto terreno scadente	argille compatte	strati profondi coesivi teneri, falde artesiane, trovanti	edilizia industriale media e residenziale
tipo Raymond	45 (*)	20-30	300-500	1200	sabbie sciolte	argille compatte	trovanti	edilizia industriale media e residenziale
FDP (full displacement pile)	30	20	360-710	3000	terreni sciolti medio-fini	argille compatte	trovanti	edilizia industriale media e residenziale
Pali Ω	30	20	300-700	1500	terreni sciolti medio-fini	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale media e residenziale, infrastrutture
Palo Atlas	25	15	500-800	2000	terreni sciolti medio-fini	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale media e residenziale, infrastrutture
trivellato in bentonite	75	25-40	400-3000	20000	terreni sciolti medio-fini	ghiaie poco sabbiose	falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
trivellato a camicia metallica	45	20-30	400-2000	15000	terreni eterogenei coesivi	sabbie sotto falda	strati alterni argillosi e sabbiosi sotto falda, falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante

tipo di palo	lunghezze tipiche [m] max. ottimali		diametri min/max [mm]	portate massime (SLE) [kN]	condizioni geotecniche favorevoli	condizioni geotecniche sfavorevoli	condizioni geotecniche contrastate	campi di impiego preferenziali
trivellato in fluido di sostegno	75	25-40	500-2000	20000	terreni sciolti medio-fini	ghiaie poco sabbiose	falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
trivellato senza rivestimento	40	15-25	400-2000	10000	terreni coesivi omogenei	alternanze con terreni a bassa o nulla coesività	sabbie e ghiaie sciolte	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
micropalo	75	20-30	100-300	1000		falde artesiane	nessuna	edilizia residenziale (recupero), sottofondazioni in generale
diaframmi in bentonite	50	15-25	180-360 x 40- 120	15000 (**)	terreni sciolti medio-fini	ghiaie poco sabbiose	falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
diaframmi fresati	50	15-25	300-360 x 60- 120	15000 (**)	rocce di media durezza	alternanze terreni plastici e roccia	argille plastiche	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
DMM	30	10	60-150; 100 x 40	1000	terreni uniformi sciolti medio-fini	terreni disomogenei con livelli addensati	terreni molto addensati, presenza di ciottoli e trovanti	consolidamenti in campo infrastrutturale, sostegno scavi, sistemi di ritenuta idraulica
CSM	40	20	220-320 x 40- 150	4000	terreni uniformi sciolti medio-fini	ghiaie grossolane e ciottoli	trovanti in terreno sciolto	consolidamenti in campo infrastrutturale, sostegno scavi, sistemi di ritenuta idraulica
CFA (continuous flight auger) - Elica cava	24	10-15	300-700	1500	terreni sciolti medio-fini	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale media e residenziale, infrastrutture
camicie infisse	150 (*)	-	300-3000	30000	strati portanti molto profondi	calcareniti tenere	trovanti, strati duri di forte spessore	edilizia industriale, opere marittime su alti fondali
profili infissi	24 (*)	8-12	100-300	500	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale leggera
colonne consolidate	40	10-20	500-2000	1000	sabbie sciolte asciutte	trovanti, terreni granulari con veloce circolazione idrica	argille compatte	edilizia industriale, infrastrutture

(*) giunzione di più elementi; (**) sezione tipica 250*80 cm

VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE STATICA DEI PALI ISOLATI

Per determinare la capacità portante di un palo isolato si può ricorrere ad uno dei seguenti quattro metodi:

- 1) formule statiche;
- 2) formule dinamiche basate sui risultati di infissione del palo;
- 3) formule che utilizzano i diagrammi penetrometrici ottenuti con il penetrometro statico o dinamico;
- 4) prove di carico sul singolo palo.

I terreni sono spesso eterogenei, perciò il calcolo teorico delle fondazioni su pali comporta obbligatoriamente delle semplificazioni piuttosto radicali.

Formule statiche

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente, possono essere determinati separatamente e sommati.

Nell'esposizione si farà riferimento per semplicità ad un terreno di fondazione omogeneo.

In realtà un palo di fondazione attraversa spesso strati di diversa natura, o comunque con proprietà geotecniche variabili con la profondità, per cui la capacità portante dovrà essere valutata per sommatoria dei **contributi dei differenti strati**.

Pali in terreno coesivo saturo

Stima di Q_s

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante, τ_s , sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno.

Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

I metodi attualmente più utilizzati sono due, il *metodo* α e il *metodo* β .

È buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto **il minore dei due valori stimati**.

a) Metodo α

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

in cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

L'Associazione Geotecnica Italiana suggerisce di assumere per α i valori indicati in Tabella

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i>c_u (kPa)</i>	<i>α</i>	<i>$\alpha c_{u,max}$ (kPa)</i>
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare la seguente relazione (c_u in kPa):

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\ 75 < c_u & \alpha = 0,5 \end{array} \quad (\text{Eq. 17.4})$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece (c_u in kPa):

per pali battuti:

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 70 & \alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25) \\ 70 < c_u & \alpha = 0,5 \end{array} \quad (\text{Eq. 17.5})$$

per pali trivellati:

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 0,7 \\ 25 < c_u < 70 & \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\ 70 < c_u & \alpha = 0,35 \end{array} \quad (\text{Eq. 17.6})$$

b) Metodo β

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

in cui:

σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo,

σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo,

K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_{v0} ,

$\tan \delta$ è il coefficiente d'attrito palo-terreno.

β è un coefficiente, pari al prodotto $K \tan \delta$.

Se l'angolo di attrito palo-terreno, δ , fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ' , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni nello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \text{sen } \phi') \cdot \text{OCR}^{0.5} \qquad \tan \delta = \tan \phi' \qquad (**)$$

Per terreni coesivi l'angolo di resistenza al taglio, ϕ' , è generalmente compreso tra 20° e 30° , per cui, per un terreno N.C., si otterrebbero valori di β compresi tra 0.24 e 0.29.

Risultati sperimentali indicano che:

- per **pali infissi in terreni coesivi normalmente consolidati**, il coefficiente β risulta compreso tra 0.25 e 0.40 (figura), per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta = 0,3$;

- per **pali infissi in terreni coesivi sovraconsolidati**, i valori del coefficiente β sono molto più dispersi, (figura) ma comunque superiori ai valori ottenibili con le ipotesi dell'eq. (**) che possono essere cautelativamente assunti come valori di progetto;

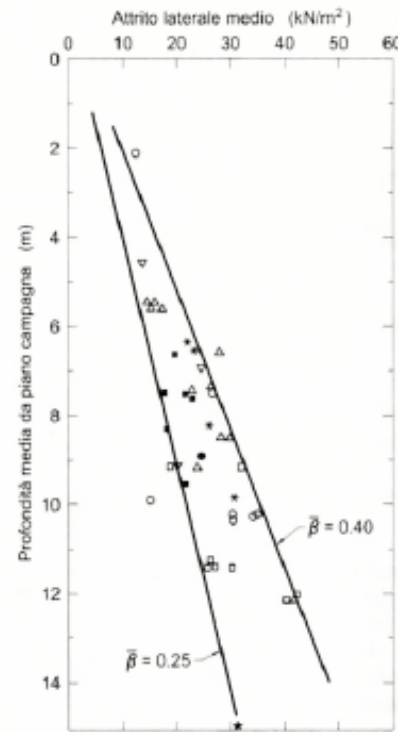


Figura 17.8 - Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali infissi in argille tenere

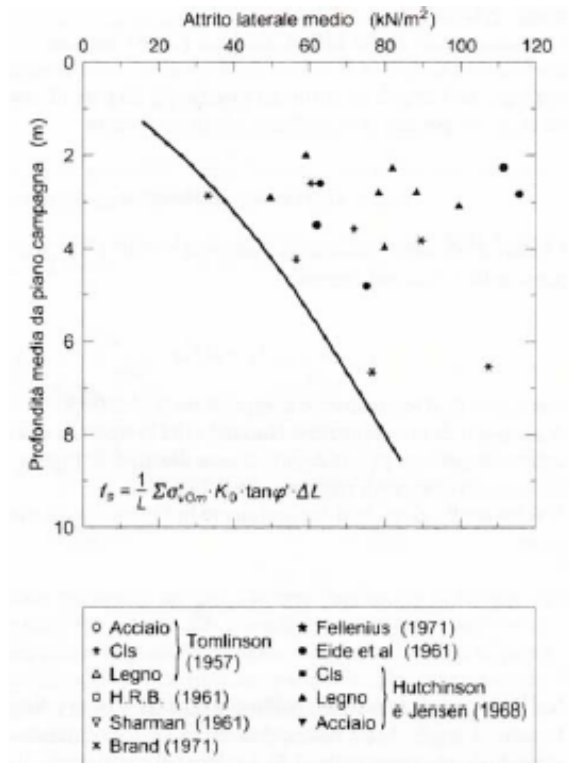


Figura 17.9 - Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali infissi in argille consistenti

- per **pali trivellati in terreni coesivi normalmente consolidati** si può fare riferimento, come valore di progetto, a $\beta = 0.25$;
- per **pali trivellati in terreni coesivi sovraconsolidati** i valori ottenibili con le ipotesi dell'eq. (**) non sono cautelativi, e, come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta = 0.8$ (figura).

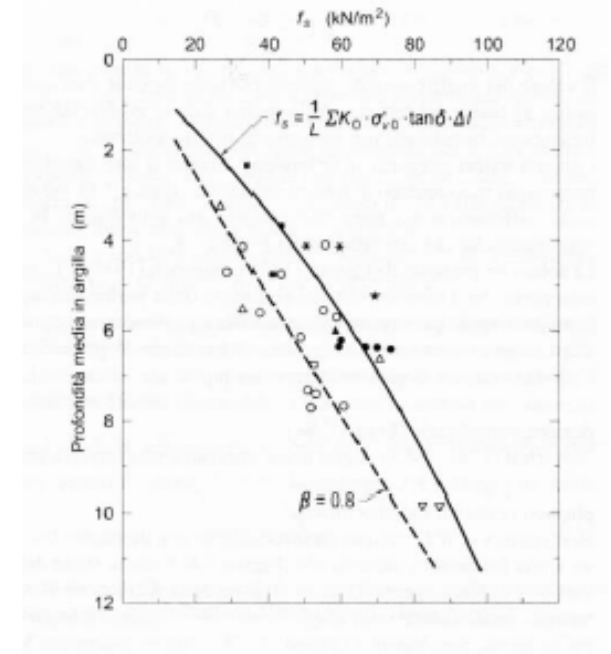


Figura 17.10 - Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali trivellati in argille consistenti

Stima di Q_P

In genere il termine di capacità portante di punta Q_P di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta (10%-20%) alla capacità portante totale.

Per la stima di Q_P si esegue un'analisi **in condizioni non drenate**, in termini di tensioni totali.

L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate.

Lo schema di riferimento è però diverso: per le fondazioni superficiali si assume lo schema della striscia indefinita (problema piano) e terreno resistente solo dal piano di fondazione, per le fondazioni profonde si assume lo schema di area circolare (problema a simmetria cilindrica) e terreno resistente sia sopra che sotto il piano di fondazione. Per tale motivo i fattori di capacità portante per fondazioni profonde sono maggiori che per fondazioni superficiali.

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

:

in cui A_P è l'area di base del palo, q_P è la capacità portante unitaria, c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo, $\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta, e N_c è un fattore di capacità portante, **il cui valore è assunto pari a 9**.

Molto spesso il peso del palo W_P e il termine $A_P \sigma_{v0,P}$ sono trascurati, poiché quasi si compensano, e si pone:

$$Q_{LIM} = Q_s + Q_p$$

con

$$Q_p = 9 c_u A_P$$

In terreni coesivi sovraconsolidati, e quindi spesso fessurati, è opportuno introdurre un fattore di riduzione R_C che, secondo Meyerhof, può essere calcolato nel modo seguente, in funzione del diametro D del palo (in metri):

per pali infissi:
$$R_C = \frac{D+0,5}{2 \cdot D} \leq 1$$

per pali trivellati:
$$R_C = \frac{D+1}{2 \cdot D+1} \leq 1$$

Pali in terreno incoerente

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi di elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi **in termini di tensioni efficaci**.

Stima di Q_s

Per la stima di Q_s si applica il metodo β .

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

Per la scelta dei valori di K e di $\tan \delta$ si può fare riferimento alle indicazioni di tabella.

Altri autori (Reese e O'Neill, 1988) sulla base di un'analisi di prove di carico su pali strumentati suggeriscono di assumere, per pali trivellati, $\beta = 0,8$ fino alla profondità di 10 volte il diametro e $\beta = 0,6$ per profondità maggiori, con la limitazione $\tau_s \leq 200\text{kPa}$.

Tabella 17.6: Valori di K e di $\tan \delta$ per pali di medio diametro in terreno incoerente

	Tipo di palo	Valori di K		Valori di $\tan \delta$
		per stato di addensamento sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan \phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan \phi'$

L'applicazione del metodo β per il calcolo delle tensioni tangenziali d'attrito di un palo in terreno sabbioso porta ad assumere una crescita lineare di τ_s con la tensione verticale efficace, e quindi con la profondità, che non è in realtà verificata.

Probabilmente a causa di fenomeni d'arco (*effetto silo*), la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo σ'_h , e quindi anche τ_s , crescono meno che linearmente con la profondità e tendono a stabilizzarsi ad una profondità critica dipendente dal diametro del palo e dallo stato di addensamento del terreno (tabella).

Tabella 17.7 - Profondità critica, Z_c , in funzione dello stato di addensamento della sabbia

<i>Stato di addensamento</i>	
<i>Z_c / D</i>	
Sabbia molto sciolta	7
Sabbia sciolta	10
Sabbia media	14
Sabbia densa	16
Sabbia molto densa	20

Stima di Q_P

La capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

in cui A_P è l'area di base del palo, q_P è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante.

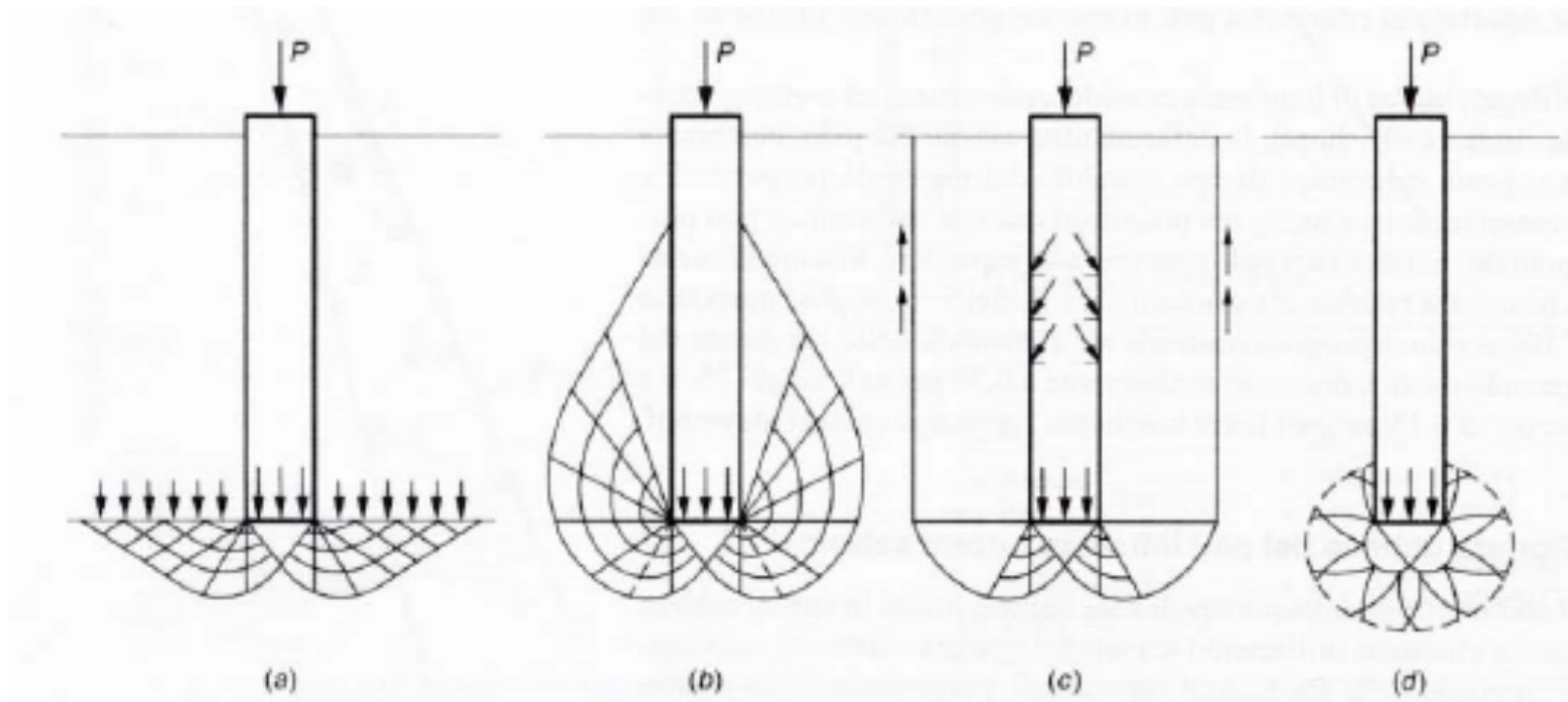


Figura 17.11 – Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic

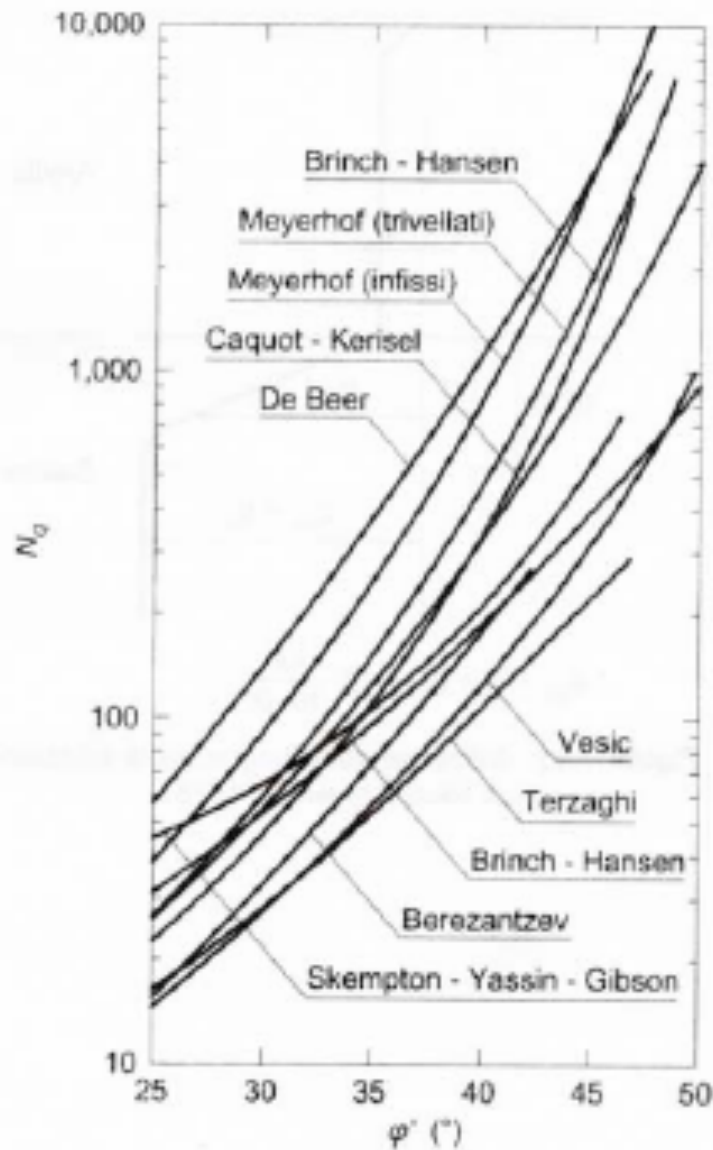


Figura 17.12 – Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore N_q

Il valore di N_q dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato. Nelle figure sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q .

Come si può notare la dispersione dei valori è molto alta e crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio. A titolo di esempio per $\phi' = 35^\circ$ i valori di N_q proposti dai vari Autori sono compresi tra 55 e 500.

Inoltre è molto incerta la scelta del valore di calcolo di ϕ' , sia perché la messa in opera del palo altera le proprietà meccaniche del terreno sia perché la stima di ϕ' in terreni incoerenti è indiretta e affidata a prove in sito, sia infine perché il valore di ϕ' dipende anche dallo stato tensionale a rottura.

In genere si fa riferimento alla curva di N_q proposta da Berezantzev, che è una delle più cautelative, e ad un angolo di resistenza al taglio di progetto, ϕ'_d , ridotto rispetto al valore di picco stimato.

Ad esempio, è stato proposto di assumere:

per pali battuti:

$$\phi'_d = \frac{\phi' + 40^\circ}{2}$$

e per pali trivellati:

$$\phi'_d = \phi' - 3^\circ$$

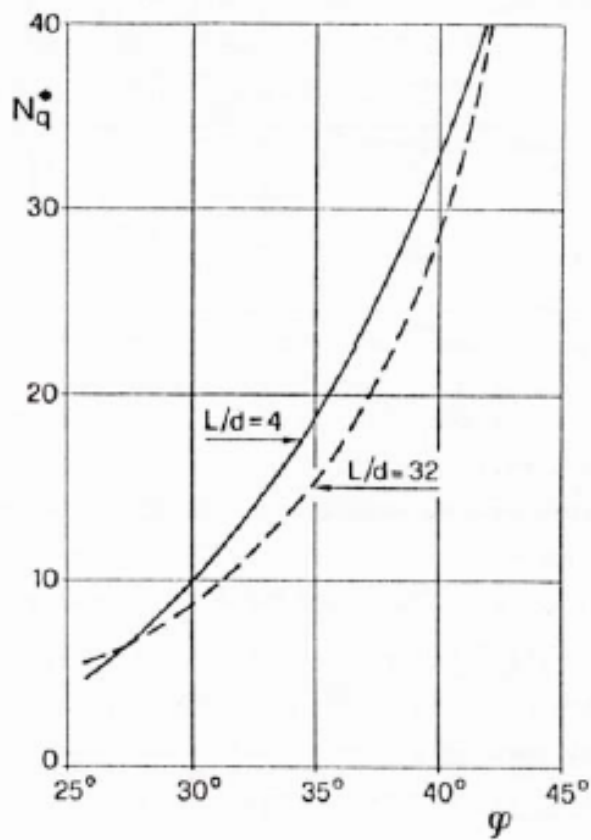


Figura 17.13 – Valori del coefficiente di capacità portante N_{q^*} corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta.

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali.

Infatti esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta, come già è stato detto, per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro.

È pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione formalmente identica alla eq.

Vista per la stima di Q_P ma con un coefficiente N_{q^*} , inferiore ad N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta (figura).

Formule dinamiche

Durante la messa in opera di pali battuti, ovvero infissi a percussione, l'energia necessaria per affondare il palo è correlata con la resistenza a rottura del sistema palo – terreno. Le formule dinamiche tentano una stima della capacità portante del palo dalla misura dell'energia necessaria per la messa in opera, ovvero mediante un bilancio energetico, assumendo che il lavoro totale del maglio, diminuito del lavoro perduto per deformazioni e dissipato nell'urto, sia pari al prodotto della capacità portante per l'abbassamento del palo

$$L_m = L_u + L_p$$

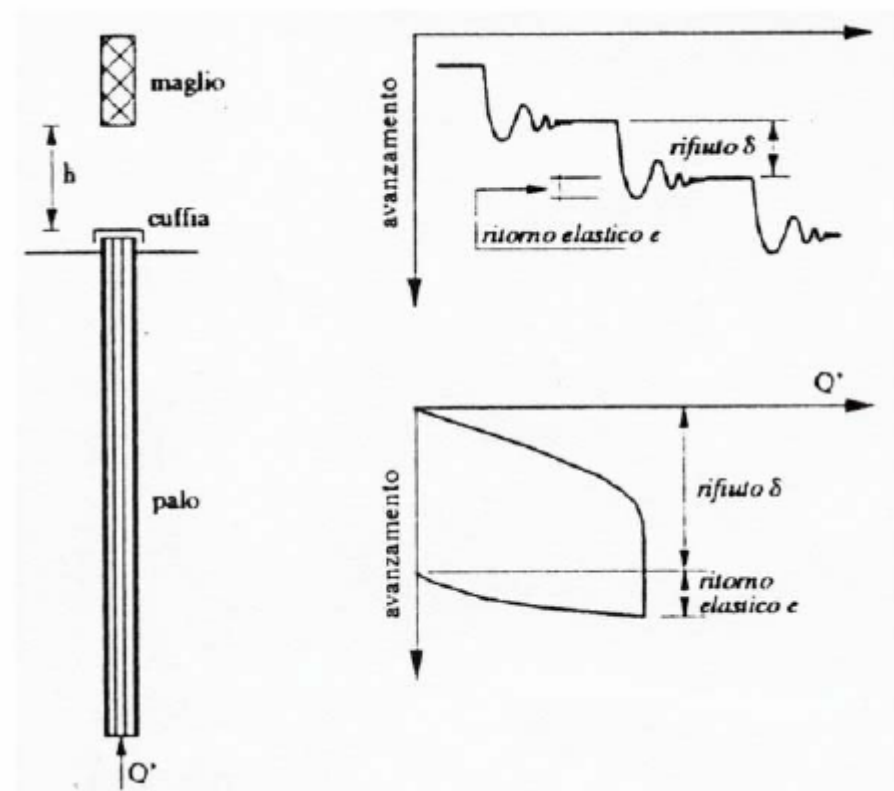
in cui

$L_m = \rho \cdot E_m$ è il lavoro motore (ρ è un coefficiente di efficienza),

$E_m = W \cdot h$ è l'energia fornita da **un colpo** di maglio (W è il peso del maglio, h è l'altezza di caduta libera del maglio),

$L_u = Q_{lim} \cdot \delta$ è il lavoro utile (Q_{lim} è la capacità portante del palo, δ è il rifiuto, ovvero l'abbassamento medio per **un colpo** di maglio)

L_p è il lavoro dissipato nell'urto (le numerose formule esistenti si differenziano per l'espressione di L_p).



Le formule dinamiche, oltre ad essere **applicabili ai soli pali battuti**, sono **poco attendibili** come metodo di stima della capacità portante per molti motivi, il principale dei quali è che la resistenza all'infissione del palo non è affatto eguale alla capacità portante del palo in condizioni statiche.

Tuttavia sono utili per un controllo di qualità della palificata e di omogeneità del terreno di fondazione.

Esistono molte formule dinamiche, le più note sono:

la formula di Jambu (1953)

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta \cdot k}$$

$$k = C \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C}} \right)$$

$$\lambda = \frac{E_M \cdot L}{A \cdot E \cdot \delta^2}$$

$$C = 0.75 + 0.15 \cdot \frac{W_P}{W}$$

e la *formula danese* (1956)

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta + \sqrt{\frac{\rho \cdot E_M \cdot L}{2 \cdot E \cdot A}}}$$

in cui A , E ed L sono rispettivamente l'area della sezione, il modulo di Young e la lunghezza del palo.

Formule che utilizzano i risultati di prove penetrometriche

I risultati delle prove penetrometriche possono essere utilizzati per la stima della capacità portante dei pali di fondazione sia in modo indiretto, ovvero per determinare i parametri geotecnici da utilizzare nelle formule statiche, sia in modo diretto.

In particolare, la prova penetrometrica statica (**CPT**), che consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piccolo palo, può essere considerata come una prova di carico a rottura su un prototipo in scala ridotta del palo da progettare.

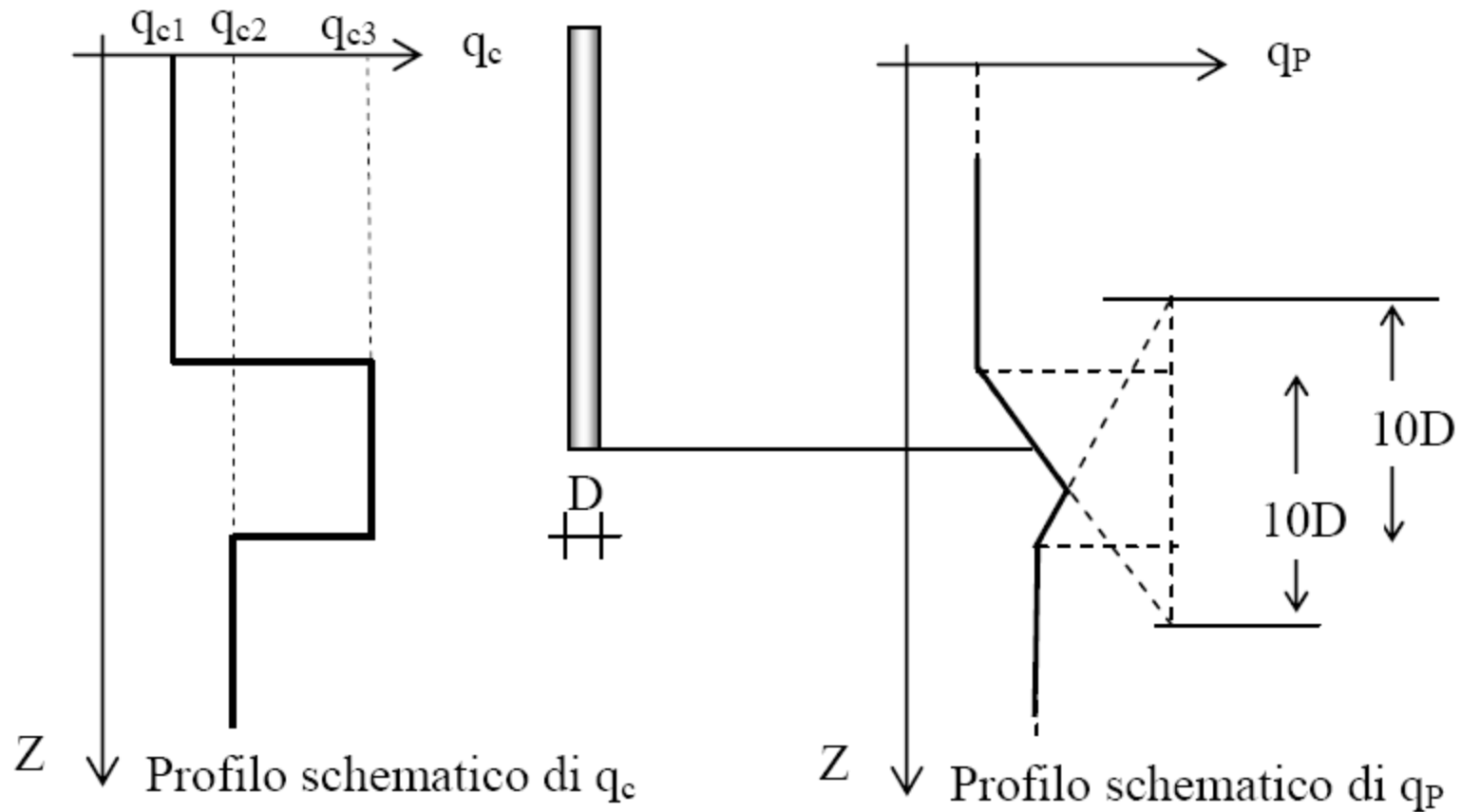
Capacità portante di punta di pali battuti in terreno sabbioso omogeneo

Tenendo anche conto del fatto che il volume di terreno coinvolto nel fenomeno di rottura alla punta è funzione del diametro D del palo, Meyerhof (1976), se la lunghezza del palo L è maggiore della profondità critica, Z_c (funzione dello stato di addensamento della sabbia: vedi tabella) suggerisce di stimare la capacità portante unitaria di punta, q_p come:

$$q_p = q_c$$

con q_c valore medio della resistenza penetrometrica di punta fra le profondità $(L - 4D)$ e $(L + D)$.

Se lo strato di sabbia in cui si attesta la punta del palo è compreso tra due strati di minore resistenza penetrometrica di punta, il valore di progetto della capacità portante unitaria, q_p può essere stimato con le indicazioni di figura.



Si noti come lo sviluppo della capacità portante è considerata funzione della profondità di ammorsamento, raggiungendo il valore nominale solo per un ammorsamento superiore a $10 D$.

Capacità portante laterale di pali battuti in terreno sabbioso omogeneo

La tensione tangenziale limite d'attrito lungo il fusto si può assumere pari alla resistenza laterale locale della prova CPT:

$$\tau_s = f_s$$

oppure si può stimare con riferimento alla resistenza penetrometrica di punta, assumendo:

$$\tau_s = q_c / 200 \quad \text{se } q_c \geq 20 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = q_c / 150 \quad \text{se } q_c \leq 10 \text{ MPa}$$

In alternativa si può usare l'espressione consigliata dall'AGI (1984), (meno cautelativa della precedente):

$\tau_s = \alpha q_c$ con i valori di α di tabella

<i>Stato di addensamento</i>	<i>α</i>
Sabbia molto sciolta	0,020
Sabbia sciolta	0,015
Sabbia media	0,012
Sabbia densa	0,009
Sabbia molto densa	0,007

Anche la **prova SPT** è utilizzata per la stima della capacità portante di pali infissi in terreno incoerente. A tal fine, Meyerhof suggerisce di assumere:

$$\begin{aligned} q_p \text{ (kPa)} &= 400 N_{\text{SPT}} && \text{per sabbie omogenee, e} \\ q_p \text{ (kPa)} &= 300 N_{\text{SPT}} && \text{per limi non plastici, in cui } N_{\text{SPT}} \text{ è il valore} \\ &&& \text{medio fra le profondità } (L - 4D) \text{ e } (L + D) \\ \tau_s \text{ (kPa)} &= 2 N_{\text{SPT}} \leq 100 \text{ kPa} && \text{in cui } N_{\text{SPT}} \text{ è il valore medio per l'intera lun-} \\ &&& \text{ghezza } L \end{aligned}$$

Per pali trivellati si possono assumere valori di q_p e di τ_s pari a 1/3 e a 1/2 di quelli corrispondenti ai pali battuti.

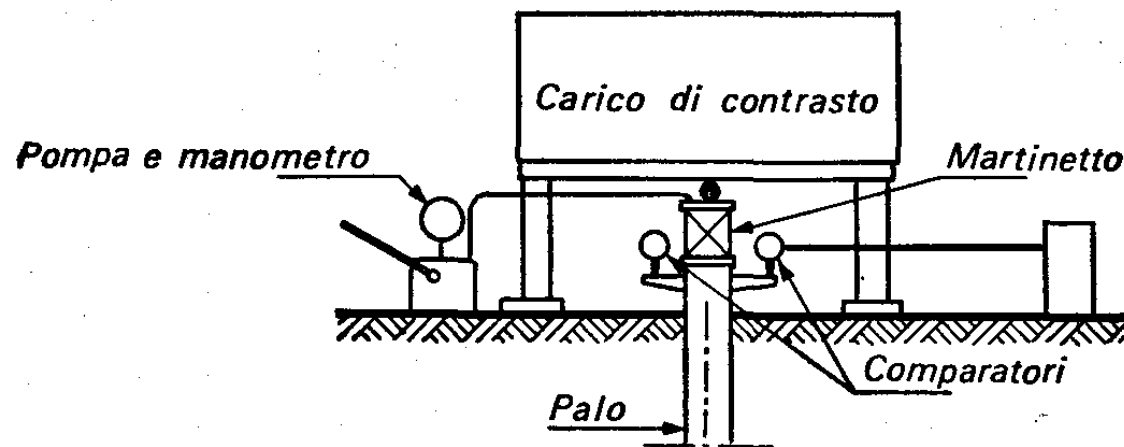
Prove di carico su singolo palo

La capacità portante del singolo palo può infine essere valutata con la prova di carico sul palo.

Si deve però osservare che si tratta di prove costose e lunghe se fatte correttamente.

Le prove di carico possono distinguersi in due categorie:

a) le **prove di progetto** che, per un palo di tipo e caratteristiche date, hanno lo scopo di determinare la capacità portante. Esse sono in generale spinte fino a rottura (o almeno ad un carico pari a 2.5-3 volte il carico di esercizio) e per questa ragione devono essere condotte su **pali di prova**, costruiti appositamente e generalmente non incorporati nella struttura definitiva e appositamente strumentati spesso anche lungo il fusto, allo scopo di stimare separatamente i contributi di attrito laterale e di punta. La determinazione sperimentale diretta della capacità portante di un palo isolato ottenuta con prova di carico a rottura su pali prototipo strumentati, identici a quelli di progetto, è la migliore delle stime possibili. Tuttavia anche tale tecnica non è esente da incertezza, sia per la variabilità del terreno di fondazione, sia per l'impossibilità di realizzare pali fra loro identici, sia per la dipendenza del comportamento dalle modalità di applicazione del carico.



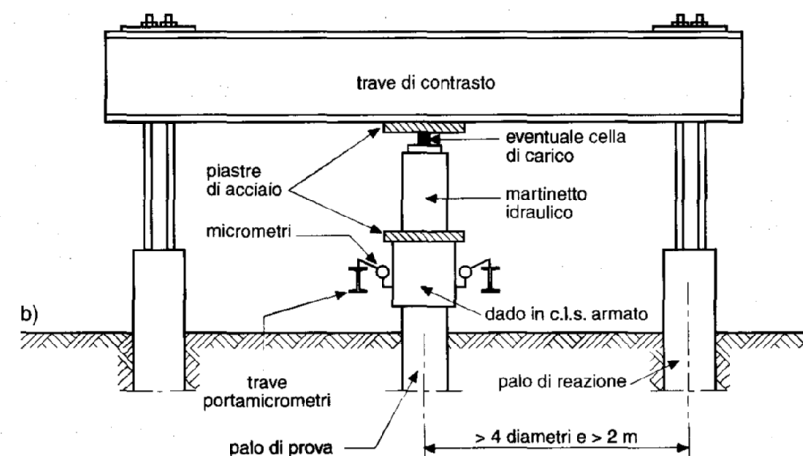
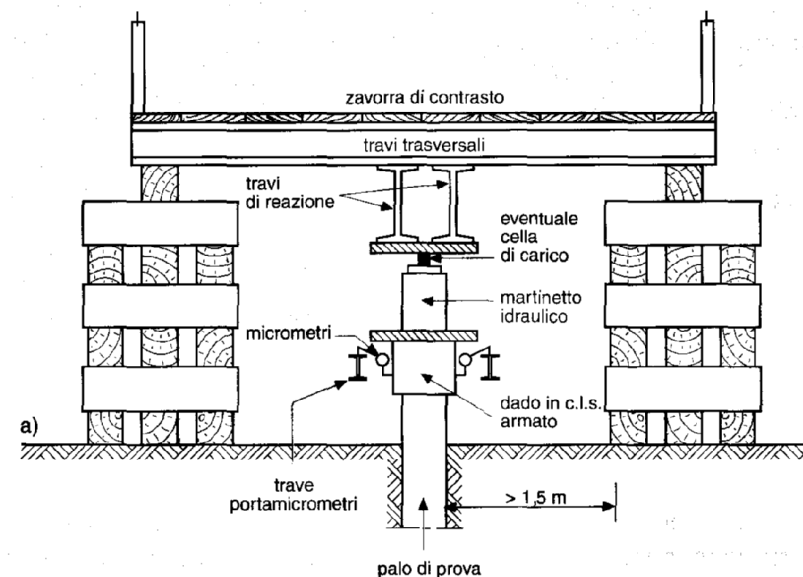
b) le **prove di controllo o di verifica** effettuate o sistematicamente su una certa percentuale di pali realizzati (in numero di qualche percentuale dei pali in progetto – vedi NTC2008 6.4.3.7.2) o se si hanno dei dubbi sulla qualità dell'infissione o della realizzazione, se sono eseguite su pali che giocano un ruolo importante nella struttura definitiva, non devono provocare notevoli deformazioni. Si eseguono dunque su pali, già realizzati, appartenenti alla fondazione. Il carico massimo applicato durante **la prova è di norma pari a 1.5 volte** il carico di esercizio, quindi non tale da produrre la rottura, ma è comunque possibile estrapolare dalla curva carico-cedimenti il valore della capacità portante del palo.

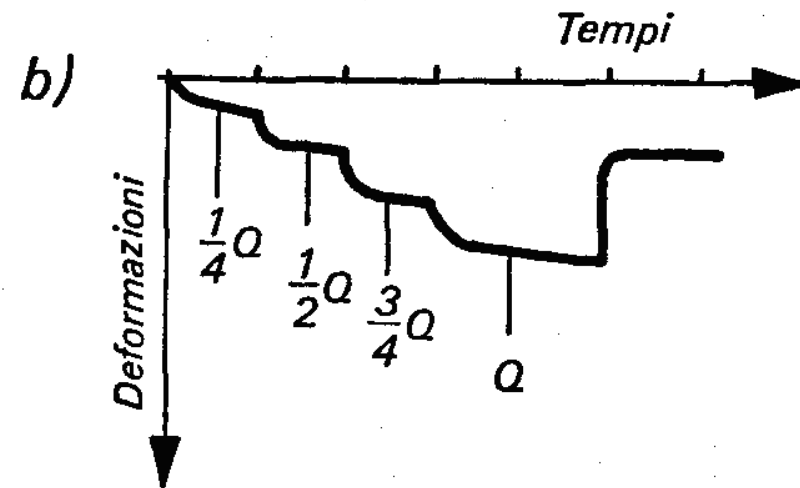
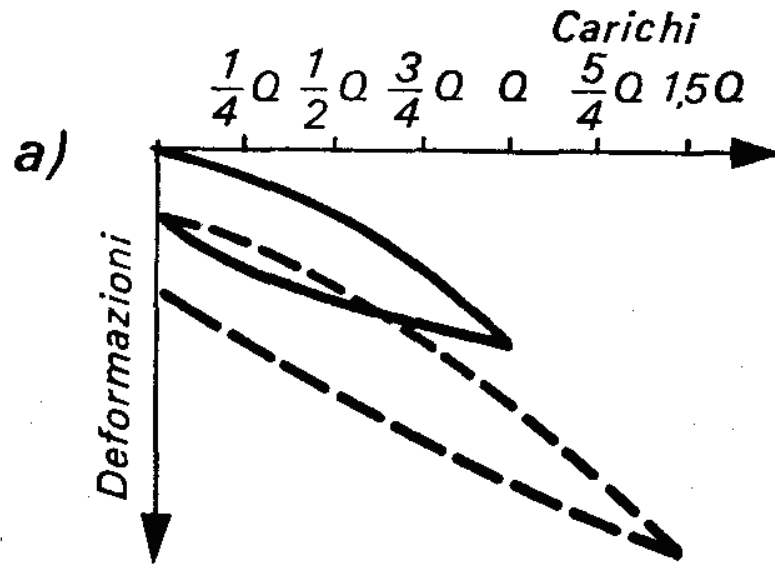
La prova viene in genere condotta realizzando al disopra della testa del palo un carico indipendente poggiante sul terreno lontano dal palo per non modificarne sensibilmente l'equilibrio.

Si procede al carico con l'aiuto di un martinetto posto tra il carico di contrasto e la testa del palo e agendo a mezzo di una articolazione che centra gli sforzi.

Si può egualmente opporre alla reazione del martinetto la trazione esercitata a mezzo di una o più travi, generalmente in ferro, su un certo numero di pali vicini. Questo metodo però deve essere usato con precauzione e comunque i pali, per prove con pali di diametro usuale, dovrebbero essere distanti da quello di prova almeno $4D$ o 2 m se minore

L'attrezzatura di misura deve permettere la registrazione della pressione del martinetto, da cui si ha il carico sul palo, e degli spostamenti della testa del palo in relazione a dei riferimenti situati abbastanza lontano per non subirne l'influenza.





Si procede in generale a cicli successivi di carico e scarico (con valori massimi crescenti Q_E , $1.5-2.0 Q_E$, $3 Q_E$)

Le più usuali modalità di esecuzione della prova sono le seguenti:

- applicazione del carico per incrementi $\Delta Q \leq 0.25 Q_E$
- durata di applicazione di ciascun incremento di carico che dovrà risultare tale che la velocità di cedimento, v , sia:

$v \leq 0.01 \text{ mm}/20'$ per pali di piccolo diametro

$v \leq 0.02 \text{ mm}/20'$ per pali di medio diametro

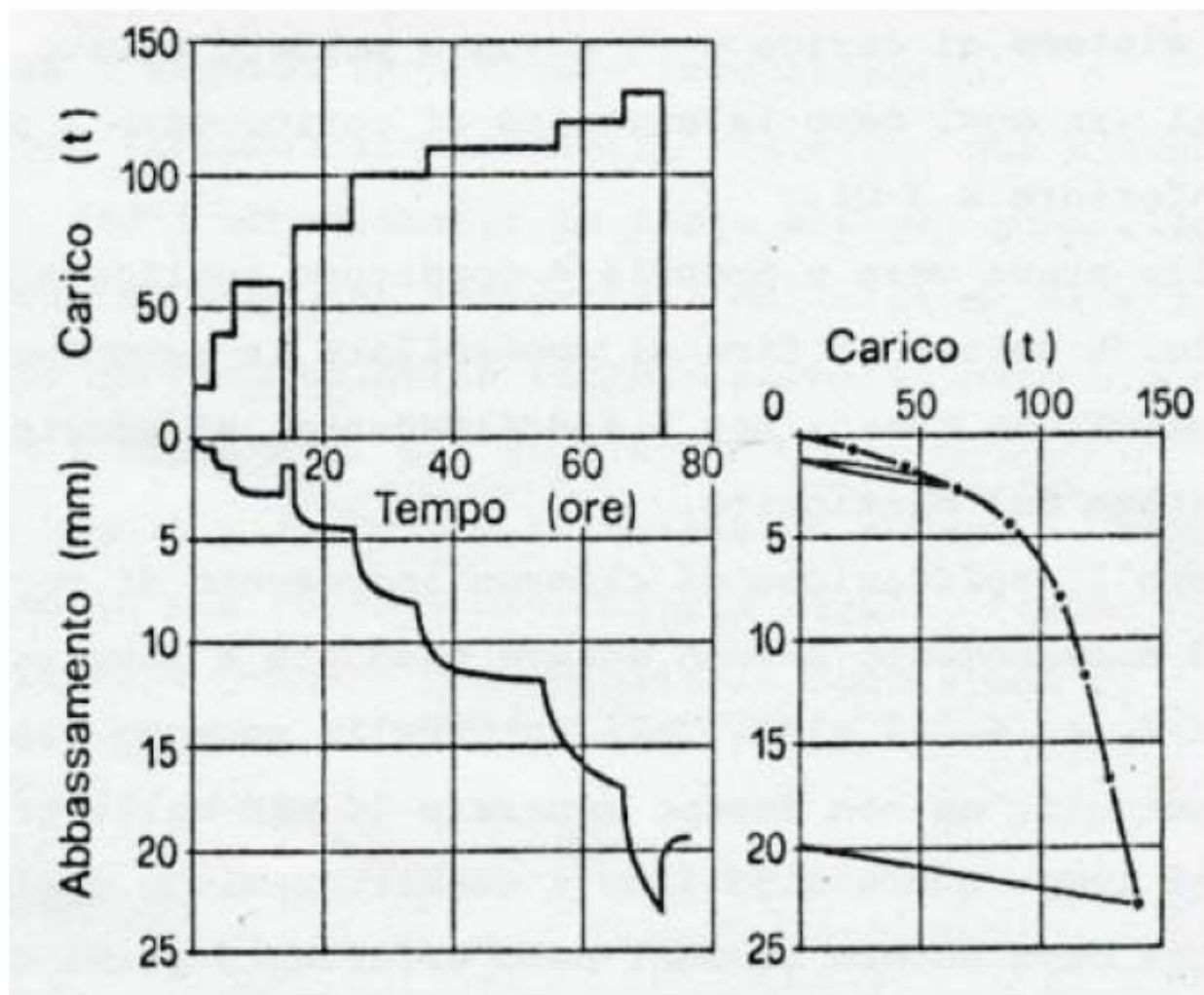
$v \leq 0.03 \text{ mm}/20'$ per pali di grande diametro

In ciascuna sosta si misura l'abbassamento dopo stabilizzazione. Dopo la **stabilizzazione** a carico nullo, si misura l'abbassamento residuo; si procede di preferenza dopo qualche ora al successivo ciclo da percorrere con incrementi di carico analoghi a quelli del ciclo precedente.

I risultati della prova di carico sono rappresentati da un diagramma carico-abbassamento e da un diagramma tempo-abbassamento.

Per quanto riguarda le prove di carico di progetto (prove su pali pilota) la normativa NTC2008 richiede vadano spinte fino a quel valore del carico per il quale si raggiunge la condizione di rottura del terreno. Ove ciò non sia possibile la prova deve essere eseguita fino ad un carico pari ad almeno 2.5 volte il carico di esercizio (quello a cui ci si è riferiti per le verifiche SLE).

Nell'interpretare i risultati della prova di carico si può definire la rottura del sistema palo-terreno come un abbassamento notevole del palo senza aumento sensibile del carico.



La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% D nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($D < 80$ cm), non inferiori al 5% D nel caso di pali di grande diametro ($D > 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Come detto, per le prove di verifica in corso d'opera si deve raggiungere almeno un carico pari a 1.5 Q_E

Determinazione della capacità portante

In alternativa alle indicazioni date dalle attuali norme esistono modalità/convenzioni diverse per la determinazione del carico limite.

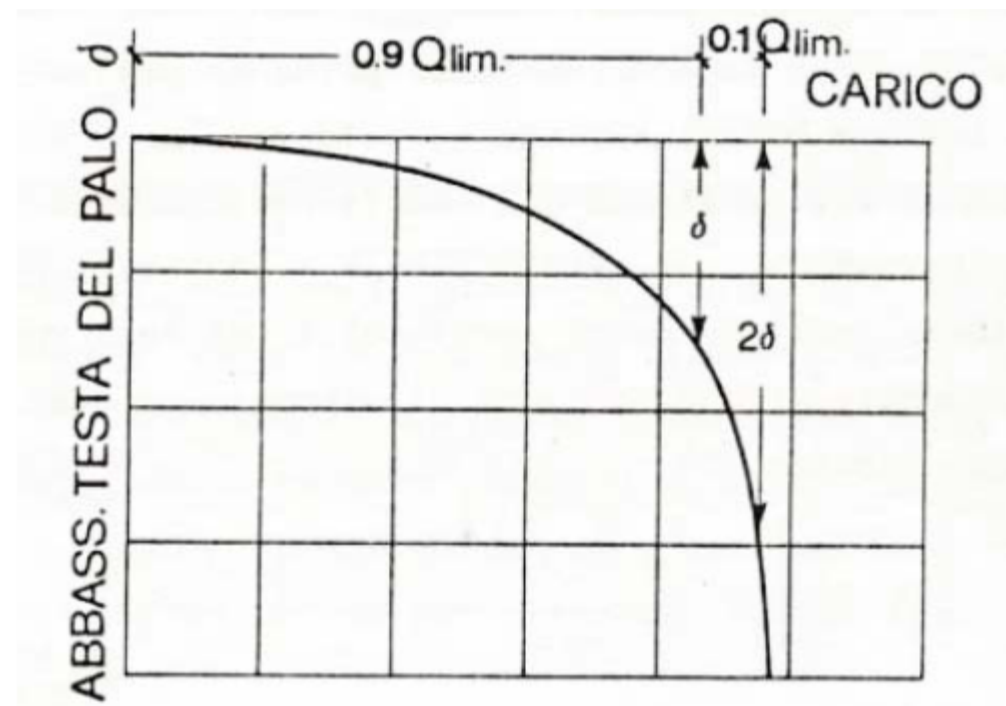
Esistono peraltro diversi metodi convenzionali per definire la capacità portante di un palo per carico verticale dai risultati di prove di carico di progetto e/o di collaudo:

1° Metodo convenzionale da prove di progetto:

- pali battuti: $Q_{lim} =$ carico corrispondente a un abbassamento $w = 0,1D$
- pali trivellati: $Q_{lim} =$ carico corrispondente a un abbassamento $w = 0,25D$

2° Metodo convenzionale da prove di progetto:

$Q_{lim} =$ carico in corrispondenza del quale il cedimento vale 2δ essendo δ il cedimento per $Q = 0,9 Q_{lim}$ (figura) .



3° Metodo convenzionale da prove di progetto e di collaudo:

Interpolazione iperbolica dei dati sperimentali:

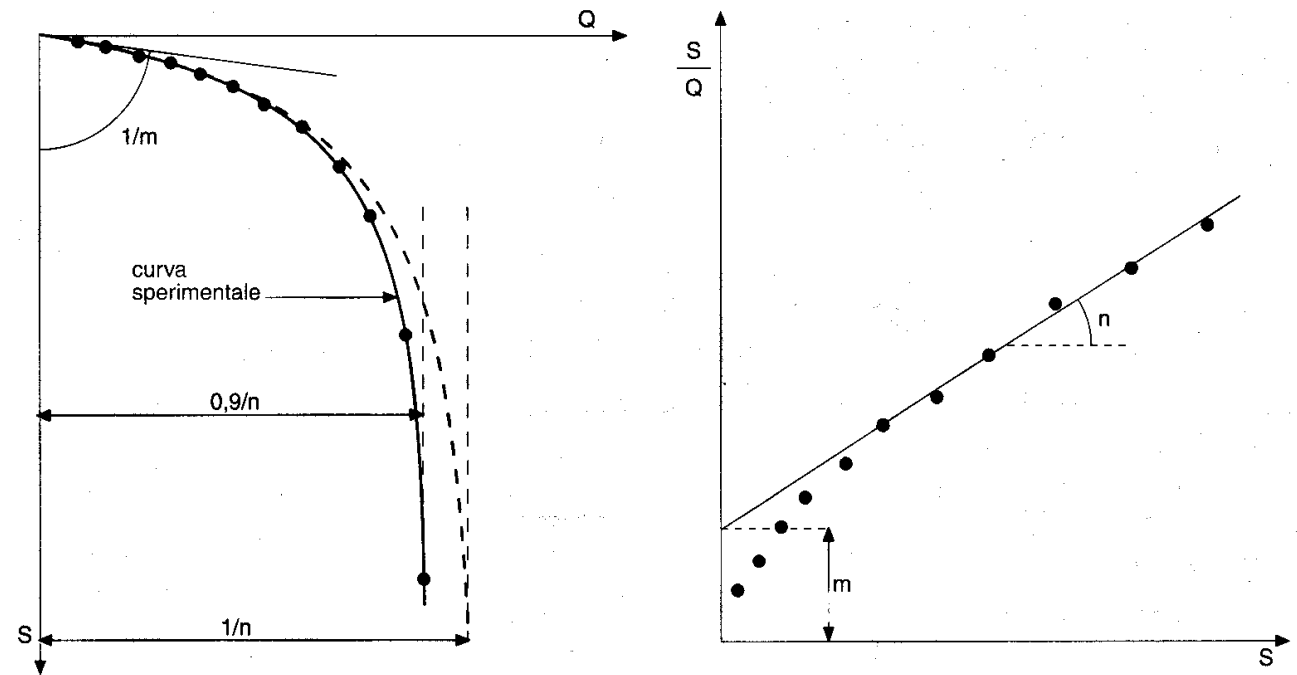
$$Q = \frac{w}{m + n \cdot w} \quad Q_{lim} = \frac{0.9}{n}$$

oppure:

$$Q_{lim} = \frac{w_{lim}}{m + n \cdot w_{lim}}$$

$w_{lim} = 0.10 D$ per pali battuti

$w_{lim} = 0.25 D$ per pali trivellati



Esistono poi regolamentazioni e raccomandazioni nei diversi paesi per la determinazione del carico di rottura e per la scelta del carico ammissibile sulla base dei risultati della prova di carico.

Così nella Norma DIN 1054 edizione 1976 viene indicato come carico limite quello che nella curva carichi-cedimenti risulta chiaramente dall'andamento dei cedimenti o, qualora l'andamento non sia sufficientemente indicativo, quello corrispondente ad un cedimento permanente di 2.5% D per i pali battuti.

Quanto finora detto sulle prove di carico si riferisce a pali di diametro e portata più frequenti, e non sembra completamente accettabile per i pali a grande diametro, per i quali le prove di carico, data l'onerosità, sono seguite più raramente e l'interpretazione è un po' diversa anche in relazione all'utilizzazione del palo.

Le prove dirette di carico su pali permettono evidentemente di verificare la capacità portante di un palo isolato, **indipendentemente dall'influenza dei pali vicini**, sia sul palo stesso sia sugli strati sottostanti.

Esse sono d'altra parte influenzate dalle condizioni di prova e soprattutto dal tempo che passa tra l'infissione o l'esecuzione del palo e le prove di carico.

Nei terreni incoerenti saturi, la capacità portante può decrescere durante qualche ora dopo l'infissione; essa aumenta in seguito e si stabilizza. La prova deve dunque essere fatta dopo qualche_giorno.

Nei terreni impermeabili saturi, suscettibili di rigonfiamento, la capacità portante può aumentare in modo considerevole nei giorni che seguono l'infissione per decrescere in seguito a causa dell'espulsione dell'acqua interstiziale. La prova di carico deve allora essere effettuata molto più tardi; può essere eventualmente necessario procedere a più prove, su dei pali eguali in date successive.

Per i pali costruiti in opera si deve raggiungere ovviamente una certa resistenza nel calcestruzzo e quindi attendere il tempo necessario per la maturazione prima di eseguire la prova.

Queste considerazioni non possono evidentemente essere codificate; la scelta delle condizioni di prova e la sua interpretazione fanno soprattutto appello all'arte ed all'esperienza del costruttore.

Attrito negativo

Alle volte i pali sono caricati per attrito negativo; questo fenomeno può verificarsi per due tipi di cause:

- 1) per cedimento e consolidazione del terreno sotto il proprio peso (fanghi marini e terreni alluvionali recenti in fase di consolidazione) o per azione anche di un abbassamento della falda freatica (caso di Città del Messico);
- 2) per influenza di un sovraccarico esterno applicato direttamente sul terreno (caso di edifici e magazzini industriali con forti depositi e carichi poggianti direttamente sul pavimento e qualche volta per l'esecuzione di rilevati adiacenti alle strutture).

Pile e cassoni

Le formule e le considerazioni svolte per i pali possono entro certi limiti essere estese alle pile ed ai cassoni (fondazioni semiprofonde). Precisamente per quest'ultime fondazioni il termine di resistenza d'attrito gioca un ruolo meno importante che per i pali sia per la configurazione geometrica della fondazione sia perché le operazioni di affondamento delle pile e dei cassoni comportano una maggiore riduzione della resistenza d'attrito rispetto ai pali; inoltre in genere la scelta di questo tipo di fondazione è spesso legata anche al raggiungimento, con la base della fondazione, di un banco di terreno con elevate caratteristiche di resistenza.

Capacità portante di gruppo (o di una palificata).

Finora si è esaminato il problema della capacità portante e del carico ammissibile del singolo palo caricato assialmente a compressione.

In pratica però i pali abbastanza spesso sono costruiti in gruppo, ed è quindi necessario conoscere l'influenza della vicinanza degli altri pali sulla capacità portante e sui cedimenti.

A causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo, **il comportamento di un palo del gruppo, sia in termini di rigidezza sia in termini di resistenza, non è in genere eguale al comportamento del palo isolato.**

Eccetto che nel caso di pali con la punta in roccia, la capacità portante di un gruppo di pali non è generalmente eguale alla somma delle capacità portanti dei singoli pali.

L'interazione fra i pali del gruppo dipende da molti fattori, i principali dei quali sono la distanza fra i pali (la distanza minima fra i pali di un gruppo non dovrebbe essere inferiore a **3D**), le modalità di messa in opera dei pali, la natura del terreno di fondazione, l'entità dei carichi applicati, il tempo.

Si definisce *efficienza* del gruppo di pali il rapporto tra il carico limite del gruppo $Q_{LIM,G}$ e la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono.

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}}$$

L'efficienza del gruppo può essere maggiore, eguale o minore di 1, ma la normativa impone di assegnare a E_G valori non superiori ad 1.

Esistono formule e diagrammi che permettono di determinare la capacità portante del gruppo di pali, in funzione del numero dei pali stessi e della distanza tra loro, e che portano ad una riduzione di capacità portante variabile tra 0.5 e 0.9 di quella del singolo palo. Come detto, la distanza tra gli assi dei pali in testa non dovrebbe in genere scendere sotto $3D$ e dovrebbe aumentare logicamente passando dai pali resistenti praticamente solo di punta a quelli resistenti solo d'attrito.

Valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in **terreno non coesivo** sono indicati in tabella

<i>Tipo di palo</i>	<i>i/D</i>	<i>E_G</i>
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

100

Nel caso di pali costruiti in **terreni argillosi**, si può avere una riduzione considerevole della capacità portante del gruppo specialmente se i pali sono piuttosto vicini.

L'efficienza di un gruppo di pali in **terreno coesivo**, se la struttura di fondazione non interagisce con il terreno, è di norma assunta pari ad 1 per interassi superiori a **8 volte** il diametro e compresa tra 1 e 0.6 in caso contrario.

Viceversa se la struttura di fondazione interagisce con il terreno, il carico limite di un gruppo di pali in **terreno coesivo**, e quindi portanti prevalentemente per aderenza o attrito laterale, è di norma assunto pari al minore fra i due seguenti valori:

- la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono (ovvero $EG = 1$),
- la capacità portante di un blocco avente altezza pari alla lunghezza dei pali e base delimitata dal perimetro del gruppo.

La capacità portante del blocco è data dalla relazione

con la limitazione:
$$\left(1 + \frac{L}{12 \cdot B}\right) \leq 1,5$$

essendo:

B_B e L_B le dimensioni in pianta del blocco rettangolare equivalente,

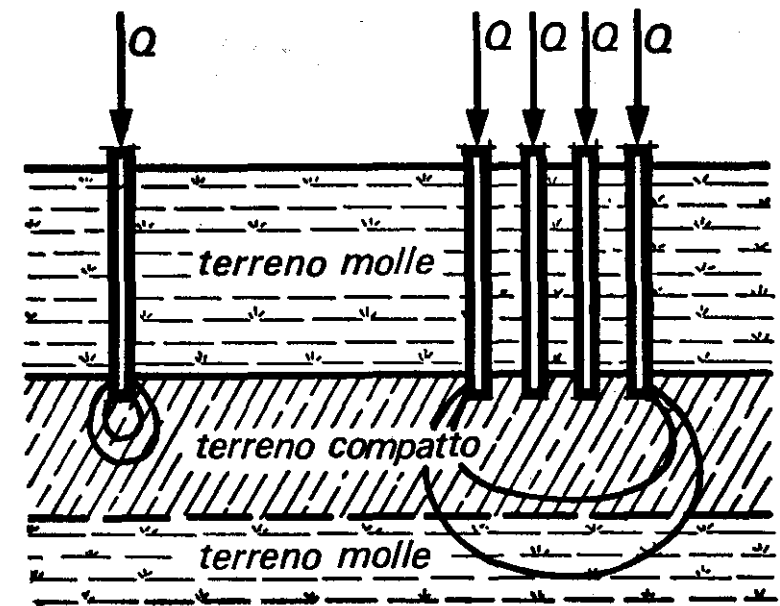
L l'altezza del blocco pari alla lunghezza dei pali,

c_{ub} e c_{um} la resistenza al taglio non drenata rispettivamente alla profondità della base e media lungo il fusto dei pali.

ATTENZIONE! In un gruppo di pali le sollecitazioni trasmesse al terreno da ciascun palo in alcune zone si sommano dando luogo a sollecitazioni maggiori (e che interessano strati di terreno a maggiore profondità) come indicato in figura.

$$Q_B = B_B \cdot L_B \cdot c_{ub} \cdot N_c + 2 \cdot (B_B + L_B) \cdot L \cdot c_{um}$$

$$N_c = 5.14 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B_B}{L_B}\right) \cdot \left(1 + \frac{L}{12 \cdot B_B}\right)$$



Strutture di trasmissione dei carichi dalla struttura ai pali – ipotesi per il calcolo dei pali.

La trasmissione dei carichi dalla struttura ai pali avviene attraverso plinti, travi o platee generalmente in cemento armato e che collegano quindi le teste dei pali.

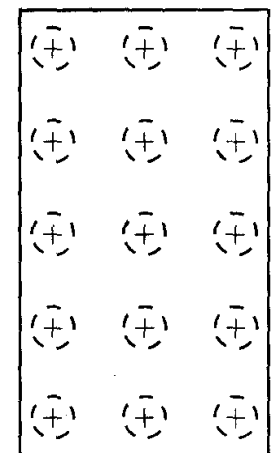
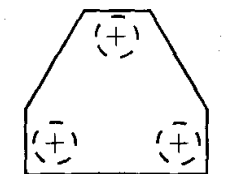
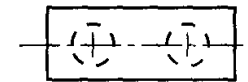
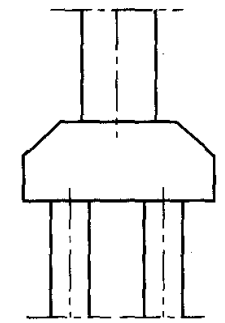
Si ammette di solito che tutto il carico venga trasmesso solo ai pali e non a mezzo dei punti, travi e platee anche al terreno immediatamente sottostante, poiché si ipotizza che la resistenza del palo sia più elevata di quella del terreno relativamente superficiale.

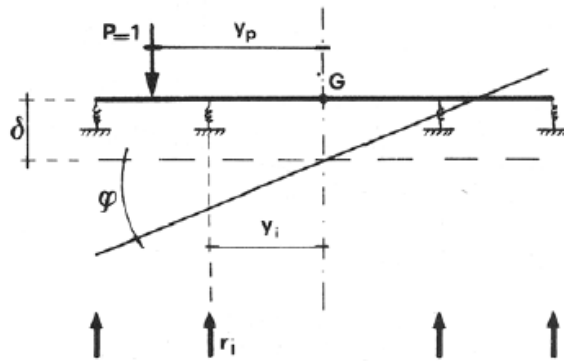
In genere si cerca di fare in modo che la risultante dei carichi passi per il baricentro dei pali od almeno di centrare il carico permanente.

Nel caso di carico eccentrico si fanno le seguenti ipotesi:

- la struttura di collegamento si considera perfettamente rigida;
- le teste dei pali si valutano come articolate sotto la struttura, tali che non vengano trasmessi momenti flettenti ai pali stessi;
- i pali si comportano come colonne elastiche e quindi si ammettono deformazioni e distribuzione delle tensioni piane;
- a ciascun palo si affida la stessa resistenza specifica.

Queste ipotesi permettono di utilizzare la teoria della elasticità per il calcolo della distribuzione dei carichi sui pali e delle sollecitazioni nella struttura di collegamento.





Il problema della trave su suolo elastico si semplifica notevolmente nel caso di trave rigida poiché la configurazione deformata è definita da sole due incognite: δ e φ .

Indicando con K_i , r_i e y_i la rigidezza, la reazione e la distanza dal centro di rigidezza della molla i-esima si ha:

$$r_i = K_i \cdot (\delta + \varphi \cdot y_i)$$

Equilibrio alla traslazione:

$$\sum r_i = K_i \cdot \delta = 1 \quad \text{e} \quad \delta = \frac{1}{\sum K_i}$$

Equilibrio alla rotazione:

$$\sum r_i \cdot y_i = \sum K_i \cdot \varphi \cdot y_i^2 = 1 \cdot y_p \quad \text{e} \quad \varphi = \frac{y_p}{\sum K_i \cdot y_i^2}$$

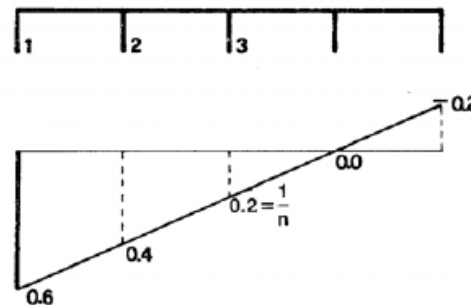
Quindi si ha:

$$r_i = \frac{K_i}{\sum K_i} + \frac{y_i \cdot y_p}{\sum K_i \cdot y_i^2} \cdot K_i$$

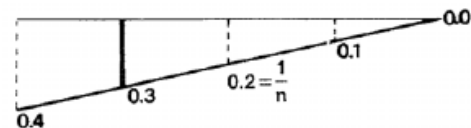
Nel caso di travi uguali e ugualmente vincolate:

$$r_i = \frac{1}{n} + \frac{y_i \cdot y_p}{\sum y_i^2}$$

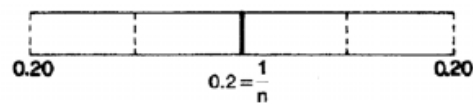
1. di i.di r_1 ovvero diagramma degli r per il carico sulla trave 1



1. di i.di r_2 ovvero diagrammi degli r per il carico sulla trave 2



1. di i.di r_3 ovvero diagramma degli r per il carico sulla trave 3



Se un **gruppo di pali** deve resistere anche ad **azioni orizzontali** abbastanza forti si preferisce spesso trasmettere al terreno tali azioni attraverso **pali inclinati**.

Il carico su ogni palo può essere determinato, in alcuni casi semplici, costruendo il diagramma delle forze e facendo l'ipotesi che i pali siano caricati solo assialmente (metodo grafico di Culmann).

L'azione delle forze orizzontali dà luogo a **pali soggetti a compressione e a trazione**.

I pali inclinati sono generalmente di tipo prefabbricato ed infisso; con l'inclinazione in genere si arriva abbastanza facilmente fino a 15° , ma possono essere raggiunti anche i 40° . Comunque anche alcuni tipi di pali infissi e costruiti in opera ed i pali a piccolo diametro possono essere inclinati.

Si accettano **azioni orizzontali limitate anche su pali verticali**.

Per quanto riguarda i pali a grande diametro e gli elementi di diaframma si deve osservare che mentre in genere i pali di diametro usuale sono adoperati in gruppo, quelli a grande diametro sono usati più spesso da soli o in numero molto limitato.

Si ha in genere che le portate unitarie affidate ai pali a grande diametro sono piuttosto elevate $300 \div 1000$ t ($3 \div 10$ MN) e quindi anche manufatti di notevole mole sono fondati su un numero di pali limitato.

Pertanto deficienze che entro certi limiti possono essere accettate per i pali usuali, ipotizzando che la deficienza di qualcuno di essi possa essere facilmente compensata da quelli adiacenti, non possono invece essere accettate per i pali a grande diametro, per i quali è quindi logico adottare una maggiore cautela nel fissarne la portata ammissibile e nel controllarne la costruzione.

Azioni orizzontali sui pali

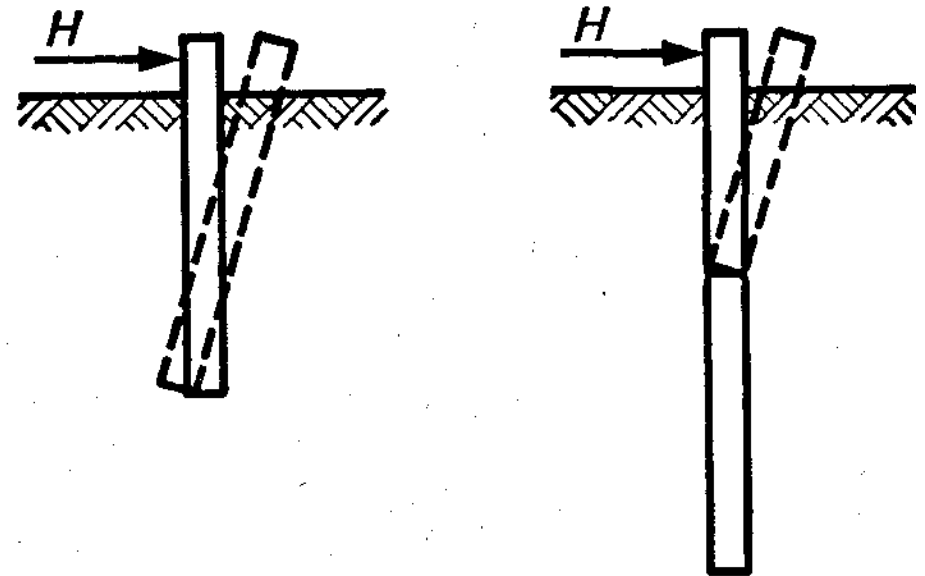
Fra i problemi relativi ai pali un caso di particolare interesse è costituito dai pali sottoposti ad azioni orizzontali, problema questo che si presenta frequentemente nelle opere marittime, nei ponti, nelle fondazioni di pali o piloni per il trasporto di energia elettrica, per l'illuminazione ecc.

Questo problema è stato indagato da numerosi studiosi con ricerche sia teoriche che sperimentali. Il comportamento dei pali sotto l'azione di forze orizzontali è stato considerato sotto i due aspetti del carico di rottura e delle deformazioni con il carico di lavoro.

La rottura avviene come si può vedere in figura, sia quando il palo ruota rigidamente nel terreno sia quando viene superata la resistenza flessionale del palo e si formano una o più cerniere plastiche lungo il palo.

La resistenza laterale del terreno dipende dalla resistenza al taglio del materiale intorno al palo mentre ovviamente nella rottura del palo entrano anche in campo le caratteristiche di resistenza alla rottura della sezione del palo.

Il modo più semplice è studiare il palo come soggetto da un vincolo laterale alla Winkler, eventualmente di rigidità crescente con la profondità.



Poulos (1971) e Randolph (1981) - cfr. Lancellotta - Calavera

Palo flessibile con lunghezza superiore alla lunghezza critica l_c

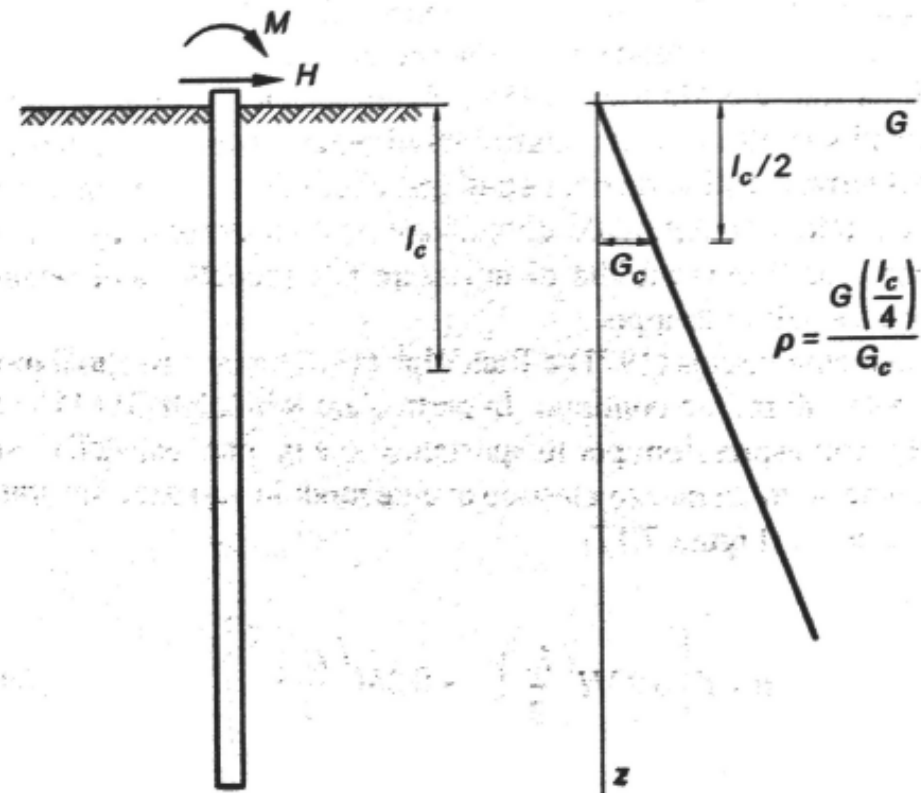
$$u = F \left[0.27H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0.3M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]$$

$$\vartheta = F \left[0.3H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0.8M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-3} \cdot \sqrt{\rho} \right]$$

$$F = \left[\frac{E_{\text{palo}}}{G_c(1+0.75\nu)} \right]^{\frac{1}{7}} / [\rho G_c(1+0.75\nu)]$$

$$l_c = \text{lunghezza critica} = D \left[\frac{E_{\text{palo}}}{G_c(1+0.75\nu)} \right]^{\frac{2}{7}}$$

$$\rho = \text{grado di eterogeneità} = \frac{G(z=l_c/4)}{G_c}$$



G_c è il modulo di taglio valutato alla profondità $z = \frac{l_c}{2}$.

$$M_{\text{max}} = 0.1 \frac{H l_c}{\rho}$$

e tale momento si produce in una sezione posta a $l_c/4$ dalla testa del palo, nel caso di terreno omogeneo, o a $l_c/3$ nel caso in cui il modulo del terreno cresca linearmente con la profondità. Per quanto concerne invece la distribuzione dei momenti prodotti da una coppia applicata in testa, si può assumere una variazione lineare, che si smorza in corrispondenza di una sezione posta a una distanza pari alla lunghezza critica.

$$M_{\text{inc}} = -0.5 \frac{0.375 H l_c}{\sqrt{\rho}}$$

e lo spostamento orizzontale vale

$$u = F \left(0.27 - \frac{0.11}{\sqrt{\rho}} \right) H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1}$$