

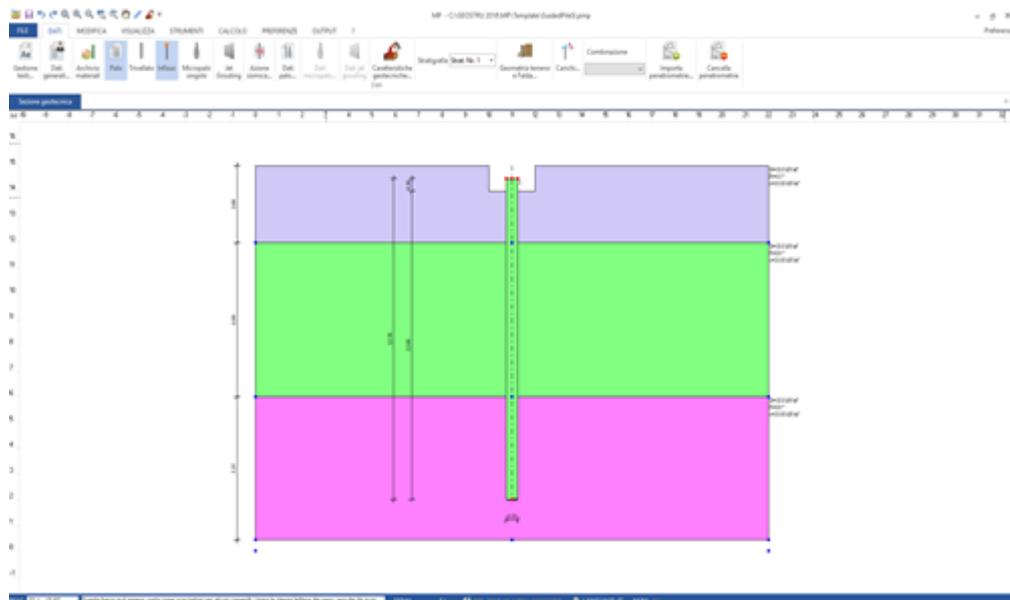
MP

Part I MP (Micropali e Pali)	1
1 Unità di misura	2
2 Convenzioni	2
Part II Pali in profilato	3
Part III Pali a elica	4
Part IV Pressiometriche	8
Part V Dati generali	13
Part VI Archivio Materiali	14
Part VII Caratteristiche geotecniche	15
Part VIII Azione sismica	18
1 Eurocodice 8	20
2 NTC	20
3 NTC2018	21
Part IX Grafici Micropali	27
Part X Palo	28
1 Dati Palo	30
Part XI Micropalo	38
1 Dati Micropalo	39
Part XII Geometria terreno e falda	43
Part XIII Carichi	43
1 Importazione carichi da Microsoft Excel	45
Part XIV Calcolo Portanza	50
Part XV Calcolo Cedimenti	54
Part XVI Calcolo strutturale	56
1 Metodo Elementi Finiti	58
2 Calcolo sezioni in CA	61
3 Calcolo sezioni miste	62
Part XVII Diagrammi sollecitazioni	65

Part XVIII Portanza formule dinamiche	66
Part XIX Portanza di gruppo	68
Part XX Cenni teorici	70
1 Carico limite laterale	70
Carico limite alla punta	72
2 Capacità portante formule dinamiche	78
3 Carico limite orizzontale	80
4 Metodo di Bustamante e Doix	91
5 Carico critico micropali (stabilità laterale)	94
6 Attrito negativo	96
7 Correzioni sismiche e interazione cinematica	96
8 Cedimento Elastico	98
9 Cedimento Metodo Iperbolico	98
10 Micropali/Pali in condizioni di esercizio	103
Part XXI Normativa	105
1 Normativa di riferimento	105
Part XXII Geoapp	105
1 Sezione Geoapp	106
Part XXIII Bibliografia	106
Part XXIV Comandi di Short cut	107
Part XXV Contatti	108
Index	0

1 MP (Micropali e Pali)

Pali e micropali di fondazione MP è un software per il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione per un palo "infilso troncoconico, trivellato, elica ed elica continua" o un micropalo gravato da una qualsiasi distribuzione di carichi (momento, sforzo normale e taglio); esegue inoltre il calcolo strutturale dimensionandone l'armatura longitudinale e la staffatura. Calcolo portanza con formule statiche e dinamiche. Cedimenti con Fleming 1992, Poulos e Davis 1968. Carico critico ad instabilità. Portanza pali di gruppo. Computo materiali.



Tipologia pali

- Infissi e trivellati
- Calcolo di pali tronco conici
- [Pali a elica](#)
- Calcolo del carico limite di punta secondo: *Berezantzev, Hansen, Janbu, Vesic, Terzaghi*
- Calcolo della capacità portante laterale secondo Tomlinson
- Correzioni sismiche secondo *Okamoto e Vesic*
- Presenza di sovraccarico sul piano campagna
- Presenza di falda
- Analisi a lungo e a breve termine
- Calcolo del modulo di reazione orizzontale secondo *Chiarugi-Maia*

- Cedimenti secondo *Davis-Poulos, Bowles, Fleming 1992*
- Analisi delle sollecitazioni ad Elementi Finiti non lineari: possibile assegnare condizioni al contorno e azioni nodali
- Visualizzazione di diagrammi momento flettente, taglio, deformata
- Calcolo strutturale della sezione alle Tensioni Ammissibili e Stato Limite Ultimo
- Calcolo del carico limite orizzontale
- Valutazione del momento di rottura della sezione
- Calcolo pali di fondazione per banchine portuali

Tipologia micropali (Si possono calcolare micropali con diverse tecniche di iniezione)

- Tubifix e Radice
- Analisi a lungo e a breve termine
- Calcolo del modulo di reazione orizzontale secondo *Chiarugi-Maia*
- Cedimenti secondo *Davis-Poulos, Bowles, Fleming 1992*
- Analisi delle sollecitazioni ad Elementi Finiti non lineari
- Calcolo strutturale delle sezioni alle Tensioni Ammissibili e Stato Limite Ultimo

1.1 Unità di misura

Si può scegliere tra sistema tecnico o internazionale. La scelta del sistema di unità di misura da utilizzare può essere effettuata da Preferenze con il comando Opzioni.

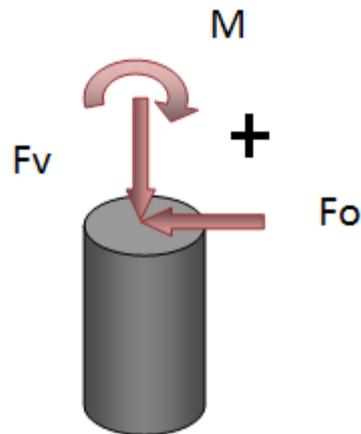


La scelta del sistema di misura deve essere fatta prima di generare il file di lavoro, operata la scelta per il file di progetto corrente, questa non può essere modificata. Per utilizzare un altro sistema di unità di misura occorre creare un altro file.

1.2 Convenzioni

Carichi

Per le convenzioni di segno sui carichi si faccia riferimento alla seguente figura:



Convenzione positiva dei carichi

Spostamenti

Positivi se diretti verso destra.

Rotazioni

Positive se orarie.

2 Pali in profilato

Per calcolare il carico limite di pali in acciaio infissi direttamente nel terreno introdurre i dati come indicato in figura. Come sviluppo perimetrale assegnare il perimetro sul quale si attiva l'aderenza laterale. Per esempio per un profilato metallico tipo HEA assegnare la somma dei lati del contorno.

Dati palo di fondazione

Info
Pali Infissi: si consiglia l'uso dei pali infissi in terreni incoerenti.

Dati palo singolo

Descrizione: pile

Tipo: **Acciaio (Sezione generica)** (selezionato con una freccia rossa) | Infisso

Soggetto a carichi di trazione o compressione: Compressione

Diametro punta: 0.5 m

Lunghezza: 12 m

Sporgenza dal terreno: 0.5 m

Tronco-conicità: 0 %

Coeff. Poisson strato punta palo (max 0.5): 0.5

Densità relativa strato punta palo: 0 %

Portanza di punta: Nq (selezionato con una freccia rossa) | Utente

Angolo attrito dopo infissione (Fip): (3/4 Fi + 10)

K portata laterale: 0.5

Angolo di attrito terra-palo: Fip

Colore tipologia: [colore verde]

Pali elica

Tipo: PV

Diametro: Dh 0.6 m

Altezza elica: SH 0.5 m

Spessore (ex): Teh 20 mm

Spessore (ex) (in): Tih 24 mm

Nr	Posizione elica riferimento punta (m)	Numero di eliche	Attivata
1	1	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2	6	4	<input checked="" type="checkbox"/>
			<input type="checkbox"/>
			<input type="checkbox"/>

La portanza geotecnica dei pali ad elica è calcolata come somma della portanza dei singoli dischi. La portanza di ogni disco è calcolata con la formula trinomia (Nq, Nc, Ng). Si consiglia di usare Nc (Skempton's), mentre per Nq (Fang Winterkorn)

Per lo sviluppo di una totale capacità portante è consigliabile usare una spaziatura pari a: 3-4 volte il diametro

Esclusione portata laterale

Esclusione carico di punta

Portanza strutturale: 0 kN

Materiale | Sezione con barre | Armatura con tubolare | **Sezione generica** | Carico limite o

Peso Specifico: 75 kN/m3 (selezionato con una freccia rossa) | Area: 0 cm² (selezionato con una freccia rossa)

Modulo elastico: 206000 N/mm2 | Modulo di resistenza: 0 cm³

Inerzia: 0 m4

Assegno lo sviluppo perimetrale sul quale si mobilita attrito laterale lungo il fusto

0 m

Applica OK Annulla

3 Pali a elica

I pali ad elica utilizzano le proprietà della vite per creare un forte contrasto sia alle azioni esterne di compressione che di trazione. Sono costituiti da un fusto tubolare cilindrico in acciaio ad alta resistenza, armato con viti elicoidali e dotati di punta di perforazione.

L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di "avvitatura", contemporaneamente alla rotazione, viene applicata sulla testa del palo un'azione di compressione. Durante questa fase viene controllata la portanza del palo.

EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo della capacità portante dei pali ad elica segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale, "tarando in modo opportuno i coefficienti di profondità" secondo la formulazione proposta dal Terzaghi:

$$q_{ult} = c' \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dove:

q_{ult} = capacità portante;

c' = coesione efficace;

γ' = peso unita di volume efficace, nel caso di terreno sottofalda;

D = approfondimento dell'elica rispetto al piano campagna;

B = diametro dell'elica;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante.

Alla trattazione teorica si fanno le seguenti assunzioni:

Il diametro dell'elica B e il termine $0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$ vengono trascurati;

Il calcolo del fattore di capacità portante N_c , in condizioni sature, si determina attraverso la formulazione di Skempton (1951)

$$N_c = 6 (1 + 0.2 \cdot D/B) < 9$$

In condizioni sature si attribuiscono $\phi' = 0$ ed $N_q = 1$, negli altri casi N_q si determina da espressioni funzionali di ϕ ;

Si trascura il contributo dovuto all'attrito laterale lungo il fusto, si considera solo la capacità portante fornita dall'elica,

Va sempre verificata la resistenza strutturale del palo fornita dal costruttore, sia in condizioni di trazione che di compressione.

CAPACITÀ PORTATE IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI

Nei terreni coesivi, la capacità portate si determina dalla seguente relazione:

$$Q_H = A_H \cdot N_c \cdot s_u$$

Dove:

Q_H = capacità portante a compressione;

s_u = coesione non drenata;

A_H = area effettiva del piatto dell'elica.

CAPACITÀ PORTATE IN TENSIONI EFFICACI

Nei terreni a grana grossa, la portanza della singola elica si ottiene dall'equazione:

$$Q_H = A_H \cdot (\sigma'_{vo} \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma)$$

Dove:

QH= capacità portante a compressione;

σ'_{vo} = tensione efficace alla profondità D ($\gamma' \cdot D$);

Nq, Ny= fattori di capacità portante;

B= diametro dell'elica;

γ' = peso unita di volume del terreno alleggerito (se in falda);

AH= area effettiva del piatto dell'elica.

Il fattore Nq si calcola dalla relazione di Fang & Winterkorn (1983):

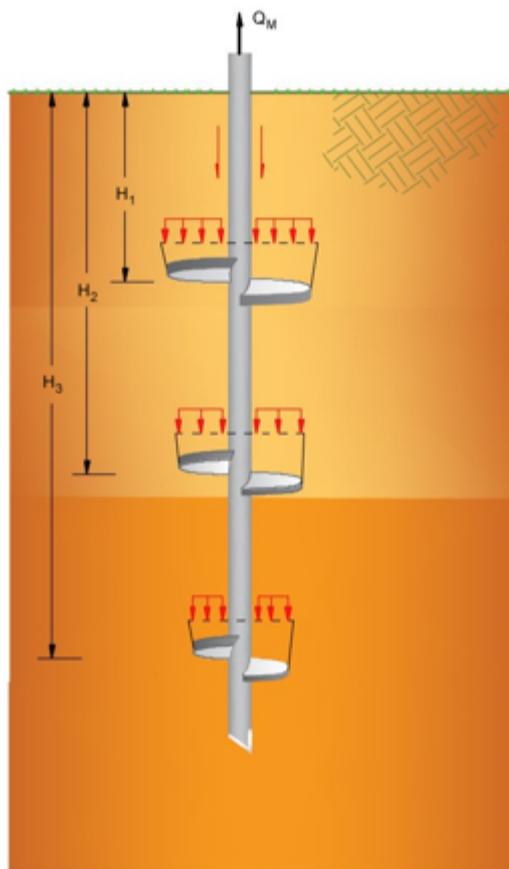
$$Nq = 0.5 \cdot (12 \cdot \phi')^{(\phi'/54)}$$

Sostituendo Nq nell'espressione generale e trascurando il termine $0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot Ny$, si ricava la seguente espressione semplificata:

$$QH = 0.5 \cdot AH \cdot [\sigma'_{vo} \cdot (12 \cdot \phi')^{(\phi'/54)}]$$

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN SISTEMA MULTIELICA

La capacità portante di un sistema multielica, in trazione o compressione, dipende dalla geometria del palo, dal numero di eliche e dalla loro spaziatura. La spaziatura ottimale può essere determinata dalla seguente formula empirica: spaziatura (3-4 volte) diametro dell'elica.



La capacità portante di un sistema multielica si ottiene dalla somma delle resistenze a compressione sulle singole eliche.

$$Q_M = \sum Q_H$$

Dove:

Q_M = capacità totale del sistema;

Q_H = capacità portante della singola elica.

Reference

Dr. Alan J. Lutenecker, P.E., F. ASCE for International Society for Helical Foundations (ISHF)

4 Pressiométriche

1. Charge limite d'un élément de fondation Q_u

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

1.1 Effort mobilisable sous la pointe Q_{pu}

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \text{ ou } Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u$$

- A : section de la pointe
- ρ_p : coefficient réducteur (cas de pieux ouverts, H, palplanches)
- q_u : contrainte de rupture : $q_u = k_q \cdot P_{le}^*$
- P_{le}^* : pression limite nette équi.

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz$$

- $b = \min \{a, h\}$
- a : pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00 m et à 0,50 m dans le cas contraire.
- h : désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue **dans la formation porteuse**.
- $p_l^*(z)$ est obtenue en joignant des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesurées.
- k_p : facteur de portance donnée en fonction de la catégorie de sol et du type de pieu lorsque la profondeur d'encastrement équivalente D_e est supérieure à la profondeur critique D_c ($D_e \geq D_c, D_c \geq 5B$).

Catégories conventionnelles des sols			
Classe de sol			P _l (MPa)
Argiles – Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2-2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables –Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Cayes	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	2.2
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno-calcaire	A	Tendres	1.5-4.0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	1.8 a 3.2

Tabella 1.1

Facteur k _p pour (D _e /B ≥ 5)			
Nature de terrains		Eléments mis en œuvre	
		sans refoulement du sol	avec refoulement du sol
Argiles – Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables –Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Cayes	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes – Marno calcaire		1.8	2.6
Roches altérées (*)		1.1 a 1.8	1.8 a 3.2

Tabella 1.2

- **D_e** : hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) \cdot dz$$

1.2 Effort limite mobilisable par frottement latéral Q_{su}

Choix des abaques pour la détermination de q_s et courbes												
	Argile - Limon			Sables - Graves			Craie			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simpl	Q1	Q1, Q2 (1)	Q2, Q3 (1)	---			Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6
Foré boue	Q1	Q1, Q2 (1)	Q1	Q2, Q1 (2)	Q3, Q2 (2)	Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6	
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2 (1)	Q1	Q2, Q1 (2)	Q3, Q2 (2)	Q1	Q2	Q3, Q4 (3)	Q3	Q4	--	
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1	Q2	(4)			Q2	Q3	--	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3	--			Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2	Q2	Q3	(4)			Q3	Q4	Q4		
Battu préfabriqué Béton	Q1	Q2	Q3			(4)			Q3	Q4	Q4	
Battu moulé	Q1	Q2	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	--		
Battu errore	Q1	Q2	Q3	Q4	(4)			Q3	Q4	--		
Injecté basse Pression	Q1	Q2	Q3			Q2	Q3	Q4	Q5		--	
Injecté haute Pression (6)	--	Q4	Q5	Q5	Q6	--	Q5	Q6	Q6		Q7(7)	

Tabella 1.3

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad \text{ou} \quad Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m)
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains type de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique
 (5) Sans tubage, ni virole foncés perdues (paroi rugueuse)
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités

- **P** : périmètre de l'élément de fondation
- **$q_s(z)$** : frottement latéral unitaire limite à la cote z ,
- **ρ_s** : coefficient réducteur (cas de palplanches)

- Courbes Q_1 à Q_4 (n désignant le numéro de la courbe)

avec

Ces courbes étant bornées supérieurement par la courbe Q5.

- Courbes Q₅ à Q₇

$$- Q_5 : q_s = \min\left(\frac{p_l - 0.2}{9}; \frac{p_l + 3.3}{32}\right) \text{ pour } p_l \geq 0.2 \text{ MPa}$$

$$- Q_6 : q_s = \min\left(\frac{p_l + 0.4}{10}; \frac{p_l + 4.0}{30}\right) \text{ (en général } p_l \geq 1.0 \text{ MPa)}$$

$$- Q_7 : q_s = \frac{p_l + 0.4}{10} \text{ (en général } p_l \geq 2.5 \text{ MPa)}$$

2. Charge de fluage Q

Mise en œuvre sans refoulement

$$Q_c = 0.5 \cdot Q_{pu} + 0.7 \cdot Q_{su}$$

Mise en œuvre avec refoulement

$$Q_c = 0.7 \cdot Q_{pu} + 0.7 \cdot Q_{su}$$

3. Etats limites de mobilisation du sol

E.L.U - C. fondamentales: $Q_u / 1.40$

E.L.U - C. accidentelles: $Q_u / 1.20$

E.L.S - C. rares: $Q_u / 1.10$

E.L.S - C. quasi - permanentes: $Q_u / 1.40$

La finestra dei dati di input e di output del programma è la seguente, si attiva selezionando il comando **Prove pressiometriche** dalla sezione **Calcolo**.

Dato sfruttato dal programma per determinare il coefficiente riduttivo del carico limite di punta e laterale

Rappresenta l'altezza h (incastro del palo nella formazione portante) per determinare b (Calcolo di P_{le})

Dati geometrici del palo dai quali si calcola il carico limite di punta e quello laterale. Si sfruttano anche per le verifiche strutturali

Dati che si ricavano dalla prova pressiometrica.

Da questi dati il programma deriva i valori del fattore k_p e della P_l (pressione limite) attingendoli dalle tabelle 1.1 e 1.2

I materiali vengono sfruttati dal programma per le verifiche strutturali

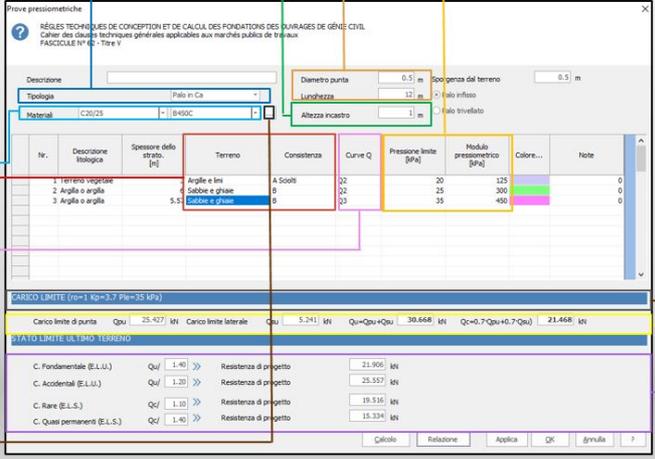
Tipo di curva da utilizzare per il calcolo della resistenza laterale in funzione della profondità. Si sceglie dalla tabella 1.3 in funzione del tipo di suolo e della tipologia di installazione del palo.

Da questo pulsante si attiva la finestra (fig.1.1) che consente di definire la tipologia di sezione da attribuire al palo: con barre, tubolare, generica. Dati sfruttati per le verifiche strutturali.

Risultati dell'elaborazione: coefficiente riduttivo del carico limite di punta e laterale, fattore k_p , pressione limite netta P_{le}

Valori di output del carico limite di punta, quello laterale e quello verticale

Determinazione della resistenza di progetto, l'utente può personalizzare i fattori riduttivi sulla resistenza



Nr.	Descrizione litologica	Spessore dello strato (m)	Terreno	Consistenza	Curve Q	Pressione limite (kPa)	Modulo pressiométrico (kPa)	Colore...	Note
1	terreno argilloso		Argille e lim.	A Scogli	22	20	125		0
2	Argilla o argilla		Sabbie e ghiaie	B	22	25	300		0
3	Argilla o argilla	5.5	Sabbie e ghiaie	B	23	35	450		0

CARICO LIMITE ($\alpha=1$, $k_p=2.7$, $P_{le}=25$ kPa)

Carico limite di punta Q_{pu} 25.427 kN Carico limite laterale Q_{lu} 5.241 kN $Q_u=Q_{pu}+Q_{lu}$ 30.668 kN $Q_c=0.7Q_{pu}+0.7Q_{lu}$ 21.468 kN

STATO LIMITE ULTIMO TERRESTRE

C.	Resistenza di progetto
C. Fondamentale (E.L.U.)	21.905 kN
C. Accidentali (E.L.U.)	25.557 kN
C. Rare (E.L.S.)	19.516 kN
C. Quasi permanenti (E.L.S.)	15.324 kN

Dalla seguente finestra, che si attiva selezionando il pulsante evidenziato sopra accanto alla scelta dei materiali, è possibile definire il tipo di sezione del palo per le verifiche strutturali.

Sezione

SEZIONE CON BARRE

Diametro ferri: 8 mm Nr. Ferri: 10

Diametro staffe: 8 mm Copriferro: 2.5 cm

ARMATURA CON TUBOLARE

Tubular steel armatures

Diametro esterno: 0 mm

Spessore: 0 mm

Peso: 0 [kN/m]

SEZIONE GENERICA

Peso Specifico: 25 kN/m³ Area: 0 cm²

Modulo elastico: 25 N/mm² Modulo di resistenza: 0 cm³

0 m⁴

OK Annulla

Figura 1.1

5 Dati generali

In questa finestra conferiscono i dati generali del progetto: essi rappresentano un promemoria e sono dati che verranno successivamente memorizzati sulla relazione di calcolo generata con il comando Crea relazione sezione OUTPUT.

Dati generali...

Descrizione

Progettista

Data

martedì 27 febbraio 2018

Tipologia

Palo infisso Palo trivellato Micropalo Jet grouting

Normativa

GEO NTC 2018 **STR** NTC 2018

OK Annulla ?

Dati generali

Descrizione

Inserire una descrizione sintetica del lavoro eseguito: non è un dato necessario.

Progettista

Inserire il nome del progettista: non è un dato necessario.

Data

Inserire la data: cliccare sulla freccia per far comparire il calendario da cui selezionare la data.

Tipologia

Scegliere tra le tipologie di elementi da calcolare (riquadro blu): palo infisso, palo trivellato, micropalo o jet grouting.

Normativa

Scegliere il tipo di normativa da applicare rispettivamente per le verifiche geotecniche e per quelle strutturali (riquadro verde). La scelta operata in questa sezione inizializza i dati del calcolo.

6 Archivio Materiali

A quest'unico archivio fanno riferimento tutte le sezioni degli elementi strutturali previsti in programma. I singoli dati che compaiono nelle tabelle per default sono modificabili e non costituiscono vincolo alcuno per il progettista in quanto unico responsabile dei valori assunti. Le unità di misura di tutti i dati sono esplicitamente indicati.

Conglomerati	
Classe	La classe del conglomerato deve avere la denominazione normalizzata compresa tra quelle indicate nelle apposite tabelle al § 4.1 delle NTC (Italia).
f_{ck} , cubi [N/mm ²].	E' la resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cubici R_{ck} a cui fare riferimento in sede di progetto.
E_{cm} [N/mm ²].	Modulo elastico del calcestruzzo, è quello che può impiegarsi in sede di progettazione pari a $22000 [(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$.
f_{ck} [N/mm ²].	E' la resistenza cilindrica caratteristica a compressione che del resto compare come primo termine nella denominazione normalizzata della classe. Ad esempio nella classe C20/25 $f_{ck}=20$ MPa e $R_{ck}=25$ MPa. Per passare dalla resistenza cubica a quella cilindrica si utilizza l'espressione $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ per cui nella classe citata ad esempio si dovrebbe assumere $f_{ck} = 0.83 \cdot 25 = 20.75$ MPa valore maggiore di quello (20 MPa) esposto nella denominazione della classe. Si lascia al progettista, pertanto, la decisione su quale valore assumere: se quello più conservativo indicato nella denominazione della classe o quello indicato nella denominazione normalizzata.
f_{cd} [N/mm ²]	E' la resistenza di calcolo del conglomerato pari a $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ in cui α_{cc} è il coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata e vale di norma 0.85 e $\gamma_c = 1.50$ è il coefficiente parziale del calcestruzzo. Per elementi piani (solette, pareti, ecc.) con spessori minori di 5 cm e realizzati in opera il valore di f_{cd} va ridotto del 20%.
f_{ctd} [N/mm ²]	E' la resistenza di calcolo a trazione pari a: $f_{ctd} / \gamma_c = 0.7 \cdot f_{ctm} / \gamma_c$.
f_{ctm} [N/mm ²]	E' la resistenza media a trazione pari a $0,3 \times f_{ck} / 2$.
Poisson	Il valore del coeff. μ di Poisson può variare da 0 (calcestruzzo fessurato) a 0.2 (calcestruzzo non fessurato). Il programma utilizza questo coefficiente per il calcolo del modulo elastico tangenziale $G = 0.50 \cdot E_{cm} \cdot (1+\mu)$.
P.S.	Peso specifico del calcestruzzo armato. Viene utilizzato dal programma per il calcolo dei pesi propri dell'elemento strutturale.



Non è possibile cancellare un materiale tra quelli esposti in tabella, ma è possibile modificarli o aggiungerne nuovi.

Acciai	
E_s [MPa]	Modulo elastico, di solito assunto pari a 2000000 Kg/cm ²
f_{yk} [MPa]	Tensione caratteristica di snervamento assunta in sede di progetto pari a quella nominale
f_{yd} [MPa]:	Tensione di snervamento di calcolo assunta in sede di progetto pari a $f_{yk} / \gamma_s = 450/1.15 = 391,3$ N/mm ² essendo il coefficiente parziale dell'acciaio $\gamma_s = 1.15$
f_{tk} [MPa]	Tensione caratteristica di rottura assunta in sede di progetto pari a quella nominale.
f_{td} [MPa]	Tensione di rottura di calcolo assunta in sede di progetto. Può essere assunta pari a f_{yd} (incrudimento nullo) o pari a $f_{yd} \cdot k$ con $k = f_{tk} / f_{yk}$. Questo rapporto non può essere inferiore a 1.15 e superiore a 1.35 (11.3.2.1 NTC). Prudenzialmente, pertanto, può assumersi $k = 1.15$.
$\epsilon_{p,tk}$	Deformazione unitaria caratteristica a rottura. Il suo valore non può essere inferiore a 0.075.
$\epsilon_{pd,ult}$	Deformazione ultima di calcolo pari a $\epsilon_{pd} = 0.9 \epsilon_{uk}$.
$\beta_1\text{-}\beta_2$ iniz.:	Coeff. di aderenza acciaio calcestruzzo alla prima applicazione del carico. Viene utilizzata dal programma nella verifica dell'apertura delle fessure nelle combinazioni rare di esercizio (SLE).
$\beta_1\text{-}\beta_2$ fin.:	Coeff. di aderenza acciaio calcestruzzo per carichi di lunga durata. Viene utilizzata dal programma nella verifica dell'apertura delle fessure nelle combinazioni frequenti e quasi-permanenti di esercizio (SLE)



Per pali in c.a. ordinario in pratica si usa il tipo di acciaio denominato B450C i cui valori nominali di tensione di snervamento e rottura da utilizzare sono, rispettivamente,

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ e } f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

7 Caratteristiche geotecniche

In questo comando sono riuniti tutti i dati relativi alla caratterizzazione geotecnica del terreno in cui sono immersi il micropalo o il palo.

Nr.	DB	Spessore dello strato [m]	Inclinazione dello strato [°]	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo di resistenza al taglio [gradi]	Attrito negativo	Condizioni e non drenata	Modulo elastico [MN/m²]	Velocità onde di taglio [m/s]	Coefficiente adesione attrito laterale [Alfa]	Modulo Edometrico [MN/m²]	Modulo di Poisson	Texture	Descrizioni e litologie
1		3	0	18	20	10	15	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.47	0	0.9	0	0		Terreno
2		6	0	18	20	10	20	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.92	0	0.9	0	0		Argilla c
3		5.568217	0	18	20	10	20	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.92	0	0.9	0	0		Argilla c

Stratigrafie terreno e verticali d'indagine

Alla luce dei recenti riferimenti normativi, il programma calcola il carico limite del palo o del micropalo per più di una stratigrafia o verticale d'indagine: generalmente, un maggiore numero di verticali indagate favorisce una corretta definizione dell'alternanza stratigrafica a vantaggio di una più attendibile valutazione della portanza limite.

Nel riquadro rosso evidenziato in figura va inserito il numero di stratigrafie disponibili e quella corrente visualizzata: in base al numero di stratigrafie inserito sarà possibile scegliere quella corrente per l'inserimento dei parametri necessari alla sua caratterizzazione meccanica.

Nel riquadro blu evidenziato in figura va assegnato il nome della stratigrafia corrente e va precisato se la stratigrafia va considerata o no nel calcolo del carico limite: il numero di verticali indagate incide sul coefficiente riduttivo della resistenza caratteristica del terreno (vedi Carico Limite in Calcolo)

Ogni stratigrafia deve essere caratterizzata dal punto di vista meccanico con i parametri caratteristici: i parametri geotecnici da inserire dovranno essere attribuiti a partire dallo strato più superficiale a quello più profondo:

Nr

Numero d'ordine dello strato 1, 2, 3, 4, ecc.

DB

Database di terreni con relative caratteristiche geotecniche.

Hs

Spessore dello strato. Lo spessore di ogni strato può essere modificato, interattivamente, dall'area di lavoro: posizionarsi con il mouse sul punto centrale del passaggio da una litologia all'altra (punto di aggancio evidenziato in azzurro) e, tenendo premuto il pulsante del mouse, portare lo strato in una nuova posizione. Compare una finestra di dialogo in cui viene richiesto di inserire il nuovo spessore.

Eps

Inclinazione dello strato in gradi, positiva se antioraria. In maniera analoga alla modifica dello spessore degli strati, è possibile variarne l'inclinazione con un click del mouse sui punti di aggancio laterali (vedi Hs).

Peso unità di Volume

Peso unità di volume dello strato nell'unità di misura specificata; in presenza di terreno immerso in falda inserire il peso saturo nella cella successiva.

Peso unità di volume Saturo

Peso unità di volume saturo dello strato nell'unità di misura specificata.

c

Coesione del terreno nell'unità di misura specificata. In presenza di falda o comunque in terreni saturi, per l'analisi in condizione non drenata, occorre inserire il valore non drenato e spuntare l'opzione condizione non drenata.

Fi

Rappresenta l'angolo di resistenza del terreno in gradi; in presenza di falda inserire il parametro efficace. Per l'analisi non drenata l'angolo d'attrito viene considerato nullo in automatico dal programma.

Attrito negativo

Spuntare l'opzione se si vuole tener conto dell'attrito negativo che si genera nello strato in presenza di un palo. Tale fenomeno non viene computato se si è in presenza di micropali. Per ulteriori approfondimenti consultare i cenni teorici

Condizione non drenata

Spuntare l'opzione di condizione non drenata relativamente allo strato per cui vale tale condizione.

Modulo elastico

Modulo elastico dello strato. Tale valore è necessario per il calcolo dei cedimenti.

Vs

Velocità dell'onda di taglio per lo strato considerato. La Vs è indispensabile nel calcolo dell'interazione cinematica palo-terreno (vedi Momenti cinematici in [Azione sismica](#)^[18])

Alfa

Coefficiente di adesione per la mobilitazione dell'adesione sulla superficie laterale del palo o del micropalo.

Il valore di questo parametro può essere inserito a scelta dell'utente o calcolato in automatico dal programma scegliendo tra i vari autori proposti (Caquot-Kerisel, Meyerhof e Murdock, Whitaker-Cooke, Woodward) nel caso di pali trivellati o di micropali. Per i pali infissi il coefficiente calcolato in automatico è funzione del range di valori della coesione. Per ulteriori dettagli vedere i cenni teorici.

Texture

Posizionarsi su questa cella e cliccare con il tasto destro del mouse, verrà visualizzata la tavolozza dei colori da cui scegliere ed associare allo strato corrispondente. In alternativa, è possibile assegnare i retini presenti sul lato destro della finestra di dialogo: scegliere con un click del mouse il retino e, tenendo premuto il pulsante, trascinarlo nella cella relativa allo strato.

Descrizione litologica

Posizionarsi sulla cella e scrivere un testo; esso sarà riproposto nella legenda degli strati.



E' possibile assegnare allo strato i retini presenti sul lato destro della finestra di dialogo: scegliere con un click del mouse il retino e, tenendo premuto il pulsante, trascinarlo nella cella relativa allo strato.

8 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si possono valutare con:

[NTC 2018](#)^[21]

[Eurocodice 8](#)^[20]

[NTC 2008](#)^[20]

In presenza di azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, **Nikolaou et al. 2001**, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max,s} \rho_1 h_1$; V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è il modulo di rigidità dello strato superiore di terreno.

I momenti valutati secondo l'espressione di **Nikolaou** sono indicati nella sezione **Momenti cinematici** presenti nel calcolo strutturale.

Queste sollecitazioni aggiuntive sono calcolate dal programma solo se il numero di strati è superiore ad 1, sono state assegnate le velocità delle onde di taglio in caratteristiche geotecniche e se è stata assegnata l'azione sismica (accelerazione massima attesa su piano campagna).

8.1 Eurocodice 8

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove:

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,
 γ_I : fattore di importanza,
 S : Soil Factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

8.2 NTC

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \frac{a_{\max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

Dove:

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio:

dove:

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di riferimento rigido.

S_s (effetto di amplificazione stratigrafica): è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

ST (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii. Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($ST = 1.0$) - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

T2 ($ST = 1.20$) - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

T3 ($ST = 1.20$) - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i \leq 30^\circ$

T4 ($ST = 1.40$) - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{V_R} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni ($V_R = V_N C_U$ - Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso della struttura).

8.3 NTC2018

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 lungotermine.

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.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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.

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.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

.....

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, 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:

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.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- *eccessivi cedimenti o sollevamenti;*
- *eccessivi spostamenti trasversali.*

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e

interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

SISMA

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio.

Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.

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.

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 rigidità 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.

Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD

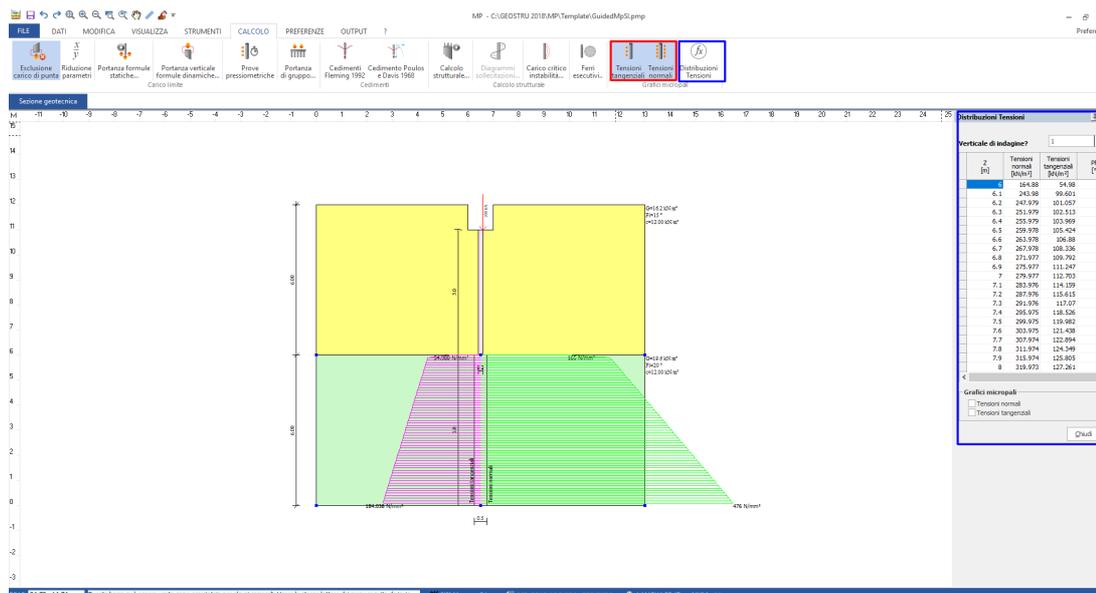
devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Capitolo 7.

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 6.4.II.

9 Grafici Micropali

Per la sola tipologia Micropalo sono graficizzati i diagrammi delle tensioni tangenziali e normali sul bulbo. Vedi figura seguente:



Selezionando il comando "Distribuzioni tensioni", evidenziato dal riquadro verde in figura, si riportano nella griglia posizionata a destra rispetto all'area di lavoro i valori delle tensioni verticali e normali lungo il bulbo. I valori possono essere copiati e incollati in un foglio excel.

10 Palo

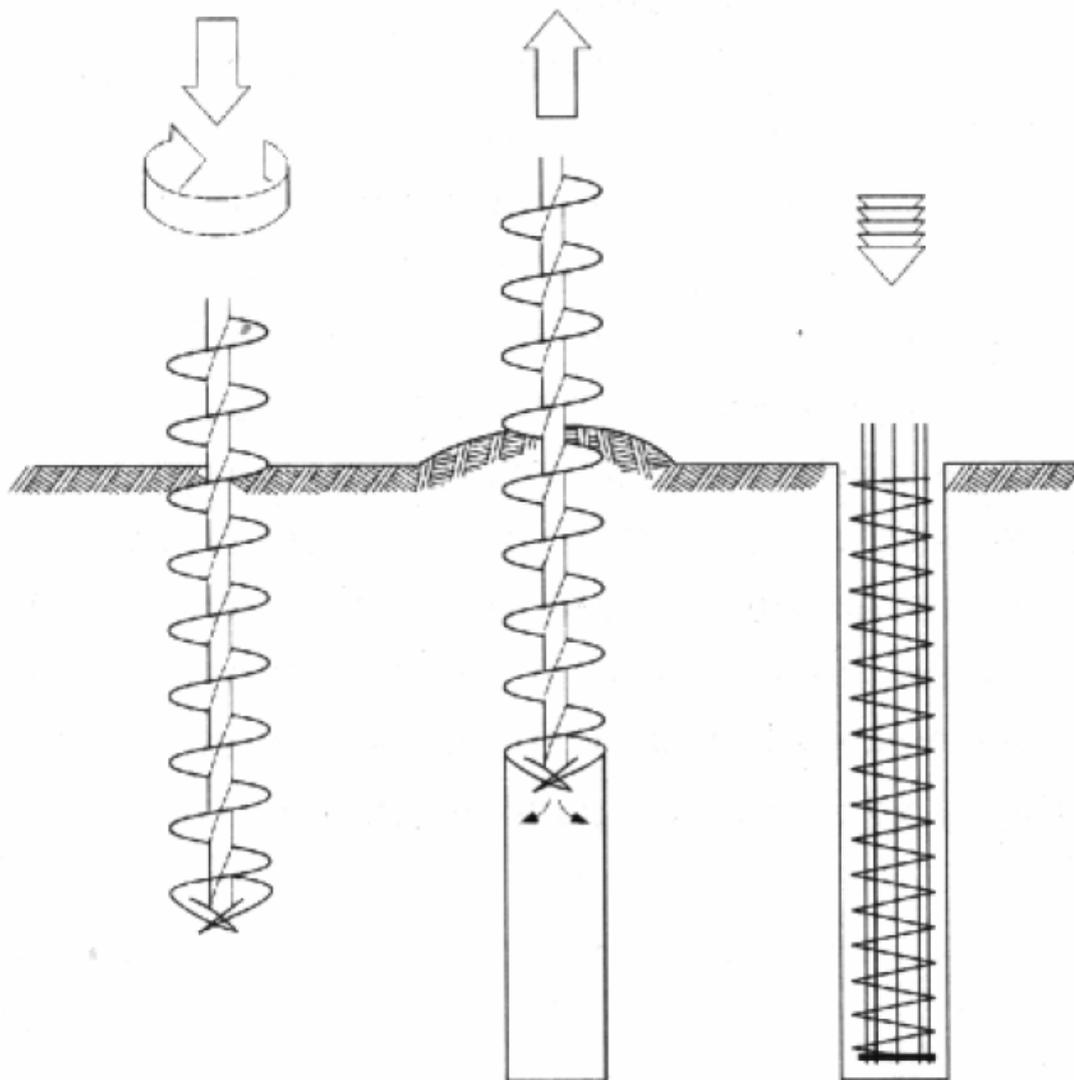
Tipi di palo per tecnologia esecutiva

Pali Trivellati

Si tratta di pali gettati in opera previa esecuzione di un foro con asportazione del terreno. Si differenziano tra di loro per le modalità di trivellazione e di stabilizzazione delle pareti del foro. I pali trivellati, soprattutto di grande diametro, sono perforati di norma con attrezzature a rotazione, sostenendo le pareti del foro, ove necessario, con fanghi bentonitici.

I pali trivellati ad elica continua appartengono alla categoria dei pali trivellati con parziale asportazione di terreno. La perforazione viene eseguita mediante una elica continua cava. In fase di estrazione dell'elica si procede al riempimento della cavità lasciata libera dall'elica mediante calcestruzzo pompato attraverso l'asta cava centrale. Estratta l'elica, si procede alla posa in opera dell'armatura metallica inserita nel calcestruzzo ancora fresco.

Tale tecnica, ottima per l'esecuzione di pali in aree ristrette non necessitando di fanghi bentonitici, consente di realizzare pali di diametro variabile da 300 a 1200 mm per profondità massime di 25-30 metri.

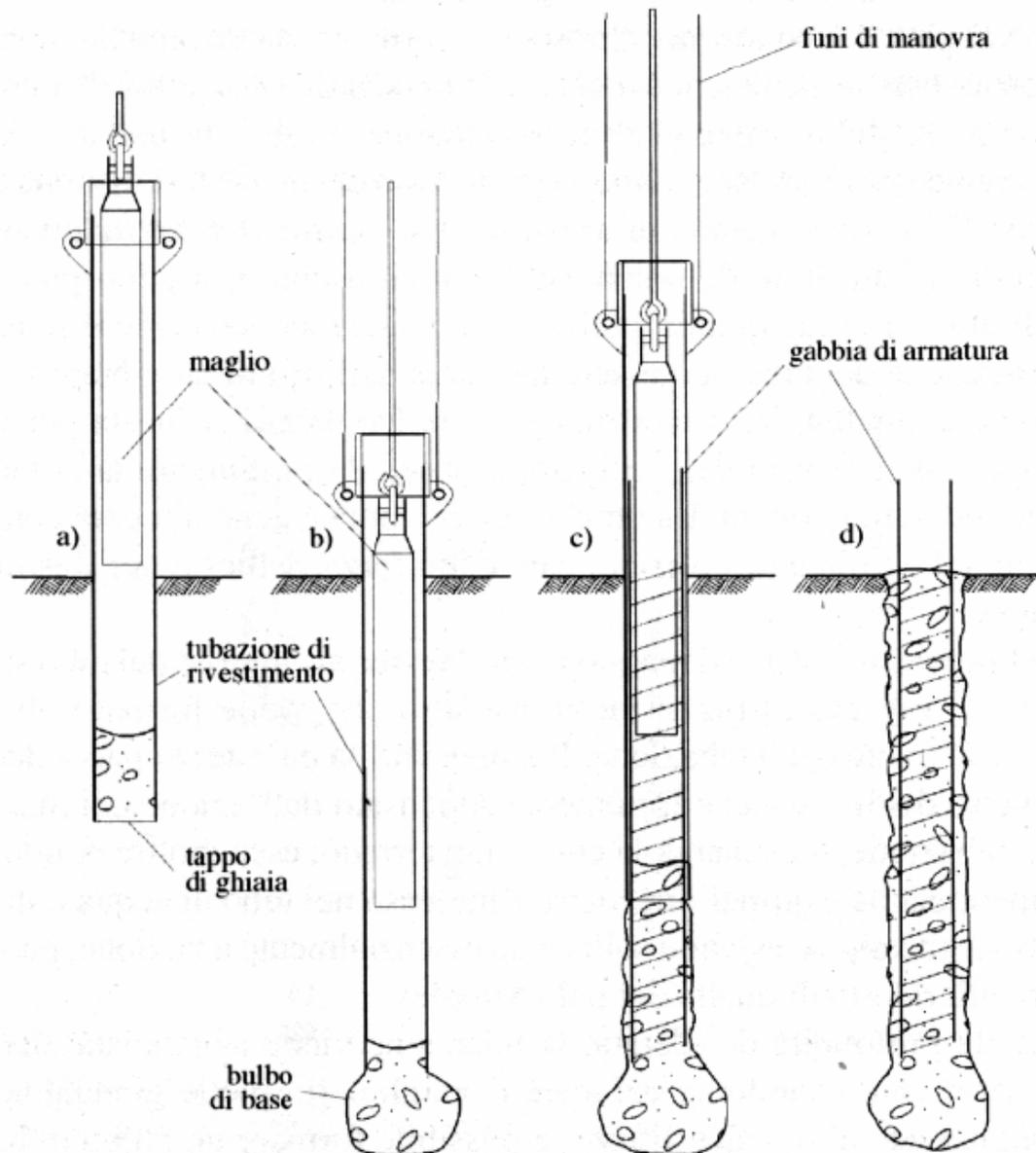


Palo ad elica continua (CFA - Continuous Flight Auger)

Pali Infissi

Con questa tecnologia esecutiva i pali vengono infissi nel terreno senza asportazione di quest'ultimo. Possono essere prefabbricati oppure gettati in opera all'interno di un tubo forma preventivamente infisso nel terreno.

I pali battuti, infissi in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) determinano un addensamento di questi, che ne migliora le caratteristiche meccaniche. Nei terreni a grana fine (limi e argille) saturi, l'energia d'infissione viene integralmente assorbita dall'acqua con la conseguente insorgenza di sovrappressioni interstiziali e riduzione della resistenza efficace.



Palo battuto gettato in opera (Tipo Franki)

10.1 Dati Palo

Se si vuole procedere con il calcolo di un palo, è necessario selezionare il comando Dati Palo del menu Dati.

I dati necessari per la corretta conclusione del calcolo sono:

- **Tipo di palo**

Scegliere il tipo di palo tra: palo in cemento armato, in acciaio e in legno. Per ognuna di dette tipologie, scegliere la tecnologia di realizzazione tra **Infisso e Trivellato**.

Nei casi di palo in legno e palo in acciaio, il programma non esegue le **verifiche strutturali**, ma restituisce **la portanza e le sollecitazioni flettenti e taglianti, nonché la deformata**.

- **Diametro punta**

Inserire il diametro del palo nell'unità di misura specificata; il diametro è inteso costante per tutta la lunghezza del palo.

- **Lunghezza**

Inserire la lunghezza complessiva del palo nell'unità di misura specificata.

- **Sporgenza dal terreno**

Indicare la lunghezza del palo che fuoriesce dal terreno nell'unità di misura specificata. Il valore di tale grandezza è la misura della parte aggettante che non interagisce con il terreno (spesso viene utilizzata nel caso delle banchine portuali): *tale zona non viene considerata contribuyente alla capacità portante del palo*.

- **Tronco-conicità**

Tale grandezza si attiva solo nel caso di pali infissi, ossia di pali prefabbricati. Espressa in [%], essa rappresenta la variazione del raggio del palo per unità di lunghezza, a partire dal diametro assegnato. Una tronco-conicità del 10% comporta un aumento del raggio, dalla punta alla testa, di 0,1 m per ogni metro di lunghezza. Quindi su un palo di 10 m con diametro 0,5 m, avremo un raggio finale di 1,25 m.

- **Coefficiente di Poisson**

Il coefficiente di Poisson, numero adimensionale, è un dato necessario se si vogliono valutare i cedimenti. Esso va riferito allo strato che intercetta la punta del palo. Valori orientativi di tale grandezza sono indicati dal programma nel riquadro delle informazioni (evidenziato in grigio).

Dati palo di fondazione

Trivellato
Pali Trivellati: si consiglia l'uso dei pali trivellati in terreni coesivi. L'angolo di attrito palo-terreno viene posto inferiore all'angolo di attrito del terreno.

Dati palo singolo

Descrizione:

Tipo: Palo in C.A. Trivellato

Soggetto a carichi di trazione o compressione: Compressione

Diametro punta: 0 m

Lunghezza: 0 m

Sporgenza dal terreno: 0.5 m

Tronco-conicità: 0 %

Coeff. Poisson strato punta palo (max 0.5): 0.5

Densità relativa strato punta palo: 0 %

Portanza di punta **Nq**: Berezantzev (1970)

Angolo attrito dopo infissione (Fip): (3/4 Fip + 10)

K portata laterale: 0.5

Angolo di attrito terra-palo: Fip °

Colore tipologia:

Pali elica

Tipo:

Diametro: Dh 0 m

Altezza elica: SH 0 m

Spessore (ex): Teh 0 mm

Spessore (ex) (in): Tih 0 mm

Nr	Posizione elica, riferimento punta (m)	Numero di eliche	Attivata
			<input type="checkbox"/>

La portanza geotecnica dei pali ad elica è calcolata come somma della portanza dei singoli dischi. La portanza di ogni disco è calcolata con la formula trinomia (Nq, Nc, Ng). Si consiglia di usare Nc (Skempton's), mentre per Nq (Fang, Winterkorn)

Per lo sviluppo di una totale capacità portante è consigliabile usare una spaziatura pari a: 3-4 volte il diametro

Esclusione portata laterale Esclusione carico di punta

Portanza strutturale 0 kN

Materiale | Sezione con barre | Armatura con tubolare | **Sezione generica** | Car 4

Peso Specifico: 0 kN/m³ Area: 0 cm²

Modulo elastico: 0 N/mm² Modulo di resistenza: 0 cm³

Inerzia: 0 m⁴

Applica OK Annulla ?

Dati palo - Coefficiente di Poisson

- **Densità relativa punta palo**

Inserire il valore della densità relativa dello strato in cui è immersa la punta del palo. Questo parametro è necessario se si vuole valutare la capacità portante di punta con il metodo di Vesic.

- **Portanza di punta Nq**

Scegliere un autore tra quelli proposti (Berezantev, Terzaghi, Janbu, Hansen e Vesic) per il calcolo della capacità portante di punta. Per ulteriori informazioni sui metodi vedere i cenni teorici.

- **Angolo attrito dopo infissione (Fip)**

Scegliere il valore dell'angolo d'attrito da utilizzare nel calcolo della capacità portante dopo la realizzazione del palo. Per pali infissi si consiglia di adottare un angolo Fip di calcolo pari a $(3/4Fip + 10)$, mentre per pali trivellati è consuetudine diminuire l'angolo d'attrito del terreno di 3° ; in alternativa alle due proposte è possibile scegliere di usare il parametro Fip proprio del terreno.

- **K portata laterale**

Scegliere tra i valori proposti quello da assegnare al coefficiente K per il calcolo della portata laterale (del fusto) del palo. Per pali trivellati usualmente si adotta $K = 1 - \sin^2 \alpha$, mentre per pali infissi $K = 1 - \tan^2 \alpha$, dove α rappresenta l'angolo d'attrito scelto per il calcolo (Angolo attrito dopo infissione). Valori pari a 0.5 ed 1 sono suggeriti per pali in acciaio (0.5) e pali in calcestruzzo prefabbricato o in legno (1).

• **Angolo di attrito terra-palo**

Scegliere tra i valori proposti quello da assegnare a δ nel calcolo della portanza laterale (fusto) del palo. Per pali trivellati generalmente si attribuisce un valore pari a α (angolo d'attrito di calcolo), mentre per i pali infissi in calcestruzzo prefabbricato si adotta $\delta = 3/4 \alpha$. Per i pali in acciaio, invece, è suggerito di scegliere 25° .

I dati per il calcolo vanno completati secondo le seguenti indicazioni concernenti le verifiche strutturali e quella a carico limite orizzontale:

1 **Materiale**

In questa etichetta è riportato il tipo di calcestruzzo e di acciaio da impiegare nel calcolo: queste identificano le resistenze dei materiali utilizzati nel caso di palo in cemento armato. Se il palo è in **acciaio** o in **legno** spostarsi sull'etichetta **Sezione generica**.

2 **Sezione con barre**

In questa etichetta vanno inseriti i dati concernenti l'armatura con barre del palo in cemento armato: per i pali in cemento armato è possibile solo l'armatura con barre.

Il copriferro va inteso come distanza misurata a partire dal baricentro delle barre, mentre il numero di ferri è interpretato dal programma come il numero minimo di ferri da inserire: se quello richiesto dalle verifiche è maggiore, il programma aumenta il numero di barre fino alla verifica (punto interno al dominio di rottura della sezione), eseguendo anche il controllo geometrico sull'interferro.

Se il numero di ferri richiesto è inferiore a quello di partenza, il programma verifica la sezione con il numero di ferri assegnato.

In ogni caso, viene sempre eseguito il controllo sulla percentuale minima di armatura pari al 0,3% dell'area di calcestruzzo e il palo viene armato per tutta la sua lunghezza con tale valore.

3 Sezione generica

I dati richiesti in questa etichetta sono da riferirsi ai pali in legno o acciaio. **Peso specifico** e **Modulo elastico** si riferiscono al materiale di cui è composto il palo, mentre **Area** e **Modulo di resistenza** si riferiscono alla sezione reagente alle sollecitazioni. Il momento d'inerzia viene calcolato dal programma: si ricorda che la relazione esistente tra momento d'inerzia e modulo di resistenza è la seguente:

$$I = W \cdot y_{\max} \quad (1)$$

dove:

I momento d'inerzia baricentrico;

W modulo di resistenza

y_{max} distanza della fibra più lontana dall'asse neutro.

Per palo in acciaio con sezione tubolare si ricorda che il modulo di resistenza W è pari a :

$$W = \frac{\pi \cdot (R^4 - r^4)}{4R} = 0,098 \frac{(D^4 - d^4)}{D}$$

dove R (o D) è il raggio (o diametro) esterno del tubolare, mentre r (o d) è il raggio (o diametro) interno del tubo.

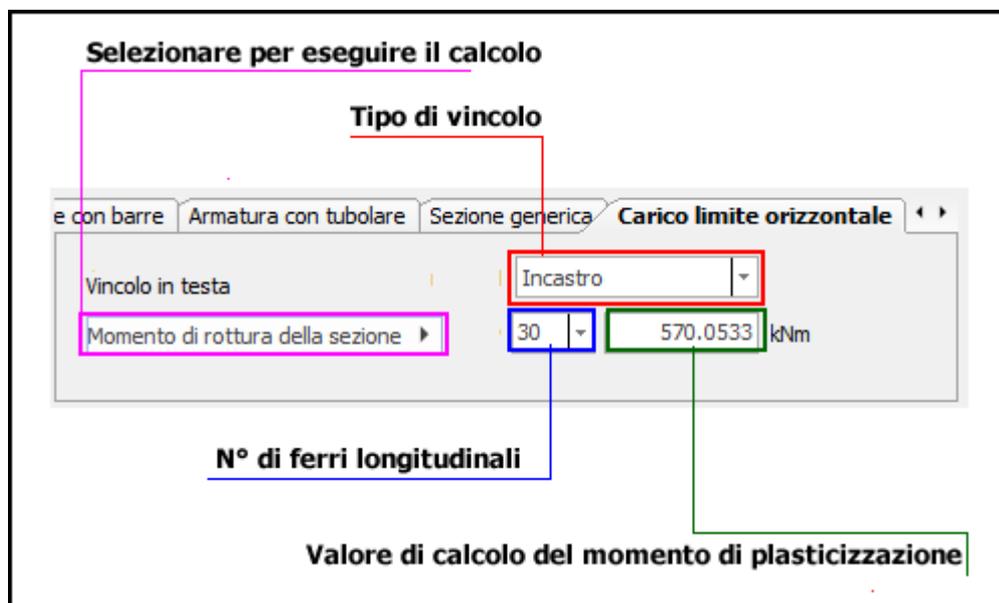
Per detta tipologia di sezione l'area è espressa da

$$A = \pi(R^2 - r^2)$$

4 Carico limite orizzontale

La valutazione del carico limite orizzontale diventa necessaria quando si è in presenza di palo soggetto a carico trasversale. In questo programma la valutazione del carico a rottura per pali soggetti ad azioni orizzontali viene trattata secondo la teoria sviluppata da **Broms**. Con questo tipo di trattazione il terreno è supposto omogeneo e puramente coesivo ovvero incoerente. In presenza di terreni stratificati il programma assimila il terreno ad un mezzo omogeneo con parametri meccanici ottenuti dalla media pesata, utilizzando come peso lo spessore dello strato. In presenza sia di angolo di resistenza a taglio che di coesione, il programma dà prevalenza all'attrito e quindi valuta il carico limite per mezzo incoerente. Per ulteriori chiarimenti si veda [Carico limite orizzontale](#)^[80] in **Cenni teorici**.

Il calcolo del carico limite orizzontale è subordinato al calcolo del momento di rottura della sezione, accedere all'etichetta **Carico limite orizzontale**, selezionare il tipo di vincolo in testa, definire il numero di ferri longitudinali (per sezioni in c.a.) e cliccare sul pulsante **Momento di rottura della sezione**.



Pali ad elica

I **dati geometrici** delle eliche che caratterizzano il palo vanno assegnati nel campo indicato con (d) in figura (*dati palo-palo ad elica*).

Dati palo di fondazione

Pali elica
Sono costituiti da un fusto tubolare cilindrico in acciaio con una o più viti elicoidali ad alta resistenza. Assegnare armatura con tubolare, i dati del tubolare e le caratteristiche dei materiali.

Dati palo singolo

Descrizione: Eilka Systab

Tipo: Acciaio (Armatura con tubolare) Pali elica

Soggetto a carichi di trazione o compressione: Compressione

Diametro punta: 0.08 m

Lunghezza: 4 m

Sporgenza dal terreno: 0.5 m

Tronco-conicità: 0 %

Coeff. Poisson strato punta palo (max 0.5): 0.5

Densità relativa strato punta palo: 0 %

Portanza di punta: Nq Vesic

Angolo attrito dopo infissione (Fip): $3/4 F_i + 10$

K portata laterale: 0.5

Angolo di attrito terra-palo: Fip

Colore tipologia: ■

Materiale Sezione con barre Armatura con tubolare Sezione generica Caric

Calcestruzzo: C20/25

Acciaio: S355H

Pali elica

Tipo: PV

Diametro: Dh 0.35 m

Altezza elica: SH 0.4 m

Spessore (ex): Teh 20 mm

Spessore (ex) (in): Tih 24 mm

Nr	Posizione elica, riferimento punta (m)	Numero di eliche	Attivata
1	0.5	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2	2	2	<input checked="" type="checkbox"/>
			<input type="checkbox"/>
			<input type="checkbox"/>

La portanza geotecnica dei pali ad elica è calcolata come somma della portanza dei singoli dischi. La portanza di ogni disco è calcolata con la formula trinomia (N_q, N_c, N_g). Si consiglia di usare N_c (Skempton's), mentre per N_q (Fang Winterkorn).

Per lo sviluppo di una totale capacità portante è consigliabile usare una spaziatura pari a: 3-4 volte il diametro

Esclusione portata laterale

Esclusione carico di punta

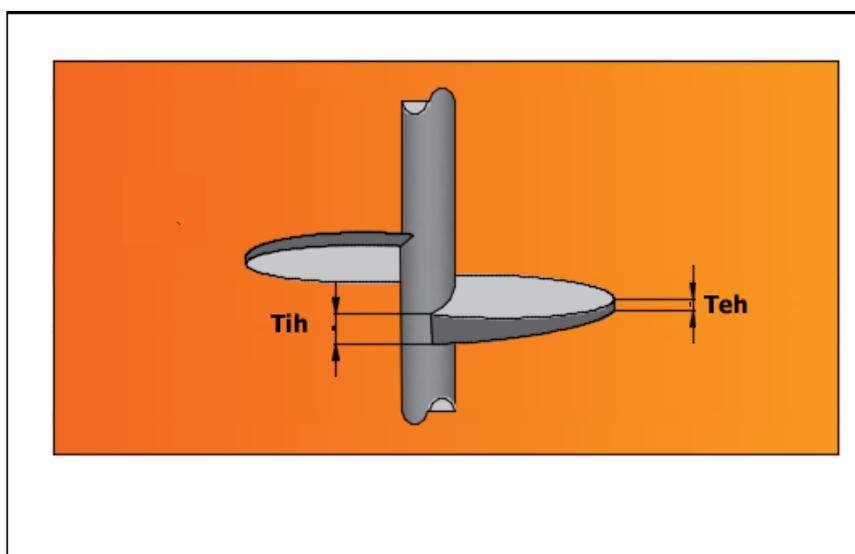
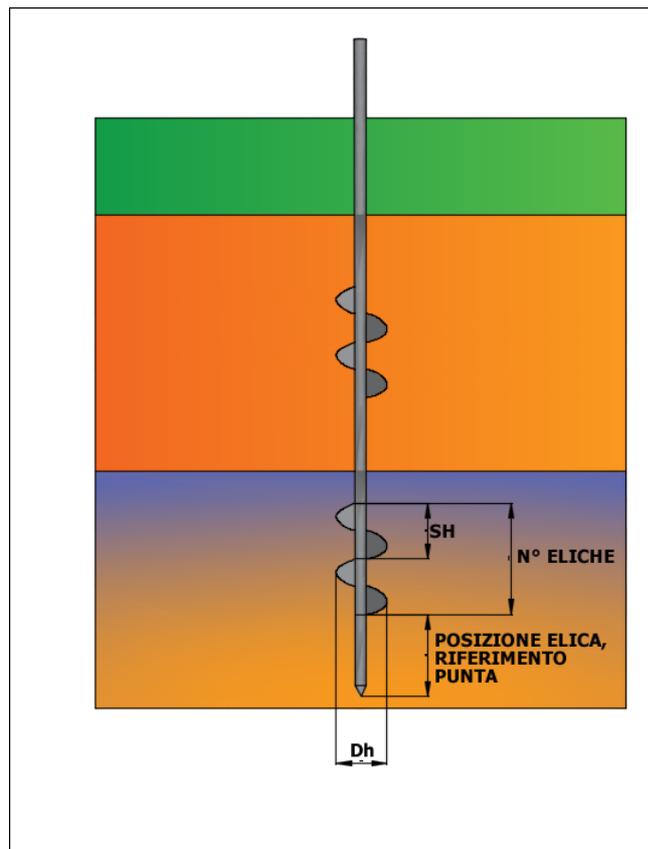
Portanza strutturale: 0 kN

Applica OK Annulla

dati palo-palo ad elica

Nel campo **tipo**, (a) in figura (*dati palo-palo ad elica*), l'utente può associare una sigla al tipo di palo.

Dalla sezione (b) è possibile caratterizzare la **geometria della singola elica**, i riferimenti sono esplicitati in figura (*geometria elica*).



geometria elica

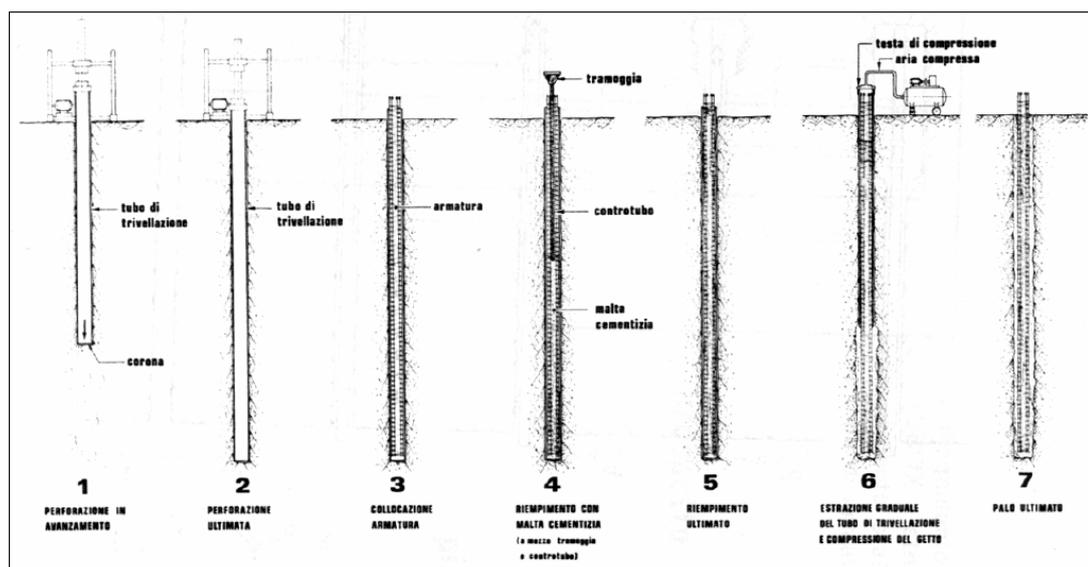
Per definire il **numero di eliche e la loro posizione rispetto alla punta del palo** occorre riportare i dati sulla tabella evidenziata dal riquadro blu, (c) in figura (*dati palo-palo ad elica*).

11 Micropalo

Si definiscono micropali i pali trivellati di piccolo diametro ($D \leq 250$ mm) realizzati con attrezzature e tecnologie particolari.

I tipi fondamentali sono due:

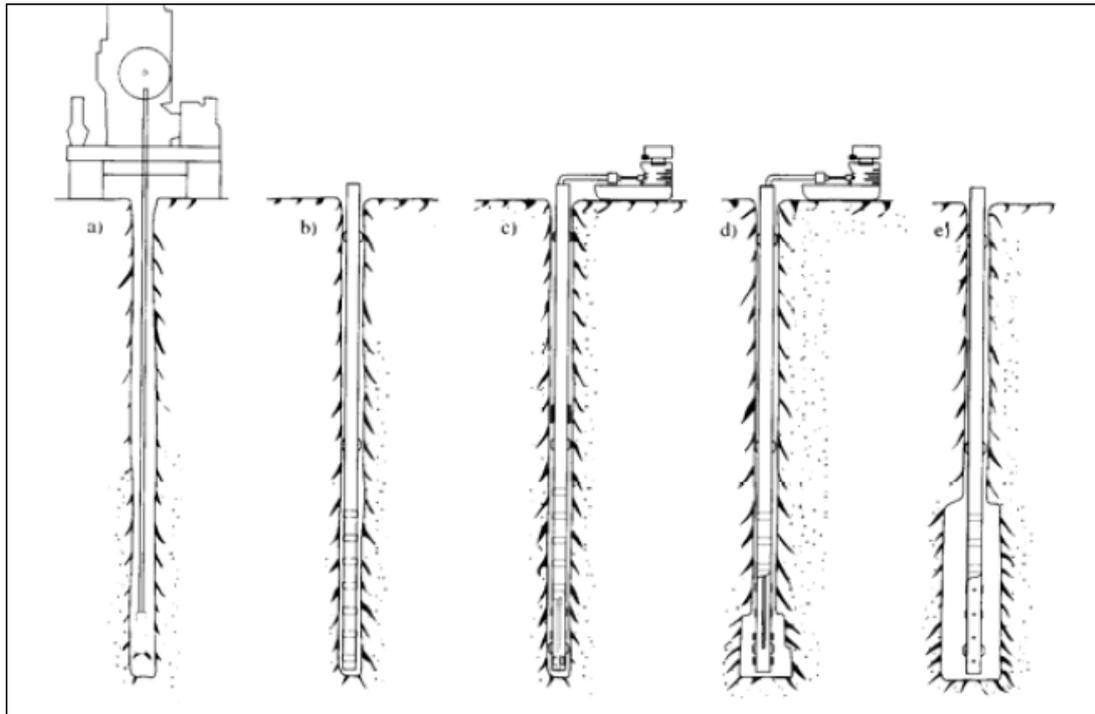
- 1 **Radice**
Riproduce la tecnica dei pali trivellati di medio diametro, ma il getto viene eseguito in pressione.
- 2 **Tubifix**
Viene eseguito per trivellazione e getto attraverso un tubo di acciaio valvolato e cementato al terreno.



Fasi esecutive di un micropalo Radice

Nei micropali **Tubifix** l'armatura è costituita da un tubo munito di valvole di non ritorno con interasse 30-50 cm, valvolato in corrispondenza degli strati dove si vuole trasferire il carico.

La presenza della guaina consente l'iniezione della malta cementizia con pressioni che possono arrivare fino a qualche decina di atmosfere: in corrispondenza delle valvole si creano delle sbulbature che comprimono il terreno creando una notevole resistenza attritiva.



Fasi esecutive di un micropalo Tubifix

11.1 Dati Micropalo

Per il calcolo di un micropalo scegliere il comando "Micropalo Singolo" dalla sezione Dati, quindi il comando "Dati Micropalo.." della stessa sezione. La selezione dei comandi di cui sopra visualizza la seguente finestra rappresentata in figura.

Dati micropalo ×

i La condizione di vincolo qui definite hanno solo effetto sul carico limite orizzontale.

Dati micropalo		Metodo di calcolo	
Descrizione	<input type="text"/>	TUBIFIX	
Soggetto a carichi di trazione o compressione	Compressione	<input checked="" type="radio"/> Metodo di Mayer	Pressione iniezione
Tipologia	TUBIFIX	<input type="radio"/> Bustamante e Doix	<input type="text" value="0"/> kN/m ²
Tipo di armatura	Tubolare	RADICE	
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva	Coefficiente adesione attrito laterale K_s <input type="text" value="Ko"/>	
Diametro di perforazione	Dp <input type="text" value="0.2"/> m	Portanza di punta	
Suolo	Ghiaia sabbiosa 1.6÷1.8	Densità relativa strato punta palo <input type="text" value="0"/> %	
Fattore espansione bulbo	α <input type="text" value="1.8"/>	Portanza di punta N_q <input type="text" value="Berezantzev (1970)"/>	
Diametro bulbo	$\alpha \cdot Dp$ <input type="text" value="0.5"/> m	<input checked="" type="checkbox"/> Esclusione carico di punta	
Lunghezza fusto	<input type="text" value="5"/> m		
Lunghezza bulbo	<input type="text" value="6"/> m		
Inclinazione	<input type="text" value="0"/> °		
Colore tipologia	<input type="text" value="..."/>		

Materiale Sezione con barre Armatura con tubolare Carico limite orizzontale

Calcestruzzo	<input type="text" value="C20/25"/>
Acciaio	<input type="text" value="B450C"/>

Dati micropalo

Descrizione

Inserire un testo che descriva sinteticamente l'elemento.

Tipologia

Scegliere tra la tipologia del micropalo **RADICE** o **TUBIFIX**. Per la descrizione dei due tipi di micropalo vedi [Micropalo](#)^[38].

Tipo di armatura

Scegliere la tipologia di armatura tra Tubolare o Ferri longitudinali: se si sceglie armatura con tubolare occorre definire diametro esterno, spessore e peso a metro lineare del tubo nella sezione **Armatura con tubolare** (riquadro rosso in figura). Il programma dispone di un Database di tubolari da cui è possibile scegliere quello da inserire in funzione del diametro esterno e dello spessore desiderato: se non presente nell'elenco, è comunque possibile inserire i dati manualmente.

Se il micropalo deve essere armato con **barre longitudinali**, scegliere il diametro ferri e staffe, nonché il numero di barre e il copriferro dalla scheda **Sezione con barre** (riquadro in blu).

Nella sezione **Materiale** vengono scelti il tipo di acciaio e la classe di resistenza della malta (vedi [Archivio Materiali](#)^[14]): nelle verifiche strutturali viene considerata la sezione completa di acciaio e malta di iniezione ([Ferri esecutivi](#)^[62]).

Iniezione

In funzione del tipo di micropalo da realizzare occorre scegliere il tipo di iniezione della malta cementizia. Per i micropali TUBIFIX è possibile scegliere tra il metodo di sigillatura con **Iniezione Ripetitiva e Selettiva (IRS)** e quello con **Iniezione Globale Unica (IGU)**; dal tipo di iniezione scelto dipendono le dimensioni medie del diametro del bulbo. Per i micropali RADICE si usa un getto unico di microcalcestruzzo a bassa pressione (assenza di iniezione).

Diametro di perforazione

Inserire il diametro del foro di perforazione.

Suolo

Scegliere una litologia per il calcolo del parametro α necessario alla definizione del diametro medio del bulbo nel caso vengano impiegati micropali TUBIFIX. Per micropali RADICE $\alpha = 1$, ossia non viene creato il bulbo essendo il getto eseguito per caduta.

Alfa

Rappresenta un coefficiente che consente di stimare, in funzione del tipo di sigillatura e della litologia, il diametro medio del bulbo nel caso di micropalo TUBIFIX. Il valore di α può essere comunque inserito manualmente dall'utente.

Diametro bulbo

Inserire il diametro medio del bulbo nel caso di micropali **TUBIFIX**; tale valore può essere inserito manualmente dall'utente oppure può essere assunto quello proposto dal programma derivante dal valore di α inserito e dal diametro di perforazione. Per i micropali **RADICE** il diametro del bulbo coincide con quello di perforazione.

Lunghezza fusto

Inserire la lunghezza del tratto di perforazione necessario per raggiungere gli strati di terreno dove trasferire il carico: questo dato è necessario per i micropali di tipo **TUBIFIX**: a partire dalla profondità raggiunta con questo dato, viene fatto partire il bulbo del micropalo. Per i micropali **RADICE**, mancando il bulbo, la lunghezza del fusto è da considerarsi come tratto influente sulla portanza del micropalo, pertanto va considerata più corta possibile (ordine di grandezza di 10-20 cm): per questa tipologia la lunghezza complessiva del micropalo deve coincidere con la lunghezza del bulbo (vedi passo successivo).

Lunghezza bulbo

Inserire la lunghezza del tratto di perforazione in cui è presente il tratto valvolato del tubo, per la realizzazione delle sbulbature, nel caso di micropali TUBIFIX. Per i micropali RADICE la lunghezza del bulbo deve coincidere con quella complessiva del micropalo (tranne per qualche centimetro).



Nel micropalo la portanza viene valutata considerando reagente solo il tratto di lunghezza del bulbo

Colore tipologia

Scegliere un colore di rappresentazione dell'elemento micropalo dalla tavolozza dei colori.

Opzione calcolo portanza

Per il calcolo della portanza del micropalo sono proposte due teorie: *Metodo di Mayer* e *Metodo di Bustamante e Doix*.

The screenshot shows a software interface titled "Metodo di calcolo". It is divided into two sections: "TUBIFIX" and "RADICE".

- TUBIFIX:** Contains two radio buttons: "Metodo di Mayer" (selected) and "Bustamante e Doix". To the right, there is a label "Pressione iniezione" and a text input field containing the value "0" with the unit "kN/m²".
- RADICE:** Contains a label "Coefficiente adesione attrito laterale" and a dropdown menu labeled "Ks" with the value "Ko" selected.



Per il metodo di Bustamante e Doix è necessario introdurre la pressione limite di iniezione (Vedi [Cenni teorici](#)^[91])

Carico limite orizzontale

Per micropali sottoposti a carichi trasversali è necessario eseguire anche la verifica a carico limite orizzontale. La trattazione teorica sul carico limite orizzontale con **Broms** è riportata nei [Cenni teorici](#)^[80].

Nei casi di meccanismo di rottura di palo lungo, la formazione di una cerniera plastica in corrispondenza del momento massimo, comporta la determinazione del momento ultimo della sezione: M_{ult} viene valutato dal programma in base all'armatura. Per micropali armati con tubolare il programma farà riferimento alla sezione del tubo scelta dall'utente; per i micropali armati con barre d'acciaio, verrà richiesto il numero presunto di

barre da utilizzare: in questo caso è consigliabile eseguire tale verifica dopo aver effettuato il calcolo strutturale di massima. Il diametro viene assunto dal programma dal valore inserito nella scheda Sezione con barre.

12 Geometria terreno e falda

Profilo terreno

Viene definito il profilo del terreno con la lunghezza dei tratti a destra e sinistra del palo o micropalo. Questa indicazione ha valenza esclusivamente grafica.

Scavo

Definire la larghezza e la profondità dello sbancamento in cui è collocata la fondazione. Il valore della profondità dello scavo viene considerato dal programma per la determinazione della tensione litostatica.

Geometria falda

Inserire la profondità della falda dal piano campagna. Per gli strati di terreno interessati dalla presenza di acqua va inserito il peso per unità di volume saturo: in condizioni drenate il programma valuta le tensioni efficaci calcolando il peso per unità di volume alleggerito come $\gamma_{sat} - \gamma_w$, mentre per la condizione non drenata il programma considera il γ_{sat} .



La profondità inserita con il segno "-" consente di considerare il livello dell'acqua al di sopra del piano campagna e nella valutazione della pressione neutra (acqua) il programma considera tale livello.

13 Carichi

Per assegnare i carichi sull'elemento strutturale selezionare il comando Carichi del Menu Dati. La finestra di assegnazione dei carichi si presenta come in figura:

Carichi ×

i Convenzioni
Si definisce efficienza di un gruppo di pali il rapporto tra la portanza del gruppo di pali e la somma delle portate dei singoli pali.

Combinazioni di carico

Numero di combinazioni:

Combinazione:

Carichi

Z [m]	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	100	100	100

Finestra dei carichi

Nel riquadro evidenziato in rosso va inserito il numero di combinazioni che si vogliono esaminare; ogni combinazione viene identificata dal numero d'ordine (riquadro verde) e da un nome che deve essere assegnato dall'utente (riquadro blu).

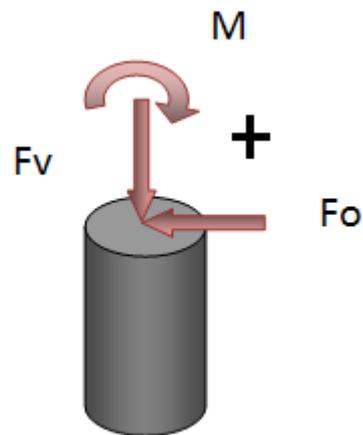
Ogni combinazione è definita da un certo numero di condizioni di carico (riquadro giallo) identificate da una forza orizzontale F_o , verticale F_v , dal momento M e dalla profondità Z . La combinazione corrente va selezionata scegliendola dall'elenco Numero di combinazioni con un click del mouse.

Le combinazioni definite in questa finestra saranno usate dal programma per identificare la combinazione corrente sia nei calcoli che nell'area di lavoro.



Le condizioni di carico **Fo**, **Fv** e **M** dovranno essere inserite già amplificate o ridotte del fattore di combinazione.

Per le convenzioni di segno sui carichi si faccia riferimento alla seguente figura:



Convenzione positiva dei carichi

13.1 Importazione carichi da Microsoft Excel

Introduzione

Nella finestra dei carichi è possibile cliccare sul pulsante "Importa da Excel" per avviare la procedura di acquisizione dei dati relativi a prove e combinazioni da un file ".xlsx".

Convenzioni
Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Combinazioni di carico

Numero di combinazioni: 1

Combinazione: 1

E' possibile importare i valori delle combinazioni da un file Excel.

Importa da Excel

Carichi

	Z [m]	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	1	100	100	100

OK Annulla

Formattazione dei file excel

I file excel possono avere 3 colonne (Fmax, Fz e Mmax, non necessariamente in quest'ordine) oppure 5 colonne (Fx, Fy, Fz, Mx e My) come nell'esempio mostrato.

	C	D	E	F	G	H	I	J
4		Fx	Fy	Fz	Mx	My		
5		865	-4131	36553	-2	1697		
6		-1218	-7889	-3579	-85	188		
7		-250	-7680	3928	-16	1616		
8		-536	-12422	205	-27	557		
9		28	-14175	-254210	-373	-4223		
10		-101	-22709	-427952	-622	-7814		
11		4009	3501	-36112	1143	1144		
12		1232	1059	-73694	-135	5		
13		3130	1947	97802	-742	-793		
14		173	-508	55152	-2434	-2361		
15		2388	2080	-18304	1279	1070		
16		-841	-996	-70460	-316	-516		
17		15364	-19452	928343	2633	27087		
18		9006	-31106	547449	1576	15759		
19		3773	13	11414	254	-30		
20		-1505	-1412	-2428	-811	-331		
21		-932	-10122	106866	120	4771		
22		-1598	-16275	66400	72	2452		
23		-80	-5574	11415	25	1328		
24		-401	-9488	2771	6	471		
25		4285	-2974	269514	-3951	27658		
26		-1726	-6588	156550	-6982	15802		
27		3675	2555	474703	47587	-37615		
28		-1585	-2412	246225	24647	-72497		
29		2126	1986	27726	-145	-88		
30		-347	-302	17313	-1444	-1205		
31		4008	2584	231502	-2513	-2125		
32		618	-818	124331	-5511	-4715		
33		5093	5957	425227	-5543	-5530		
34		1277	2580	239867	-9715	-9717		
35								

Ogni riga del file xlsx corrisponderà nel software a una combinazione con un carico. Nel caso d'esempio, le righe dalla 5 alla 34 diventeranno 30 combinazioni.

Il software lavora con Fmax e Mmax: se si sta utilizzando un file a 3 colonne, i valori di Fmax verranno letti direttamente dalla colonna corrispondente; nel caso di un file a 5 colonne, verrà considerato per Fmax il valore che fra Fx e Fy è maggiore in valore assoluto conservandone il segno (lo stesso vale per Mmax da Mx e My).

La finestra di importazione

Una volta cliccato su "Importa da Excel" nella finestra dei carichi verrà mostrata una finestra divisa essenzialmente in due parti: una di input e una dedicata alla visualizzazione dei dati letti.

Dopo aver scelto il file .xlsx da leggere, è necessario specificare i parametri relativi alla formattazione del file excel.

- Tipologia delle colonne F e M: permette di indicare se il file ha 3 colonne (Fmax, Fz, Mmax) oppure 5 (Fx, Fy, Fz, Mx, My). Nel caso d'esempio, scegliamo la tipologia con le due colonne distinte per x e y.
- Numero della prima riga e numero dell'ultima riga da leggere: è il range di righe da leggere (entrambi gli estremi sono compresi nella lettura). Nel caso d'esempio, le righe vanno dalla 5 alla 34.
- Nome delle colonne F ed M: sono i nomi delle colonne del file Excel da leggere. Nel caso d'esempio, Fx è nella colonna "D", Fy nella colonna "E", Fz in "F", Mx in "G" e My in "H"

Una volta specificati tutti i parametri, premendo il tasto "Importa" il file verrà elaborato per ricavare i valori di F(max) Fz e M(max) secondo le modalità precedentemente descritte. Se i dati mostrati nella griglia di anteprima sono corretti, è possibile procedere con la creazione delle nuove combinazioni cliccando sul tasto "Ok"; in caso contrario, correggere i parametri impostati e ripetere l'operazione.

Excel Import

Excel File

Reading Settings

Column Type F, M

First Row Number

Last Row Number (included in import)

Column Name Fx, Fy, Fz , ,

Column Name Mx, My ,

Each row of the file will correspond to a combination. If two columns (x, y) are present for F and M, the value considered will be the highest in absolute value (keeping the sign). Click the "Import" button to generate the preview. Then, you can press the "OK" button to confirm the import.

Preview

Combination	F(max)	Fz	M(max)
1	-4131	36553	1697
2	-7889	-3579	188
3	-7680	3928	1616
4	-12422	205	557
5	-14175	-254210	-4223
6	-22709	-427952	-7814
7	4009	-36112	1144
8	1232	-73694	-135
9	3130	97802	-793
10	-508	55152	-2434

Una volta chiusa la finestra di importazione Excel, nella finestra dei carichi saranno aggiunte le nuove combinazioni con i valori dei carichi letti.

14 Calcolo Portanza

Per il calcolo del carico limite mediante le formule statiche selezionare il comando Portanza verticale formule statiche del Menu Calcolo. Il comando in oggetto visualizza la seguente finestra di dialogo:

Portanza formule statiche...

Normativa GEO N.T.C 2018 Descrizione A1+M1+R3 Combinazione A1+M1+R3 Opzioni di analisi...

Descrizione	D [m]	L [m]	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Svl [kN/m²]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite verticale [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	0.5	6	3.118342	5.820202	20.00/12.0	36.99527	214.742	145.1968	1322.967	1431.169	113.2258 [Lungo]
								Rc, Min	145.20	1322.97	1431.17
								Rc, Max	145.20	1322.97	1431.17
								Rc, Med	145.20	1322.97	1431.17
								Rk	85.41	778.22	841.86
								Rd [R3]	63.27	676.71	702.98
								Fattore sicurezza verticale			7.03
								Fattore sicurezza orizzontale			0.51

Coefficienti parziali resistenze caratteristiche Fattori correlazione sondaggi Riduzione parametri geotecnici

Assiali

		Pali infissi			Pali trivellati			Pali elica			T. classica
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	
Base	γ_b	1	1.45	1.15	1	1.7	1.35	1	1.6	1.3	2.5
Laterale compressione	γ_s	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	2.5
Totale	γ_t	1	1.45	1.15	1	1.6	1.3	1	1.55	1.25	2.5
Laterale trazione	$\gamma_{s;t}$	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	2.5

Trasversali

	R1	R2	R3
	1	1.6	1.3

Assumi come default **Calcolo** Chiudi ?

Finestra calcolo portanza verticale

Il calcolo della portanza può essere eseguito secondo diversi approcci normativi (riquadro in rosso):

Classica

Si tratta dell'approccio della portanza ammissibile, in cui il carico limite di punta e quello laterale sono divisi per un fattore di sicurezza F_s che può essere differenziato tra punta, laterale e totale (riquadro fucsia).

N.T.C. 2018

Si tratta dell'approccio riportato sul D.M. 17 Gennaio 2018 (ITALIA) che prevede un'unica combinazione per le verifiche: (A1+M1+R3).

Si ricorda che con A_i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi (vedi [Carichi](#)^[43]), con M_i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e R_i quelli di riduzione della resistenza caratteristica.

Questi ultimi, in particolare, dipendono dalla tecnologia di esecuzione del palo (riquadro viola). Tutti i fattori di riduzione della resistenza e di riduzione dei parametri geotecnici sono editabili dall'utente e quindi personalizzabili.

In aggiunta a tali fattori, le NTC 2018 penalizzano o premiano i risultati della resistenza di progetto tramite i coefficienti ξ_i che tengono conto del numero di verticali indagate per la determinazione dei parametri caratteristici del terreno:

un numero elevato di sondaggi è sicuramente un fattore a vantaggio dell'affidabilità del risultato ottenuto.

Eurocodice 7

E' l'approccio seguito dall'Eurocodice 7, secondo il quale si possono usare tre alternativi Design Approach (DAs).

Per ogni stratigrafia definita in **Caratteristiche geotecniche**, il programma esegue il calcolo del carico limite di punta, quello laterale e quello totale. In particolare quest'ultimo è definito come segue:

$Q_{limT} = Q_{limP} + Q_{limL} - W_p$ se il palo è soggetto a compressione.

$Q_{limT} = Q_{limP} + Q_{limL} + W_p$ se il palo è soggetto a trazione

in cui:

- Q_{limP} è il carico limite di punta;
- Q_{limL} è il carico limite laterale;
- W_p è il peso del palo.

Nella restituzione dei risultati di calcolo, il programma fornisce i valori minimo ($R_{c,min}$), massimo ($R_{c,max}$) e medio ($R_{c,med}$) del carico limite, quindi quello caratteristico R_k e di progetto R_d .

Esempio:

DATI

Normativa: NCT 2018

N° verticali indagate: 1
 Tipologia Palo: infisso
 Sollecitazione: compressione
 Carico limite di punta: 430.82 KN
 Carico limite laterale: 719.01 KN
 Carico limite verticale: 1090.93 KN
 Peso del palo: 58.90 KN

CALCOLO

Carico limite di punta

Resistenza caratteristica:

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

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{430.82}{1.7}; \frac{430.82}{1.7} \right\} = 253.42 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,cal}}{\gamma_b} = \frac{253.42}{1.15} = 220.37 \text{ KN}$$

Carico limite di laterale

Resistenza caratteristica:

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

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{719.01}{1.7}; \frac{719.01}{1.7} \right\} = 422.95 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,cal}}{\gamma_s} = \frac{422.95}{1.15} = 367.78 \text{ KN}$$

Carico limite verticale

Resistenza caratteristica:

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

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{1090.93}{1.7}; \frac{1090.93}{1.7} \right\} = 641.35 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,cal}}{\gamma_b} + \frac{R_{c,cal}}{\gamma_s} = \frac{422.95}{1.15} + \frac{367.78}{1.15} - 58.90 = 529.24 \text{ KN}$$

N.B.: Se viene messo il flag su totale (vedi coefficienti parziali resistenze caratteristiche), il programma calcola la resistenza ponendo $R_{c,cal} = 641.35$ KN e scegliendo come parametro riduttivo delle resistenze γ_t



Il fattore di sicurezza verticale **F_s** viene restituito dal programma solo in presenza di un carico verticale assegnato dall'utente nella finestra Carichi. I risultati visualizzati a video si riferiscono alla combinazione di carico corrente evidenziata (**riquadro arancione**).

Nella caratterizzazione dei terreni, i parametri meccanici caratteristici devono essere determinati a partire da una serie di indagini che devono riguardare il volume significativo (parte del sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto) e devono permettere la definizione di un modello geotecnico adeguato. Da quanto si evince dai valori riportati nella seguente figura (riquadro in rosso), all'aumentare delle verticali indagate corrisponde un fattore di riduzione sempre più piccolo: questo, in sostanza, si traduce in un effetto penalizzante, in termini di resistenza caratteristica, per quei progetti in cui il programma delle indagini è carente.

Coefficienti parziali resistenze caratteristiche		Fattori correlazione sondaggi							Riduzione parametri geotecnici	
Fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate										
Verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>10	<input type="checkbox"/> Utente		
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4	<input type="checkbox"/>	1	
ξ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	<input type="checkbox"/>	1	

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati da prove in sito, il valore caratteristico della resistenza è dato da minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze caratteristiche calcolate i fattori di correlazione riportati in tabella, funzione del numero di sondaggi.

Assumi come default Calcolo Chiudi ?

Fattori ξ_i sul numero di verticali indagate

Per gli approcci progettuali che prevedano l'utilizzo di parametri caratteristici ridotti, è possibile attivare i fattori di riduzione **Mi** (riquadro verde) di cui alla figura successiva.

Coefficiente		M1	M2
Tangente angolo resistenza a taglio	$\text{Tan}(\varphi_k)$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	1	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1	1.4
Peso unità di Volume	γ	1	1

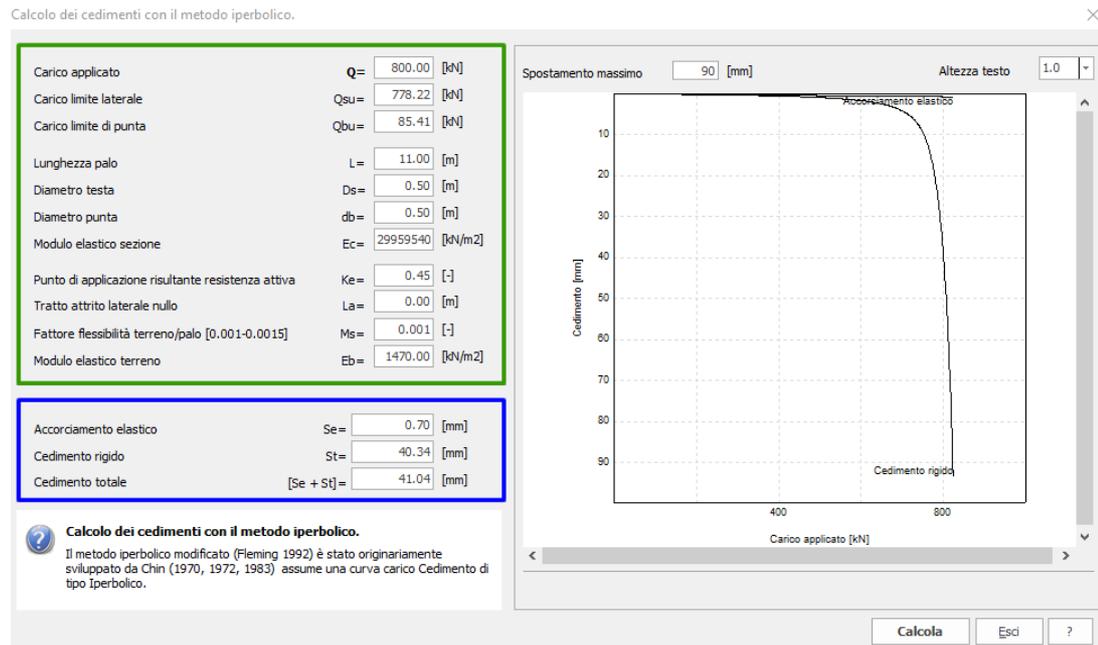
Selezionando la colonna M2 saranno apportare delle riduzioni sui parametri geotecnici, in tal caso occorre scegliere i coefficienti R in modo opportuno.

Fattori Mi sui parametri caratteristici

Si ricorda che tali fattori sono editabili dall'utente e quindi modificabili secondo le esigenze di calcolo.

15 Calcolo Cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti viene utilizzato il metodo iperbolico di cui si riporta la trattazione teorica in [Cenni teorici](#)^[98]. L'ambiente di lavoro per il calcolo del cedimento è rappresentato dalla figura seguente:



Calcolo cedimenti

Il programma, sulla base delle espressioni del cedimento ottenute da Fleming, ricava una curva carico-cedimento che tende asintoticamente al carico limite nell'ipotesi di palo rigido. Il carico limite è determinato come somma della portanza laterale e quella di punta ottenuti in fase di calcolo. Se quest'ultimo è stato effettuato su più verticali d'indagine, il programma considera il minimo tra quelli calcolati.

Per determinare il cedimento corrispondente al livello di carico desiderato, occorre inserire il valore **Q** (*carico applicato*) e premere il pulsante **Calcola**.

Il cedimento totale è definito come somma del **cedimento rigido** (*ipotesi di palo rigido*), evidenziato sulla curva iperbolica, e dell'**accorciamento elastico** dell'elemento strutturale, evidenziato sulla retta.

I parametri necessari per calcolare le due componenti di cedimento sono determinati dal software, ma l'utente ha comunque la possibilità di intervenire cambiando manualmente i valori.

Spostandosi con il mouse sull'area del grafico, viene indicato il valore del cedimento totale in corrispondenza del generico livello di carico (asse dei carichi).

Nel caso di terreno stratificato, il modulo elastico del terreno che il programma utilizza in fase di calcolo è quello relativo al primo strato.

Ogni volta che ad ogni modifica segue il calcolo, il programma non aggiorna in automatico i dati di input evidenziati dal riquadro verde, l'utente deve aggiornare manualmente i dati di input.

16 Calcolo strutturale

Il calcolo strutturale del palo viene eseguito dal programma ricorrendo al metodo FEM: in palo è discretizzato in un certo numero di elementi beam ai cui estremi (nodi) sono applicate delle molle che schematizzano il terreno (vedi [Metodo Elementi Finiti](#)^[56]).

Il metodo utilizzato ha il vantaggio di poter inserire in ogni nodo sia delle condizioni di carico (riquadro blu) che delle condizioni al contorno sugli spostamenti (riquadro verde) (rotazione e spostamento orizzontale).

Modello ad elementi finiti

Opzioni di analisi

Max spostamento lineare del terreno: 0.0127 cm

Tipo analisi: Lineare

Massimo numero di iterazioni: 1

Fattore di riduzione molla fondo scavo: 1

Numero di elementi: 9

Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]: 3

Modulo di reazione Ks: Bowles

Ks variabile con la profondità: Non variabile

Ks=As+Bs*z^n n: 0 As: 0 Bs: 0 kN/m³

Normativa STRU

NTC EC2

Carichi

Combinazione: 1

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	120	0	120

Interazione cinem..

Nodo	M [kNm]
1	

Condizioni al contorno

Nodo	Tipo	Sp. X (m)	Rot. Y (°)
1			

Rotazione Spostamento

Risultati analisi sollecitazioni Risultati analisi strutturale

Nodo	Lunghezza [m]	Ks [kN/m ³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione Molla [kN]	Rotazione (°)	Spostamento [m]	Pressione terreno [kN/m ²]
1.00	0.25	0	120	0	120	0	-36.873	0.3587	0
2.00	0.25	0	121.23	-30	120	0	-34.073	0.2019	0
3.00	1.71	5636.5	122.45	-60	-42.07	162.06	-25.671	0.0695	391.811
4.00	1.71	5645.51	130.87	12.11	8.62	-50.69	4.982	-0.0098	-55.226
5.00	1.71	8048.76	139.28	-2.66	-1.91	10.53	-1.07	0.0016	12.755
6.00	1.71	8050.43	147.7	0.61	0.44	-2.34	0.244	-0.0003	-2.734
7.00	1.71	8051.37	156.11	-0.14	-0.1	0.54	-0.056	0.0001	0.627
8.00	1.71	8051.98	164.53	0.03	0.02	-0.12	0.013	0	-0.144
9.00	1.71	8052.41	172.94	-0.01	0	0.03	-0.003	0	0.031
10.0		8052.72	181.36	0	0	0	0	0	0

Spostamento

Calcola OK Annulla ?

Ambiente di lavoro per il calcolo strutturale

Nel pannello di carichi vengono riproposte le combinazioni di carico assegnate dall'utente in Carichi del menu Dati.

La visualizzazione dei risultati, sia in termini di sollecitazioni che di analisi strutturale, è riferita alla combinazione di carico corrente visualizzata nel riquadro blu.

In ossequio alla regola generale del § 7.2.5 NTC per i pali di fondazione si è assunto un comportamento NON dissipativo(v. § 7.2.2 NTC).

Detto comportamento 'sostanzialmente elastico' comporta che il momento resistente ultimo (capacità) sia quello di 'primo snervamento' così come definito nel § 4.1.2.3.4.2 NTC e cioè come il momento indicato con M'_{yd} = momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico. Detto momento M'_{yd} è, quindi, quello calcolato dal programma come momento ultimo (= momento di primo snervamento).



- Le azioni F_o , F_v ed M dovranno essere assegnate dal nodo 1 a seguire.
- Le sollecitazioni restituite dal programma nella scheda di analisi delle sollecitazioni sono comprensive delle sollecitazioni aggiuntive di interazione cinematica (vedi [Azione sismica](#)^[18]): i momenti cinematici calcolati dal programma sono riportati nel frame Inter. cinematica in corrispondenza del nodo di passaggio tra strati di diversa rigidezza.

Risultati analisi strutturale

L'ambiente in cui sono restituiti i risultati dell'analisi strutturale è rappresentato nella figura seguente:

Risultati analisi sollecitazioni		Risultati analisi strutturale										
Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diametro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso- Flessione	Def.Max Clis	Def.Max Fe	Asse Neutro [cm]
1	0	100.00	-1.59	351371.	8Ø16	104.64	-15048.	9444.80	Verificata	3.50E-03	-1.47E-02	-18.93
2	1.33333	1042.48	158007	326315.	57Ø16	1035.35	87961.6	0.06	Verificata	3.50E-03	-5.43E-03	7.46
3	2.66666	1984.96	114499	275906.	57Ø16	1975.94	88029.7	0.08	Verificata	3.50E-03	-5.41E-03	7.40
4	4	2927.43	777116.	217884.	57Ø16	2935.62	88099.2	0.11	Verificata	3.50E-03	-5.38E-03	7.34
5	5.33333	3869.91	486604.	161931.	57Ø16	3872.65	88166.9	0.18	Verificata	3.50E-03	-5.36E-03	7.28
6	6.66666	4812.39	270695.	117100.	57Ø16	4820.98	88235.3	0.33	Verificata	3.50E-03	-5.34E-03	7.22
7	8	5754.87	114562.	71943.8	57Ø16	5763.31	88303.2	0.77	Verificata	3.50E-03	-5.31E-03	7.17
8	9.33333	6697.35	18637.8	18871.7	10Ø16	6697.29	20183.6	1.08	Verificata	3.50E-03	-1.11E-02	16.20
9	10.6666	7639.82	-6525.8	-4894.2	8Ø16	7643.71	-16550.	2.54	Verificata	3.50E-03	-1.29E-02	-17.71

Ambiente risultati analisi strutturale

In ogni nodo sono riportate le condizioni di verifica sia a presso-flessione che a taglio. Per il modello di calcolo si rimanda alla sezione [Ferri esecutivi](#)^[62].

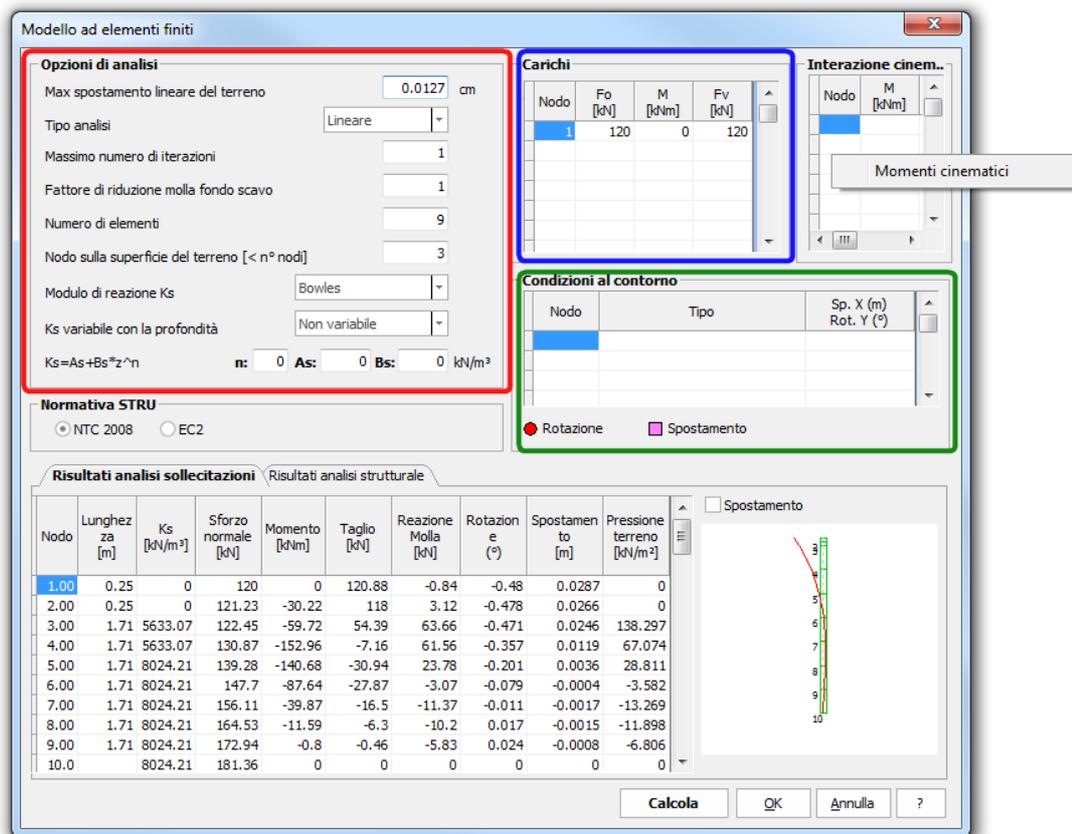
16.1 Metodo Elementi Finiti

Secondo il metodo ad elementi finiti il terreno viene schematizzato con delle molle le cui caratteristiche dipendono dai moduli di elasticità del terreno, differenziando, quelli in compressione da quelli in trazione. Bowles propone di calcolare, in modo approssimato, il valore di K_s (modulo di reazione che è connesso alla rigidezza del terreno) sulla base della capacità portante delle fondazioni. Il metodo in esame fornisce direttamente, dopo aver costruito la matrice di rigidezza globale ed il vettore dei carichi nodali, gli spostamenti generalizzati e, da questi, i momenti e le reazioni nodali. Per il calcolo del palo si procede come segue:

- Stima del valore di K_s .
- Disposizione dei nodi in cui si assegneranno le rigidezze delle molle.
- Calcolo del momento d'inerzia della sezione.
- Assemblaggio della matrice di rigidezza globale.
- Assemblaggio del vettore dei carichi nodali.
- Calcolo degli spostamenti nodali;

Il calcolo è risolto attraverso un procedimento di tipo iterativo.

Le iterazioni continuano fino al massimo numero di iterazioni imposto dall'utente: se la convergenza del risultato viene ottenuta prima, il programma arresta il calcolo. L'ambiente per la gestione di alcuni dati relativi all'implementazione del metodo degli elementi finiti è il seguente (riquadro rosso):



Ambiente per la gestione del calcolo con il metodo degli elementi finiti

I dati da inserire sono i seguenti:

Max spostamento lineare terreno

Espresso in cm, è il massimo spostamento che consente di considerare il terreno in campo lineare. Superato questo spostamento la molla che schematizza il terreno non può essere considerata in campo elastico-lineare (dipende molto dalle caratteristiche del terreno, in ogni caso Ordine di grandezza = 1-2 cm);

Tipo analisi

Definisce se l'analisi condotta è di tipo lineare o di tipo non lineare.

E' consigliata l'analisi non lineare quando la statica del problema dipende in modo preponderante dall' aspetto geotecnico del problema.

Massimo numero di iterazioni

E' il massimo numero di iterazioni da realizzare per cercare la soluzione agli spostamenti. Superato questo limite la soluzione si considera non trovata (In contesti relativi alla pratica corrente l' ordine di grandezza = 5/10 iterazioni);

Fattore riduzione della molla fondo scavo

E' un fattore adimensionale che va a moltiplicare, riducendolo, il modulo di reazione della molla situata a fondo scavo. Deve assumere valore minore o al più uguale a 1.

Numero di elementi

Deve essere compreso tra 10 e 50. E' il numero di elementi finiti in cui viene discretizzato l'elemento strutturale. E' opportuno realizzare una discretizzazione razionale, né troppo rada, per evitare errori grossolani nella soluzione, né troppo fitta, per evitare che i tempi di calcolo si estendano notevolmente.

Numero sulla superficie del terreno

Definisce quale nodo associare al fondo scavo. E' consigliabile utilizzare i primi 2 o 3 nodi.

Modulo di reazione

Il calcolo della rigidezza delle molle che schematizzano il terreno può essere condotto secondo i metodi di **Bowles** (Capacità portante) e di **Chiarugi -Maia**:

• Capacità portante

Secondo tale metodo basato sul carico limite del terreno, il modulo di reazione viene calcolato come segue:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

L' utente può inserire manualmente i parametri **As**, **Bs** ed **n** per eseguire una stima personalizzata.

• Chiarugi - Maia

Il metodo calcola il modulo di reazione in funzione del modulo di reazione, del diametro della palificata e del coefficiente di Poisson. La formula applicata per calcolare il modulo di reazione con questo metodo è la seguente:

$$k_s = \frac{E_{ed}}{D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{E_{ed} \cdot D^4}{EJ} \right)^{\frac{1}{12}}$$

Nella precedente formula E_{ed} è il modulo edometrico del terreno, D è il diametro del palo, ν è il coefficiente di Poisson ed EJ è la rigidezza flessionale della palificata.

Ks variabile con la profondità

E' possibile tenere conto della variabilità del modulo di reazione o anche condurre l'analisi con modulo di reazione costante.

Dalla griglia evidenziata dal riquadro verde è possibile assegnare delle le condizioni al contorno (vincoli ai nodi), i due tipi di vincoli previsti sono: Spostamento e Rotazione.

Prima di eseguire il calcolo è consigliabile selezionare dal menù a tendina dalla sezione carichi (riquadro blu) la combinazione a cui riferire il calcolo (si ricorda che i carichi devono essere già combinati e si assegnano dalla sezione DATI comando "Carichi...").

Momenti cinematici

Per consentire al programma di eseguire il calcolo dei momenti cinematici occorre che:

1. il valore all'accelerazione sismica al suolo sia maggiore di zero;
2. il numero degli strati sia maggiore di uno;
3. aver riportato i valori delle Vs (velocità delle onde di taglio) nella griglia delle "Caratteristiche geotecniche..." sezione DATI.

Dopo aver verificato i punti precedenti, posizionarsi col cursore del mouse sulla griglia dei momenti cinematici, digitare il tasto destro del mouse e scegliere l'opzione "Momenti Cinematici".

16.2 Calcolo sezioni in CA

Per le verifiche delle sezioni circolari in CA agli SLU con barre, si riamanda a quanto specificato nel software RC-SEC prodotto da GeoStru Software.

Verifica a Taglio (NTC)

Per i micropali armati con tubolari in acciaio, il taglio resistente viene calcolato considerando solo la resistenza fornita dall'armatura. Come riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2 della Circolare Applicativa alle NTC, il taglio resistente viene stimato dalla seguente relazione:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

γ_{M0} è un coefficiente di resistenza

dove A_v è l'area resistente a taglio, che per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme vale:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

A è l'area lorda della sezione del profilo

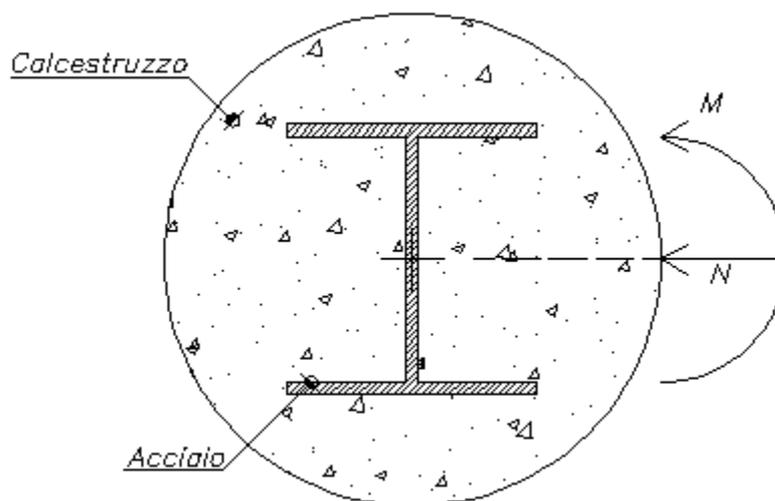
16.3 Calcolo sezioni miste

La visualizzazione delle armature è possibile solo dopo aver eseguito il calcolo strutturale. L'armatura è disegnata uniforme per tutta la lunghezza del palo in base alle sollecitazioni massime a flessione e taglio.

Modello di calcolo per la verifica a presso-flessione di una sezione circolare composta da calcestruzzo ed acciaio da carpenteria.

Il problema posto è il seguente:

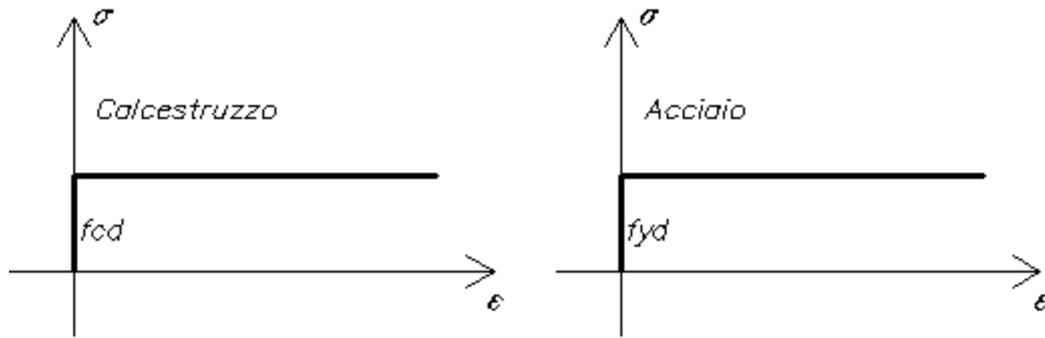
Determinare le condizioni di verifica di una sezione circolare mista composta da calcestruzzo e da acciaio da carpenteria. Per fissare le idee si faccia riferimento alla seguente figura:



Schema di calcolo della sezione

Ipotesi di base

Le ipotesi essenziali riguardano il comportamento meccanico dei materiali costituenti la sezione. In particolare si assume, per entrambi i materiali, un comportamento di tipo rigido plastico (vedi figura seguente):



Modelli costitutivi adottati

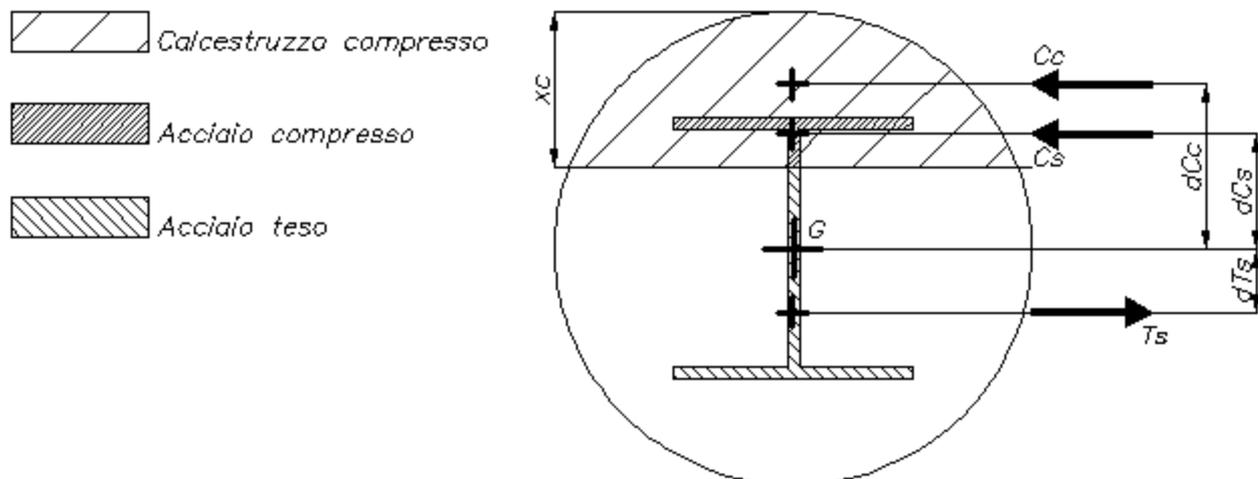
Il calcolo del dominio di interazione

Il calcolo del dominio di interazione è fatto facendo variare la profondità dell'asse neutro x_c da zero al valore del diametro della sezione. Per ogni profondità dell'asse neutro si determina la coppia di sollecitazioni ultime della sezione (M_u, N_u) fino a costruire l'intera frontiera del dominio di interazione. Il calcolo delle sollecitazioni ultime è fatto secondo il seguente schema:

1. Si fissa la profondità dell'asse neutro x_c ;
2. Calcolo dello sforzo normale ultimo della sezione, portando in conto il contributo del calcestruzzo compresso, dell'acciaio compresso e dell'acciaio teso (si trascura il contributo del calcestruzzo teso);
3. Calcolo del momento ultimo della sezione, portando in conto il contributo del calcestruzzo compresso, dell'acciaio compresso e dell'acciaio teso (si trascura il contributo del calcestruzzo teso);

N.B.: Il calcolo del momento ultimo della sezione è fatto rispetto al baricentro della sezione.

Per maggiori raggugli fare riferimento alla seguente figura:



Schema per il calcolo delle sollecitazioni ultime

Nella precedente figura:

1. C_c è la risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo, e d_{C_c} è la relativa distanza dal baricentro geometrico della sezione;
2. C_s è la risultante delle tensioni di compressione sull'acciaio da carpenteria, e d_{C_s} è la relativa distanza dal baricentro geometrico della sezione;
3. T_s è la risultante delle tensioni di trazione sull'acciaio da carpenteria, e d_{T_s} è la relativa distanza dal baricentro geometrico della sezione;

Lo sforzo normale ultimo, in funzione di x_c , risulta essere:

$$N_u(x_c) = C_c(x_c) + C_s(x_c) - T_s(x_c)$$

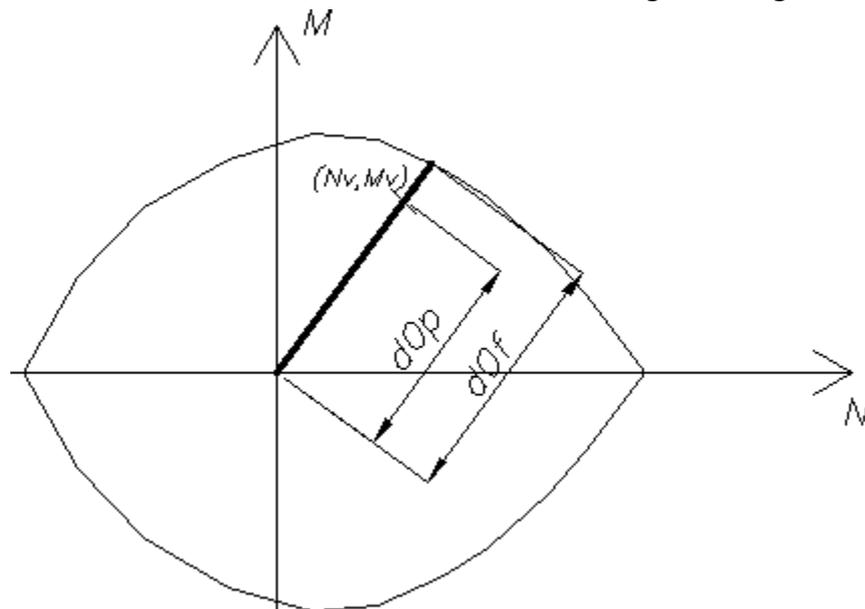
Considerando lo sforzo normale positivo se di compressione. Il momento ultimo è determinabile attraverso la seguente relazione:

$$M_u(x_c) = C_c(x_c) \cdot d_{C_c} + C_s(x_c) \cdot d_{C_s} - T_s(x_c) \cdot d_{T_s}$$

Considerando quindi positivo il momento che tende le fibre inferiori.

Una misura della sicurezza nei riguardi del collasso per presso-flessione

La misura di sicurezza scelta per definire la verifica a presso-flessione della sezione è valutata con riguardo alla distanza del punto da verificare dalla frontiera del dominio di interazione. Si osservi la seguente figura:



Calcolo del fattore di sicurezza

Si ha quindi che:

1. d_{0f} è la distanza tra l'origine del sistema M-N e la frontiera del dominio di interazione. Tale distanza è misurata lungo la stessa direzione della congiungente l'origine con il punto M_v, N_v .
2. d_{0p} è la distanza tra l'origine ed il punto di cui si vuole calcolare il fattore di sicurezza.

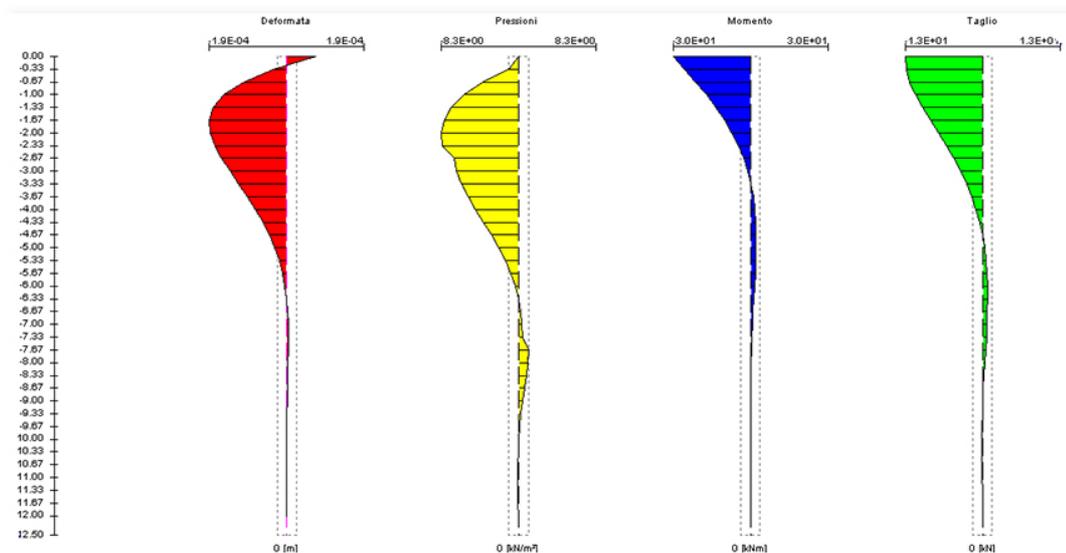
Il fattore di sicurezza è determinato come rapporto tra d_{0f} e d_{0p} :

$$FS = \frac{d_{0f}}{d_{0p}}$$

Chiaramente per FS maggiore o uguale ad 1 la sezione risulta verificata.

17 Diagrammi sollecitazioni

Dopo aver eseguito il calcolo strutturale, cliccando sul comando "Diagrammi sollecitazioni..." dalla sezione CALCOLO il programma restituisce i diagrammi delle sollecitazioni. I valori della deformata, del momento flettente, del taglio e delle pressioni sezione per sezione, possono essere visualizzati scorrendo il mouse lungo l'asse del palo (vedi immagine).



Diagrammi delle sollecitazioni

I diagrammi possono essere esportati attraverso il comando copia-incolla che si attiva facendo click con il tasto destro del mouse sull'area di lavoro oppure salvati in formato immagine o DXF attraverso gli appositi comandi di esportazione dalla sezione OUTPUT.

18 Portanza formule dinamiche

Per i pali infissi la portanza può essere determinata anche ricorrendo alle formule dinamiche. Il programma propone due formulazioni: Janbu e la formula Danese. Per la trattazione teorica dell'argomento vedere . L'ambiente per il calcolo della portanza del palo con le formule dinamiche è rappresentato in figura:

Lunghezza palo	12.5	m
Modulo elastico sezione	29380	MN/m ²
Area	0.20	m ²
Peso palo	60	kN
Peso maglio	1	kN
Efficienza del maglio (0.75-1)	1	
Altezza caduta maglio	2	m
Affondamento palo per colpo	1	m

Portanza verticale	
JANBU, DANESE	0.1026 1.9984 kN

Buttons: Calcola, OK, Annulla, ?

I dati richiesti per l'applicazione della teoria dinamica sono:

Lunghezza palo

Inserire la lunghezza dell'elemento strutturale nell'unità di misura specificata.

Modulo elastico sezione

Inserire il modulo elastico del palo nell'unità di misura specificata, il programma riporta in automatico quello del calcestruzzo scelto in "Dati Palo".

Area

Riportare l'area della sezione del palo nell'unità di misura richiesta.

Peso palo

Inserire il peso del palo.



I dati richiesti riportati precedentemente vengono calcolati in automatico dal programma in base ai dati di input inseriti per il calcolo della portanza con le formule statiche. Viene data la possibilità all'utente di modificare i dati precedenti, basta digitare il valore nell'apposito campo.

Peso maglio

Inserire il peso del maglio battente.

Efficienza maglio

Inserire un coefficiente di efficienza del maglio (valori consigliati 0.75-1).

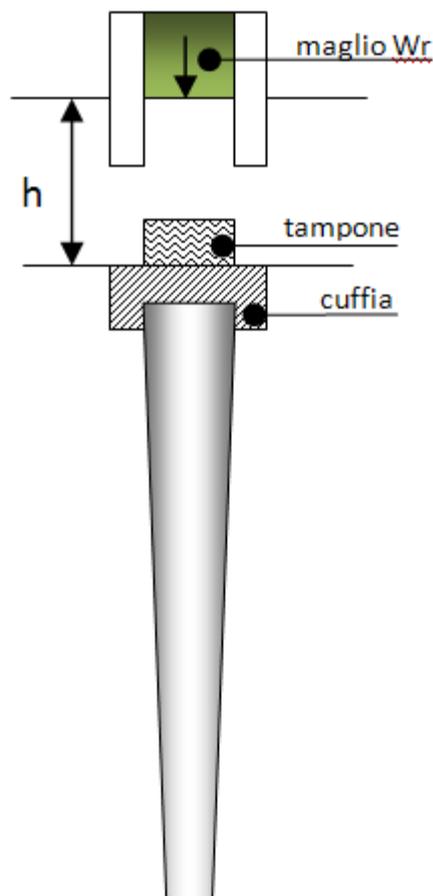
Altezza caduta maglio

Altezza da cui viene lasciato cadere il maglio (vedi fig. successiva).

Affondamento palo per colpo

Indicare di quanto si infigge il palo con un colpo.

Nella figura seguente si riporta lo schema di calcolo delle formule dinamiche:



Elementi delle formule dinamiche

19 Portanza di gruppo

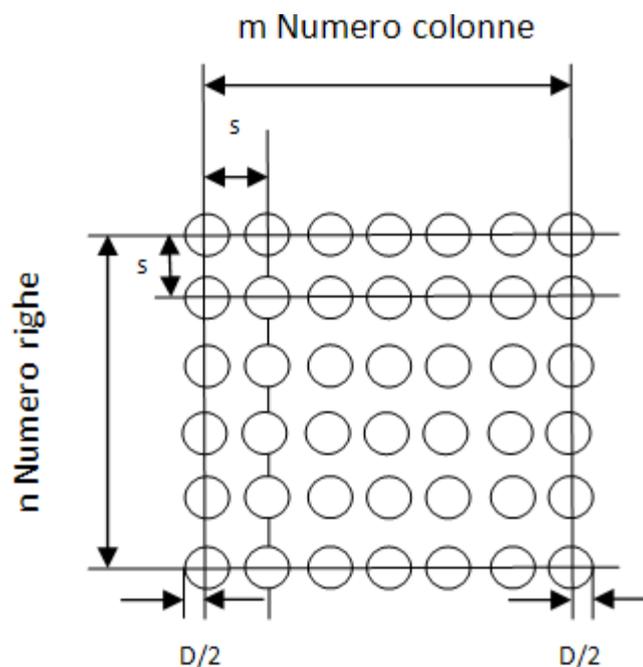
Quando più pali sono collegati da un'unica piastra, insorge il problema del comportamento di gruppo dei pali. Verrebbe spontaneo affermare che la portanza totale della palificata è pari alla somma delle portanze dei singoli elementi, ma esistono diverse opinioni a riguardo che hanno portato, nel tempo, ad introdurre il concetto di efficienza dei pali in gruppo.

L'efficienza E_g è definita come:

L'efficienza della palificata vien calcolata secondo la nota espressione di Converse-Labarre:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

dove m , n e D sono indicati nella figura sottostante e $\theta = \tan^{-1}(D/s)$.
L'applicabilità di questa formula è limitata dalla disposizione dei pali secondo rettangoli.



Schema di distribuzione dei pali

L'efficienza viene restituita dal programma dalla sezione CALCOLO, selezionando il comando "Portanza di gruppo...". I dati richiesti dal programma sono:

- Numero di pali per fila, n
- Numero di file, m
- Diametro pali [m]
- Interasse pali [m]

Per calcolare la portanza di una palificata costituita da $m \cdot n$ pali disposti su m colonne e n righe, la formulazione proposta è:

dove:

$Q_{lim,p}$ è la portanza del singolo palo
 h efficienza di gruppo calcolata

20 Cenni teorici

20.1 Carico limite laterale

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971). La resistenza laterale viene calcolata con la seguente relazione:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

dove:

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale;

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

α = coefficiente d'adesione.

Il parametro K dipende dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, le espressioni di calcolo per i parametri K e d vengono riportati nella Tabella 1:

Tabella 1- Relazioni per la stima di K e d

	Pali infissi	Pali trivellati
k	$1 - \tan^2 \phi$	$\frac{3}{4} \tan \phi$
δ	$1 - \text{sen} \phi$	$\tan \phi$

Nel caso specifico, relativamente al parametro K è possibile assegnare i valori proposti in Tabella 2.

Tabella 2- Parametri di K per tipologia di terreni

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Cls Prefab.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati, il coefficiente di adesione α si calcola come viene indicato nella Tabella 3.

Tabella 3- Relazioni utilizzate per la stima del parametro α (pali trivellati)

	Pali trivellati			
	Caquot - Kerisel	Meyerhof - Murdock (1963)	Whitaker - Cooke (1966)	Woodward (1961)
α	$\frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$	$1 - 0.1c$ per $c < 5 \text{ t/m}^2$ $0.525 - 0.005c$ per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$	0.9 per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$ 0.8 per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$ 0.6 per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$ 0.9 per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$	0.9 per $c < 4 \text{ t/m}^2$ 0.6 per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$ 0.5 per $8 \leq c \leq 12 \text{ t/m}^2$ 0.4 per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$ 0.20 per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Per pali infissi si fa riferimento ai valori riportati in Tabella 4.

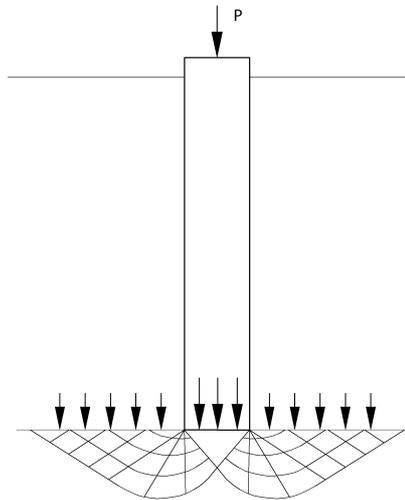
Tabella 4- Valori indicativi del parametro α (pali infissi)

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

20.1.1 Carico limite alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al di sopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale (vedi immagine).



Meccanismo di rottura di Terzaghi

La formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

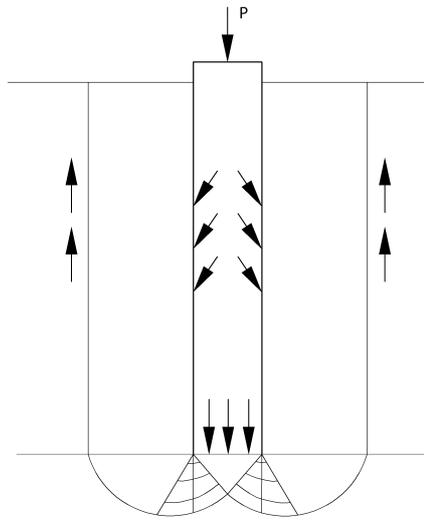
$$N_{\gamma} = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

I coefficienti di portata che compaiono nella formula di Terzaghi sono riportati in tabella. Terzaghi non ha mai spiegato molto chiaramente come ha ricavato il coefficiente $K_{p\gamma}$ utilizzato per il calcolo di N_{γ} .

ϕ , gradi	N_c	N_q	N_{γ}	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente **Berezantzev** fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , è tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .



Meccanismo di rottura secondo Berezantzev

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

avendo indicato con:

γ = peso unità di volume del terreno;

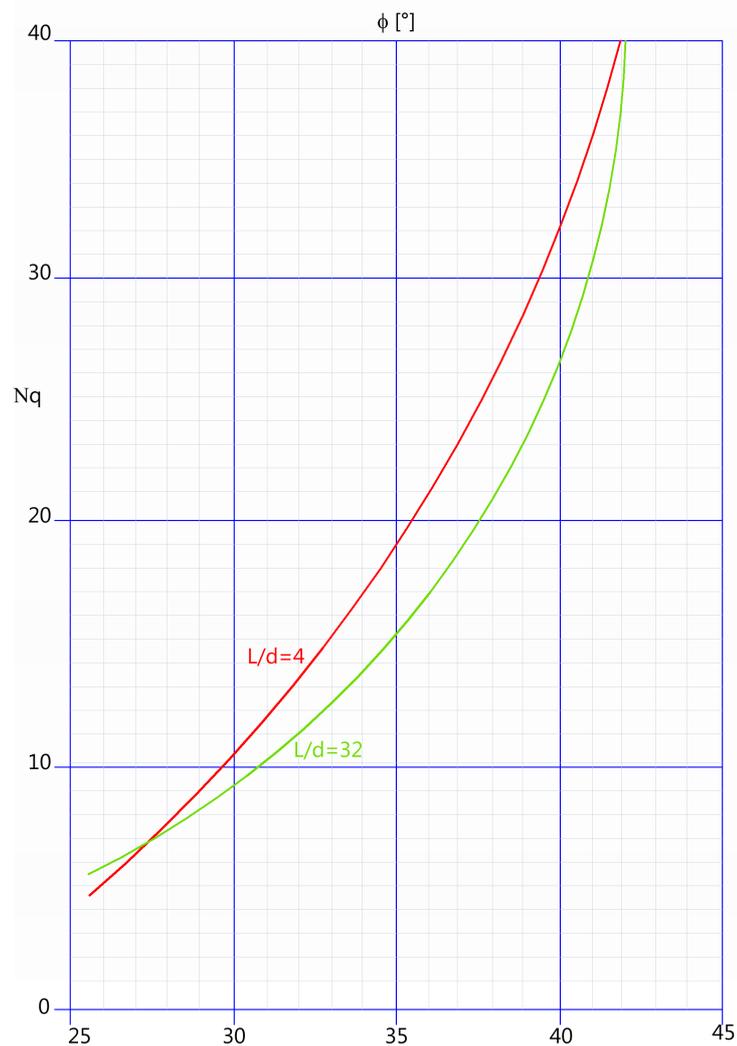
L = lunghezza del palo;

N_c e N_q = sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).

Metodo di Berezantzev (1965), coefficiente ridotto.

Per calcolare il fattore di capacità portante dovuto al sovraccarico, nel caso di terreni incoerenti e pali di grosso diametro, può essere utilizzata la seguente relazione:

$$N_q = 0.48 \cdot \exp(4.97 \cdot \tan\phi)$$

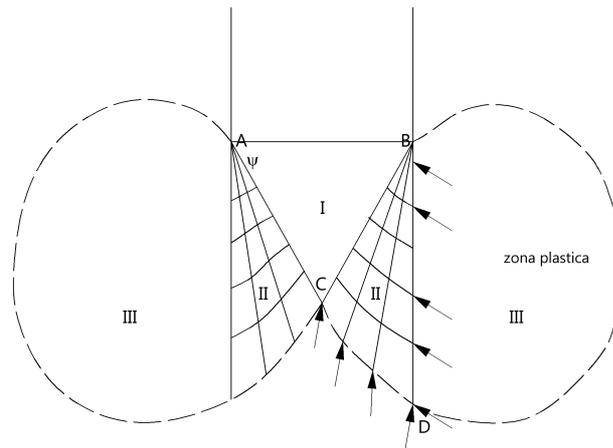


Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$



Meccanismo di rottura alla punta secondo Vesic

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \varepsilon_v}$$

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio t del terreno. Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

Terreno	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

Quando $\phi=0$ (condizioni non drenate):

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$:

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_r = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se } \frac{L}{D} > 1$$

20.2 Capacità portante formule dinamiche

Le formule dinamiche per determinare la capacità portante di un palo derivano da una formula fondamentale conosciuta come formula razionale per i pali. Quasi tutte le formule dinamiche per i pali si basano su un'equazione ottenuta da un bilancio energetico: si assume che il lavoro totale del maglio, diminuito del lavoro perduto per deformazioni e dissipato nell'urto, sia pari al prodotto della capacità portante per l'abbassamento del palo. Tale equazione conosciuta come formula razionale per i pali si riporta solitamente semplificando alcuni termini:

$$P_u = \frac{e_h \cdot W_r \cdot h \cdot W_r + n^2 \cdot W_p}{(s + C) \cdot (W_r + W_p)}$$

dove:

P_u = capacità portante ultima;

e_h = efficienza del maglio (compreso tra 0.75 e 1);

h = altezza di caduta della massa battente;

W_r = peso del maglio battente;

W_p = peso del palo, comprensivo di cuffia, punta di infissione, e tampone;

s = affondamento del palo per colpo;

$C = k_1 + k_2$, con k_1 deformazione elastica del tampone e della cuffia; k_2 deformazione elastica del palo ($P_u L / AE$).

Nella formula razionale è necessario usare unità di misura coerenti in modo che il P_u risulti espresso nelle stesse unità in cui è dato W_r .

Le formule utilizzate dal programma sono quelle derivate dalla formula razionale in cui compare il valore nominale dell'energia del maglio E_h , basato sul prodotto di un peso equivalente W e di un'altezza di caduta h :

$$E_h = W \cdot h = (W_r + \text{peso dell'involucro}) \cdot h$$

Con l'introduzione dell'energia E_h di hanno le seguenti formulazioni semplificate:

$$P_u = \frac{e_h \cdot E_h}{s + C_1}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{e_h \cdot E_h \cdot L}{2 \cdot A \cdot E}}$$

Dalla relazione generale sono state proposte diverse espressioni, quelle di seguito riportate sono:

Formula Janbu (1953)

$$P_u = \frac{e_h \cdot E_h}{K_u \cdot s}$$

$$K_u = C_d \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$C_d = 0,75 + 0,15 \cdot \frac{W_p}{W_r}$$

$$\lambda = \frac{e_h \cdot E_h \cdot L}{A \cdot E \cdot s^2}$$

Formula danese [Olson e Flaate (1967)]

Con E ed A si sono indicati rispettivamente il modulo elastico e l'area della sezione del palo.

20.3 Carico limite orizzontale

Nel caso in cui un palo è soggetto a carico orizzontale, occorre verificare che il palo rimanga in condizioni di sicurezza anche rispetto a tali condizioni carico.

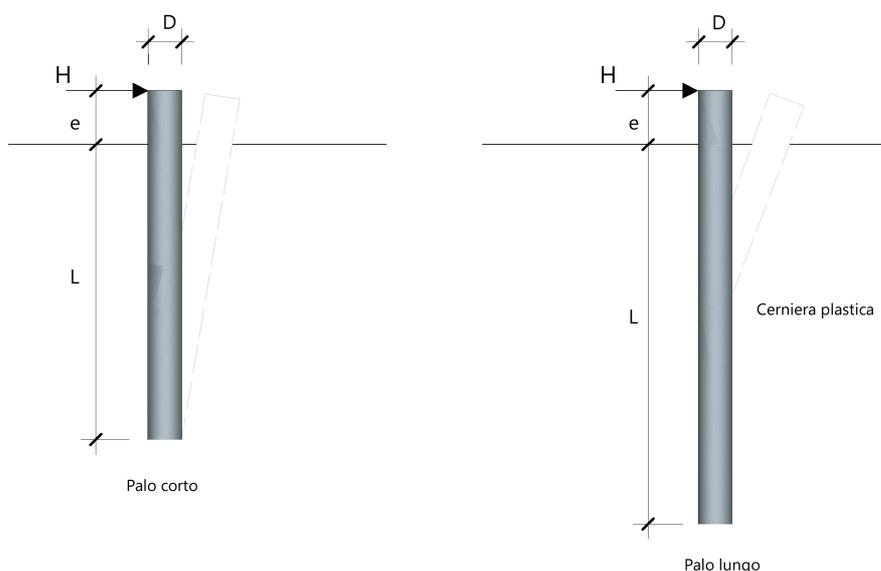
Nelle verifiche a carico trasversale viene applicata la teoria sviluppata da Broms per mezzo puramente coesivo e per mezzo incoerente nei casi di palo incastrato in testa o con possibilità di rotazione (libero).

In ossequio alla regola generale del § 7.2.5 NTC per i pali di fondazione si è assunto un comportamento NON dissipativo (v. § 7.2.2 NTC).

Detto comportamento 'sostanzialmente elastico' comporta che il momento resistente ultimo (capacità) sia quello di 'primo snervamento' così come definito nel § 4.1.2.3.4.2 NTC e cioè come il momento indicato con M'_{yd} = momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico. Detto momento M'_{yd} è, quindi, quello calcolato dal programma come momento ultimo (= momento di primo snervamento).

Palo libero di ruotare

In questa ipotesi rientrano due possibili meccanismi di rottura evidenziati in figura.



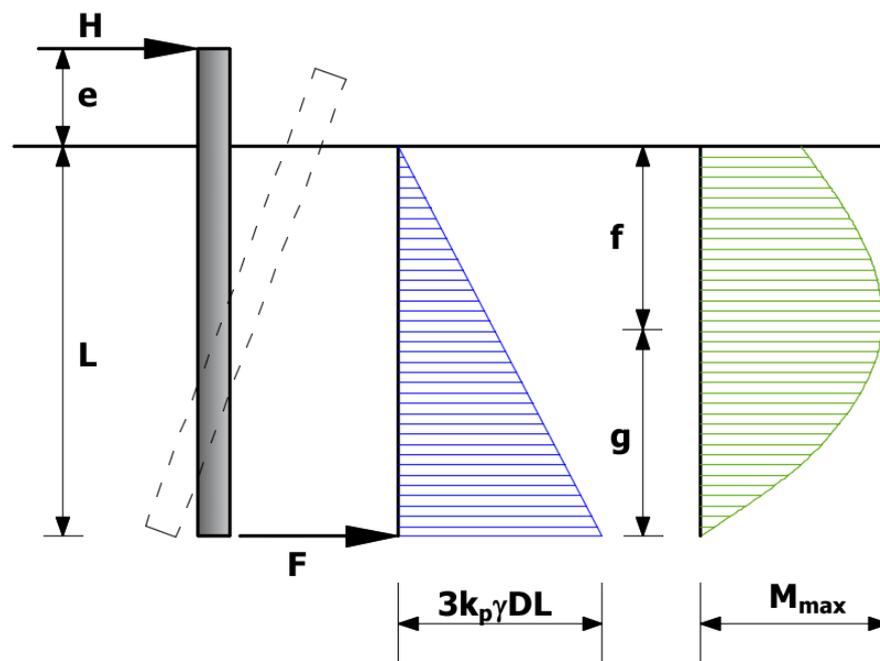
I due meccanismi di collasso corrispondono, rispettivamente, ad un moto rigido di rotazione attorno ad un suo punto (*palo corto*) oppure ad un moto di rotazione relativa intorno ad una cerniera plastica.

Per palo **rigido** (*palo corto*), l'equazione di equilibrio, in condizione ultima, dei momenti rispetto al piede del palo, è data dalla seguente espressione:

$$H_{\text{ult}} \cdot (e + L) = \frac{L^2}{2} \cdot 3K_p \cdot \gamma \cdot D \cdot \frac{L}{3}$$

da cui:

$$H_{\text{ult}} = \gamma \cdot K_p \cdot \frac{D}{2 \cdot (e + L)} \cdot L^3$$



Palo libero di ruotare in testa, terreno incoerente, palo corto.

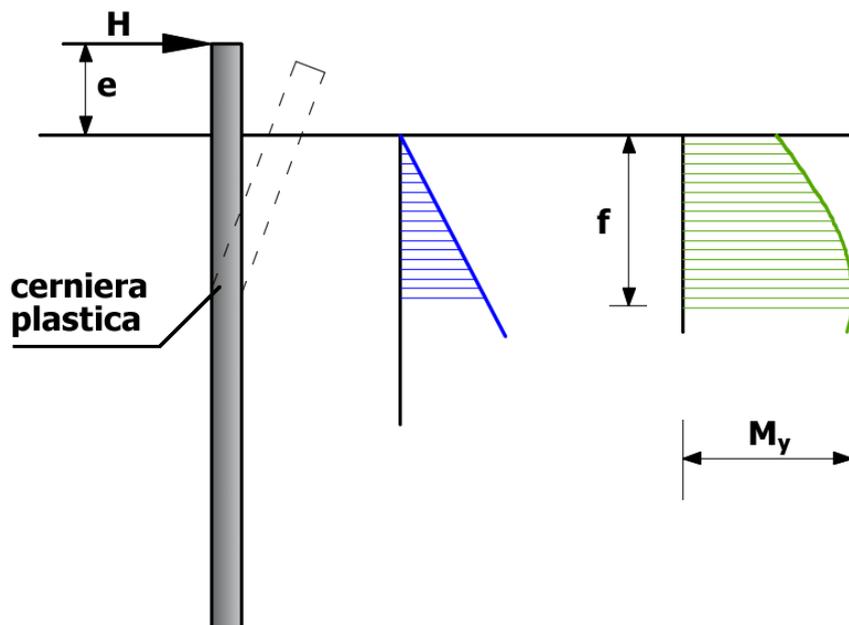
Occorre però verificare che il momento massimo, legato al taglio, sia minore del momento di plasticizzazione $M_{\text{max}} \leq M_y$. Il momento massimo si stima nel punto di taglio nullo (f):

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

M_y = momento di plasticizzazione del palo

Se il palo è **flessibile** (*palo lungo*) si verificherà che $M_{\max} > M_y$. Uguagliando l'espressione di M_{\max} con M_y si ottiene (nell'espressione seguente viene trascurata l'eccentricità):

$$H_{\text{ult}} = \left[\frac{M_y \cdot \sqrt{K_p \cdot \gamma \cdot D}}{0.544} \right]^{\frac{2}{3}}$$



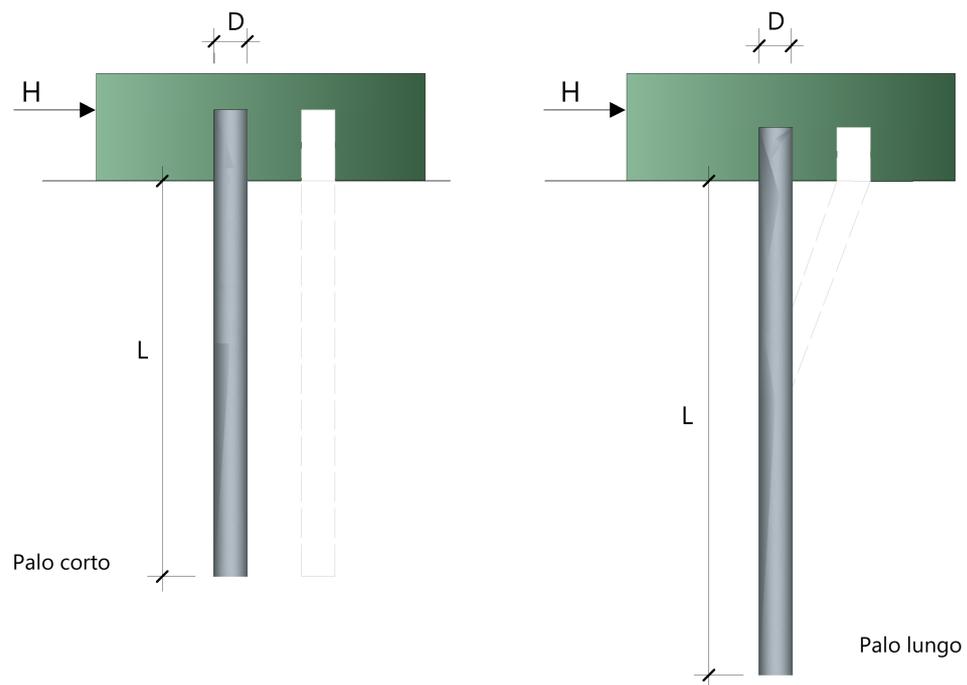
Palo libero di ruotare in testa, terreno incoerente, palo lungo.

Il coefficiente K_p , nell'ipotesi di terreno **incoerente**, si assume pari a quello di spinta passiva di Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

Palo incastrato

Quando il palo è incastrato in testa i meccanismi di rottura possibili sono:

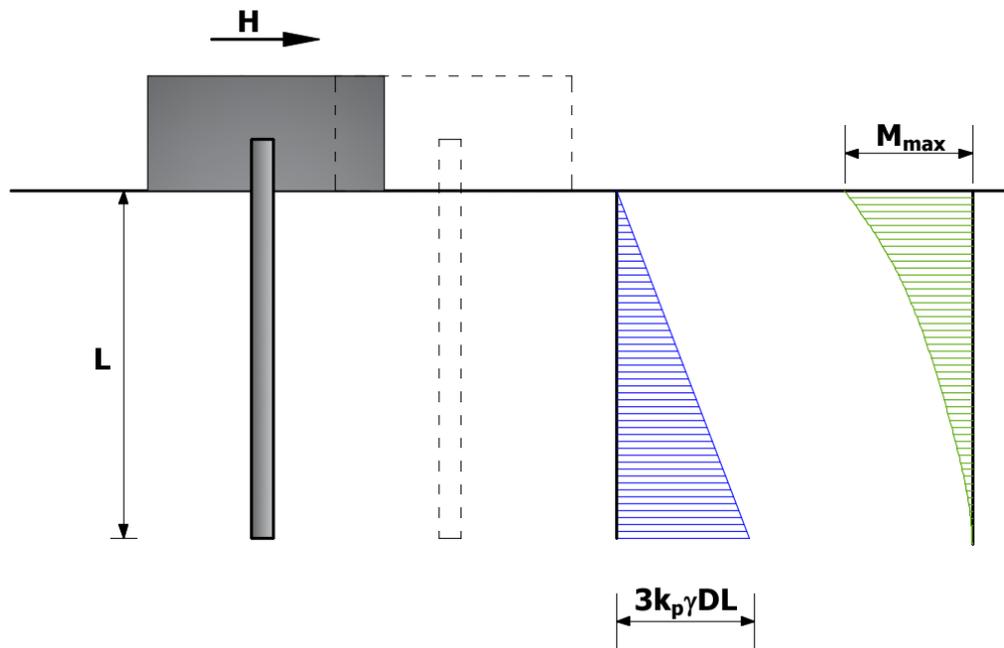


Per palo **rigido** (*palo corto*), dall'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale risulta:

$$H_{\text{ult}} = 1.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot L^2 \cdot K_p$$

Anche in questo caso occorre verificare che $M_{\text{max}} \leq M_y$, il momento massimo questa volta si verifica nell'incastro e vale:

$$M_{\text{max}} = \frac{2}{3} \cdot H_{\text{ult}} \cdot L$$



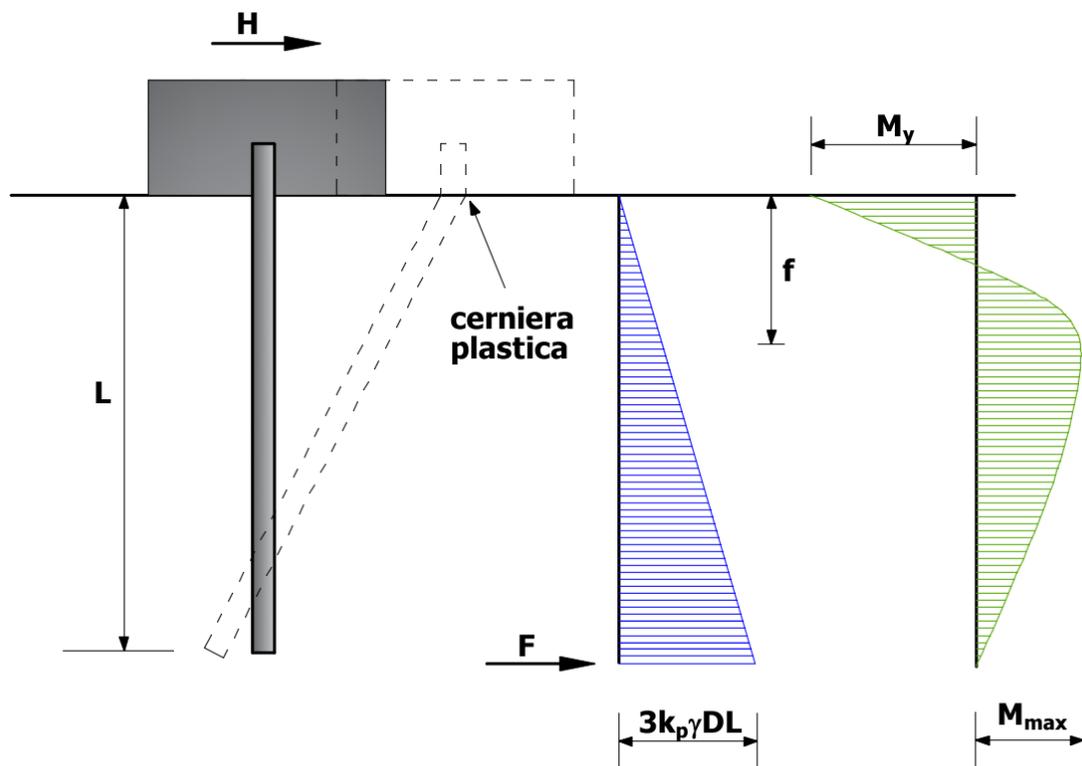
Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo corto

Possono verificarsi due casi, **palo intermedio** con formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la struttura di fondazione oppure **palo lungo** con la formazione di una seconda cerniera plastica lungo il fusto. Nel primo caso, dall'equilibrio della traslazione si ricava:

$$F = \frac{3}{2} \cdot L^2 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D - H$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera plastica si ottiene:

$$H_{ult} = \frac{1}{2} \gamma \cdot D \cdot L^2 \cdot K_p + \frac{M_y}{L}$$



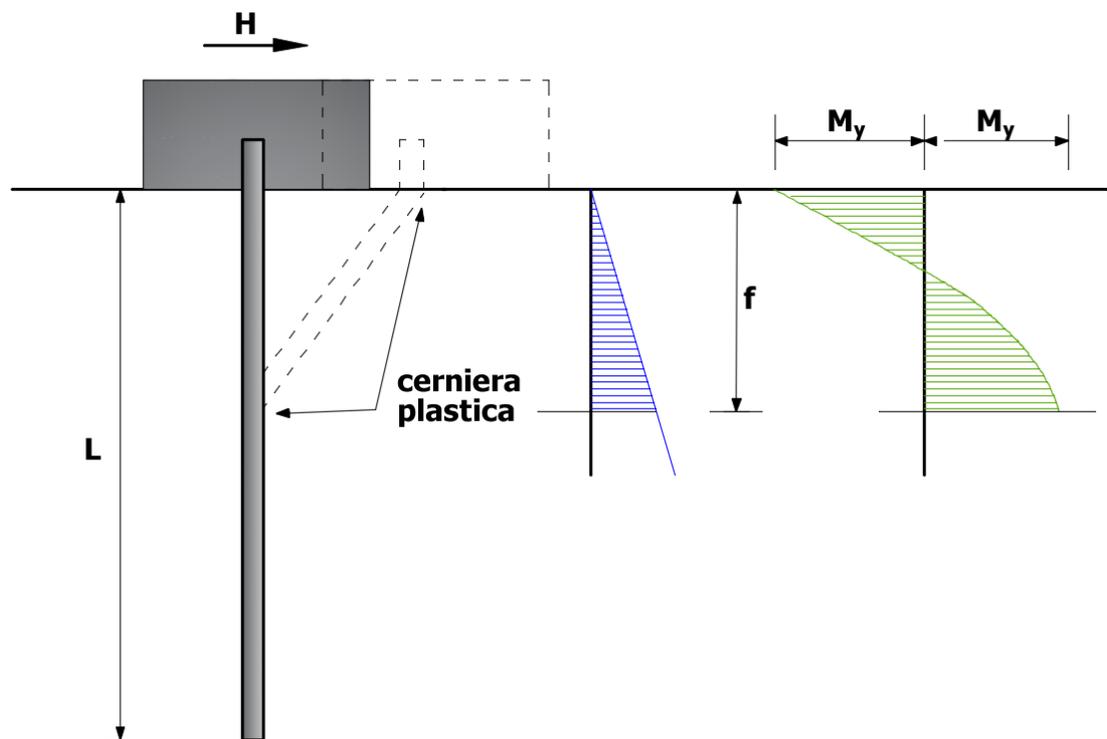
Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo intermedio

Nel caso di palo lungo, l'equilibrio alla traslazione del tratto di palo tra due cerniere plastiche, fornisce:

$$\frac{2}{3} H \cdot f - M_y = M_y$$

Come a solito f rappresenta il punto lungo il palo in cui il taglio si annulla, si ricava quindi:

$$H_{\text{ult}} = K_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(3.676 \frac{M_y}{K_p \cdot \gamma \cdot D^4} \right)^{\frac{2}{3}}$$



Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo lungo

Per terreni puramente **coesivi**, Broms analizza sempre gli stessi meccanismi di rottura, ma valuta la reazione del terreno in condizioni non drenate. Risultano, pertanto le seguenti espressioni.

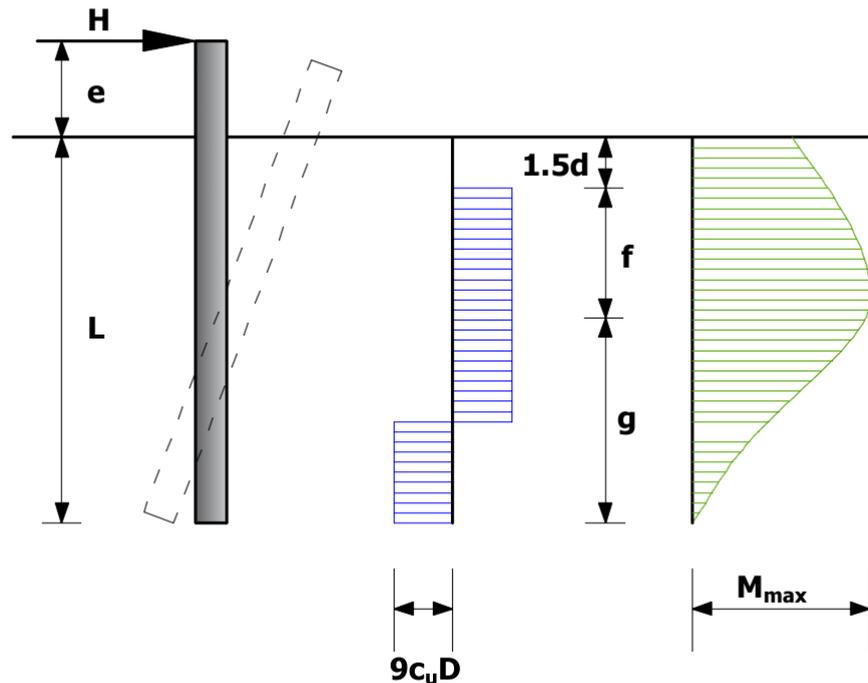
Palo libero di ruotare

Se in ogni sezione del palo si verifica la disuguaglianza $M_{\max} \leq M_y$ allora il palo viene definito **corto**, ovvero il terreno si plasticizza prima del palo. Alla profondità $z = 1.5d + f$, il momento è massimo e quindi in tale sezione il taglio sarà nullo. Dall'equazione di equilibrio alla traslazione del tronco superiore del palo si ricava il valore di:

L'equazione di equilibrio alla rotazione dell'intero palo rispetto al punto di momento massimo fornisce invece:

Il momento massimo assume il seguente valore:

$$M_{\max} = H_{\text{ult}} \cdot D \cdot \left(\frac{H}{18 \cdot c_u \cdot D^2} + \frac{e}{D} + 1.5 \right)$$



Palo libero di ruotare in testa, terreno coesivo, palo corto.

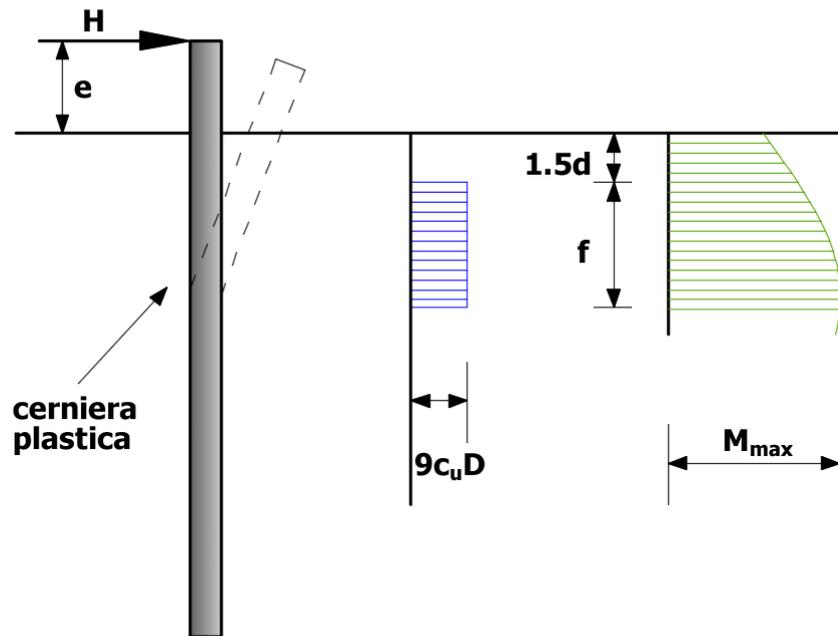
Nel caso in cui $M_{\max} > M_y$, il palo in esame è definito lungo. L'equazione di equilibrio alla traslazione del tronco superiore del palo sarà ancora valida:

$$f = H_{\text{ult}} / 9 \cdot c_u \cdot D$$

Dall'equazione di equilibrio alla rotazione del tronco di palo si ricava:

$$M_y = H_{\text{ult}} \cdot \left(e + 1.5 \cdot D + 0.5 \cdot f \right)$$

Combinando le due equazioni precedenti si ricava:



Palo libero di ruotare in testa, terreno coesivo, palo lungo.

Palo rigido incastrato

Come per i terreni incoerenti, anche per i terreni coesivi i meccanismi di rottura del palo possono essere identificati come palo corto, intermedio e lungo.

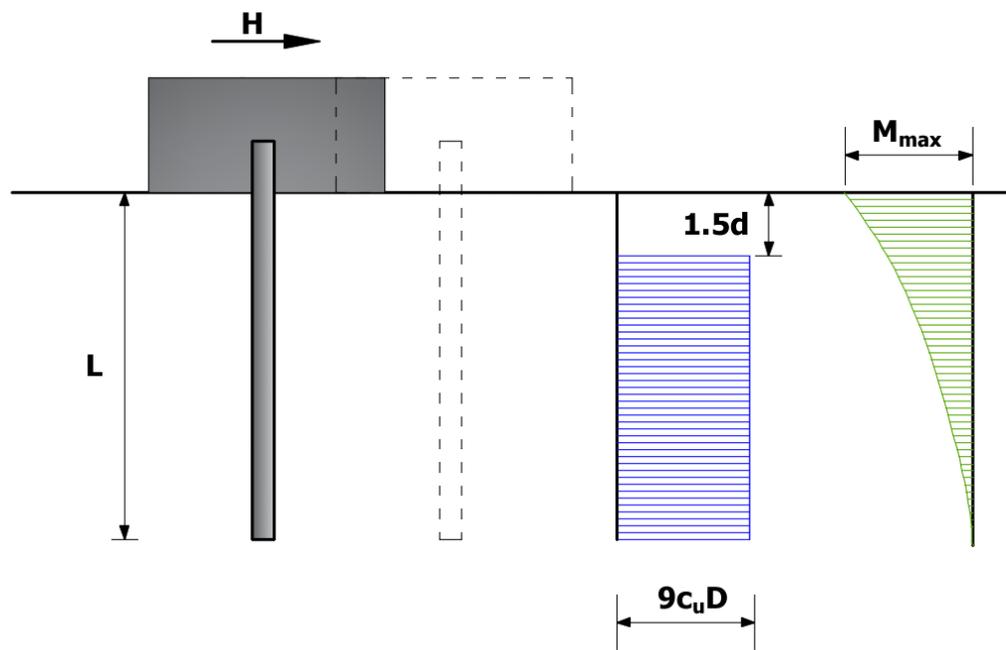
Per il **palo corto** l'equazione di equilibrio alla traslazione del palo fornisce:

$$H_{ult} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right)$$

La condizione da rispettare è che $M_{max} \leq M_y$ dove :

$$M_{max} = H_{ult} \cdot (0.5 \cdot L + 0.5 \cdot D)$$

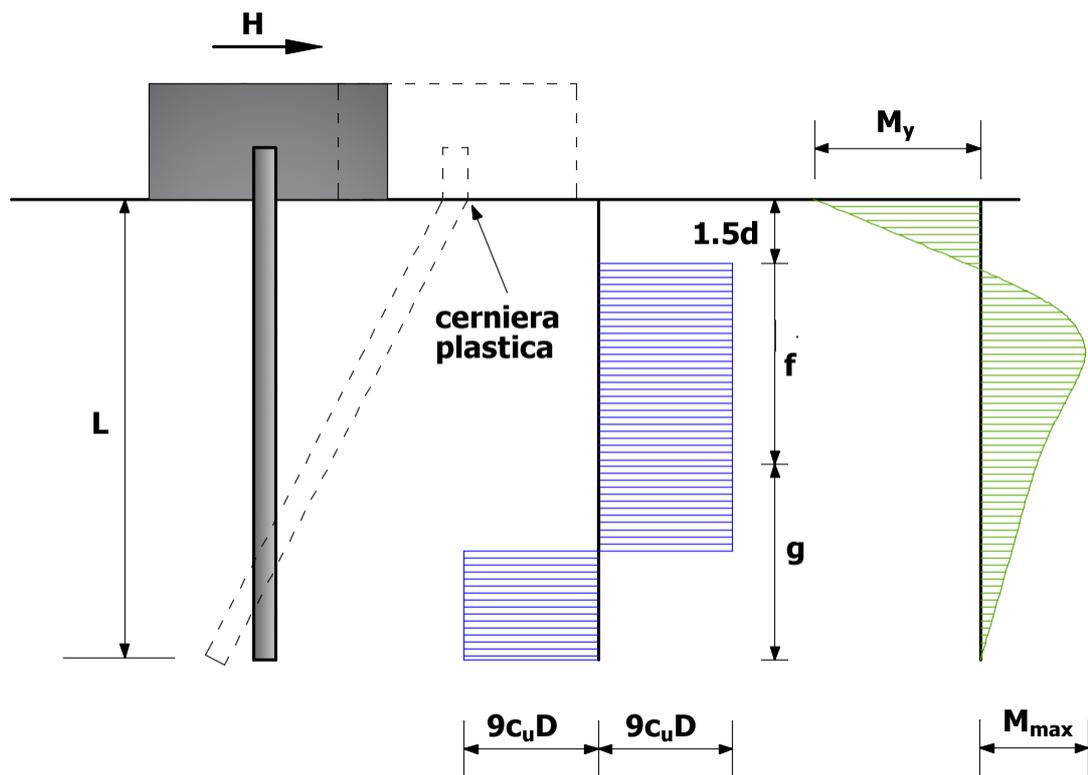
Sostituendo H_{ult} nell'espressione precedente si ottiene:



Palo impedito di ruotare in testa, terreni coesivi, palo corto

Nel caso di **palo intermedio** si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento della struttura di fondazione. Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale del tronco di palo della sezione di momento massimo e dalla condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica, si ricava:

$$H_{ult} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4.5} - 1.5 - \frac{L}{D} \right]$$

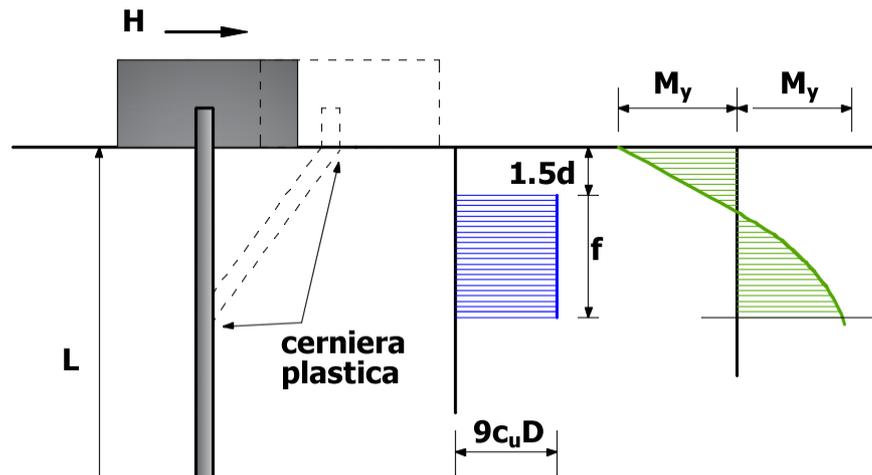


Palo impedito di ruotare in testa, terreni coesivi, palo intermedio

Nel caso di **palo lungo** il massimo momento lungo il fusto si verifica nella sezione a profondità $1.5D+f$, in tale sezione il momento massimo uguaglia il momento di plasticizzazione M_y formando in tal caso una seconda cerniera plastica.

Dall'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra due cerniere plastiche si ottiene:

$$H_{ult} = c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} - 13.5 \right]$$



Palo impedito di ruotare in testa, terreni coesivi, palo lungo

20.4 Metodo di Bustamante e Doix

Le formulazioni di Bustamante e Doix richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{lim} determinata con la prova pressiometrica o con i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2}$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento (terreni sabbiosi).
Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u$$

con s_u la coesione non drenata.

La prova pressiometrica consiste nell'installare nel terreno, alla profondità interessata, una sonda cilindrica dilatante e, successivamente, farla espandere gradualmente registrando i valori delle pressioni applicate e delle corrispondenti deformazioni radiali. Il pressiometro tipo **Ménard** (MPM) è costituito da una sonda espandibile installata in un foro esistente che ha un diametro leggermente maggiore quello della sonda. Il campo di applicabilità di questa sonda è ampio (dalle sabbie sciolte, alle argille fino ad arrivare alle rocce alterate o tenere), ma ha grossa limitazione della pre-perforazione, pertanto questo ha portato alla sua sostituzione con sonde autopercoranti (tipo SBP, PIP e FDPM).

Terreni sabbiosi

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{\text{in}} \cong 1.5 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{\text{in}} \cong 1.15 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezione unica})$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} \cdot p_{\text{lim}}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{\text{in}} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{in}}^2}{4} l_{\text{in}}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

Terreni argillosi

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{\text{in}} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 \cdot p_{lim} \quad (\text{iniezione unica})$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 \cdot p_{lim} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

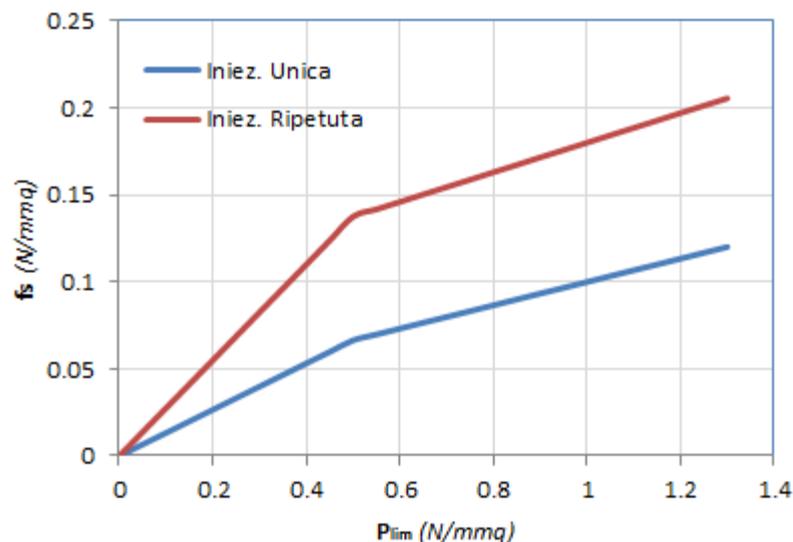
La pressione limite è data da:

$$p_{lim} = 10 \cdot c_u$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da 1.5 – 2.0 V_{in} , nel caso di un'unica iniezione, a 2.5 – 3.0 V_{in} , nel caso di iniezioni ripetute.

N.B.: I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm^2 .

Le relazioni precedenti si applicano per pressioni limite superiore a $0.5 N/mm^2$, per valori inferiori (caratteristici delle argille tenere) si può immaginare che la relazione tra la tensione tangenziale e la pressione limite sia rappresentata da una retta passante per l'origine del sistema di riferimento e per l'estremo rappresentativo delle due equazioni precedenti che legano la pressione limite al valore della tensione tangenziale (vedi immagine).



Nel caso di micropali fondati su **marne** i valori indicativi sono:

la quantità della miscela può variare da valori pari a 1.5-2.0 V_i (marne compatte) fino a valori dell'ordine di 6.0 V_i (marne fratturate). La tensione tangenziale limite è stimabile dalle seguenti relazioni:

$$f_s = 0.10 + 0.05 \cdot p_{lim} \quad (\text{iniezione unica})$$

$$f_s = 0.133 + 0.067 \cdot p_{lim} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. **Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.**

20.5 Carico critico micropali (stabilità laterale)

Il micropalo è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \times \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

- P_k = Carico critico.
- E = Modulo di elasticità dell'acciaio.
- J = Momento d'inerzia della sezione reagente.
- L = Lunghezza tra due estremità del micropalo supporte vincolate.
- β = Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale.

m = Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto.

$$\beta = K \cdot D_p$$

D_p = Diametro di perforazione.

K = Modulo di Winkler.

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica ($m=1$) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per $m>1$.

Introducendo la grandezza $l = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare l una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot D_i^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{k_i}{n} \cdot (D_p^4 - D_e^4)$$

D_i = Diametro interno del tubolare.

D_e = Diametro esterno del tubolare.

D_p = Diametro di perforazione.

n = Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo.

K_i = Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo.

20.6 Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto **fenomeno dell'attrito negativo**. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo.

La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

20.7 Correzioni sismiche e interazione cinematica

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza

però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall' **interazione cinematica** che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, **Nikolaou et al., 2001**, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,50}$$

in cui $\tau_c = a_{max,s} \cdot \rho_1 \cdot h_1$; V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno.

I momenti valutati secondo l'espressione di **Nikolaou** sono indicati nella sezione **Int. cinematica** presente in **Calcolo Strutturale**.

20.8 Cedimento Elastico

Il cedimento verticale elastico è calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (*indeformabile*) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo. Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j-esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = \left(\frac{\tau_j}{E} \right) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia.

E = Modulo elastico del terreno.

B = Diametro del palo.

$I_{i,j}$ = Coefficiente d' influenza che si ottiene dall'integrazione delle espressioni di Mindlin.

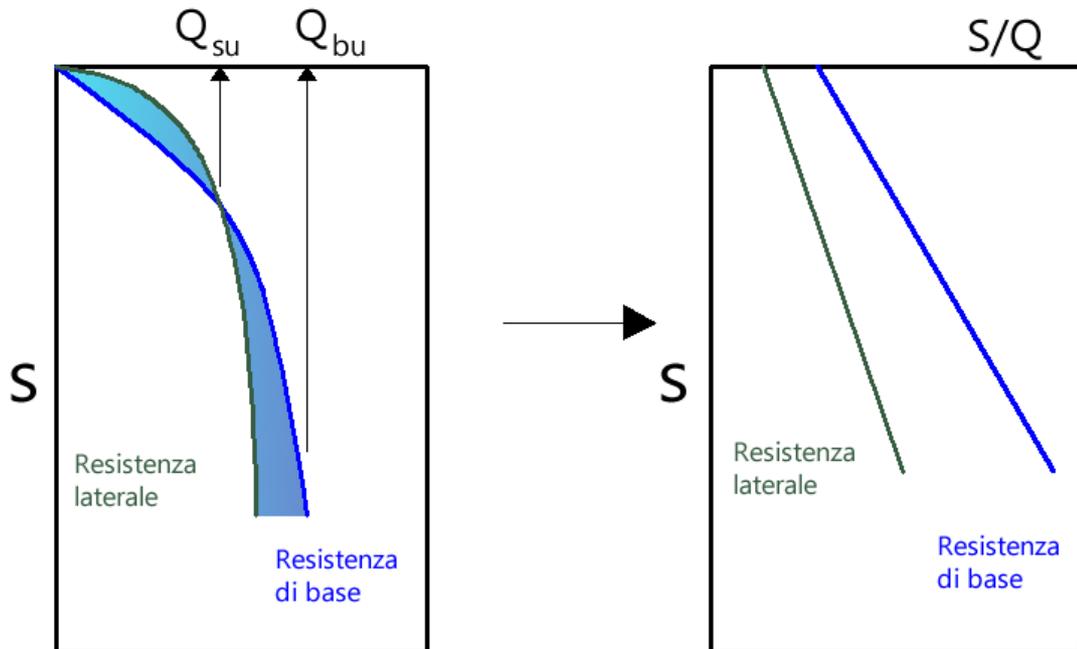
Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree.

N.B.: Nel calcolo, il programma entra con i rapporti L/d ed E_p/E (lunghezza/diametro e modulo elastico della sezione del palo/modulo elastico dello strato del terreno in cui è immersa la punta del palo) e stima il coefficiente d'influenza.

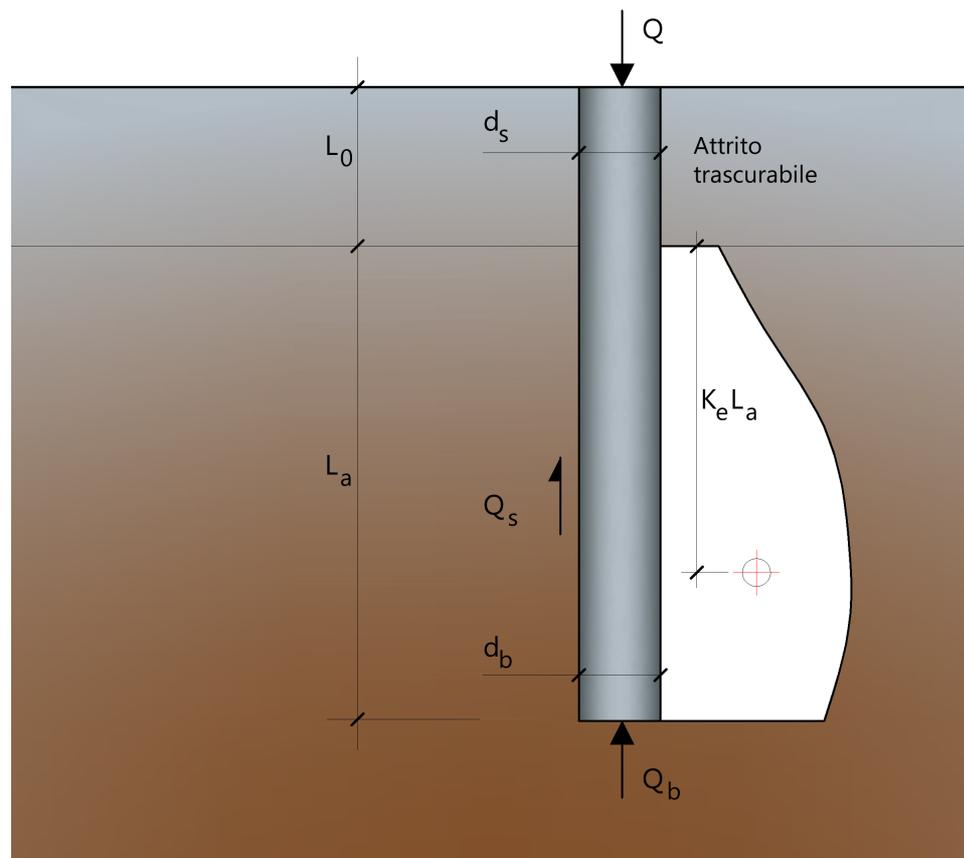
20.9 Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di **Chin** (1970, 1972, 1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del carico ultimo laterale (Q_{su}) e della resistenza di base ultima (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Partendo da queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del

problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Lo studio di Fleming ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di Chin erano distorti dall'*accorciamento elastico del corpo del palo* e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima del cedimento di Chin l'accorciamento del palo.



Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4 Q \cdot (L_0 + K_e \cdot L_a)}{\pi d_s^2 \cdot E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

I parametri della formula sono:

d_s = diametro testa del palo.

E_c = modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di

$E_c = 26(10^6)$ KN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40(10^6)$ KN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².

L_0 = lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.

L_a = lunghezza attiva del palo.

K_e = rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5

quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del palo rigido può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s \cdot d_s \cdot Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui:

M_s = fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

d_{s0} = diametro in testa al palo.

Q_s = attrito.

Q_{su} = attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

dove:

d_b = diametro della base del palo.

Q_b = resistenza alla base.

Q_{bu} = resistenza ultima alla base

E_b = modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_b = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2 \cdot f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta \cdot (Q - \alpha) - \beta$$

$$g = Q \cdot (\delta + \lambda \eta) - \alpha \delta - \beta \lambda$$

$$h = \lambda \cdot \delta \cdot Q$$

dove:

$$\alpha = Q_{su}$$

$$\beta = d_b \cdot E_b \cdot Q_{bu}$$

$$\lambda = M_s \cdot d_s$$

$$\delta = 0.6 \cdot Q_{bu}$$

$$\eta = d_b \cdot E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Pali trivellati in argilla		Pali trivellati in sabbia e ghiaia		Pali trivellati in marne e scisti		Pali trivellati in gesso	
Consistenza argilla	E_b [KN/m ²]	Tipo terreno	E_b [KN/m ²]	Tipo terreno	E_b [KN/m ²]	Tipo di gesso	E_b [KN/m ²]
Molto soffice	< 3000	Molto sciolto	< 15000	Integro	150000 – 200000	Fessurato	< 100000
Soffice	3000 – 6000	Sciolto	15000 – 30000	Relativamente alterato	80000 – 150000	Con fessure > 3 mm	100000 – 200000
Compatta	6000 – 15000	Mediamente sciolto	30000 – 100000	Alterato	50000 – 80000	Con fessure < 3 mm	150000 – 250000
Consistente	15000 – 25000	Compatto	100000 – 200000	Molto alterato	10000 – 50000	Discontinuità chiuse	> 250000
Molto consistente	25000 – 40000	Molto compatto	> 200000				
Dura	> 40000						

Se il palo è a base allargata i valori delle tabelle devono essere moltiplicati per un fattore 1.5. Il fattore di flessibilità asta/terreno M_s è un valore adimensionale compreso tra 0.001 e 0.0015. Il suo valore non sembra essere influenzato dal tipo di palo né dal tipo di terreno.

20.10 Micropali/Pali in condizioni di esercizio

In condizioni di esercizio, per il palo ed i micropali, viene applicato il Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo/palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = A \cdot F$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A . D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = S \cdot A^T \cdot X$$

e quindi:

$$P = A \cdot F = A \cdot S \cdot A^T \cdot X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A \cdot S \cdot A^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A \cdot S \cdot A^T)^{-1} \cdot P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A \cdot S \cdot A^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali/pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$K_s = A_s + B_s \cdot Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo/micropalo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$K_s = q_u / DH = C(c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

$$B_s \cdot Z_n = C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot Z^{-1})$$

dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

21 Normativa

21.1 Normativa di riferimento

Per le fasi di calcolo si può fare riferimento alle seguenti normative:

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

NTC (Norme tecniche per le costruzioni DM 14 Gennaio 2008) - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008 pubblicato sul S.O. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008.

NTC 2018- DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

22 Geoapp

Geoapp: la più grande suite del web per calcoli online

Gli applicativi presenti in [Geostru Geoapp](#) sono stati realizzati a supporto del professionista per la soluzione di molteplici casi professionali. Geoapp comprende oltre 40 [applicazioni](#) per: Ingegneria, Geologia, Geofisica, Idrologia e Idraulica.

La maggior parte delle applicazioni sono gratuite, altre necessitano di una sottoscrizione (subscription) mensile o annuale.

Perché si consiglia la subscription?

Perchè una subscription consente di:

- usare applicazioni professionali ovunque e su qualunque dispositivo;
- salvare i file in cloud e sul proprio PC;
- riaprire i file per elaborazioni successive;
- servizi di stampa delle relazioni ed elaborati grafici;
- notifica sull'uscita di nuove applicazioni ed inclusione automatica nel proprio abbonamento;
- disponibilità di versioni sempre aggiornate;
- servizio di assistenza tramite Ticket.

22.1 Sezione Geoapp

Generale ed Ingegneria, Geotecnica e Geologia

Tra le applicazioni presenti, una vasta gamma può essere utilizzata per **MP**. A tale scopo si consigliano i seguenti applicativi:

- [Computo metrico estimativo](#)
- [Coefficiente di reazione orizzontale pali di fondazione](#)
- [Pali e micropali](#)
- [Prove di carico su pali](#)
- [Classificazione suoli NTC2018](#)
- [Classificazione delle terre SMC](#)
- [Tiranti](#)
- [Newmark](#)

23 Bibliografia

- Arias A.M.**, 1970. A measure of earthquake intensity in Seismic Design of Nuclear Power Plants, R. J. Hansen, Editor, The Mass. Inst. Tech. Press.
- Bishop A. W.**, 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, Vol. 5:7-17.
- Coulomb, C.A.** 1776. Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique, relatifs a l'architecture. Memoires de Mathematique et de Physique présentés a l'Academic Royale des Sciences, Paris, 1773, 1, 343-382.
- Matlock H. e Reese L.C.**, 1960. Generalised solutions for laterally loaded piles. Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. LXXXVI, SM5, pp. 63-91
- Newmark N.M.**, 1965. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Geotechnique, 15, 139-160.

- Poulos H. G. and Davis E. H., 1980. Pile foundation analysis and design. Wiley Ed. 397 p.
- Poulos H. G. and Davis E. H., 1991. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. Centre for geotechnical research, University of Sidney.
- Richards R. and Elms D.G., 1979. Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105, 449-464.
- Vesic A.S., 1970. "Tests on Instrumented Piles, Ogeehee River Site," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 561-584.

24 Comandi di Short cut

La barra indicata in figura può essere utilizzata per una serie di funzionalità:

- 1) Con le lettere di **short cut** dei menu, seguite da invio si ha l'accesso veloce ai comandi.
Esemp.: **N+Invio** per creare un nuovo file.
- 2) Si può fare una domanda al programma seguita da **?+Invio**. In tal caso saranno effettuate delle ricerche avanzate nell'help.
Esemp.: Sisma+?+Invio per avere delle informazioni sull'analisi sismica.
- 3) Attivazione di un programma in modo rapido.
Esemp.: Slope+Invio per aprire altro software GeoStru.
- 4) Accesso rapido ai contatti GeoStru.
Esemp.: **Contatti+?+Invio** per accedere alla lista dei contatti.
- 5) Accesso rapido a funzionalità web:
Esemp.: www.geostru.eu+Invio oppure info@geostru.eu.
Scrivere **geostru ps + Invio** per l'accesso rapido al calcolo dei parametri sismici.



25 Contatti

	 Telefono
	0690289085
	 Email
	info@geostru.eu office@geostru.eu
	 Orari
	Lunedì-Venerdì Ore 9-17
 Supporto	
Per il servizio di assistenza usare preferibilmente l'area dedicata di supporto (Ticket). Da inizio 2016 l'assistenza per i clienti ITALIANI è alla SOEG & C. Per informazioni si prega di visitare il sito www.soeg.it .	