

GEOTECNICA

Corso Base :

FONDAZIONI SUPERFICIALI E PROFONDE

Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Fac. De Ingeniería, UASLP, Mexico

lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

Dr. Ing. Lucia Greco
Bari
lugreco10@gmail.com

Parte I

Fondazioni Superficiali



Le strutture di FONDAZIONE

Strutture di fondazione

Le fondazioni sono elementi strutturali che trasferiscono i carichi delle strutture verticali (pilastri, pareti) al terreno di fondazione con lo scopo di **operare una diffusione delle sollecitazioni** compatibile con le caratteristiche di resistenza del suolo in riferimento:

1. alla **portanza**

2. alla **deformazione istantanea e differita**

La scelta del tipo di fondazione viene effettuata sulla base di:

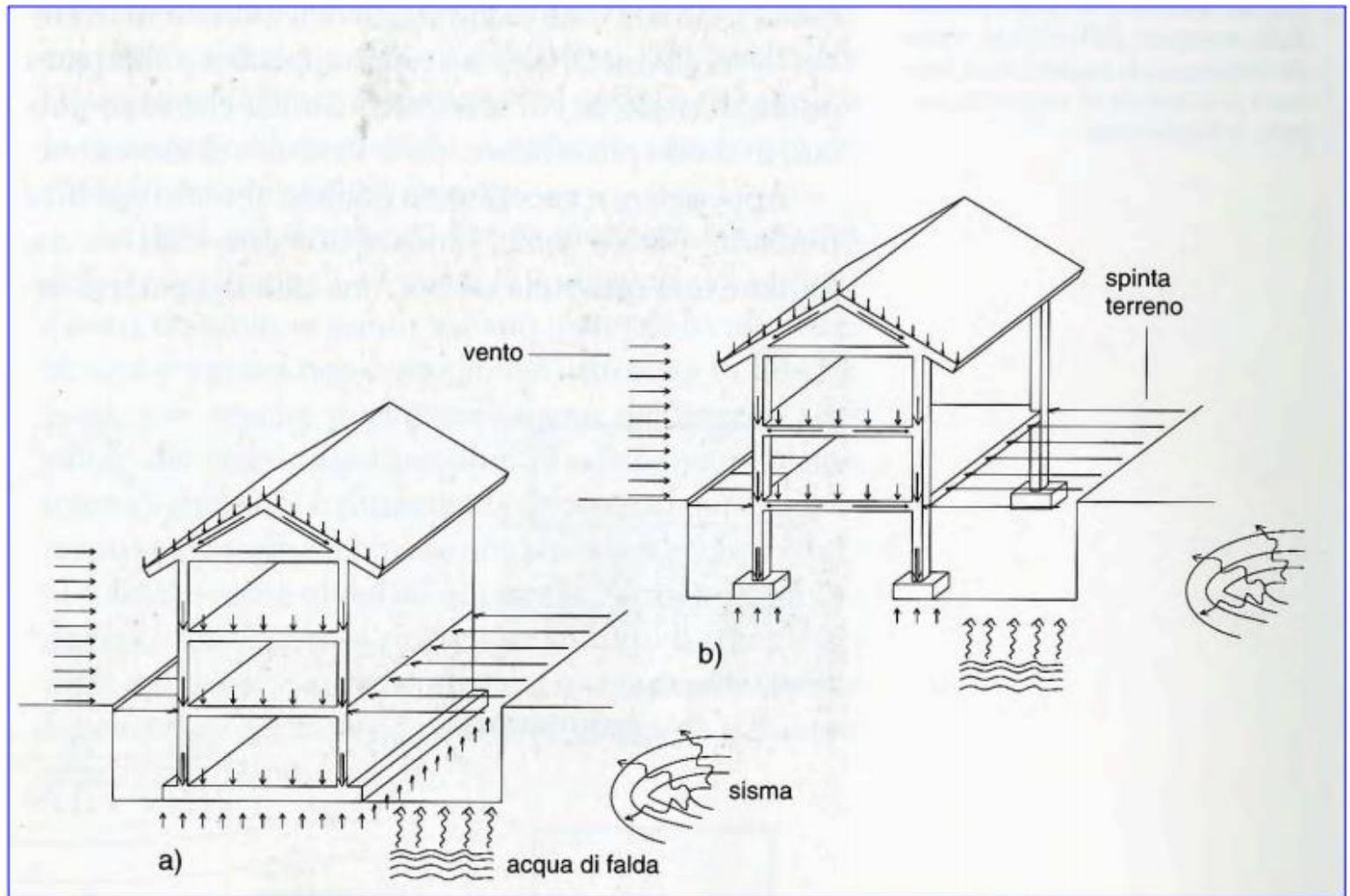
- **entità e distribuzione dei carichi**
- **natura del terreno rilevata mediante:**

indagini preliminari (acquisizione di carte geologiche e osservazione del comportamento di costruzioni già esistenti),

indagini di laboratorio (analisi su campioni di materiali raccolti sul sito tramite carotaggi),

indagini in sito (prove di carico, altro).

La distribuzione dei carichi dalle coperture alle fondazioni



Le fondazioni si dividono in:

- **Dirette** quando operano direttamente su strati superficiali
- **Indirette** quando giungono a strati profondi in quanto quelli superficiali non forniscono sufficienti garanzie di portanza

Dirette

1 *Discontinue*

- Plinti isolati

2 *Continue*

- Travi
- Platee

Indirette

3 *Pali*

- Infissi
- Gettati in opera



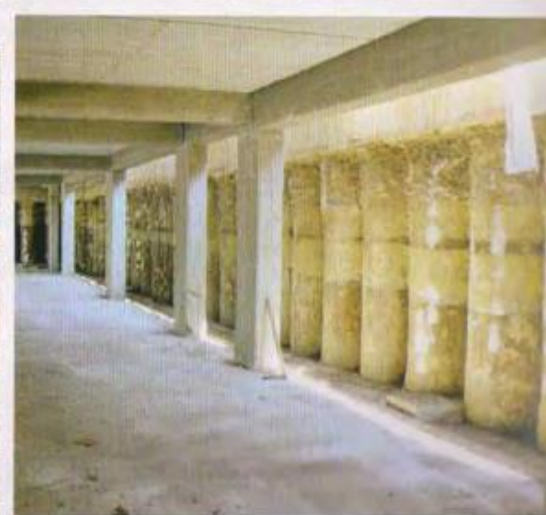
FASE DELLA COSTRUZIONE

La realizzazione delle fondazioni è preceduta dai seguenti lavori:

- 1. sbancamento.** Asportazione del terreno all'interno dell'area individuata dalle operazioni di tracciamento, fino a raggiungere la quota dalla quale avranno inizio le opere di elevazione del fabbricato
- 2. scavi per fondazioni.** Scavi a sezione obbligata effettuate a partire dal piano di sbancamento per accogliere gli elementi di fondazione previsti
- 3. Opere di fondazione.** Opere relative alla fondazione quali i muri di sostegno e la sottofondazione



FASI DI SBANCAMENTO

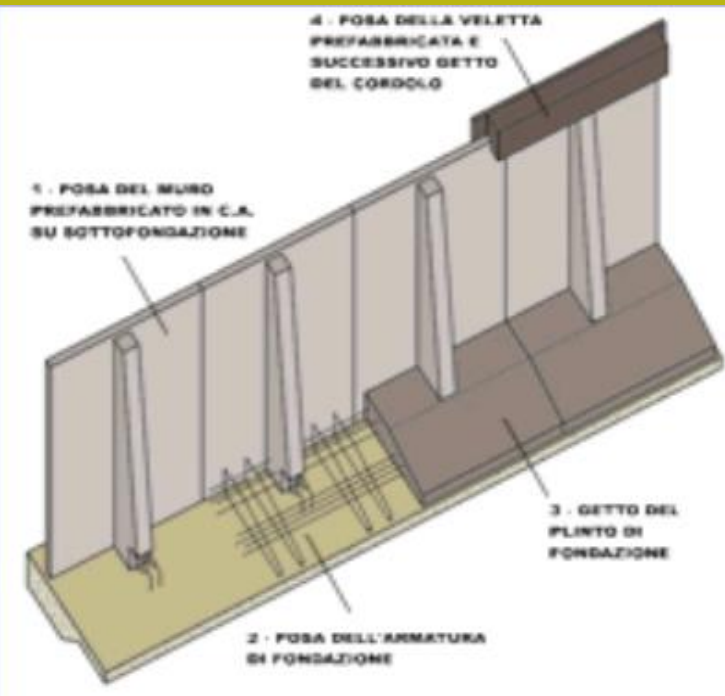
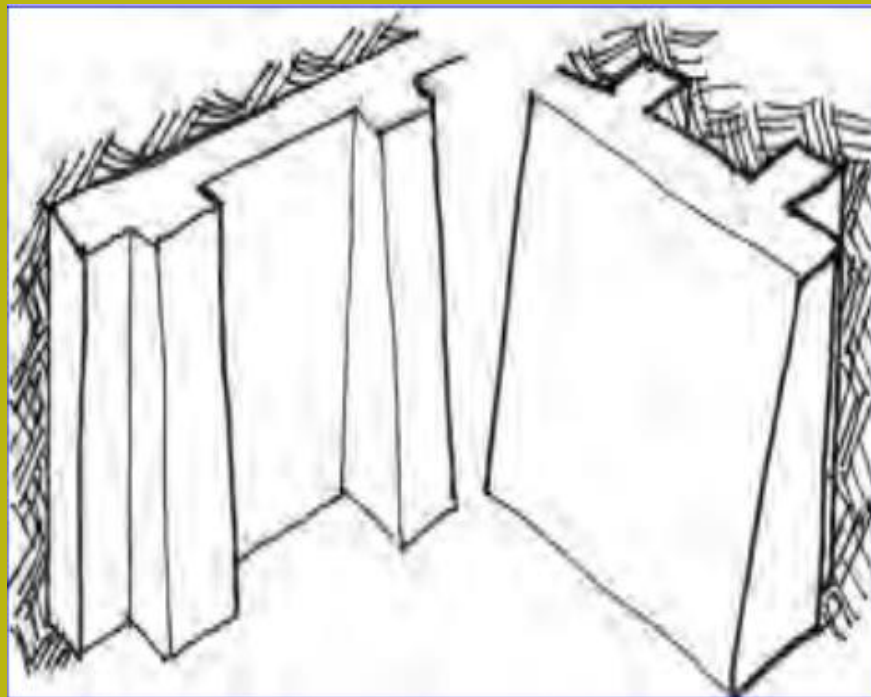


OPERE DI FONDAZIONE

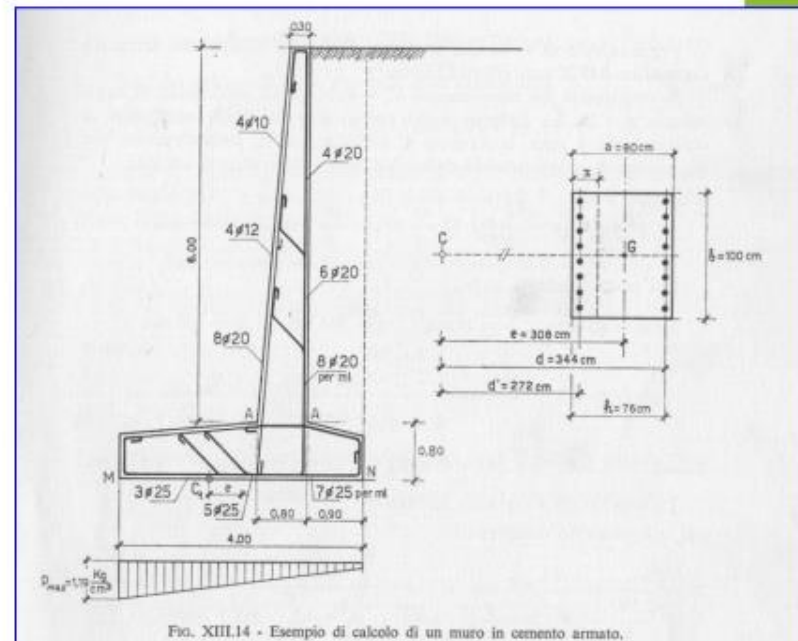
I materiali con i quali si possono costruire i muri di sostegno sono: muratura di mattoni, muratura di calcestruzzo non armato, [cemento armato](#), [gabbioni](#)

Muri a [contrafforti](#), in cui i contrafforti lavorano in un piano verticale, prendendo su di sé la spinta delle terre, e il pannello murario lavora per inflessione in piani orizzontali, con la funzione principale di contenimento del terreno;

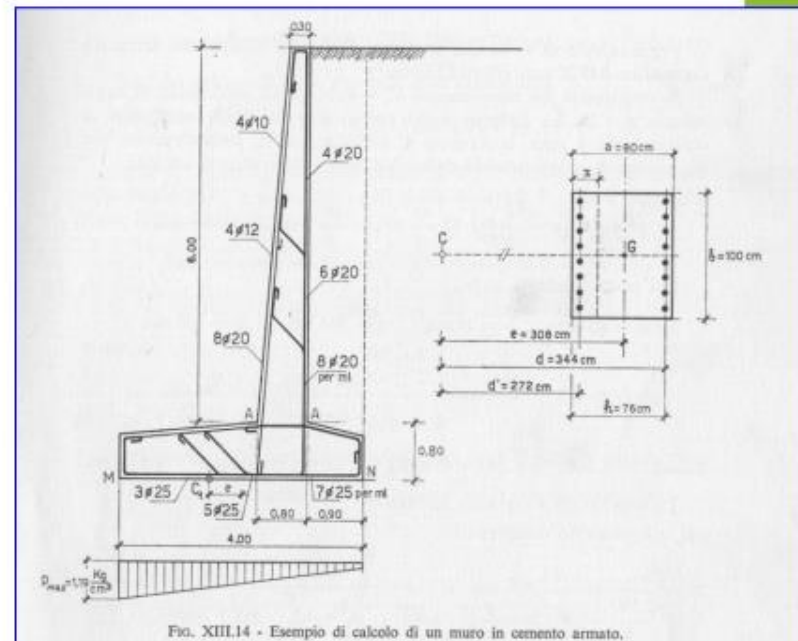
OPERE DI FONDAZIONE



Muri a mensola, ovvero elementi murari snelli, con fondazioni particolarmente ampie (in modo da realizzare l'incastro al piede) in cui la parete svolge entrambe le funzioni, di sostegno e di contenimento.



Muri a mensola, ovvero elementi murari snelli, con fondazioni particolarmente ampie (in modo da realizzare l'incastro al piede) in cui la parete svolge entrambe le funzioni, di sostegno e di contenimento.

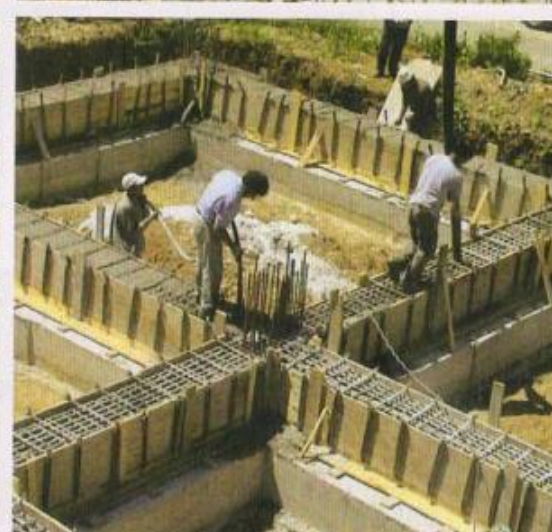
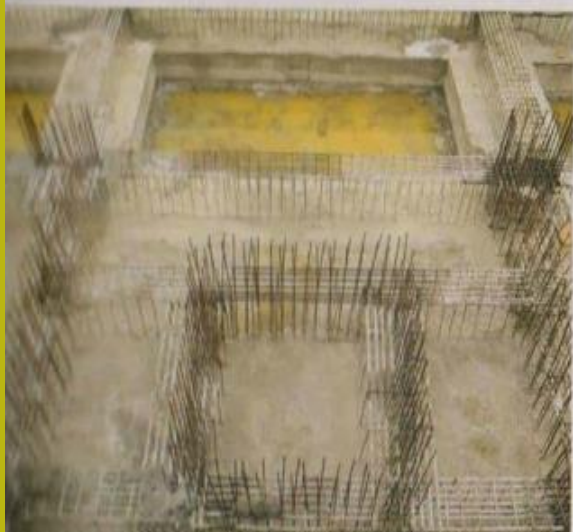
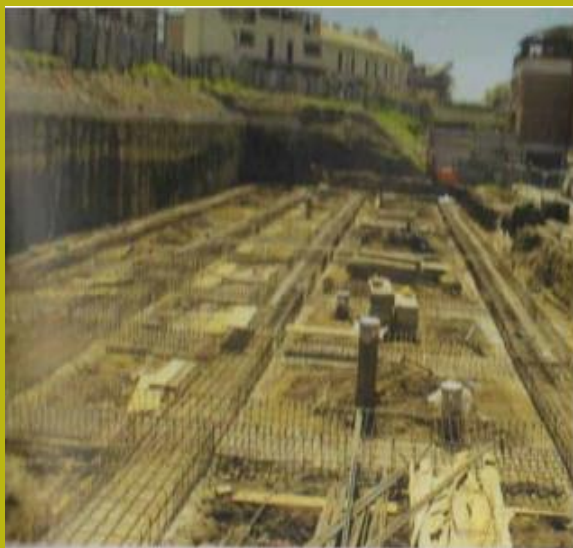


MAGRONE



Il magrone è un calcestruzzo povero con minori capacità meccaniche utilizzato come riempimento e per i getti di sottofondazione

FASI DI REALIZZAZIONE FONDAZIONI



Posizionamento CASSERI e ARMATURE



1 Fondazioni discontinue

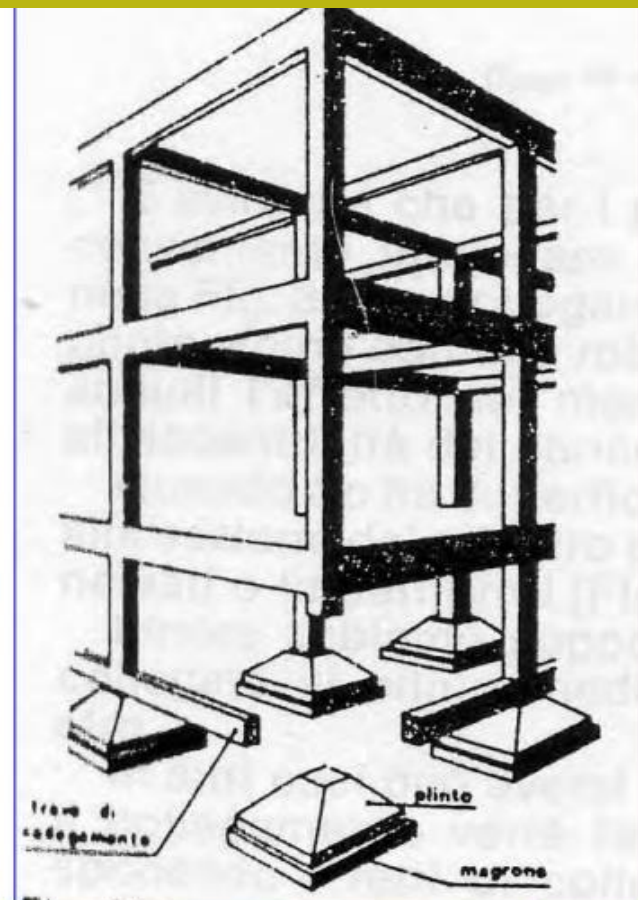
FONDAZIONI DIRETTE

Plinti isolati

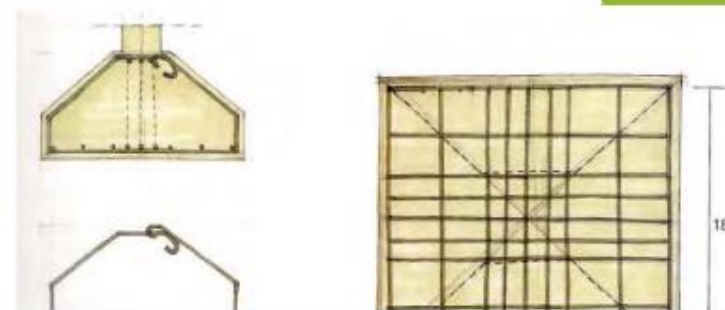
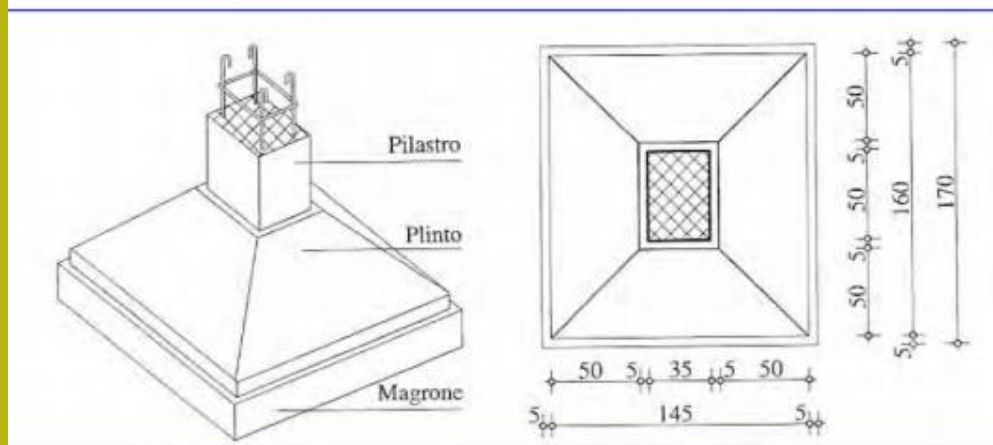
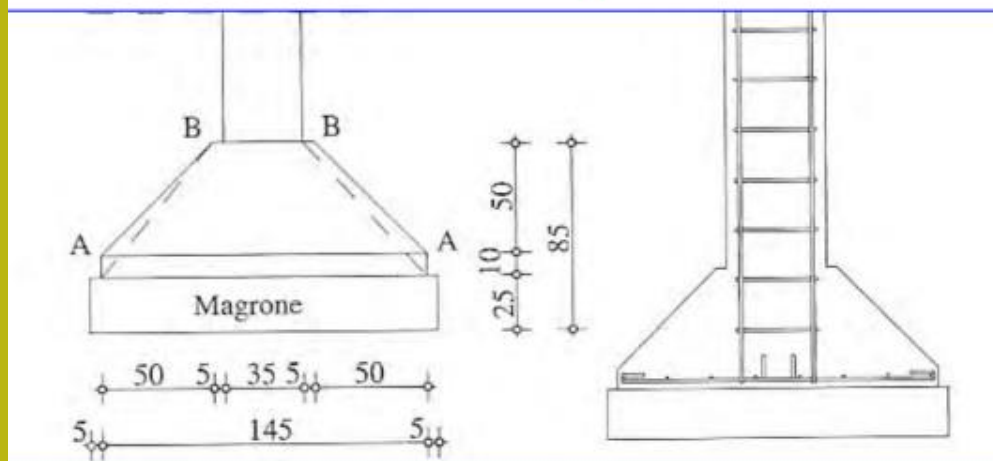
I plinti sono elementi strutturali di forma generalmente quadrata, rettangolare o trapezoidale, disposti al piede del pilastro in modo tale da diffonderne adeguatamente il carico sul terreno di fondazione.

In funzione della loro altezza i plinti si dividono in:

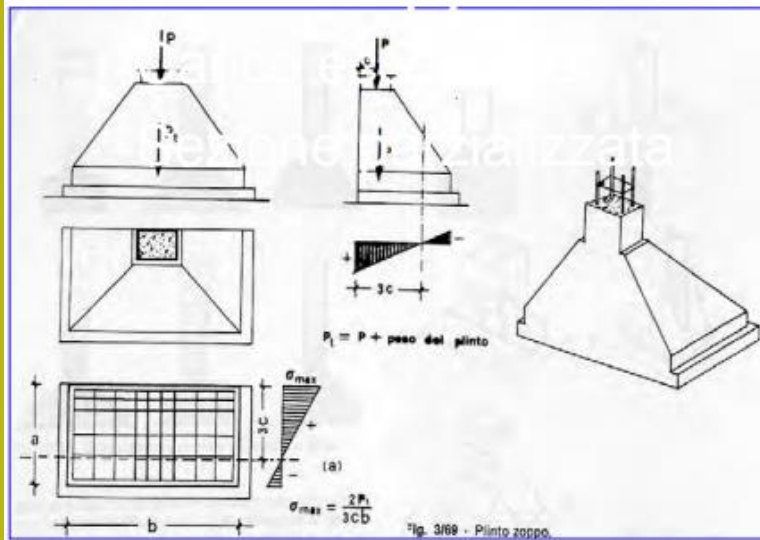
- **plinti alti.** Quando l'altezza è maggiore dell'aggetto rispetto al pilastro. In c.a. risultano i più rigidi e anche i più economici per via della ridotta armatura
- **plinti bassi.** Quando l'altezza è inferiore all'aggetto. Minimizzano gli sbancamenti
- **plinti zoppi** Quando occorre fondare pilastri in aderenza a costruzioni preesistenti. Presentano allargamenti pronunciati su uno dei lati



Plinti trapezoidali in c.a.

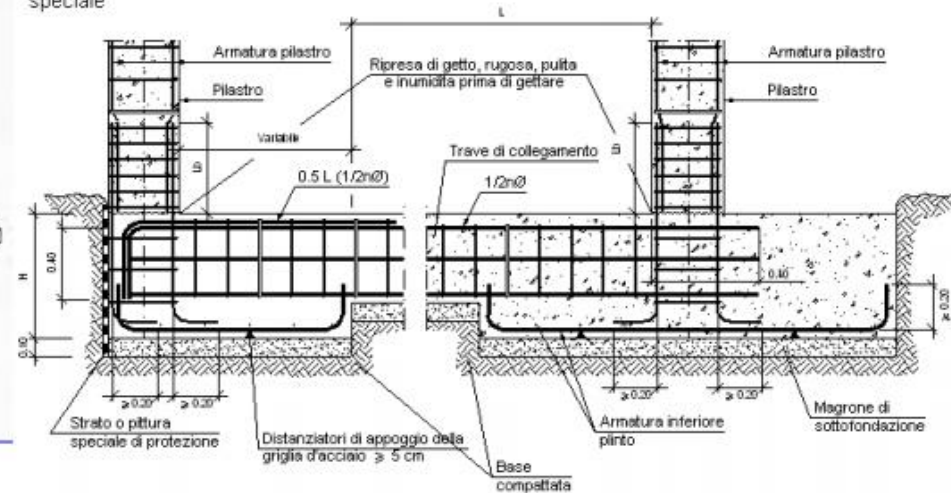


Plinto zoppo in c.a.



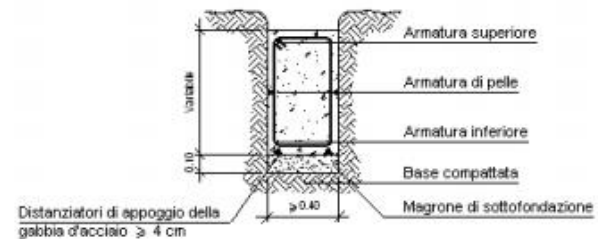
A

Lato in contatto con il terreno con protezione speciale



Almeno la metà dell'armatura 1/2nØ si prolungherà fino al pilastro, potendo interrompersi a 0.5L dal resto

Sezione per trave di collegamento

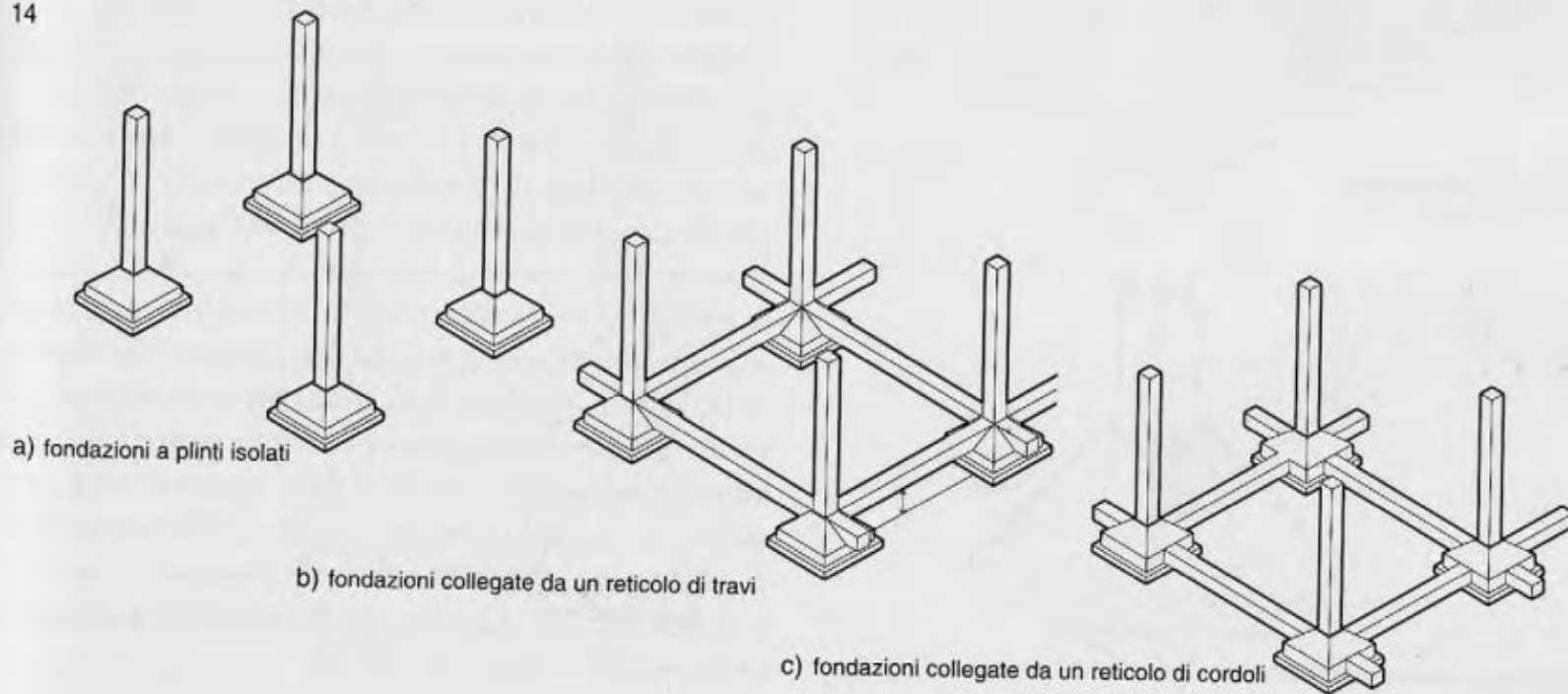


Le fondazioni a plinto si utilizzano con **strutture in elevazione di tipo intelaiato (trave-pilastro)**;

Per strutture intelaiate in c.a. **le fondazioni devono consentire una certa continuità strutturale** e cioè:

- i plinti devono essere collegati da un **reticolo di travi o cordoli**!

Le fondazioni a plinto isolato **non sono ammesse in zone sismiche.**



2 Fondazioni continue

FONDAZIONI DIRETTE

Travi

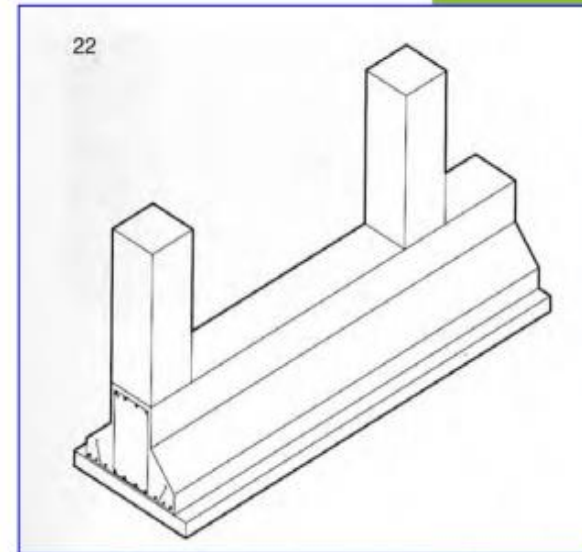
Le fondazioni a travi (rovesce) si chiamano così perché, a differenza delle comuni travi che trasmettono sui pilastri i carichi che ricevono dall'alto, il comportamento di queste travi di fondazione è simile ad una trave rovesciata caricata dalla reazione del terreno che agisce dal basso verso l'alto.

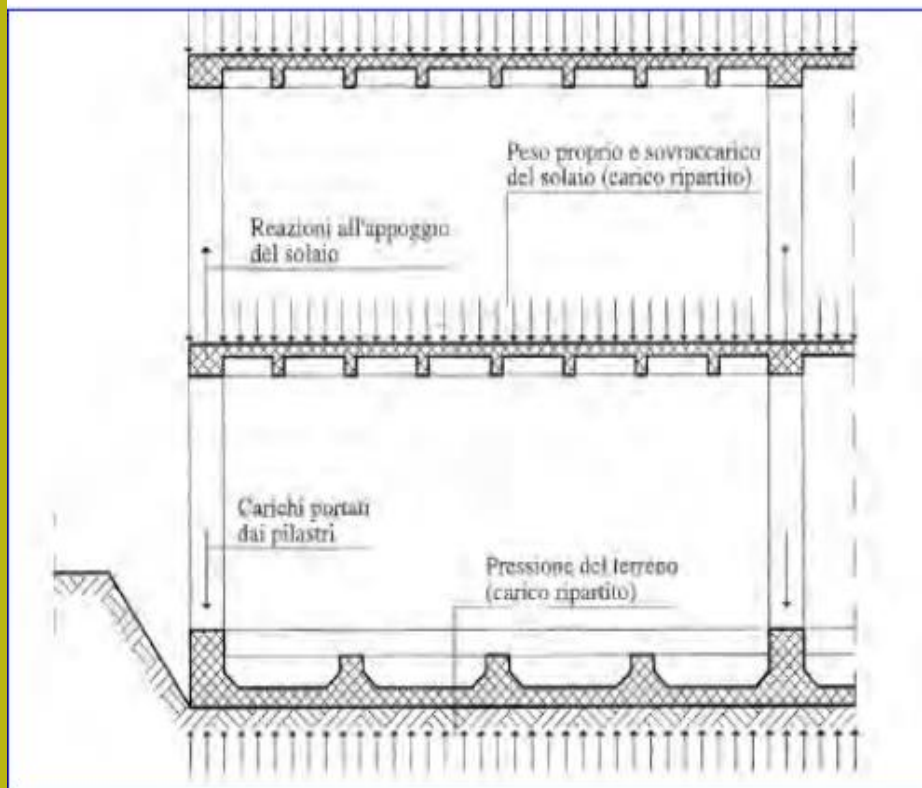
!! Ecco perché si chiamano “ROVESCE” !!

TROVANO APPLICAZIONE:

- ✓ Quando la **maglia del telaio è troppo fitta** e i pilastri risulterebbero troppo vicini rendendo difficile la realizzazione dei plinti
- ✓ Quando si necessita di **elementi molto rigidi** capaci di caricare in modo pressoché uniforme lunghe parti di suolo (Ad es. con terreno di fondazione che non presenta elevate capacità portanti).

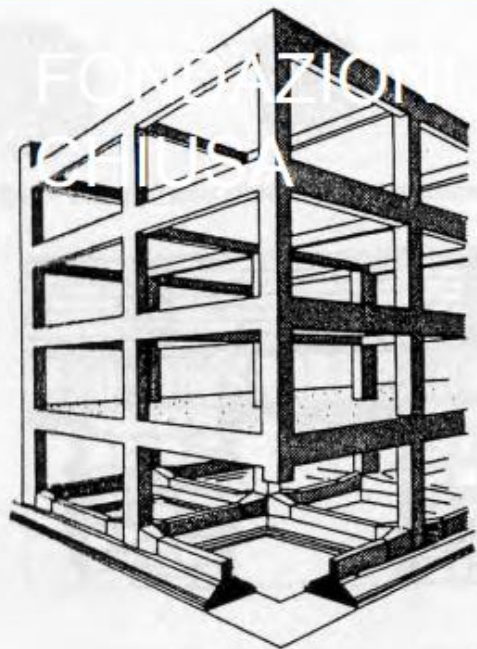
*La rigidezza delle travi dipende dal **rapporto tra altezza della trave e luce**, ovvero **interasse dei pilastri**.*





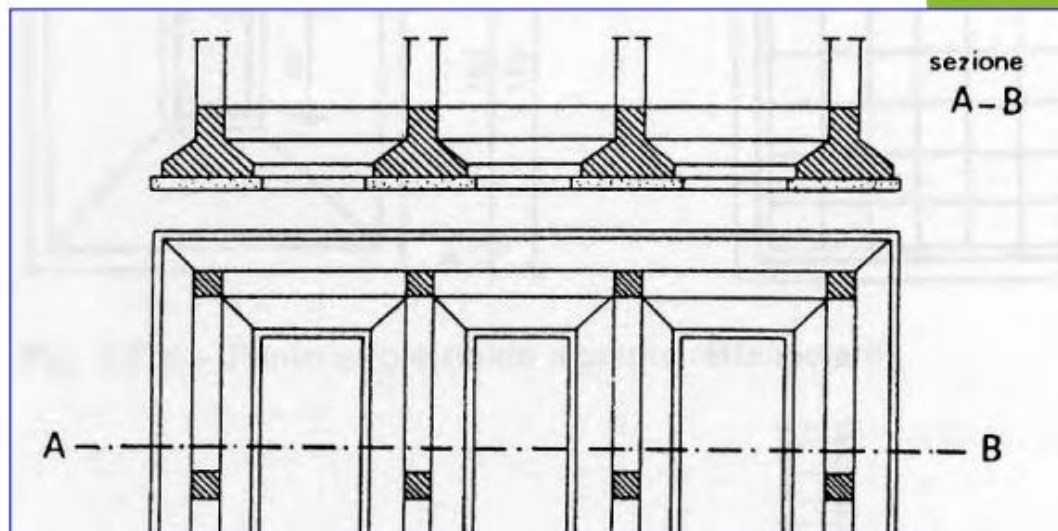
Le fondazioni continue si usano con **strutture in elevazione a telaio (acciaio, legno, c.a.)** o con **murature portanti (laterizi, blocchi in pietra)**.





Vista assonometrica
dell' intelaiatura strutturale

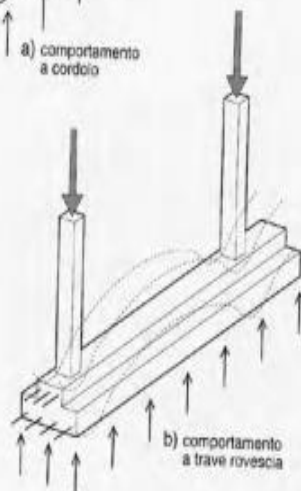
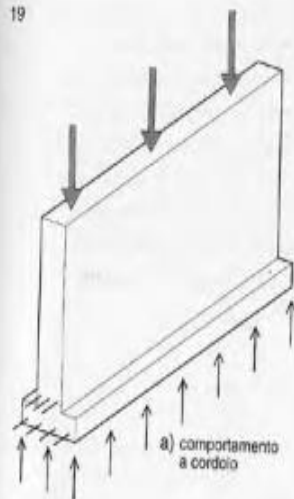
Tipologie di fondazione **continua** per **struttura discontinua** (pilastri)



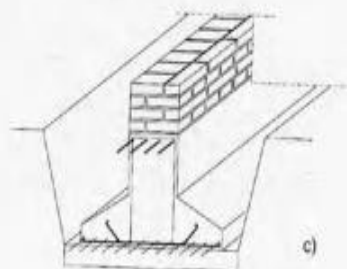
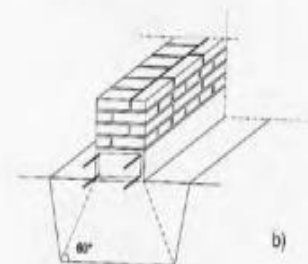
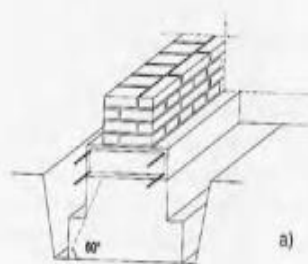
Schema in pianta e sezione della fondazione a travi



19



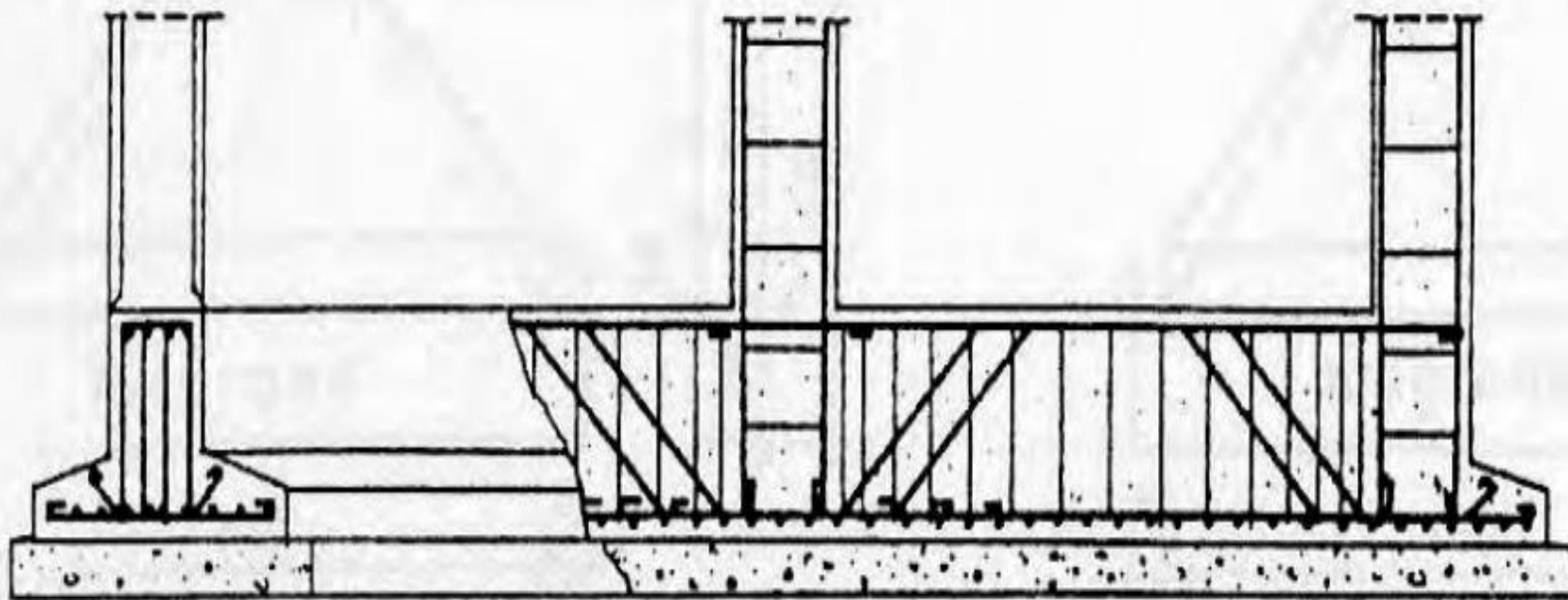
20



Tipologie di fondazione **continua** per **struttura continua** (muratura)



Esempio di armatura della fondazione continua



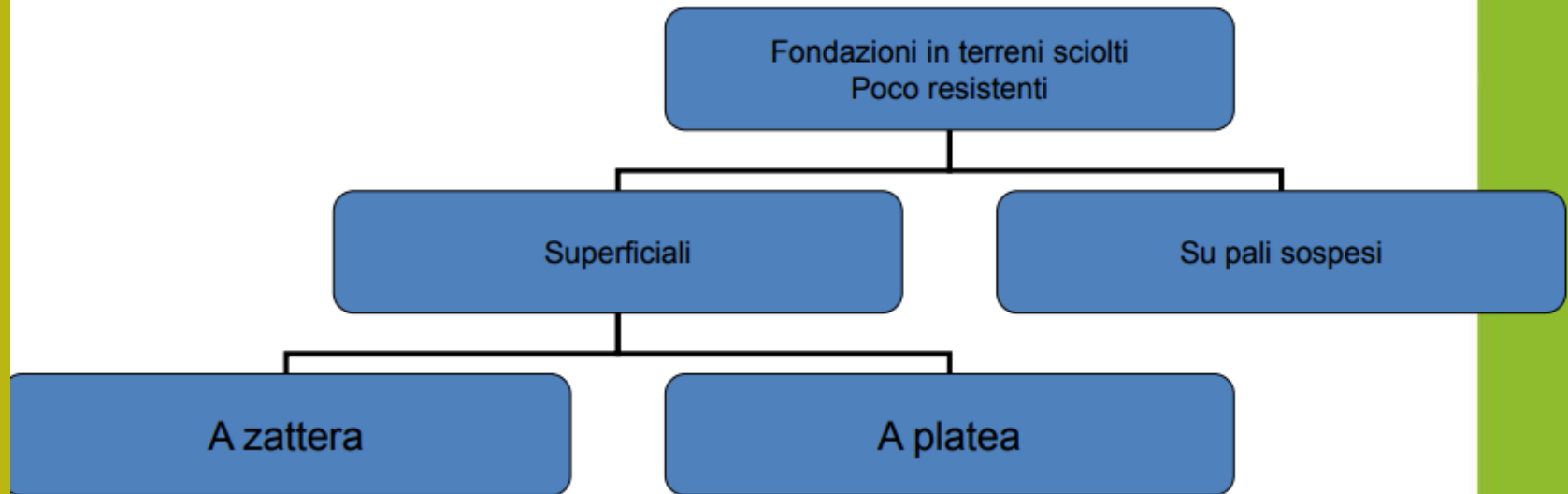
FONDAZIONI CONTINUE A LARGA BASE

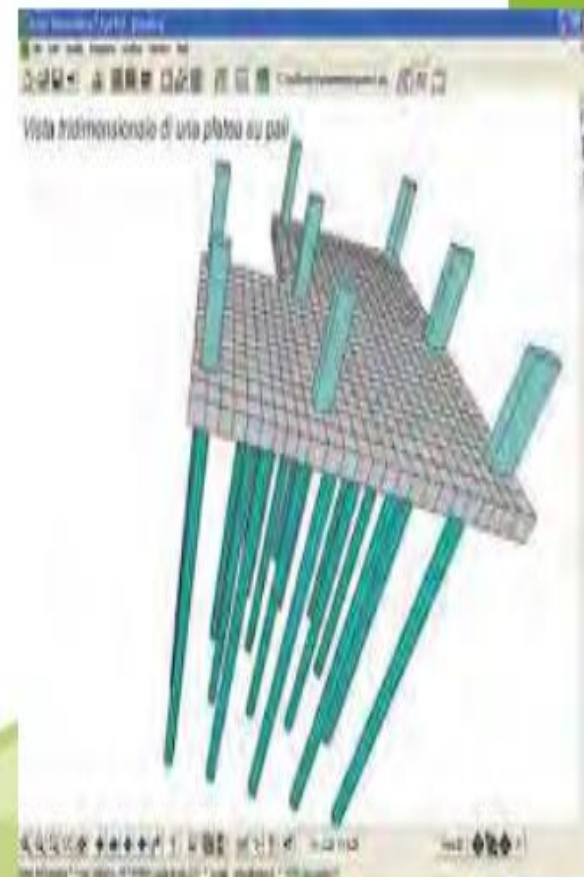
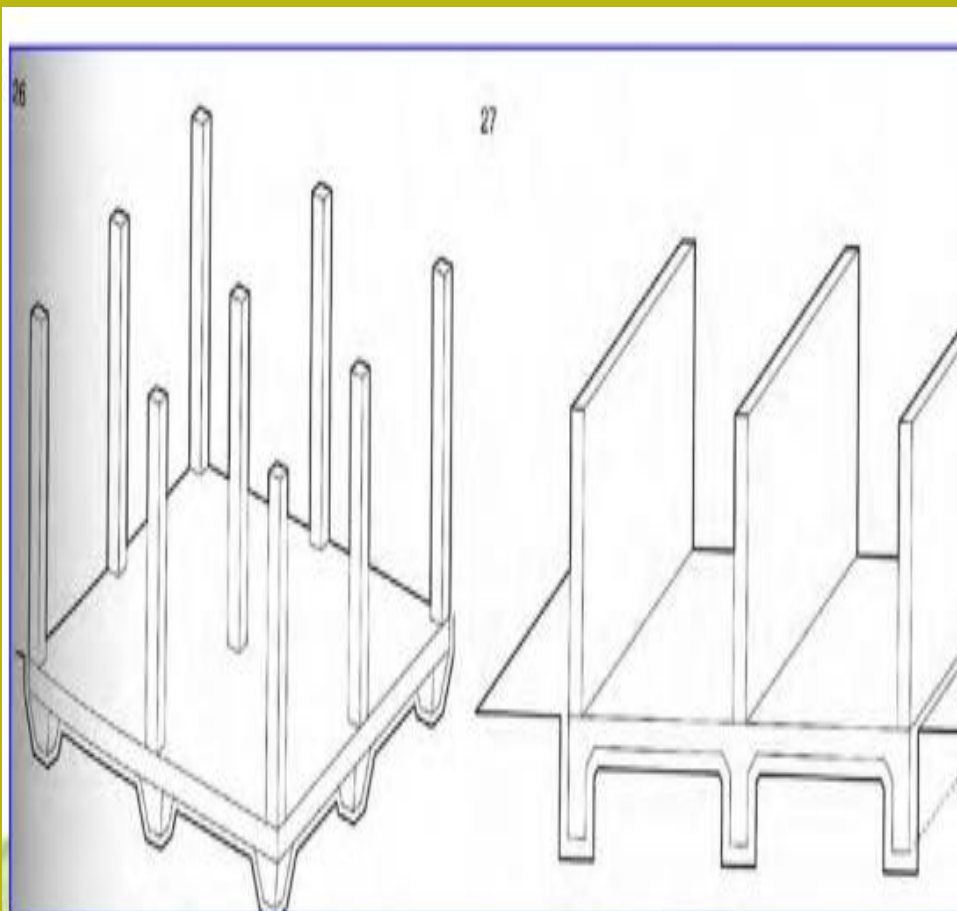
Quando la struttura portante in elevazione è in muratura, si utilizza la fondazione continua a larga base che deve essere realizzata in c.a.

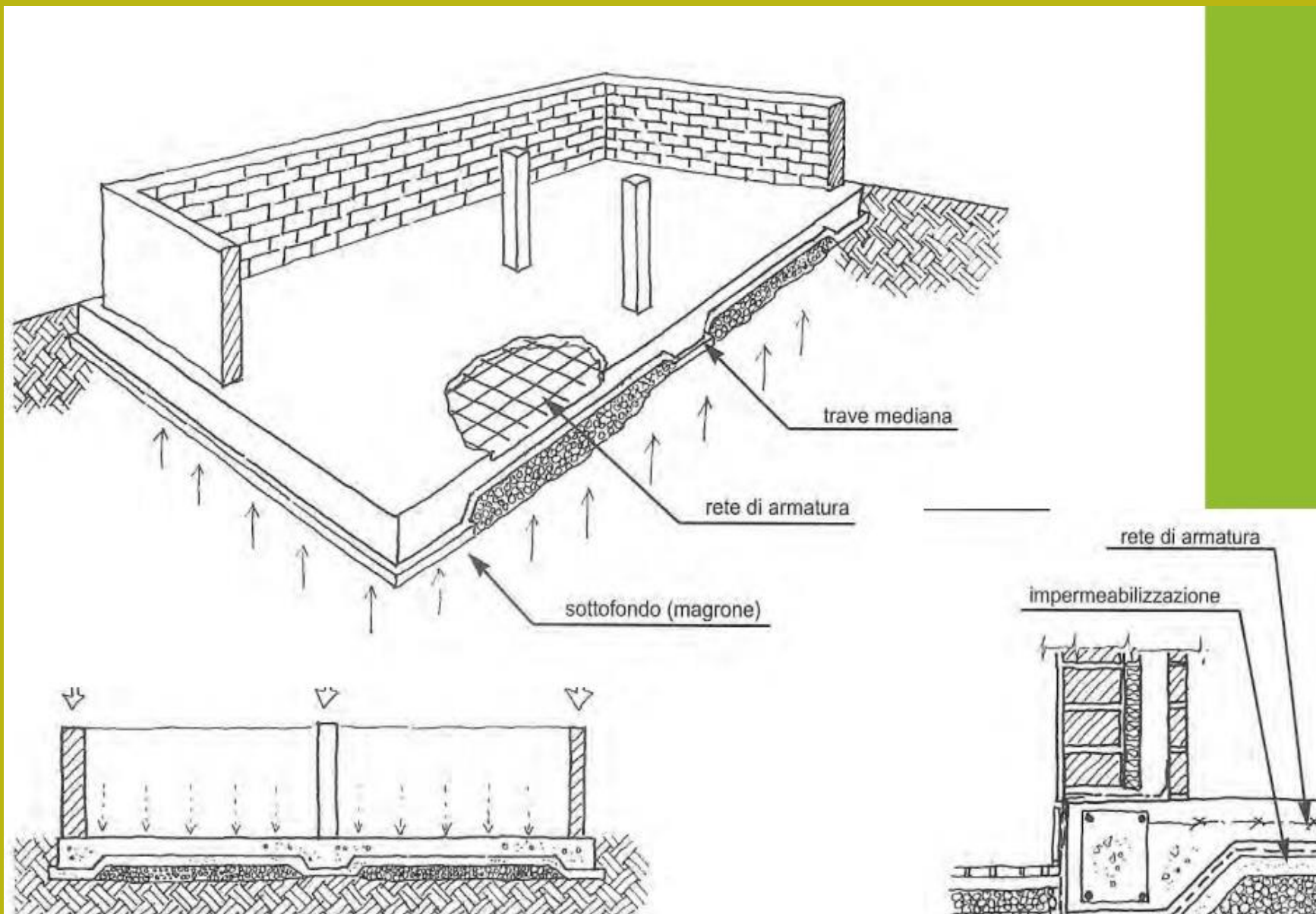


Fondazioni Superficiali a Platea

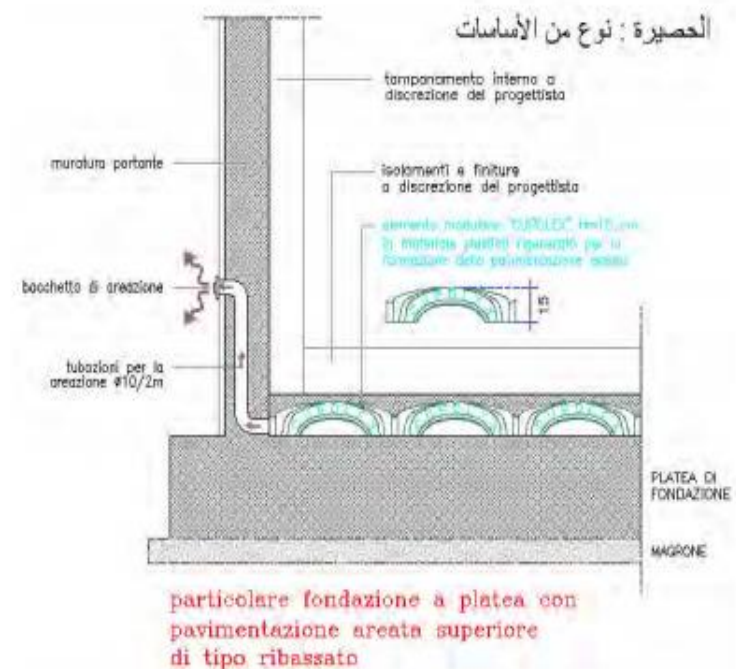
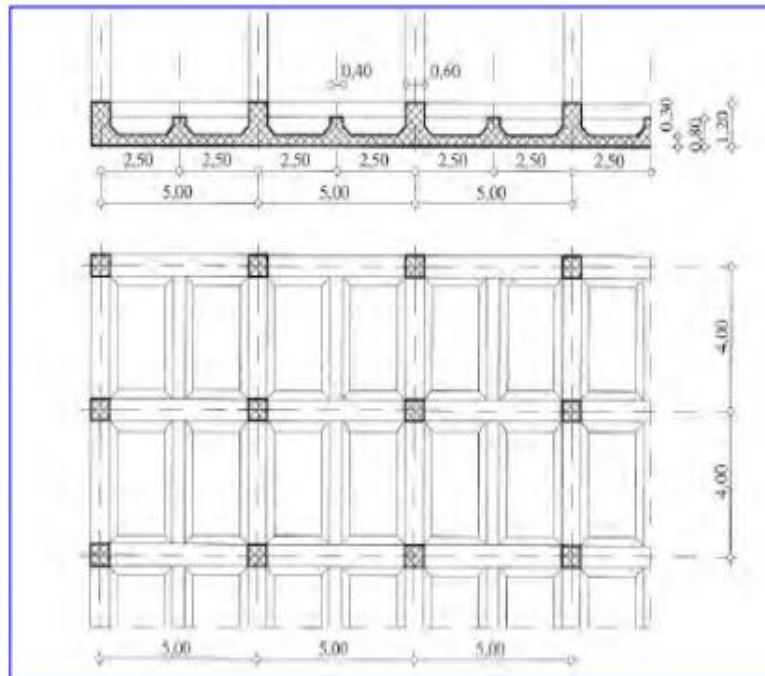
Vengono usate quando il terreno non presenta buone caratteristiche di portanza con elevata deformabilità, è necessario minimizzare il valore della pressione indotta sul suolo di fondazione.







Le platee possono paragonarsi a solai rovesci con travi principali travi secondarie e soletta caricate dalla reazione del terreno approssimativamente uniforme



La platea presenta una armatura a rete sia inferiormente che superiormente, a maglie rade nelle specchiature tra i pilastri e fitte in corrispondenza degli allineamenti strutturali



CAPACITÀ PORTANTE E MECCANISMI DI ROTTURA

La capacità portante (o carico limite, q_{lim}) rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura.

Se immaginiamo di applicare ad un blocco di calcestruzzo appoggiato su un terreno omogeneo un carico verticale centrato e di misurare il valore del cedimento all'aumentare del carico, riportando in un grafico la curva carico-cedimenti, osserviamo che il suo andamento è diverso in relazione allo stato di addensamento (o alla consistenza, se si tratta di terreno coesivo) del terreno.

In particolare, si ha che:

- a parità di carico, il cedimento del blocco è tanto maggiore quanto minore è la densità relativa (o quanto minore è la consistenza);
- per valori elevati della densità relativa (o della consistenza), in corrispondenza del carico di rottura, il blocco collassa, mentre per valori bassi della densità relativa (o della consistenza) il cedimento tende ad aumentare progressivamente ed indefinitamente. In questo caso la condizione di rottura è individuata da un valore limite convenzionale del cedimento.

Alle diverse curve carico cedimenti corrispondono diversi meccanismi di rottura che possono ricondursi a tre schemi principali:

1. rottura generale

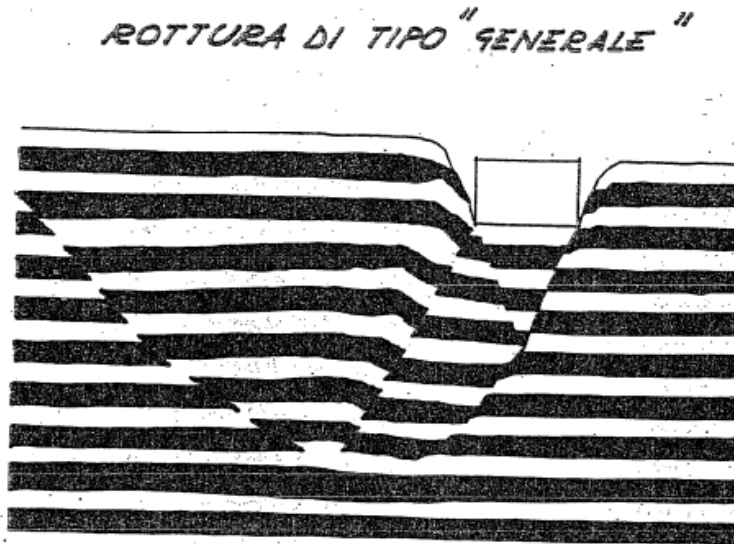
2. rottura locale

3. punzonamento

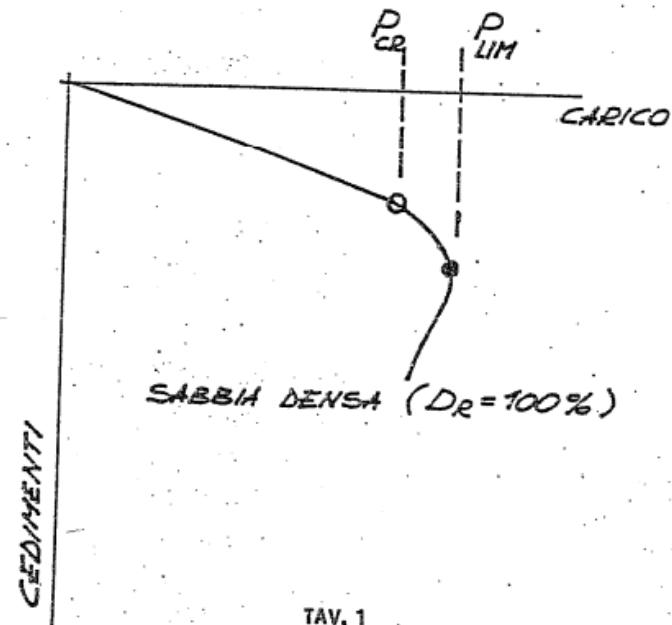
per ciascuno dei quali si sviluppano, nel terreno sottostante la fondazione, superfici di rottura con diverso andamento.

Variando la profondità del piano di posa si osserva che l'andamento della curva carico-cedimenti si modifica e in particolare all'aumentare della profondità del piano di posa si può passare da una condizione di rottura generale ad una di rottura locale e a una per punzonamento.

Rottura generale: formazione di superfici di scorrimento ben definite, a partire dal piano di posa fino al piano campagna; la rottura è di tipo fragile, con immediato collasso; dalla curva carico-cedimento è ben visibile il punto di rottura;



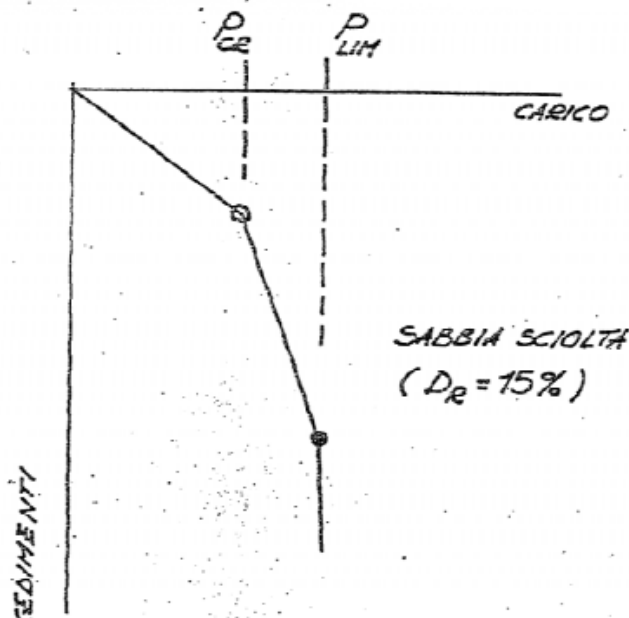
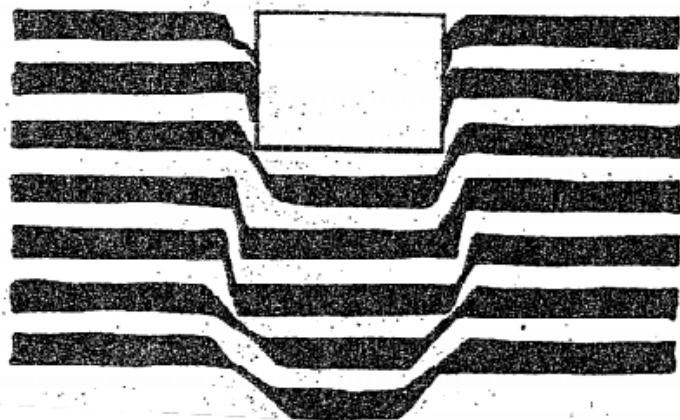
$$D_R = \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$



dove: γ : peso specifico naturale del terreno;
 γ_{\min} : peso specifico minimo del terreno;
 γ_{\max} : peso specifico massimo del terreno

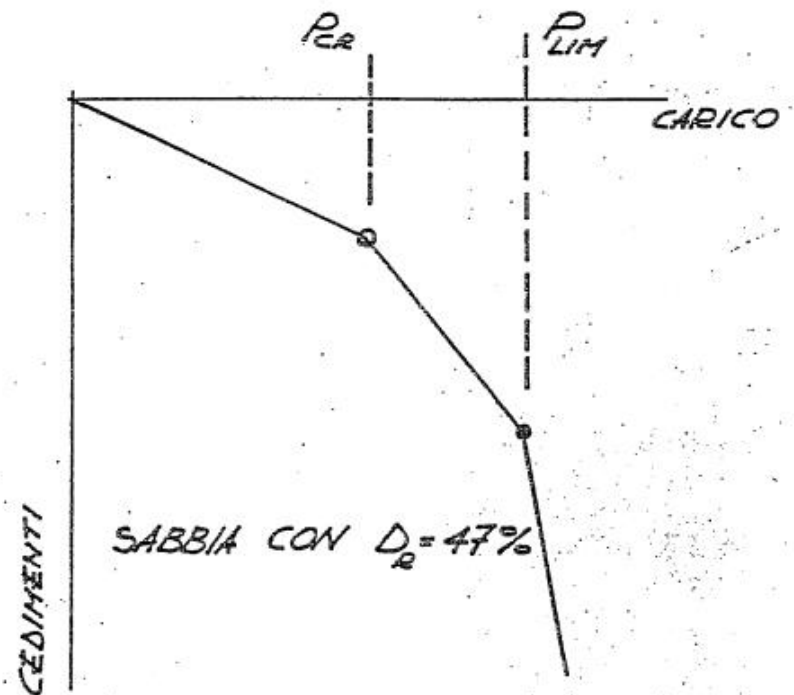
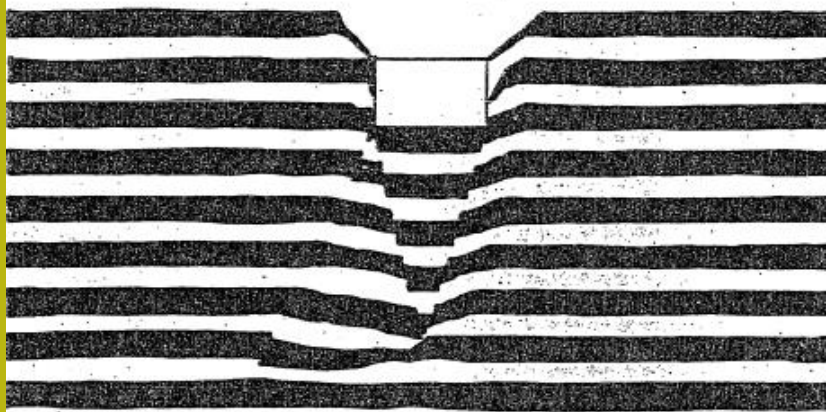
Rottura per punzonamento: è governata dalla compressibilità del terreno di fondazione; le superfici di scorrimento non sono ben definite e sono limitate in vicinanza della fondazione dove presentano una direzione subverticale; la rottura è di tipo duttile, tipica di un materiale incrudente, senza un preciso punto di collasso; nella curva carico-cedimento si rileva una graduale riduzione della rigidità della fondazione fino a giungere a valori di cedimento incompatibili con la stabilità della sovrastruttura.

ROTTURA PER "PUNZIONAMENTO"



Rottura locale: è un meccanismo intermedio ai due precedenti.

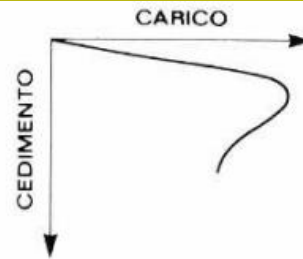
ROTTURA DI TIPO "LOCALE"



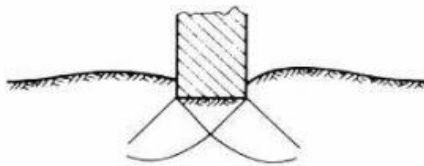
TAV. 3



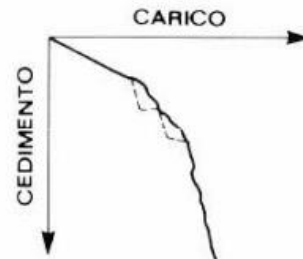
a) ROTTURA GENERALE



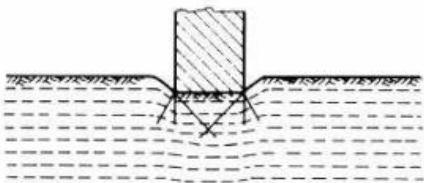
**Legame sforzi - deformazioni
rigido- perfettamente plastico**



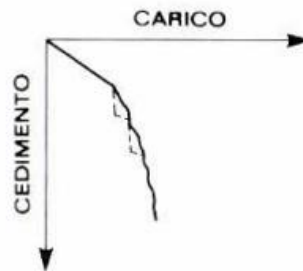
b) ROTTURA LOCALE



**Legame sforzi - deformazioni
intermedio**



c) PUNZONAMENTO



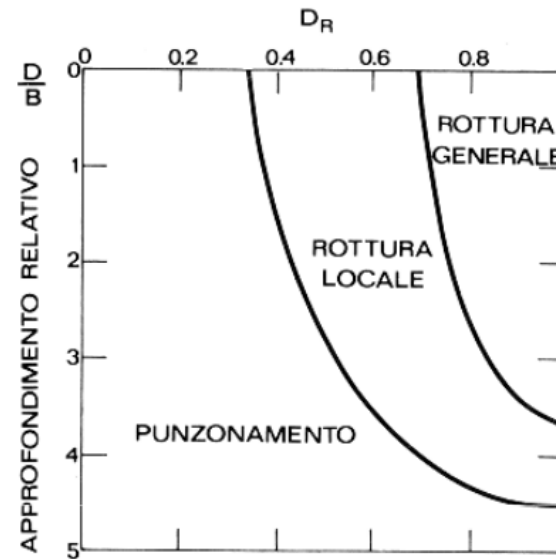
**Legame sforzi - deformazioni
elasto - plastico - incrudente**

Per quanto riguarda i tre meccanismi di rottura:

nel caso di terreno denso (o compatto) i piani di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna (**rottura generale**);

nel caso di materiale sciolto (o poco consistente) le superfici di rottura interessano solo la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione e non si estendono lateralmente (**rottura locale**);

nel caso di materiale molto sciolto (o molle) le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo (**punzonamento**).



Meccanismi di rottura di fondazioni superficiali su sabbia

Il tipo di meccanismo di rottura che si verifica è funzione della densità relativa del terreno e dell'approfondimento relativo D/B della

fondazione: la rottura generale avviene in terreni addensati o per fondazioni superficiali, mentre, al contrario, la rottura per punzonamento in terreni poco densi e per fondazioni profonde.

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante sono stati condotti da:

- Prandtl (1920);
- Terzaghi (1943).

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Ulteriori ipotesi di Terzaghi:

- striscia indefinita di carico /fondazione nastriforme (deformazione piana)
- carico verticale e centrato
- presenza di attrito fondazione-terreno
- piano di posa della fondazione e piano campagna orizzontali

CALCOLO DELLA PRESSIONE LIMITE

Il carico limite dipende da tre fattori:

- coesione del terreno
- sovraccarico laterale
- peso del terreno

La formula generale è del tipo trinomio

$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

contributo della coesione lungo la sup. di scorrimento

effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

contributo della resistenza attritiva dovuta al peso proprio del terreno all'interno della sup. di scorrimento

CALCOLO DELLA PRESSIONE LIMITE

Il carico limite dipende da tre fattori:

- coesione del terreno
- sovraccarico laterale
- peso del terreno

La formula generale è del tipo trinomio

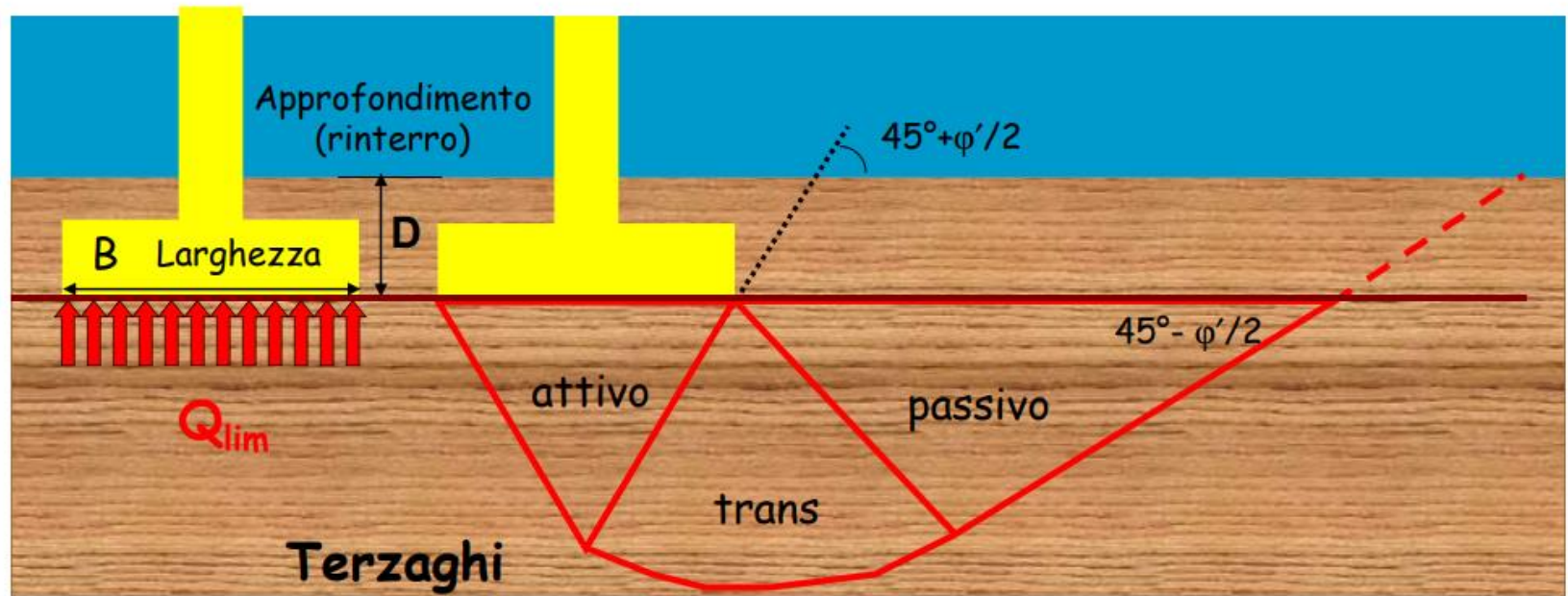
$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

contributo della coesione lungo la sup. di scorrimento

effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

contributo della resistenza attritiva dovuta al peso proprio del terreno all'interno della sup. di scorrimento

FONDAZIONE SUPERFICIALE



$$q_{lim} = N_c c + N_q q_0 + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

Capacità portante unitaria

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot A = (N_c c + N_q q_0 + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B) \cdot A$$

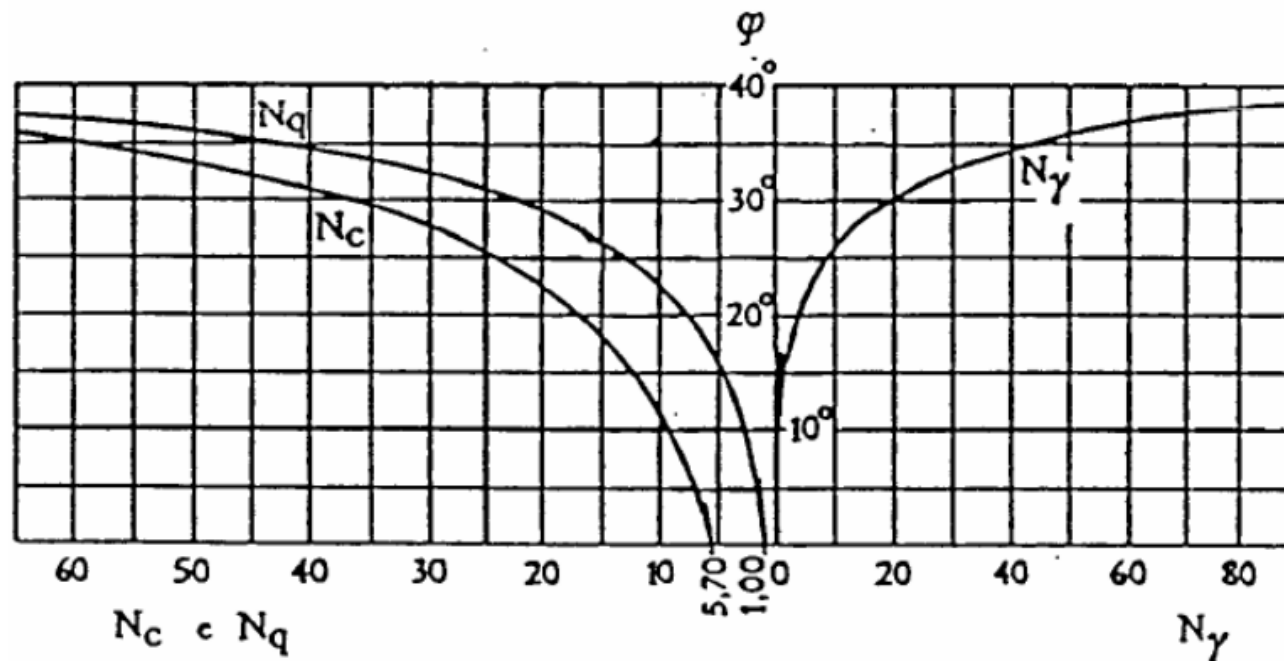
Capacità portante

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{funzioni } (\phi')$$

$$q_0 = \gamma D$$

$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

I termini N_c , N_q e N_γ sono i **fattori di capacità portante**, ossia coefficienti adimensionali funzioni dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.



PRESSIONE LIMITE DI TERRENI NON COESIVI

$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

In terreni non coesivi si considera nullo il contributo della coesione, ossia $c = 0$,

per cui la formula generale diventa:

$$q_{lim} = N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

$$q_o = \gamma' t$$

PRESSIONE LIMITE DI TERRENI COESIVI

$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

In terreni coesivi bisognerebbe procedere a due verifiche di capacità portante:

- a breve termine (in condizioni non drenate)
- a lungo termine (in condizioni drenate)

In genere il valore più basso di pressione limite viene dalla verifica a breve termine.

Si conduce un'analisi in condizioni NON drenate.

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali, la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u (il criterio di rottura è espresso nella forma $\tau = c_u$).

In questo caso, i fattori di capacità portante valgono: $N_\gamma = 0$, $N_c = 5.70$, $N_q = 1$ e il carico limite è dato quindi da:

- **Verifica in tensioni totali (TT)** ($c=c_u$, $\varphi=\varphi_u=0$)

$$N_c(\varphi_u=0)=5.70$$

$$N_q(\varphi_u=0)=1$$

$$N_\gamma(\varphi_u=0)=0$$

$$q_{lim} = 5.70 c_u + q_o$$

$$q_o = \gamma t$$

Esempio

Calcolare la capacità portante di una fondazione continua superficiale di 1,5 m di larghezza alla profondità di 1,5 m in un terreno coerente per il quale da prove triassiali non drenate è risultata una resistenza al taglio di 4 t/m² con un peso di volume di 1,7 t/m³.

La relazione $q_{lim} = N_c \cdot c + N_q \cdot q_0 + N_\gamma \cdot \frac{1}{2} \gamma B$ diviene:

$$c = C_u; \quad N_c (\phi_u = 0) = 5,70; \quad N_q (\phi_u = 0) = 1; \quad N_\gamma (\phi_u = 0) = 0;$$

$$q_{lim} = 5,70 \cdot C_u + q_0 \quad q_0 = \gamma t$$

$$q_{lim} = 5,70 \cdot 4 + 1,7 \cdot 1,5 = 25,35 \text{ t/m}^2$$

Scelta dei parametri di resistenza del terreno

Il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono com'è noto dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

Nel caso dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), caratterizzati da valori elevati della permeabilità ($K \geq 10^{-5}$ m/s), l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali; pertanto, l'analisi è sempre condotta con riferimento alle condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci.

SCELTA DELLE CONDIZIONI DI VERIFICA

CONDIZIONI DI DRENAGGIO	DRENATE	NON DRENATE
TERRENI	Sabbie Argille a lungo termine	Argille a breve termine
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$	$c = c'$ $\phi = \phi'$	$c = c_u$ $\phi = 0$

VERIFICA IN TENSIONI TOTALI

$$q_{\text{lim}} = cN_c + \frac{1}{2}B\gamma_2N_\gamma + \gamma_1DN_q \quad \begin{cases} c = Cu \\ \varphi = 0 \\ \gamma = \gamma_{TOT}! \end{cases} \quad \begin{cases} N_c = 5.7 \\ N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \end{cases}$$

$$q_{\text{lim}} = 5.7 C_u + \gamma_1 D$$

- non mi interessa la posizione della falda e nelle verifiche non porto in conto l'eventuale sottospinta idraulica
- non si tiene conto dei fattori di forma

VERIFICA IN TENSIONI EFFICACI

$$q_{lim} = cN_c + \frac{1}{2}B\gamma_2N_\gamma + \gamma_1DN_q$$

$$\begin{cases} c = c' \\ \varphi = \varphi' \\ \gamma = \gamma' \text{ oppure } \gamma \end{cases} \quad \begin{cases} N_c \\ N_\gamma \\ N_q \end{cases} \quad \text{funzione di } \varphi'$$

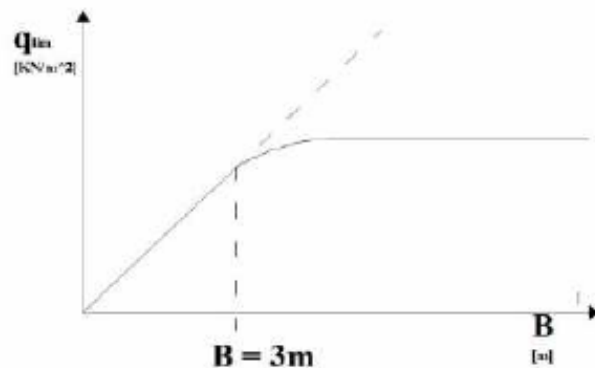
- occorre tenere conto della posizione della falda idrica
- nelle verifiche si porta in conto l'eventuale sottospinta idraulica
- per fondazioni non nastriformi si applicano i fattori di forma

In condizioni di T.E. (Lungo Termine) la q_{lim} è una funzione lineare della larghezza B della fondazione.

In condizioni di T.T. (Breve Termine) questa dipendenza decade.

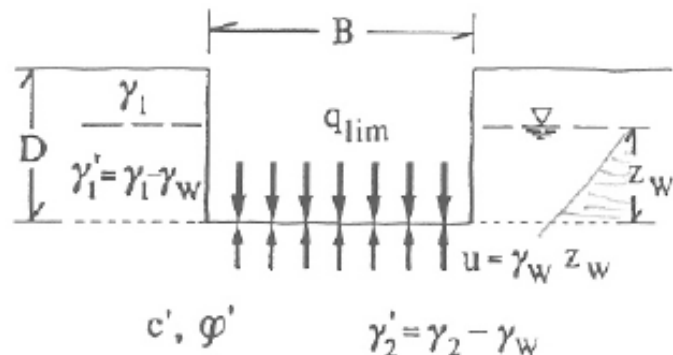
La dipendenza lineare che in T.E. lega la q_{lim} alla dimensione B della fondazione è verificata da Terzaghi solo per $B \leq 3$ m (fondazioni raccolte di piccole dimensioni).

Spesso per $B > 3$ m il meccanismo di rottura ipotizzato da Terzaghi (rottura generale) non è più valido, è infatti probabile che quello mobilitato sia quello di punzonamento.



VERIFICA IN TENSIONI EFFICACI

Falda compresa tra piano campagna e piano di posa



$$q_{lim} = c' N_c + \frac{1}{2} B \gamma'_2 N_\gamma + [\gamma_1 (D - z_w) + \gamma'_1 z_w] N_q$$

In particolare:

Falda al p.c. ($z_w = D$):

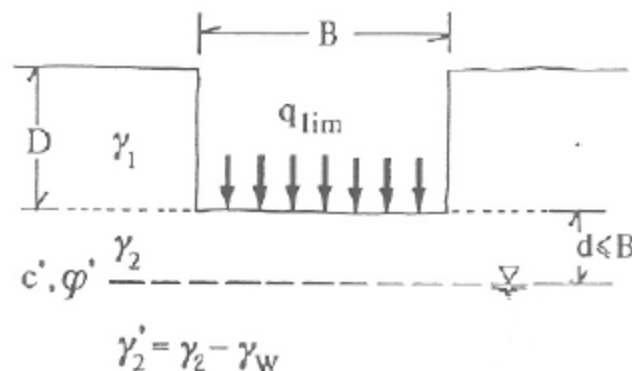
$$q_{lim} = c' N_c + \frac{1}{2} B \gamma'_2 N_\gamma + \gamma'_1 D N_q$$

Falda al piano di posa ($z_w = 0$):

$$q_{lim} = c' N_c + \frac{1}{2} B \gamma'_2 N_\gamma + \gamma_1 D N_q$$

VERIFICA IN TENSIONI EFFICACI

Falda al di sotto del piano di posa

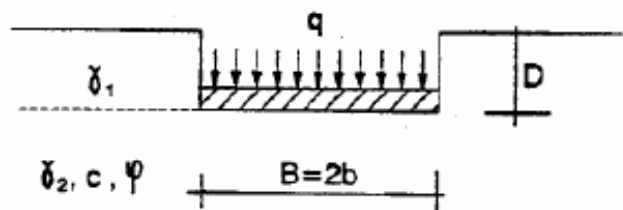


$$q_{lim} = c' N_c + \frac{1}{2} B \left[\gamma_2' + (\gamma_2 - \gamma_2') \frac{d}{B} \right] N_\gamma + \gamma_1 D N_q$$

In particolare:

Terreno asciutto ($d \gg B$):
$$q_{lim} = c' N_c + \frac{1}{2} B \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D N_q$$

Terzaghi - Fattori correttivi per la forma della fondazione



$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

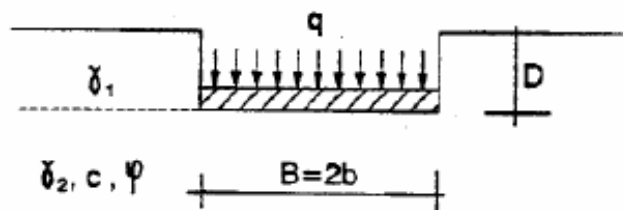
Fondazione	Nastriforme	Circolare	Quadrata
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Per fondazioni rettangolari (con $B < L$): $s_c = s_q = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$



$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}$$

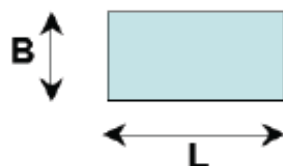
Terzaghi - Fattori correttivi per la forma della fondazione



$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Fondazione	Nastriforme	Circolare	Quadrata
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Per fondazioni rettangolari (con $B < L$): $s_c = s_q = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$



$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}$$

Esercizio n.1: Si determini il lato minimo di un plinto quadrato che verifica un fattore di sicurezza pari a 3 nei confronti della rottura del terreno di fondazione, nel caso esso sia soggetto ad una forza verticale di 300 tonnellate e sia realizzato su un'area totalmente sbancata ($D=0$ e $q=0$) ad una profondità di 5 m. Le caratteristiche del terreno sabbioso sono le seguenti: $\phi': 33^\circ$, $c': 0$, $\gamma: 20 \text{ kN/m}^3$.

Imponendo l'uguaglianza tra la pressione applicata al terreno dalla fondazione e il carico ammissibile nei riguardi della rottura del terreno, si ha:

$$\frac{F}{B^2} = \frac{q_{\text{lim}}}{F_{s,\text{min}}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma}{F_{s,\text{min}}}$$

Da cui:

$$B = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot F \cdot F_{s,\text{min}}}{\gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma}}$$

Per un angolo di attrito di 33° e fondazione quadrata si ha: $N_\gamma = 33$ ed $s_\gamma = 0,8$
 Nel caso la falda fosse assente si avrebbe $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ e, dunque, $B = 3,24 \text{ m}$ per pelo libero della falda coincidente con il piano di posa della fondazione, si avrebbe $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ e di conseguenza $B = 4 \text{ m}$

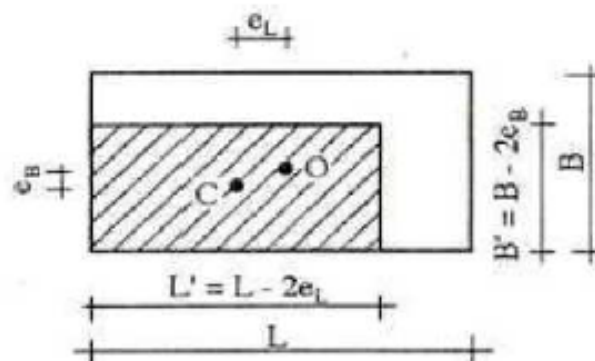
Carico eccentrico

L'ipotesi di carico centrato è aggirata tenendo conto di una fondazione equivalente di dimensioni ridotte $B' \times L'$.

In particolare, per una fondazione a base rettangolare di dimensioni $B \times L$, se la risultante dei carichi trasmessi ha eccentricità e_B nella direzione del lato minore B ed eccentricità e_L nella direzione del lato maggiore L , ai fini del calcolo della capacità portante si terrà conto di una fondazione rettangolare equivalente di dimensioni $B' \times L'$ rispetto alla quale il carico è centrato, essendo:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



Confrontando le equazioni proposte da vari Autori per il calcolo dei fattori di capacità portante si osserva un accordo quasi unanime per i fattori N_c e di N_q , mentre per il fattore N_γ sono state proposte soluzioni diverse.

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(1,4 \cdot \phi) \quad (\text{Meyerhof, 1963})$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Vesic, 1973})$$

Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Il valore dei fattori di capacità portante cresce molto rapidamente con l'angolo di resistenza al taglio. È pertanto molto più importante, per una stima corretta della capacità portante, la scelta dell'angolo di resistenza al taglio che non l'utilizzo di una o l'altra delle equazioni proposte dai vari Autori.

$$N_c, N_q, N_\gamma = f(\phi')$$

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.26	222.31	496.01
49	229.23	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

Tabella 8.14 Fattori di capacità portante (Vesic, 1975).

Esempio

Fondazione di larghezza $B=2\text{m}$ con piano di posa a profondità $D=1.5\text{m}$ con $\gamma=2\text{ t/mc}$

Vediamo come varia la pressione limite al variare della scelta dell'angolo ϕ .

- per $\phi=33^\circ$ $N_\gamma=35$ $N_q=26$

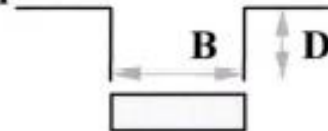
$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q = 35 + 3 \cdot 26 = 113 \text{ t/mq}$$

- per $\phi=38^\circ$ $N_\gamma=78$ $N_q=49$

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q = 78 + 3 \cdot 49 = 225 \text{ t/mq}$$

- per $\phi=42^\circ$ $N_\gamma=155$ $N_q=85$

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q = 155 + 3 \cdot 85 = 410 \text{ t/mq}$$



CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Def. I cedimenti delle fondazioni superficiali sono **gli spostamenti verticali del piano di posa**, e sono il risultato (l'integrale) delle **deformazioni verticali** del terreno sottostante la fondazione.

$$S = \int_0^{z_I} \varepsilon_z(z) dz$$

Def. La profondità z_I , identifica il **volume significativo** rappresenta la profondità superata la quale l'alterazione dello stato di tensione diviene trascurabile

Tali deformazioni sono la conseguenza di un'alterazione dello stato di tensione, che in generale può essere prodotta da:

- 1) lo **scavo** necessario alla realizzazione della fondazione
- 2) il **carico** trasmesso dalla fondazione stessa o da altre fondazioni vicine (comprendente il peso della fondazione e i carichi provenienti dalla sovrastruttura)
- 3) una **variazione delle pressioni interstiziali**, ad esempio per un abbassamento del livello di falda.

2/31

Per stimare i cedimenti è necessario conoscere, entro il volume significativo del terreno di fondazione:

- 1) le **condizioni stratigrafiche**,
- 2) lo **stato tensionale iniziale e finale**,
- 3) le **leggi costitutive tensioni-deformazioni-tempo** per ciascuno dei terreni presenti.

ed il calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali si articola nelle seguenti fasi:

- 1) calcolo delle tensioni litostatiche, σ'_{v0} , e degli incrementi di tensione, $\Delta\sigma_v$, indotti nel sottosuolo;
- 2) scelta delle leggi tensioni-deformazioni-tempo, $\sigma = f(\varepsilon, t)$, e determinazione sperimentale dei parametri rappresentativi per ciascuno degli strati presenti;
- 3) calcolo delle deformazioni verticali, ε_z , e loro integrazione;
- 4) calcolo del decorso dei cedimenti, S , nel tempo

3/31

CEDIMENTI DI FONDAZIONE SU TERRENI COESIVI SATURI

Il **cedimento di una fondazione superficiale** su terreno coesivo saturo si compone di tre parti:

$$S = S_i + S_c + S_s$$

➤ $S_i = \text{cedimento immediato}$: bassa permeabilità \Rightarrow condizioni non drenate
 $\Rightarrow \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \cdot \varepsilon_r = 0$ (in condizioni assial-simmetriche)
 \Rightarrow il cedimento consegue solo a deformazioni di taglio e comporta un **rigonfiamento** ai lati della fondazioni

N.B. In condizioni edometriche (carico con estensione maggiore dello spessore dello strato) $S_i = 0$ (essendo $\varepsilon_r = 0$)

➤ S_c = *cedimento di consolidazione*: le sovrappressioni interstiziali indotte dal carico innescano un processo di consolidazione, durante il quale si riducono i vuoti nel terreno, si hanno quindi deformazioni volumetriche e cedimenti (verticali e radiali) che si accrescono nel tempo fino alla completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali

N.B. In condizioni edometriche la consolidazione è monodimensionale, per carico agente su un'area di ampiezza limitata la *consolidazione è tridimensionale*.

➤ $S_s = \text{cedimento di viscosità}$: a processo di consolidazione terminato (a tensioni efficaci costanti), si possono avere ulteriori deformazioni e quindi cedimenti per viscosità dello scheletro solido (*creep*)

N.B. Per i terreni a grana fine il cedimento di consolidazione rappresenta in genere l'aliquota dominante del cedimento totale; il cedimento secondario o viscoso, salvo casi particolari (torbe o argille organiche) è piccolo e viene trascurato

5/31

CEDIMENTI IMMEDIATI (S_i)

Il cedimento immediato (S_i) si manifesta via via che viene applicato il carico durante la costruzione dell'opera geotecnica, e pertanto spesso è poco temibile

- ✓ può essere recuperato riportando in quota la struttura
- ✓ normalmente precede la messa in opera delle parti più vulnerabili (pavimentazioni, rivestimenti, finiture).

Il cedimento immediato viene di norma calcolato **in termini di tensioni totali in condizioni non drenate** con la **teoria dell'elasticità** (basso valore delle tensioni, e quindi delle deformazioni, indotte dal carico di esercizio).

➤ $S_s = \text{cedimento di viscosità}$: a processo di consolidazione terminato (a tensioni efficaci costanti), si possono avere ulteriori deformazioni e quindi cedimenti per viscosità dello scheletro solido (*creep*)

N.B. Per i terreni a grana fine il cedimento di consolidazione rappresenta in genere l'aliquota dominante del cedimento totale; il cedimento secondario o viscoso, salvo casi particolari (torbe o argille organiche) è piccolo e viene trascurato

5/31

CEDIMENTI IMMEDIATI (S_i)

Il cedimento immediato (S_i) si manifesta via via che viene applicato il carico durante la costruzione dell'opera geotecnica, e pertanto spesso è poco temibile

- ✓ può essere recuperato riportando in quota la struttura
- ✓ normalmente precede la messa in opera delle parti più vulnerabili (pavimentazioni, rivestimenti, finiture).

Il cedimento immediato viene di norma calcolato **in termini di tensioni totali in condizioni non drenate** con la **teoria dell'elasticità** (basso valore delle tensioni, e quindi delle deformazioni, indotte dal carico di esercizio).

La principale fonte di incertezza è comunque derivante dalla scelta dei valori più appropriati dei parametri elastici:

1. Coefficiente di Poisson, ν

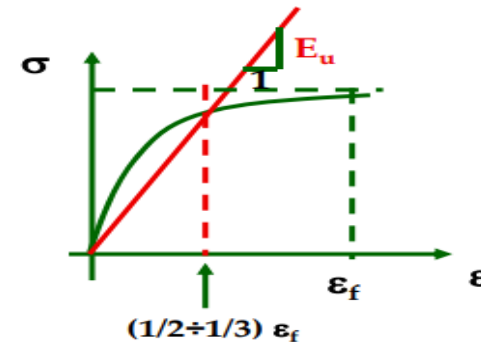
$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{E} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 0 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\nu = \nu_u = 0,5}$$

Legge di Hooke *Terreno saturo* *Condizioni non drenate*

6/31

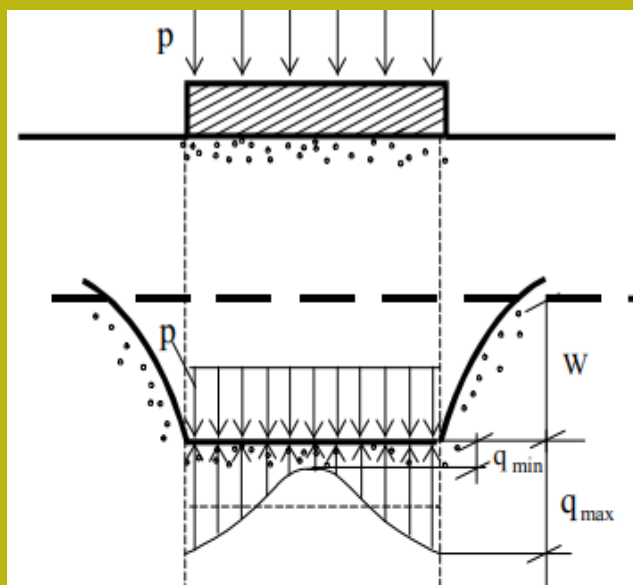
2. Modulo di deformazioni, in condizioni non drenate, E_u

a. Da prove ELL o TXCIU o TXUU

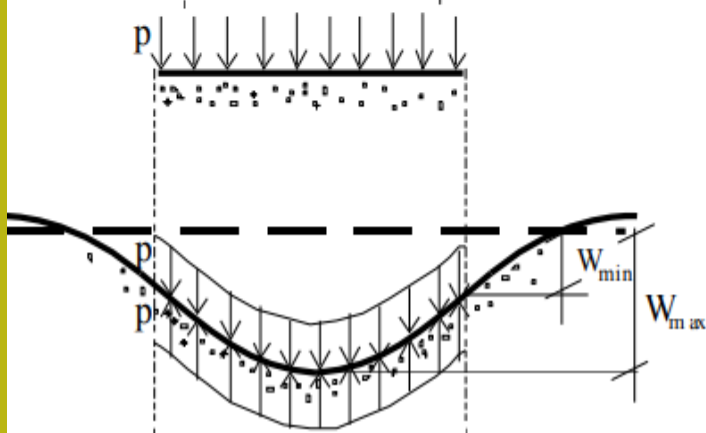


b. Da correlazioni empiriche

OCR	E_u/c_u		
	$I_p < 30$	$30 < I_p < 50$	$I_p > 50$
< 3	800	400	200
$3 \div 5$	500	300	150
> 5	300	200	100

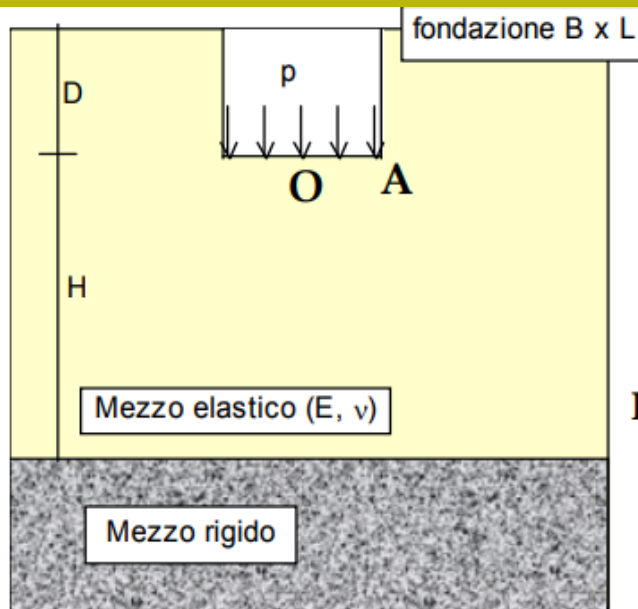


FONDAZIONI RIGIDE



FONDAZIONI FLESSIBILI

Calcolo del cedimento immediato (S_i): fondazione flessibile rettangolare su terreno omogeneo



➔

Fondazione flessibile
($D = 0, H = \infty$)

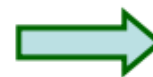
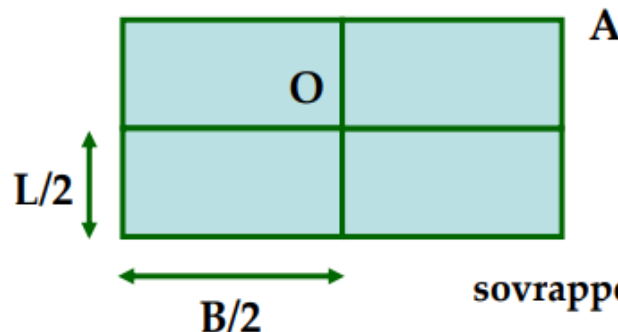
Cedimento allo spigolo (A)

$$s = \frac{p \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s$$

$$\xi = \frac{L}{B}$$

$$I_s = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\ln(\xi + \sqrt{1 + \xi^2}) + \xi \cdot \ln\left(\frac{1 + \sqrt{1 + \xi^2}}{\xi}\right) \right]$$

Cedimento al centro (O)



Principio di
sovrapposizione degli effetti

$$w = 4 \cdot \frac{q \cdot B/2}{\pi} \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot \left[\ln(\xi + \sqrt{1 + \xi^2}) + \xi \cdot \ln\left(\frac{1 + \sqrt{1 + \xi^2}}{\xi}\right) \right]$$

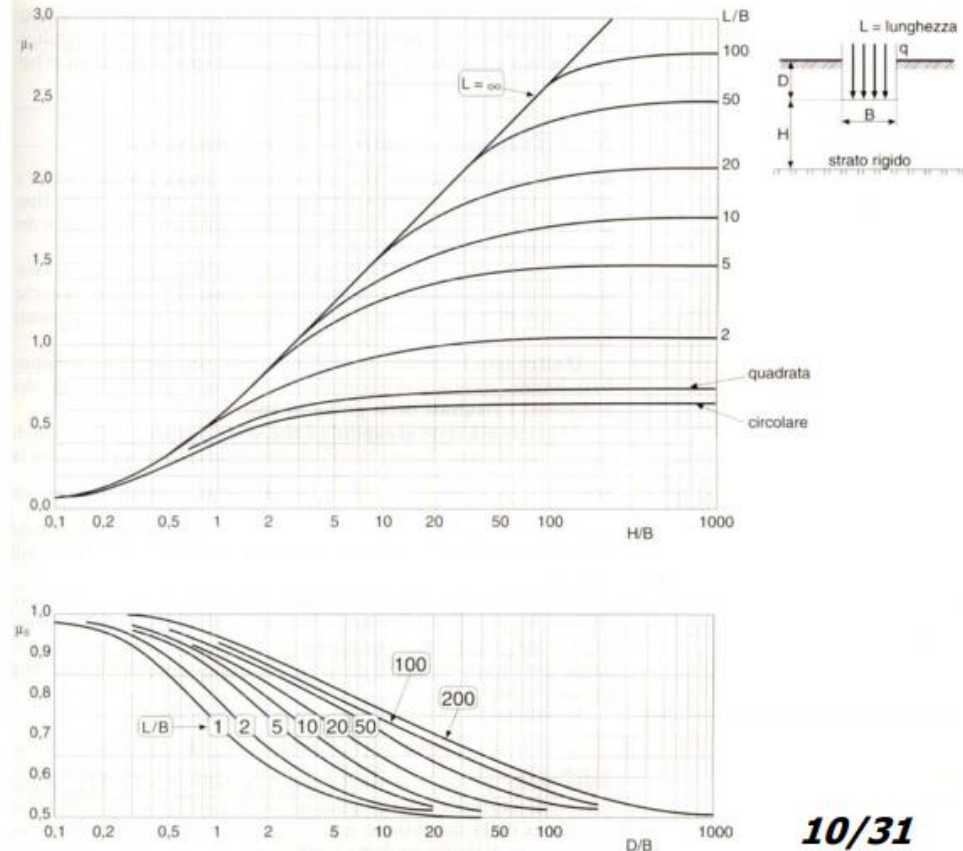
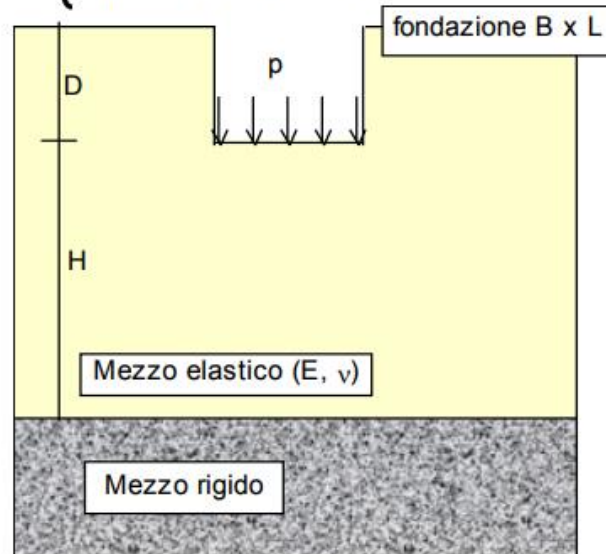
N.B. Se la fondazione è rigida il cedimento può essere assunto in prima approssimazione pari all'80% del cedimento massimo della fondazione flessibile

Calcolo del cedimento immediato (S_i): fondazione flessibile rettangolare su terreno omogeneo saturo ($\nu = \nu_u$; $E = E_u$)

(Jambu, 1956; Christian e Carrier, 1978):

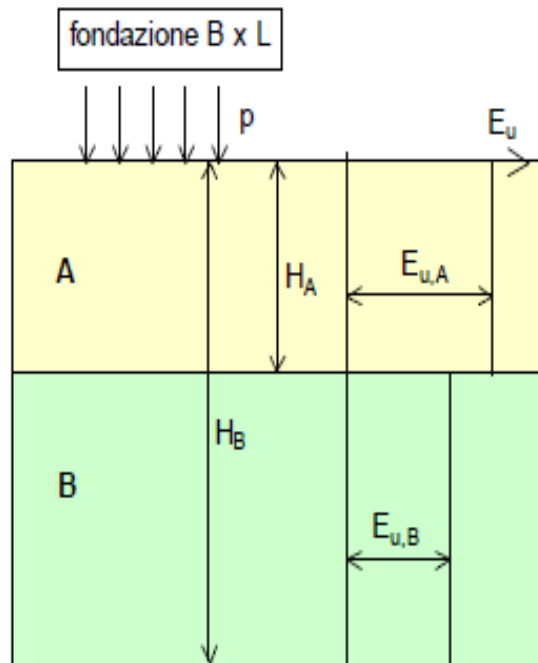
$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E_u}$$

$$\begin{cases} \mu_0 = f(D/B, L/B) \\ \mu_1 = f(H/B, L/B) \end{cases}$$



10/31

Calcolo del cedimento immediato (S_i):
fondazione flessibile rettangolare su terreno stratificato saturo

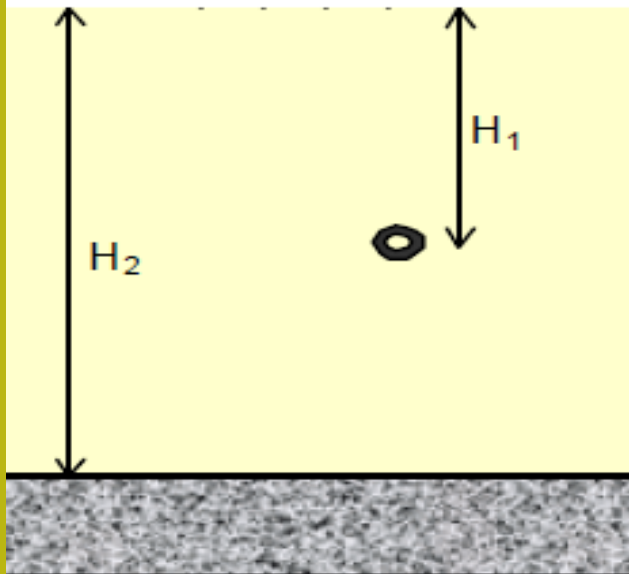


$$S_i = S_{i,A} + S_{i,B}$$

$$S_{i,A} = S_i(H=H_A, E_u = E_{u,A})$$

$$S_{i,B} = S_i(H=H_B, E_u=E_{u,B}) - S_i(H=H_A \text{ e } E_u=E_{u,B})$$

Calcolo del cedimento immediato (S_i):
tubazione interrata in terreno coesivo saturo



$$S_i = S_{i,2} - S_{i,1}$$

$$S_{i,2} = S_i(H=H_2)$$

$$S_{i,1} = S_i(H=H_1)$$

CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE (S_c)

Il *cedimento di consolidazione*, S_c , di una fondazione superficiale su argilla satura dovrebbe essere calcolato tenendo conto delle effettive condizioni al contorno, che in generale non corrispondono alle condizioni edometriche, (ovvero in condizioni di espansione laterale impedita, con filtrazione e deformazioni solo in direzione verticale).

Per motivi di semplicità viene calcolato con il *metodo semplificato di Terzaghi* (1) che si basa sulle ipotesi di consolidazione edometrica, modificando eventualmente il risultato ottenuto con un fattore correttivo empirico per tenere conto delle approssimazioni introdotte (2).

(1) Metodo di Terzaghi

Ipotesi ($H/B \Rightarrow 0$)

1. le deformazioni avvengono solo in direzione verticale, senza contrazioni o espansioni orizzontali ($\epsilon_v = \epsilon_a$; $\epsilon_h = 0$);
2. la sovrappressione dei pori iniziale Δu è pari all'incremento di tensione verticale totale $\Delta \sigma_v$ indotta dai carichi ($\Delta u = \Delta \sigma_v$)

In corrispondenza dell'asse della fondazione si determina:

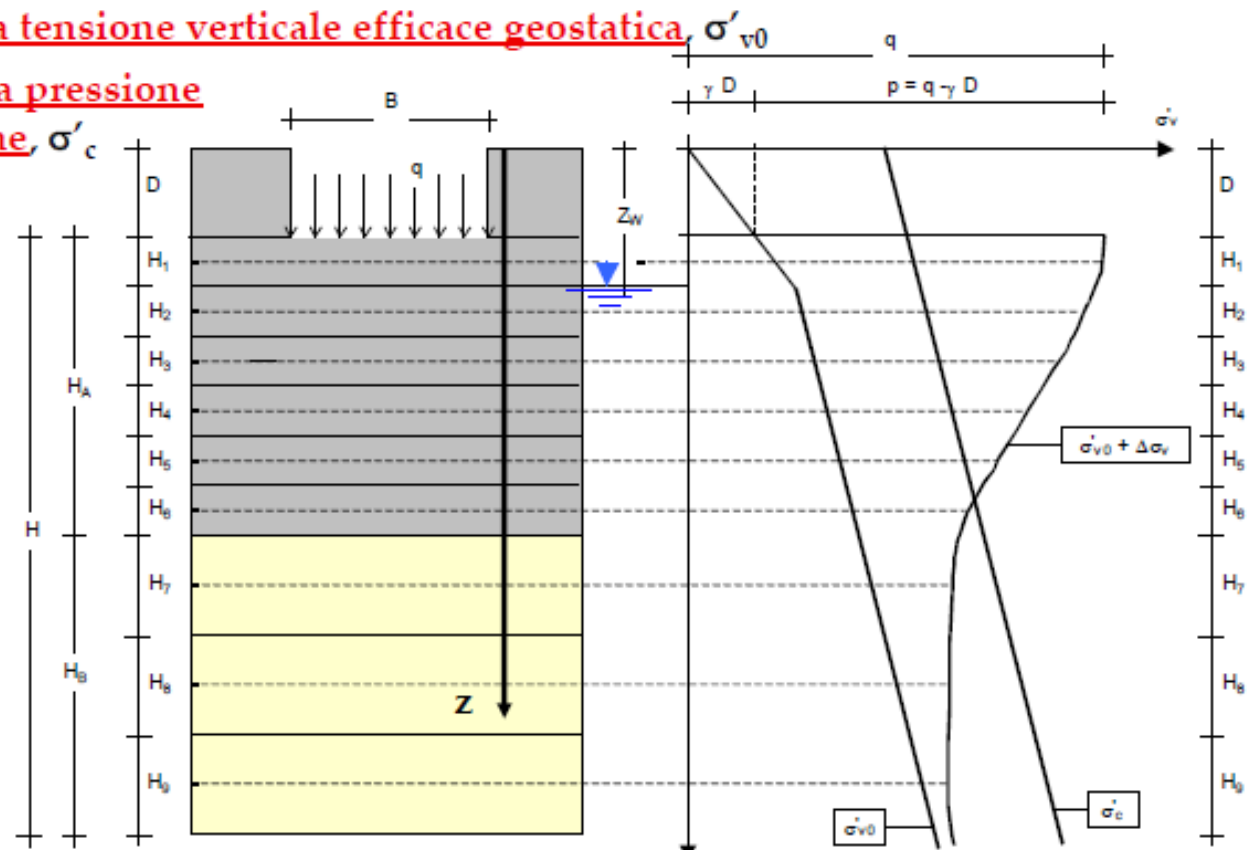
1. il modello geotecnico: strati orizzontali di riferimento e valori medi di γ , e_0 , C_c , C_s (o m_v , a_v , M), nonché la profondità della falda, z_w .

2. Il profilo della tensione verticale efficace geostatica, σ'_{v0}

3. Il profilo della pressione di consolidazione, σ'_c

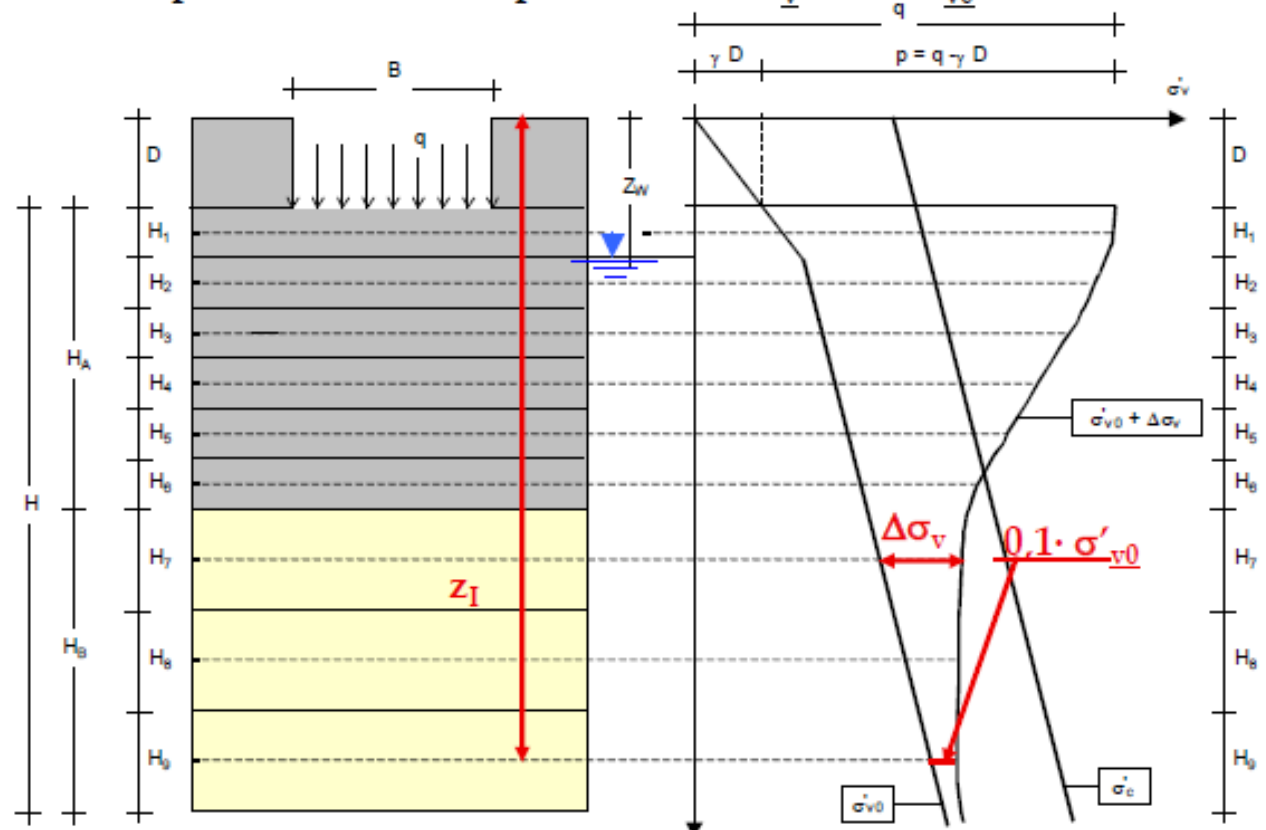
(per terreni NC

$$\sigma'_{v0} = \sigma'_c)$$



4. La pressione verticale media netta alla base della fondazione: $p = q - \gamma D$

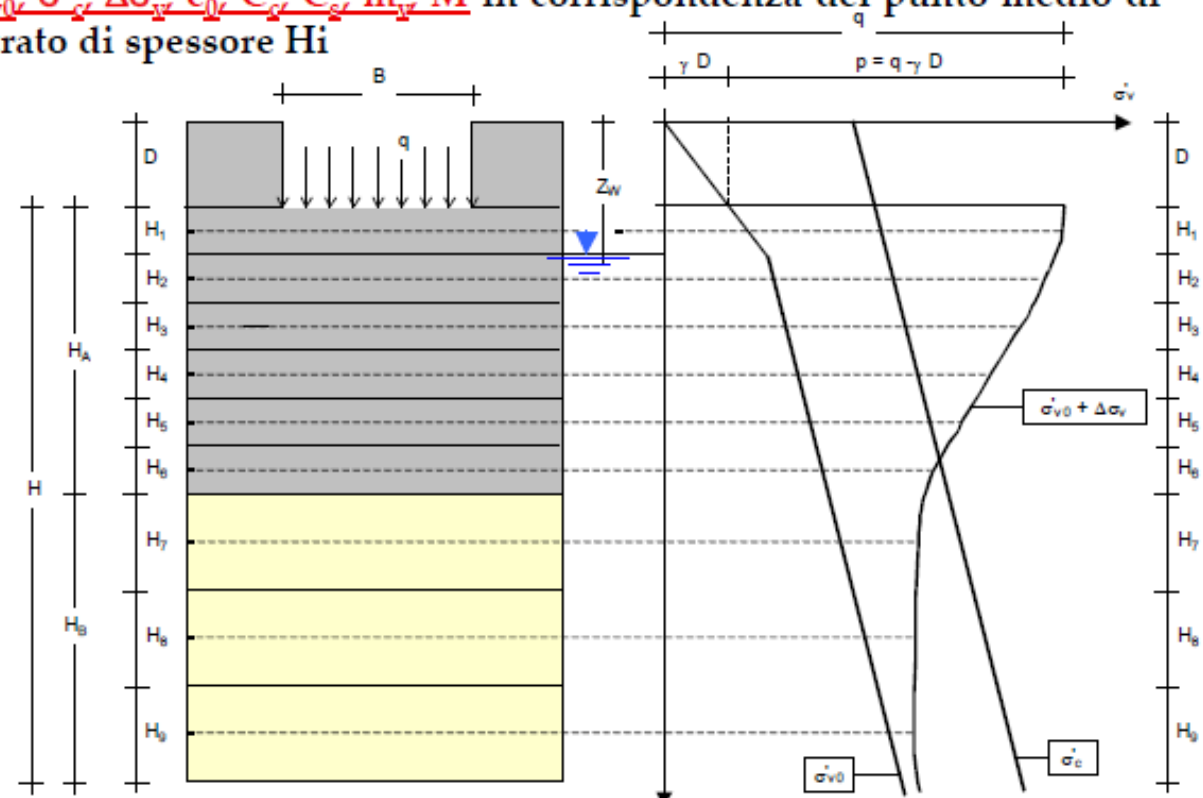
5. Il profilo dell'incremento di tensione verticale, $\Delta\sigma_v$ prodotto dalla pressione p agente sull'area di carico, utilizzando la teoria dell'elasticità, fino alla profondità Z oltre la quale non sono presenti strati compressibili o $\Delta\sigma_v = 0,1 \cdot \sigma'_{v0}$



6. Lo spessore dello strato compressibile, $z_I - D$

7. Lo spessore dei sottostrati, H_i , coincidenti con gli strati orizzontali omogenei oppure ottenuti suddividendo gli strati omogenei di grande spessore

8. I valori di σ'_{v0} , σ'_s , $\Delta\sigma_v$, e_0 , C_s , C_c , m_v , M in corrispondenza del punto medio di ciascuno sottostrato di spessore H_i



9. il cedimento di ogni strato o sottostrato i-esimo:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right) & \underline{\sigma'_c = \sigma'_{v0}} \text{ (terreno N.C.)} \\ \Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right) & \underline{\sigma'_c > \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v} \text{ (terreno O.C.)} \\ \Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot \left[C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_c}\right) \right] & \underline{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_c > \sigma'_{v0}} \text{ (terreno O.C.)} \end{array} \right.$$

oppure:

$$\Delta H_i = H_i \cdot \frac{\Delta\sigma_v}{M} = H_i \cdot m_v \cdot \Delta\sigma_v$$

10. il cedimento di consolidazione edometrico di tutto lo strato compressibile H:

$$S_{ed} = \sum \Delta H_i$$

(2) Correzione di Skempton-Bjerrum

Poiché il terreno sottostante la fondazione non è confinato lateralmente,
 $\Rightarrow \Delta u < \Delta \sigma$

Poiché le deformazioni per consolidazione sono dovute alla riduzione di volume derivante dal dissiparsi delle sovrappressioni interstiziali

$\Rightarrow S_c < S_{c,edo}$

Skempton-Bjerrum (1957)

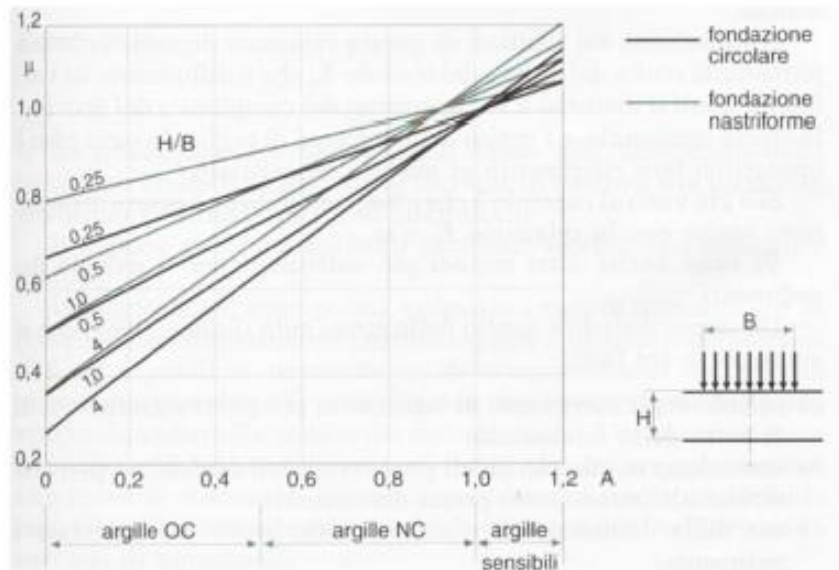
$$S_c = \mu \cdot S_{ed}$$

dove:

$\mu = f(H/B, A, OCR, \text{forma})$

N.B. Per $H/B \rightarrow 0$ oppure per argille NC con $A > 1$

$\mu \rightarrow 1$ e $S_c \rightarrow S_{ed}$



Da quanto finora detto risulta che il cedimento totale di una fondazione superficiale su terreno a grana fine può essere stimato con la relazione:

$$S = S_i + S_c = S_i + \mu \cdot S_{ed}$$

In particolare:

- per <u>argille NC</u>	$\begin{cases} S_i / S \cong 0.1 \\ S_c \cong S_{ed} (\mu \cong 1) \end{cases}$	\Rightarrow	$S = 1.1 \cdot S_{ed}$
- per <u>argille OC</u>	$\begin{cases} S_i / S \cong 0.6 \\ S_c \cong 0.4 \cdot S_{ed} (\mu \cong 0.4) \end{cases}$	\Rightarrow	$S = S_{ed}$

CEDIMENTI DI FONDAZIONI SU SABBIE

Considerata la natura granulare dei terreni incoerenti, i cedimenti:

- **sono di modesta entità** (raramente superiore a 4 cm), tranne che nel caso di carichi dinamici (vibrazioni, terremoti);
- **sono immediati** (le condizioni di carico sono drenate);
- **si esauriscono durante la costruzione**, salvo quando il carico accidentale non sia molto superiore al carico permanente;
- **sono di difficile determinazione** (sono stati proposti molti metodi la maggior parte dei quali empirici o semi-empirici, basati cioè sull'osservazione di un certo numero di casi reali, nessuno dei quali può considerarsi accurato e affidabile);
- **sono stimati con metodi di calcolo basati sui risultati di prove in sito**, poiché è molto difficile ottenere campioni indisturbati di sabbia

I metodi attualmente più accreditati sono:

- ❑ il **metodo di Schmertmann** (1970-1978) basato su prove CPT
- ❑ il **metodo di Burland e Burbridge** (1985) basato su prove SPT

CEDIMENTI DI FONDAZIONI SU SABBIE

Considerata la natura granulare dei terreni incoerenti, i cedimenti:

- **sono di modesta entità** (raramente superiore a 4 cm), tranne che nel caso di carichi dinamici (vibrazioni, terremoti);
- **sono immediati** (le condizioni di carico sono drenate);
- **si esauriscono durante la costruzione**, salvo quando il carico accidentale non sia molto superiore al carico permanente;
- **sono di difficile determinazione** (sono stati proposti molti metodi la maggior parte dei quali empirici o semi-empirici, basati cioè sull'osservazione di un certo numero di casi reali, nessuno dei quali può considerarsi accurato e affidabile);
- **sono stimati con metodi di calcolo basati sui risultati di prove in sito**, poiché è molto difficile ottenere campioni indisturbati di sabbia

I metodi attualmente più accreditati sono:

- ❑ il **metodo di Schmertmann** (1970-1978) basato su prove CPT
- ❑ il **metodo di Burland e Burbridge** (1985) basato su prove SPT

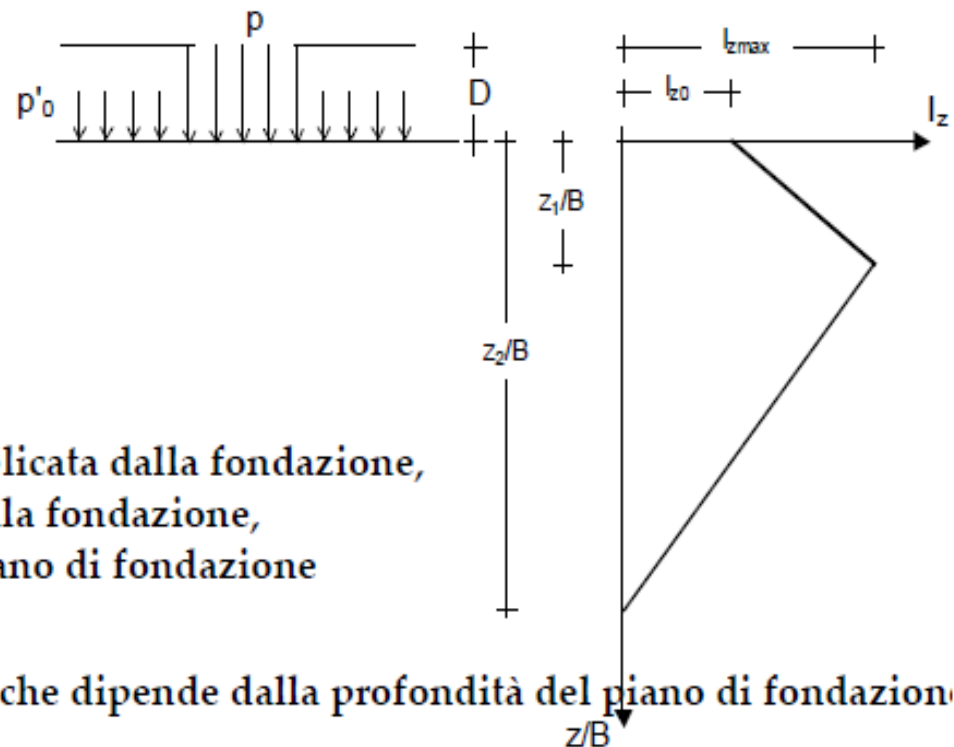
METODO DI SCHMERTMANN

Il *metodo di Schmertmann* consente di stimare il cedimento di fondazioni superficiali su sabbia utilizzando il profilo di resistenza penetrometrica di punta, q_c , di una prova CPT.

$$S = \frac{C_1 \cdot C_2}{C_3} \cdot \Delta p \cdot \sum_0^{z_2/B} \frac{I_z \cdot \Delta Z}{q_c}$$

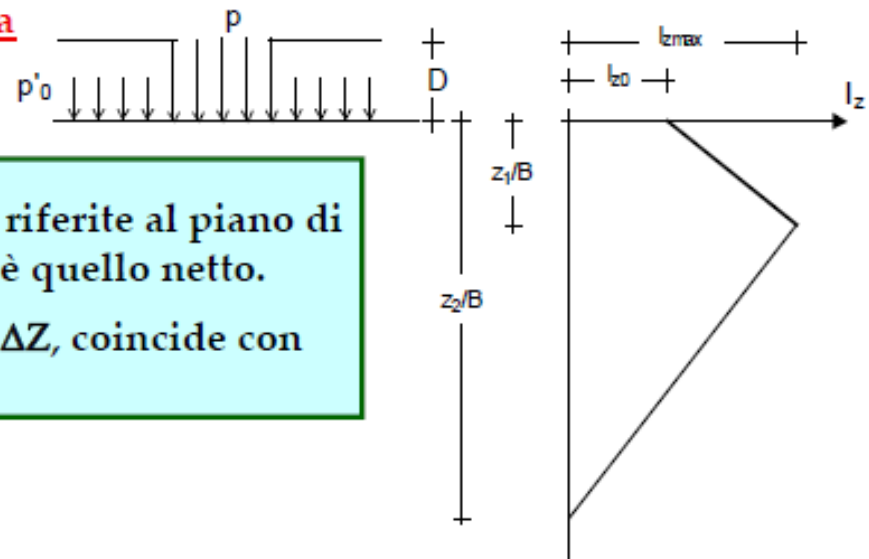
dove:

- $\Delta p = p - p'_0$ è la pressione media netta applicata dalla fondazione,
- p è la pressione trasmessa dalla fondazione,
- p'_0 è la pressione efficace al piano di fondazione
- $C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{p'_0}{\Delta p} \geq 0,5$ è un fattore che dipende dalla profondità del piano di fondazione
- $C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log_{10} 10t$ è un fattore di viscosità (t = anni dalla fine della costruzione),
- C_3 è un fattore che dipende dalla forma dell'area di carico.



Per quanto riguarda l'integrale (sommatoria):

- I_z è un fattore di influenza della deformazione verticale media che varia linearmente tra il piano di posa, dove vale I_{z0} , e la profondità d'influenza normalizzata, z_1/B , dove è nullo, con un massimo, I_{zmax} , alla profondità z_1/B .
- ΔZ è lo spessore del sottostrato in cui lo strato di terreno di fondazione, di spessore z_2/B , viene suddiviso di terreno, che al limite può coincidere con l'intervallo di campionamento della prova $+B+$
- q_c è la resistenza di punta media dello strato Δz (da prova CPT)



N.B. 1. Le profondità sono sempre riferite al piano di posa, così come il carico trasmesso è quello netto.
2. Lo spessore minimo degli strati, ΔZ , coincide con l'intervallo d misura.

Per determinare i valori degli altri parametri:

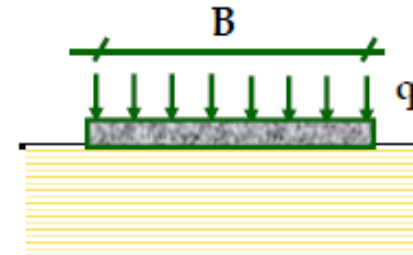
<i>Forma dell'area di carico</i>	<i>Striscia ($B/L = 0$)</i>	<i>Quadrato ($B/L = 1$)</i>	<i>Rettangolo ($0 < B/L < 1$)</i>
I_{z0}	0,2	0,1	$0,2 - 0,1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
$\frac{z_1}{B}$	1	0,5	$1 - 0,5 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
$\frac{z_2}{B}$	4	2	$4 - 2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
C_3	3,5	2,5	$3,5 - \left(\frac{B}{L}\right)$

METODO DI BURLAND E BURBRIDGE

Il *metodo di Burland e Burbridge* per la stima del cedimento di fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) a partire dai risultati di prove SPT si basa su un'analisi statistica di un grande numero casi osservati.

1) Per sabbie NC, il cedimento immediato vale:

$$S_i = f_s \cdot f_l \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$



dove:

- q è la pressione trasmessa dalla fondazione,

- B e L le dimensioni in pianta della fondazione

- $f_s = \left[\frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right]^2$ è un fattore di forma della fondazione, $\begin{cases} \text{quadrata } (L/B = 1) \Rightarrow f_s = 1 \\ \text{nastri. } (L/B = \infty) \Rightarrow f_s = 1.25 \end{cases}$

- $f_l = \begin{cases} \frac{H_s}{Z_I} \cdot \left(2 - \frac{H_s}{Z_I} \right) & \text{per } Z_I \geq H_s \\ 1 & \text{per } Z_I < H_s \end{cases}$ è un fattore di profondità,

$Z_I = B^{0,763}$ è la profondità d'influenza, H_s è lo spessore dello strato di sabbia

- $I_c = \frac{1,71}{N^{1,4}}$ è un indice di compressibilità funzione del valore medio, dell'indice della prova SPT:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

oppure:

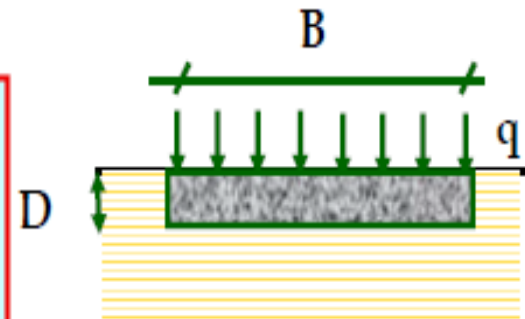
$$\begin{cases} N' = 15 + 0,5 \cdot (N_{SPT} - 15), & \text{per sabbie molto fini o limose sotto falda} \\ N' = 1,25 \cdot N_{SPT} & \text{per ghiaie o sabbie ghiaiose} \end{cases}$$

calcolato entro la profondità d'influenza, Z_I , se l'indice cresce o è costante con la profondità, altrimenti entro la profondità $2B$.

N.B. In questo caso, la fondazione si intende senza scavo ($D = 0$) e le profondità sono riferite al p.c.

2) Per sabbie OC o poste alla base di uno scavo, il cedimento immediato della fondazione vale:

$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} \quad \text{se } q < \sigma'_{v0}$$
$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot \frac{I_c}{3} + (q - \sigma'_{v0}) \cdot I_c \right] \cdot B^{0,7} \quad \text{se } q > \sigma'_{v0}$$



compressibilità di terreno OC è 1/3 di quella dello stesso terreno NC

N.B. A favore di sicurezza, anche per terreni OC si assume la formula valida per terreni NC (tranne che in presenza di uno scavo)

Il cedimento totale, S , che tiene conto anche degli effetti viscosi, vale:

$$S = S_i \cdot f_t$$

dove:

$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log_{10} \frac{t}{3}$ è un fattore di viscosità del terreno (t = anni dalla fine della costruzione, $t \geq 3$),

Condizioni di carico	R_3	R_t
Carichi statici	0,3	0,2
Carichi ciclici	0,7	0,8

26/31

OSSERVAZIONI

- 1) Un cedimento uniforme non determina variazioni nello stato tensionale della struttura in elevazione (possono essere tollerati anche cedimenti elevati purché compatibili con la funzionalità dell'opera).
- 2) Movimenti di rotazione rigida e cedimenti differenziali alterano le sollecitazioni nella struttura e sono quindi più pericolosi per l'integrità dell'opera.
- 3) In genere, poiché il cedimento differenziale aumenta al crescere del cedimento assoluto, spesso si pongono limitazioni al cedimento assoluto, di meno incerta determinazione, ed in tal modo ci si garantisce anche rispetto al cedimento differenziale.
- 4) I valori ammissibili dei diversi parametri che definiscono i cedimenti assoluti e differenziali sono proposti da vari Autori in grafici e tabelle, su base statistica.

In generale si può dire che:

- sono ammissibili cedimenti maggiori su argilla che su sabbia (avvengono più gradualmente nel tempo e permettono alla struttura di adeguarsi);
- gli edifici intelaiati sopportano meglio i cedimenti differenziali degli edifici di muratura portante (più rigidi e fragili);
- i muri portanti sopportano meglio deformazioni angolari con concavità verso l'alto che verso il basso;
- le strutture lunghe sopportano meglio le inflessioni relative

Le nuove NTC18 a cui seguirà la circolare esplicativa, hanno apportato delle importanti modifiche per la Geotecnica sia in ambito statico (*capitolo 6*) che sismico (*capitolo 7*) .

AMBITO STATICO

Si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per la tipologia di opera,

- **Approccio 2** (A1+M1+R3), per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno;*
- **Approccio 1** per tutte le altre opere.*

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: A1+M1+R3.

Approccio 1 → Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Approccio 1 → Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Approccio 2 → Combinazione 1 (A1+M1+R3)

La resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: A1+M1+R3.

*Per le opere che prevedono **verifiche SLU** con l'**Approccio 1** (ad esempio, le paratie) è stato chiarito quando utilizzare la combinazione 1 e quando la combinazione 2.*

Combinazione 1 (A1+M1+R1): *per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura (si tratta di verifiche tipicamente strutturali).*

Combinazione 2 (A2+M2+R2): *per le analisi che analizzano il meccanismo di collasso. Si tratta delle verifiche geotecniche (ad esempio, per le paratie libere o con un livello di ancoraggio, quelle verifiche che prevedono un cinematismo di rotazione. Per le paratie multiancorate quelli che prevedono meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali).*

*Tutta la parte statica è **in linea** con la parte normativa esistente (**Eurocodice 7**), infatti i cambiamenti effettuati corrispondono alle parti dell'Eurocodice in cui era data la facoltà al Paese di pertinenza di attuare i propri coefficienti.*

AMBITO SISMICO

Eliminazione dei coefficienti parziali di sicurezza

*In tutte le verifiche geotecniche, verifiche sismiche, sono stati **eliminati** (portati ad 1.00) i coefficienti parziali di sicurezza sui parametri di resistenza del terreno.*

*Sono stati **rivisti** i coefficienti di riduzione delle accelerazioni massime per alcune opere.*

*Si è operato sui coefficienti β di riduzione dell'azione sismica per le verifiche dei muri di sostegno, si indica un coefficiente pari a:
0.38 per lo Stato Limite di Salvaguardia della vita;
0.47 per lo Stato Limite di Danno.*

*La **Norma** specifica, per i muri che non sono liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β assume valore unitario.*

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

ABROGATO!

	Configura di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,29
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per le **paratie (§6.5.2.2)** è stata introdotta una modifica al modello geometrico di riferimento che prevede che la quota di progetto dello scavo, H_d , sia inferiore a quella di scavo (H) e pari alla somma tra quest'ultima e il minimo tra 0.5m, il 10% dell'altezza di scavo (per paratie a sbalzo) e il 10% della distanza (T) tra fondo scavo e punto di applicazione del tirante (per paratie tirantate). **$H_d = H + \min(0.5m, 0.1T, 0.1H)$.**

Sempre nel cap. 6, è stato poi introdotto un apposito paragrafo sui **pali in gruppo (6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata)** in cui viene definita la resistenza caratteristica della palificata che deve essere calcolata come somma delle resistenze caratteristiche dei singoli pali, tenendo conto, però, di eventuali effetti riduttivi di gruppo; effetti, che a loro volta, sono funzione di geometria, tipologia di palo e tipo di terreno.

*Un ulteriore aspetto che è stato meglio puntualizzato riguarda **le fondazioni miste (§6.4.3.3)** nel cui ambito i pali possono svolgere la funzione di piena partecipazione alla stabilità globale e alla capacità portante ultima o avere funzione di soli riduttori di cedimenti.*

*Infine al **§6.3 (stabilità dei pendii naturali)** è stata posta maggiore attenzione alla reale efficacia dei provvedimenti atti a migliorare la stabilità dei versanti e viene in proposito previsto **che il progetto degli interventi di stabilizzazione, oltre a comprendere la descrizione completa dell'intervento, debba essere corredato da un piano di monitoraggio e da un significativo piano di gestione e controllo dell'efficacia. Inoltre il progettista è tenuto a quantificare l'entità del miglioramento apportato dai provvedimenti in progetto sulle condizioni di sicurezza del pendio nonché a definire i criteri per verificarne il raggiungimento.***

*In particolare al §3.2.2. (categorie di sottosuolo e condizioni topografiche), dove vengono definite le categorie di sottosuolo che consentono l'analisi di risposta sismica locale semplificata, il solo indicatore di riferimento per la classificazione sismica dei litotipi rimane la **velocità delle onde di taglio, V_s** , ma essa va **determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico.***

Le norme consentono, in alternativa, la definizione del profilo V_s mediante il ricorso a correlazioni empiriche “di comprovata affidabilità” ma solo in subordine, attribuendo, di fatto, un diverso e inferiore rango a queste metodologie per la determinazione di V_s .

*Sono state inoltre riviste le categorie di sottosuolo per le quali è possibile il ricorso all'approccio semplificato nella determinazione della risposta sismica locale, **eliminando le categorie aggiuntive S1 e S2** e mantenendo le categorie A,B,C,D,E; è stato infine eliminato un “buco” nella classificazione, presente nelle NTC08, ridefinendo la categoria di sottosuolo E.*

*La maggiore novità contenuta nel §7.11 riguarda invece le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche per le quali i **coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono stati entrambi posti pari a 1.***

Sono inoltre state introdotte le indicazioni sulle verifiche sismiche per i rilevati e i fronti di scavo (§7.11.4) che vanno trattati in coerenza con quanto specificato per i pendii naturali e per i quali l'azione sismica viene ricavata in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile.

*In mancanza di studi specifici le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente vengono espresse ancora come $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, adottando però valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, **b_s , pari a 0.38 per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)***

*Medesimi valori di b_s , pari a 0.38 per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD), sono da adottarsi per la riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito nelle verifiche di stabilità dei **muri di sostegno (§7.11.6.2)**; in questo caso b_s viene incrementato del 50% per le verifiche al ribaltamento.*

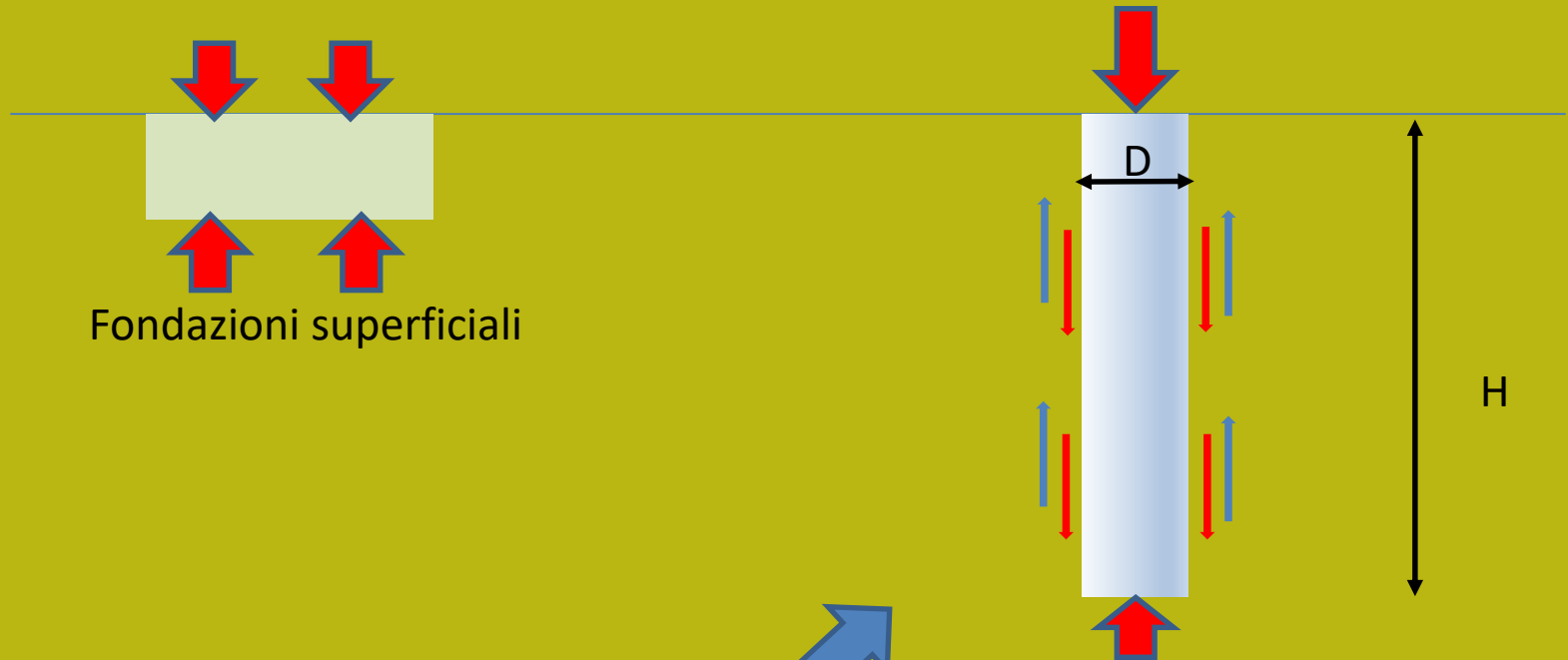
*Novità infine anche per le fondazioni superficiali (§7.11.5.3.1) per le quali, se l'effetto dell'azione inerziale del volume significativo di terreno viene calcolato e messo in conto esplicitamente (anziché impiegando le azioni pseudostatiche equivalenti) il valore del coefficiente di resistenza g_R per la fondazione può essere assunto **pari a 1.8 anziché 2.3**.*

Parte II

Fondazioni Profonde : modello del sottosuolo e progetto geotecnico

principio del trasferimento del carico, capacità portante assiale (punta e laterale) su suoli e/o Roccia, capacità portante per carichi laterali, calcolo dei cedimenti e deformazioni (su suolo e/o roccia). Lineamenti di Fondazioni speciali (paratie, tiranti, pozzi). Principi progettuali NTC2018,

DEFINIZIONE CAMPO DI APPLICAZIONE



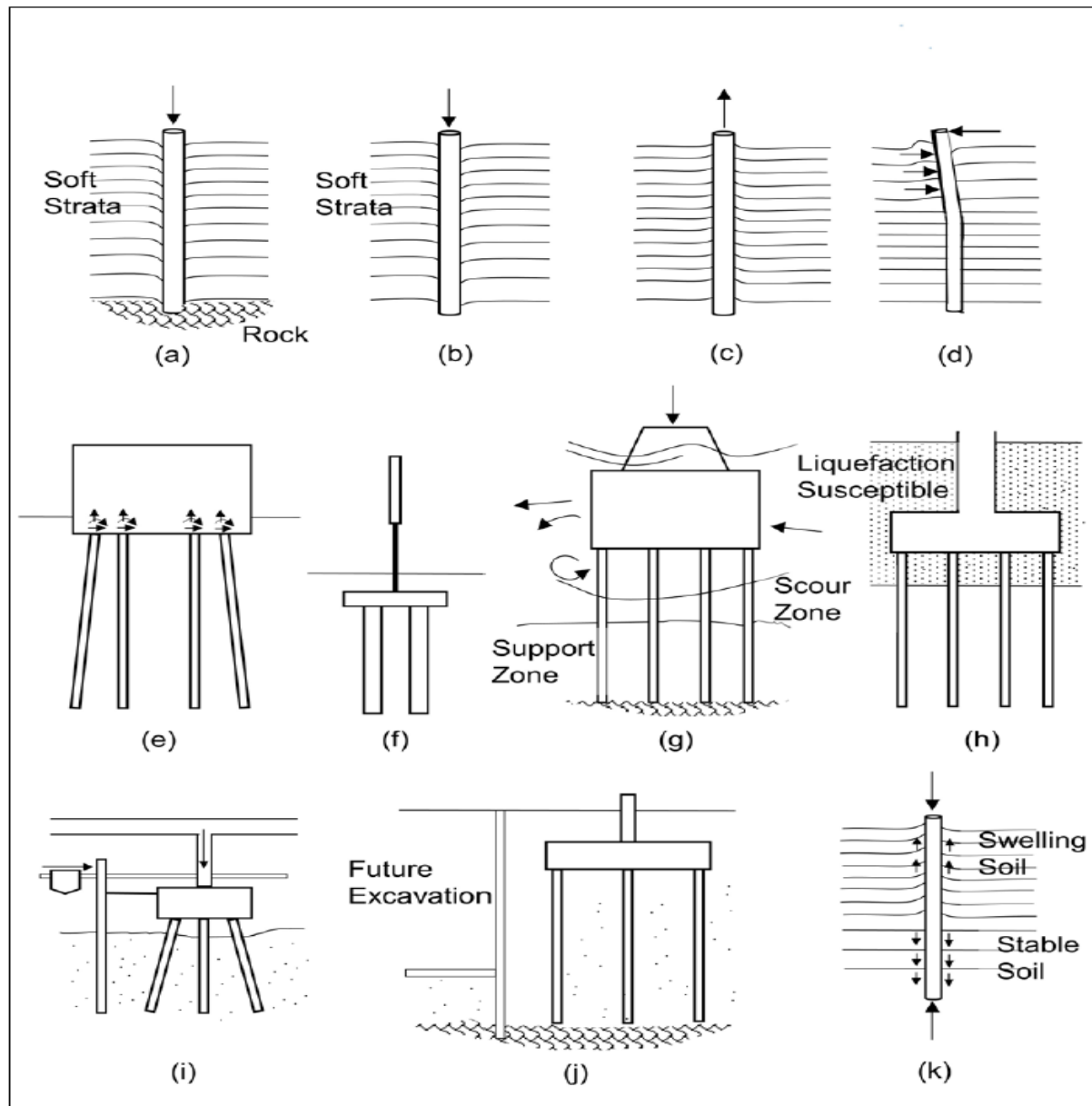
Fondazioni superficiali

Nel caso delle fondazioni profonde gli attriti laterali sono importanti per la definizione della capacità portante e nel calcolo delle deformazioni prodotte dal carico.

$H/D > 10$

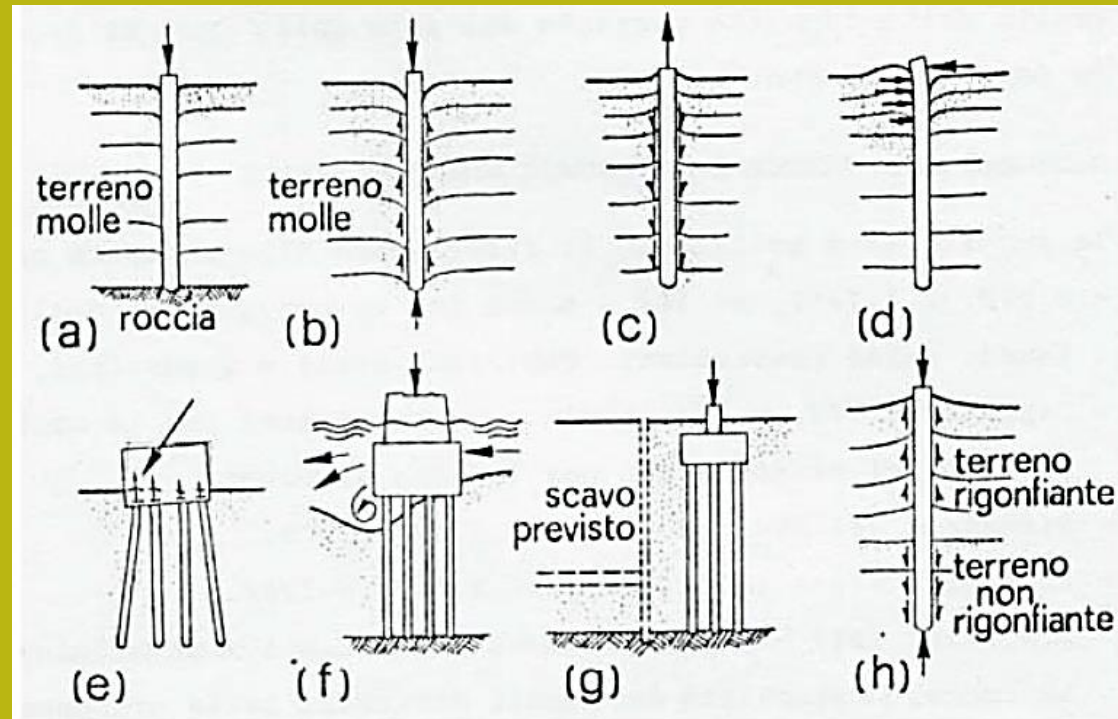
Fondazioni profonde
Secondo Terzaghi

Situazioni in cui si usano le fondazioni profonde



da Vesic (1977)

Situazioni in cui si usano le fondazioni profonde



Da Facciorusso et al. (2011)

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

TIPOLOGIE DI FONDAZIONI PROFONDE

Classificazione in base al diametro

- **$D < 0.30$ m, Micropali**
- **$0.3 \text{ m} < D < 0.6-0.8$ m, Diametro medio**
- **$D > 0.6-0.8$ m, Grande diametro**

Classificazione in base al materiale

- **Acciaio**
 - **Calcestruzzo armato**
 - **Legno**
 - **PVC**
 - **Acciaio+PVC**
-  *Nuove tipologie usate per consolidamenti superficiali*

Classificazione in base alla tecnica costruttiva

- **Infissi (senza asportazione di terreno , prefabbricati)**
- **Infissi e gettati in opera (palo Francki)**
- **Tivellati (con asportazione di terreno)**
- **Trivellati a elica (con asportazione parziale di terreno)**

FASI PROGETTAZIONE FONDAZIONI SU PALI*

- 1) Raccolta di prove geologiche ogni altra disponibile Informazione sul sottosuolo; pianificazione, esecuzione e interpretazione di siti e ricerche di laboratorio sul sottosuolo; sviluppo di una caratterizzazione geotecnica del Sottosuolo;
- 2) Determinazione della grandezza, natura e distribuzione dei carichi esercitati dalla struttura sulla fondazione. Carichi permanenti o temporanei anche indotti da macchianri o da effetti sismici, o moto ondoso in zone costiere
- 3) Scelta del tipo di fondazione;
- 4) Determinazione della capacità portante del palo singolo o del gruppo di pali di fondazione assumendo un carico di servizio con un certo margine di sicurezza contro il collasso;
- 5) Previsione del cedimento totale e differenziale della fondazione; valutando la sua ammissibilità tenendo conto delle caratteristiche statiche e funzionali della struttura. Se il criterio di ammissibilità non è soddisfatto, cambiare il carico di servizio e/o lo schema di fondazione;
- 6) valutazione dello stress nella fondazione e progetto strutturale complessivo
- 7) Definizione delle tecniche di installazione;
- 8) valutazione del costo, anche per una valutazione tra possibili alternative

*Da Viggiani 2012 (semplificato)

DIFFERENZE TRA 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

Da Facciorusso et al. (2011)

Table 5-1 Field and Laboratory Tests for Geomaterial Parameter Determination

Design Parameter or Information Needed	Cohesionless Soil	Cohesive Soil	Rock
Subsurface Stratigraphy	Drilling and Sampling; SPT, CPTu, CPT; Geophysical methods	Drilling and Sampling; SPT, USS, CPTu, CPT, DMT; Geophysical methods	Drilling and Sampling; Rock Core Logging
Groundwater Conditions	Well / Piezometer	Well / Piezometer	Well / Piezometer
Classification	USCS Group	USCS Group	Rock Type
Gradation	Sieve Analysis	Sieve Analysis Hydrometer Analysis	N/A
Atterberg Limits	N/A	Liquid Limit Plastic Limit	N/A
Moisture Content, w	Wet and Oven-Dried Weights	Wet and Oven-Dried Weights	Lab
Unit Weight, γ	SPT, DMT	USS-Lab	USS-Lab
Sensitivity	N/A	VST, USS-Lab	N/A
RQD and GSI	N/A	N/A	Rock Core Recovery and Logging
Effective Stress Friction Angle, ϕ'	SPT, CPTu, CPT, DMT	CD or CIU triaxial on USS	Correlate to GSI
Undrained Shear Strength, s_u	N/A	UU, CIU and UC on USS, VST, CPT	N/A
Preconsolidation Stress, σ_p	SPT, CPT	Consolidation test, DMT, CPTu, CPT	N/A
Elastic Modulus of Soil, E_s	SPT, CPT, PMT, DMT; correlate with Index Properties	DMT, PMT, Triaxial Tests; correlate with Index Properties	N/A
Unconfined Compressive Strength, q_u	N/A	N/A	UC on Rock Core
Modulus of Intact Rock, E_r	N/A	N/A	Compression Test on Rock Core
Rock Mass Modulus, E_m	N/A	N/A	Correlate to GSI and q_u or E_r ; PMT

Caratterizzazione geotecnica parametri base per i geomateriali

Ai fini della progettazione di fondazioni profonde ...e non solo. da Hanninigan et al. (2016)

CD – Consolidated Drained Triaxial Test (Section 5.2)

CIU – Consolidated Undrained Triaxial test with pore pressure measurements (Section 5.2)

CPT – Cone Penetration Test (Section 5.1.2)

CPTu – Cone Penetration Test with pore water pressure measurements (Section 5.1.2)

CU – Consolidated Undrained Triaxial Test (Section 5.2)

DMT – Dilatometer Test (Section 5.1)

GSI – Geological Strength Index

PMT – Pressuremeter Test (Section 5.1)

RQD – Rock Quality Designation Test (Section 4.2)

SPT – Standard Penetration Test (Section 5.1.1)

UU – Unconsolidated, Undrained Triaxial Test (Section 5.2)

UC – Unconfined Compression Test (Section 5.2)

USS – Undisturbed soil sample (Section 4.2)

USCS – Unified Soil Classification System

VST – Vane Shear Test (Section 5.1.3)

Table 5-2 Summary of In-Situ Methods

In-Situ Test	Information Obtained for Pile Foundation Design in Appropriate Soil Types	Advantages	Disadvantages
Standard Penetration Test (SPT) ASTM D1586	Collection of soil samples to confirm subsurface soil type. Correlations for determination of in-situ density, liquefaction susceptibility, and friction angle of sands, undrained shear strength of clays. Best suited for sand, silt, and clay materials. Not suitable in large gravel, rubble, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Simple test. 2. Can retrieve samples to confirm soil type. 3. Equipment is widely available. 4. Correlations available for estimating soil parameters. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Operator and equipment dependent. 2. Samples are disturbed. 3. Cannot evaluate in-situ pore pressure. 4. Accuracy of estimated soil parameters.
Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurements (CPTu) ASTM D5778	Continuous evaluation of subsurface stratigraphy. Correlations for determination of in-situ density and friction angle of sands, undrained shear strength of clays, and liquefaction susceptibility. Best suited for sand, silt, and clay materials. Not suitable in gravel, rubble, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cone can be considered as a model pile. 2. Quick and simple test. 3. Can reduce number of borings. 4. Relatively operator independent. 5. Pore pressure measurements can be used to assess soil setup effects. 6. Can help determine if penetration is drained or undrained. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Does not provide soil samples. 2. Should be used in conjunction with soil borings in an exploration program. 3. Local correlations can be important in data interpretation. 4. Location and saturation of porous filter can influence pore pressure measurements.
Pressuremeter Test (PMT) ASTM D4719	Bearing capacity from limit pressure and compressibility from pressure meter deformation modulus. Best suited in sand, silt, clay and soft rock. Not suitable in organic soils and hard rock.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tests can be performed in and below hard strata that may stop other in-situ testing devices. 2. Tests can be made on non-homogenous soil deposits. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Bore hole preparation very important. 2. Limited number of tests per day. 3. Limited application for axially loaded pile design.
Dilatometer Test (DMT) ASTM D6635	Correlations for soil type, earth pressure at rest, over consolidation ratio, undrained shear strength, and dilatometer modulus. Best suited for low to medium strengths sand and clay. Not suitable in dense deposits, gravel, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Quick, inexpensive test. 2. Relatively operator independent. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Less familiar test method. 2. Intended for soils with particle sizes smaller than fine gravel. 3. Limited application for axially loaded pile design.
Vane Shear Test ASTM D2573	Undrained shear strength. Best suited in soft to medium clays. Not suitable in silt, sand or gravel.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Quick and economical. 2. Compares well with unconfined compression test results at shallow depths. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Can be used to depths of only 13 to 20 feet without casing bore hole.
Dynamic Cone Test	Qualitative evaluation of soil density. Qualitative comparison of stratigraphy. Best suited in sand and gravel. Not suitable in clay.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Can be useful in soil conditions where static cone (CPT) reaches refusal. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. An unknown fraction of resistance is due to side friction. 2. Overall use is limited.

**Prove in situ indicate ai
Ai fini della progettazione di
fondazioni profonde ...e non
solo. da Hanninigan et al.
(2016)**

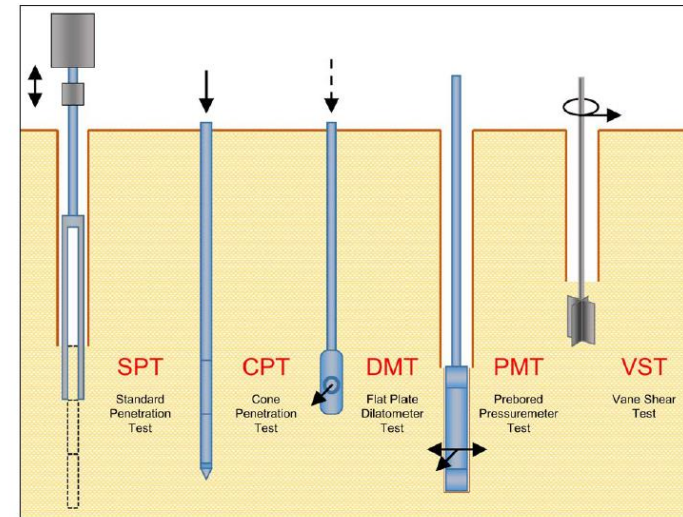
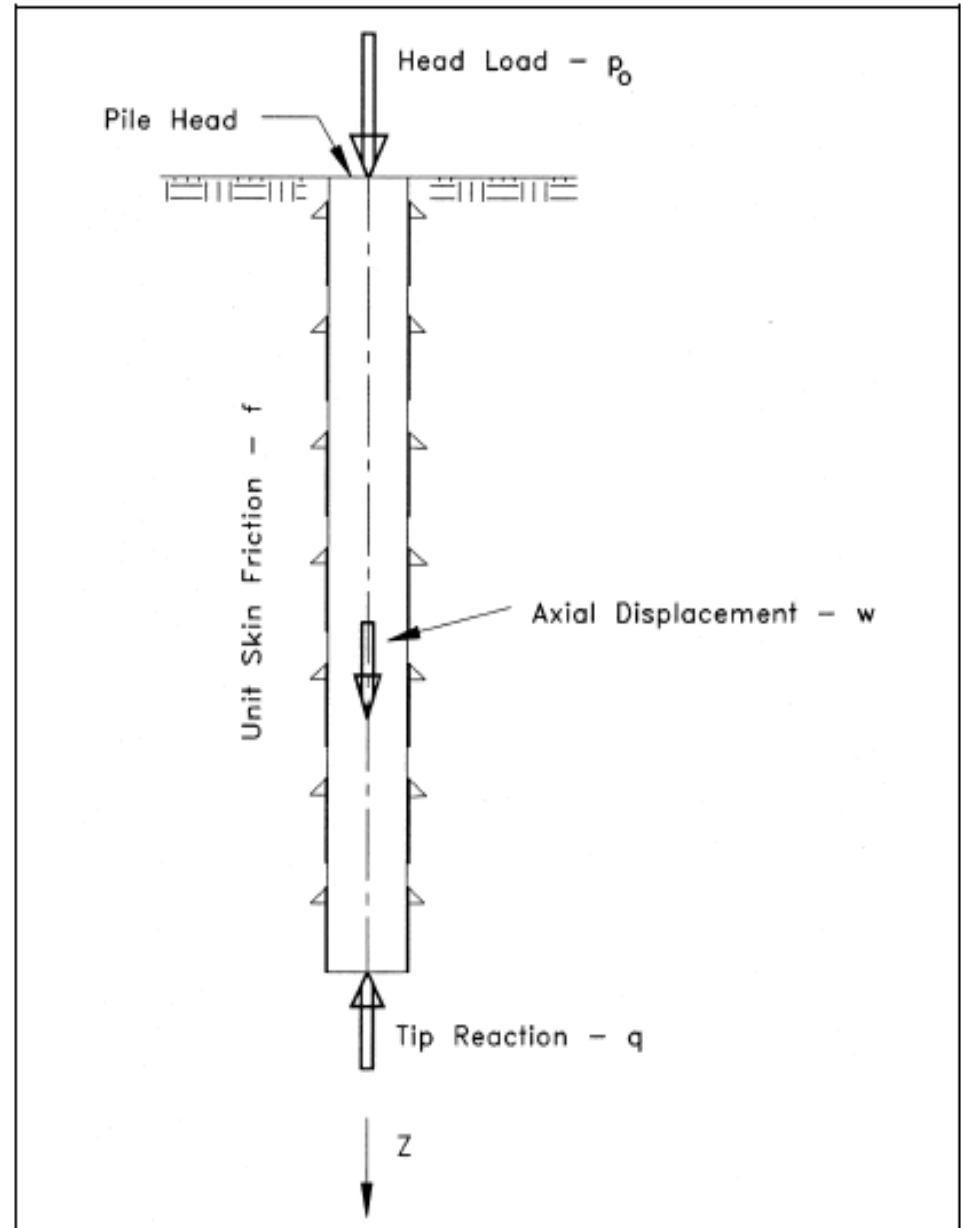


Figure 5-1 Schematic of common of in-situ tests (after Mayne et al. 2001).

Il problema del trasferimento del carico

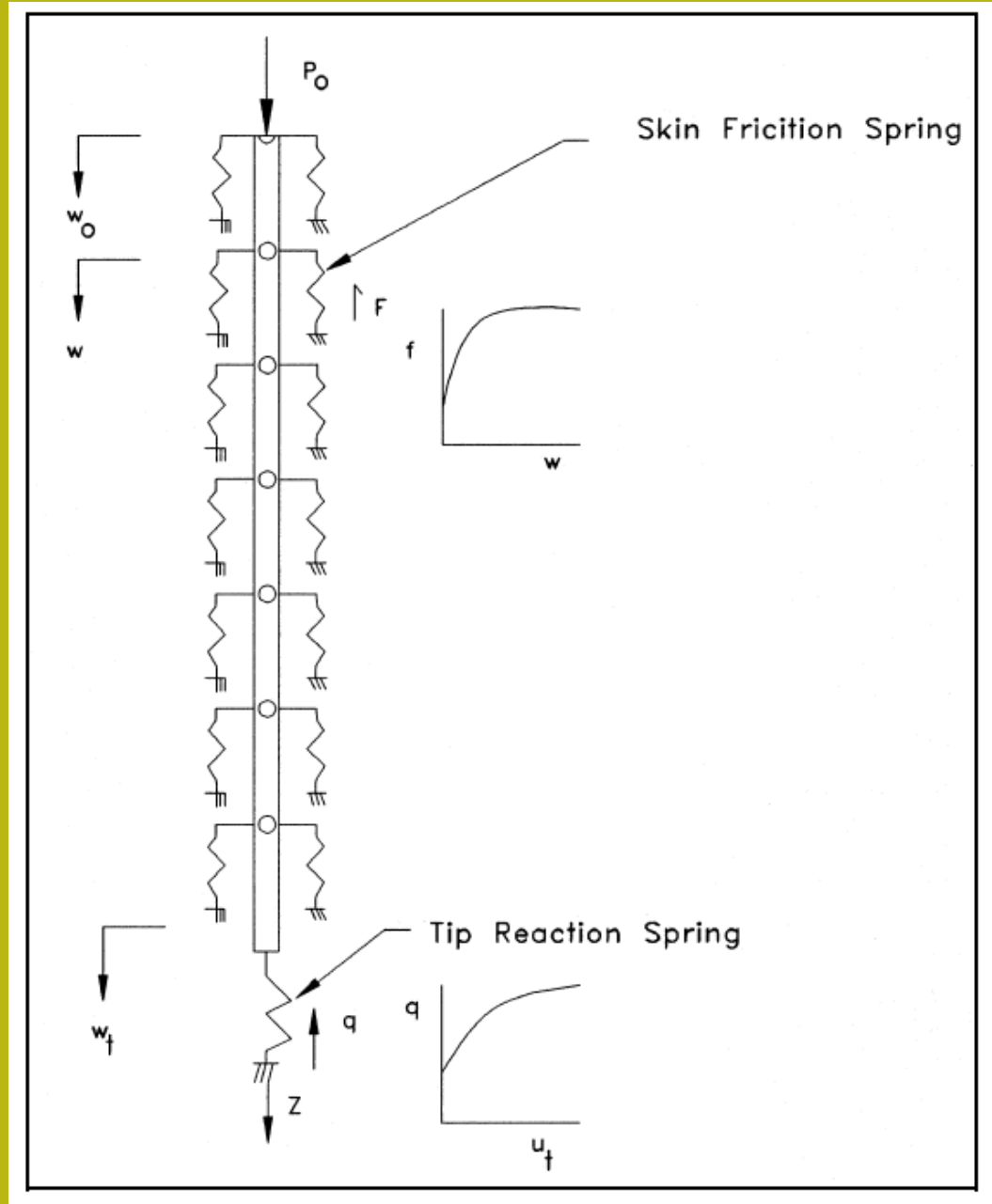
Il carico di testa P_0 viene trasferito al terreno circostante da sforzi di taglio (Attrito superficiale) lungo l'interfaccia laterale palo / terreno e per estremità alla punta del palo (parte inferiore del palo). La velocità con cui il carico di testa viene trasferito al suolo lungo il palo e la deformazione complessiva del sistema dipendono da numerosi fattori:

- (a) la geometria della sezione trasversale, il materiale, lunghezza e, in misura minore, la rugosità della superficie del palo;
- (b) il tipo di suolo (sabbia o argilla) e le sue caratteristiche di stress-deformazione;
- (c) presenza di falda acquifera
- (d) il metodo di installazione del palo;
- (e) la presenza assenza di tensioni residue a seguito dell'installazione.



Da Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000)

**Modello
unidimensionale
A molle per simulare
Il trasferimento del
carico
Con le curve f-w
(frizione laterale
unitaria-
deformazione)
E q-w (carico di
punta unitaria e
deformazione).**



Da Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000)

Confronto carico/cedimento calcolato e reale

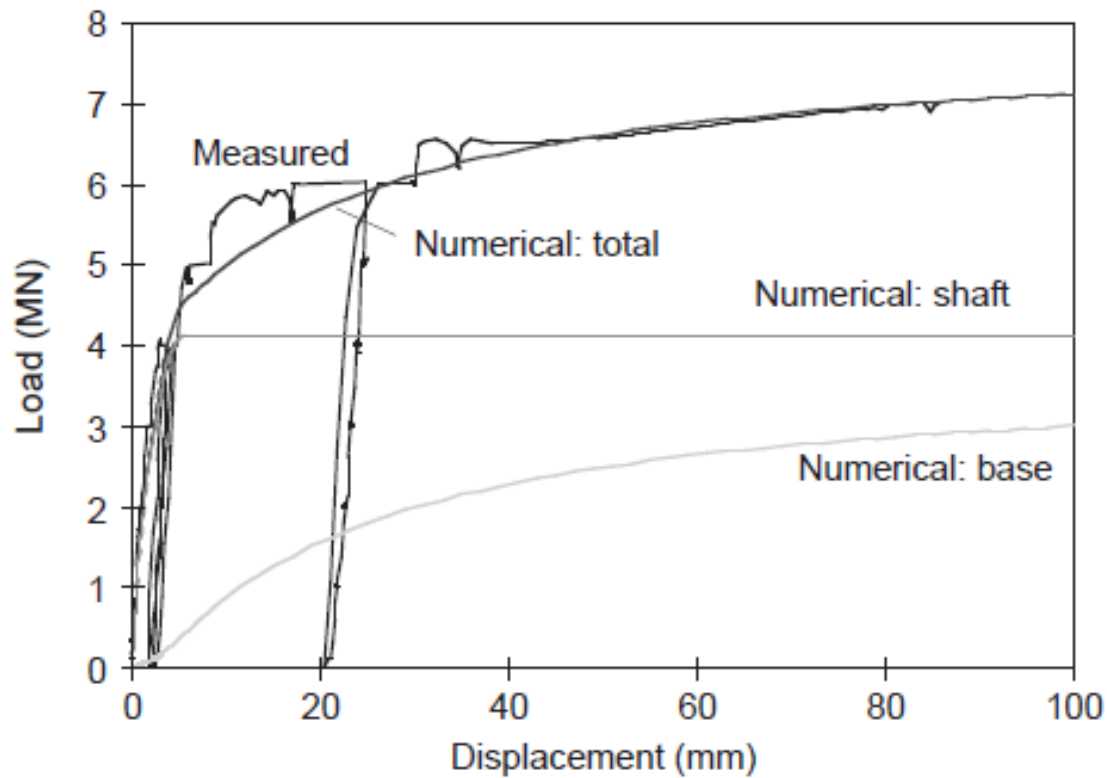


Figure 4.2 Idealized load settlement response.

Da Fleming et al. 2009

CAPACITA' PORTANTE ASSIALE

Esistono diversi metodi di valutazione della capacita' portante di un palo Caricato verticalmente:

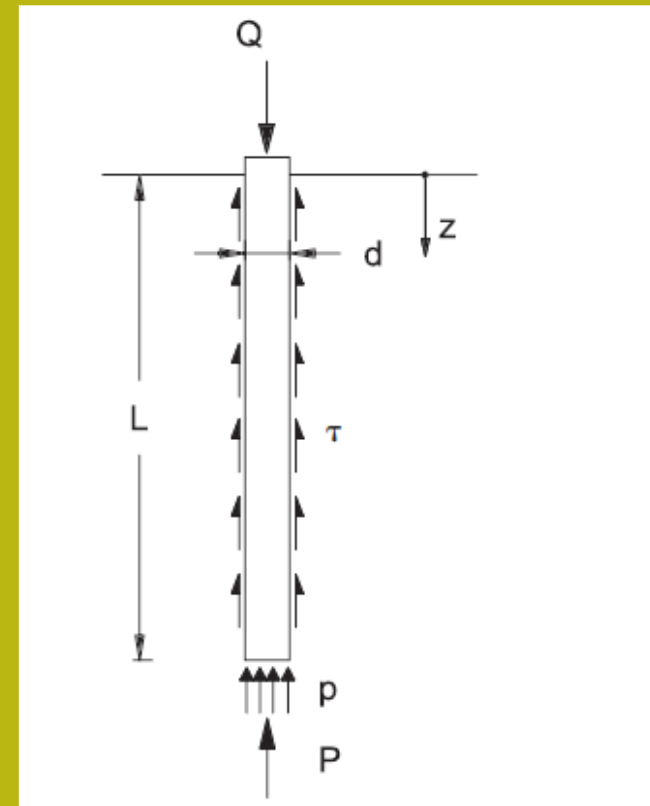
Le piu' importanti sono:

- **Metodi analitici statici (da proprieta' di base del terreno: c_u , ϕ' e c')**
- **Metodi da profili di resistenza di punta e frizionale da prove CPT/CPTu***
- **Metodi da Prove SPT***
- **Metodi dinamici (su pali battuti)**
- **Metodi da prove di carico dirette su pali posti in opera***

**Da alcune di queste prove possono essere anche ottenute
Misure dirette o stime di curve carico/cedimento.*

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L \tau \cdot dz = P + S$$

Q= carico assiale (kN)
P= carico alla base (kN)
S= resistenza alla
frizione laterale (kN)



$$Q = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L \tau \cdot dz = P + S$$

← Capacita' portante totale
a una specifica profondita'
Z...(espressa come forza
Es. kN o MN)

Capacita' portante di punta

Metodi di stima della frizione laterale S

Metodo alpha

La frizione laterale
e' assunta come una
quota parte della resistenza al taglio
Non drenata laterale del terreno

Metodo Beta

e' assunta come una quota
parte della resistenza
laterale drenata del terreno

Capacita' portante alla base del palo secondo differenti teorie (da Viggiani et al. 2014)

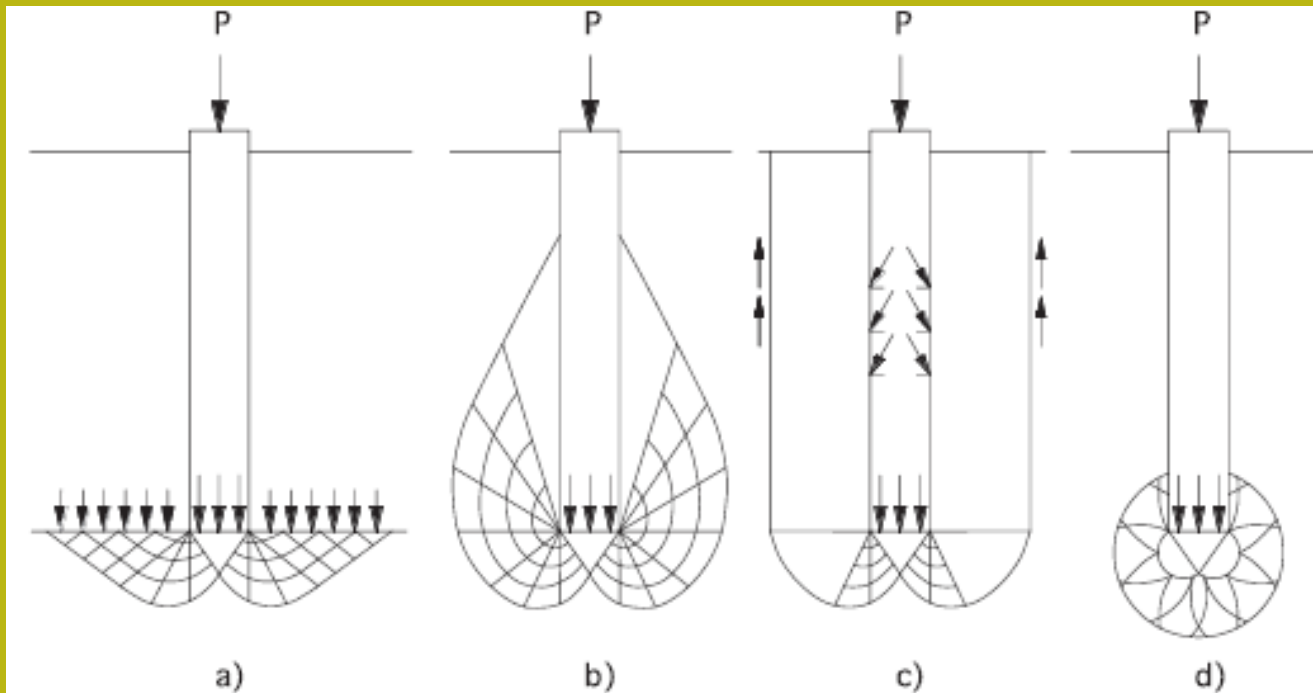
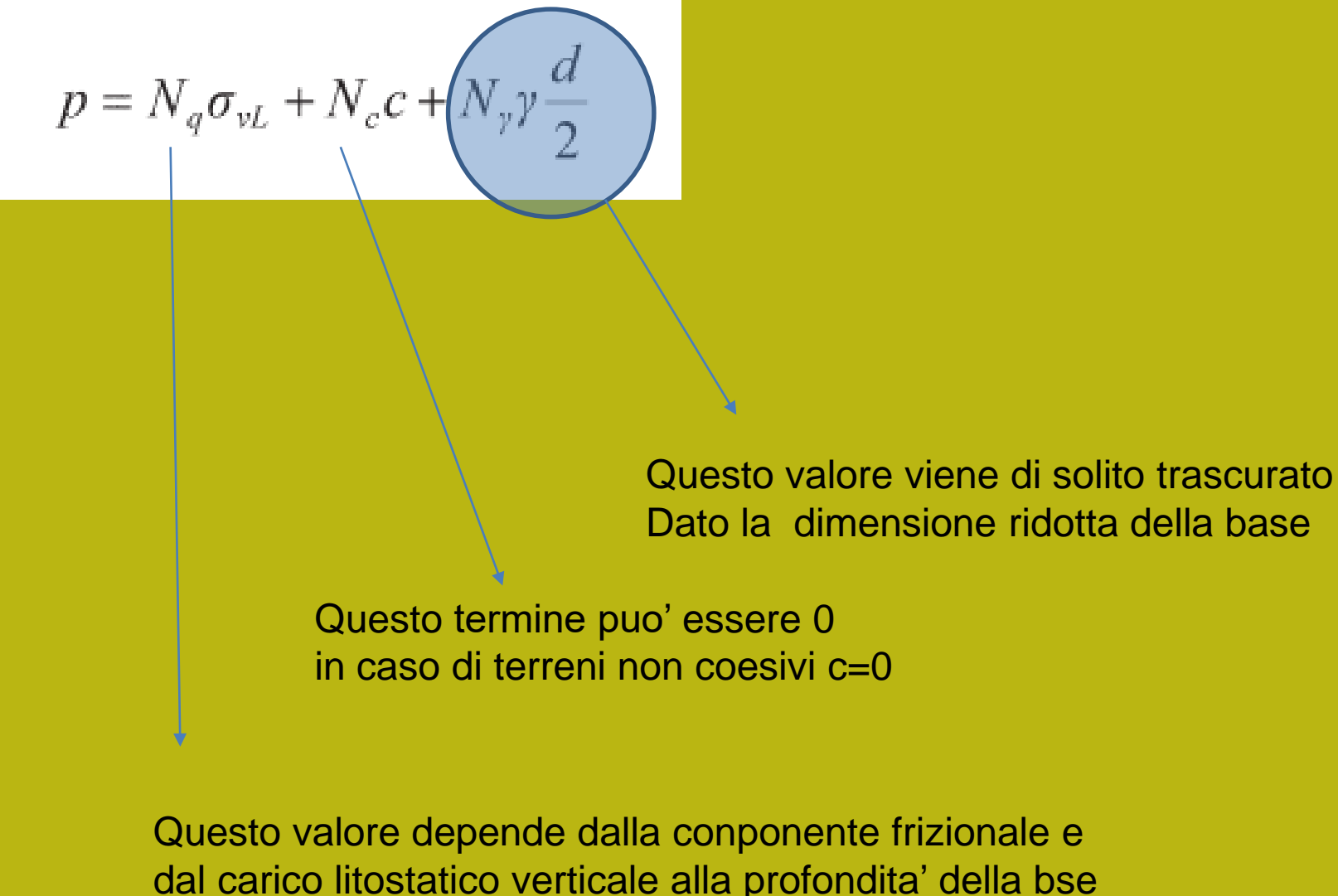


Figure 4.4 Different proposals for the slip line field below the pile base: (a) Prandtl (1921); Caquot (1934); (b) De Beer (1945); Meyerhof (1953); (c) Berezantsev *et al.* (1961); (d) Bishop *et al.* (1945); Skempton *et al.* (1953); Vesic (1964, 1977).

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2}$$

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2}$$


Questo valore viene di solito trascurato
Dato la dimensione ridotta della base

Questo termine puo' essere 0
in caso di terreni non coesivi $c=0$

Questo valore dipende dalla componente frizionale e
dal carico litostatico verticale alla profondita' della bse

$$p = \sigma_{vL} + 9c_u$$



In condizioni non drenate

$$p = N_q \sigma'_{vL}$$



In condizioni drenate N_q dipende da Φ' e dal rapporto L/d

I valori di N_q dipendono dalle diverse teorie. Quella di Vesic (1977) dipende dalla $Dr\%$ e dalla modulo di rigidità del suolo G

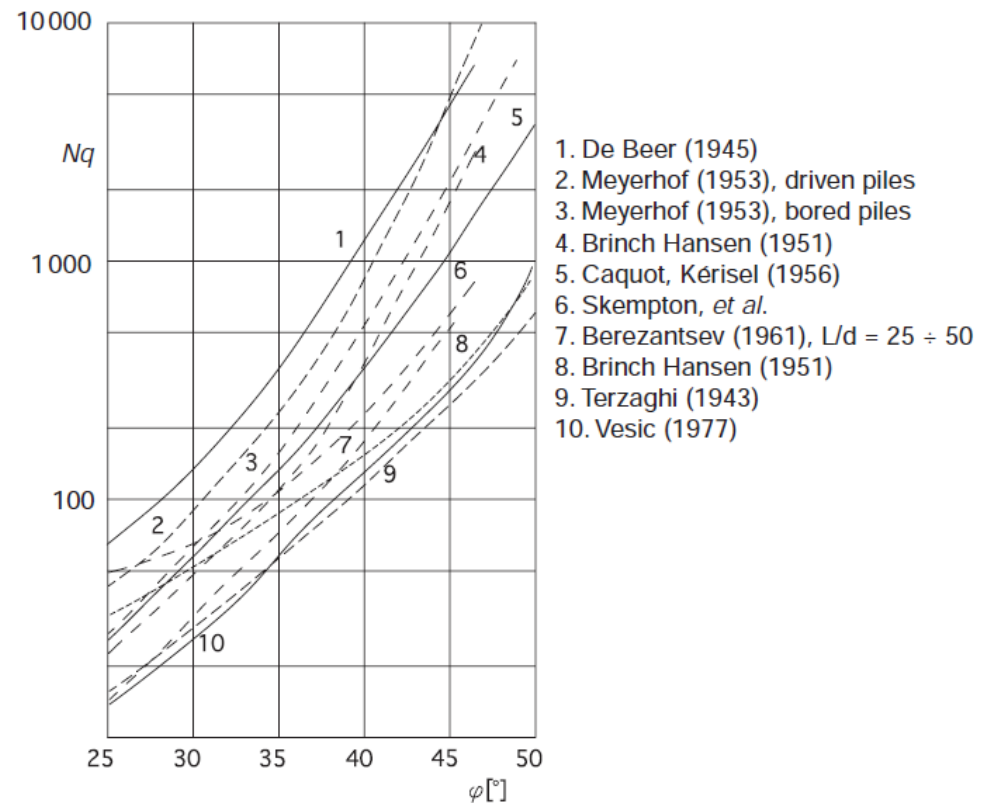


Figure 4.5 N_q values for the evaluation of end bearing capacity of piles in frictional soils.

Capacita' portante per frizione laterale..

$$s = a + \sigma_h \mu$$



la resistenza frizionale unitaria(kPa) sul fusto e' espressa dalla formula generale:


Dove:

a=componente di adesione (kPa)

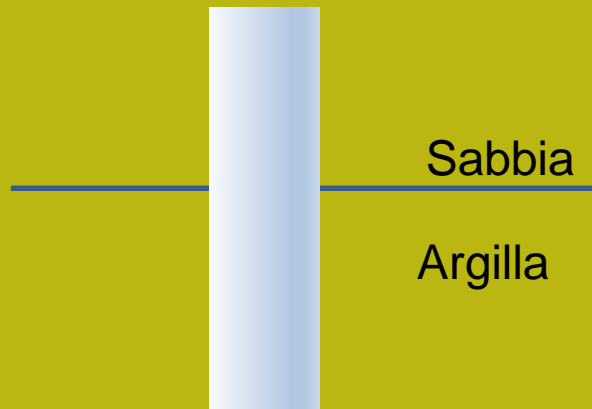
σ_h =pressione laterale (kPa)

μ =frizione laterale palo terreno

α = coefficiente di adesione



Per condizioni non drenate
 $a = \alpha * C_u$



Il valore reale di S (come forza) fino a un data profondita' Z
Viene calcolato considerando tratti omogenei di spessore finito dz

Capacita' portante per frizione laterale..

Valori di adesione α per calcolo capacita' portante laterale

Table 4.2 Values of α , Eq. 4.4 (after Viggiani 1993)

Pile type	c_u (kPa)	α
Pali Infissi → Displacement	$c_u \leq 25$	1
	$25 \leq c_u \leq 70$	$1 - 0.0011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.5
Pali trivellati → Replacement	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 \leq c_u \leq 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

Table 4.3 Values of α , Eq. 4.4 (after Salgado 2008)

Pile type	α	Source
Pali Infissi → Displacement	$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{NC}^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.5}$ for $\frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1$	API (1993) Randolph and Murphy (1985) Salgado (2006)
	$\left(\frac{c_c}{\sigma'_v}\right)_{NC}^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.25}$ for $\frac{c_u}{\sigma'_v} \geq 1$	
Pali trivellati → Replacement	0.55	O'Neill and Reese (1999) Hu and Randolph (2002); Salgado (2006)
	$0.4 \left[1 - 0.12 \ln \left(\frac{c_u}{p_A} \right) \right]^{0.55}$ for $3 \leq OCR \leq 5$	

Note
 $p_A = 100 \text{ kPa} \cong 1 \text{ tsf} \cong 1 \text{ kgf/cm}^2$.

Capacita' portante per frizione laterale..

$$s = \sigma'_h \mu = k \sigma'_v \tan \delta$$

➡ In condizioni drenate

Tabella di riferimento
valori di k e m
Per applicazione
In tratti in cond. drenate

Ricordarsi le
definizioni di
displacement
e *replacement* secondo
Viggiani et al.
(2014):

Replacement=trivellati
Displacement=infissi

Table 4.4 Suggested values of k and μ , Eq. 4.5 (after Viggiani 1993)

Pile type	Values of k for relative density		Values of μ
	Loose	Dense	
Displacement: steel H section	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
closed end pipe	1.0	2.0	
precast concrete	1.0	2.0	$\tan 3\phi/4$
cast in place concrete	1.0	3.0	
Intermediate presso drill	0.7	0.9	$\tan \phi$
Replacement drilled shaft	0.5	0.4	$\tan \phi$
CFA	0.6	0.6	$\tan \phi$

Table 4.5 Suggestions for the evaluation of the coefficient k , Eq. 4.5

Pile type	Soil type	k	Reference
Replacement	Sand	$k = \left[1 - \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha \right] k_p + \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha k_o$ <p> z = depth below surface; L = pile length; k_p = passive pressure coefficient; k_o = at rest pressure coefficient; $\alpha = 0.2$ (typically) </p>	Yasufuku <i>et al.</i> (1997)
Displacement	Clay	$0.5 + 0.02 N_{SPT}$	Go and Olsen (1993)
		$k = (1 - \sin \phi') OCR^{0.5}$; ϕ' = effective angle of friction; OCR = overconsolidation ratio; also $\delta = \phi'$	Burland (1973) Meyerhof (1976)
	Sand	$0.9 + 0.02 N_{SPT}$	Go and Olsen (1993)

Caso speciale Micropali secondo Viggiani et al. (2014)

Secondo Viggiani et al. (2014) e' necessario considerare per la portanza laterale dei Micropali la técnica di installazione e la pressione di immissione della cementazione.

$$Q_{ult} = 1.15sL_s\pi\alpha d$$

Valore finale della Capacità portante limite ultima...
e dai valori nella seguente tabella

Pali con
iniezione selettiva (IRS)

Pali radice (IGU)

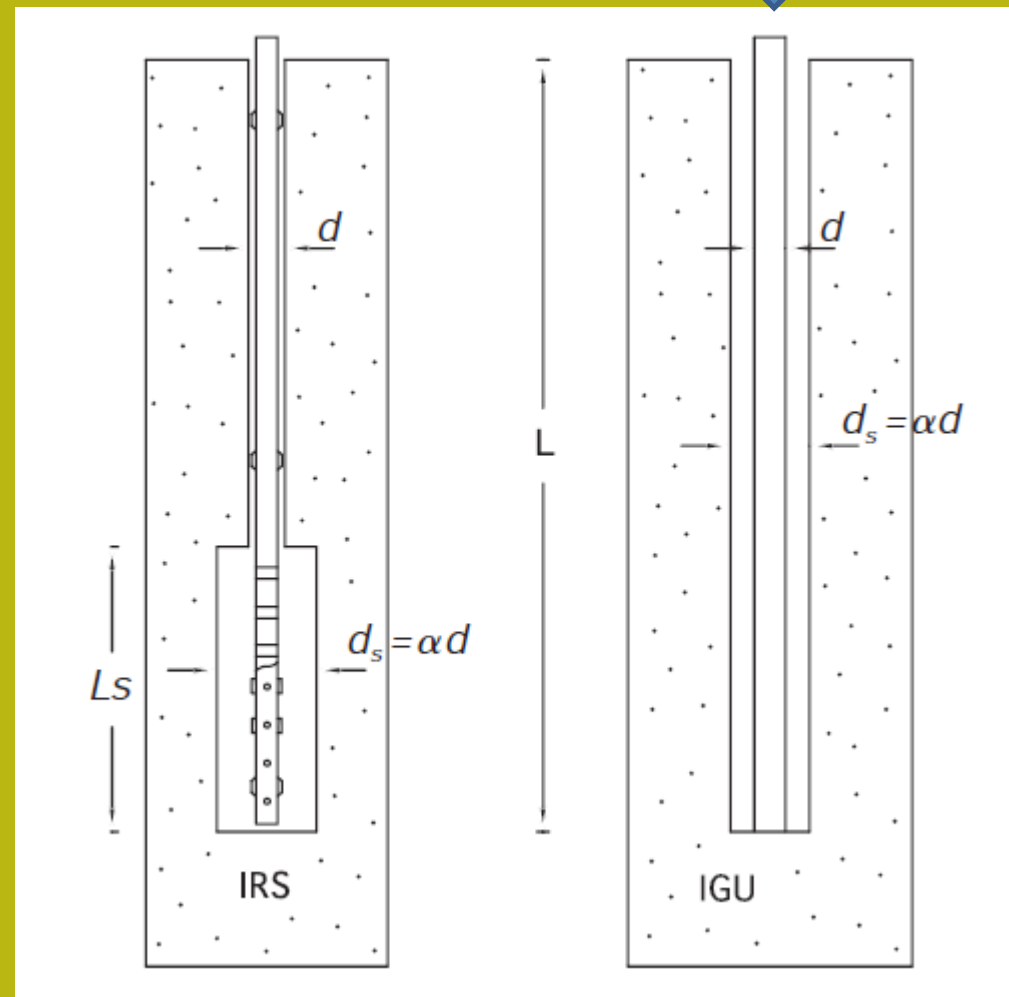


Table 4.6 Values of the coefficient α to obtain the expanded value of the diameter of a micropile

Type of soil	Values of α		Minimum suggested grout volume*
	IRS	IGU	
Gravel	1.8	1.3–1.4	1.5 V_s
Sandy gravel	1.6–1.8	1.2–1.4	1.5 V_s
Gravelly sand	1.5–1.6	1.2–1.3	1.5 V_s
Coarse sand	1.4–1.5	1.1–1.2	1.5 V_s
Medium sand	1.4–1.5	1.1–1.2	1.5 V_s
Fine sand	1.4–1.5	1.1–1.2	1.5 V_s
Silty sand	1.4–1.5	1.1–1.2	IRS: (1.5–2) V_s ; IGU: 1.5 V_s
Silt	1.4–1.6	1.1–1.2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1.5 V_s
Clay	1.8–2.0	1.2	IRS: (2.5–3) V_s ; IGU: (1.5–2) V_s
Marl	1.8	1.1–1.2	(1.5–2) V_s for stiff layers
Marly limestone			
Weathered or fractured limestone	1.8	1.1–1.2	(2–6) V_s or more for fractured layers
Weathered and/or fractured rock	1.2	1.1	(1.1–1.5) V_s for slightly fractured layers 2 V_s or more for fractured layers

Note

$$V_s = L_s \frac{\pi d_s^2}{4}$$

Table 4.7 Values of the coefficients in Eqs. 4.7 and 4.8

Soil type	Micropile type	a (MPa)	b	α (MPa)	β (MPa)
Sand and gravel	IGU	0	0.10	0	0.005
	IRS	0.05	0.10	0.05	0.005
Silt and clay	IGU	0.04	0.06	0.04	0.004
	IRS	0.10	0.084	0.1	0.006
Weathered and fractured rock	IGU	0.04	0.10	–	–
	IRS	0.04	0.13	–	–

$$s = a + bp_L$$

$$s = \alpha + \beta N_{SPT}$$

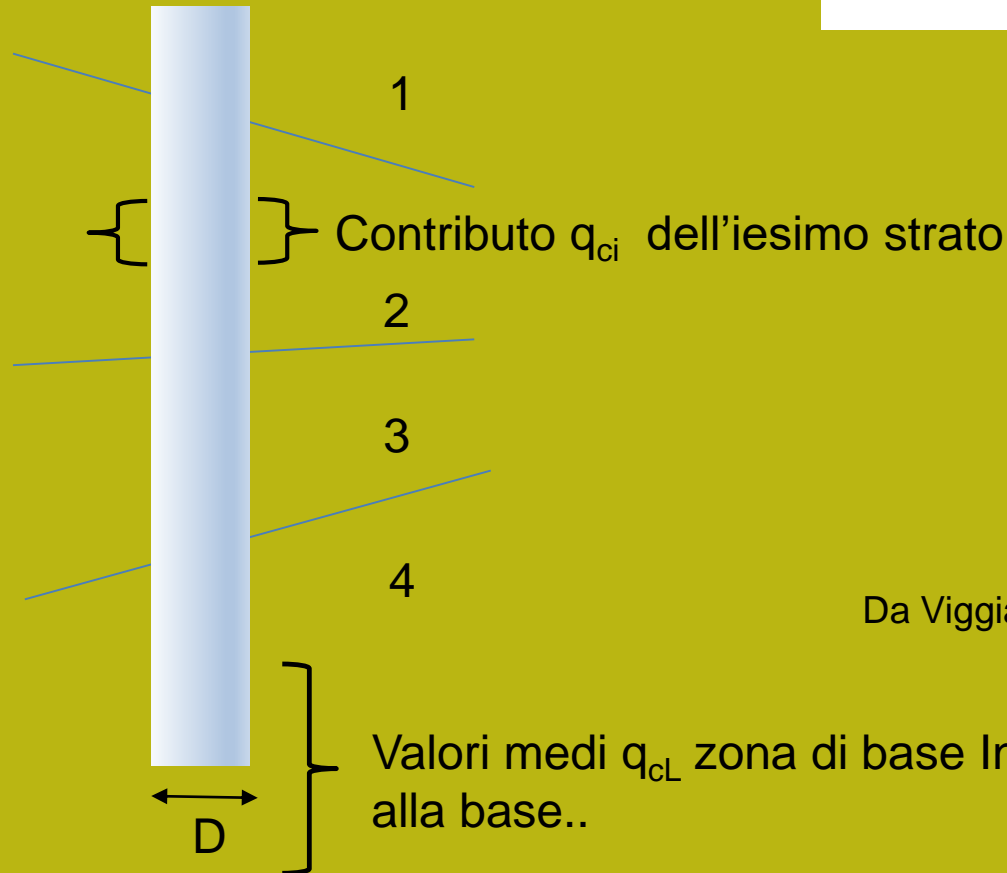
$$Q_{ult} = 1.15 s L_s \pi \alpha d$$

- $p_g \geq p_L$ for the IRS micropiles
- $0.5p_L \leq p_g \leq p_L$ for the IGU micropiles

Da Viggiani et al. (2014)

Portanza pali singoli da prove CPT– caratteristiche generali

Prove CPT → $p = c_p q_{cl}$; $s_i = c_{si} q_{ci}$



Le resistenza alla punta e laterale unitarie
Sono funzioni delle caratteristiche di q_c da prove CPT e da specifici coefficienti. vedasi tabelle seguenti

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.8 Pile base resistance p vs. CPT cone resistance q_c for piles in sand (Eq. 4.9)

Pile type	c_p	Notes	Source
Displacement	0.35 ÷ 0.5	Database of high quality pile load tests	Chow (1997)
	0.20 ÷ 0.35	Computed	Lee and Salgado (1999)
	0.32 ÷ 0.47	Test data	
	0.4	Reinterpretation of the Chow (1997) data	Randolph (2003)
	0.4 for Franki piles 0.57 for precast concrete piles	Data from pile load test; Q_{lim} by Van der Veen's criterion	Aoki and Velloso (1975)
Replacement	0.2	Load tests on drilled shafts	Franke (1989)
	0.13 ± 0.02	Calibration chamber load tests	Ghionna <i>et al.</i> (1994)
	0.23 exp(−0.0066D _R)	FEM analyses and calibration chamber tests	Salgado (2006)
	0.20 ÷ 0.26	Test data	Lee and Salgado (1999)

Table 4.9 Pile base resistance p vs. CPT cone resistance q_c for piles in clay (Eq. 4.9)

Pile type	c_p	Notes	Source
Displacement	0.9 ÷ 1.0	Soft to lightly OC clays	State of the art
	0.35 for driven piles	Stiff clays	Price and Wardle (1982)
	0.30 for jacked piles		
Replacement	0.47 for pure clay	Medium to stiff clays	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.52 for silty clay		
	0.78 for silty clay with sand		
	0.71 for sandy clay with silt		
	0.83 for sandy clay	Medium to stiff clays	Lopes and Laprovitera (1988)
	0.34 for pure clay and silty clay		
	0.41 for silty clay with sand and sandy clay with silt		
	0.66 for sandy clay		

Coefficienti per portanza alla base da prove CPT

Da Viggiani et al. (2014)


Table 4.10 Pile shaft resistance s vs. CPT cone resistance q_c for piles in sand (Eq. 4.9)

c_s	Source
0.008 for open ended steel pipe piles	Schmertmann (1978)
0.012 for precast concrete and closed-ended steel pipe piles	
0.004 \div 0.006 per $D_R \leq 50\%$	Lee <i>et al.</i> (2003)
0.004 \div 0.007 per $50\% < D_R \leq 70\%$	
0.004 \div 0.009 per $70\% < D_R \leq 90\%$	
Closed-ended pipe piles	
0.0040 for clean sand	Aoki and Velloso (1975)
0.0057 for silty sand	
0.0069 for silty sand with clay	Aoki <i>et al.</i> (1978)
0.0080 for clayey sand with silt	
0.0086 for clayey sand	
Driven piles: for Franki piles: multiply number above by 0.7	
For drilled shafts: multiply number above by 0.5	Lopes and Laprovitera (1988)
0.0027 for clean sand	
0.0037 for silty sand	
0.0046 for silty sand with clay	
0.0054 for clayey sand with silt	
0.0058 for clayey sand	
Replacement piles	Eslami and Fellenius (1997)
0.0034 \div 0.006	
This method uses a corrected value of cone resistance $q_c - u$, where u is the pore pressure at the depth considered	

Table 4.11 Pile shaft resistance s vs. CPT cone resistance q_c for piles in clay (Eq. 4.9)

c_s	Source
0.074 \div 0.086 for sensitive clay	Eslami and Fellenius (1997)
0.046 \div 0.056 for soft clay	
0.021 \div 0.028 for silty clay or stiff clay	
Driven piles	
This method uses a corrected value of cone resistance $q_c - u$, where u is the pore pressure at the depth considered	Thorburn and MacVicar (1971)
0.025	
Displacement piles	
0.017 for pure clay	Aoki and Velloso (1975)
0.011 for silty clay	
0.0086 for silty clay with sand	
0.0080 for sandy clay with silt	
0.0069 for sandy clay	Aoki <i>et al.</i> (1978)
Driven piles: for Franki piles: multiply number above by 0.7	
For drilled shafts: multiply number above by 0.5	
0.012 for pure clay	
0.011 for silty clay	Lopes and Laprovitera (1988)
0.010 for silty clay with sand	
0.0087 for sandy clay with silt	
0.0077 for sandy clay	
Non displacement piles	

Coefficienti per
portanza laterale
da prove CPT

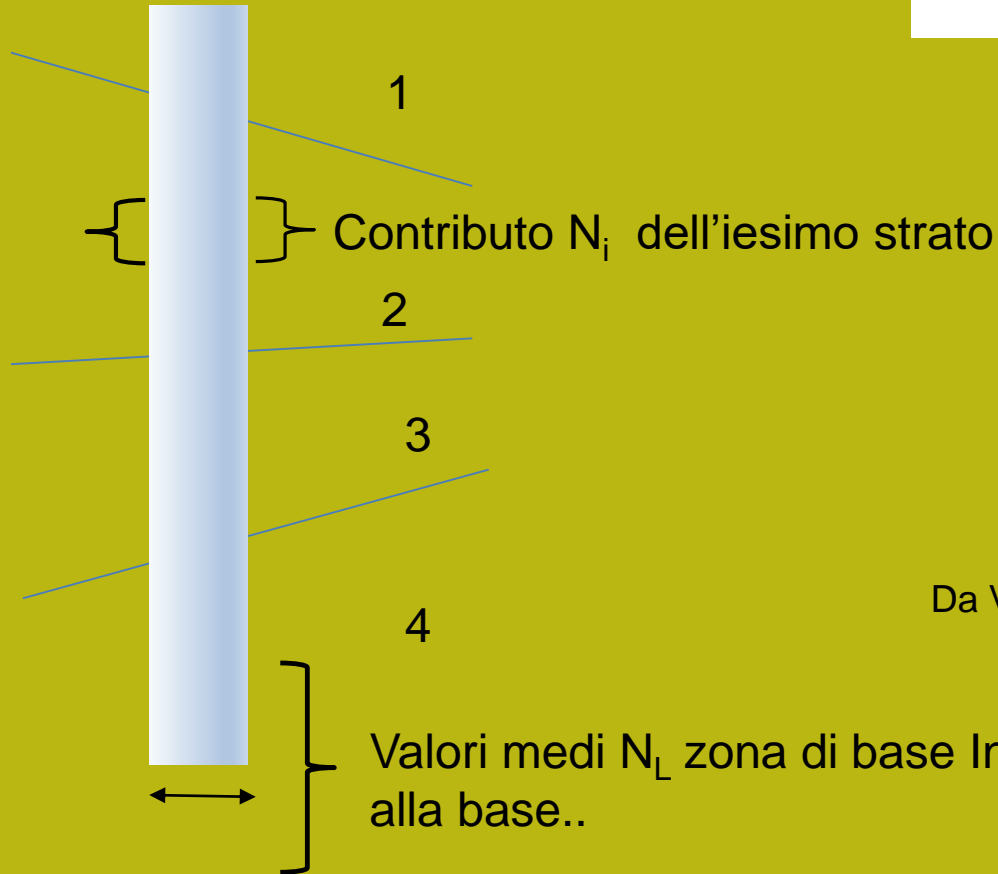


Da Viggiani et al. (2014)

Portanza pali singoli da prove SPT – caratteristiche generali

Prove SPT →

$$\frac{p}{p_A} = n_p N_L; \quad \frac{s}{p_A} = n_{si} N_i$$



Le resistenza alla punta e laterale unitarie
Sono funzioni delle caratteristiche di N_{spt} da prove SPT e da specifiche coefficienti vedasi tabella seguenti

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.12 Suggested values of n_p for piles in sand (Eq. 4.10)

Pile type	n_p	Source
Displacement	4	Meyerhof (1983)
	4.8 for clean sand	Aoki and Velloso (1975)
	3.8 for silty sand	
	3.3 for silty sand with clay	
	2.4 for clayey sand with silt	
	2.9 for clayey sand	
	For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	
	3.25 for sand	Decourt (1995)
	2.05 for sandy silt	
	1.65 for clayey silt	
	1.00 for clay	
Replacement	0.82 for clean sand	Lopes and Laprovitera (1988)
	0.72 for sand with silt or clay	
	0.6 ($p/p_A \leq 45$)	Reese and O'Neill (1989)
	1.9 for CFA piles	Neely (1991)
	1.2 < for drilled shafts	
	1.65 for sand	Decourt (1995)
	1.15 for sandy silt	
	1.00 for clayey silt	
	0.080 for clay	

Coefficienti per
portanza alla base
da prove SPT

Table 4.13 Suggested values of n_p for piles in clay (Eq. 4.10)

Pile type	n_p	Source
Displacement	0.95 for pure clay	Aoki and Velloso (1975)
	1.05 for silty clay	Aoki <i>et al.</i> (1978)
	1.57 for silty clay with sand	
	1.43 for sandy clay with silt	
	1.67 for sandy clay	
	For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	
Replacement	0.47 for pure clay	Aoki and Velloso (1975)
	0.52 for silty clay	Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.78 for silty clay with sand	
	0.71 for sandy clay with silt	
	0.83 for sandy clay	
	0.34 for pure clay and silty clay	Lopes and Laprovitera (1988)
	0.41 for silty clay with sand and sandy clay with silt	
	0.66 for sandy clay	

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.14 Suggested values of n_s for piles in sand (Eq. 4.10)

Pile type	n_s	Source
Displacement	0.02 ($s \leq 100$ kPa)	Meyerhof (1976) Thorburn and MacVicar (1971)
	0.02 for full displacement piles 0.01 for H piles	Meyerhof (1976, 1983)
	0.033 for sand 0.038 for silty sand 0.040 for silty sand with clay 0.033 for clayey sand with silt 0.043 for clayey sand For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
Replacement	0.01 ($s \leq 50$ kPa)	Meyerhof (1976)
	0.016 for sand 0.019 for silty sand 0.020 for silty sand with clay 0.016 for clayey sand with silt 0.021 for clayey sand	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.014 for sand 0.016 for silty sand 0.020 for silty sand with clay 0.024 for clayey sand with silt 0.026 for clayey sand	Lopes, Laprovitera (1988)

Table 4.15 Suggested values of n_s for piles in clay (Eq. 4.10)

Pile type	n_s	Source
Displacement	0.029 for clay 0.021 for silty clay 0.024 for silty clay with sand 0.020 for sandy clay with silt and sandy clay For Franki piles: multiply number above by 0.7	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
Replacement	0.014 for clay 0.010 for silty clay 0.012 for silty clay with sand 0.010 for sandy clay with silt and sandy clay	Aoki and Villoso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.024 for clay 0.022 for silty clay 0.024 for silty clay with sand 0.022 for sandy clay with silt 0.031 for sandy clay Non-displacement piles	Lopes and Laprovitera (1988)

Coefficienti per
portanza laterale
da prove SPT

Da Viggiani et al. (2014)

Alcuni commenti sulla valutazione delle prove CPT e SPT per la valutazione della capacità portante assiale.

Ci sono diversi vantaggi in questo tipo di metodologia che viene sintetizzato molto bene da Viggiani et al.(2014)

Ad esempio:

La possibilità di simulare la capacità portante per pali a diversa profondità mediante formule semplici da calcolare e sufficientemente cautelative..per arrivare alla Q_{lim}..

Gli autori comunque non riportano al completo la grande varietà di **algoritmi e processi statistici** messi a punto per utilizzare sia le prove CPT sia le SPT per ottenere la capacità portante di base e quella laterale.. Poi sembra che non considerino le riduzioni legati ai fattori di scala per pali di grande diametro..

Vediamo di seguito un esempio di questi algoritmi implementato nel software PILE 1.4.

Il software PILE 1.4 by Lorenzo Borselli 1991 (e ora ..2018)

Stima della capacita' portante di pali battuti e trivellati da profili di prove CPT e SPT .. ma con la tecnologia degli anni 80' e 90'.

Un vecchio strumento pero' ancora attuale.. Vediamo perche'...

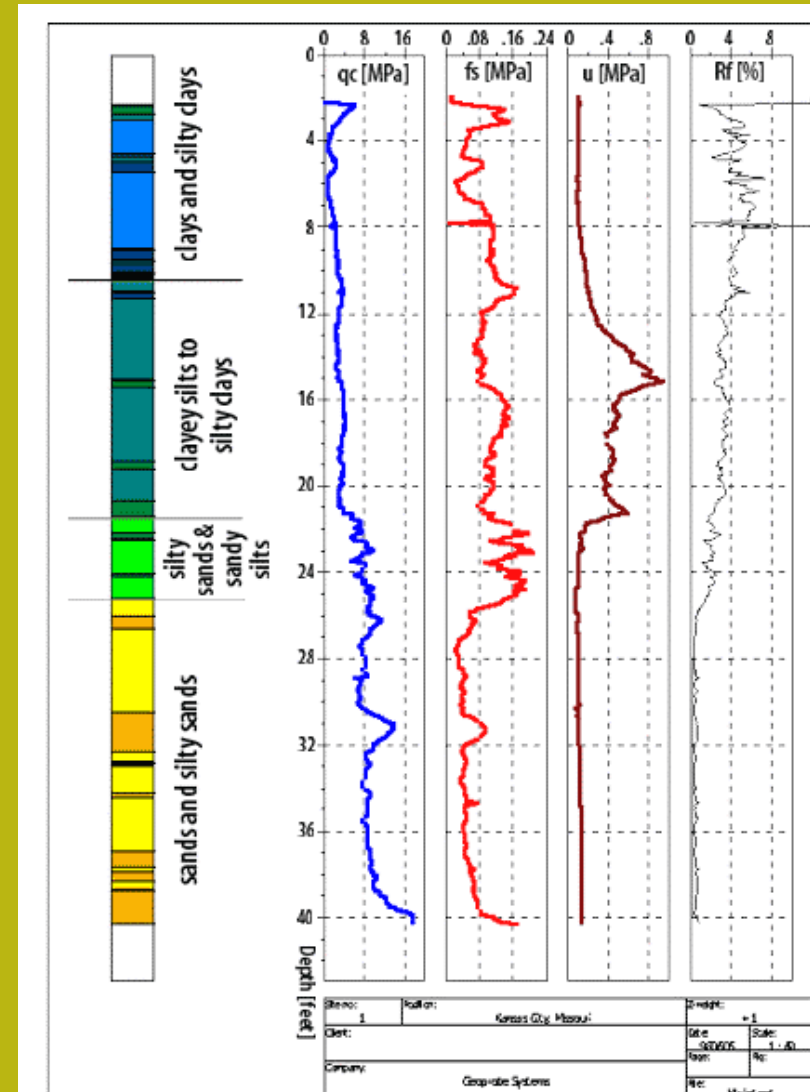
Vantaggi: stima continua dei valori **$Q_{limite}(z)$, $Q_{laterale}(z)$, $Q_{base}(z)$** partendo da profili CPT/CPTu o stratigrafia con valori medi di N_{SPT}

I metodi di analisi da prove CPT e SPT sono assimilabili parzialmente ai metodi analitici per la portanza dei pali che fanno uso del profilo verticale dei parametri geomeccanici del suolo. L'uso di prove penetrometriche opera praticamente una modifica dei metodi analitici sulla base delle resistenze penetrometriche locali, dei parametri geomeccanici stimati, dalle resistenze misurate e sulla similitudine tra resistenza ai diversi tipi di penetrazione nel suolo e portanza di punta e laterale del palo singolo.

La portanza laterale e di punta viene valutata ipotizzando un **palo ideale posto a profondità crescenti che attraversa progressivamente tutte le discontinuità presenti nel terreno identificate dalle prove penetrometriche.**

I due metodi usati da PILE 1.4 sono stati ampiamente descritti in letteratura, cui si rimanda per una dettagliata trattazione, saranno di seguito indicati solo nei caratteri generali.

Il programma risulta particolarmente indicato per la stima della portanza di progetto per pali singoli in terreni ad alta disomogeneità verticale e per la ottimizzazione dei costi dell'opera.



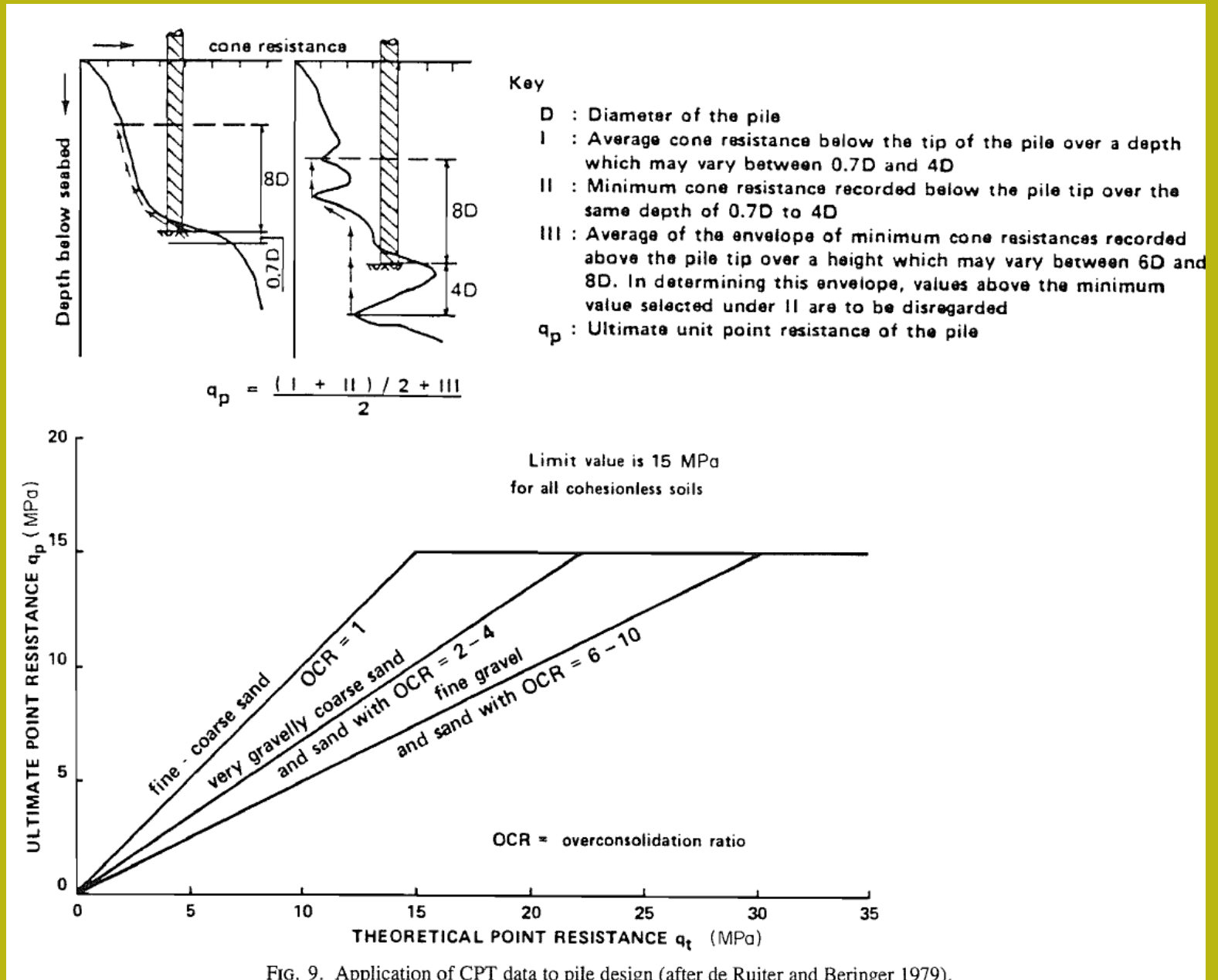


TABLE 2. Summary of Schmertmann CPT design method

Sand		Clay	
Unit skin friction, f_p	Unit end bearing, q_p	Unit skin friction, f_p	Unit end bearing, q_p
Minimum of: $f_1 = K \left[\sum_0^{8D} \left(\frac{l}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L \cdot f_s \right]$ where: K = ratio of f_p/f_s (Fig. 10) l = depth to f_s considered D = pile width L = pile length $f_2 = 0.12 \text{ MPa}$ $f_3 = c \cdot q_c$ where c varies from 0.009 to 0.018 depending on pile type	Minimum q_p from Fig. 9	Minimum of: $f_1 = \alpha' c_u$ (see Fig. 11) $f_2 = \lambda(\bar{p}' + 2\bar{c}_u)$ where: \bar{p}' = ave. σ_{vo}' along pile length \bar{c}_u = ave. c_u along pile length λ = 0.3 for $L/B = 10$ = 0.2 for $L/B = 20$ = 0.14 for $L/B > 60$ $f_3 = \alpha' \left[\sum_0^{8D} \left(\frac{l}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L \cdot f_s \right]$	Minimum q_p from Fig. 9

Meyerhof(1976,1983) algoritmo do calcolo portanza pali singoli da dati SPT

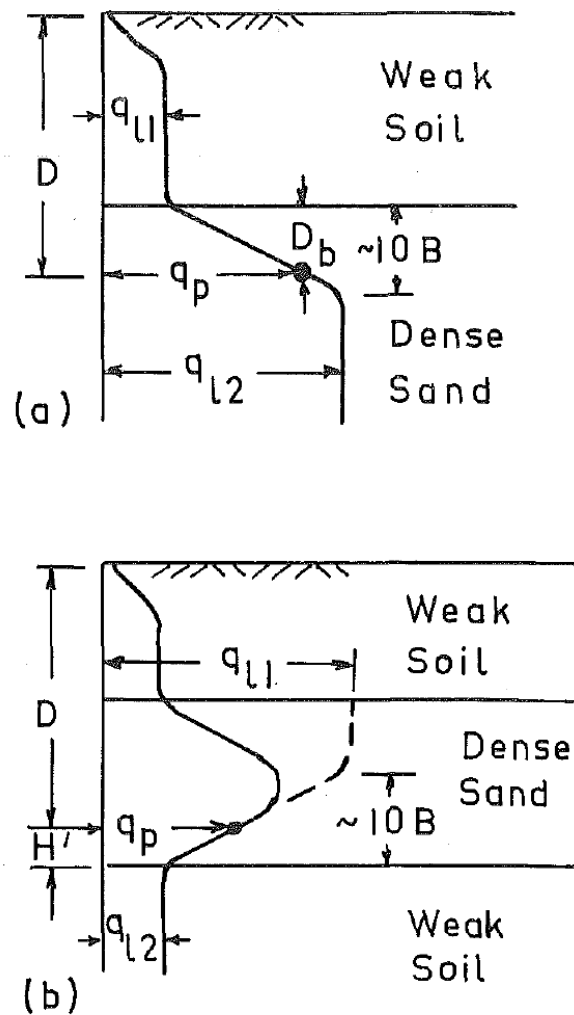
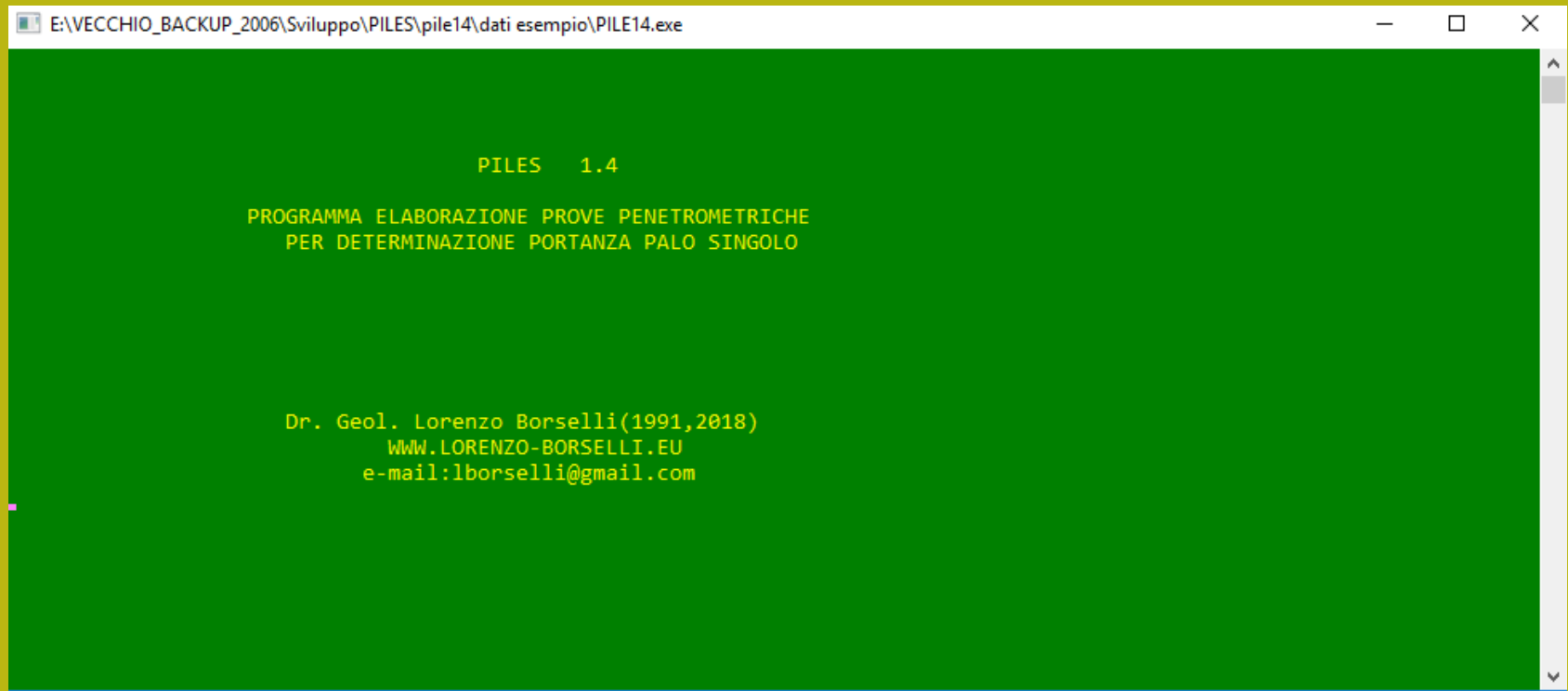


FIG. 1.—Relation between Ultimate Point Resistance of Pile and Depth In Sand Stratum beneath Weak Soil Layer: (a) Thick Sand Stratum; (b) Thin Sand Stratum Overlying Weak Soil

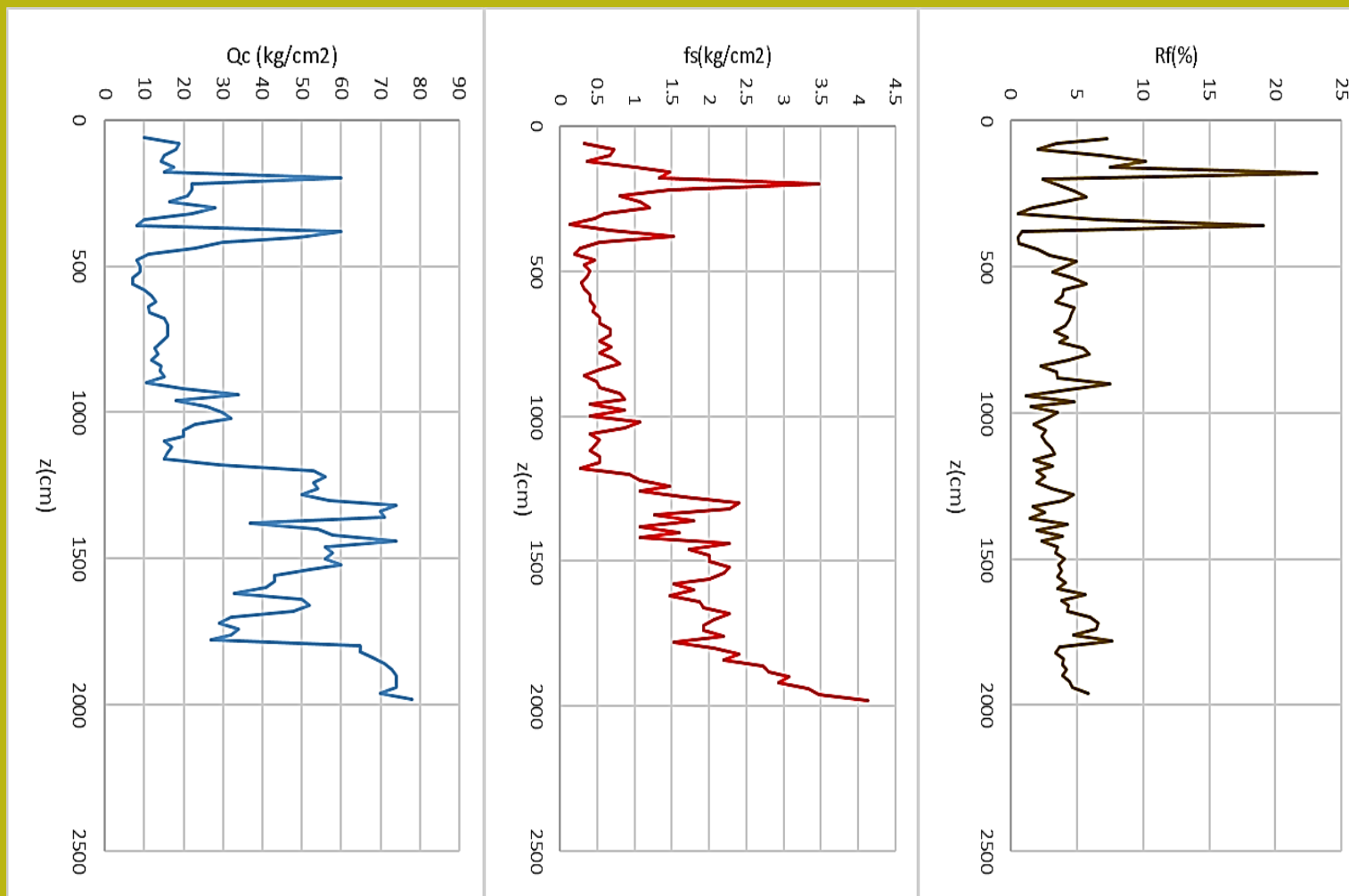
Interfaccia OLD-STYLE

Pero codice 64 bit



Da Profili prove CPT

Prova CPT2



Stratigrafia schematica



- 1: alternanza limi/sabbie e argille organiche
- 2: argilla
- 3: limo sabbioso /argille OCR
- 4: limi argillosi

Output in modo testo (pero' caricabile in file EXCEL)

cpt2.out: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

FILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) 0.60

Rapporto Conicit... (cm/m) 0.00

Coeff.di Sicurezza 2.50

Analisi da Prova CPT

FILE ARCHIVIO

cpt2.dat

LOCALITA'

DATA

da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

Z (m)	Ql (T)	Qb (T)	Qt (T)	Qamm (T)	Z (m)	Ql (kN)	Qb (kN)	Qt (kN)	Qamm (kN)	Z (m)
-5.40	24.0	10.6	34.7	13.9	-5.40	235.9	104.4	340.3	136.1	-5.40
-5.60	24.8	11.1	35.9	14.4	-5.60	243.3	109.2	352.5	141.0	-5.60
-5.80	25.7	11.2	36.9	14.7	-5.80	251.9	109.7	361.6	144.6	-5.80
-6.00	26.5	11.3	37.8	15.1	-6.00	260.1	111.2	371.3	148.5	-6.00
-6.20	27.0	11.0	38.0	15.2	-6.20	265.4	107.6	372.9	149.2	-6.20
-6.40	28.0	11.2	39.2	15.7	-6.40	275.2	109.4	384.5	153.8	-6.40
-6.60	29.3	11.6	40.9	16.3	-6.60	287.5	113.4	400.9	160.4	-6.60
-6.80	30.6	11.6	42.2	16.9	-6.80	299.9	113.8	413.7	165.5	-6.80
-7.00	31.6	11.8	43.4	17.4	-7.00	309.7	115.9	425.6	170.3	-7.00
-7.20	32.3	14.0	46.2	18.5	-7.20	316.4	137.3	453.7	181.5	-7.20
-7.40	33.3	14.4	47.7	19.1	-7.40	326.2	141.6	467.8	187.1	-7.40
-7.60	33.9	14.7	48.6	19.4	-7.60	332.4	144.1	476.5	190.6	-7.60
-7.80	34.4	14.9	49.3	19.7	-7.80	337.9	145.7	483.6	193.5	-7.80
-8.00	35.4	14.9	50.4	20.1	-8.00	347.7	146.4	494.1	197.7	-8.00
-8.20	36.1	15.0	51.0	20.4	-8.20	353.8	146.8	500.7	200.3	-8.20
-8.40	37.0	15.0	52.0	20.8	-8.40	362.9	147.6	510.5	204.2	-8.40
-8.60	37.5	15.3	52.8	21.1	-8.60	367.8	149.7	517.5	207.0	-8.60
-8.80	39.0	18.4	57.4	22.9	-8.80	382.6	180.1	562.7	225.1	-8.80
-9.00	40.6	18.6	59.2	23.7	-9.00	398.7	182.3	580.9	232.4	-9.00
-9.20	41.4	19.1	60.5	24.2	-9.20	406.1	187.0	593.1	237.2	-9.20
-9.40	43.0	20.1	63.2	25.3	-9.40	422.2	197.4	619.6	247.8	-9.40
-9.60	43.8	20.9	64.7	25.9	-9.60	429.6	204.9	634.4	253.8	-9.60

Metodo di calcolo da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) ____ 0.60

Rapporto Conicità' (cm/m) ____ 0.00

Coeff.di Sicurezza _____ 2.50

Analisi da Prova CPT

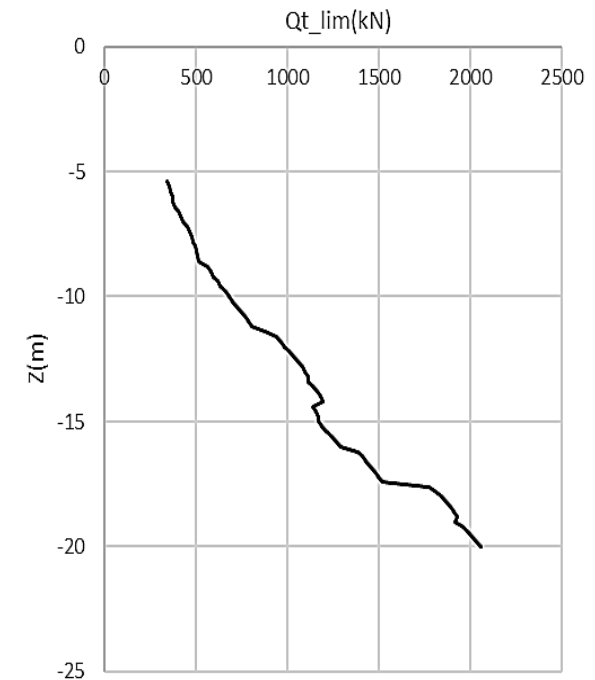
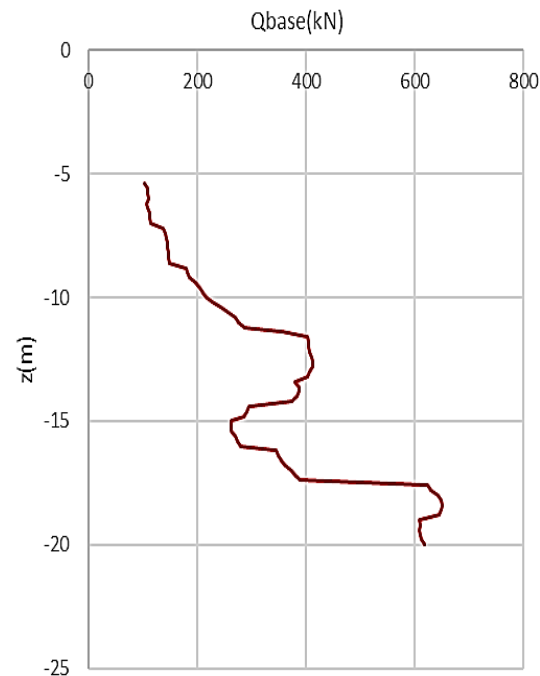
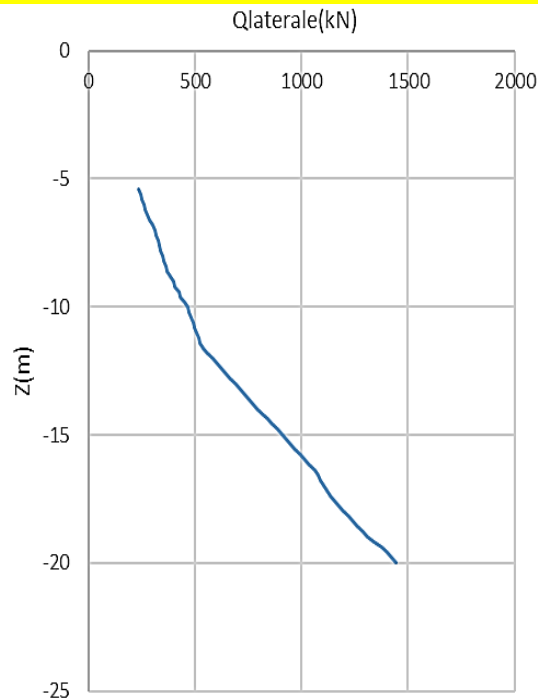
FILE ARCHIVIO _____ cpt2.dat

LOCALITA' _____

DATA _____

da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

$$Q_{lim} = (Q_l + Q_b)$$



File di input



zbase(cm)

400

900

1500

2000

NSPT

8

15

20

30

incoerente/coesivo

0

0

1

0



File di output



spt2cpt.out: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato
Diametro Base Palo (in m) 0.60
Rapporto Conicit... (cm/m) 0.00
Coeff.di Sicurezza 2.50

Analisi da Prova SPT
FILE ARCHIVIO spt2cpt.dat
LOCALITA`
DATA

da Meyerhof(1976,1983)

Z (m)	Ql (T)	Qb (T)	Qt (T)	Qamm (T)	Z (m)	Ql (kN)	Qb (kN)	Qt (kN)	Qamm (kN)	Z (m)
-4.80	15.4	10.2	25.7	10.3	-4.80	151.4	100.3	251.8	100.7	-4.80
-5.20	18.3	10.2	28.5	11.4	-5.20	179.1	100.3	279.4	111.8	-5.20
-5.60	21.1	10.2	31.3	12.5	-5.60	206.7	100.3	307.0	122.8	-5.60
-6.00	23.9	10.2	34.1	13.6	-6.00	234.4	100.3	334.7	133.9	-6.00
-6.40	26.7	10.2	36.9	14.8	-6.40	262.0	100.3	362.3	144.9	-6.40
-6.80	29.5	10.2	39.8	15.9	-6.80	289.7	100.3	390.0	156.0	-6.80
-7.20	32.3	10.2	42.6	17.0	-7.20	317.3	100.3	417.6	167.0	-7.20
-7.60	35.2	10.2	45.4	18.2	-7.60	345.0	100.3	445.3	178.1	-7.60
-8.00	38.0	10.2	48.2	19.3	-8.00	372.6	100.3	472.9	189.2	-8.00
-8.40	40.8	10.2	51.0	20.4	-8.40	400.2	100.3	500.6	200.2	-8.40
-8.80	43.6	10.2	53.8	21.5	-8.80	427.9	100.3	528.2	211.3	-8.80
-9.20	45.8	81.2	127.0	50.8	-9.20	449.1	796.6	1245.7	498.3	-9.20
-9.60	47.3	77.3	124.6	49.8	-9.60	463.9	758.3	1222.2	488.9	-9.60
-10.00	48.8	73.4	122.2	48.9	-10.00	478.7	720.0	1198.7	479.5	-10.00
-10.40	50.3	69.5	119.8	47.9	-10.40	493.5	681.7	1175.2	470.1	-10.40
-10.80	51.8	65.6	117.4	47.0	-10.80	508.3	643.4	1151.7	460.7	-10.80
-11.20	53.3	61.7	115.0	46.0	-11.20	523.1	605.1	1128.2	451.3	-11.20
-11.60	54.8	57.8	112.6	45.0	-11.60	537.9	566.8	1104.7	441.9	-11.60
-12.00	56.3	53.9	110.2	44.1	-12.00	552.7	528.5	1081.1	432.5	-12.00
-12.40	57.8	50.0	107.8	43.1	-12.40	567.5	490.2	1057.6	423.1	-12.40
-12.80	59.4	46.1	105.4	42.2	-12.80	582.2	451.9	1034.1	413.7	-12.80
-13.20	60.9	42.2	103.0	41.2	-13.20	597.0	413.6	1010.6	404.2	-13.20

PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) 0.60

Rapporto Conicita' (cm/m) 0.00

Coeff.di Sicurezza 2.50

Analisi da Prova SPT

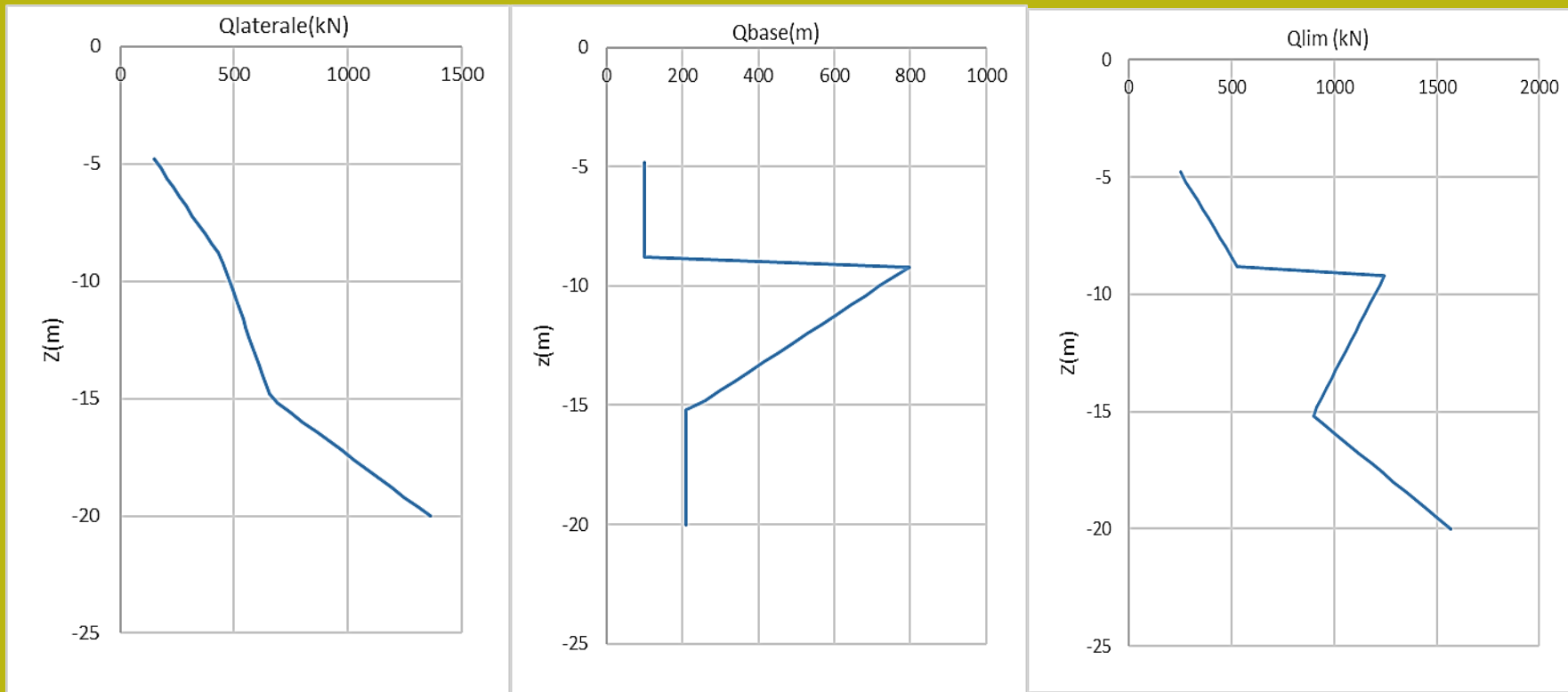
FILE ARCHIVIO spt2cpt.dat

LOCALITA'

DATA

da Meyerhof(1976,1983)

$$Q_{lim} = (Q_l + Q_b)$$



Prove dinamiche di infissione su pali e relativa stima della portanza

$$Q_{ult} = \frac{\eta E}{\delta}$$

Da Viggiani et al. (2014)

η =efficienza
 E = energia maglio
 δ = deformazione

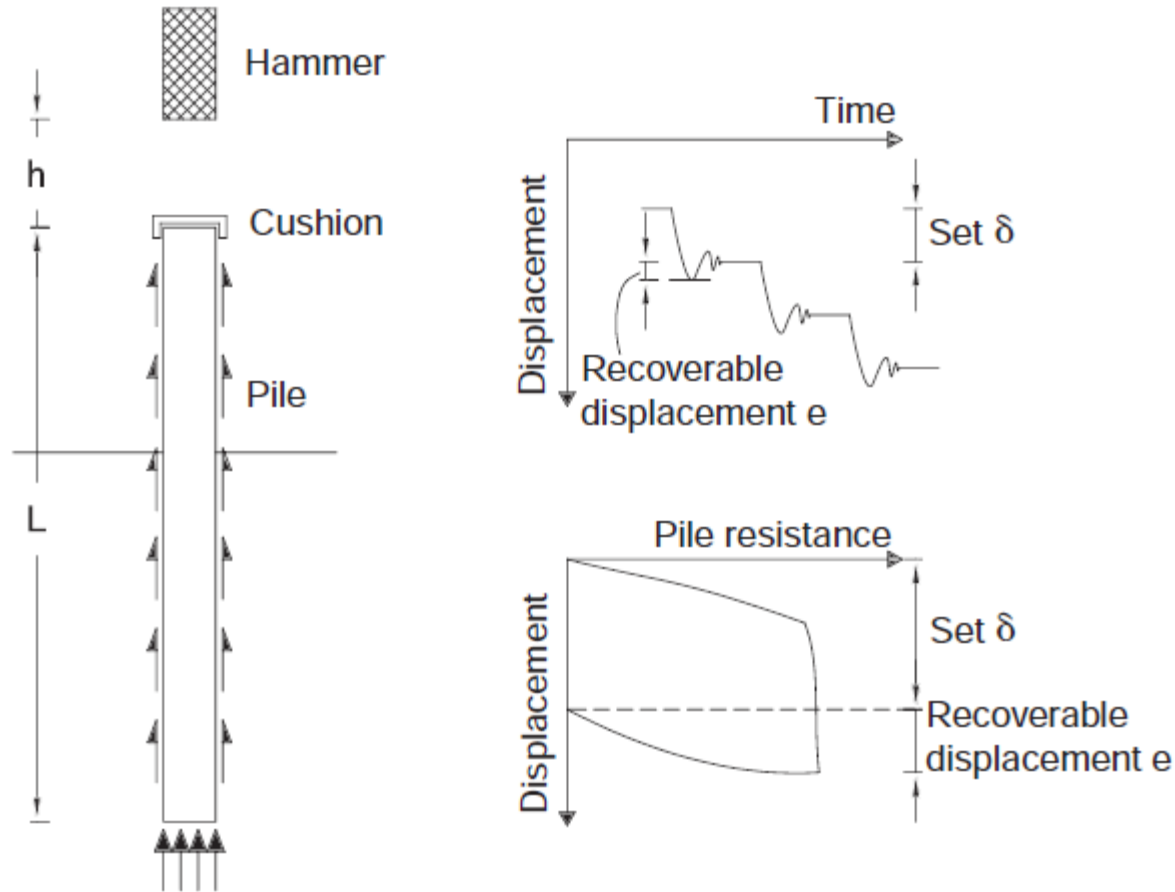


Figure 4.10 Schematic diagram of pile driving.

$$Q_{ult} = \frac{\eta E}{\delta + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p}$$



Oppure si usano equazioni di maggior complessita'(vedi a lato) Che considerano il rimbalzo elastico del maglio, Il peso del maglio e del palo, e vari coefficienti enti di restituzione che dipendono dal tipo di palo e di infissione.. $C_3=2.5$ (mm); C_1 = deformazione elastica permemente sotto il carico assiale finale

Table 4.16 Values of η in the pile driving formulas

Type of hammer	Values of η
Drop hammer, triggered fall	1
Steam or compressed air	0.9
Drop hammer, winch operated	0.8
Diesel	0.7-0.8

Table 4.17 Values of the coefficient of restitution n

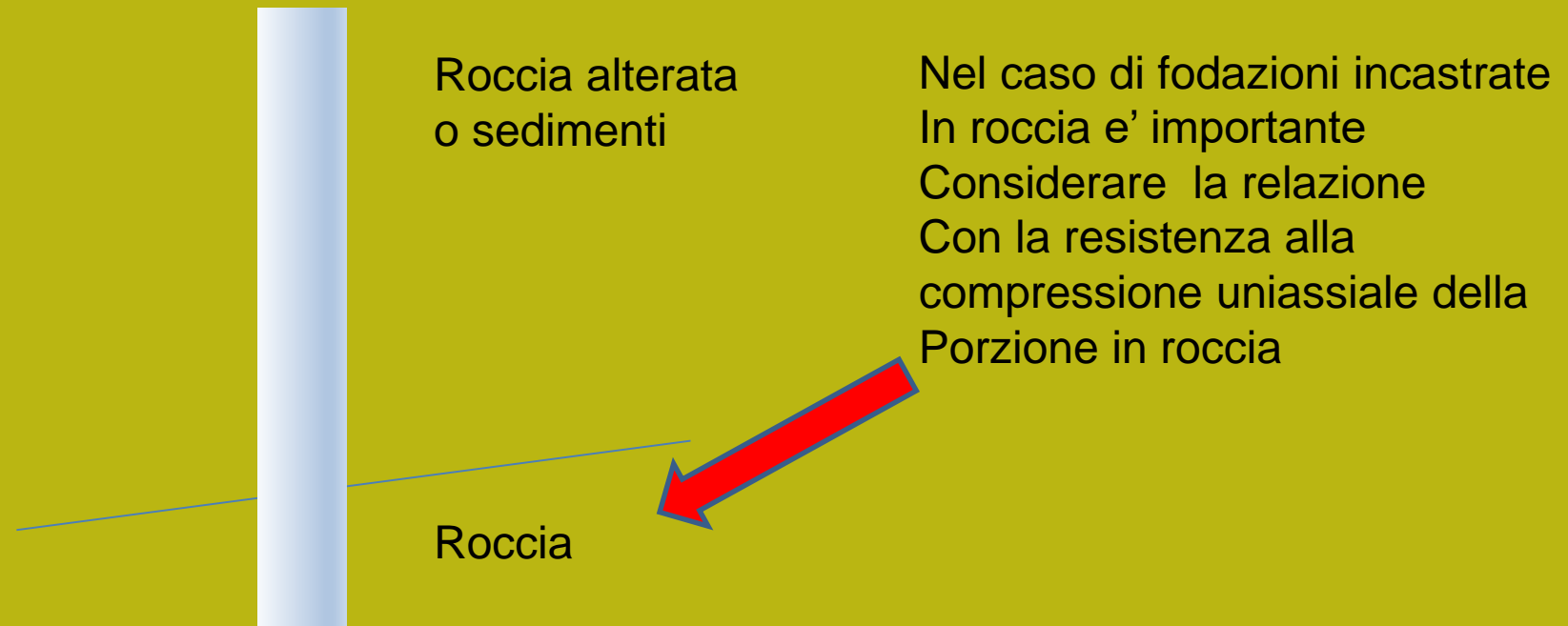
Conditions	Values of n
Timber pile, damaged top	0
Timber pile, intact top	0.3
Greenheart oak	0.5
Precast concrete, no cushion	0.4
Micarta plastic	0.8

Table 4.18 Values of C_2 , Eq. 4.12

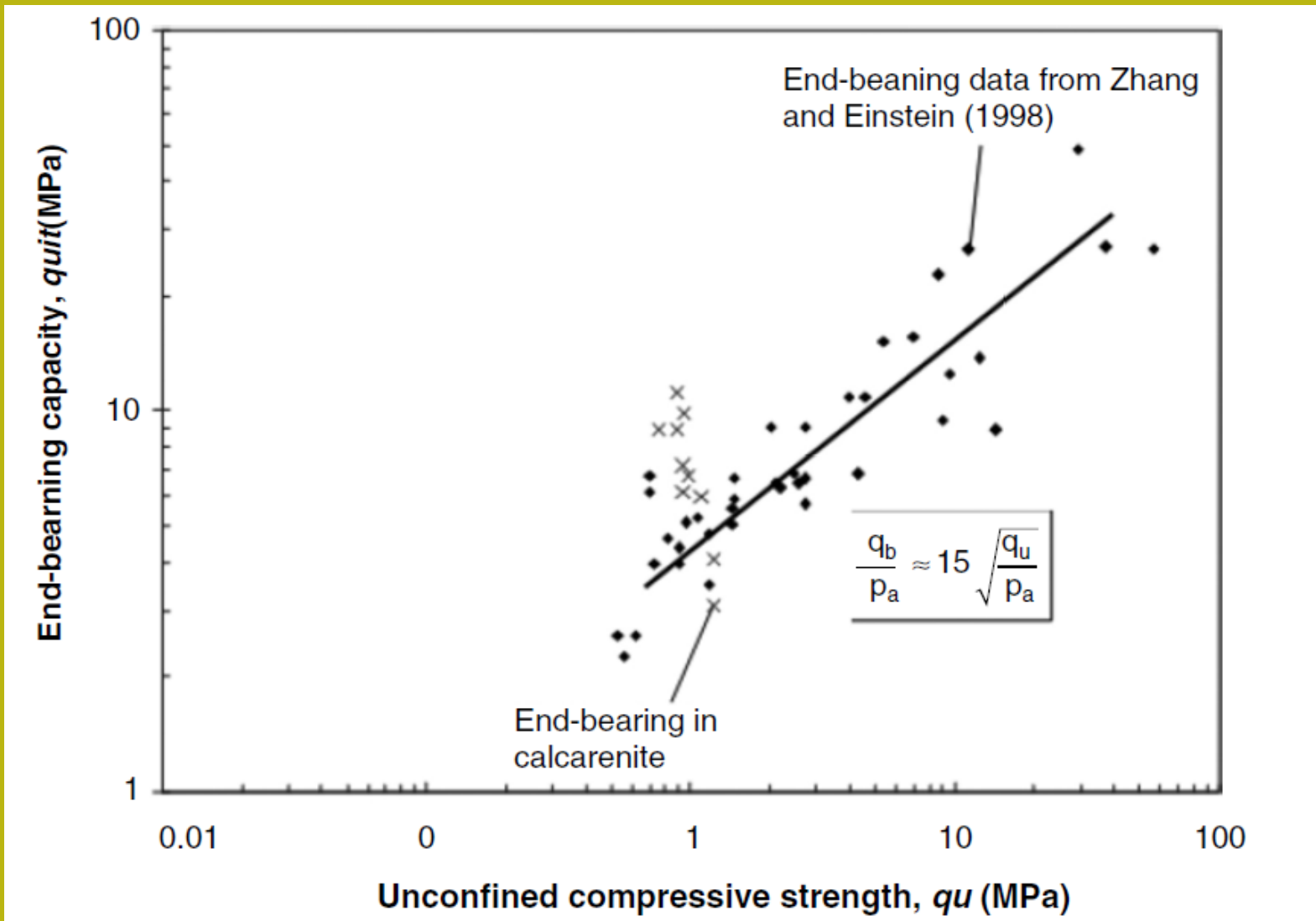
<i>Pile type</i>	<i>Values of C₂ (mm)</i>			
4Q/πd ² (MPa)	3.5	7.0	10.5	14.0
Steel, no cushion	0	0	0	0
Wood, no cushion	1	2.5	4	5
Precast concrete with cushion	3	6	9	15
Steel with wood cushion	1	2	3	4

Comunque questo tipo di prove Sono considérate poco attendibili. Quindi se usate devono essere associate a fattori di sicurezza molto elevati.. Es $F_s=8-10!!$

FONDAZIONI PROFONDE IN ROCCIA



Portanza unitaria di base q_b dal valore di UCS della roccia (in MPa)

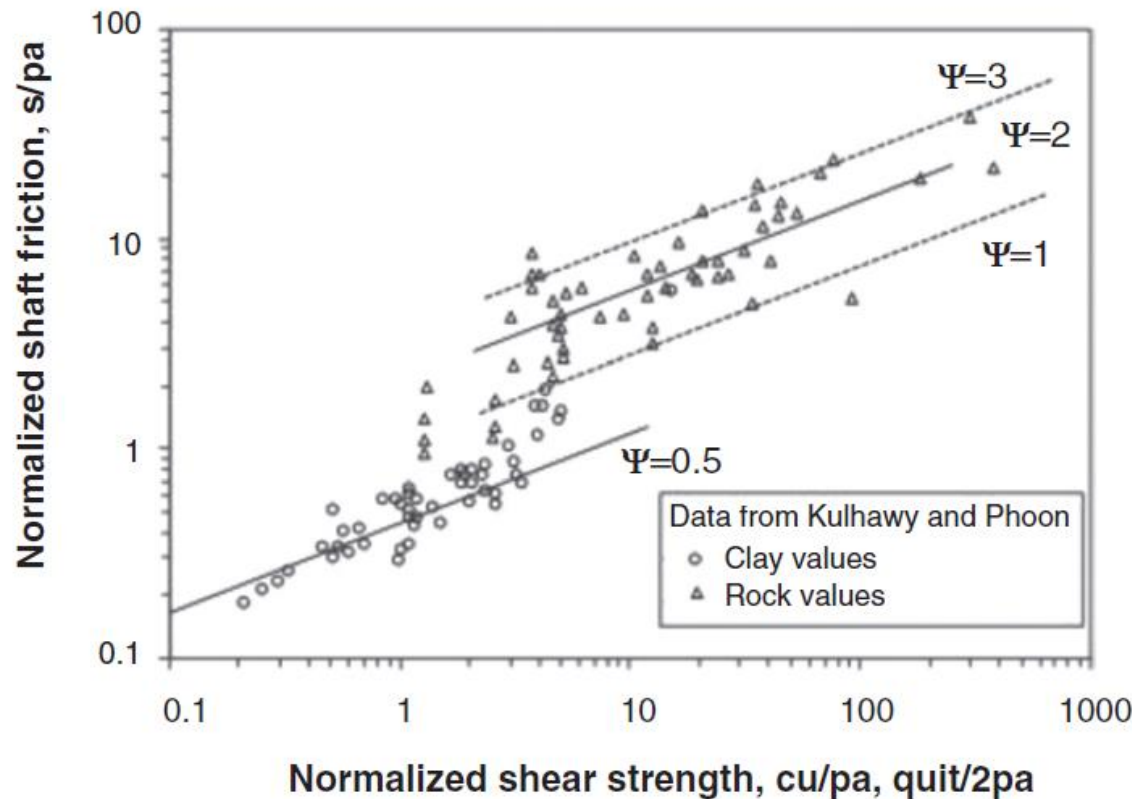


Da Viggiani et al. (2014)

Portanza unitaria laterale ql dal valore di UCS della roccia (in MPa)

$$\alpha = \Psi \left[\frac{c_u}{p_a} \right]^{-0.5}$$

(4.16a)



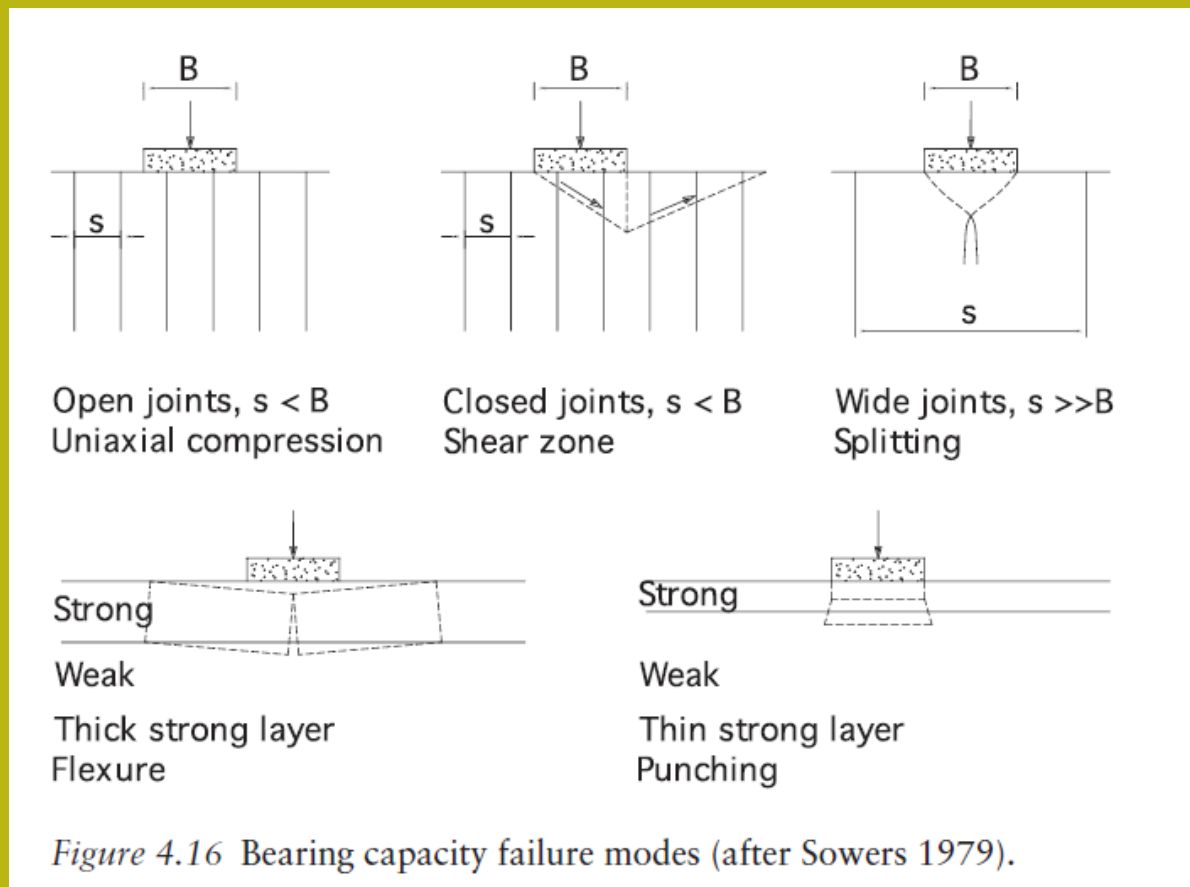
Da Viggiani et al. (2014)

$$s = \Psi \left[\frac{q_u}{2} p_a \right]^{0.5}$$



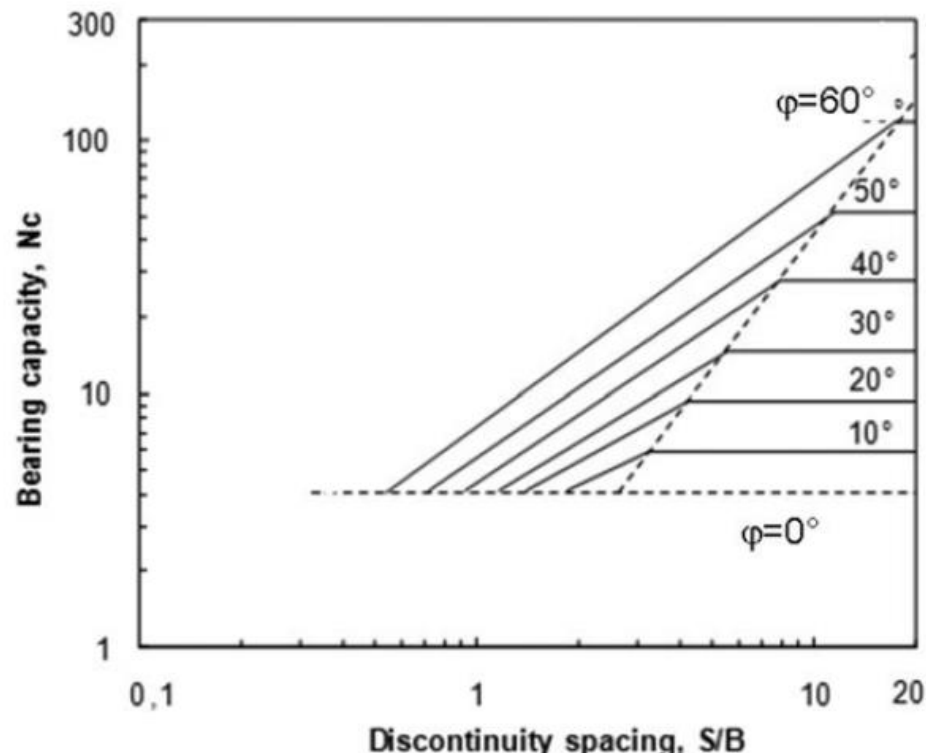
Portanza laterale unitaria

Modalita' di rottura per fondazioni in roccia... comunque e' incompleto..



Da Viggiani et al. (2014)

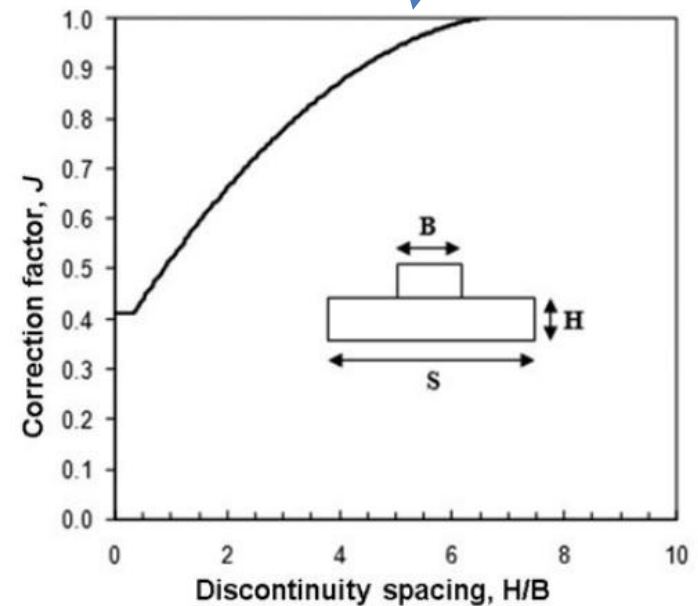
In alternativa si possono usare le formule per le classiche capacita' portanti per le fondazioni ma con paramemetri c' e ϕ' variabili e dedotti dalla applicazione del método GSI.. (vedasi dispense **geotecnica di base**)



Bearing capacity factors for open joints (after Kulhawy and Goodman 1980)

Da Viggiani et al. (2014)

$$q_{ult} \sim JcN_{cr}$$



Correction factor for discontinuity spacing (after Bishnoi 1968)

Teoria base carichi cedimenti / Prove di carico

«A differenza di una fondazione superficiale, dove il trasferimento dei carichi avviene direttamente sul volume significativo di terreno sottostante il quale ragionevolmente non aumenta all'aumentare del carico, nelle fondazioni profonde o indirette si assiste ad un progressivo trasferimento dei carichi verso porzioni di terreno sempre più profonde. Questo trasferimento al terreno circostante avviene tramite i pali, nei quali le sollecitazioni di compressione si trasferiscono anch'esse verso sezioni più profonde alla ricerca delle reazioni vincolari necessarie per l'equilibrio statico.» (da Froldi 2018 . In stampa)

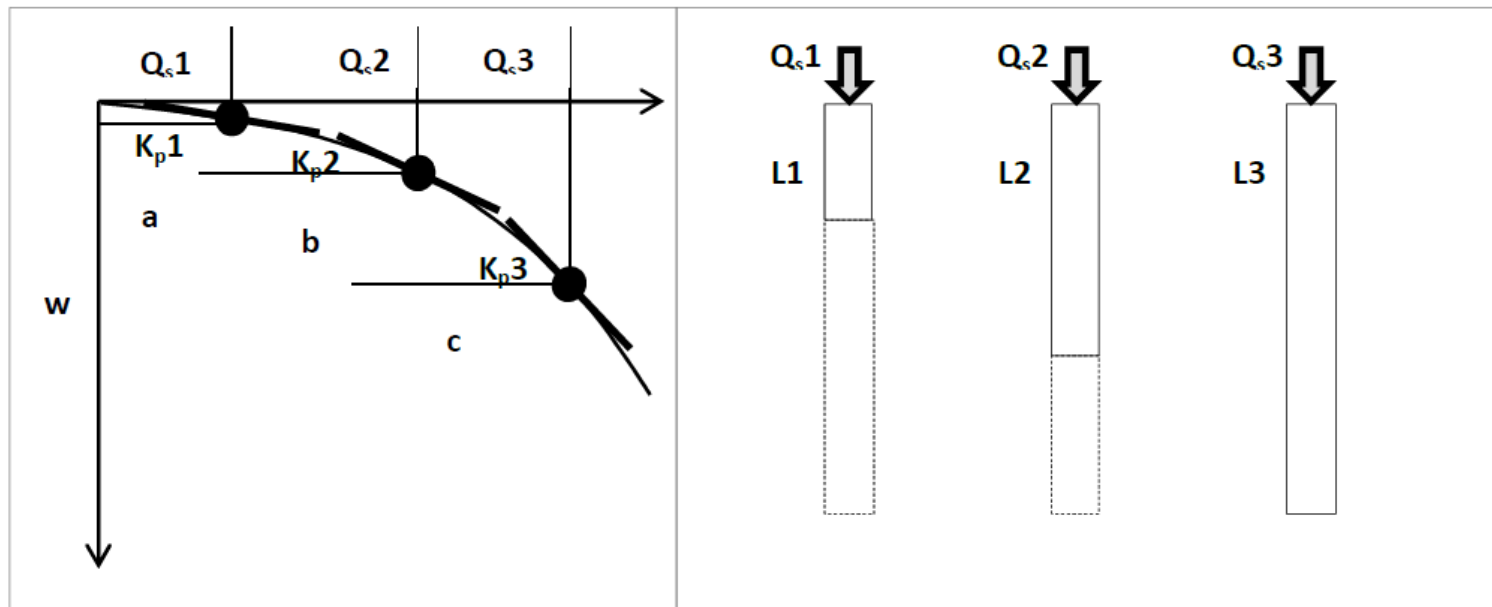


Figura 5 – Determinazione grafica della mobilitazione del fusto con l'incremento del carico

Da Froldi (2018, in stampa)

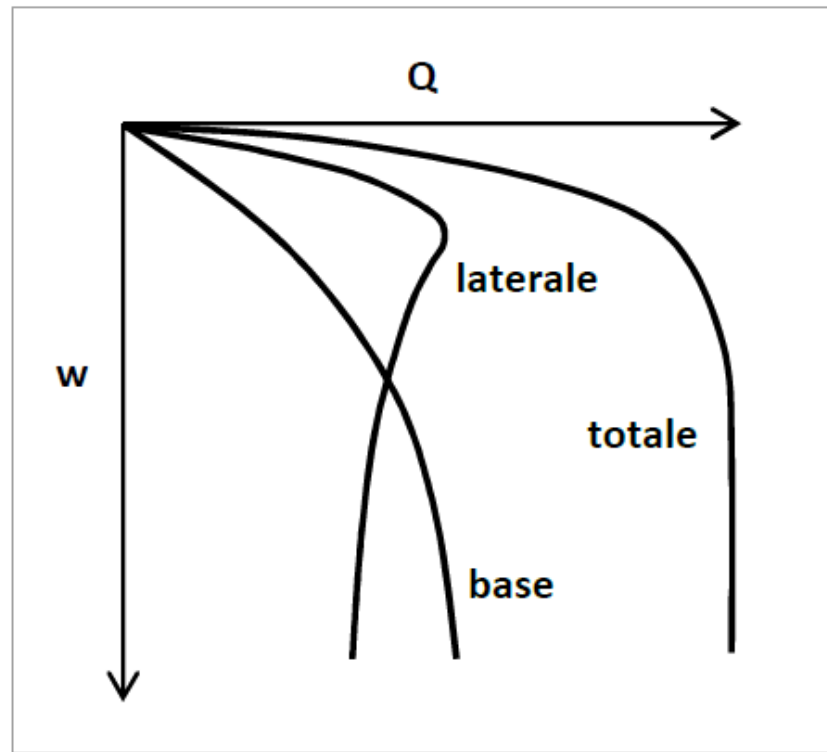


Figura 2 – Curva di cedimento totale come sommatoria della curva laterale e di base

Da Frolidi (2018, in stampa)

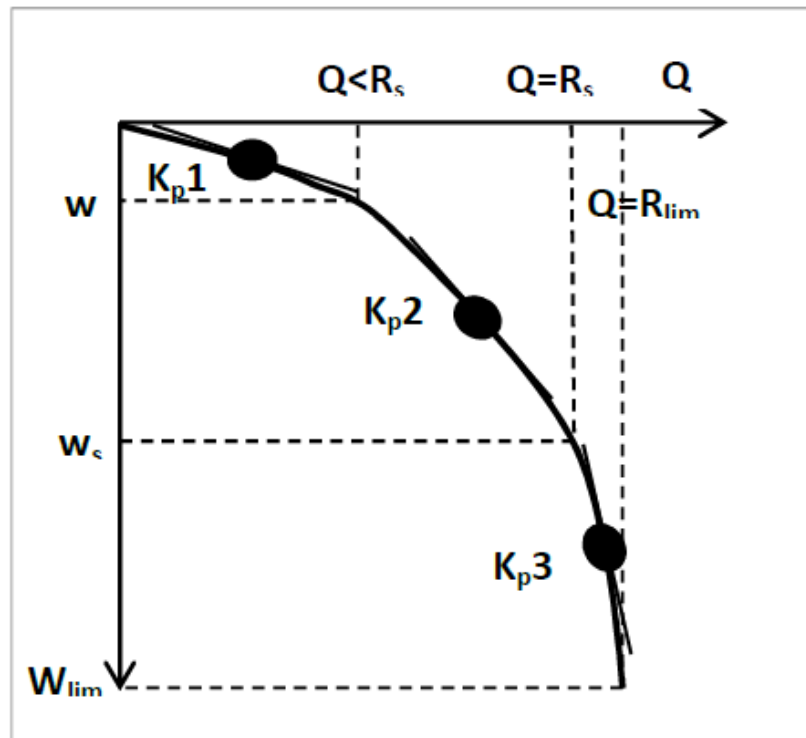


Figura 6 – Variazione della rigidezza complessiva del palo con l'incremento del carico

Da Froldi (2018, in stampa)

$$K_{tot} = K_{equiv} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{2K_p} + \left(\frac{1}{K_s + 2K_p}\right)} + \frac{1}{K_b}}$$

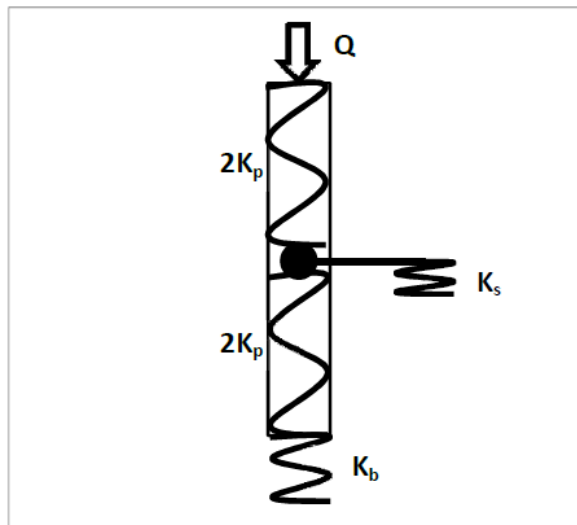


Figura 7 – Modello elastico equivalente per la determinazione della rigidezza totale

$$W = \frac{Q}{K_s + K_b}$$



Calcolo rigidezza totale equivalente
e formula per calcolo dei cedimenti per
Palo rigido

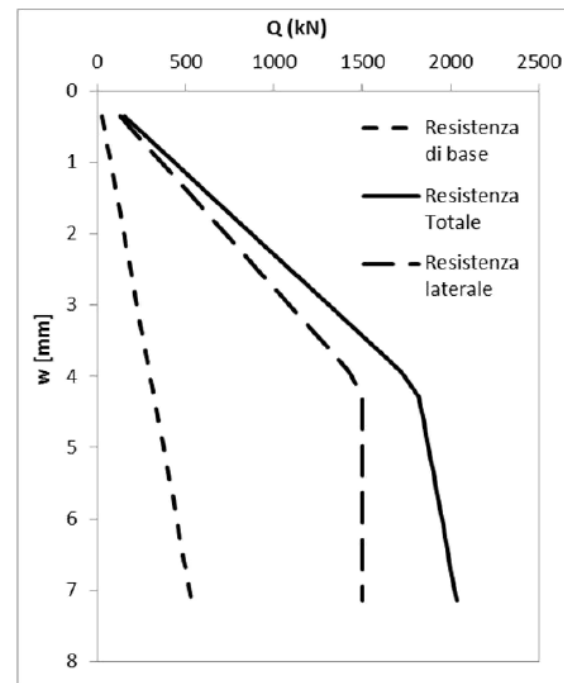


Figura 8 – Esempio di costruzione di curva totale per palo rigido

Da Froldi (2018, in stampa)

Il problema e' che K_s non e' costante e neppure K_p

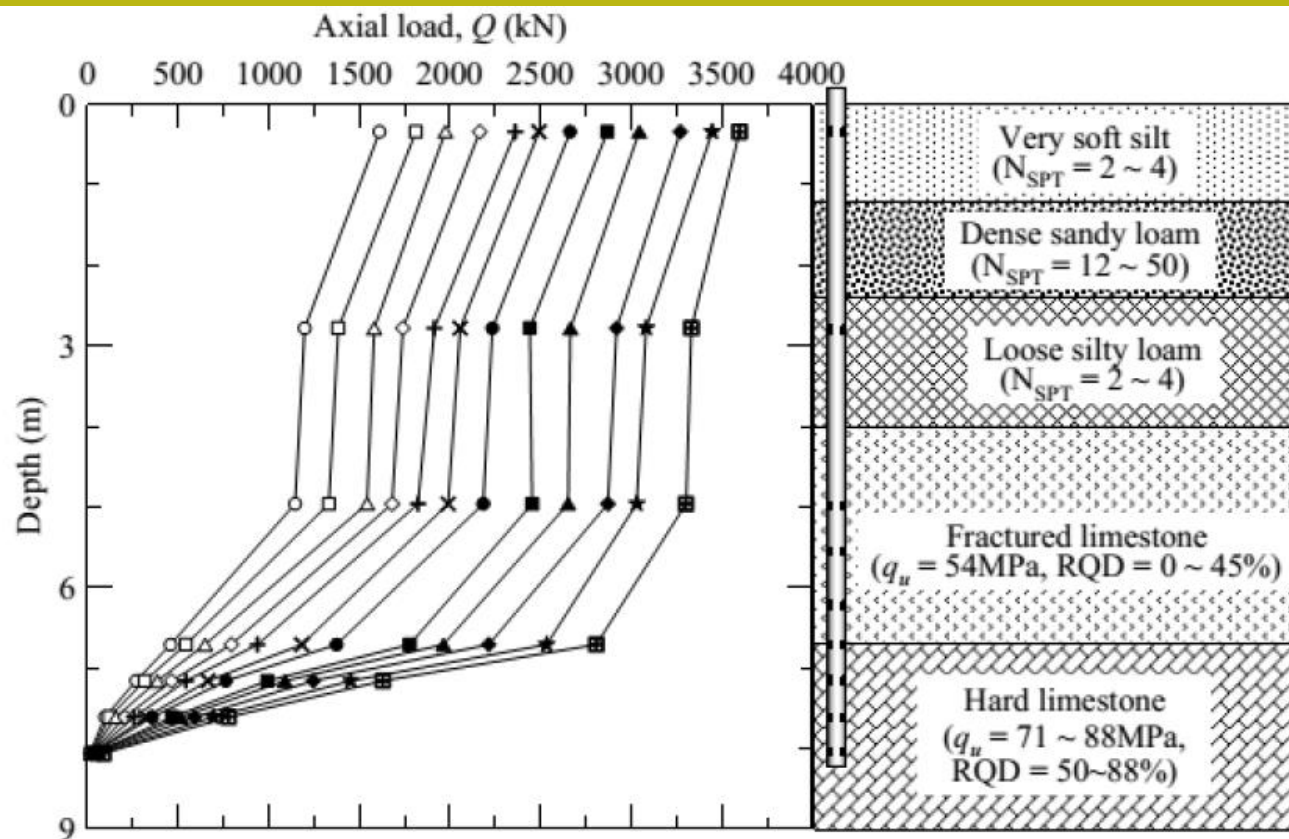


Figura 9 – Distribuzione del carico assiale N con la profondità per diversi carichi Q [da FHWA, 2008]

Da Froldi (2018, in stampa)

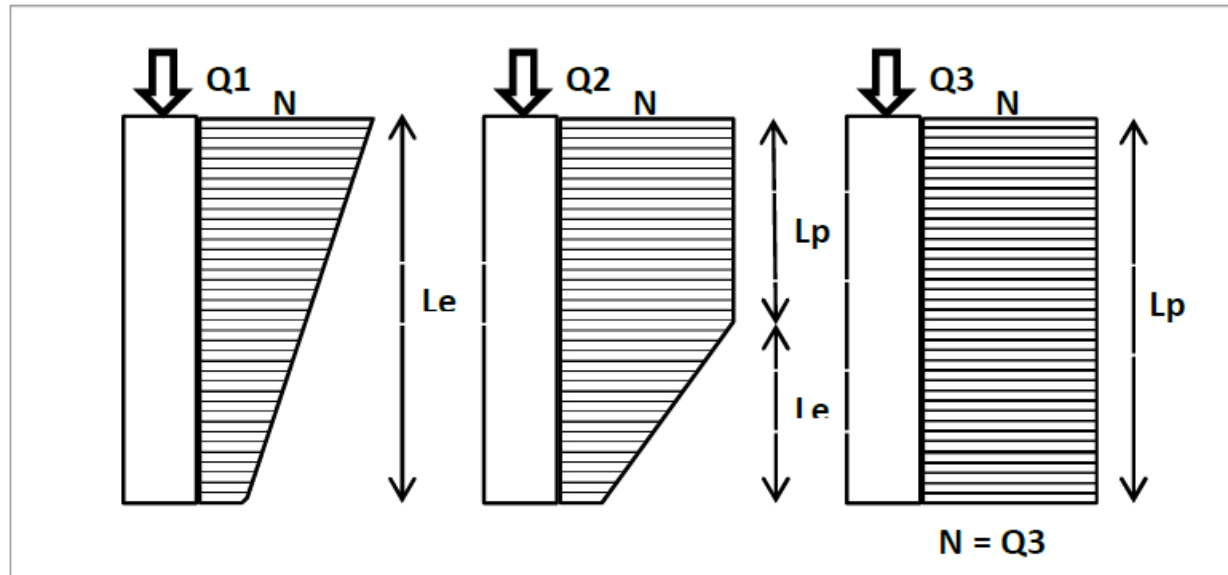
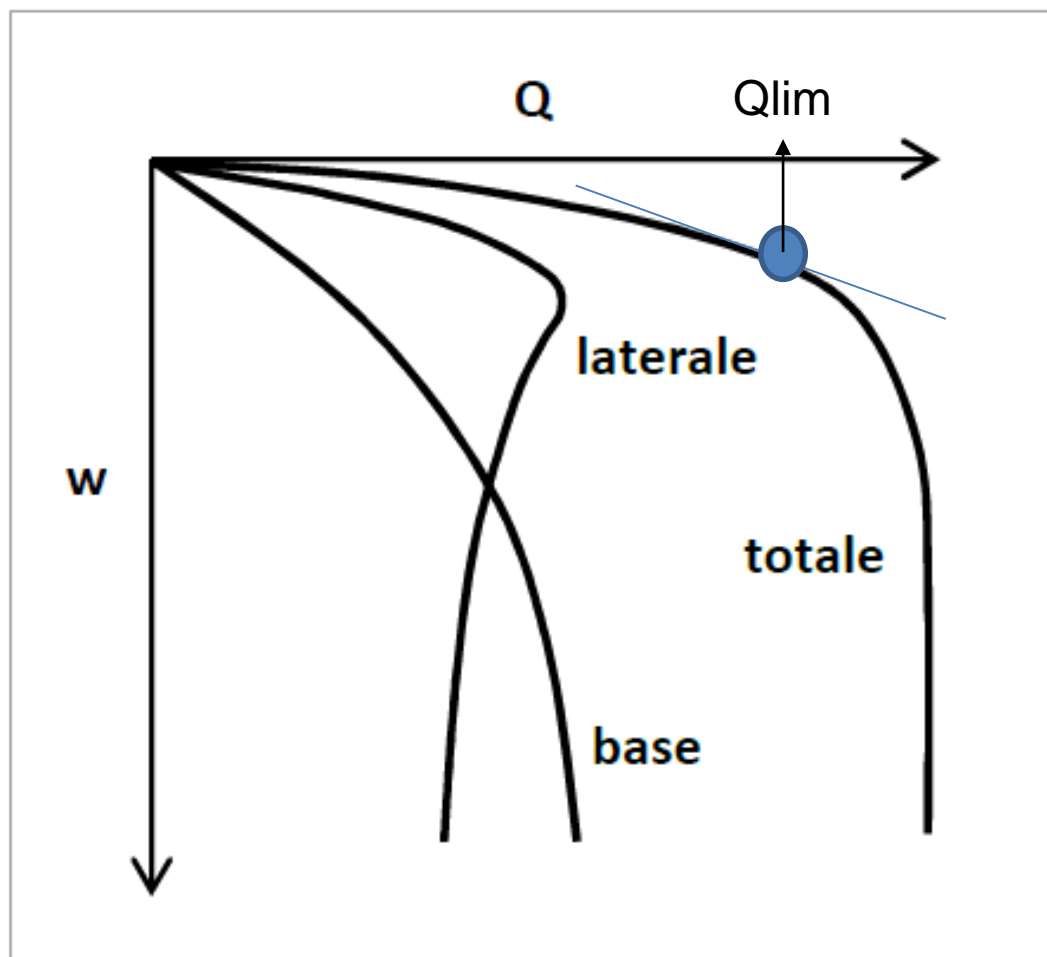


Figura 10 – Interpretazione concettuale del fenomeno del trasferimento dei carichi al crescere delle azioni assiali

Da Froldi (2018, in stampa)

Stima del Q_{lim} come punto dalla curva Q-W
gradiente cedimento/carico dove abbiamo che $>0.14 \text{ mm/kN}$
Metodo FULLER & HOY, 1970

Da Frolidi (2018, in stampa), modificato



$$w_s = \frac{d}{M} \frac{Q}{Q_{lim}} = \frac{d}{M} \frac{1}{FS}$$

Metodo di calcolo empirico dei Cedimenti secondo Viggiani et al.(2014). Assumendo $FS > 2.5$

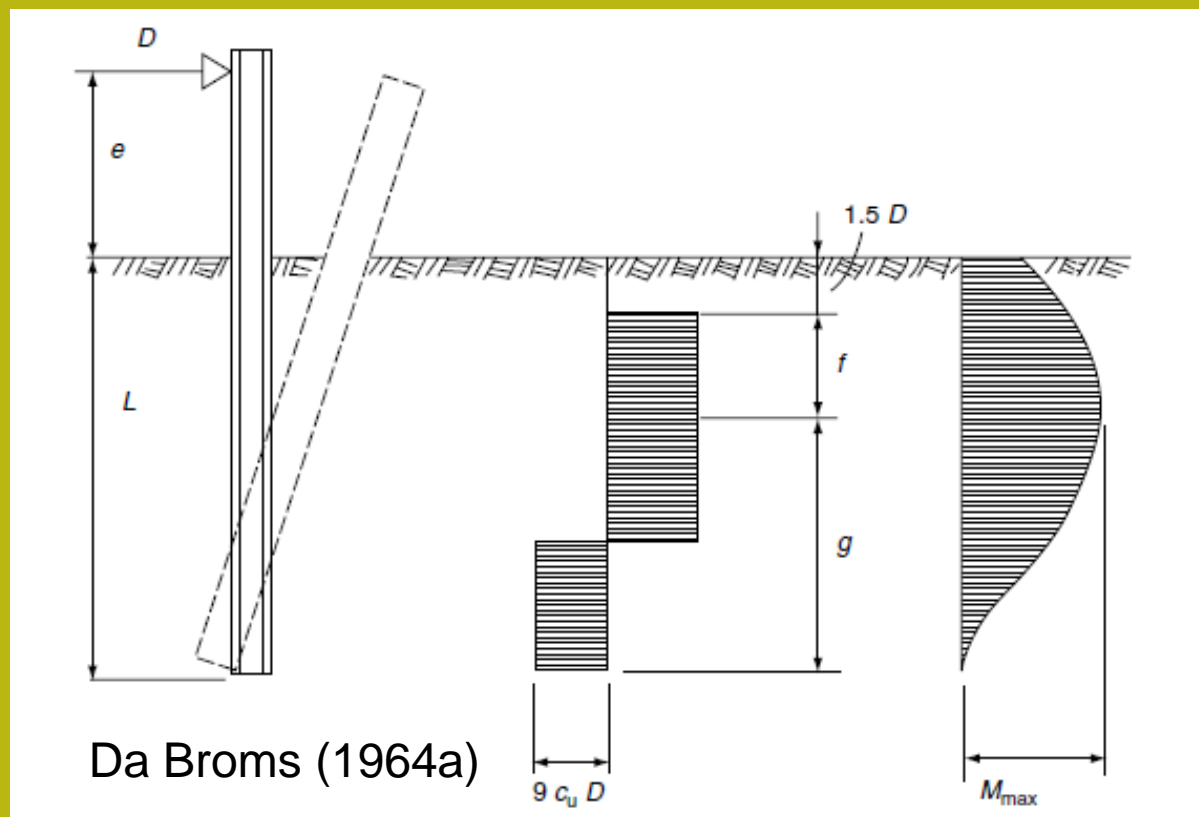
Table 5.2 Values of M , Eq. 5.1

<i>Pile type</i>	<i>Soil type</i>	<i>M</i>
Displacement	Cohesionless	80
	Cohesive	120
Small displacement (driven H or tube; large stem auger piles)	Cohesionless	50
	Cohesive	75
Replacement	Cohesionless	25
	Cohesive	40

Se Q_{lim} è ottenuto secondo varie modalità di calcolo, il cedimento diventa un processo non-lineare in funzione del grado di mobilitazione della Q_{lim} o attraverso il valore di riferimento di FS finale..es. $FS=2.5$

CARICHI LATERALI SU PALI

A differenza della capacità di carico assiale, è necessario determinare la capacità di carico laterale considerando due diversi meccanismi di collasso: (1) collasso strutturale del palo dovuto a cedimento del materiale del palo o cedimento del terreno di confinamento, e (2) pali che diventano disfunzionali a causa di eccessive deflessioni laterali. Sebbene la rottura passiva del terreno di confinamento è una potenziale modalità di collasso, tale collasso si verifica solo a deflessioni relativamente grandi che generalmente superano i movimenti tollerabili (Gunaratne, M. , 2013)



I pali "**corti**" incorporati in terreni relativamente più rigidi possono collassare a causa del cedimento del terreno mentre i pali "**lunghi**" sono incorporati in terreni relativamente più deformabili possono produrre flessioni eccessive. (Gunaratne, 2013).

In considerazione delle condizioni di cui sopra, dovremmo analizzare separatamente, i due problemi distinti presentati sopra (Gunaratne, 2013)

- (1) capacità laterale del palo da considerazioni di resistenza del terreno,**
- (2) capacità laterale del palo in base ai limiti di deflessione**

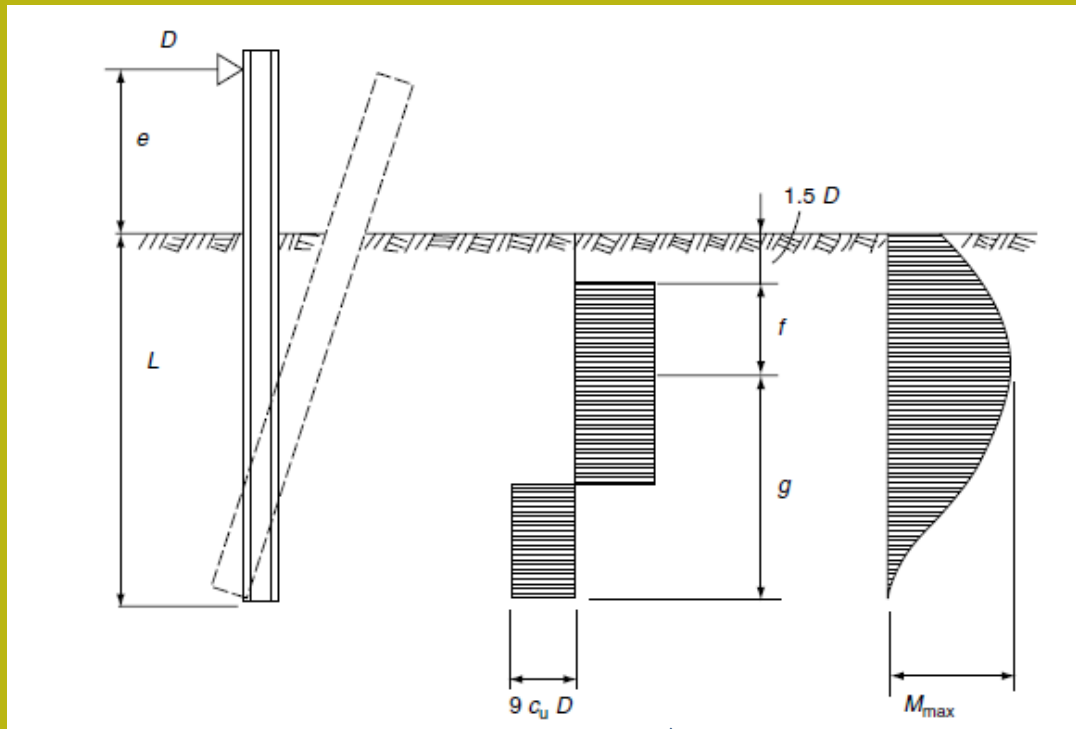
D'altra parte, i pali sottoposti a carico sia assiale che laterale devono essere progettati per la resistenza strutturale dei pali come travi/colonne elastiche.

Vediamo in particolare il caso per:

- **Terreni su suoli coesivi (condizioni non drenate)**
- **Terreni su suoli granulari non coesivi (condizioni drenate)**

Considerando la presenza di una testa libera o fissa del palo e anche la influenza dei momenti flettenti ammissibili del palo, secondo la teoria di Broms(1964a,b).

Suoli coesivi – pali corti

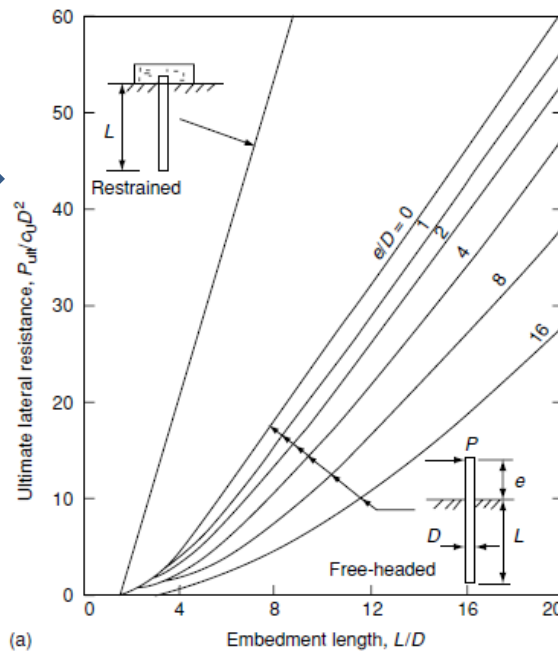


$$L = g + 1.5D + f$$

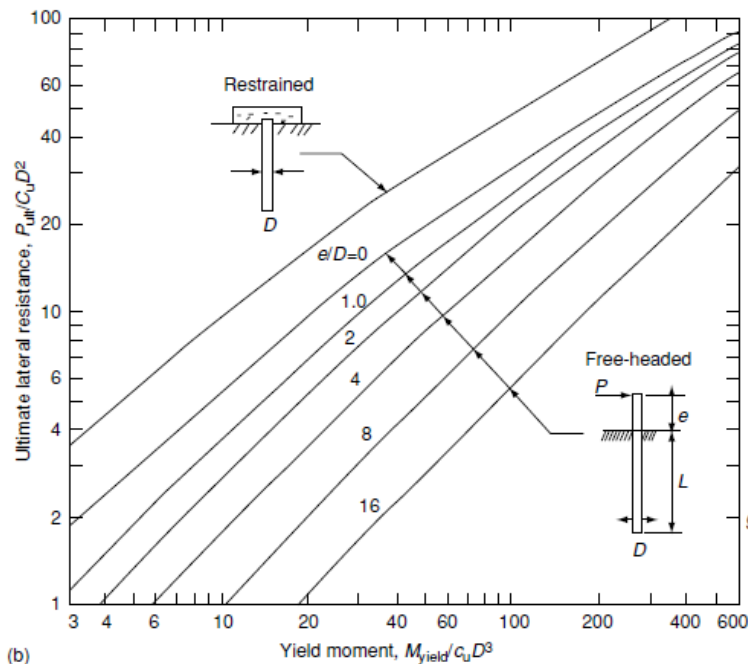
$$g = L - 1.5D - f$$

Calcolo Resistenza limite (kN)
Per pali singoli in suolo
Puramente coesivo ...
caricati orizzontalmente in
testa per Condizioni a breve
termine Metodo Broms
(1964a)

Pali corti



Pali Lunghi



Calcolo Resistenza limite (kN)
Per pali singoli in suolo
Puramente coesivo ...
caricati orizzontalmente in testa
Condizioni a breve termine
Metodo Broms (1964a)

$$f = \frac{P_u}{9c_u D}$$

$$L = g + 1.5D + f$$



$$g = L - 1.5D - f$$

Pu in funzione del
momento flessionale massimo
ammissibile per il palo



Per pali corti

Step 1

Calcolo diretto
di plasticizzazione
del terreno

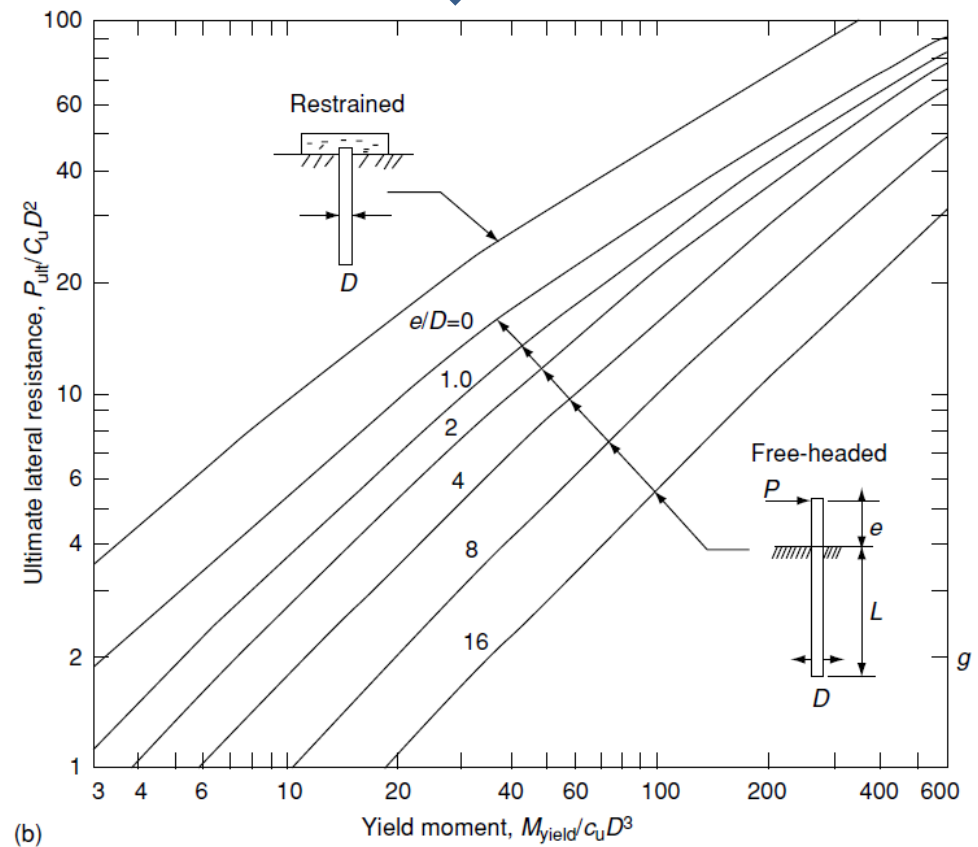


Step 2 noto il
momento flettente
massimo tollerabile
dal palo **Myield** (in
kN m) ricalcolare **Pu**
usando il meccanismo
dei pali lunghi.. Infatti
il palo potrebbe
raggiungere il suo
limite dei flessione
prima del suo carico
ultimo di e momento
massimo di
plasticizzazione del
terreno

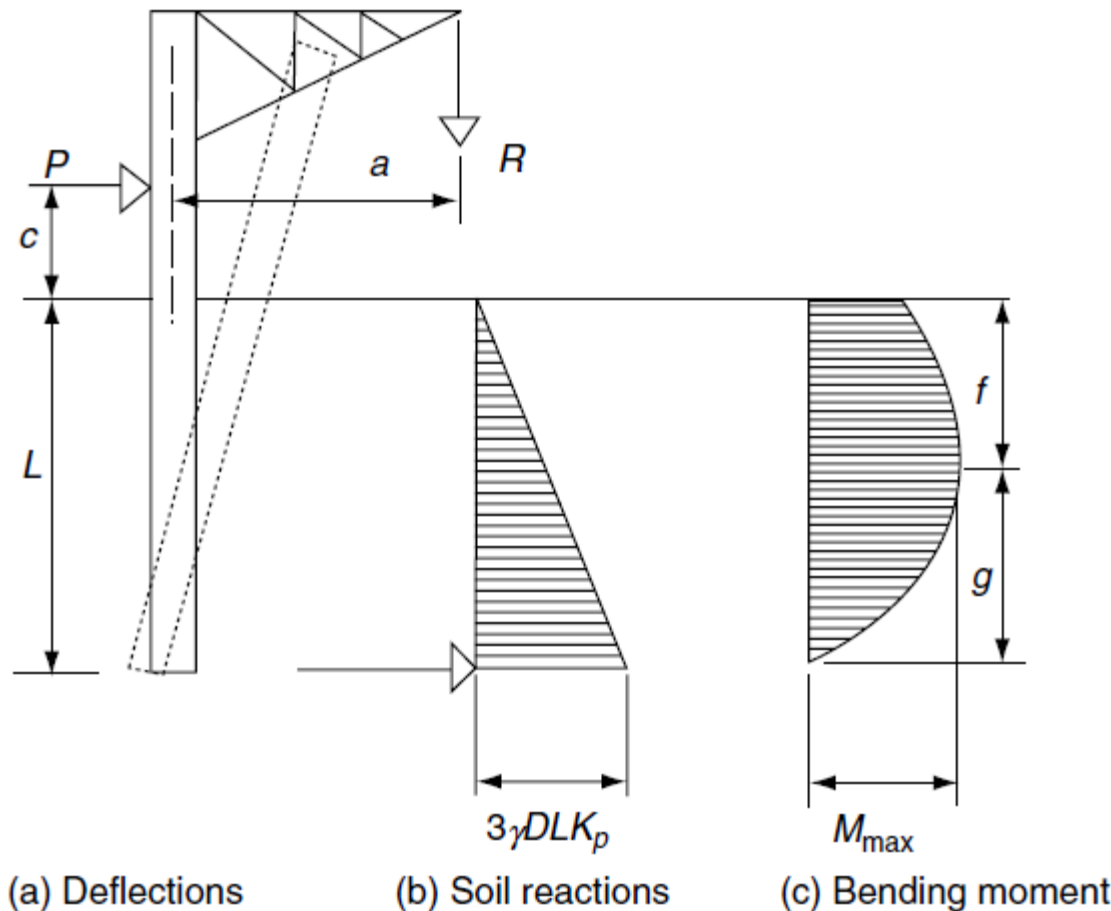
$$P_u = 9c_u D(L - 1.5D)$$

$$M_{\max} = P_u(0.5L + 0.75D)$$

Step 3 : Noto Myield del palo si applica questo
Per determinare Pu se Mmax>Myield



Per suoli non coesivi



Carico limite

$$P_u = \frac{0.5\gamma DL^3 K_p}{e + L}$$

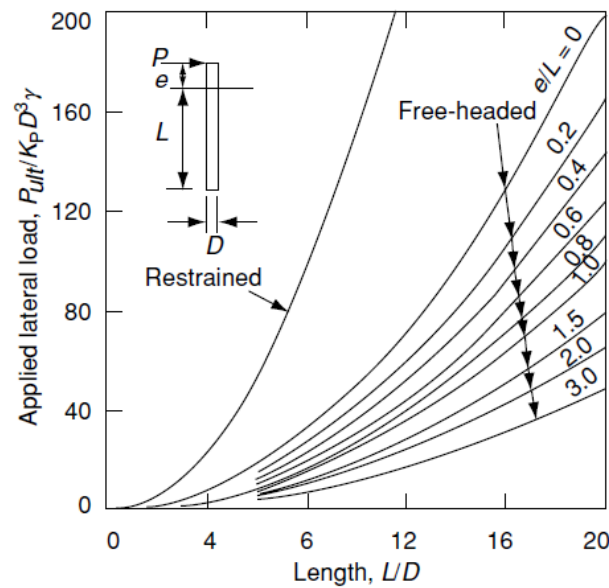
Posizione
max momento
flettente

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{P_u}{DK_p \gamma}}$$

Max momento
Flettente per
Plasticizzare il terreno

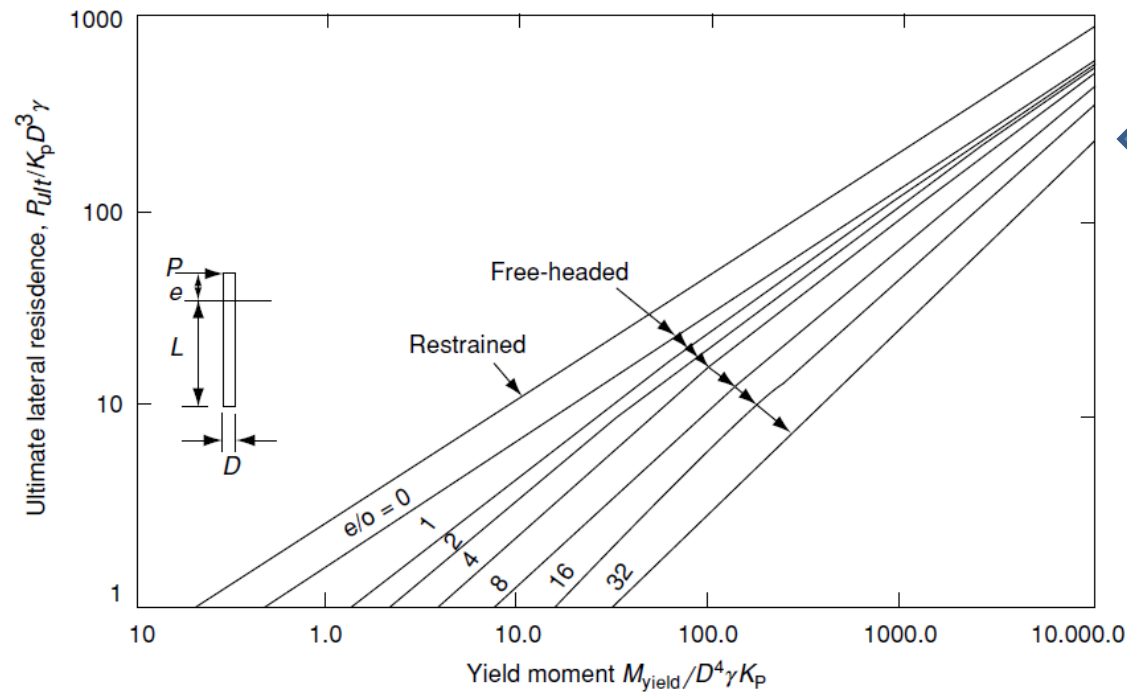
$$M_{\max} = P_u \left(e + \frac{2}{3}f \right)$$

Se $M_{\max} > M_{\text{yield}} \text{ palo}$ (che dipende dalle caratteristiche del palo)...



1) stima P_u per palo corto

2) Se $M_{max} > M_{yield}$



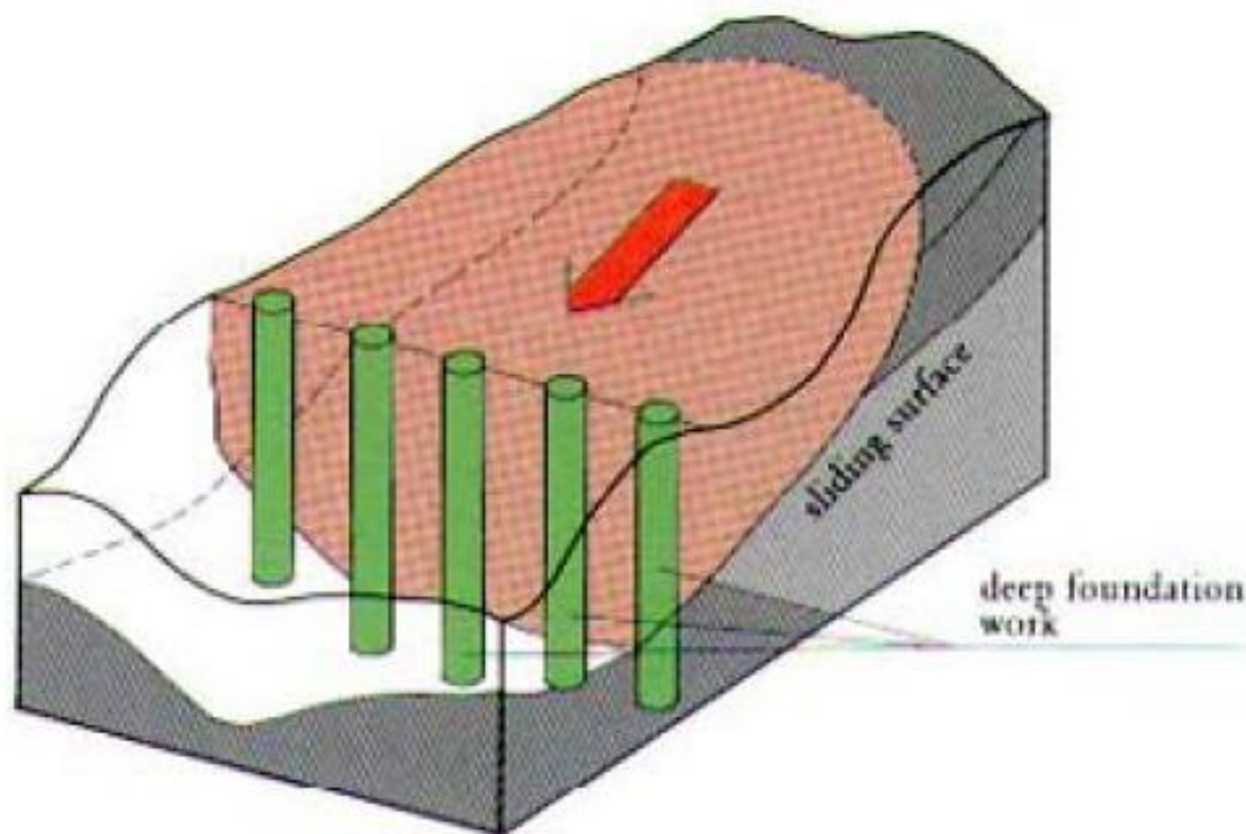
Allora ricalcolo P_u per palo lungo

In sostanza Il valore di **Pu** (kN) (carico ultimo limite in testa) puo' essere governato interamente dal terreno, o dalle caratteristiche del palo..

Naturalmente esistono anche condizioni Intermedie...e altre teorie piu raffinate come:

- **Metodo elastico lineare**
- **Metodo non lineare della *stiffness matrix analysis***
- **Metodo (p-y), *lateral pressure deflection***

INTERAZIONE PALIFICATE PENDIO

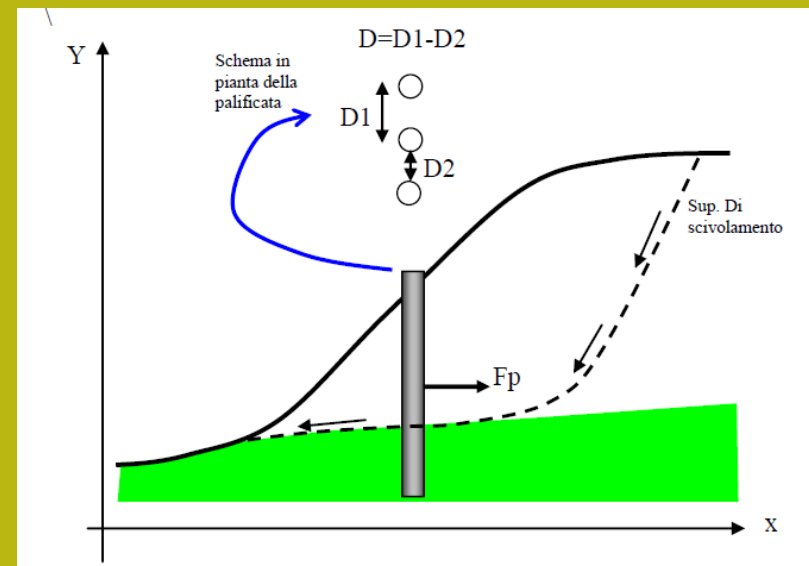
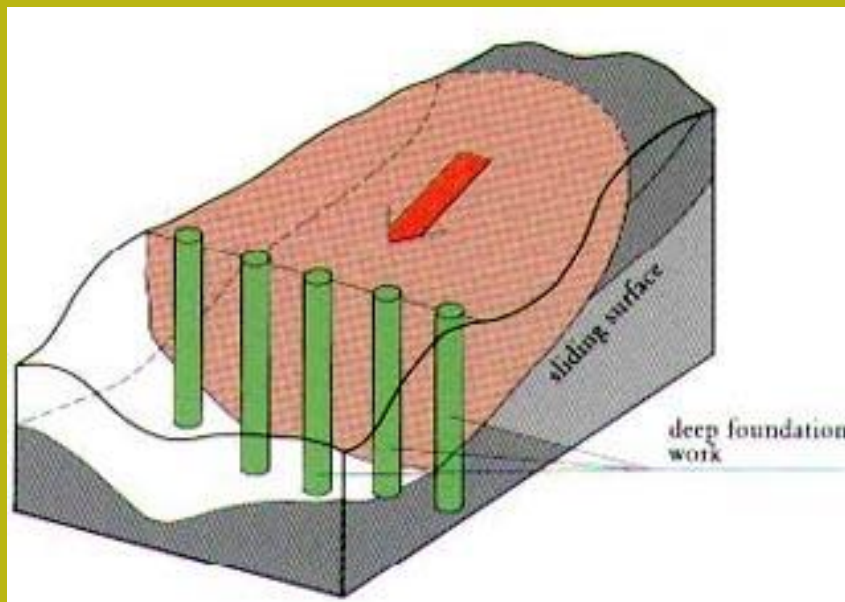


Fondazioni profonde in pendio (da manuale SSAP 4.9.6) (Borselli (2018))



palificate

Le palificate, nella forma di una o più file di pali, sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio, attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione F_p opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.



STEPS analisi con PALI in pendio

1. Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi fluisce tra i pali.
2. **Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.**
3. Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza F_s che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.



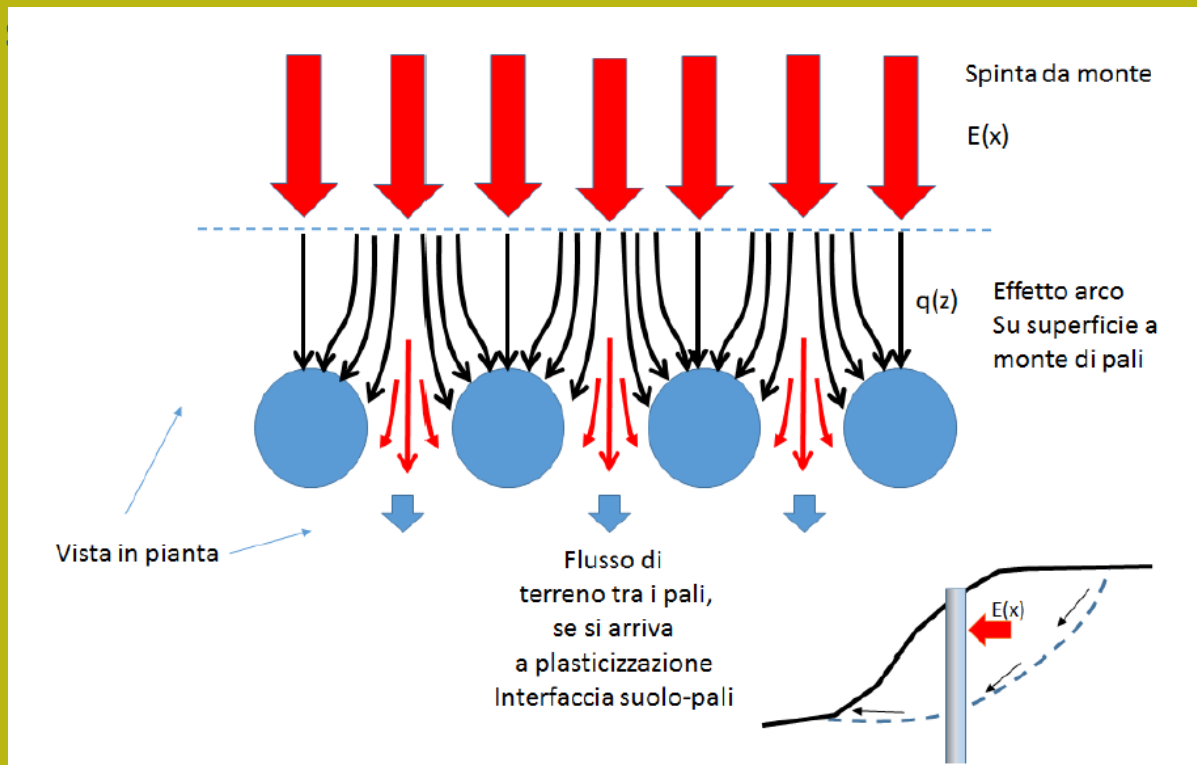
Successiva Interazione con analisi strutturale

4. Nel caso che F_s risulti adeguato si effettua successivamente una **analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della forza di taglio in funzione della profondità dalla superficie**. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se tali grandezze sono compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1, 2 e 3 viene ripetuta con caratteristiche geometriche della palificata diverse.

Metodo

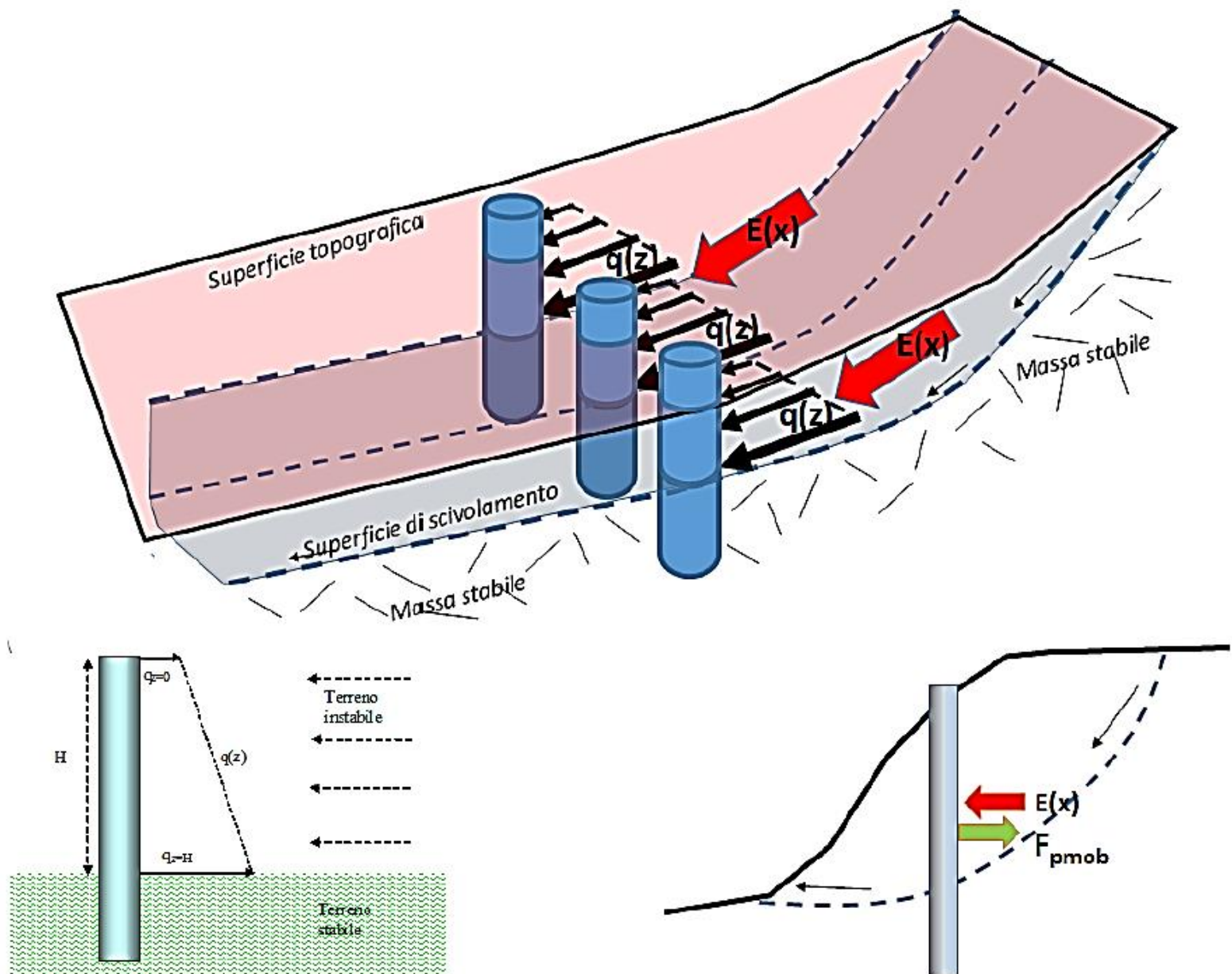
Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)

- 1) al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 della precedente diapositiva.
- 2) Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali: come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione, necessaria per la analisi



3) Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali

4) Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili. (salvo poi fare una verifica STRUTTURALE).



Hassiotis et al. (1997)

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1981) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997).

Viene prima calcolata la funzione di distribuzione con la profondità $q(z)$ della forza, per strato di spessore unitario, che agisce sulla palificata:

$$q(z) = cA \left(\frac{1}{N_p \tan \phi} \{E - 2N_p^{0.5} \tan \phi - 1\} + B \right) - c(D_1 B - 2D_2 N_p^{-0.5}) + \frac{\sigma}{N_p} (AE - D_2) \quad (2.15)$$

dove:

$$N_p = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] ; \quad A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1} ; \quad B = \frac{2 \tan \phi + 2N_p^{0.5} + N_p^{-0.5}}{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1}$$

$$E = \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_p \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

e dove:

D_1 = interasse tra i pali (m)

D_2 = apertura tra i pali (m)

D = diametro dei pali (m)

σ = pressione litostatica calcolata alla profondità z dalla superficie (kPa)

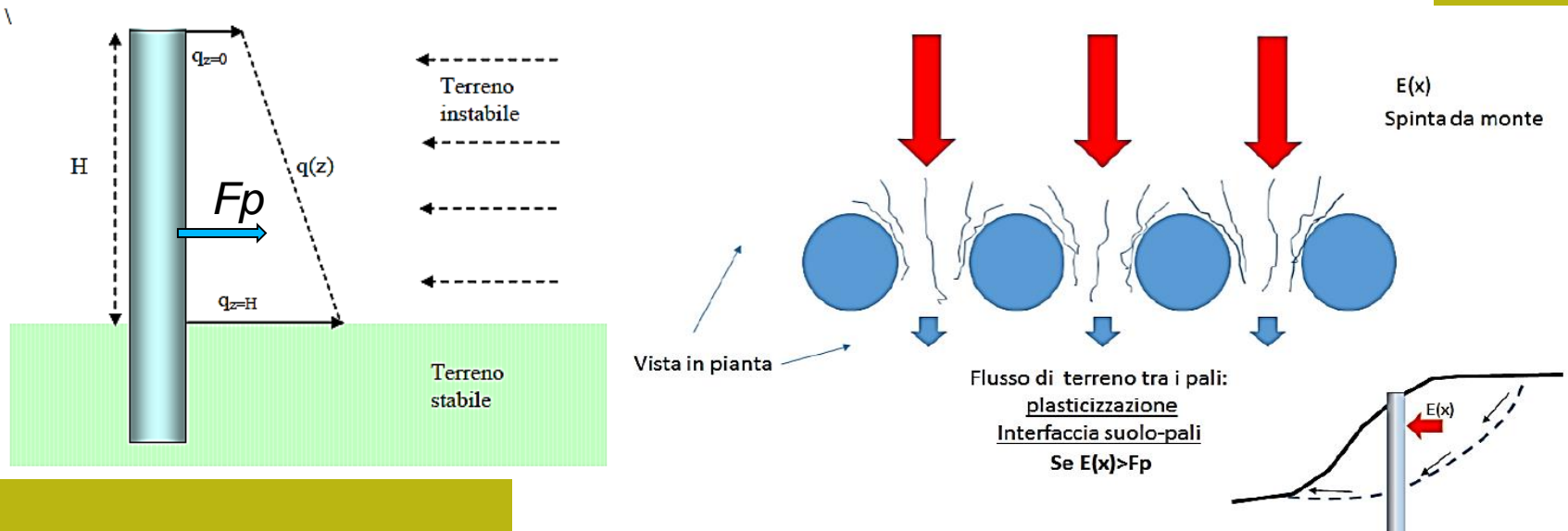
c = valore medio della coesione fino alla profondità z (kPa)

ϕ = angolo di attrito interno medio calcolato fino alla profondità z

Per avere la forza risultante di reazione della palificata F_p (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda H (fig. 2.18), la eq. (2.16a) deve essere integrata da 0 a H e successivamente divisa per l'interasse della palificata D_1 :

$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1} \quad (2.17)$$

Il valore di F_p andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di F_s . Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio (fig. 2.19).



Tuttavia è importante notare che il valore di Fp è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et al.(1997) il valore di Fp calcolato con la eq. 2.17 dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione e non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di Fs medesimo :

$$Fp_{mob} = \frac{Fp}{Fs} \quad (2.18)$$

L'uso della eq.2.18 permette di inserire il calcolo di Fp_{mob} direttamente nel processo iterativo del calcolo di Fs e di scarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio. Tuttavia e' necessario considerare una forma più generale per il calcolo di Fp_{mob} . Seguendo le indicazioni di Ito e Matsui (1981) Fp_{mob} può essere espresso con la seguente equazione.

$$Fp_{mob} = Fp\alpha_m$$



**Spinta teorica massima
per arrivare a plasticizzazione interfaccia
suolo pali**

Dove:

α_m è il coefficiente di mobilitazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata e che può assumere un valore variabile tra 0.0 e 1.0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati.

In sostanza in prima approssimazione avremo che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_s F_{NTC}} \quad (2.20)$$

Dove:

F_s è il fattore di stabilità globale iterativo e finale;

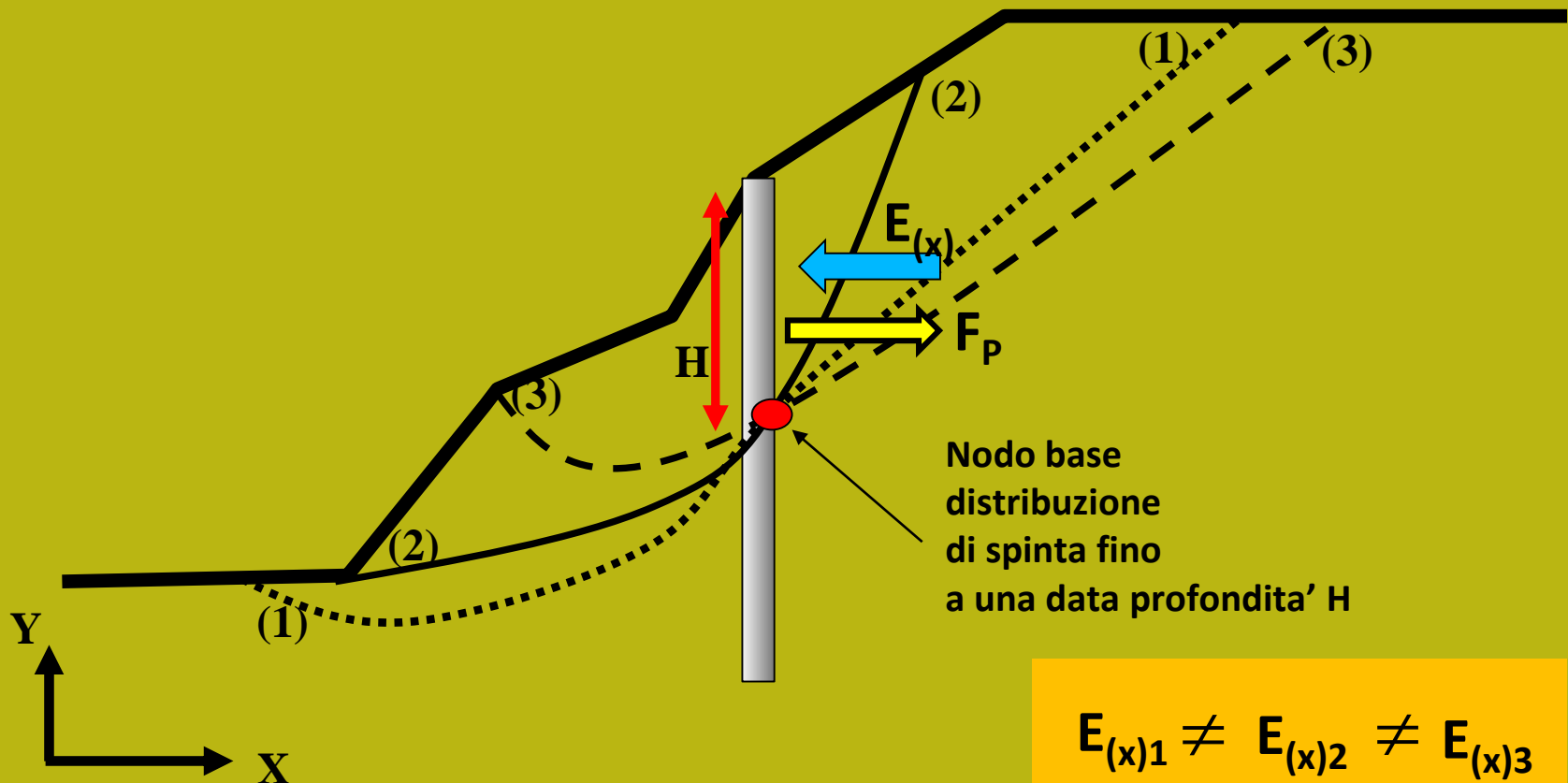
F_{NTC} è un fattore riduttivo addizionale (fattore di sicurezza addizionale con $F_{NTC} \geq 1.0$) che permette di tenere conto ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2008.

Con valori $F_{NTC} > 1$ e' possibile ridurre progressivamente il valore di α_m . Ad esempio con $F_{NTC}=4$ abbiamo un α_m minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilitazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

Comunque e' possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilitazione α_m sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza $F_{p_{mob}}$ non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive esistenti.

Un sovradimensionamento eccessivo porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.

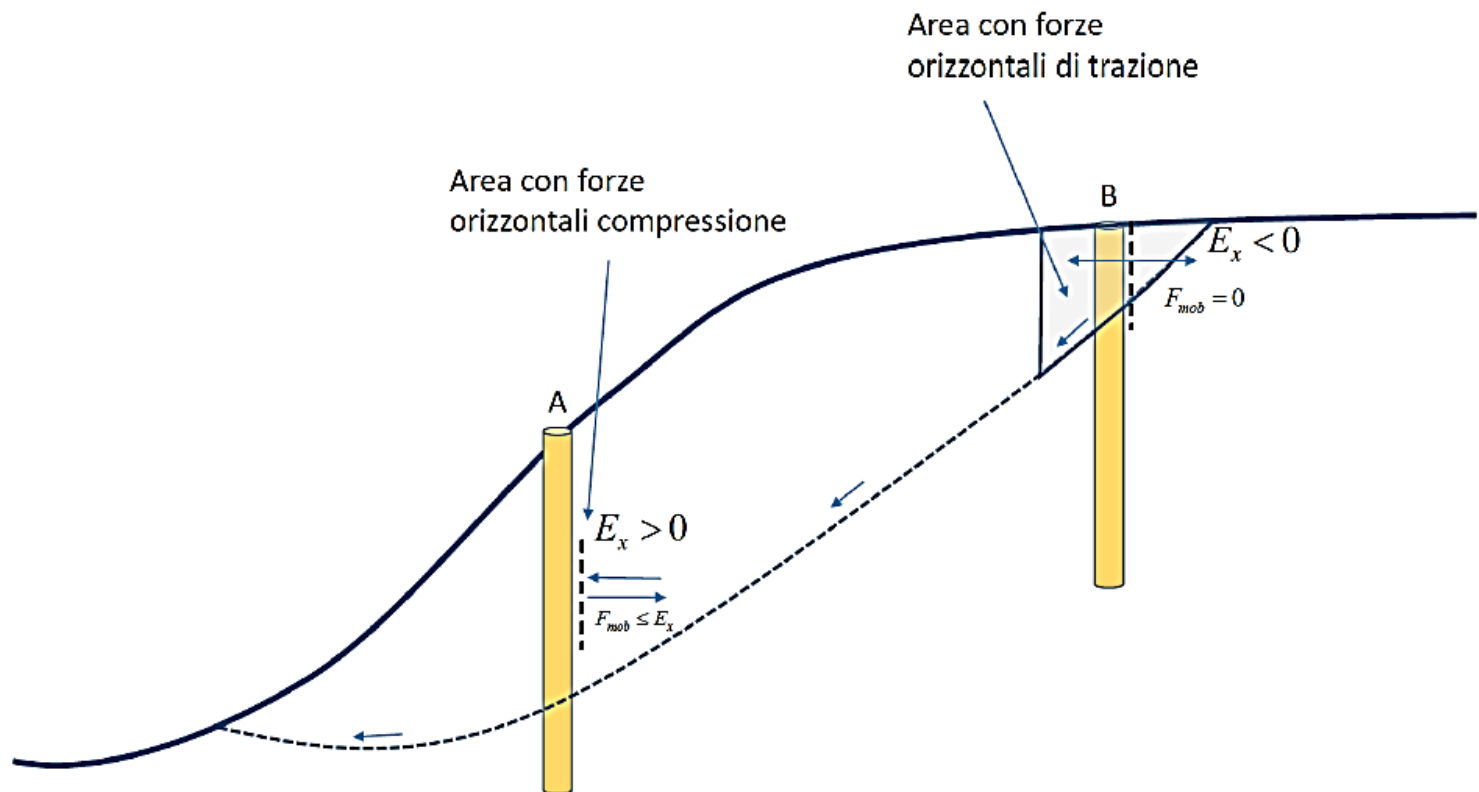
Nel nodo base della distribuzione di spinta, a profondita' H , la spinta di reazione massima teorica F_p e' la stessa, dato che dipende da H e dal tipo di terreno, ma diverse saranno le Spinte effettive $E(x)$ che agiscono considerando le superfici (1), (2) e (3) nella figura sotto.



Da un punto di vista fisico, una volta che si assume una potenziale superficie di scorrimento che interseca la palificata a una certa profondità H e si calcola in prima approssimazione la Fp_{mob} con la eq. (2.19) può verificarsi il caso che, nella zona immediatamente a monte della palificata, il valore di Fp_{mob} sia superiore, o inferiore, al valore effettivo e iterativo di $E(x)$ locale. Ovvero abbiamo la possibilità che si realizzino una delle due condizioni nella eq. 2.21:

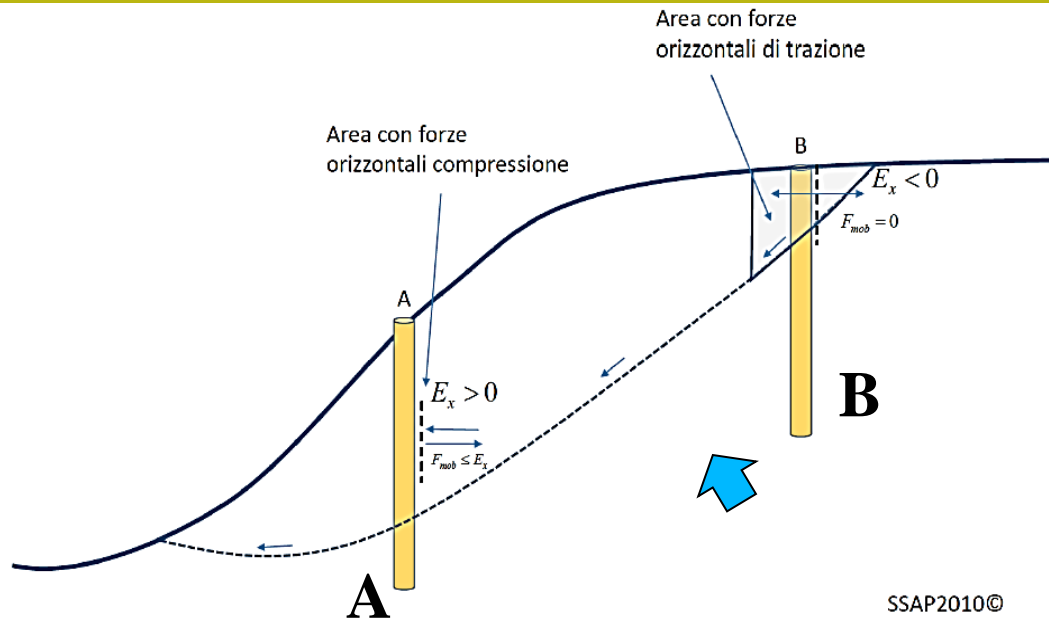
$$\begin{cases} Fp_{mob} \geq E_x & (2.21a) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Fp_{mob} < E_x & (2.21b) \end{cases}$$



SSAP2010©

**Procedura
automatica
Calcolo della forza
massima mobilitata.**



SSAP2010©

$$\alpha_m^* = \frac{Fp_{mob}^*}{Fp}$$

**Valore finale
coefficiente di
mobilizzazione**

In questo caso il valore di Fp_{mob} può essere modificato fino ad un valore finale Fp_{mob}^* considerando i seguenti casi:

$$\begin{cases} Fp_{mob}^* = 0 & \text{se } E_X \leq 0 \end{cases} \quad (2.22a)$$

$$\begin{cases} Fp_{mob}^* = \text{Min}[Fp_{mob}, E_X] & \text{se } E_X > 0 \end{cases} \quad (2.22b)$$

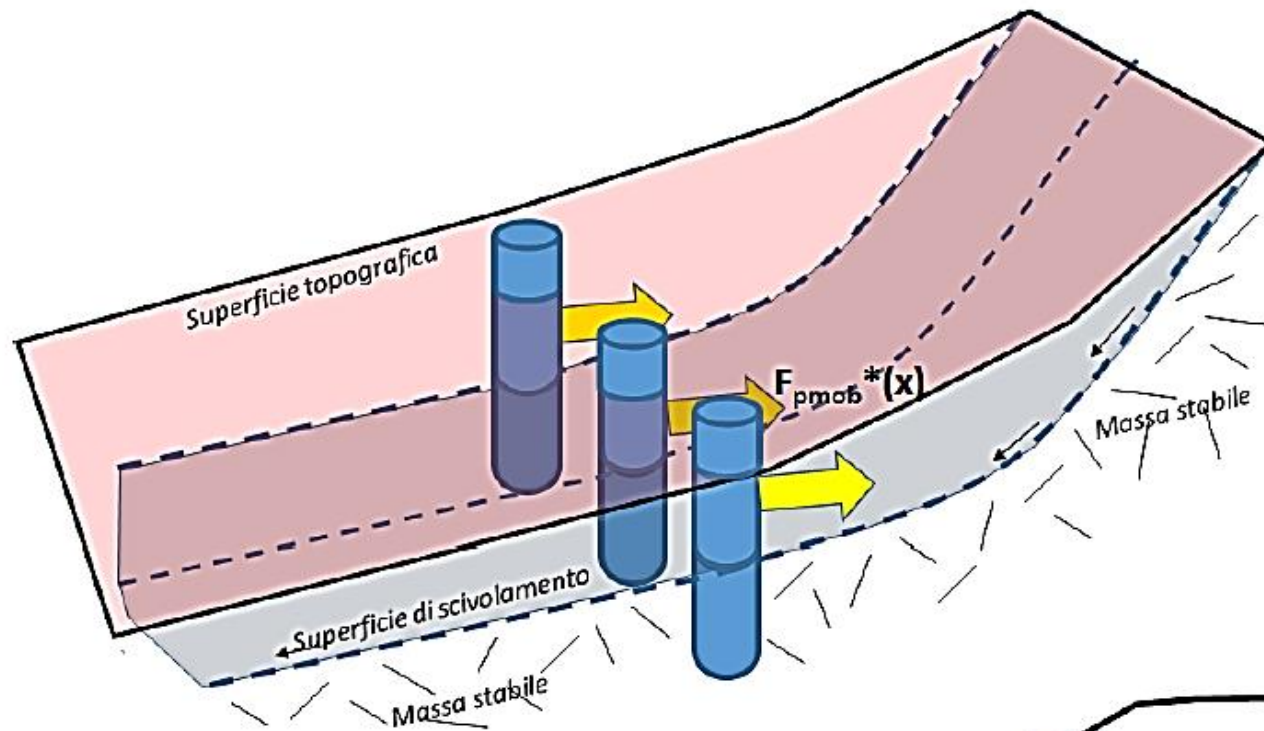
$$\begin{cases} Fp_{mob}^* = \text{Max}[Fp_{mob}, E_X] & \text{se } E_X > 0 \end{cases} \quad (2.22c)$$

dove:

$$\begin{cases} Fp_{mob}^* < F_p & \text{sempre verificato} \end{cases} \quad (2.22d)$$

**Criterio
scelto
dall'utente**

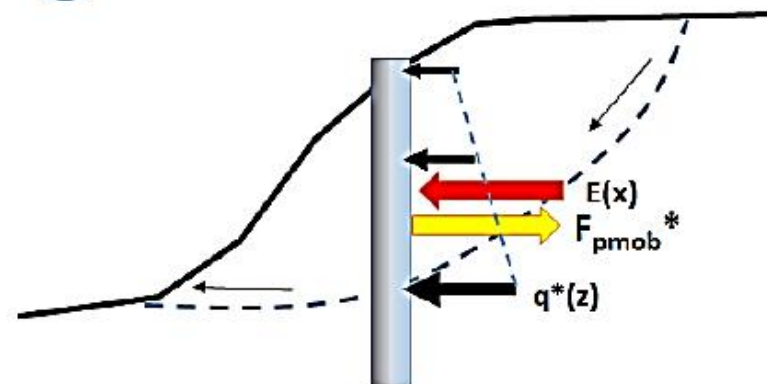
**Valore finale
Fp(mobilitato)**



$$\alpha_m^* = \frac{F_{p_{mob}}^*}{F_p}$$

$$q^*(z) = q(z)\alpha_m^*$$

Reazione finale dei pali mobilizzata, $F_{pmob}^*(x)$, che entra nel complesso sistema di forze interne alla massa potenzialmente scivolante ..., e distribuzioni delle forze sui pali $q^*(z)$,



É tuttavia importante ricordare che:

1. Nel caso di palificate di lunghezza insufficiente alcune superfici profonde possono ugualmente rendere instabile un pendio.

2. La superficie critica trovata per un pendio senza pali di sostegno può non esserlo più in presenza di una palificata.

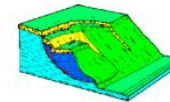
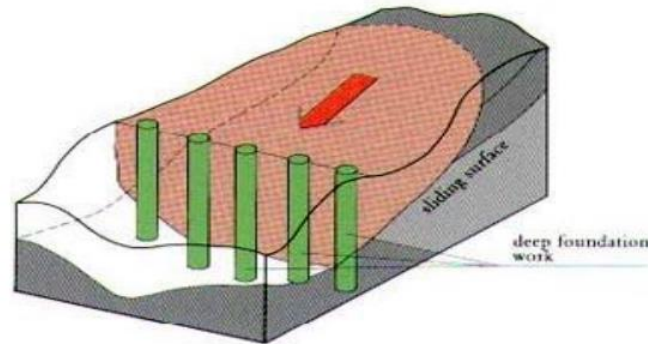
3. Esistono vari criteri di progettazione che suggeriscono le caratteristiche geometriche limite per palificate, paratie di pali e file di fondazioni a Pozzo, oltre il quale gli interventi risultano non economicamente convenienti o comunque sconsigliati.

4. E ' necessario sempre accoppiare la analisi mediante l'equilibrio limite fino qui descritta con un analisi strutturale, per verificare che gli sforzi mobilitati dalla palificata per incrementare il valore complessivo di F_s non mettano in crisi la struttura

5. É importante considerare che ogni palificata viene inserita nel pendio anche come un elemento resistente la taglio, con forma e geometria propria come un qualsiasi strato o lente (vedi slides successive)

APPENDICE C -VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI UNA LENTE-STRATO PALIFICATA IN UN PENDIO

By Lorenzo Borselli (revisione 2.0 –dicembre 2017)



SSAP 2010

"un passo oltre..."

(SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM)

<https://www.ssap.eu>



Manuale di Riferimento
Versione 4.9.6 (2018)

by
Dr. Lorenzo Borselli, Geol., Ph.D., **
Aprile 2018

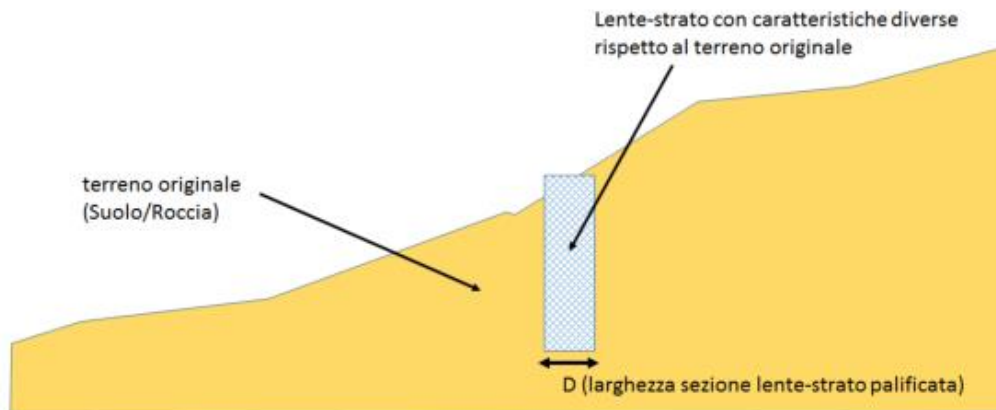
* Docente di Geotecnica e Geologia Applicata
Facoltà Di Ingegneria, Universidad Autonoma de San Luis Potosí, San Luis Potosí., Mexico

**Già Ricercatore e Responsabile di Sezione (fino al Luglio 2011)

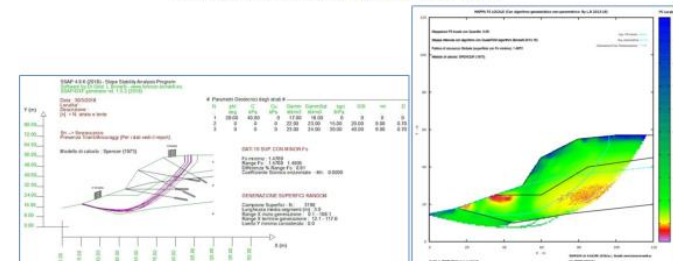
C.N.R. - IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, ITALIA

WEB: Curriculum Vitae: <https://www.lorenzo-borselli.eu>

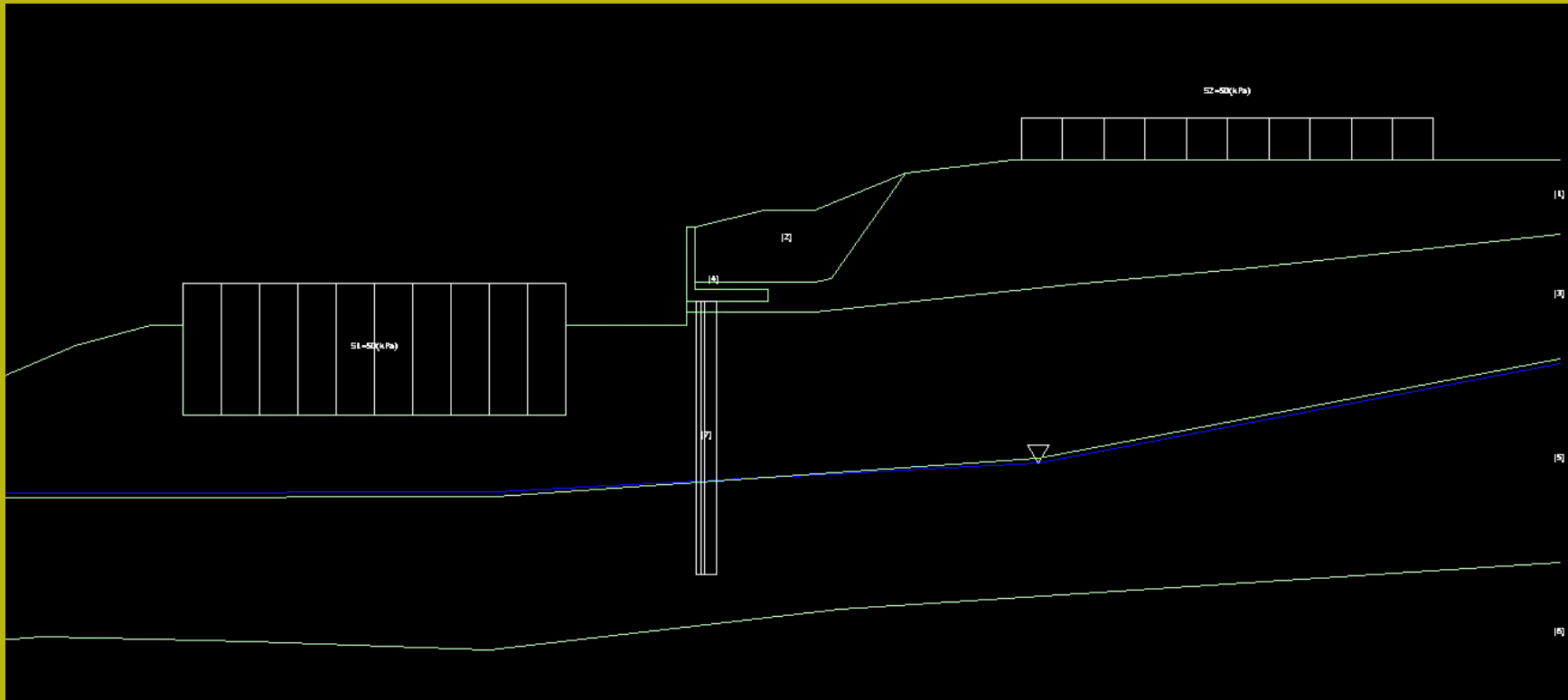
E-mails: lborselli@gmail.com, lorenzo.borselli@uaslp.mx



Sezione modello pendio con lente-strato (palificata)



Studio e pratica su un esempio reale con palificata :



Cartella esempi corso base:
zuccon

Debe essere soddisfatta questa disequazione

$$\frac{Q_{ult}}{FS} \geq \sum P_i$$



Nel' APPROCCIO CLASSICO !!!



Concetto di FS globale nelle progettazione
Considerando il Carico dei pali P_i e la Q_{limite}

Da Viggiani et al. (2014)

Table 3.1 Suggested values of the overall factor of safety FS for pile foundations

<i>Characteristics of the structure</i>	<i>Homogeneous subsoil; exhaustive site and laboratory investigations</i>	<i>Unsatisfactory subsoil characterization because of either heterogeneous soil or poor investigations</i>
Maximum design loads occur frequently; the consequences of a collapse would be catastrophic (e.g. chemical or nuclear plant)	3	3.5
Maximum design loads occur rarely; the consequences of a collapse would be heavy (e.g. road bridges)	2.5	3
Maximum design loads are very improbable (e.g. residential buildings)	2	2.5

Ma dato il livello di incertezza elevato nella caratterizzazione dei Geomateriali, sia la loro variabilità e' prevalso un criterio di Applicazioni di coefficienti riduttivi o moltiplicativi per i parametri geomeccanici, e strutturali.. come i carichi applicati..

Quindi l'**Approccio agli stati limite** che segue questa linea e' ora globalmente adottato pur se con le opportune differenze legate alle diverse normative nazionali o continentali.

Uno **stato limite** è un insieme di condizioni da evitare; considerando uno stato finale dell'opera o un livello intermedio della realizzazione

*«Secondo Ovesen (2002), ogni volta che una struttura geotecnica (o parte di essa) fallisce per soddisfare uno dei suoi criteri di prestazione, si dice che abbia raggiunto uno "**stato limite**". In un codice basato su "il metodo dello stato limite" (come, ad esempio, Eurocodici) ciascuno limite è considerato separatamente nel design e la sua presenza è esclusa qualora venga dimostrata essere sufficientemente improbabile.»*(tradotto da Viggiani et. Al (2014)

Stato limite Ultimo (SLU) : stato di rottura o collasso o associato a un cedimento differenziale che produce il collasso della struttura

Stato limite di Servizio o Esercizio (SLE): stato limite oltre il quale si perde la capacita' di utilizzare la struttura

Metodo USA LRFD



$$RF \cdot Q_{ult} \geq \sum_i (LF)_i \cdot Q_i$$

RF ≤ 1.0
Fattori riduttivi da applicarsi a Q_{lim} (resistenze)

carichi

**Metodo Europeo EC
(da cui derivano le
NTC 2008/2018..)**

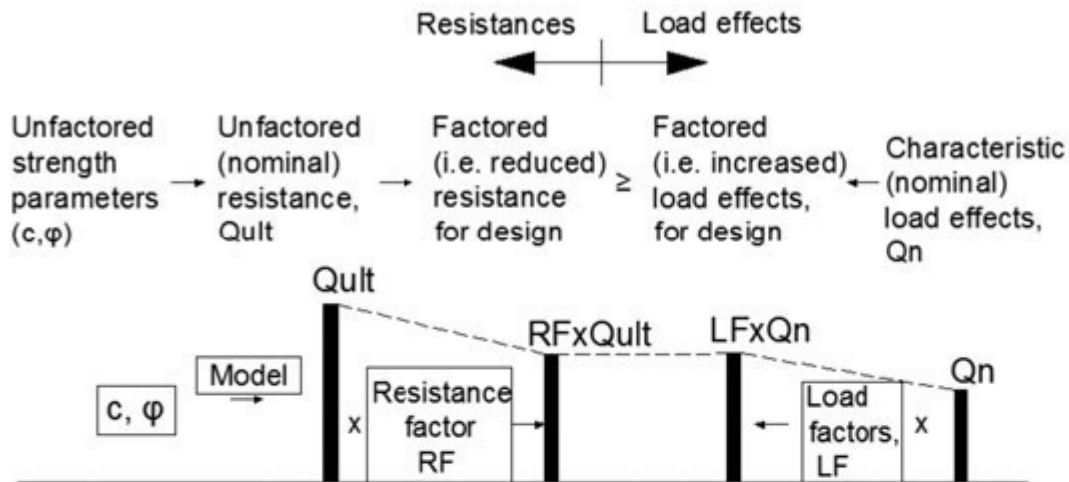


$$\sum_i (LF)_i \cdot Q_i \leq Q'_{ult}$$

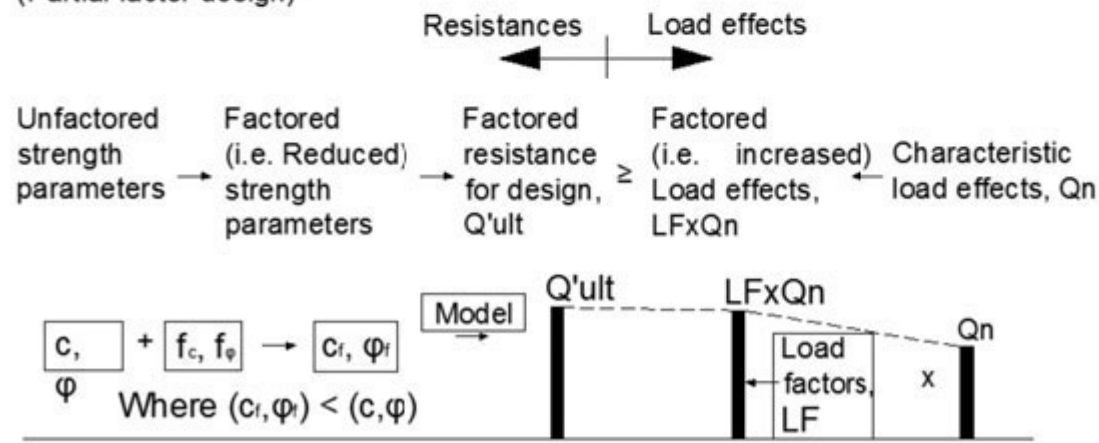
Fattori di amplificazione
Dei carichi $LF_i > 1.0$

Q_{lim}' calcolata con fattori riduttivi specifici sui parametri dei geomeriali, e con ulteriori coefficienti riduttivi specifici

North American approach:
(Load and resistance factor design)



European approach:
(Partial factor design)



EC e NTC

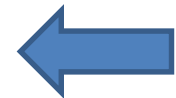


Figure 3.1 European vs. North American approach to ULS design (after Becker 1997).

Approccio delle NTC2018

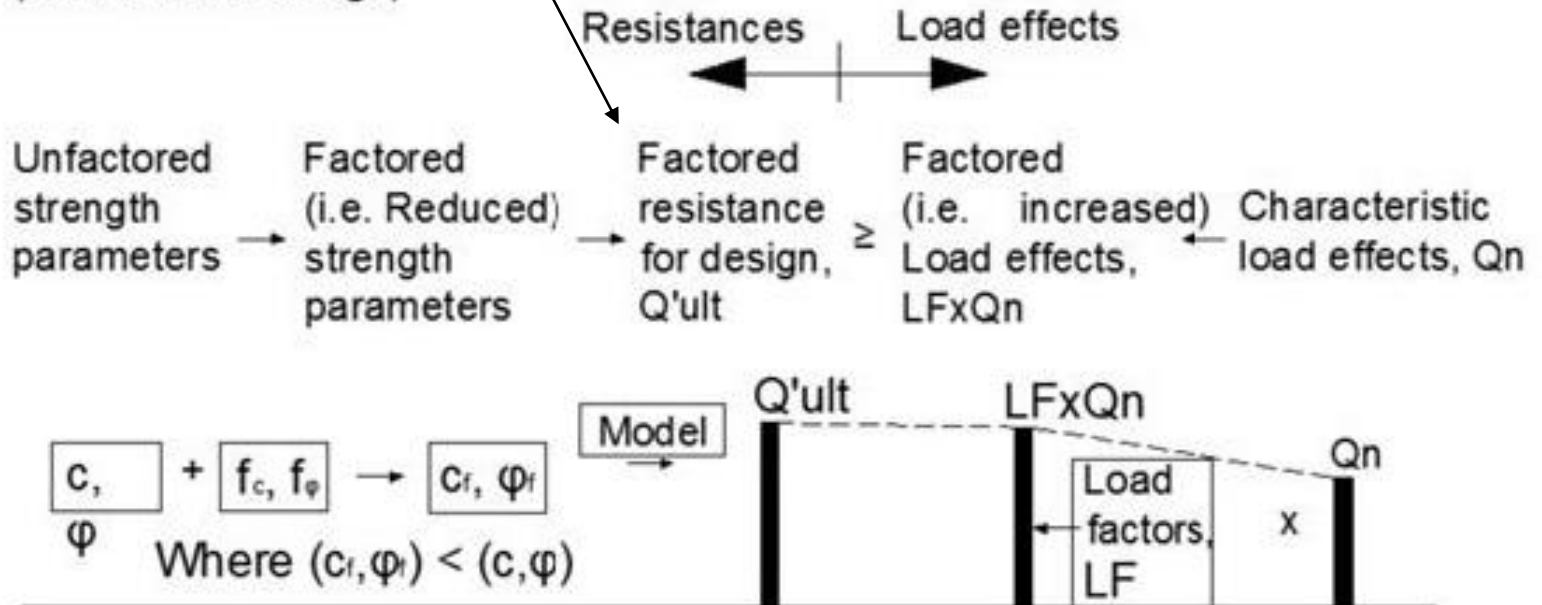
Nelle NTC2018
 $Q'_{ult} = Q_{lim}' = R_k$
 viene ulteriormente
 ridotta dividendo
 per specifici
 Coefficienti >1.0

$$\sum_i (LF)_i \cdot Q_i \leq Q'_{ult}$$



$$R_d \geq E_d$$

European approach:
 (Partial factor design)



Da Viggiani et al. (2014)

Applicazione NTC2018 per fondazioni su pali

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche

SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità

e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali..

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di **stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine**.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.



- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.



La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Consideriamo il caso dei soli carichi assiali...

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.


Il sistema $R_k \rightarrow R_d$

La procedura e' analoga ad altri ambiti di applicazione es. SLU Stabilita' dei pendii.

- 1) Si calcolano le R_k (resistenze caratteristiche da dati geotecnici o da prove in sito.
- 2) Si applica una ulteriore riduzione con i coefficienti R3 nella tabella sopra
Per ottenere la R_d

Calcolo della resistenza di progetto dedotta dalle resistenze caratteristiche Ottenute da metodi analitici o da prove in situ

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in situ, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:



$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

E' rilevante il fatto che le correlazioni da prove in situ possono essere usate anche se adattate alla nostra normativa.

NTC2018 – condizioni sismiche

7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

Stati limite ultimi (SLV)

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI



Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan(\varphi') \quad [7.11.1]$$



Dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$



dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

Questi aspetti sono di estrema importanza sia per la stabilità dei pendii, sia per le fondazioni superficiali e profonde..

- Incremento pressione interstiziale prodotta da liquefazione parziale
- Degradazione ciclica della C_u (es riduzione ulteriore della C_u di un ulteriore 25%)

BIBLIOGRAFIA

- Borselli L. (2018). "SSAP 4.9.6 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 4.9.6 <https://www.ssap.eu/manualeessap2010.pdf> . DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28883.68643>
- Broms, B., 1964a, Lateral resistance of pile in cohesive soil, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 90(SM3):27–56.
- Broms, B., 1964b, Lateral resistance of pile in cohesionless soil, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 90(SM3):123–156.
- De Ruiter J. Beringen F.L., 1979. Pile foundations for large north sea structure. Marine Geotechnology 3(3):267-314.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, K. (2014). Piling engineering. CRC press.
- Foldi P. (2018). Prove di carico su pali : analisi del comportamento ed esempi applicative. (in stampa)
- Foldi, P. (2002) – Le fondazioni profonde su pali. Metodologie di calcolo ed esempi applicativi. Geologia Tecnica & Ambientale, n° 1/2002. Roma
- Fuller, R.M & Hoy , H.E. (1970) – Pile load tests including quick load test method, conventional methods and interpretations. HRB 333, pp. 78÷86
- Gunaratne, M. (2013). Design of Laterally Loaded Piles. In The Foundation Engineering Handbook (pp. 327-361). CRC Press.
- Gunaratne, M. (Ed.). (2013). The foundation engineering handbook. CRC Press.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., & Rausche, F. (2016). Design and construction of driven pile foundations-volume I FHWA-NHI-16-009 Federal Highway Administration FHWA GEC 012 – Volume I.
- Meyerhof G. G.1976 . Bearing Capacity and Settlement of Pile foundation . J. Geot. Eng. ASCE . Vol. 102(3) p.197-228.
- Meyerhof G. G.1983 . Scale Effect of Ultimate Pile Capacity . J. Geot. Eng. ASCE . Vol. 109(6) p.797-806.
- Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000). Theoretical manual for pile foundations (No. ERDC/ITL-TR-00-5). ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER VICKSBURG MS INFORMATION TECHNOLOGY LAB.
- Robertson P.K et al. 1985. Design of axially and laterally loaded piles using in situ tests:a case history. Can Geotec. J. 22:518-527.
- Sabatini, P.J., Tanyu, B., Armour, P., Groneck, P., and Keeley, J. (2005). Micropile Design and Construction, FHWA-NHI-05-039. National Highway Institute, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C, 436 p.
- Schmertman J.H. 1978. Guidelines for cone penetration test, performance and design. Federal Highway Administration, WashingtonD.C., Report FHWA-TS-78-209. 145 p.
- Vesic, A.S. (1977). Design of Pile Foundation, Synthesis of Highway Practice No. 42. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 68 p.
- Viggiani, C., Mandolini, A., & Russo, G. (2014). Piles and pile foundations. CRC Press.