

COMUNE DI LAVIANO

Provincia di Salerno



Oggetto : REALIZZAZIONE DELLE OPERE DI “MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO ALLA LOCALITÀ “OGLIARA - PISTELLO - LEPRE” DEL COMUNE DI LAVIANO”.

Committente
Amministrazione Comunale di Laviano

 <p>Architetto Antonio Aquara</p>	<p>Studio di progettazione</p> <p>Località Chiaia, 102 84020 Ottati (SA)</p> <p>Tel. fax 0828-966054 Cell. 334-1920841 E-mail antonioaquara@libero.it</p>
<p>I Progettisti :</p> <p>Arch. Antonio Aquara Arch. Gianfranco Fumo Ing. Michele Sessa Ing. Gerardo D'Alessio</p>	

FIRME



Elaborato:

Relazione Geotecnica - Palificata

Data: Febbraio 2022

Scala:

Tavola : N° 30

Comune di Laviano
Provincia di Salerno

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

OGGETTO: Relazione geotecnica relativa al progetto "REALIZZAZIONE DELLE OPERE DI "MITIGAZIONE DEL RISCHIOIDROGEOLOGICO ALLA LOCALITÀ "OGLIARA - PISTELLO - LEPRE" DELCOMUNE DI LAVIANO"."

Palificazione di sostegno alle località Ogliara, Pistello e Lepre

COMMITTENTE: Comune di Laviano

Fisciano, 30/03/2022

Il Progettista



(ing. Michele Sessa)

Il Direttore dei Lavori

(arch Antonio Aquara)

Sessa Studio di Ingegneria

Corso S. Vincenzo Ferreri, 45 - Fisciano (SA)
347-5938765 - ing.micjhelesessa@gmail.com

11 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

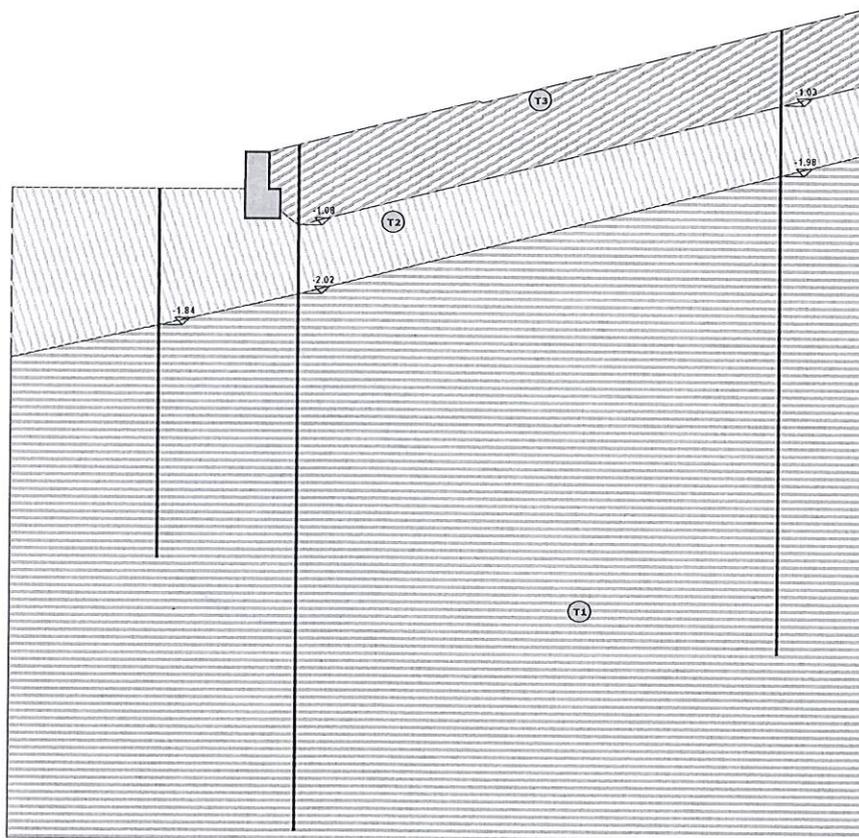
12 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

SEZIONE 1 - STRATI



Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	Cu	C'
T1	Argille e argille marmose	17000	22000	21.0°	0.02	0.02
T2	Ciottoli e trovanti principalmente carbonatici in matrice di limo sabbiosa	19000	19500	25.0°	0.01	0.01
T3	copertura limo argillosa	18000	19000	24.0°	0.00	0.00

Sezione 1 - Vista Strati

13 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.]**, basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

13.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturo}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E _{cu}	A _{S-B}
									X	Y	Z		
									[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]		
1	copertura limo argillosa	Medio	1800	1900									
		Minimo	0	0	24	0,00	0,00	25	30	30	90	-	-
2	Ciottoli e trovanti principalmente carbonatici in matrice di limo sabbiosa	Medio	1800	1900									
		Minimo	0	0	24	0,00	0,00	25	30	30	90	1	0
3	Argille e argille marmose	Medio	1900	1950									
		Minimo	0	0	25	0,01	0,01	25	10	10	30	1	0
		Medio	1700	2200									
		Minimo	0	0	21	0,02	0,02	40	12	12	36	1	0
			1700	2100									
			0	0	21	0,02	0,02	40	12	12	36		

LEGENDA Terreni

N	Numero identificativo del terreno.
Descrizione	Descrizione del terreno.
Tv	Indica i valori minimi e medi dei parametri del terreno.
γ	Peso per unità di volume [N/m ³].
γ_{saturo}	Peso per unità di volume saturo [N/m ³].
ϕ	Angolo di attrito [°ssdc].
Cu	Coesione [N/mm ²].
C'	Coesione Efficace [N/mm ²].
Ed	Modulo edometrico [N/mm ²].
Costante di sottofondo	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.
E_{cu}	Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm ²].
A_{S-B}	Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

13.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

13.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e

ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

TP	S _r	β _s	β _m	K _{Stbl} (K _{h,1})	K _{Muro} (K _{h,2})	Dati generali analisi sismica		
						Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
B	1,00	0,24	1,00	0,0339	0,1411	41° 54' 27.00"	12° 29' 24.00"	20

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento
[adim]	[anni]	[anni]
2	50	50

SL	T _r	a _g /g	S _s	F ₀	T [°] c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0429	1,200	2,527	0,257
SLD	50	0,0540	1,200	2,506	0,270
SLV	475	0,1176	1,200	2,621	0,302
SLC	975	0,1464	1,200	2,621	0,310

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m.
S_r	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilita'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
K_{Stbl} (K_{h,1})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilita'.
K_{Muro} (K_{h,2})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.
Latitudine	Latitudine geografica del sito [gradi].
Longitudine	Longitudine geografica del sito [gradi].
Altitudine	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].
SL	Stato limite.
T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T[°]c	Periodo di inizio del tratto a velocita' costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

14 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:
fondazioni indirette di tipo a pali

15 - VERIFICHE DI SICUREZZA

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
 R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

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

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2

Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

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.

15.1 Carico limite per i pali

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).

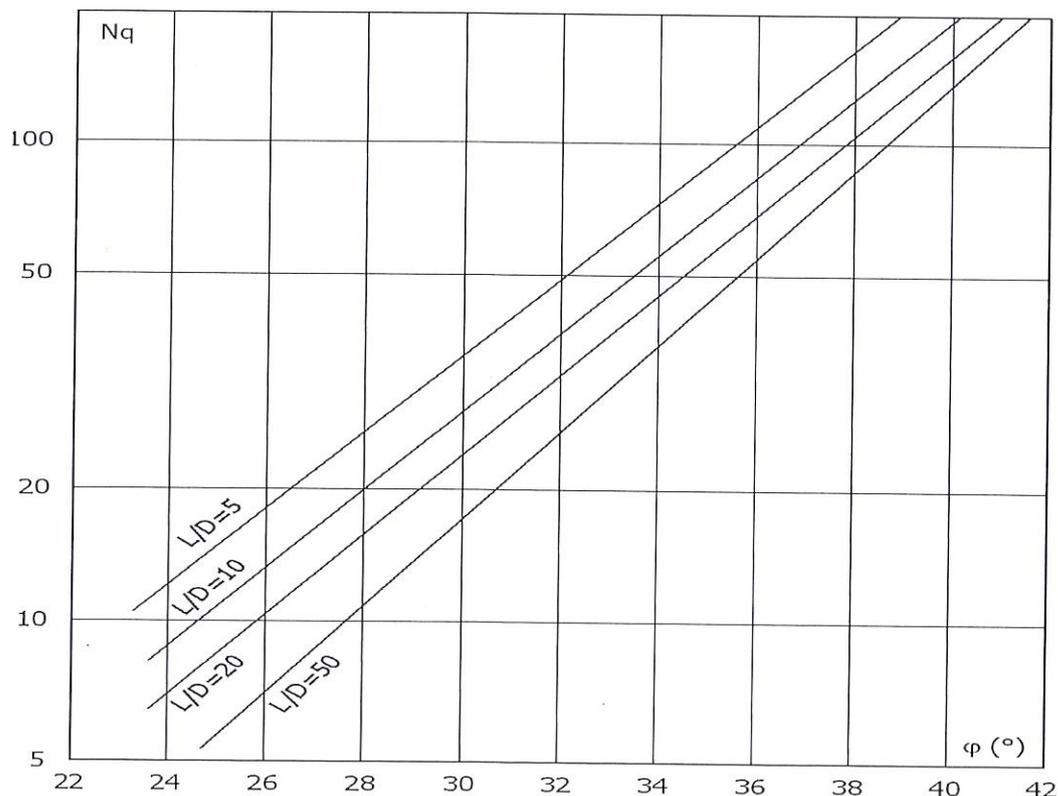
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

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

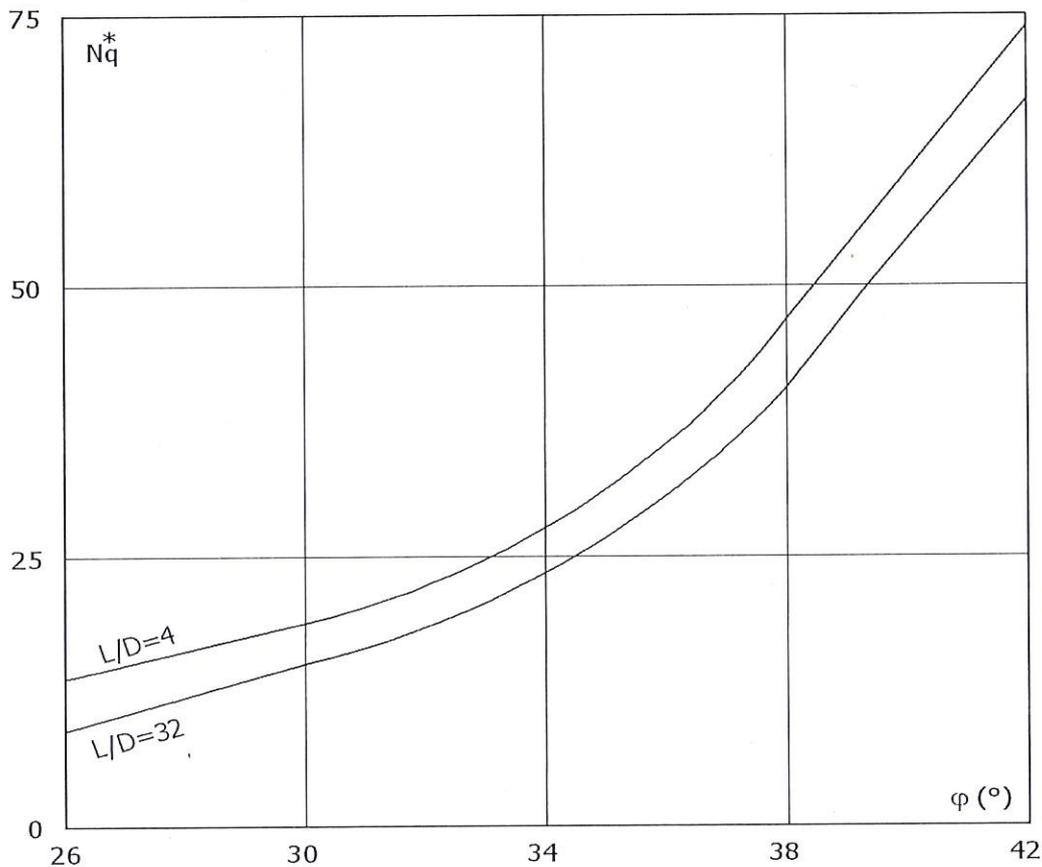
dove:

- 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 lunghezza del palo, D il diametro e ϕ l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
- 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. In condizioni 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). La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale 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 σ_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 μ 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 $\mu=A \cdot \tan\phi$, 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 $a=\alpha c_u$ con α 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.

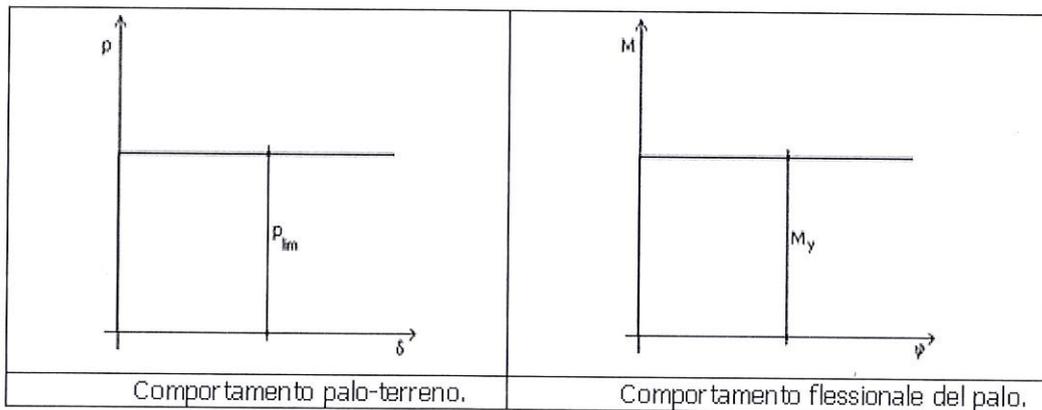
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

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:

1. 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;
2. forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
3. 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;
4. 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.

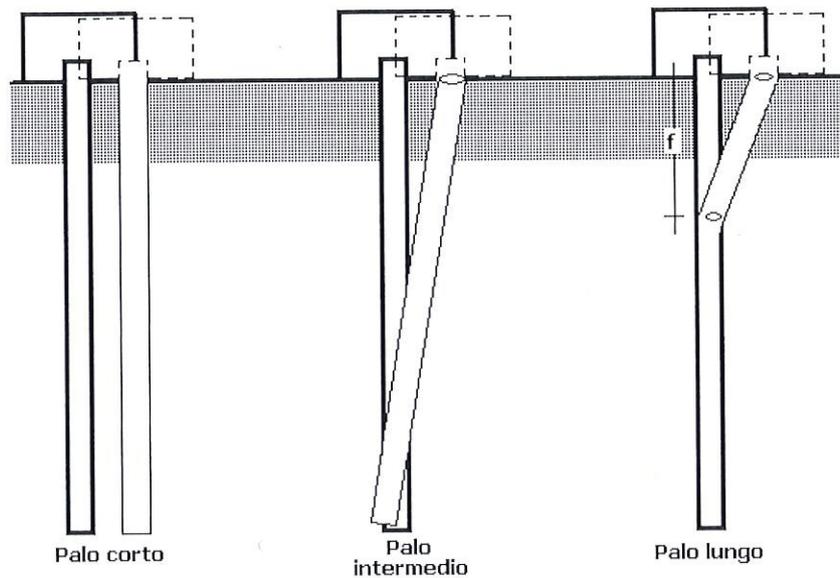


La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- 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).

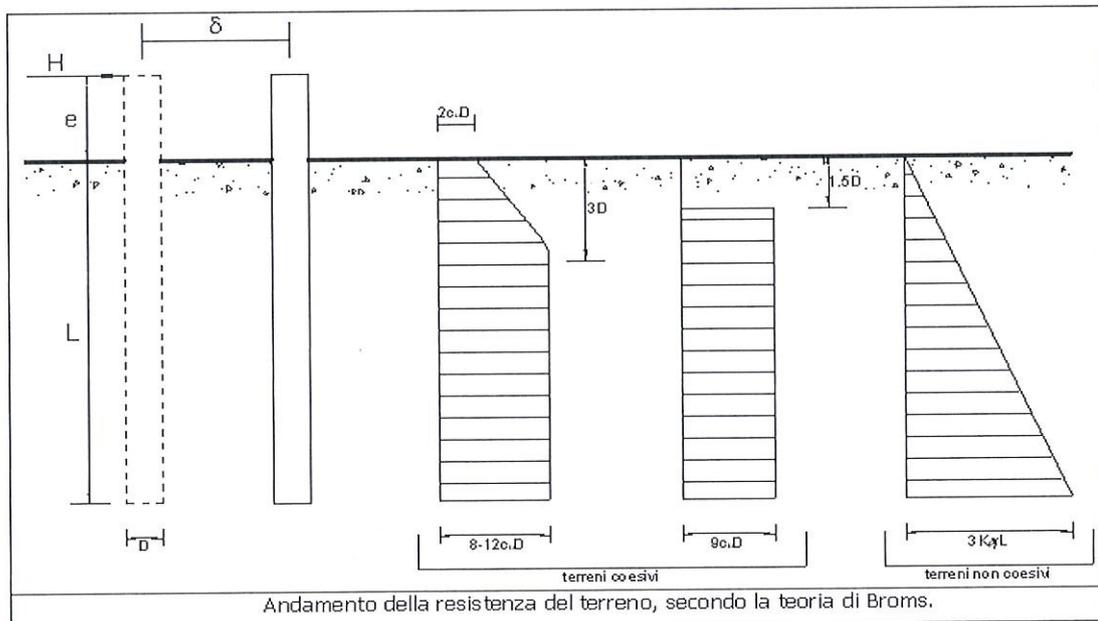
Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).



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).



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

- **Palo corto** ⇒ (plasticizzazione terreno);
- **Palo intermedio** ⇒ (plasticizzazione palo).
- **Palo 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 $p=3k_p \cdot \gamma \cdot L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_u D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_u D$ per

tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_u D$ per tutta la lunghezza del palo. La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

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_{lim} , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R). Nel caso in esame tali valori, come indicato nelle tabelle 6.4.II. 6.4.VI delle NTC 2018, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ_s	1.15	1.15	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25
Totale(*)	γ_t	1.15	1.30	1.25

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

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 ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2018, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Fattori di correlazione ξ per il calcolo 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

Coefficiente parziale γ_T da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T (R3)
1.30

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia Q_{max} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

Palo	QMaxV rt	QMaxO rz	QLimVr t	QLimV Pnt	QLimV Ltrl	QLimOr z	MMaxO rz	pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale			
								Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz

	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]			
Sezione 1												
Fila di pali n.2	22363	9496	43790	10227	33563	26392	30884	Palo Lungo	1,69	1,96	2,78	1,60

LEGENDA pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

Palo	Identificativo del palo.
QMaxVrt	Carico verticale di progetto allo SLU.
QMaxOrz	Carico orizzontale di progetto allo SLU.
QLimVrt	Carico limite verticale.
QLimVPnt	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta.
QLimVLtrl	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.
QLimOrz	Carico limite orizzontale.
MMaxOrz	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
Tipo Rottura	Modalita' di rottura per carico limite orizzontale(Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
Prof Cern	Profondita' della seconda cerniera plastica.
CS Vert	Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS]= Non significativo.
CS Oriz	Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS]= Non significativo.
CoeffZita	Fattore di correlazione in base al numero di indagini stratigrafiche significative.

Fisciano, 30/03/2022

Il Tecnico
Sessa Studio di Ingegneria
 (ing. Michele Sessa)



