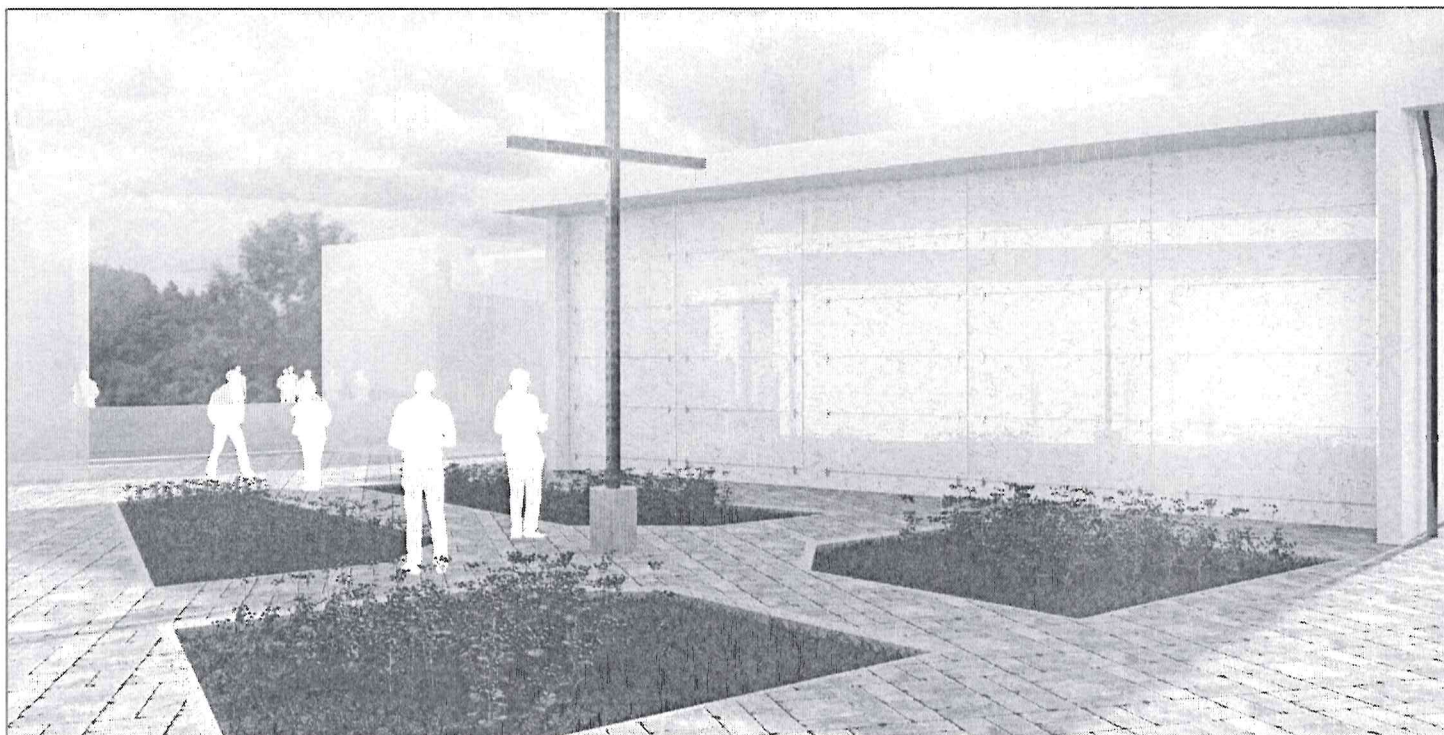


Comune di  
**CAIAZZO**  
PROVINCIA DI CASERTA

**Realizzazione di edicole cimiteriali nell'area di  
ampliamento del Cimitero Comunale - Caiazzo (CE)**

**PROGETTO ESECUTIVO**



Titolo:		Disciplina
<b>Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni</b>		<i>Architettonico</i>
		Codice
		<b>RS 02</b>
N.	Revisione/Creazione	Data
		Scala: <b>1/100</b>

Il Progettista

**Ing. Lorenzo Serino**  
via Cairoli 4  
81020 San Nicola la Strada - CE  
pec: ing.serinolorenzo@pec.it



Il R.U.P.

**Team Project**  
Serena Marika Damiano

**Comune di Caiazzo**  
**Provincia di Provincia di Caserta**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE  
E DELLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** Ampliamento cimitero comunale di Caiazzo

...

**COMMITTENTE:** Comune di Caiazzo

Il Progettista

\_\_\_\_\_  
(...)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

\_\_\_\_\_  
(...)

\_\_\_\_\_  
(...)

...

... - ...

... - ...

...

1	PREMESSA.....	3
1.1	Normativa di riferimento.....	4
2	Modello geotecnico di sottosuolo.....	5
3	METODOLOGIA DI PALI DI FONDAZIONE.....	9
3.1	Abbreviazioni.....	9
3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	11
3.3	Carico limite per i pali.....	11
3.3.1	<i>Calcolo del carico limite verticale.....</i>	11
3.3.2	<i>Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato.....</i>	13
3.3.3	<i>Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati.....</i>	14
3.3.4	<i>Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....</i>	16
3.3.5	<i>Determinazione del carico limite verticale.....</i>	17
4	PRESCRIZIONI ESECUTIVE.....	21
	Allegato 1 : Ubicazione Indagini.....	25
	Allegato 2: Nota tecnica esecuzione indagini geologiche.....	26
	Allegato 3: Risultati prove di laboratorio.....	27

## 1 PREMESSA

Un'accurata indagine geognostica è stata eseguita nell'anno 2011, nell'ambito dei lavori di "Progettazione, realizzazione e manutenzione ordinaria delle opere necessarie all'ampliamento del cimitero comunale - Comune di Caiazzo (CE)", a seguito dell'evento franoso occorso in data 09/08/2010 nel piazzale oggetto del presente ampliamento. In particolare, durante tale campagna geognostica, sono state eseguiti:

- Rilievo topografico delle aree modificate a seguito dell'evoluzione del fenomeno di dissesto;
- Esecuzione di due indagini sismiche a rifrazione in chiave tomografica;
- Esecuzione di n° 5 sondaggi a carotaggio continuo ed uno a distruzione di nucleo con prelievo di n° 5 campioni indisturbati in foro di sondaggio e n° 1 campione nel cumulo di frana,
- inserimento negli stessi di n°2 tubi inclinometrici e tre piezometri tipo Casagrande;
- Monitoraggio inclinometrico;
- Monitoraggio piezometrico.

La caratterizzazione fisico meccanica dei campioni indisturbati prelevati ha previsto (oltre alla fase identificativa) l'esecuzione di prove di taglio diretto residue con numero di cicli compresi tra 6 ed 8 eseguite dal laboratorio geotecnico Geoprove sas.

Tale campagna di indagine ha consentito di definire un modello geotecnico di sottosuolo e le successive verifiche di back-analysis di definire i parametri operativi di calcolo associati ai vari litotipi rinvenuti

## 1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### **L. 464 del 4/8/1984**

Norme per agevolare l'acquisizione da parte del servizio geologico della Direzione generale delle miniere del Ministero dell'Industria, del Commercio e dell'Artigianato, di elementi di conoscenza relativi alla struttura geologica e geofisica del sottosuolo nazionale.

### **D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione. L'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

### **Circolare Ministero LL. PP. n°30483 del 24 settembre 1988**

Legge 2 febbraio 1974 n°64, art.1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

### **Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008**

Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

### **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### **Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018**

Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

### **CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

## 2 MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Il piano di indagini effettuato nella primavera del 2011 ha previsto la realizzazione di tre sondaggi a carotaggio continuo ed uno a distruzione di nucleo, allineati trasversalmente al movimento della frana ed alla probabile ubicazione dell'incisione valliva, e la realizzazione di un sondaggio a carotaggio continuo a monte degli stessi ed uno a valle del piede della frana.

Per una migliore ubicazione delle indagini da eseguire, sono state preliminarmente realizzate due sismiche a rifrazione in chiave tomografica, longitudinalmente e trasversalmente l'alveo sepolto di cui sopra.

In tali sondaggi sono stati, inoltre, inseriti due tubi inclinometrici e tre piezometri di Casagrande, al fine di monitorare eventuali ulteriori movimenti e valutare le variazioni dell'altezza della falda nel piazzale a monte del coronamento della frana.

Per il dettaglio dell'ubicazione delle indagini e dei risultati ottenuti si rimanda ai seguenti allegati:

- Allegato 1 : Ubicazione Indagini
- Allegato 2: Nota tecnica esecuzione indagini geologiche
- Allegato 3: Risultati prove di laboratorio

Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riportano le caratteristiche meccaniche dei litotipi rinvenuti durante il campionamento, sia in termini di picco che di residuo.

Tutti i litotipi rinvenuti esibiscono un comportamento tipico di materiali scarsamente addensati/normal consolidati. Non si riscontrano grosse differenze tra la resistenza di picco e quella residua, in termini attritivi.

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche dei campioni prelevati dedotte dalle prove di taglio residuo

Sondaggio	Campione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_p$ [°]	$c'_p$ [kPa]	$\phi'_r$ [°]	$c'_r$ [kPa]
S2	C1	19.4	29.3	4.8	29.7	0.0
S2	C2	20.0	27.6	10.4	28.7	3.9
S2	C3	19.8	24.8	17.3	22.3	6.8
S2	C4	18.6	29.9	5.0	24.7	0.0
S2	C5	18.2	26.2	13.2	24.6	11.0
S2	C6	20.7	19.1	24.3	19.1	0.0

Nella tabella seguente si riporta gli strati e le caratteristiche fisico meccaniche del modello geotecnico utilizzato per le successive elaborazioni.

Tabella 2:: Caratteristiche fisico meccaniche del modello geotecnico di sottosuolo

STRATO	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ '[°]	$c$ '[°]	K[cm/s]
Riporto e sabbia argill. Lim. (caotico)	20	22.5	0	5.00E-07
Sabbia con argilla e ghiaia	19	25.5	5	1.00E-04
Argilla alterata	20.5	20	4	5.00E-09
Argilla di base e ciottoli marnosi	21	20	40	5.00E-09

Il calcolo della coesione non drenata nell'argilla basale viene determinata mediante la relazione di Terzaghi Peck  $0.038N_{SPT}$  [kg/cm<sup>2</sup>] che per tale strato, con un numero medio di  $N_{spt}$  pari a 30 colpi, fornisce un  $c_u=110$  kPa.

La presenza di opere di drenaggio profondo hanno consentito di porre la falda a circa 5-6m dall'attuale piano campagna nella zona interessata dalla realizzazione dei nuovi loculi.

Piezometro CASAGRANDE				tubo inclinometrico S1	tubo inclinometrico S2
				valori indicativi	valori indicativi
DATA LETTURE	S3 - z = 193.16 m s.l.m.	S4 - z = 193.58 m s.l.m.	S <sub>DISTRUZIONE</sub> - z = 193.58 m s.l.m.	S1 - z = 193.42 m s.l.m.	S2 - z = 193.31 m s.l.m.
	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)
30/05/2011	-3.35	-2.97	-4.00	-3.50	-4.45
01/07/2011	-3.50	-3.00	-4.00	-4.15	-5.13
04/08/2011	-3.88	-3.09	-4.95	x	x
$\Delta z P.C.(m)$	-1.28	-0.22	-1.19	-0.77	
DATA LETTURE	S3 - z = 191.88 m s.l.m.	S4 - z = 193.36 m s.l.m.	S <sub>DISTRUZIONE</sub> - z = 192.39 m s.l.m.	S1 - z = 192.65 m s.l.m.	S2 - z = XXX m s.l.m.
	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)	$z_f$ (m)
09/03/2012	-5.30	-3.40	x	-6.75	x
28/03/2012	-4.15	-3.22	x	-6.80	x
13/04/2012	x	-3.63	x	-6.13	x
27/04/2012	x	-2.80	x	-6.05	x
25/05/2012	x	-3.20	x	-7.20	x
31/05/2012	x	-4.00	x	-7.00	x
20/06/2012	-5.45	-3.50	x	-7.10	x
22/11/2012	x	-3.74	x	-6.57	x
08/02/2013	x	-1.37	x	-1.63	x
20/02/2013	x	-1.89	x	-4.21	x
05/05/2014	x	-1.95	x	-5.10	x



**Figura 1: Ubicazione indagini campagna 2011**

A seguito della realizzazione delle opere di drenaggio profondo l'area non ha manifestato movimenti gravitativi grazie all'abbassamento del livello freatico, documentato dal monitoraggio piezometrico effettuato nel corso dell'anno 2011-2014 . Si prescrive comunque la continuazione del monitoraggio freaticometrico abbinato a quello inclinometrico almeno per un anno successivo alla realizzazione dell'opera al fine di verificare che la realizzazione delle fondazioni profonde non vadano ad intaccare il sistema di drenaggio.

# SEZIONE STRATIGRAFICA DI PROGETTO

P1<sub>2008</sub>

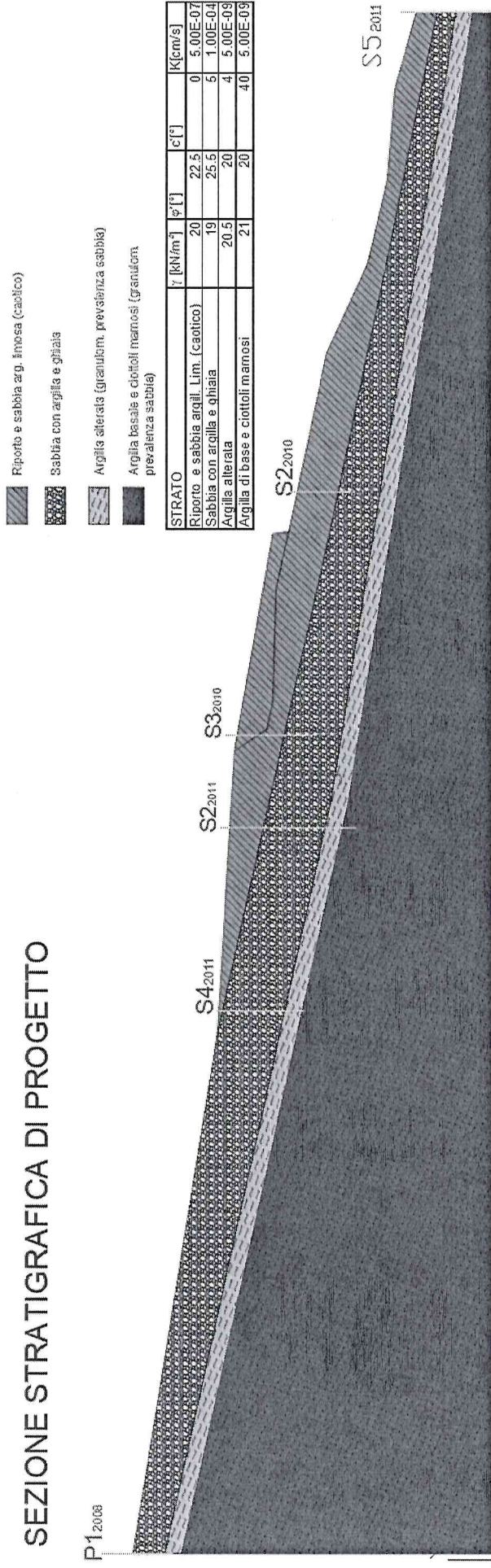


Figura 2: Modello geotecnico di sottosuolo

### 3 METODOLOGIA DI PALI DI FONDAZIONE

#### 3.1 ABBREVIAZIONI

$\alpha$  = inclinazione del piano di posa della fondazione

$\beta$  = angolo che il paramento interno forma con la verticale

b = braccio della forza  $F_v$

$B'$  = Larghezza di fondazione ridotta

$B$  = larghezza in superficie della fondazione

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione del piano di posa

$\beta_s$  = angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata

$\beta_m$  = Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (muri di sostegno NTC2008)

$c'$  = coesione efficace

$c'_k$  = valore caratteristico della coesione efficace

$c_u$  = coesione non drenata

$c_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata

d = braccio della forza  $S_y$

D = profondità del piano di posa della fondazione

$d_c, d_q$  = fattori correttivi per tener conto del sovraccarico laterale offerto dal terreno alla profondità del piano di posa della fondazione

$\delta$  = angolo di attrito terreno - gabbionata

$\Delta S$  = incremento di spinta dovuto al sisma

E = modulo di deformabilità

$E_{ed}$  = modulo edometrico

$\mathcal{E}$  = angolo che il terrapieno forma con l'orizzontale

e = eccentricità in fondazione

$E_d$  = valore di progetto delle azioni

$E_{wd}$  = spinta esercitata dall'acqua in presenza di sisma

$F_i$  = forze d'inerzia in campo sismico

$F_h$  = forze di inerzia orizzontali, forze orizzontali applicate e componenti orizzontali delle spinte

$F_s$  = fattore di sicurezza

$F_v$  = forze d'inerzia verticali, pesi propri e forze verticali applicate

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

$\varphi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito efficace

$\varphi_{cv}$  = angolo di attrito a volume costante

g = accelerazione di gravità

G = modulo di elasticità tangenziale del terreno

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

$\gamma'$  = peso alleggerito dell'unità di volume del terreno

$\gamma_d$  = peso dell'unità di volume del terreno secco

$\gamma_g$  = coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti

$\gamma_n$  = peso dell'unità di volume del terreno naturale

$\gamma_q$  = coefficiente parziale relativo alle azioni variabili

$\gamma_s$  = peso specifico del solido

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua

H, N = Forze orizzontali, verticali

$H_{ter}$  = Altezza del terrapieno alle spalle della gabbionata

$H_e$  = altezza equivalente di terreno

$H_w$  = altezza falda dalla base di fondazione

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione del carico

$I_r$  = indice di rigidezza

$I_{r,crit}$  = indice di rigidezza critico

$L'$  = lunghezza di fondazione ridotta

$K_a$  = coefficiente di spinta attiva valutato tramite l'espressione di Coulomb

$k_h$  = coefficiente sismico orizzontale

$k_v$  = coefficiente sismico verticale

$\mu_{rb}$  = coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$\mu_{sc}$  = coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$\mu_{bishop}$  = coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

n = porosità

$N_x$  = componente di sforzo normale in fondazione lungo il piano di scorrimento

$N_y$  = componente di sforzo normale in fondazione normali al piano di scorrimento

$N_c, N_q, N_\gamma$  = coefficienti di carico limite

$\nu$  = modulo di Poisson

q = sovraccarico sul terrapieno

$q_{lim}$  = carico limite del terreno

$\rho_w$  = densità dell'acqua

$S_c$  = contributo di spinta dovuto alla coesione

$s_c, s_q, s_\gamma$  = coefficienti di forma

$S_p$  = spinta passiva

$S_q$  = contributo di spinta dovuto ai sovraccarichi

$S_{stra}$  = rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_s$  = spinta in presenza di sisma

$S_{st}$  = spinta in condizioni statiche

$S_t$  = rappresenta il coefficiente di amplificazione topografico

S<sub>y</sub> = componenti verticali delle spinte

S<sub>w</sub> = contributo di spinta dovuto all'acqua

W = peso proprio della gabbionata nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la fondazione

ω = inclinazione del piano campagna in fondazione

z = profondità dal piano campagna

## 3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E<sub>d</sub> è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R<sub>d</sub> è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni** [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G <sub>1</sub>	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti G<sub>2</sub> si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno** [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_\phi$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.II del D.M. 2018.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

## 3.3 CARICO LIMITE PER I PALI

### 3.3.1 Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale  $q_{lim}$  è dato dalla somma della resistenza laterale  $P_l$  e della resistenza alla punta  $P_p$ :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente), particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La **resistenza alla punta ( $P_p$ )** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di  $N_q$  vengono usati i grafici di Berezantzev  $N_q = N_q(L/D; \phi)$  in cui  $L$  è la lunghezza del palo,  $D$  è il diametro e  $\phi$  è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$ ;
- $c$  è la coesione;

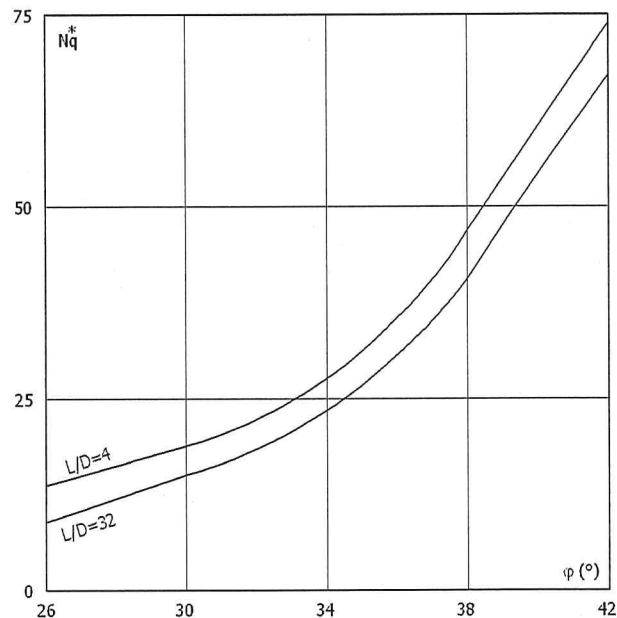
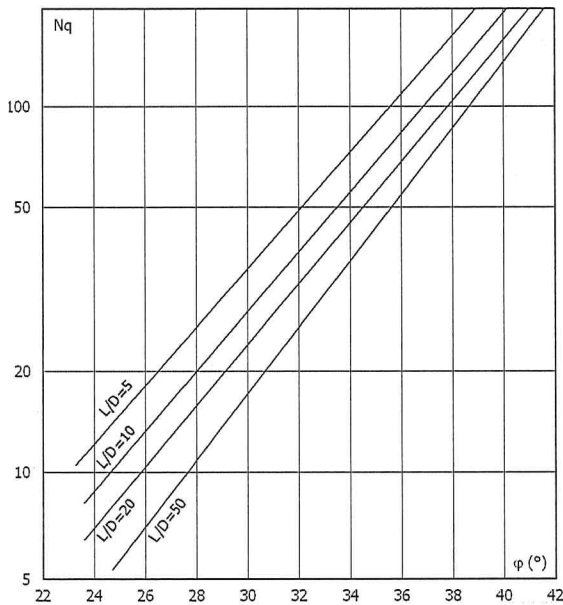
$q$  è la pressione litostatica alla punta del palo.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- **drenate** si assume  $c = c'$  (coesione efficace) e  $q$  calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume  $q = q_{tot}$  (pressione totale),  $c = c_u$  (coesione non drenata),  $\phi = 0$  e  $N_c = 9$ .

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato). distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di  $N_q^*$  ridotto rispetto a  $N_q$ .



Per il calcolo della **resistenza laterale ( $P_l$ )** si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui  $s$  è la somma di un termine di adesione  $a$  indipendente dalla tensione normale (orizzontale  $\sigma_h$ ) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

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

con  $\mu$  dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume  $a = 0$ , pertanto,  $s = \sigma_h \cdot \mu$  [con  $\mu = \tan(\phi \cdot A)$ , dove  $A$  è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui  $a = \alpha \cdot c_u$  con  $\alpha$  dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

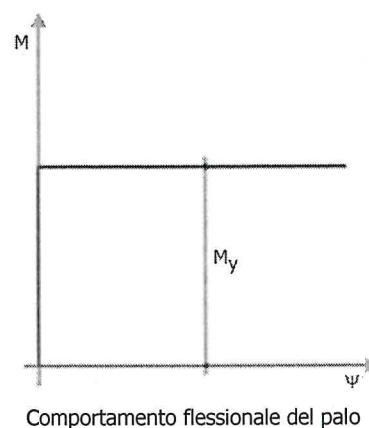
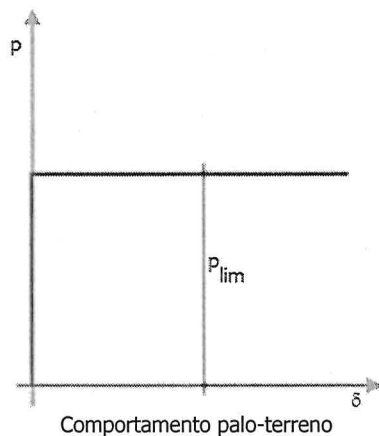
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

### 3.3.2 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore  $M_{plast}$  ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

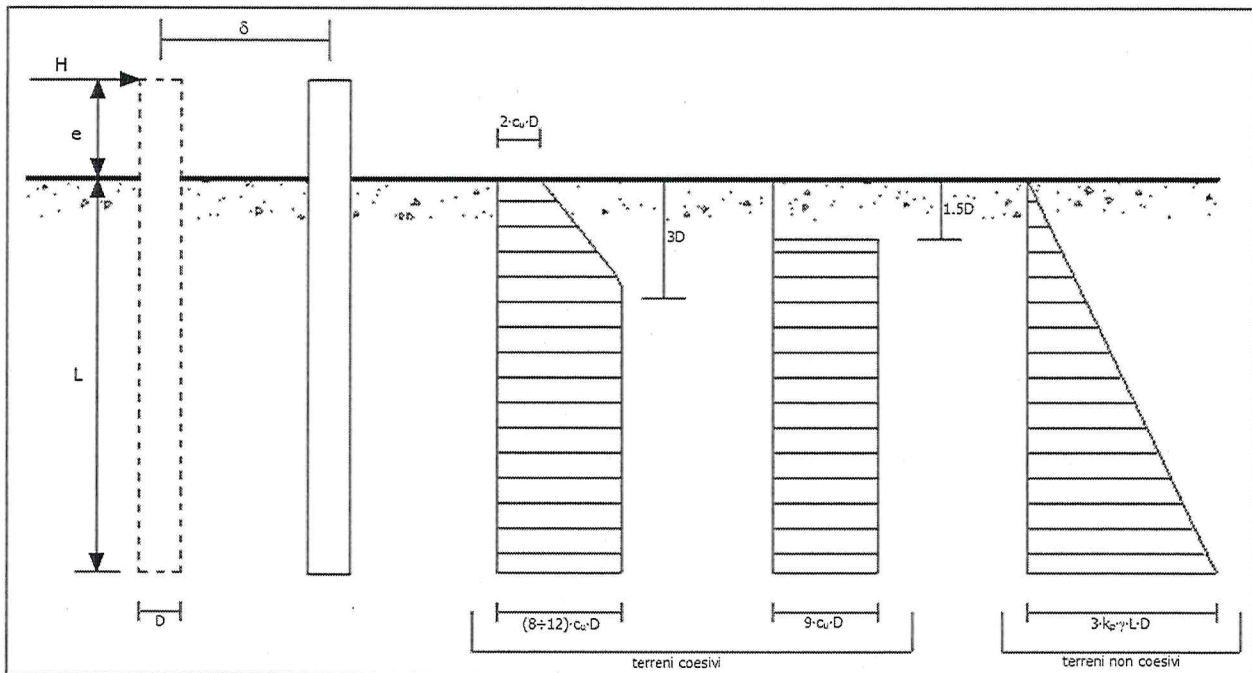
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- lo corto** ⇒ (plasticizzazione terreno)
- lo intermedio**
- lo lungo** ⇒ (plasticizzazione palo)

Nel caso di **terreni non coesivi** ( $c=0$ ), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore  $p = 0$  (in testa) fino al valore  $p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$  (alla base), essendo  $K_p$  il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per quanto riguarda i **terreni coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di  $p = 2 \cdot c_u \cdot D$ , cresce linearmente fino alla profondità  $3D$  per poi rimanere costante e pari a  $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$  per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore  $p = 0$  fino alla profondità  $1,5 \cdot D$  e con valore costante e pari a  $9 \cdot c_u \cdot D$  per tutta la lunghezza del palo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo  $M_p$  del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

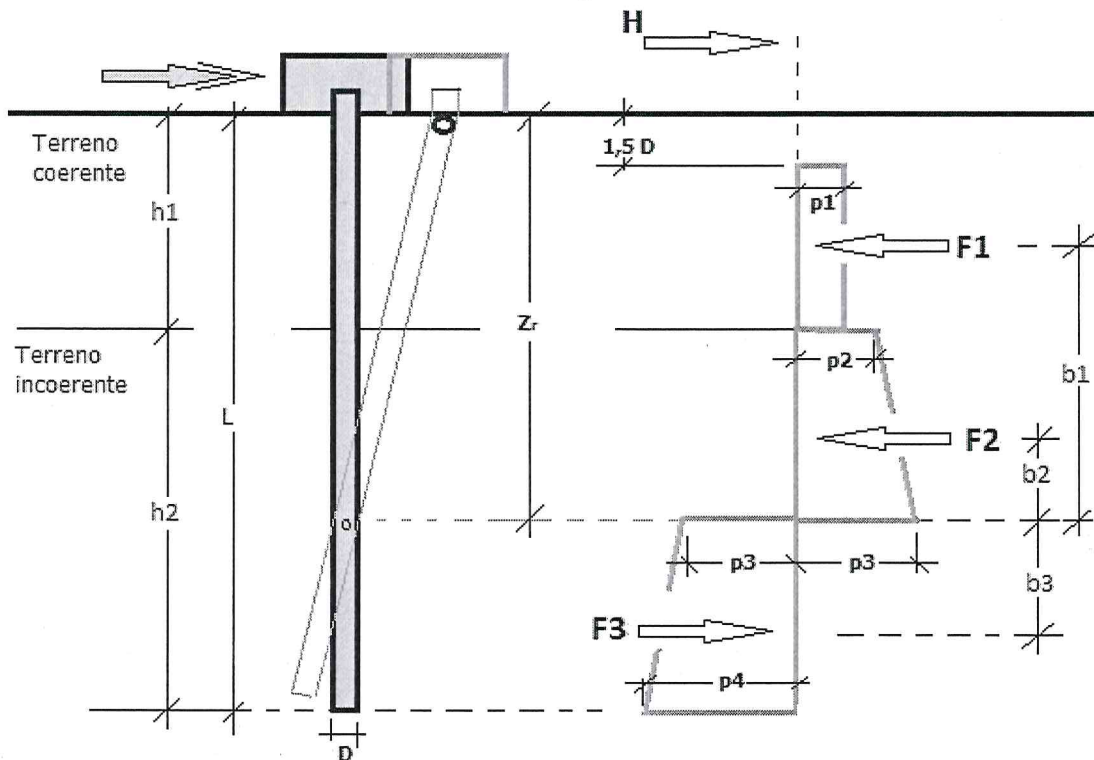
### 3.3.3 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di **Broms** è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di **Broms** viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coerente:** la resistenza laterale per unità di superficie  $p_i$  viene considerata costante, secondo l'ipotesi di **Broms**, a partire da una profondità pari ad  $1,5 \cdot D$ , ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a  $1,5 \cdot D$ . La resistenza  $p_i$  è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente:** la resistenza laterale per unità di superficie  $p_i$  varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di **Broms**. La resistenza  $p_i$  è dipendente dalla pressione litostatica  $\gamma \cdot z$ , per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda

nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

- **Palo CORTO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

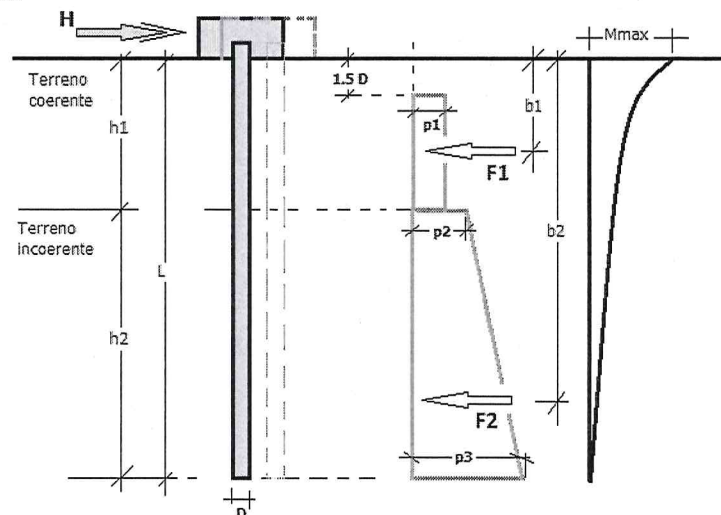
$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Indicando con  $M_p$  il momento resistente del palo, se risulta  $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$  l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



- **Palo INTERMEDIO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

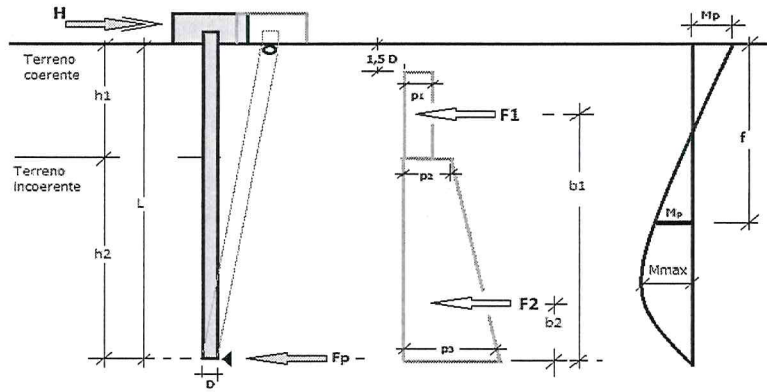
Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con  $M_p$  il momento resistente del palo, se risulta  $M_{max} < M_p$  l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.



### - Palo LUNGO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

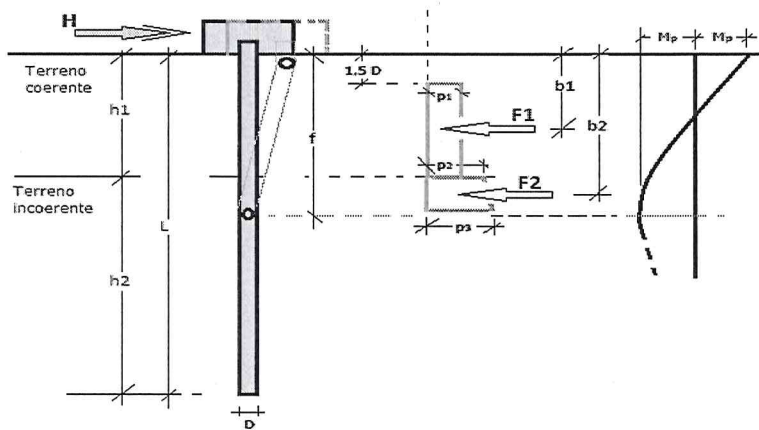
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



### 3.3.4 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne  $Q_{Rd}$ , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$  ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$ , relativo all'approccio utilizzato.

**Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)**

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	$\gamma_R$	R3	R3	R3
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale(*)	$\gamma_t$	1,15	1,30	1,25

Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25
----------------------	----------------	------	------	------

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

Il coefficiente  $\gamma_R$  da applicare alla resistenza dei pali soggetti a *carichi trasversali* è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza  $R_k$  è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate  $R_{cal}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal}/\xi_3.$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia  $Q_{Ed,V} - Q_{Rd,V}$  e  $Q_{Ed,O} - Q_{Rd,O}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

**N.B.:** il valore del  $Q_{Ed,V}$  rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

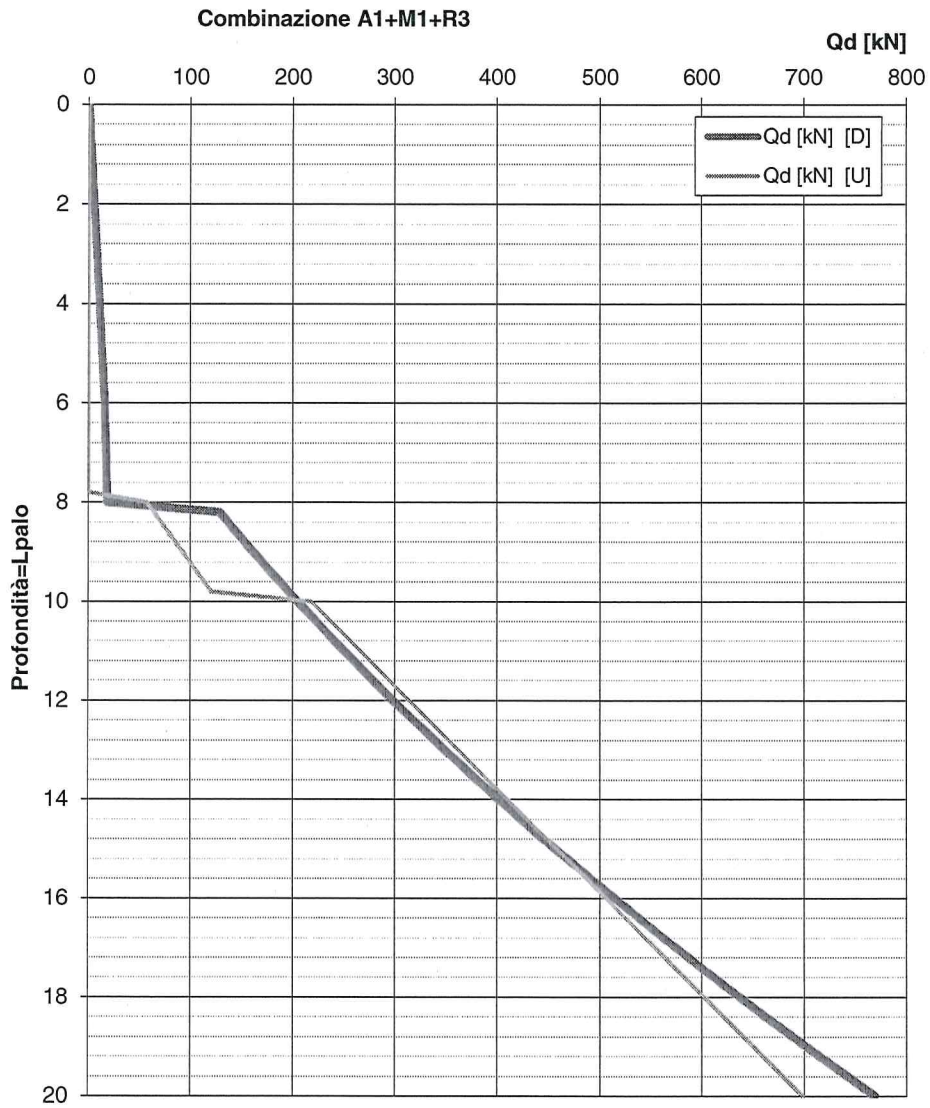
### 3.3.5 Determinazione del carico limite verticale

In funzione della stratigrafia di progetto riportata nella Figura 2 e dei parametri geotecnici associati ai vari litotipi (Tabella 2) si determina il carico limite di progetto dei pali, in funzione della sua lunghezza. Per la determinazione del carico di progetto si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza  $\xi_3$  pari ad 1.5 essendo le verticali indagate più di 5 ed R3 indicati nella tabella seguente in quanto il paòlo sarà realizzato come trivellato senza lamerino:

Resistenza	Simbolo	trivellati
	$\gamma_R$	R3
Base	$\gamma_b$	1,35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15

La portanza viene determinata sia in condizioni drenate a lungo termine che in condizioni non drenate a breve termine. Inoltre, al fine di non gravare le condizioni di stabilità del versante, così come prescritto anche nello studio di compatibilità idrogeologico relativo alla stabilizzazione di tale porzione di versante, si assume che i pali non scaricano nella coltre superficiale ma solo nell'argilla basale. Si considera ad ulteriore vantaggio di sicurezza che non contribuisca neanche lo strato costituito da "Sabbia ed argilla con ghiaia".

### Carico di progetto del palo verticale in funzione della lunghezza



Si adotta pertanto una lunghezza del palo pari a 18m a cui compete un carico  $Q_d = Q_{Rd,V}$  pari 602.4 kN dato che il carico massimo di progetto agente sui pali  $Q_{Ed,V}$  è pari a 602.3 kN

L [m]	uv [kPa]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	D/U	$\alpha$	cu	$q_{at}$ Drained [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{at}$ UnDrained [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{s,lim}$ [kN] [D]	$Q_{s,lim}$ [kN] [U]	$Q_{p,lim}$ [kN] [D]	$Q_{p,lim}$ [kN] [U]	$Q_d$ [kN] [D]	$Q_d$ [kN] [U]
0.001	0	0.02	D		1	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	0	4	D		1	0	0	0	0	1	0	1	0
0.4	0	8	D		1	0	0	0	0	2	0	1	0
0.6	0	12	D		1	0	0	0	0	3	0	2	0
0.8	0	16	D		1	0	0	0	0	5	0	2	0
1	0	20	D		1	0	0	0	0	6	0	3	0
1.2	0	24	D		1	0	0	0	0	7	0	3	0
1.4	0	28	D		1	0	0	0	0	8	0	4	0
1.6	0	32	D		1	0	0	0	0	9	0	4	0
1.8	0	36	D		1	0	0	0	0	10	0	5	0
2	0	40	D		1	0	0	0	0	11	0	6	0
2.2	0	44	D		1	0	0	0	0	12	0	6	0
2.4	0	48	D		1	0	0	0	0	14	0	7	0
2.6	0	52	D		1	0	0	0	0	15	0	7	0
2.8	0	56	D		1	0	0	0	0	16	0	8	0
3	0	60	D		1	0	0	0	0	17	0	8	0
3.2	0	63.8	D		1	0	0	0	0	18	0	9	0
3.4	0	67.6	D		1	0	0	0	0	19	0	9	0
3.6	0	71.4	D		1	0	0	0	0	20	0	10	0
3.8	0	75.2	D		1	0	0	0	0	21	0	10	0
4	0	79	D		1	0	0	0	0	22	0	11	0
4.2	0	82.8	D		1	0	0	0	0	23	0	12	0
4.4	0	86.6	D		1	0	0	0	0	24	0	12	0
4.6	0	90.4	D		1	0	0	0	0	26	0	13	0
4.8	0	94.2	D		1	0	0	0	0	27	0	13	0
5	0	98	D		1	0	0	0	0	28	0	14	0
5.2	0	101.8	D		1	0	0	0	0	29	0	14	0
5.4	0	105.6	D		1	0	0	0	0	30	0	15	0
5.6	0	109.4	D		1	0	0	0	0	31	0	15	0
5.8	0	113.2	D		1	0	0	0	0	32	0	16	0
6	0	117	D		1	0	0	0	0	33	0	16	0
6.2	2	118.8	D		1	0	0	0	0	34	0	17	0
6.4	4	120.6	D		1	0	0	0	0	34	0	17	0
6.6	6	122.4	D		1	0	0	0	0	35	0	17	0
6.8	8	124.2	D		1	0	0	0	0	35	0	17	0
7	10	126	D		1	0	0	0	0	36	0	18	0
7.2	12	127.8	D		1	0	0	0	0	36	0	18	0
7.4	14	129.6	D		1	0	0	0	0	37	0	18	0
7.6	16	131.4	D		1	0	0	0	0	37	0	18	0
7.8	18	133.2	D		1	0	0	0	0	38	0	19	0
8	20	135	U	0.8	40	0	32	0	12	38	102	19	57
8.2	22	137.2	U	0.8	40	27.46519388	32	10	24	248	102	129	64
8.4	24	139.4	U	0.8	40	27.90559796	32	21	36	252	102	137	71
8.6	26	141.6	U	0.8	40	28.34600184	32	32	48	256	102	145	78
8.8	28	143.8	U	0.8	40	28.78640583	32	42	60	260	102	153	85
9	30	146	U	0.8	40	29.22680981	32	53	72	264	102	161	92
9.2	32	148.2	U	0.8	40	29.6672138	32	65	84	268	102	170	99
9.4	34	150.4	U	0.8	40	30.10761778	32	76	97	272	102	178	106
9.6	36	152.6	U	0.8	40	30.54802176	32	87	109	276	102	187	113
9.8	38	154.8	U	0.8	40	30.98842575	32	99	121	280	102	196	120
10	40	157	U	0.4	110	31.42882973	44	111	137	284	280	205	218
10.2	42	159.2	U	0.4	110	31.86923371	44	123	154	288	280	214	227
10.4	44	161.4	U	0.4	110	32.3096377	44	135	170	292	280	223	237
10.6	46	163.6	U	0.4	110	32.75004168	44	148	187	296	280	232	247
10.8	48	165.8	U	0.4	110	33.19044566	44	160	204	300	280	241	256
11	50	168	U	0.4	110	33.63084965	44	173	220	304	280	250	266
11.2	52	170.2	U	0.4	110	34.07125363	44	186	237	308	280	260	275
11.4	54	172.4	U	0.4	110	34.51165761	44	199	253	312	280	269	285
11.6	56	174.6	U	0.4	110	34.9520616	44	212	270	316	280	279	295
11.8	58	176.8	U	0.4	110	35.39246558	44	225	287	320	280	288	304
12	60	179	U	0.4	110	35.83286956	44	239	303	324	280	298	314
12.2	62	181.2	U	0.4	110	36.27327355	44	252	320	328	280	308	324
12.4	64	183.4	U	0.4	110	36.71367753	44	266	336	332	280	318	333
12.6	66	185.6	U	0.4	110	37.15408151	44	280	353	336	280	328	343
12.8	68	187.8	U	0.4	110	37.5944855	44	294	369	340	280	338	352
13	70	190	U	0.4	110	38.03488948	44	309	386	344	280	349	362
13.2	72	192.2	U	0.4	110	38.47529346	44	323	403	348	280	359	372
13.4	74	194.4	U	0.4	110	38.91569745	44	338	419	352	280	370	381
13.6	76	196.6	U	0.4	110	39.35610143	44	353	436	356	280	380	391
13.8	78	198.8	U	0.4	110	39.79650541	44	368	452	360	280	391	400
14	80	201	U	0.4	110	40.2369094	44	383	469	364	280	402	410
14.2	82	203.2	U	0.4	110	40.67731338	44	398	486	368	280	412	420
14.4	84	205.4	U	0.4	110	41.11771737	44	414	502	372	280	423	429
14.6	86	207.6	U	0.4	110	41.55812135	44	429	519	376	280	434	439
14.8	88	209.8	U	0.4	110	41.99852533	44	445	535	380	280	446	449
15	90	212	U	0.4	110	42.43892932	44	461	552	384	280	457	458
15.2	92	214.2	U	0.4	110	42.8793333	44	477	569	388	280	468	468
15.4	94	216.4	U	0.4	110	43.31973728	44	494	585	392	280	480	477
15.6	96	218.6	U	0.4	110	43.76014127	44	510	602	396	280	491	487
15.8	98	220.8	U	0.4	110	44.20054525	44	527	618	400	280	503	497
16	100	223	U	0.4	110	44.64094923	44	544	635	403	280	514	506
16.2	102	225.2	U	0.4	110	45.08135322	44	561	651	407	280	526	516
16.4	104	227.4	U	0.4	110	45.5217572	44	578	668	411	280	538	525
16.6	106	229.6	U	0.4	110	45.96216118	44	595	685	415	280	550	535
16.8	108	231.8	U	0.4	110	46.40256517	44	613	701	419	280	562	545
17	110	234	U	0.4	110	46.84296915	44	630	718	423	280	574	554
17.2	112	236.2	U	0.4	110	47.28337313	44	648	734	427	280	587	564
17.4	114	238.4	U	0.4	110	47.72377712	44	666	751	431	280	599	574
17.6	116	240.6	U	0.4	110	48.1641811	44	684	768	435	280	612	583
17.8	118	242.8	U	0.4	110	48.60458508	44	703	784	439	280	624	593
18	120	245	U	0.4	110	49.04498907	44	721	801	443	280	637	602
18.2	122	247.2	U	0.4	110	49.48539305	44	740	817	447	280	650	612
18.4	124	249.4	U	0.4	110	49.92579703	44	759	834	451	280	663	622
18.6	126	251.6	U	0.4	110	50.36620102	44	778	850	455	280	676	631
18.8	128	253.8	U	0.4	110	50.80660501	44	797	867	459	280	689	641
19	130	256	U	0.4	110	51.24700998	44	816	884	463	280	702	651
19.2	132	258.2	U	0.4	110	51.68741297	44	836	900	467	280	715	660
19.4	134	260.4	U	0.4	110	52.12781695	44	855	917	471	280	728	670
19.6	136	262.6	U	0.4	110	52.56822094	44	875	933	475	280	742	679
19.8	138	264.8	U	0.4	110	53.00862492	44	895	950	479	280	755	689
20	140	267	U	0.4	110	53.44902891	44	915	967	483	280	769	699

## PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLU

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU

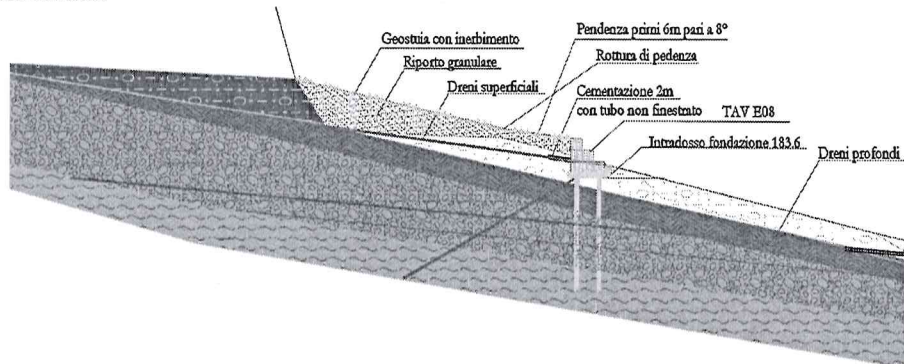
IdPl/Pnt Pl	IdNd,sup	Q <sub>Ed,V</sub> [N]	Q <sub>Ed,O</sub> [N]	Q <sub>Rd,V</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Pt</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Lt</sub> [N]	Q <sub>Rd,O</sub> [N]	M <sub>max,O</sub> [N-m]	T.R.	Z <sub>c,pls</sub> [m]	CS <sub>v</sub>	CS <sub>o</sub>
PALO1	00005	584'556	61	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.03	NS
PALO2	00016	577'321	61	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.04	NS
PALO3	00015	602'291	77	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.00	NS
PALO4	00014	602'338	80	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.00	NS
PALO5	00013	577'237	57	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.04	NS
PALO6	00012	584'716	59	602'421	95'839	331'599	120'455	210169	Palo Lungo	2.52	1.03	NS

### LEGENDA:

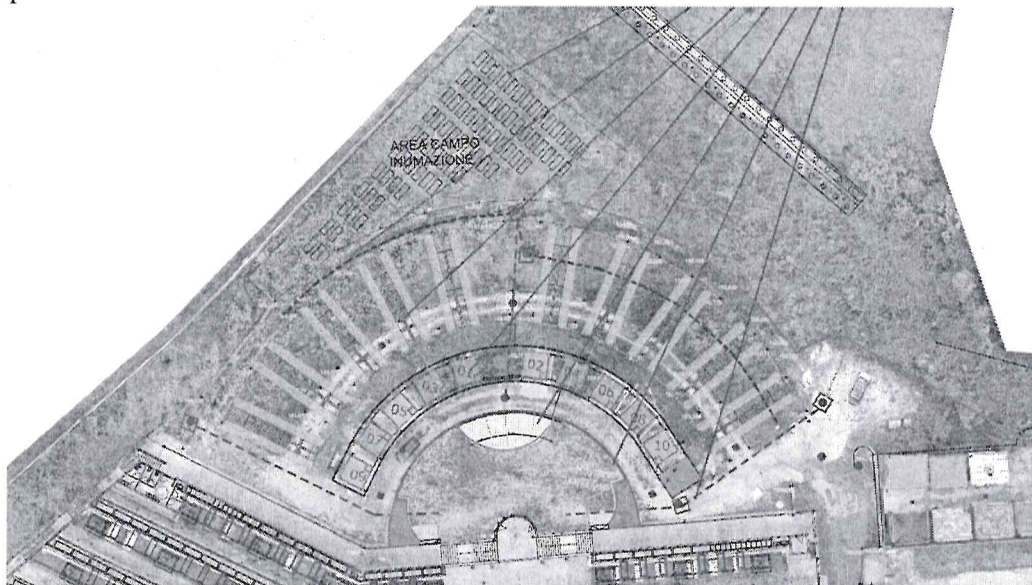
<b>IdPl/Pnt Pl</b>	Identificativo del palo o del plinto su pali.
<b>IdNd,sup</b>	Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.
<b>Q<sub>Ed,V</sub></b>	Carico verticale di progetto.
<b>Q<sub>Ed,O</sub></b>	Carico orizzontale di progetto.
<b>Q<sub>Rd,V</sub></b>	Resistenza di progetto verticale.
<b>Q<sub>Rd,V,Pt</sub></b>	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.
<b>Q<sub>Rd,V,Lt</sub></b>	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.
<b>Q<sub>Rd,O</sub></b>	Resistenza di progetto orizzontale.
<b>M<sub>max,O</sub></b>	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
<b>T.R.</b>	Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
<b>Z<sub>c,pls</sub></b>	Profondità della seconda cerniera plastica.
<b>CS<sub>v</sub></b>	Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
<b>CS<sub>o</sub></b>	Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

#### 4 PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Ad una profondità variabile tra gli 7-9m dall'attuale piano campagna sono posti i dreni sub-orizzontali profondi eseguiti per la stabilizzazione del versante, così come indicato nella figura seguente, derivante dagli elaborati grafici del progetto di stabilizzazione.



Nell'immagine seguente si riporta la disposizione planimetrica di tali drenaggi con le ubicazioni delle stecche di loculi oggetto del presente calcolo strutturale.



Dal momento che piccole deviazioni angolari rispetto alla lunghezza del dreno di 85m possono comportare una diversa ubicazione del dreno anche di circa un metro, risulta necessaria prima della realizzazione dei pali **l'individuazione, tramite termografia e/o magneti (o tecniche similari), dell'esatta ubicazione dei dreni.** Tale ubicazione dovrà essere effettuata dopo lo scotico del terreno superficiale al fine di evitare interferenze legate all'umidità superficiale e/o presenza di materiali ferrosi.

A seguito dell'esatta ubicazione dei dreni sarà possibile ubicare i pali specchiando, se del caso, la disposizione di questi ultimi rispetto al setto centrale/asse di simmetria; con tale accorgimento si eviteranno il danneggiamento dei drenaggi profondi, che garantiscono idonea stabilità dell'area.

Si prescrive, comunque, la continuazione del monitoraggio freaticometrico abbinato a quello inclinometrico almeno per un anno successivo alla realizzazione dell'opera al fine di verificare che la realizzazione delle fondazioni profonde non abbiano intaccato l'efficienza del sistema di drenaggio.

Prima dell'esecuzione dei pali e della loro individuazione dovrà essere effettuata la **manutenzione dei drenaggi profondi** mediante spurgo e pulizia lungo tutta la loro lunghezza.

..., 16/11/2019



*Per presa visione, il direttore dei lavori*

---

...

*Per presa visione, il collaudatore*

---

...