

VARIANTE ALLA S.S. 1 "VIA AURELIA"
Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Via Aurelia - 3°Lotto
2° Stralcio Funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di San Venerio
COMPLETAMENTO

PRECEDENTI LIVELLI DI PROGETTAZIONE DELL'APPALTO INTEGRATO ORIGINALE

PD n°1861 del 09/07/03 aggiornato al 10/12/08 - Delibera CIPE n°60 del 02/04/08

PE n° 103 del 14/07/2011 - D.A. CDG-103321-P del 20/07/11

PVT n°112 del 21/01/16 aggiornata al 28/10/16 - D.A. CDG-92950-P del 21/02/17

Progetto Esecutivo Cantierabile Opere da Completare

PROGETTO ESECUTIVO

COD. GE266

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n. 1599

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Emiliano Paiella

VIStO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

**OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI
ASSE PRINCIPALE - VIADOTTO SAN VENERIO I**

NOTA TECNICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PILE E SPALLE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P00VI01STRRE03B			
D P G E 0 2 6 6	E 2 0	CODICE ELAB.	P 0 0 V I 0 1 S T R R E 0 3	B	-
D					
C					
B	Emissione in seguito ad istruttoria DIV		Dicembre 2020		
A	Emissione		Luglio 2020	Ing.	Ing.
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1	Elaborati di progetto esecutivo	2
2.2	Normativa	2
2.3	Riferimenti bibliografici	2
2.4	Programmi e fogli di calcolo	2
3.	DESCRIZIONE DI SINTESI DELLE OPERE	3
4.	MATERIALI	7
5.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	8
6.	CRITERI DI VERIFICA	9
6.1	Criteri normativi di verifica	9
6.1.1	Capacità portante sotto carico verticale	11
6.1.2	Capacità portante sotto carico trasversale	13
6.1.3	Calcolo dei cedimenti e spostamenti	20
6.1.4	Verifica strutturale dei micropali	20
7.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	22
7.1	Carichi in fondazione	23
7.2	Capacità portante sotto carico assiale	26
7.3	Capacità portante sotto carico trasversale	27
7.4	Cedimenti e spostamenti attesi	30
7.5	Verifica strutturale dei micropali	30
8.	CONCLUSIONI	35

ALLEGATO 1 – TABULATI DI USCITA DEL PROGRAMMA "IS PALIFICATE"

1. INTRODUZIONE

Il presente documento, facente parte del completamento del Progetto Esecutivo "Variante alla SS n. 1 Aurelia (Aurelia bis) - Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia", riguarda le verifiche delle fondazioni di pile e spalle del viadotto San Venerio I.

Nella relazione si riporta quanto di seguito.

- Documenti di riferimento
- Descrizione di sintesi delle opere
- Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento
- Criteri di verifica
- Verifica delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La relazione non contiene il calcolo delle azioni in fondazione né le verifiche strutturali delle zattere di fondazione, così come i criteri, i dati e il processo adottati per la definizione della successione stratigrafica e per la caratterizzazione geotecnica e sismica; tutti questi elementi sono oggetto di altri documenti di progetto, ai quali si rimanda per ogni dettaglio in merito.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Elaborati di progetto esecutivo

- [1]. "Relazione tecnica e di calcolo pile" P00VI01STRRE02
- [2]. "Relazione tecnica e di calcolo spalle" P00VI01STRRE05
- [3]. "Pianta fondazioni e impalcato, sezione longitudinale e trasversale" P00VI01STRDI01
- [4]. "Carpenteria spalla SA: Fondazione" P00VI01STRCP01
- [5]. "Carpenteria spalla SB: Fondazione" P00VI01STRCP02
- [6]. "Carpenteria plinti pile" P00VI01STRCP03

2.2 Normativa

- [7]. D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" Suppl. ord. n. 30 alla GU 4.02.2008, n. 29
- [8]. Circolare 2.02.2009, n. 617 – "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14.01.2008". GU n.47 del 26.02.2009 - Suppl. Ord. n.27

2.3 Riferimenti bibliografici

- [1]. Broms B.B. (1964) "Lateral resistance of piles in cohesive soils" Journ. Soil Mech. Found. Div. Proc. ASCE vol. XC SM2
- [2]. Broms B.B. (1964) "Lateral resistance of piles in cohesionless soils" Journ. Soil Mech. Found. Div. Proc. ASCE vol. XC SM3
- [9]. Bustamante M., Doix B. (1985) "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, nov-déc. 1985 – Ref. 3047, pp. 75-92.

2.4 Programmi e fogli di calcolo

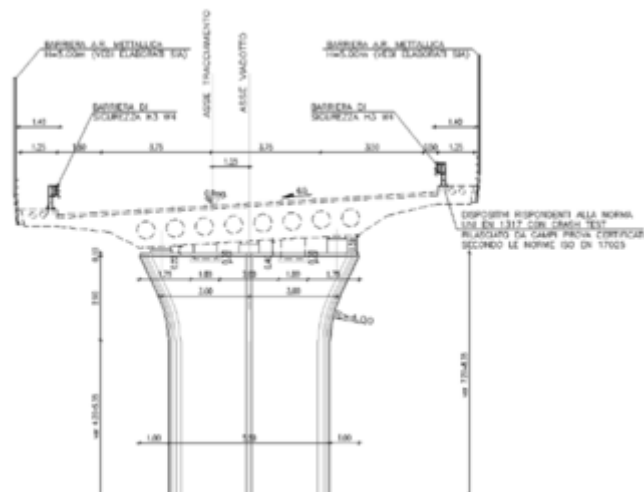
- [10]. "IS Palificate" CDM Dolmen <https://www.cdmdolmen.it/Prodotti/ispl.htm>
- [11]. "Progetti e calcoli di geotecnica con Excel" a cura di P. Iasiello, R.Nori, M.Mancina, editrice DEI

3. DESCRIZIONE DI SINTESI DELLE OPERE

Il viadotto "San Venerio 1" è costituito da un solo impalcato che ospita la via principale a doppio senso di marcia ed è composto da n°4 campate a luci uguali e pari a 25 m, per una lunghezza complessiva di 100 m. La larghezza dell'impalcato è pari a m.15.50, dei quali m 13.00 per la carreggiata stradale e m 2x1.25 per i marciapiedi laterali.



F 1. Viadotto San Venerio I – Planimetria generale



F 2. Viadotto San Venerio I - Sezione trasversale

La struttura dell'impalcato è costituita da un solettone in c.a.p. gettato in opera, a sezione pseudo-trapezia alleggerito con 8 fori $\varnothing 50\text{cm}$. Per una lunghezza di 8.0m. a cavallo delle pile e per 2m. dalle spalle, il solettone presenta sezione piena. L'altezza è di 1.20m. Il solettone è precompresso da 14 cavi con 19 trefoli ad andamento curvo. Le fasi costruttive prevedono la realizzazione graduale con relativa precompressione di ciascuna campata, come meglio descritto negli elaborati grafici.

Il precedente progetto andato in appalto prevedeva fondazioni su pali di diametro 1200mm, e più in particolare:

- n. 15 pali di lunghezza 31m per ciascuna spalla;
- n. 8 pali di lunghezza 35m per ciascuna pila.

Un progetto di variante approvato ha previsto una modifica delle fondazioni, col passaggio da pali di grande diametro a micropali di diametro 300mm, armati con tubi in acciaio S355, di diametro esterno 219.1mm e spessore 10mm. In particolare:

- le spalle erano fondate su n. 112 micropali di lunghezza 12m;
- le pile erano fondate su n. 32 micropali di lunghezza 15m.

Nella precedente fase di costruzione, i micropali di fondazione erano già stati realizzati e sono dunque attualmente presenti in sito, così come la zattera di fondazione della spalla B. Sui micropali delle pile sono state eseguite alcune prove di carico, due delle quali hanno dato esito non idoneo (collasso a compressione del palo di prova in un caso, collasso a trazione di uno dei pali di contrasto nell'altro).

Il presente progetto di completamento prevede, dopo la demolizione della zattera di fondazione della spalla B, la realizzazione di ulteriori micropali, sia per la fondazione delle pile che per quella delle spalle, interposti a quelli esistenti. I nuovi micropali in progetto saranno di lunghezza tale che il tratto sufficiente a garantire la capacità portante sarà posto interamente sotto la base dei micropali esistenti, in modo da evitare interferenze con questi ultimi (nelle verifiche di capacità portante sotto carico verticale, come dettagliato nel seguito, non si terrà conto del tratto di sovrapposizione coi micropali esistenti).

I micropali delle pile saranno tagliati in sommità, per un tratto di 1.1m di lunghezza, in modo da svincolarli completamente dalla fondazione. Si noti che

I micropali esistenti alla base delle spalle saranno invece mantenuti inghisati nella zattera di fondazione e collaboreranno a sostenere i carichi orizzontali (non quelli verticali).

Il presente progetto di completamento prevede dunque:

- n. 38 nuovi micropali di lunghezza $L = 30\text{m}$ per le pile;
- n. 118 nuovi micropali, di lunghezza $L = 25\text{m}$, per le spalle.

Le lunghezze indicate comprendono 1m di immorsamento nella zattera di fondazione.

Le fasi realizzative sono così articolate:

- demolizione della zattera di fondazione della spalla B e del tratto sommitale dei micropali delle pile per 1.1m di lunghezza;
- realizzazione dei nuovi micropali di fondazione in progetto;
- realizzazione di un getto di calcestruzzo magro di regolarizzazione;
- realizzazione delle nuove fondazioni in progetto (e quindi delle strutture in elevazione).

Le figure seguenti mostrano le fondazioni rispettivamente delle pile e delle spalle nella configurazione prevista dal presente progetto di completamento.

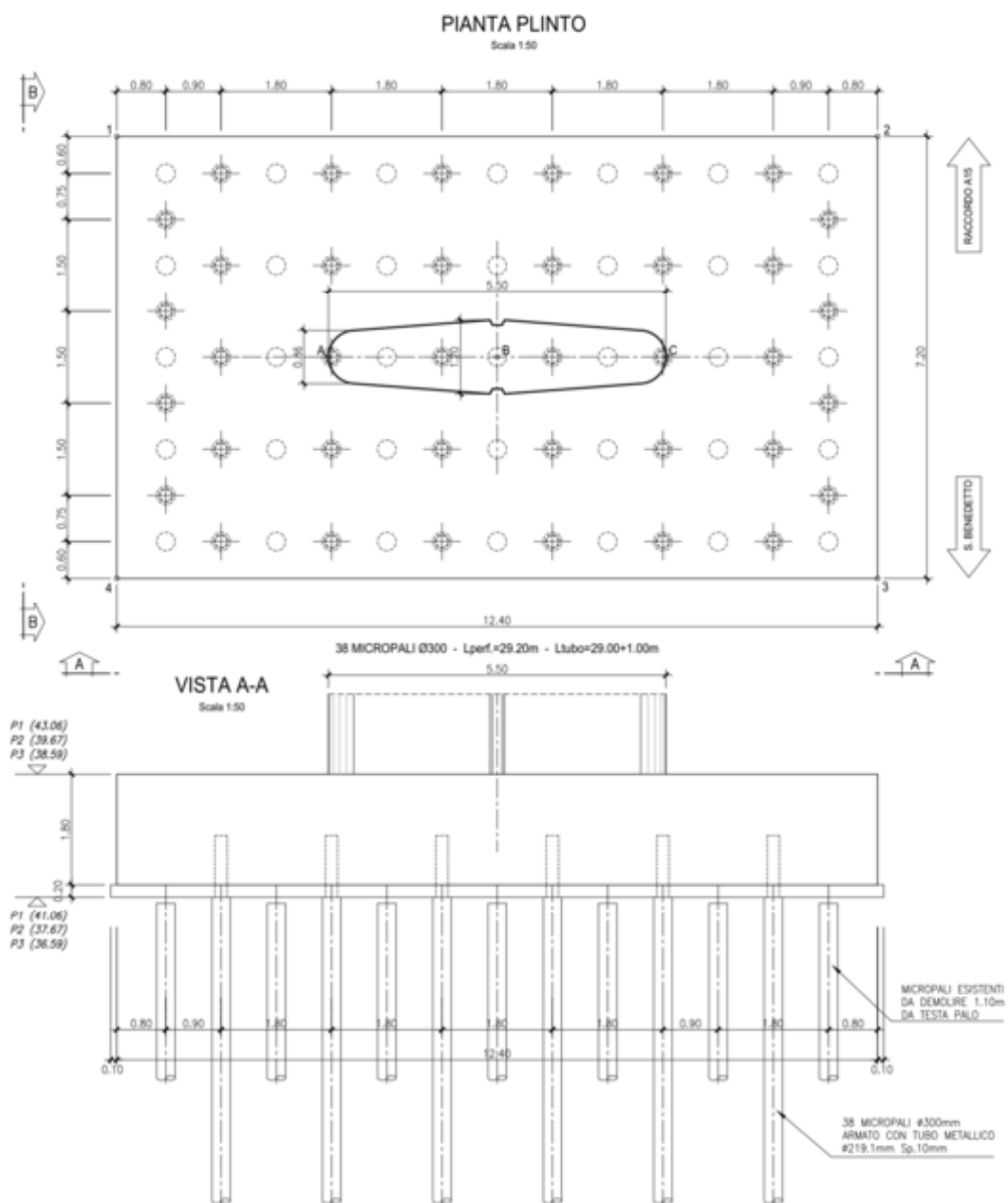


Figura 1. Fondazione pile: pianta e sezione

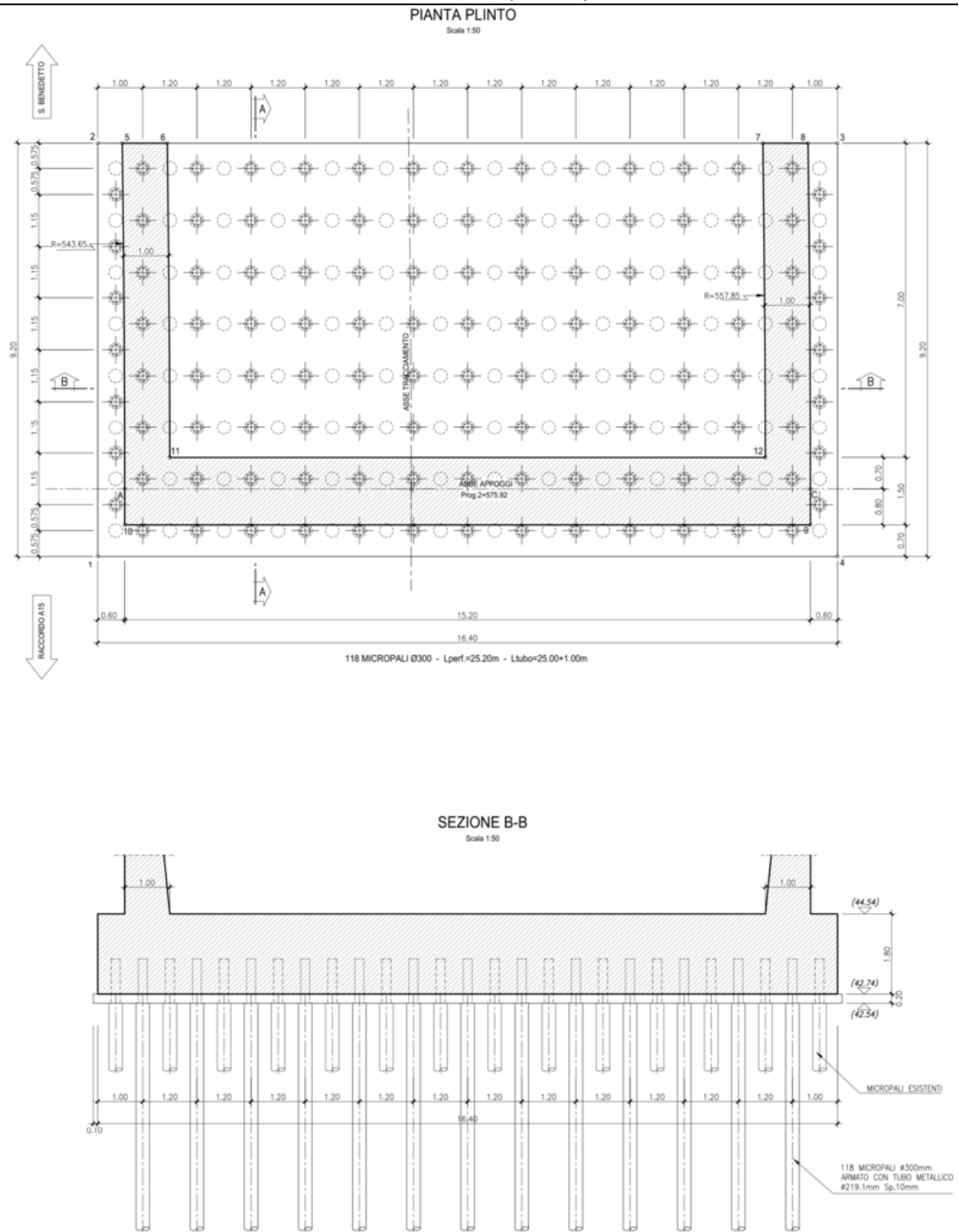


Figura 2. Fondazione spalle: pianta e sezione

I micropali delle spalle già realizzati saranno solidarizzati a livello strutturale con le zattere di fondazione.

4. MATERIALI

Acciaio per micropali (tubi)

- Acciaio S355
- Soglia di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa
- Copriferro min. = 30mm

Miscele cementizie per micropali

- Getto a gravità nei primi 15m da testa micropalo
- Iniezione in pressione in mandata unica (IGU) per il tratto restante
- Cemento R32.5
- Acqua 600 kg/mc
- Cemento 1200 kg/mc
- Eventuali additivi 10-20 kg/mc
- peso specifico 1.80 t/mc

Calcestruzzo magro di allettamento

- C12/15

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO

I terreni di fondazione lungo il viadotto sono costituiti in prevalenza da argilliti e calcari di Canetolo e, nella seconda metà, dalle Arenarie del Bratica, sebbene queste interessino solo i primi metri sotto la quota di intradosso fondazioni.

Rimandando agli specifici elaborati geologici e geotecnici per ogni dettaglio in merito alla caratterizzazione, in quanto segue si assumeranno i seguenti valori dei parametri di interesse per il calcolo, secondo quanto dettagliato anche nei paragrafi su criteri e assunzioni di calcolo, più avanti in questo documento.

Peso di volume

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

Parametri di resistenza

$$c = 30 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 28^\circ$$

Tensione tangenziale limite lungo il fusto dei micropali:

$$q_s = 0 \text{ kPa} \quad 0 \div 15 \text{ m da quota di testa micropali}$$

$$q_s = 180 \text{ kPa} \quad > 15 \text{ m da quota di testa micropali}$$

Moduli elastici operativi:

$$E_{oper} = 40 \text{ MPa} \quad 0 \div 15 \text{ m da quota di testa micropali};$$

$$E_{oper} = 150 \text{ MPa in direzione orizzontale} \quad z > 15 \text{ m da quota di testa micropalo};$$

$$E_{oper} = 300 \text{ MPa in direzione assiale} \quad z > 15 \text{ m da quota di testa micropalo}.$$

6. CRITERI DI VERIFICA

6.1 Criteri normativi di verifica

Dal punto di vista normativo, i micropali sono trattati secondo gli stessi criteri dei pali. 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.

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC 2008 le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

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 svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M1+R2); tuttavia nel caso specifico, trattandosi di fondazioni pienamente immerse in un piano campagna circa orizzontale, tale verifica non risulta pertinente.

Le verifiche sul raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei micropali (zattera di fondazione) sono riportate nelle relazioni di calcolo ai doc. rif. [1] e [2].

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, ancora tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti (Tabella 6-1, Tabella 6-2, Tabella 6-3), seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M1 + R2

Approccio 2:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Nella fattispecie è stato utilizzato l'Approccio 2.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_{Rd}	(M1)	(M2)	(M3)
Permanenti	Favorevole	1,0	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,1	1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	1,0	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,1	1,1	1,1
Variabili	Favorevole	1,0	0,9	0,9	0,9
	Sfavorevole		1,1	1,1	1,1

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

Tabella 6-1 - Coefficienti parziali da applicare alle azioni caratteristiche

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_{Rd}	(M1)	(M2)
Angolo dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_1$	1,0	1,0	1,15
Coeficiente d'attrito	ϕ_1	1,0	1,0	1,15
Resistenza non drenata	c_u	1,0	1,0	1,1
Pressioni verticali di calcolo	σ	1,0	1,0	1,0

Tabella 6-2 - Coefficienti parziali da applicare ai parametri del terreno caratteristici

Secondo quanto definito nel Par. 6.4.3.1.1 delle NTC 2008 (doc. rif.[7]), il valore di progetto R_d della resistenza dei pali soggetti a carichi assiali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali riportati in Tabella 6-3, con specifico riferimento a quelli per i pali trivellati, a cui possono essere assimilati i micropali previsti in progetto.

VERIFICA	Coeff. parziale	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Punta	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.70	1.35	1.0	1.60	1.30
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.60	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

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

Tabella 6-3 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

La capacità portante calcolata tenendo conto dei fattori di sicurezza parziali sulle resistenze (γ_R) di cui sopra, deve essere ulteriormente abbattuta secondo coefficienti di correlazione ξ che dipendono dal

metodo di calcolo adottato per la capacità portante stessa e riportati in apposite tabelle nella normativa citata.

Avendo calcolato la capacità portante in base a metodi analitici, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 riportati nella Tabella 6-4, in funzione del numero di verticali di indagine:

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

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

Numero 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

Tabella 6-4 - Fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate

Nel caso in esame, si dispone di due sondaggi lungo il viadotto e una caratterizzazione stratigrafica e geotecnica uniforme, si avrà

$$\xi_3 = \xi_4 = 1.70$$

e

$$(R_{c,cal})_{media} = (R_{c,cal})_{min}$$

Ne consegue un unico valore risultante di $R_{c,k}$.

Per le verifiche in condizioni sismiche si è tenuto conto di quanto indicato nella normativa di riferimento, che al par. 7.11.5.3 prescrive, per le verifiche in oggetto, di fare riferimento ai fattori parziali di sicurezza R3 (riportati anche nella Tabella 6-3) e di considerare fattori parziali sui carichi tutti unitari. Criteri e assunzioni di calcolo

6.1.1 Capacità portante sotto carico verticale

La portata laterale di un micropalo può essere calcolata in accordo alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985, doc. rif. [1]) secondo la formula:

$$Q_{lat} = \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot q_s \cdot L$$

In cui:

α = fattore amplificativo del diametro teorico, funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione

D_{perf} = diametro di perforazione

q_s = azione tangenziale limite lungo il fusto, funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione

L = lunghezza del micropalo

Per il fattore α , che consente di passare dal diametro teorico al diametro reso, maggiorato dalla pressione di iniezione, Bustamante e Doix rimandano alla tabella riportata a seguire.

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Tabella 6-5. Valori del coefficiente α e volume di iniezione consigliato (da Bustamante e Doix, 1985)

Come già anticipato in precedenza, nelle verifiche di portata nei confronti del carico assiale sono stati completamente trascurati i primi 15m da testa micropalo (sovrapposizione coi micropali esistenti) e si è tenuto conto unicamente della parte restante, fino alla base dei micropali.

Per la resistenza tangenziale unitaria q_s è stato dunque assunto:

$q_s = 0$ 0÷15m da testa micropalo

$q_s = 180$ kPa >15m da testa micropalo

La portata di base è stata trascurata, come da prassi frequente nel caso dei micropali, che portano prevalentemente per adesione sulla superficie laterale.

6.1.2 Capacità portante sotto carico trasversale

La portata sotto carico trasversale è stata calcolata secondo il classico metodo di Broms (1964, doc. rif. [1] e [2]), implementato mediante un foglio di calcolo distribuito dalla casa editrice DEI (doc. rif. [11]).

Il meccanismo di rottura assunto dall'autore si basa sull'assunzione che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno e del palo sia di tipo rigido perfettamente plastico.

Inoltre, in accordo alla teoria, i possibili meccanismi di rottura che possono generarsi sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo" per pali impediti di ruotare alla testa.

I 3 differenti meccanismi possono generarsi in funzione del momento di plasticizzazione M_y della sezione del palo, ossia il momento in corrispondenza del quale si forma una cerniera plastica:

- A) palo corto: si verifica quando il momento massimo nel palo $M_{max,z=0} < M_y$
- B) palo intermedio: si verifica quando il momento massimo alla testa del palo ($z=0$) raggiunge il valore del momento di plasticizzazione del palo $M_{max,z=0} = M_y$ e quando il momento massimo lungo il palo ($z>0$) non raggiunge il valore del momento di plasticizzazione del palo $M_{max,z>0} < M_y$.
- C) palo lungo: si verifica quando il momento massimo alla testa del palo ($z=0$) raggiunge il valore del momento di plasticizzazione del palo $M_{max,z=0} = M_y$ (condizione che sussiste anche nel palo intermedio), il momento massimo lungo il palo ($z>0$) raggiunge il valore del momento di plasticizzazione del palo $M_{max,z>0} = M_y$.

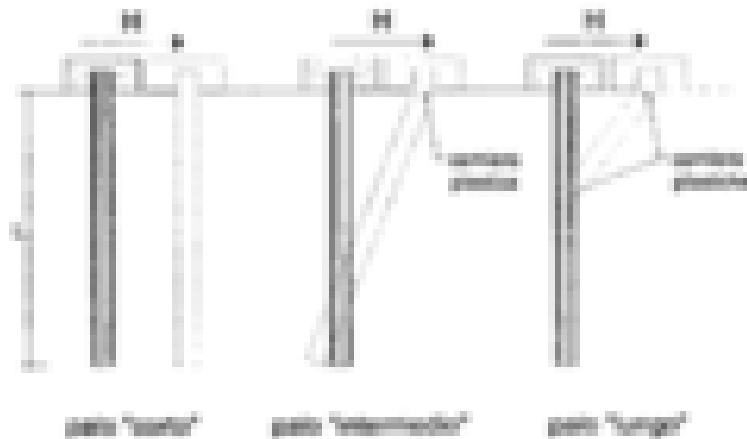


Figura 3 – Meccanismi di rottura possibili per un palo vincolato alla testa sottoposto a carichi orizzontali

Terreno a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente. Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata con reazione nulla fino a $1.5 d$ e costante con valore $9 c_u \cdot d$ per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.

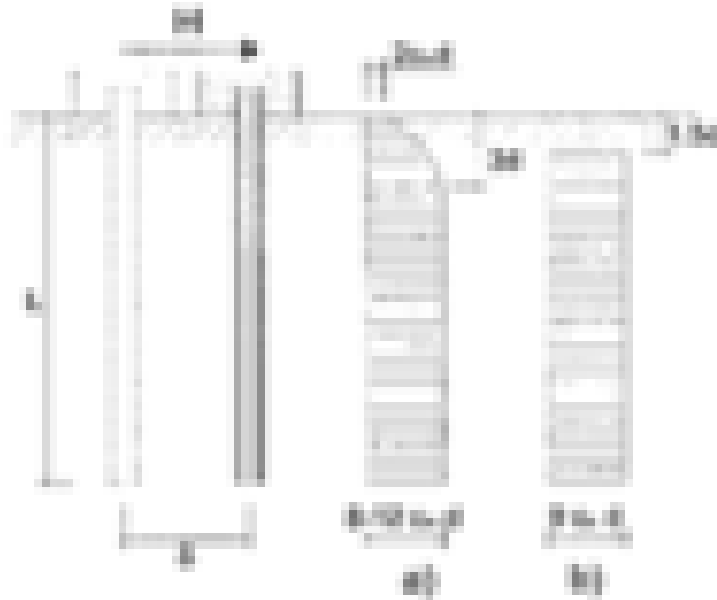


Figura 4 – Distribuzione di resistenza di un palo vincolato in testa sottoposto a carichi orizzontali in terreno coesivo

Considerato che i pali sono impediti di ruotare alla testa, facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio, è possibile calcolare il carico limite orizzontale in caso di terreni coesivi per i tre meccanismi di rottura suddetti:

Per palo corto, nel quale non sarà mai raggiunto il valore del momento di plasticizzazione all'interno del palo:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50 \right)$$

Naturalmente, occorre verificare che $M_{max} \leq M_y$ per assumere comportamento di palo corto.

$$M_{max} = 4,5 \cdot c_u \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 - 10,125 \cdot c_u \cdot D^3$$

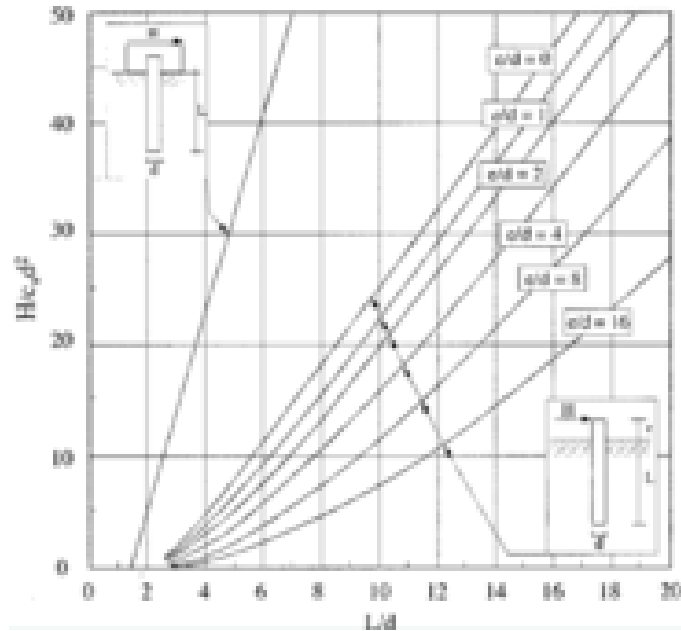


Figura 5 – Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare alla testa, in terreni coesivi

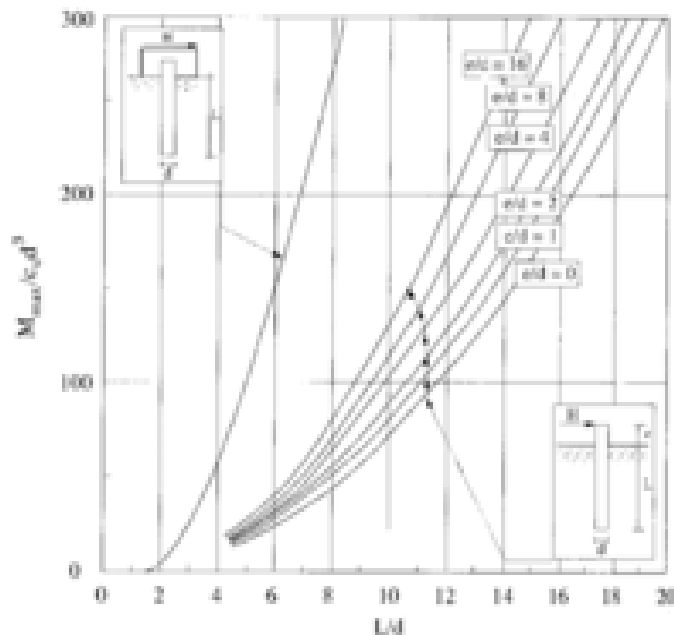


Figura 6 – Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa in terreni coesivi

Se ci si trova in condizione di palo intermedio, vuol dire che $M_{max,z=0} = M_y$, poiché si è avuta la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione:

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} - 1,50\right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,5} \quad \text{palo intermedio}$$

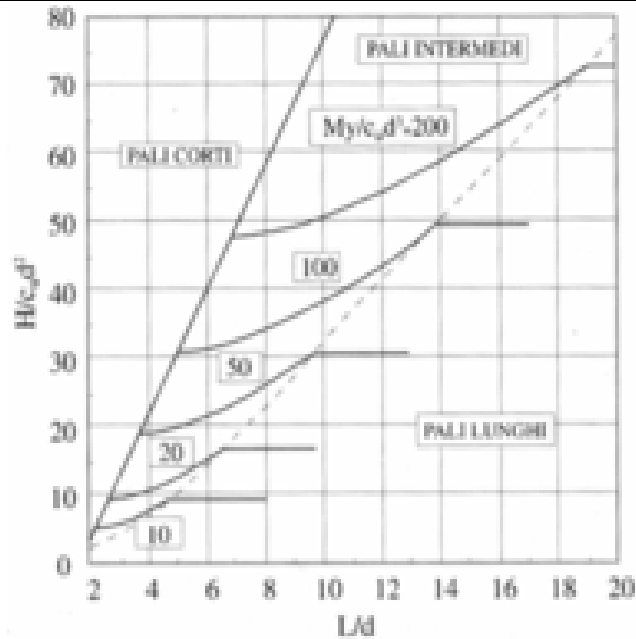


Figura 7 – Valore limite di H per pali intermedi, liberi o impediti di ruotare in testa

Nel caso di palo lungo, oltre alla prima cerniera in superficie, un'altra cerniera plastica si formerà lungo il fusto del palo ad una determinata profondità ed il carico limite si valuta con la seguente formula:

$$H_{lim} = -13 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

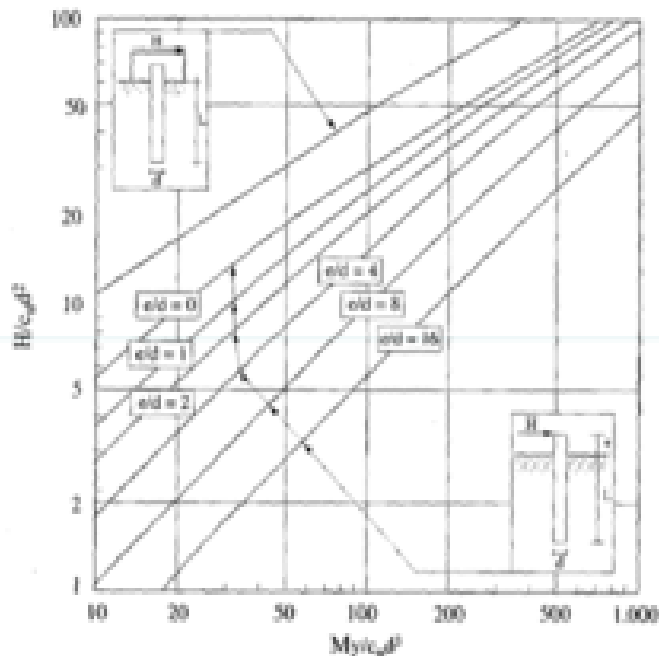


Figura 8 – Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati in modo diverso:

- il meccanismo di palo "corto" è influenzato oltreché dal diametro, dalla lunghezza del palo e dalla resistenza esercitata dal terreno:

$$H_{lim} = f(c_u, D, L)$$

- il meccanismo di palo "intermedio" è influenzato oltreché dal diametro, dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno;

$$H_{lim} = f(c_u, D, L, M_y)$$

- il meccanismo di palo "lungo" è influenzato oltreché dal diametro del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno, prescindendo dalla lunghezza del palo.

$$H_{lim} = f(c_u, D, M_y)$$

Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot L$$

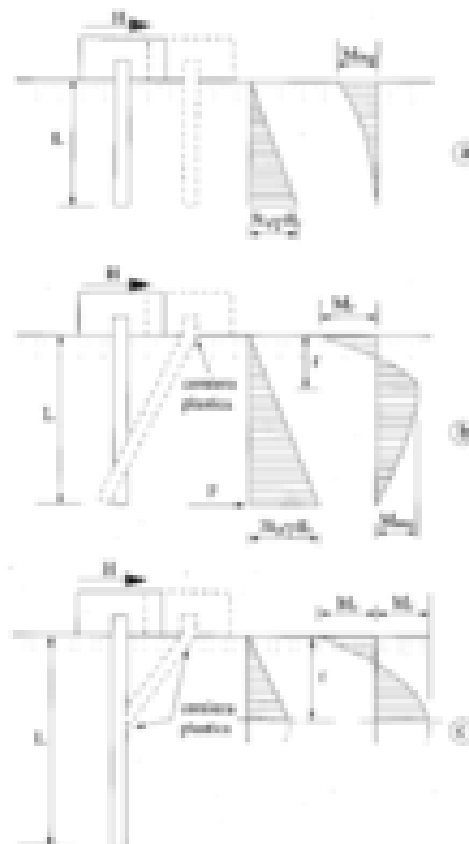


Figura 9 – Meccanismi di rottura possibili per un palo vincolato alla testa sottoposto a carichi orizzontali

Per palo corto, nel quale non sarà mai raggiunto il valore del momento di plasticizzazione all'interno del palo:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2$$

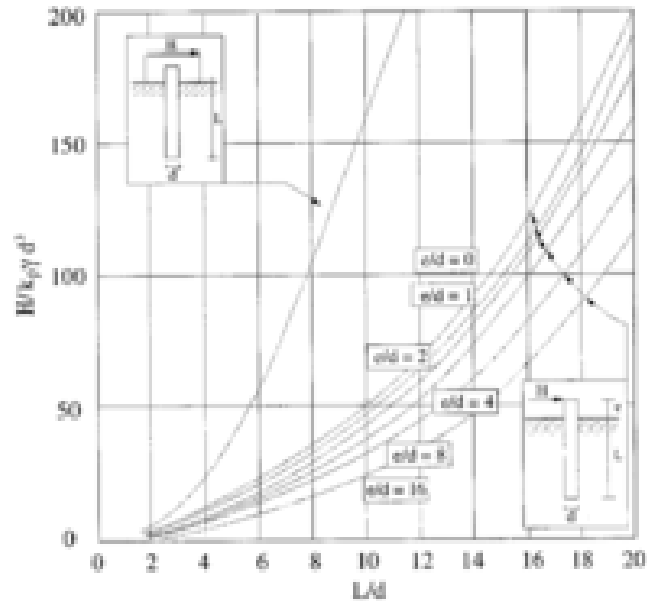


Figura 10 – Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare alla testa, in terreni incoerenti

Naturalmente, per quanto spiegato in precedenza occorre verificare che $M_{max} \leq M_y$ per assumere comportamento di palo corto.

$$M_{max} = k_p \cdot \gamma \cdot D^4 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^3$$

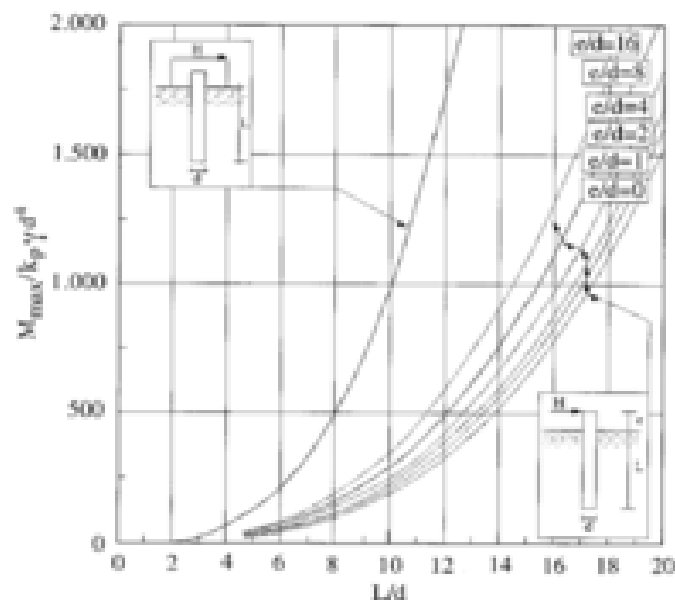


Figura 11 – Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa in terreni incoerenti

Se ci si trova in condizione di palo intermedio, vuol dire che $M_{max,z=0} = M_y$, poiché si è avuta la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione:

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

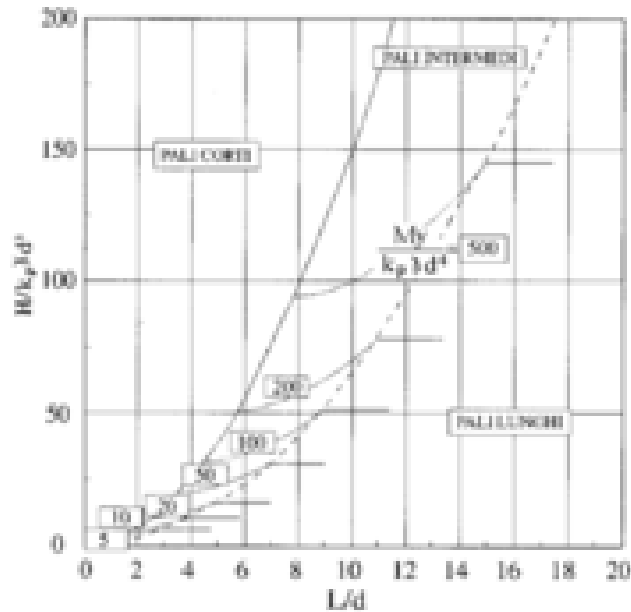


Figura 12 – Valore limite di H per pali intermedi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

Nel caso di palo lungo, oltre alla prima cerniera in superficie, un'altra cerniera plastica si formerà lungo il fusto del palo ad una determinata profondità ed il carico limite si valuta con la seguente formula:

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)^2}$$

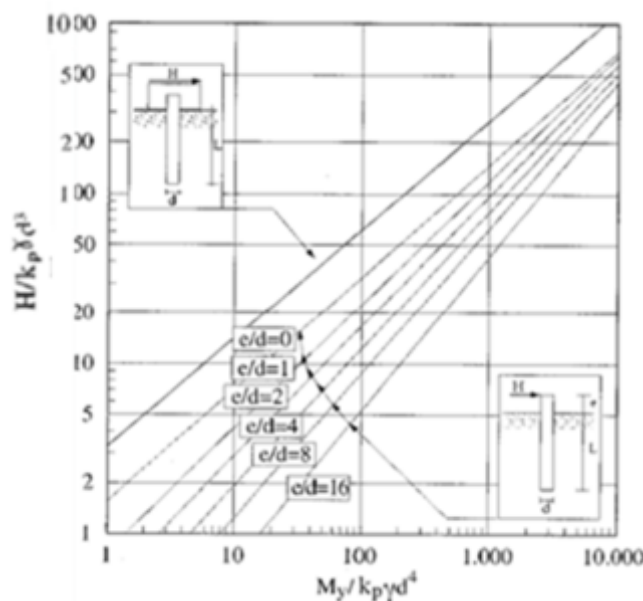


Figura 13 – Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati in modo diverso. In tal caso essendo in terreno incoerente:

- il meccanismo di palo "corto" è influenzato oltreché dal diametro, dalla lunghezza del palo e dalla resistenza esercitata dal terreno:

$$H_{lim} = f(k_p, \gamma, D, L)$$

- il meccanismo di palo "intermedio" è influenzato oltreché dal diametro, dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno;

$$H_{lim} = f(k_p, \gamma, D, L, M_y)$$

- il meccanismo di palo "lungo" è influenzato oltreché dal diametro del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno, prescindendo dalla lunghezza del palo.

$$H_{lim} = f(k_p, \gamma, D, M_y)$$

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,70.

6.1.3 Calcolo dei cedimenti e spostamenti

Il calcolo dei cedimenti e spostamenti è stato condotto mediante il codice di calcolo "IS Palificate", che tiene conto dell'interazione palo-palo e dell'interazione palo-terreno.

6.1.4 Verifica strutturale dei micropali

La verifica, condotta mediante il foglio Excel "Micropali.xls" allegato alla pubblicazione DEI di cui al doc. rif. [11], considera il momento agente in testa (nell'ipotesi di incastro a testa micropalo) dato da:

$$M = T/(2b)$$

con:

$$b = [k \cdot D / (4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})]^{0.25}$$

E_{arm} = modulo elastico dell'acciaio

J_{arm} = momento d'inerzia della sezione metallica del micropalo

Da cui si determina:

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

Variante alla S.S.1 "Via Aurelia" Viabilità di accesso all'hub di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S.1 Aurelia – 3° Lotto
2° Stralcio funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di S. Venerio
Completamento – PE

Viadotto S. Venerio I – Nota tecnica di calcolo fondazioni pile e spalle

21

E da queste la tensione ideale secondo il criterio di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$

Che deve risultare

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

7. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

I micropali esistenti sono stati del tutto trascurati nelle verifiche di capacità portante sotto carichi assiali per tutte le fondazioni, cioè sia per le pile che per le spalle.

Nelle verifiche di resistenza geotecnica e strutturale sotto carico trasversale, per il solo caso delle spalle si sono considerati reagenti anche i micropali attualmente esistenti, che saranno a tutti gli effetti immorsati nelle zattere di fondazione come quelli in progetto da realizzare, di cui hanno la stessa sezione e gli stessi materiali, dunque le medesime caratteristiche di resistenza.

Nel caso delle spalle, dunque, le azioni orizzontali massime calcolate sono state distribuite non su 118 micropali, bensì su $(118+112) = 230$ micropali.

Si ribadisce che ciò vale solo per i carichi trasversali sulle spalle: nel caso delle pile, le verifiche di resistenza geotecnica e strutturale sotto carico trasversale sono state condotte considerando solo i micropali in progetto ancora da realizzare (del resto, per le pile i micropali esistenti saranno tagliati, quindi non avranno un legame strutturale al plinto di fondazione).

Per la verifica delle fondazioni si è seguita la procedura sotto descritta.

1. Si è fatto riferimento alle risultanti dei carichi a baricentro intradosso fondazione, nelle condizioni rilevanti, indicati nelle relazioni di calcolo delle pile e delle spalle;
2. Da questi si è risaliti, attraverso una ripartizione effettuata mediante il codice di calcolo "IS Palificate", ai carichi sui singoli micropali e quindi ai carichi massimi di verifica.
3. Le verifiche di capacità portante sono state condotte ancora con lo stesso programma di calcolo, così come il calcolo di spostamenti e cedimenti.
4. Le verifiche di capacità portante sotto carichi trasversali sono state condotte con il foglio di calcolo "PaliForzeOrizzontali.xls", (a cura di lasiello *et al.*, doc. rif. [11]) distribuito dalla casa editrice DEI, che implementa il metodo descritto nel par. 6.1.2.
5. Le verifiche strutturali dei micropali sono state condotte con il foglio di calcolo "Micropali.xls" (a cura di lasiello *et al.*, doc. rif. [11]) distribuito dalla casa editrice DEI, che implementa il metodo descritto nel par. 6.1.4.

Il programma "IS Palificate" consente la progettazione completa (geotecnica e strutturale) delle palificate di fondazione, consentendo fra l'altro di applicare in modo automatico i coefficienti di sicurezza previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e 2008 (o altri definiti dall'utente, in modo da potere adattare le verifiche a tutte le principali normative internazionali).

Il programma consente di analizzare pali infissi, trivellati, a elica continua, a vite e micropali, come nel caso in esame, riguardo ai quali permette di gestire diverse tipologie di iniezione: colatura, iniezioni a bassa pressione, iniezione IGU e iniezione IRS.

L'utente può scegliere tra diverse correlazioni per la valutazione della portata di base (tra i metodi implementati per i pali vi sono quelli di Jamiolkowski e Lancellotta, Reese e O'Neill, Berezantzev, AGI e quelli basati sulle prove penetrometriche statiche e dinamiche), della portata laterale (tra le teorie proposte vi sono Reese, Meardi, Bustamante e Doix -adottata nel caso presente come indicato al capitolo precedente-, Kulhavy, Meyerhof), e della resistenza trasversale.

IS Palificate può effettuare il calcolo con tutte le teorie disponibili e valutarne il valore medio, massimo o minimo e la media pesata.

Il programma esegue inoltre le verifiche meccaniche del palo a stato limite ultimo (pressoflessione, taglio, carico di punta) oltre che le verifiche in esercizio (tensione massima, fessurazione), secondo la tipologia costruttiva.

Il programma calcola i cedimenti e gli spostamenti dei pali utilizzando formulazioni tratte da letteratura tecnica secondo la tipologia di palo e di terreno; il cedimento di gruppo è valutato con il metodo dei fattori di interazione (Poulos).

I tabulati di ingresso e uscita delle analisi con "IS Palificate" sono riportati in Allegato 1.

7.1 Carichi in fondazione

Le risultanti dei carichi a baricentro intradosso fondazione delle pile sono tratte dalla relazione al doc. rif. [1] e sono riportate di seguito.

SLU - Pila1				
N	MX	MY	TX	TY
[KN]	[KN.m]	[KN.m]	[KN]	[KN]
-25992	8641	1295	158	160
-24789	11504	1290	157	160
-23331	5528	1315	160	269

SLU - Pila2				
N	MX	MY	TX	TY
[KN]	[KN.m]	[KN.m]	[KN]	[KN]
-25736	9062	710	65	158
-24446	11882	710	65	157
-24019	6409	749	68	160

SLU - Pila3				
N	MX	MY	TX	TY
[KN]	[KN.m]	[KN.m]	[KN]	[KN]
-26609	8954	1318	115	157
-25407	11590	1315	114	156
-23877	6404	1339	116	267

Tabella 7-1. Pile: risultanti a intradosso baricentro fondazione in condizioni statiche

Variante alla S.S.1 "Via Aurelia" Viabilità di accesso all'hub di La Spezia
 Lavori di costruzione della variante alla S.S.1 Aurelia – 3° Lotto
 2° Stralcio funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di S. Venerio
 Completamento – PE

Viadotto S. Venerio I – Nota tecnica di calcolo fondazioni pile e spalle

24

Per le condizioni sismiche, sono stati considerati per tutte le tre pile i carichi calcolati per la pila 3, che risultano i più gravosi.

SLV - Pila1, 2, 3				
N	MX	MY	TX	TY
[KN]	[KN.m]	[KN.m]	[KN]	[KN]
-16269	5191	2454	226	463

Tabella 7-2. Pile: risultanti a intradosso baricentro fondazione in condizioni sismiche

Per le spalle, si è fatto riferimento alle azioni in condizioni A1+M1 calcolate nella "Relazione tecnica e di calcolo spalle" P00VI01STRRE05 al doc. rif. [2], e riportate di seguito per completezza.

COMB.	N	HI	Ht	MI	Mt
	kN	kN	kN	kNm	kNm
1	39581	3316	159	-34584	9444
2	50430	4186	159	-39710	9444
3	37435	3108	266	-29599	8660
4	48284	3979	266	-34725	8660
5	36217	3316	159	-21464	15130
6	47066	4186	159	-26589	15130
7	34912	3108	266	-19759	12925
8	45761	3979	266	-24885	12925
9	37435	3291	159	-30929	7513
10	48284	4161	159	-36055	7513
11	30996	2487	266	-14645	2867
12	41845	3357	266	-19771	2867
13	34912	3291	159	-21089	11778
14	45761	4161	159	-26215	11778
15	30996	2487	266	-14645	2867
16	41845	3357	266	-19771	2867
17	37435	3108	184	-29599	7690
18	48284	3979	184	-34725	7690
19	30996	2487	266	-14645	2867
20	41845	3357	266	-19771	2867
21	34912	3108	184	-19759	11955
22	45761	3979	184	-24885	11955
23	30996	2487	266	-14645	2867
24	41845	3357	266	-19771	2867
25	30996	2487	266	-14645	2469
26	41845	3357	266	-19771	2469

Tabella 7-3. Spalle: risultanti a intradosso baricentro fondazione in condizioni statiche

COMB.	N	HI	Ht	MI	Mt
	kN	kN	kN	kNm	kNm
1	32148	4870	5723	-23759	25108
2	30332	4709	5723	-23309	24773
3	32716	9860	1832	-41710	8639
4	30899	9699	1832	-41260	8304
5	34267	4970	1743	-23639	8268
6	28212	4432	1743	-22141	7152

Tabella 7-4. Spalle: risultanti a intradosso baricentro fondazione in condizioni sismiche

Variante alla S.S.1 "Via Aurelia" Viabilità di accesso all'hub di La Spezia
 Lavori di costruzione della variante alla S.S.1 Aurelia – 3° Lotto
 2° Stralcio funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di S. Venerio
 Completamento – PE

Viadotto S. Venerio I – Nota tecnica di calcolo fondazioni pile e spalle 25

Le combinazioni indicate per le pile (Tabella 7-1, Tabella 7-2) sono state tutte analizzate; per le spalle, fra le combinazioni di carico indicate in Tabella 7-3 e Tabella 7-4 sono state assunte quelle individuate come più gravose in quanto massimizzano il carico verticale e/o l'eccentricità, e in particolare sono state analizzate le combinazioni con riferimento alle Tabella 7-3 e Tabella 7-4):

statiche:

combinazioni 1 e 2;

sismiche:

combinazioni 3, 4 e 5.

La ripartizione dei carichi sui singoli micropali è stata condotta mediante il programma di calcolo "IS Palificate". Si ottengono così i carichi massimi indicati nelle tabelle seguenti per le varie strutture di fondazione nelle varie condizioni.

Opera	SLU		
	N _{max} [KN]	T _x [KN]	T _y [KN]
Pila 1	868.35	4.18	4.21
	872.49	4.16	4.21
Pila 2	854.60	1.79	4.21
	862.87	1.79	4.21
Pila 3	888.02	3.05	7.03
	892.16	3.05	7.03

Tabella 7-5. Pile: carichi massimi sui micropali in condizioni statiche

Opera	SLV		
	N _{max} [KN]	T _x [KN]	T _y [KN]
Pile	577.97	5.95	12.18
	582.21	5.95	12.18

Tabella 7-6. Pile: carichi massimi sui micropali in condizioni sismiche

Opera	SLU		
	N _{max} [KN]	T _x [KN]	T _y [KN]
spalle	645.49	35.5	1.3
	539.39	28.1	1.3

Tabella 7-7. Spalle: carichi massimi sui micropali in condizioni statiche

Opera	SLV		
	N _{max} [KN]	T _x [KN]	T _y [KN]
spalle	447.43	42.1	14.8
	469.05	82.2	15.5
	487.28	83.6	15.5

Tabella 7-8. Spalle: carichi massimi sui micropali in condizioni sismiche

7.2 Capacità portante sotto carico assiale

Applicando il metodo descritto nel par. 6.1.1, si ottengono i valori di capacità portante indicati nelle tabelle seguenti, in cui si indica anche il corrispondente fattore di sicurezza derivante dal confronto delle capacità portanti coi massimi carichi.

I valori riportati nelle tabelle sono calcolati per una lunghezza dei pali pari a 29m per le pile e 25m per le spalle, ai quali va aggiunto in entrambi i casi 1m di tubo d'armatura per l'immorsamento nelle zattere di fondazione.

Opera	SLU		
	N_{max} [KN]	R_d [KN]	$F_s[-]$
Pila 1	868.35	954.25	1.099
	873.86	1117.11	1.278
Pila 2	854.60	859.32	1.006
	862.87	1117.11	1.295
Pila 3	888.02	945.25	1.064
	893.53	1117.11	1.250

Tabella 7-9. Pile. Verifica capacità portante assiale SLU

Opera	SLV		
	N_{max} [KN]	R_d [KN]	$F_s[-]$
Pila 1	577.97	945.25	1.635
	582.21	1117.11	1.919

Tabella 7-10. Pile. Verifica capacità portante assiale SLV

Opera	SLU		
	N_{max} [KN]	R_d [KN]	$F_s[-]$
spalle	645.49	687.45	1.07
	539.39	687.45	1.27

Tabella 7-11. Spalle. Verifica capacità portante assiale SLU

Opera	SLV		
	N_{max} [KN]	R_d [KN]	$F_s[-]$
spalle	447.43	687.45	1.54
	469.05	687.45	1.47
	487.28	687.45	1.41

Tabella 7-12. Spalle. Verifica capacità portante assiale SLV

La lunghezza dei pali risulta dunque sufficiente a garantire, in tutti i casi analizzati, la capacità portante nei confronti dei carichi assiali, con margini di sicurezza rispondenti alla normativa di riferimento; le condizioni statiche risultano in questo caso più gravose di quelle sismiche, e quindi dimensionanti.

7.3 Capacità portante sotto carico trasversale

Come anticipato in precedenza, le verifiche sono state condotte secondo il classico metodo di Broms (1964, doc. rif. [1] e [2]), implementato mediante il foglio di calcolo "PaliForzeOrizzontali.xls" distribuito dalla DEI (doc. rif. [11]).

Solo per le spalle, le azioni trasversali sono state ripartite anche sui micropali esistenti, di cui il progetto prevede l'immorsamento nella zattera di fondazione e la conseguente collaborazione a livello strutturale; per le pile sono stati considerati solo i pali di nuova realizzazione (quelli esistenti saranno tagliati in testa e non saranno quindi vincolati strutturalmente ai plinti).

Tenendo conto di quanto sopra, le massime azioni di taglio assumono i seguenti valori, che si ottengono, come prevedibile, in condizioni sismiche.

Pile

$$T_d = (T_{x,max}^2 + T_{y,max}^2)^{0.5} = (5.95^2 + 12.18^2)^{0.5} = 13.6 \text{ kN}$$

(cfr. Tabella 7-5, Tabella 7-6)

Spalle

$$T_d = (T_{x,max}^2 + T_{y,max}^2)^{0.5} = (42.9^2 + 7.95^2)^{0.5} = 43.6 \text{ kN}$$

(cfr. Tabella 7-7, Tabella 7-8)

Di seguito si riporta uno stralcio del foglio di calcolo coi dati di ingresso e di uscita delle verifiche, rispettivamente per le pile e per le spalle.

In entrambi i casi, il carico resistente di progetto H_d risulta pari a 81.54 kN (i pali hanno le medesime caratteristiche geometriche e di resistenza, tranne per la lunghezza, che è comunque tale da non essere influente su H_d).

Si ha:

Pile

$$H_d = 81.54 \text{ kN} > 13.6 \text{ kN} = T_d$$

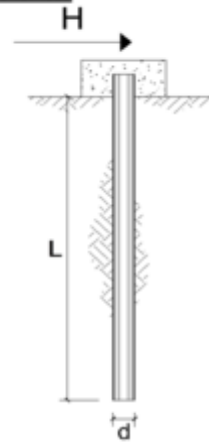
Spalle

$$H_d = 81.54 \text{ kN} > 43.6 \text{ kN} = T_d$$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: S.Venerio I - Pile

TEORIA DI BASE:
 (Brons, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_r
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DMB8			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			⊗	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	157.54	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	28.00	(°)	φ'_{min} =	28.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,\sigma}$ =	28.00	(°)	$\varphi'_{min,\sigma}$ =	28.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	2.77	(-)	$k_{p,min}$ =	2.77 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	21.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	13.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 16359.29$ (kN) $H1_{min} = 16359.29$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5459.40$ (kN) $H2_{min} = 5459.40$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 180.21$ (kN) $H3_{min} = 180.21$ (kN)

$H_{med} = 180.21$ (kN) palo lungo $H_{min} = 180.21$ (kN) palo lungo

$H_b = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 106.00$ (kN)

$H_d = H_b/\gamma_r = 81.54$ (kN)

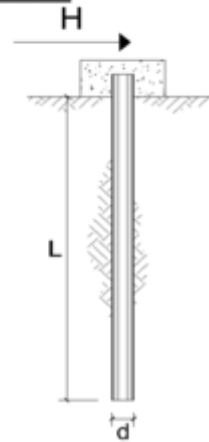
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 13.60$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 6.00$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
 PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: S.Venerio I - Spalle

TEORIA DI BASE:
 (Brons, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_v	γ_r
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DMB8			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			⊗	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	157.54	(kNm)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	28.00	(°)	φ'_{min} =	28.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,\sigma}$ =	28.00	(°)	$\varphi'_{min,\sigma}$ =	28.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	2.77	(-)	$k_{p,min}$ =	2.77 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	21.00	(kNm ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	43.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 16359.29$ (kN) $H1_{min} = 16359.29$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5459.40$ (kN) $H2_{min} = 5459.40$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 180.21$ (kN) $H3_{min} = 180.21$ (kN)

$H_{med} = 180.21$ (kN) palo lungo $H_{min} = 180.21$ (kN) palo lungo

$H_b = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 106.00$ (kN)

$H_d = H_b / \gamma_r = 81.54$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 43.60$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.87$

7.4 Cedimenti e spostamenti attesi

I cedimenti e gli spostamenti, calcolati nelle analisi condotte col codice "IS Palificate", riportate in allegato, risultano dell'ordine di 1-2mm, che appaiono del tutto compatibili con la funzionalità della struttura.

7.5 Verifica strutturale dei micropali

Le verifiche sono state condotte col foglio di calcolo "Micropali.xls", distribuito dalla DEI (doc. rif. [11]), secondo il metodo descritto al par. 6.1.4, applicato in corrispondenza, ancora delle azioni trasversali massime calcolate per le pile e per le spalle (le stesse utilizzate per le verifiche di capacità portante sotto carico trasversale).

Di seguito si riportano stralci del foglio di calcolo con i dati di ingresso e i risultati, rispettivamente per le pile e per le spalle.

È possibile osservare che le verifiche strutturali sono soddisfatte in entrambi i casi con margini piuttosto ampi rispetto alle tensioni limite, a valle dell'applicazione dei fattori di sicurezza previsti dalla normativa di riferimento.

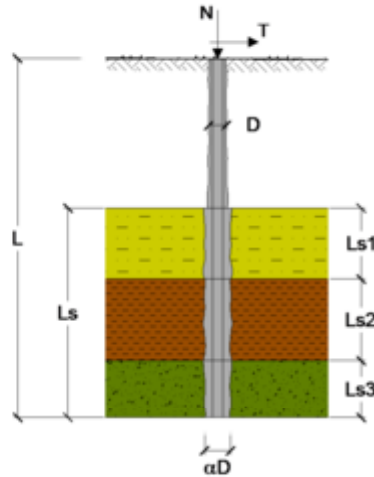
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: S.Venerio I - Pile

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	581.15	0.00	581.15
T (kN)	13.60	0.00	13.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_{stab}
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DMB8			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DMB8	prog.
ζ_s	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
ζ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ζ_s	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 25.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	6569	(mm ²)	5000
Area a taglio (A _{taglio}):		(mm ²)	4000
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	3.598E+07	(mm ⁴)	1.00E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	328 475	(mm ³)	200000
Il raggio di inerzia (I _{arm}):		(mm)	210

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio (γ _a):	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{am}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{am}):	210 000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coef. di Winkler (k): 10.0 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.561 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 12.12 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 125.35 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 51.58 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 4.14 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 125.56 \quad (N/mm^2)$$

verifica soddisfatta

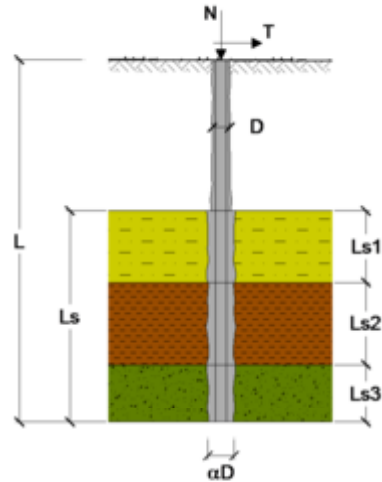
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: S.Venerio I - Spalle

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	487.30	0.00	487.30
T (kN)	43.60	0.00	43.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_{sacc}
ULS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM68			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM68	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 25.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219,1 x 10,0

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	6569	(mm ²)	5000
Area taglio (A _{taglio}):		(mm ²)	5000
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	3.598E+07	(mm ⁴)	1.00E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	326 475	(mm ³)	2000000
Dimensione Armatura (I _{arm}):		(mm)	210

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_w :	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{acc}):	338	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{acc}):	210 000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coef. di Winkler (k): 10.0 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.561 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 38.84 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 192.42 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -44.06 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 13.27 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 193.79 \quad (N/mm^2)$$

verifica soddisfatta

8. CONCLUSIONI

Sono state presentate le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni su micropali delle pile e delle spalle del viadotto S.Venerio I.

Le verifiche hanno compreso:

- capacità portante sotto carico assiale;
- capacità portante sotto carico trasversale;
- verifica strutturale dei micropali di fondazione;
- stima dei cedimenti attesi.

In tutti i casi le verifiche sono risultate soddisfatte.

ALLEGATO 1

TABULATI DI USCITA DEL PROGRAMMA "IS PALIFICATE"

Palificata.
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

17:40:38 venerdì 24 luglio 2020

Nome palificata: 0110-DG-Palificate_Spalle.ple
Descrizione palificata: Palificata.
Metodo di verifica: Stati limite secondo NTC08
Unità di misura, ove non indicate espressamente: [cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm²],[cm²]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Punti maglia (118), Tutti i casi (6), Tutti i sestetti (10)					
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm ²][f.s.]
1: statica ka Max N+M (2)	PM111-S1 ↓68745/64549 = 1.07	---	PM49-S1 677072/3550 = 190.72	---	PM1-S1 ---
2: statica ka Max e (2)	PM56-S1 ↓68745/53939 = 1.27	---	PM25-S1 677072/2813 = 240.66	---	PM1-S1 ---
3: sismica ka Max N (2)	PM56-S1 ↓68745/44743 = 1.54	---	PM1-S1 677072/4463 = 151.70	---	PM1-S1 ---
4: sismica ka Max e (2)	PM111-S1 ↓68745/46905 = 1.47	---	PM41-S1 677072/8365 = 80.94	---	PM1-S1 ---
5: sismica ka Max M (2)	PM111-S1 ↓68745/48728 = 1.41	---	PM41-S1 677072/8499 = 79.67	---	PM1-S1 ---
6: Carichi SLU solo per vedere spost.	---	PM47-S3 -2 (max -40)	---	PM1-S1 ---	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

Normativa di riferimento.

Verifica a liquefazione.

Si escludono verifiche a *liquefazione*, perchè il caso in esame rientra almeno in una delle cinque circostanze elencate nello specifico paragrafo [7.11.3.4.2].

Interazione cinematica.

Si trascura l'incremento di sollecitazioni lungo il palo, dovuto all'*interazione cinematica*, perchè il caso in esame non rientra tra quelli previsti nello specifico paragrafo [7.11.5.3.2] (media o alta sismicità, sottosuoli di tipo D o peggiori).

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{cd} [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma^{+}_{cls, rara}$ [daN/cm ²]	$\sigma^{+}_{cls, q.p.}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk}(0\div40)$ [daN/cm ²]	γ_{m0}	$f_{yd}(0\div40)$ [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
S 355 H (Acc 1)	3550	1.05	3380.95	2100000

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 6 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	statica ka Max N+M (2)	SLU	No	1	statica ka Max N+M (2)
C2	statica ka Max e (2)	SLU	No	1	statica ka Max e (2)
C3	sismica ka Max N (2)	SLV	Si	1	sismica ka Max N (2)
C4	sismica ka Max e (2)	SLV	Si	1	sismica ka Max e (2)
C5	sismica ka Max M (2)	SLV	Si	1	sismica ka Max M (2)
C6		QPerm	No	5	Carichi SLU solo per

					vedere spost.
--	--	--	--	--	---------------

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.



Micr. 1

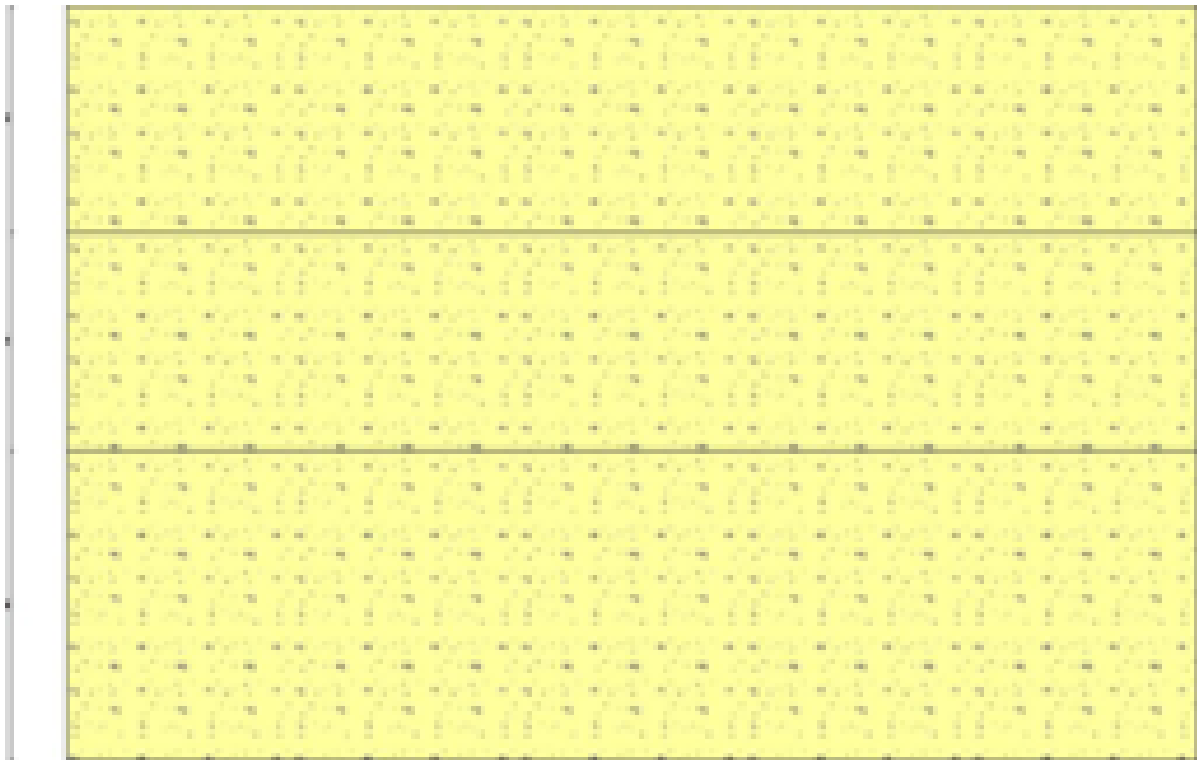
Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 3 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	S1 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	154	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	S2 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
1500	576.92	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	S3 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
3000	1153.85	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	3 strati - Nessuna falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	1500	T1
2	-1500	1450	T2

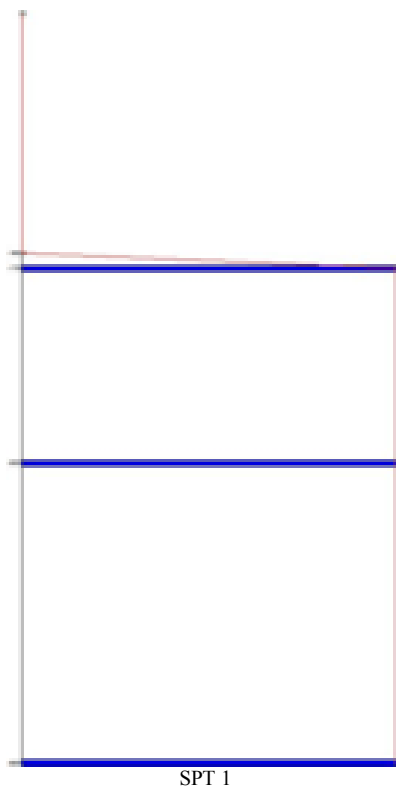


Str. 1

Prove penetrometriche.

Seguono i dati della prova penetrometrica SPT utilizzata.

SPT1		
5 dati		
n°	Quota[cm]	N
1	0	0
2	-1600	0
3	-1700	31
4	-3000	31
5	-5000	31



Non sono utilizzate prove CPT

Punti maglia.

La palificata comprende 118 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-402.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM2	-287.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM3	-172.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM4	-57.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM5	57.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM6	172.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM7	287.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM8	402.5	0	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM9	-402.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM10	-287.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM11	-172.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM12	-57.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM13	57.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM14	172.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM15	287.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM16	402.5	-120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM17	-402.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM18	-287.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM19	-172.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM20	-57.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM21	57.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM22	172.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM23	287.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM24	402.5	-240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM25	-402.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM26	-287.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM27	-172.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM28	-57.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM29	57.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM30	172.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM31	287.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM32	402.5	-360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM33	-402.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM34	-287.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

PM35	-172.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM36	-57.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM37	57.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM38	172.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM39	287.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM40	402.5	-480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM41	-402.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM42	-287.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM43	-172.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM44	-57.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM45	57.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM46	172.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM47	287.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM48	402.5	-600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM49	-402.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM50	-287.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM51	-172.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM52	-57.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM53	57.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM54	172.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM55	287.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM56	402.5	-720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM57	-402.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM58	-287.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM59	-172.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM60	-57.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM61	57.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM62	172.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM63	287.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM64	402.5	120	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM65	-402.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM66	-287.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM67	-172.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM68	-57.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM69	57.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM70	172.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM71	287.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM72	402.5	240	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM73	-402.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM74	-287.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM75	-172.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM76	-57.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM77	57.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM78	172.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM79	287.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM80	402.5	360	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM81	-402.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM82	-287.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM83	-172.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM84	-57.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM85	57.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM86	172.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM87	287.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM88	402.5	480	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM89	-402.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM90	-287.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM91	-172.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM92	-57.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM93	57.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM94	172.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM95	287.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM96	402.5	600	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM97	-402.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM98	-287.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM99	-172.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM100	-57.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM101	57.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM102	172.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM103	287.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM104	402.5	720	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM105	-345	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM106	-230	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM107	-115	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

PM108	0	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM109	115	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM110	230	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM111	345	-780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM112	-345	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM113	-230	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM114	-115	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM115	0	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM116	115	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM117	230	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM118	345	780	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

Fondazione.

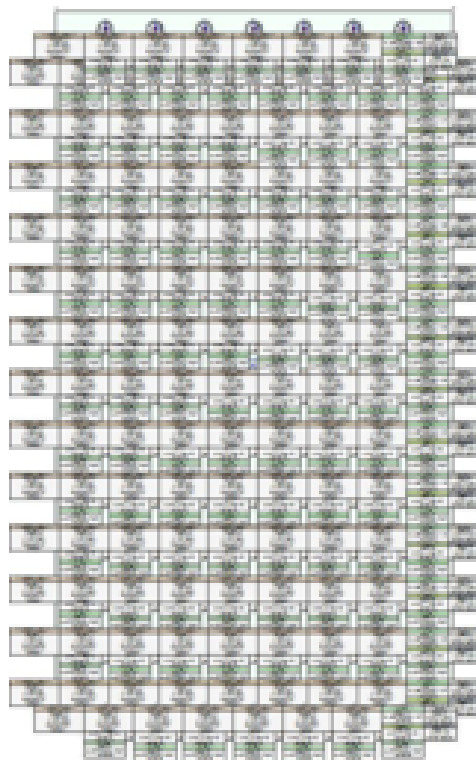
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-460	820
V2	460	820
V3	460	-820
V4	-460	-820

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
P1	0	0

Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta delle palificate

Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
1	C1	1	-5043000	418600	15900	397100000	94440000	0
1	C2	1	-3958100	331600	15900	345840000	94440000	0
1	C3	1	-3426700	497000	174300	236390000	82680000	0
1	C4	1	-3089900	969900	183200	412600000	83040000	0
1	C5	1	-3271600	986000	183200	417100000	86390000	0
1	C6	1	-5073300	711700	15900	397510000	75130000	0
1	C6	2	-4162200	577900	15900	380100000	94440000	0

1	C6	3	-5300700	729600	15900	437930000	94440000	0
1	C6	4	-5043000	418600	15900	397100000	94440000	0
1	C6	5	-3958100	331600	15900	345840000	94440000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM111, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo *Bustamante e Doix*.

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo *Palmer e Thompson*.

Metodo proposto da Palmer e Thompson (1948). Il valore del modulo di reazione orizzontale varia con la quota, in funzione del suo valore alla base del palo (kl) e di un esponente n compreso usualmente fra 0 e 1 (argille: 0-0.15, sabbie: 1).

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo *Broms*.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

statica ka Max N+M (2) - statica ka Max N+M (2)

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$,

$\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{smed}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{smin}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	In fisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.30	1.30
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fa}=1.00$ o $\gamma_{G1,fa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo **Bustamante e Doix** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

La tipologia di iniezione del micropalo non rientra tra quelle previste dagli Autori (IGU o IRS). Il diametro medio del bulbo di malta è assunto pari a quello di perforazione. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} , come per un palo trivellato, tramite un coefficiente pari a 0.001. Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 0.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 0 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 0 [daN] (0 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 0 [daN]$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = 0 [daN]$ (s/D=0.40%).

Strato 2: S2

Metodo **Bustamante e Doix** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2450 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1975 [cm].

Il diametro della perforazione vale 30 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (IGU - iniezione globale unica in pressione), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 34.5 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 31.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.78 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 134397.33 [daN] (94078.13 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 68745.44 [daN]$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = 44272.06 [daN]$ (s/D=0.40%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è **68745.44 [daN]**, $Q_{st,d}$ è **44272.06 [daN]**.

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è **68745.44 [daN]**, $Q_{tt,d}$ è **44272.06 [daN]**.

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo **Palmer e Thompson** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'approfondimento vale 755 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 1.84898 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 1.84 [daN/cm^3]$.

Strato 2: S2

Metodo **Palmer e Thompson** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2450 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1975 [cm].

L'approfondimento vale 1975 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 4.83673 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s0,med} = 4.84 [daN/cm^3]$.

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.51 [daN/cm^2]$.

La pressione limite laterale calcolata vale 12.55 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 560889.8 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 253796.29 [daN]$.

Strato 2: S2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2450 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -1975 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 3.95 [daN/cm^2]$.

La pressione limite laterale calcolata vale 32.82 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 935439.55 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 423275.82 [daN]$.

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **677072.11 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **547934.64 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3
s	-0.1	0	0.1
E_d	-68745.44	0	44272.06

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	44272.06	68745.44	0	44272.06	68745.44
C2	44272.06	68745.44	0	44272.06	68745.44
C3	44272.06	68745.44	0	44272.06	68745.44
C4	44272.06	68745.44	0	44272.06	68745.44
C5	44272.06	68745.44	0	44272.06	68745.44
C6	94078.13	134397.33	0	94078.13	134397.33

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di *Sforzo Normale di compressione*, *Sforzo Normale di trazione*, *Taglio (in valore assoluto)*, *Momento flettente (in valore assoluto)*, si ottengono nel punto maglia *PM1*, nel caso di carico *C1* (Stato limite ultimo).

Caratteristiche di sollecitazione applicate in testa al palo palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-37389.32	3547.46	134.75	7961	-96125	0

Casi a SLE

I massimi valori di *Sforzo Normale di compressione*, *Sforzo Normale di trazione*, *Taglio (in valore assoluto)*, *Momento flettente (in valore assoluto)*, si ottengono nel punto maglia *PM1*, nel caso di carico *C6* (Quasi Permanente).

Caratteristiche di sollecitazione applicate in testa al palo (punto maglia PM1, caso C6)

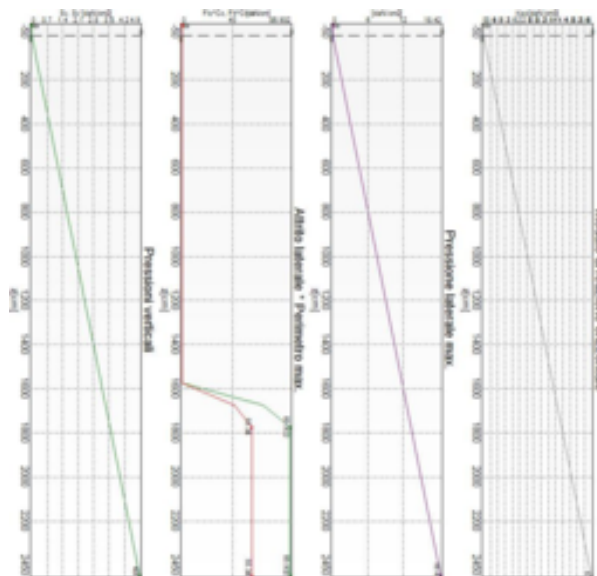
Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C6)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-39131÷-28318.96	2810.17÷6183.05	134.75	7424÷8389	-170254÷-75388	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia *PM111*, nel caso di carico *C1*, sestetto *1* (Stato limite ultimo).



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM111, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

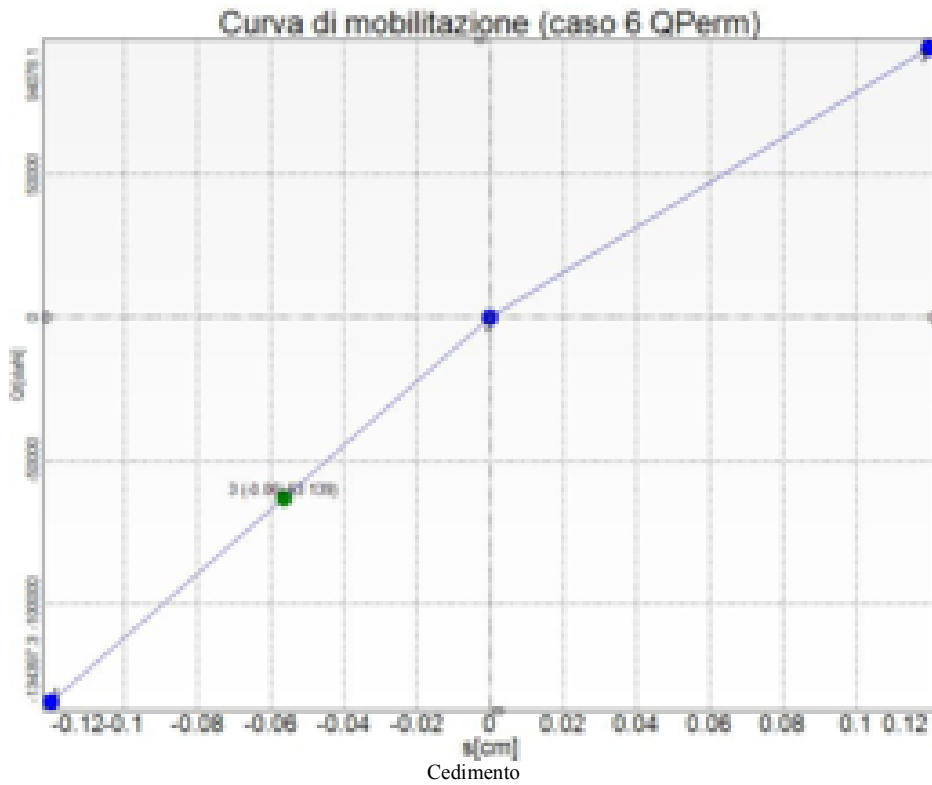
<i>Verifica: Capacità portante</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[daN]	S _d : Qt[daN]	f _s [-]
PM1	C1	1	68745	44137	1.56
PM2	C1	1	68745	45665	1.51
PM3	C1	1	68745	47193	1.46
PM4	C1	1	68745	48721	1.41
PM5	C1	1	68745	50249	1.37
PM6	C1	1	68745	51777	1.33
PM7	C1	1	68745	53305	1.29
PM8	C1	1	68745	54833	1.25
PM9	C1	1	68745	45749	1.50
PM10	C1	1	68745	47277	1.45
PM11	C1	1	68745	48805	1.41
PM12	C1	1	68745	50333	1.37
PM13	C1	1	68745	51861	1.33
PM14	C1	1	68745	53389	1.29
PM15	C1	1	68745	54917	1.25
PM16	C1	1	68745	56445	1.22
PM17	C1	1	68745	47362	1.45
PM18	C1	1	68745	48890	1.41
PM19	C1	1	68745	50418	1.36
PM20	C1	1	68745	51946	1.32
PM21	C1	1	68745	53474	1.29
PM22	C1	1	68745	55002	1.25
PM23	C1	1	68745	56530	1.22
PM24	C1	1	68745	58058	1.18
PM25	C1	1	68745	48974	1.40
PM26	C1	1	68745	50502	1.36
PM27	C1	1	68745	52030	1.32
PM28	C1	1	68745	53558	1.28
PM29	C1	1	68745	55086	1.25
PM30	C1	1	68745	56614	1.21
PM31	C1	1	68745	58142	1.18
PM32	C1	1	68745	59670	1.15
PM33	C1	1	68745	50587	1.36
PM34	C1	1	68745	52115	1.32
PM35	C1	1	68745	53643	1.28
PM36	C1	1	68745	55171	1.25
PM37	C1	1	68745	56698	1.21
PM38	C1	1	68745	58226	1.18
PM39	C1	1	68745	59754	1.15
PM40	C1	1	68745	61282	1.12
PM41	C1	1	68745	52199	1.32
PM42	C1	1	68745	53727	1.28
PM43	C1	1	68745	55255	1.24
PM44	C1	1	68745	56783	1.21
PM45	C1	1	68745	58311	1.18
PM46	C1	1	68745	59839	1.15
PM47	C1	1	68745	61367	1.12
PM48	C1	1	68745	62895	1.09
PM49	C1	1	68745	53811	1.28
PM50	C1	1	68745	55339	1.24
PM51	C1	1	68745	56867	1.21
PM52	C1	1	68745	58395	1.18
PM53	C1	1	68745	59923	1.15
PM54	C1	1	68745	61451	1.12
PM55	C1	1	68745	62979	1.09
PM56	C1	1	68745	64507	1.07
PM57	C1	1	68745	42525	1.62
PM58	C1	1	68745	44053	1.56
PM59	C1	1	68745	45581	1.51
PM60	C1	1	68745	47109	1.46
PM61	C1	1	68745	48637	1.41
PM62	C1	1	68745	50165	1.37
PM63	C1	1	68745	51693	1.33
PM64	C1	1	68745	53221	1.29
PM65	C1	1	68745	40912	1.68
PM66	C1	1	68745	42440	1.62
PM67	C1	1	68745	43968	1.56
PM68	C1	1	68745	45496	1.51

PM69	C1	1	68745	47024	1.46
PM70	C1	1	68745	48552	1.42
PM71	C1	1	68745	50080	1.37
PM72	C1	1	68745	51608	1.33
PM73	C1	1	68745	39300	1.75
PM74	C1	1	68745	40828	1.68
PM75	C1	1	68745	42356	1.62
PM76	C1	1	68745	43884	1.57
PM77	C1	1	68745	45412	1.51
PM78	C1	1	68745	46940	1.46
PM79	C1	1	68745	48468	1.42
PM80	C1	1	68745	49996	1.38
PM81	C1	1	68745	37688	1.82
PM82	C1	1	68745	39216	1.75
PM83	C1	1	68745	40744	1.69
PM84	C1	1	68745	42272	1.63
PM85	C1	1	68745	43799	1.57
PM86	C1	1	68745	45327	1.52
PM87	C1	1	68745	46855	1.47
PM88	C1	1	68745	48383	1.42
PM89	C1	1	68745	36075	1.91
PM90	C1	1	68745	37603	1.83
PM91	C1	1	68745	39131	1.76
PM92	C1	1	68745	40659	1.69
PM93	C1	1	68745	42187	1.63
PM94	C1	1	68745	43715	1.57
PM95	C1	1	68745	45243	1.52
PM96	C1	1	68745	46771	1.47
PM97	C1	1	68745	34463	1.99
PM98	C1	1	68745	35991	1.91
PM99	C1	1	68745	37519	1.83
PM100	C1	1	68745	39047	1.76
PM101	C1	1	68745	40575	1.69
PM102	C1	1	68745	42103	1.63
PM103	C1	1	68745	43631	1.58
PM104	C1	1	68745	45159	1.52
PM105	C1	1	68745	55381	1.24
PM106	C1	1	68745	56909	1.21
PM107	C1	1	68745	58437	1.18
PM108	C1	1	68745	59965	1.15
PM109	C1	1	68745	61493	1.12
PM110	C1	1	68745	63021	1.09
PM111	C1	1	68745	64549	1.07
PM112	C1	1	68745	34421	2.00
PM113	C1	1	68745	35949	1.91
PM114	C1	1	68745	37477	1.83
PM115	C1	1	68745	39005	1.76
PM116	C1	1	68745	40533	1.70
PM117	C1	1	68745	42061	1.63
PM118	C1	1	68745	43589	1.58

Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione.

L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM47**, nel caso di carico **C6**, sestetto **3** (Quasi Permanente). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.56 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -1.57 [mm], cedimento totale: -2.14 [mm].



Situazione peggiore: Punto maglia PM47, Caso C6, Sestetto 3

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

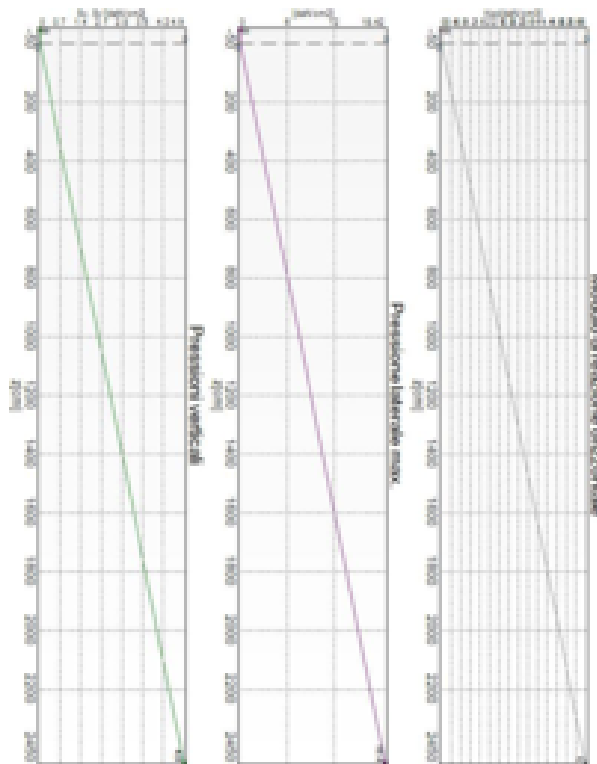
Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	fs[-]
PM1	C6	3	-40	0	10.00
PM2	C6	3	-40	-1	10.00
PM3	C6	3	-40	-1	10.00
PM4	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM5	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM6	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM7	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM8	C6	3	-40	-1	10.00
PM9	C6	3	-40	-1	10.00
PM10	C6	3	-40	-1	10.00
PM11	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM12	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM13	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM14	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM15	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM16	C6	3	-40	-1	10.00
PM17	C6	3	-40	-1	10.00
PM18	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM19	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM20	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM21	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM22	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM23	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM24	C6	3	-40	-1	10.00
PM25	C6	3	-40	-1	10.00
PM26	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM27	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM28	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM29	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM30	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM31	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM32	C6	3	-40	-1	10.00
PM33	C6	3	-40	-1	10.00
PM34	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM35	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM36	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00

PM37	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM38	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM39	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM40	C6	3	-40	-1	10.00
PM41	C6	3	-40	-1	10.00
PM42	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM43	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM44	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM45	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM46	C6	3	-40	0 + -2 = -2	10.00
PM47	C6	3	-40	0 + -2 = -2	10.00
PM48	C6	3	-40	-2	10.00
PM49	C6	3	-40	-1	10.00
PM50	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM51	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM52	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM53	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM54	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM55	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM56	C6	3	-40	-1	10.00
PM57	C6	3	-40	0	10.00
PM58	C6	3	-40	-1	10.00
PM59	C6	3	-40	-1	10.00
PM60	C6	3	-40	-1	10.00
PM61	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM62	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM63	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM64	C6	3	-40	-1	10.00
PM65	C6	3	-40	0	10.00
PM66	C6	3	-40	-1	10.00
PM67	C6	3	-40	-1	10.00
PM68	C6	3	-40	-1	10.00
PM69	C6	3	-40	-1	10.00
PM70	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM71	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM72	C6	3	-40	-1	10.00
PM73	C6	3	-40	0	10.00
PM74	C6	3	-40	-1	10.00
PM75	C6	3	-40	-1	10.00
PM76	C6	3	-40	-1	10.00
PM77	C6	3	-40	-1	10.00
PM78	C6	3	-40	-1	10.00
PM79	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM80	C6	3	-40	-1	10.00
PM81	C6	3	-40	0	10.00
PM82	C6	3	-40	-1	10.00
PM83	C6	3	-40	-1	10.00
PM84	C6	3	-40	-1	10.00
PM85	C6	3	-40	-1	10.00
PM86	C6	3	-40	-1	10.00
PM87	C6	3	-40	-1	10.00
PM88	C6	3	-40	-1	10.00
PM89	C6	3	-40	0	10.00
PM90	C6	3	-40	-1	10.00
PM91	C6	3	-40	-1	10.00
PM92	C6	3	-40	-1	10.00
PM93	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM94	C6	3	-40	0 + -1 = -1	10.00
PM95	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM96	C6	3	-40	-1	10.00
PM97	C6	3	-40	0	10.00
PM98	C6	3	-40	-1	10.00
PM99	C6	3	-40	-1	10.00
PM100	C6	3	-40	-1	10.00
PM101	C6	3	-40	-1	10.00
PM102	C6	3	-40	-1	10.00
PM103	C6	3	-40	-1	10.00
PM104	C6	3	-40	0	10.00
PM105	C6	3	-40	-1	10.00
PM106	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM107	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM108	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM109	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00

PM110	C6	3	-40	0 + -1 = -2	10.00
PM111	C6	3	-40	-2	10.00
PM112	C6	3	-40	0	10.00
PM113	C6	3	-40	-1	10.00
PM114	C6	3	-40	-1	10.00
PM115	C6	3	-40	-1	10.00
PM116	C6	3	-40	-1	10.00
PM117	C6	3	-40	-1	10.00
PM118	C6	3	-40	-1	10.00

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM41**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Resistenza trasversale
Situazione peggiore: Punto maglia PM41, Caso C5, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[daN]	S _d : Rtr[daN]	fs[-]
PM1	C5	1	677072	8499	10.00
PM2	C5	1	677072	8499	10.00
PM3	C5	1	677072	8499	10.00
PM4	C5	1	677072	8499	10.00
PM5	C5	1	677072	8499	10.00
PM6	C5	1	677072	8499	10.00
PM7	C5	1	677072	8499	10.00
PM8	C5	1	677072	8499	10.00
PM9	C5	1	677072	8499	10.00
PM10	C5	1	677072	8499	10.00
PM11	C5	1	677072	8499	10.00
PM12	C5	1	677072	8499	10.00
PM13	C5	1	677072	8499	10.00
PM14	C5	1	677072	8499	10.00
PM15	C5	1	677072	8499	10.00
PM16	C5	1	677072	8499	10.00
PM17	C5	1	677072	8499	10.00
PM18	C5	1	677072	8499	10.00
PM19	C5	1	677072	8499	10.00

PM93	C5	1	677072	8499	10.00
PM94	C5	1	677072	8499	10.00
PM95	C5	1	677072	8499	10.00
PM96	C5	1	677072	8499	10.00
PM97	C5	1	677072	8499	10.00
PM98	C5	1	677072	8499	10.00
PM99	C5	1	677072	8499	10.00
PM100	C5	1	677072	8499	10.00
PM101	C5	1	677072	8499	10.00
PM102	C5	1	677072	8499	10.00
PM103	C5	1	677072	8499	10.00
PM104	C5	1	677072	8499	10.00
PM105	C5	1	677072	8499	10.00
PM106	C5	1	677072	8499	10.00
PM107	C5	1	677072	8499	10.00
PM108	C5	1	677072	8499	10.00
PM109	C5	1	677072	8499	10.00
PM110	C5	1	677072	8499	10.00
PM111	C5	1	677072	8499	10.00
PM112	C5	1	677072	8499	10.00
PM113	C5	1	677072	8499	10.00
PM114	C5	1	677072	8499	10.00
PM115	C5	1	677072	8499	10.00
PM116	C5	1	677072	8499	10.00
PM117	C5	1	677072	8499	10.00
PM118	C5	1	677072	8499	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C6**, sestetto **I** (Quasi Permanente).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

<i>Verifica: Spostamento orizzontale</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	f _s [-]
PM1	C6	1	0	0	0.00
PM2	C6	1	0	0	0.00
PM3	C6	1	0	0	0.00
PM4	C6	1	0	0	0.00
PM5	C6	1	0	0	0.00
PM6	C6	1	0	0	0.00
PM7	C6	1	0	0	0.00
PM8	C6	1	0	0	0.00
PM9	C6	1	0	0	0.00
PM10	C6	1	0	0	0.00
PM11	C6	1	0	0	0.00
PM12	C6	1	0	0	0.00
PM13	C6	1	0	0	0.00
PM14	C6	1	0	0	0.00
PM15	C6	1	0	0	0.00
PM16	C6	1	0	0	0.00
PM17	C6	1	0	0	0.00
PM18	C6	1	0	0	0.00
PM19	C6	1	0	0	0.00
PM20	C6	1	0	0	0.00
PM21	C6	1	0	0	0.00
PM22	C6	1	0	0	0.00
PM23	C6	1	0	0	0.00
PM24	C6	1	0	0	0.00
PM25	C6	1	0	0	0.00
PM26	C6	1	0	0	0.00
PM27	C6	1	0	0	0.00
PM28	C6	1	0	0	0.00
PM29	C6	1	0	0	0.00
PM30	C6	1	0	0	0.00

PM31	C6	1	0	0	0.00
PM32	C6	1	0	0	0.00
PM33	C6	1	0	0	0.00
PM34	C6	1	0	0	0.00
PM35	C6	1	0	0	0.00
PM36	C6	1	0	0	0.00
PM37	C6	1	0	0	0.00
PM38	C6	1	0	0	0.00
PM39	C6	1	0	0	0.00
PM40	C6	1	0	0	0.00
PM41	C6	1	0	0	0.00
PM42	C6	1	0	0	0.00
PM43	C6	1	0	0	0.00
PM44	C6	1	0	0	0.00
PM45	C6	1	0	0	0.00
PM46	C6	1	0	0	0.00
PM47	C6	1	0	0	0.00
PM48	C6	1	0	0	0.00
PM49	C6	1	0	0	0.00
PM50	C6	1	0	0	0.00
PM51	C6	1	0	0	0.00
PM52	C6	1	0	0	0.00
PM53	C6	1	0	0	0.00
PM54	C6	1	0	0	0.00
PM55	C6	1	0	0	0.00
PM56	C6	1	0	0	0.00
PM57	C6	1	0	0	0.00
PM58	C6	1	0	0	0.00
PM59	C6	1	0	0	0.00
PM60	C6	1	0	0	0.00
PM61	C6	1	0	0	0.00
PM62	C6	1	0	0	0.00
PM63	C6	1	0	0	0.00
PM64	C6	1	0	0	0.00
PM65	C6	1	0	0	0.00
PM66	C6	1	0	0	0.00
PM67	C6	1	0	0	0.00
PM68	C6	1	0	0	0.00
PM69	C6	1	0	0	0.00
PM70	C6	1	0	0	0.00
PM71	C6	1	0	0	0.00
PM72	C6	1	0	0	0.00
PM73	C6	1	0	0	0.00
PM74	C6	1	0	0	0.00
PM75	C6	1	0	0	0.00
PM76	C6	1	0	0	0.00
PM77	C6	1	0	0	0.00
PM78	C6	1	0	0	0.00
PM79	C6	1	0	0	0.00
PM80	C6	1	0	0	0.00
PM81	C6	1	0	0	0.00
PM82	C6	1	0	0	0.00
PM83	C6	1	0	0	0.00
PM84	C6	1	0	0	0.00
PM85	C6	1	0	0	0.00
PM86	C6	1	0	0	0.00
PM87	C6	1	0	0	0.00
PM88	C6	1	0	0	0.00
PM89	C6	1	0	0	0.00
PM90	C6	1	0	0	0.00
PM91	C6	1	0	0	0.00
PM92	C6	1	0	0	0.00
PM93	C6	1	0	0	0.00
PM94	C6	1	0	0	0.00
PM95	C6	1	0	0	0.00
PM96	C6	1	0	0	0.00
PM97	C6	1	0	0	0.00
PM98	C6	1	0	0	0.00
PM99	C6	1	0	0	0.00
PM100	C6	1	0	0	0.00
PM101	C6	1	0	0	0.00
PM102	C6	1	0	0	0.00
PM103	C6	1	0	0	0.00

PM104	C6	1	0	0	0.00
PM105	C6	1	0	0	0.00
PM106	C6	1	0	0	0.00
PM107	C6	1	0	0	0.00
PM108	C6	1	0	0	0.00
PM109	C6	1	0	0	0.00
PM110	C6	1	0	0	0.00
PM111	C6	1	0	0	0.00
PM112	C6	1	0	0	0.00
PM113	C6	1	0	0	0.00
PM114	C6	1	0	0	0.00
PM115	C6	1	0	0	0.00
PM116	C6	1	0	0	0.00
PM117	C6	1	0	0	0.00
PM118	C6	1	0	0	0.00

Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm ²]	S _d : sigma[daN/cm ²]	fs[-]
PM1	C1	1	0	0	0.00
PM2	C1	1	0	0	0.00
PM3	C1	1	0	0	0.00
PM4	C1	1	0	0	0.00
PM5	C1	1	0	0	0.00
PM6	C1	1	0	0	0.00
PM7	C1	1	0	0	0.00
PM8	C1	1	0	0	0.00
PM9	C1	1	0	0	0.00
PM10	C1	1	0	0	0.00
PM11	C1	1	0	0	0.00
PM12	C1	1	0	0	0.00
PM13	C1	1	0	0	0.00

PM14	C1	1	0	0	0.00
PM15	C1	1	0	0	0.00
PM16	C1	1	0	0	0.00
PM17	C1	1	0	0	0.00
PM18	C1	1	0	0	0.00
PM19	C1	1	0	0	0.00
PM20	C1	1	0	0	0.00
PM21	C1	1	0	0	0.00
PM22	C1	1	0	0	0.00
PM23	C1	1	0	0	0.00
PM24	C1	1	0	0	0.00
PM25	C1	1	0	0	0.00
PM26	C1	1	0	0	0.00
PM27	C1	1	0	0	0.00
PM28	C1	1	0	0	0.00
PM29	C1	1	0	0	0.00
PM30	C1	1	0	0	0.00
PM31	C1	1	0	0	0.00
PM32	C1	1	0	0	0.00
PM33	C1	1	0	0	0.00
PM34	C1	1	0	0	0.00
PM35	C1	1	0	0	0.00
PM36	C1	1	0	0	0.00
PM37	C1	1	0	0	0.00
PM38	C1	1	0	0	0.00
PM39	C1	1	0	0	0.00
PM40	C1	1	0	0	0.00
PM41	C1	1	0	0	0.00
PM42	C1	1	0	0	0.00
PM43	C1	1	0	0	0.00
PM44	C1	1	0	0	0.00
PM45	C1	1	0	0	0.00
PM46	C1	1	0	0	0.00
PM47	C1	1	0	0	0.00
PM48	C1	1	0	0	0.00
PM49	C1	1	0	0	0.00
PM50	C1	1	0	0	0.00
PM51	C1	1	0	0	0.00
PM52	C1	1	0	0	0.00
PM53	C1	1	0	0	0.00
PM54	C1	1	0	0	0.00
PM55	C1	1	0	0	0.00
PM56	C1	1	0	0	0.00
PM57	C1	1	0	0	0.00
PM58	C1	1	0	0	0.00
PM59	C1	1	0	0	0.00
PM60	C1	1	0	0	0.00
PM61	C1	1	0	0	0.00
PM62	C1	1	0	0	0.00
PM63	C1	1	0	0	0.00
PM64	C1	1	0	0	0.00
PM65	C1	1	0	0	0.00
PM66	C1	1	0	0	0.00
PM67	C1	1	0	0	0.00
PM68	C1	1	0	0	0.00
PM69	C1	1	0	0	0.00
PM70	C1	1	0	0	0.00
PM71	C1	1	0	0	0.00
PM72	C1	1	0	0	0.00
PM73	C1	1	0	0	0.00
PM74	C1	1	0	0	0.00
PM75	C1	1	0	0	0.00
PM76	C1	1	0	0	0.00
PM77	C1	1	0	0	0.00
PM78	C1	1	0	0	0.00
PM79	C1	1	0	0	0.00
PM80	C1	1	0	0	0.00
PM81	C1	1	0	0	0.00
PM82	C1	1	0	0	0.00
PM83	C1	1	0	0	0.00
PM84	C1	1	0	0	0.00
PM85	C1	1	0	0	0.00
PM86	C1	1	0	0	0.00

PM87	C1	1	0	0	0.00
PM88	C1	1	0	0	0.00
PM89	C1	1	0	0	0.00
PM90	C1	1	0	0	0.00
PM91	C1	1	0	0	0.00
PM92	C1	1	0	0	0.00
PM93	C1	1	0	0	0.00
PM94	C1	1	0	0	0.00
PM95	C1	1	0	0	0.00
PM96	C1	1	0	0	0.00
PM97	C1	1	0	0	0.00
PM98	C1	1	0	0	0.00
PM99	C1	1	0	0	0.00
PM100	C1	1	0	0	0.00
PM101	C1	1	0	0	0.00
PM102	C1	1	0	0	0.00
PM103	C1	1	0	0	0.00
PM104	C1	1	0	0	0.00
PM105	C1	1	0	0	0.00
PM106	C1	1	0	0	0.00
PM107	C1	1	0	0	0.00
PM108	C1	1	0	0	0.00
PM109	C1	1	0	0	0.00
PM110	C1	1	0	0	0.00
PM111	C1	1	0	0	0.00
PM112	C1	1	0	0	0.00
PM113	C1	1	0	0	0.00
PM114	C1	1	0	0	0.00
PM115	C1	1	0	0	0.00
PM116	C1	1	0	0	0.00
PM117	C1	1	0	0	0.00
PM118	C1	1	0	0	0.00

Palificata.
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

12:38:05 martedì 21 luglio 2020

Nome palificata: Pila_1_29m.ple
Descrizione palificata: Palificata.
Metodo di verifica: Stati limite secondo NTC08
Unità di misura, ove non indicate espressamente: [cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm2],[cm2]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Puntii maglia (38), Tutti i casi (3), Tutti i sestetti (7)					
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm ²][f.s.]
1: SLU	PM32-S1 ↓107415/87249 = 1.23	---	PM1-S3 948634/824 = 1 151.74	---	PM1-S1 0/0 = ∞
2: SLV Sism.	PM13-S1 ↓107415/58115 = 1.85	---	PM2-S1 948634/1356 = 699.67	---	PM1-S1 0/0 = ∞
3: Rara	---	PM7-S1 -1 (max -50)	---	PM1-S1 0 (max 50)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

Normativa di riferimento.

Verifica a liquefazione.

Si escludono verifiche a *liquefazione*, perchè il caso in esame rientra almeno in una delle cinque circostanze elencate nello specifico paragrafo [7.11.3.4.2].

Interazione cinematica.

Si trascura l'incremento di sollecitazioni lungo il palo, dovuto all'*interazione cinematica*, perchè il caso in esame non rientra tra quelli previsti nello specifico paragrafo [7.11.5.3.2] (media o alta sismicità, sottosuoli di tipo D o peggiori).

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{cd} [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma^{(-)}_{cls, rara}$ [daN/cm ²]	$\sigma^{(-)}_{cls, qp}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk}(0\div40)$ [daN/cm ²]	γ_{m0}	$f_{cd}(0\div40)$ [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
S 355 H (Acc 1)	3550	1.05	3380.95	2100000

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 2 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1		SLU	No	3	
C2		SLV	Si	1	
C3		Rara	No	3	

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.



Micr. 1

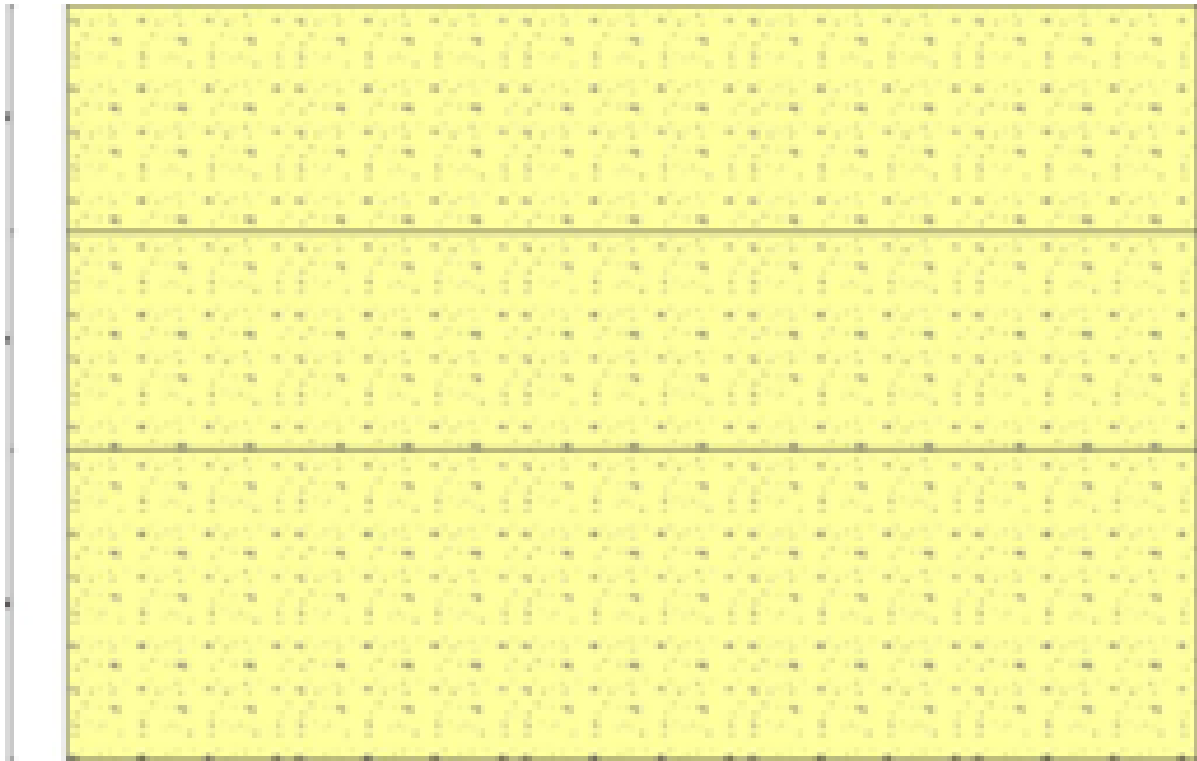
Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 3 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	S1 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	154	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	S2 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
1500	576.92	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	S3 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
3000	1153.85	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

SI	3 strati - Nessuna falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	1500	T1
2	-1500	1450	T2
3	-2950	2050	T3

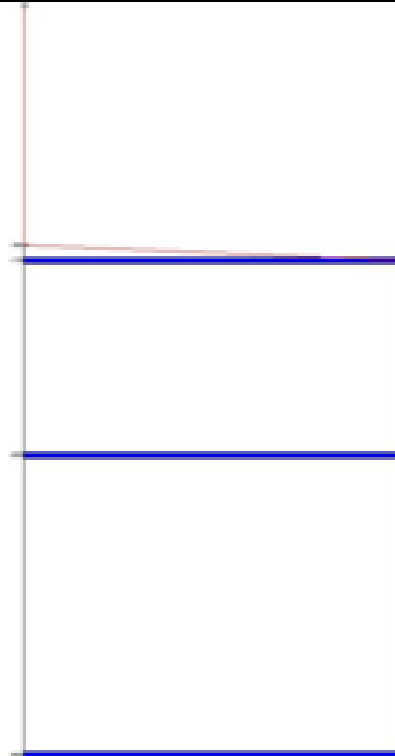


Str. 1

Prove penetrometriche.

Seguono i dati della prova penetrometrica SPT utilizzata.

SPT1		
5 dati		
n°	Quota[cm]	N
1	0	0
2	-1600	0
3	-1700	31
4	-3000	31
5	-5000	31



Non sono utilizzate prove CPT

Punti maglia.

La palificata comprende 38 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	0	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 1
PM2	0	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 2
PM3	0	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 3
PM4	0	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 4
PM5	0	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM6	0	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM7	150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM8	150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM9	150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM10	150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM11	150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM12	150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM13	300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM14	300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM15	300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM16	300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM17	300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM18	300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM19	-150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM20	-150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM21	-150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM22	-150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM23	-150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM24	-150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM25	-300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM26	-300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM27	-300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM28	-300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM29	-300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM30	-300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM31	75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM32	225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM33	-75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM34	-225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM35	75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM36	225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM37	-75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM38	-225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

Fondazione.

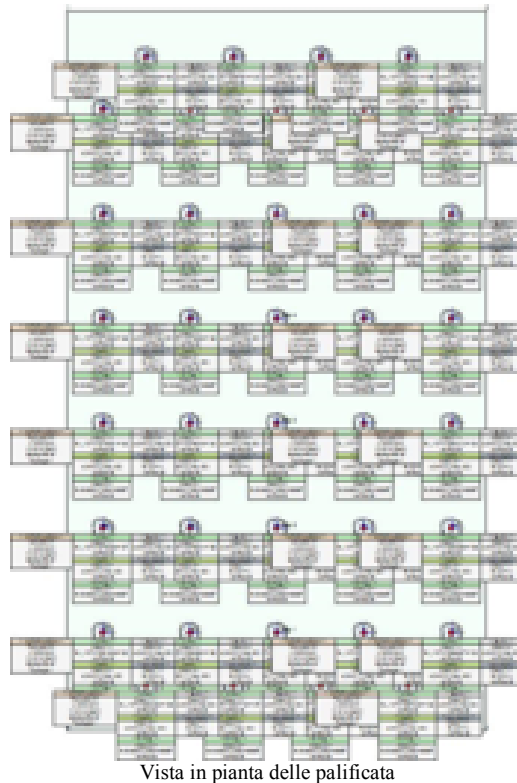
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-360	620
V2	360	620
V3	360	-620
V4	-360	-620

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
PI	0	0

Vista in pianta della palificata.



Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
1	C1	1	-2599200	15800	16000	86410000	12950000	0
1	C1	2	-2478900	15700	16000	115040000	12900000	0
1	C1	3	-2333100	16000	26900	55280000	13150000	0
1	C2	1	-1626900	22600	46300	51910000	24540000	0
1	C3	1	-2599200	15800	16000	86410000	12950000	0
1	C3	2	-2478900	15700	16000	115040000	12900000	0
1	C3	3	-2333100	16000	26900	55280000	13150000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM32, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo *Bustamante e Doix*.

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo *Palmer e Thompson*.

Metodo proposto da Palmer e Thompson (1948). Il valore del modulo di reazione orizzontale varia con la quota, in funzione del suo valore alla base del palo (k_l) e di un esponente n compreso usualmente fra 0 e 1 (argille: 0-0.15, sabbie: 1).

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo *Broms*.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

Caso 1) -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$,

$\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Qi,f}=0.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.30	1.30
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,faV}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

La tipologia di iniezione del micropalo non rientra tra quelle previste dagli Autori (IGU o IRS). Il diametro medio del bulbo di malta è assunto pari a quello di perforazione. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} , come per un palo trivellato, tramite un coefficiente pari a 0.001. Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 0.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 0 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 0 [daN] (0 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$). $Q_{st,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$).

Strato 2: S2

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

Il diametro della perforazione vale 30 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (IGU - iniezione globale unica in pressione), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 34.5 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 31.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.78 [daN/cm²]. La portata laterale calcolata vale 209995.83 [daN] (146997.08 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 107414.75 [daN]$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = 69175.1 [daN]$ (s/D=0.40%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è 107414.75 [daN], $Q_{st,d}$ è 69175.1 [daN].

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è 107414.75 [daN], $Q_{tt,d}$ è 69175.1 [daN].

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo **Palmer e Thompson** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'approfondimento vale 755 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 1.56207 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 1.55 [daN/cm^3]$.

Strato 2: S2

Metodo **Palmer e Thompson** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

L'approfondimento vale 2200 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 4.55172 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 4.55 [daN/cm^3]$.

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.51 [daN/cm^2]$.

La pressione limite laterale calcolata vale 12.55 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 560889.8 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 253796.29 [daN]$.

Strato 2: S2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 4.4$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 36.56 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 1535591.64 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 694837.85$ [daN].

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **948634.14 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **767701.85 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3
s	-0.1	0	0.1
E_d	-107414.75	0	69175.1

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	69175.1	107414.75	0	69175.1	107414.75
C2	69175.1	107414.75	0	69175.1	107414.75
C3	146997.08	209995.83	0	146997.08	209995.83

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

Caratteristiche di sollecitazione applicate in testa al palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_x [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_x [daN*cm]
-75869.78÷-66136.55	413.16÷421.05	421.05÷707.89	16502÷22507	-8918÷-8751	0

Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).

Caratteristiche di sollecitazione applicate in testa al palo (punto maglia PM1, caso C3)

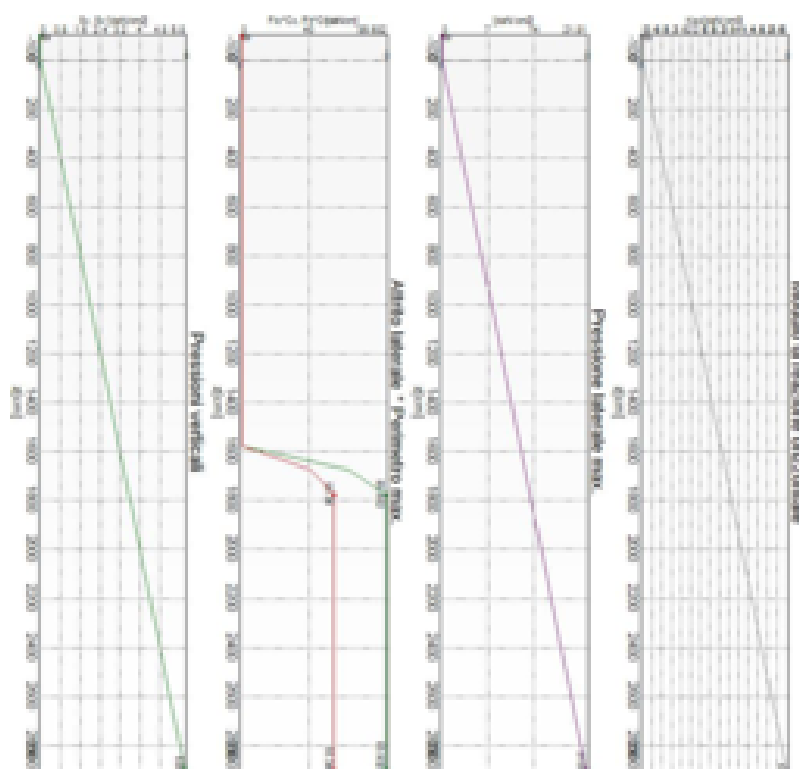
Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-75869.78÷-66136.55	413.16÷421.05	421.05÷707.89	16502÷22507	-8918÷-8751	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM32**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante
Situazione peggiore: Punto maglia PM32, Caso C1, Sestetto 1

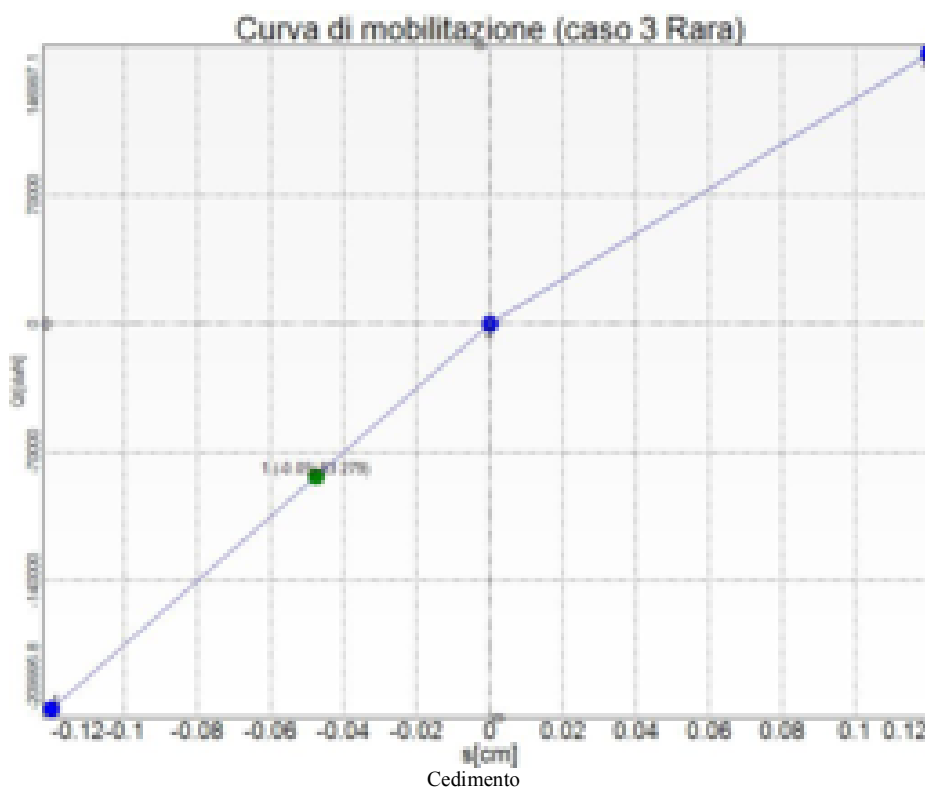
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Qt [daN]	S_d : Qt [daN]	f_s [-]
PM1	C1	1	107415	83857	1.28
PM2	C1	1	107415	80869	1.33
PM3	C1	1	107415	77881	1.38
PM4	C1	1	107415	74893	1.43
PM5	C1	1	107415	71905	1.49
PM6	C1	1	107415	68917	1.56
PM7	C1	1	107415	85122	1.26
PM8	C1	1	107415	82134	1.31
PM9	C1	1	107415	79146	1.36
PM10	C1	1	107415	76158	1.41
PM11	C1	1	107415	73170	1.47
PM12	C1	1	107415	70183	1.53
PM13	C1	1	107415	86387	1.24
PM14	C1	1	107415	83399	1.29
PM15	C1	1	107415	80412	1.34
PM16	C1	1	107415	77424	1.39
PM17	C1	1	107415	74436	1.44

PM18	C1	1	107415	71448	1.50
PM19	C1	1	107415	82592	1.30
PM20	C1	1	107415	79604	1.35
PM21	C1	1	107415	76616	1.40
PM22	C1	1	107415	73628	1.46
PM23	C1	1	107415	70640	1.52
PM24	C1	1	107415	67652	1.59
PM25	C1	1	107415	81326	1.32
PM26	C1	1	107415	78338	1.37
PM27	C1	1	107415	75351	1.43
PM28	C1	1	107415	72363	1.48
PM29	C1	1	107415	69375	1.55
PM30	C1	1	107415	66387	1.62
PM31	C1	1	107415	85983	1.25
PM32	C1	1	107415	87249	1.23
PM33	C1	1	107415	84718	1.27
PM34	C1	1	107415	83453	1.29
PM35	C1	1	107415	68056	1.58
PM36	C1	1	107415	69321	1.55
PM37	C1	1	107415	66791	1.61
PM38	C1	1	107415	65526	1.64

Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM7**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.48 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.68 [mm], cedimento totale: -1.16 [mm].



Situazione peggiore: Punto maglia PM7, Caso C3, Sestetto I

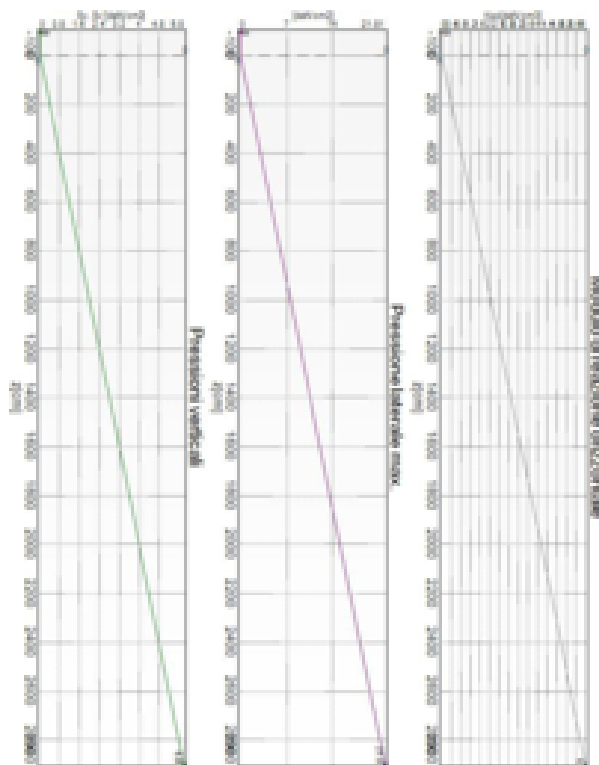
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	fs[-]
PM1	C3	1	-50	-1	10.00
PM2	C3	1	-50	0	10.00
PM3	C3	1	-50	0	10.00

PM4	C3	1	-50	0	10.00
PM5	C3	1	-50	0	10.00
PM6	C3	1	-50	0	10.00
PM7	C3	1	-50	-1	10.00
PM8	C3	1	-50	0	10.00
PM9	C3	1	-50	0	10.00
PM10	C3	1	-50	0	10.00
PM11	C3	1	-50	0	10.00
PM12	C3	1	-50	0	10.00
PM13	C3	1	-50	0	10.00
PM14	C3	1	-50	0	10.00
PM15	C3	1	-50	0	10.00
PM16	C3	1	-50	0	10.00
PM17	C3	1	-50	0	10.00
PM18	C3	1	-50	0	10.00
PM19	C3	1	-50	-1	10.00
PM20	C3	1	-50	0	10.00
PM21	C3	1	-50	0	10.00
PM22	C3	1	-50	0	10.00
PM23	C3	1	-50	0	10.00
PM24	C3	1	-50	0	10.00
PM25	C3	1	-50	0	10.00
PM26	C3	1	-50	0	10.00
PM27	C3	1	-50	0	10.00
PM28	C3	1	-50	0	10.00
PM29	C3	1	-50	0	10.00
PM30	C3	1	-50	0	10.00
PM31	C3	1	-50	-1	10.00
PM32	C3	1	-50	0	10.00
PM33	C3	1	-50	-1	10.00
PM34	C3	1	-50	0	10.00
PM35	C3	1	-50	0	10.00
PM36	C3	1	-50	0	10.00
PM37	C3	1	-50	0	10.00
PM38	C3	1	-50	0	10.00

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C2**, sestetto **1** (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Resistenza trasversale

Situazione peggiore: Punto maglia PM2, Caso C2, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

<i>Verifica: Resistenza trasversale</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[daN]	S _d : Rtr[daN]	fs[-]
PM1	C2	1	948634	1356	10.00
PM2	C2	1	948634	1356	10.00
PM3	C2	1	948634	1356	10.00
PM4	C2	1	948634	1356	10.00
PM5	C2	1	948634	1356	10.00
PM6	C2	1	948634	1356	10.00
PM7	C2	1	948634	1356	10.00
PM8	C2	1	948634	1356	10.00
PM9	C2	1	948634	1356	10.00
PM10	C2	1	948634	1356	10.00
PM11	C2	1	948634	1356	10.00
PM12	C2	1	948634	1356	10.00
PM13	C2	1	948634	1356	10.00
PM14	C2	1	948634	1356	10.00
PM15	C2	1	948634	1356	10.00
PM16	C2	1	948634	1356	10.00
PM17	C2	1	948634	1356	10.00
PM18	C2	1	948634	1356	10.00
PM19	C2	1	948634	1356	10.00
PM20	C2	1	948634	1356	10.00
PM21	C2	1	948634	1356	10.00
PM22	C2	1	948634	1356	10.00
PM23	C2	1	948634	1356	10.00
PM24	C2	1	948634	1356	10.00
PM25	C2	1	948634	1356	10.00
PM26	C2	1	948634	1356	10.00
PM27	C2	1	948634	1356	10.00
PM28	C2	1	948634	1356	10.00
PM29	C2	1	948634	1356	10.00
PM30	C2	1	948634	1356	10.00
PM31	C2	1	948634	1356	10.00
PM32	C2	1	948634	1356	10.00
PM33	C2	1	948634	1356	10.00
PM34	C2	1	948634	1356	10.00
PM35	C2	1	948634	1356	10.00
PM36	C2	1	948634	1356	10.00
PM37	C2	1	948634	1356	10.00
PM38	C2	1	948634	1356	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara).

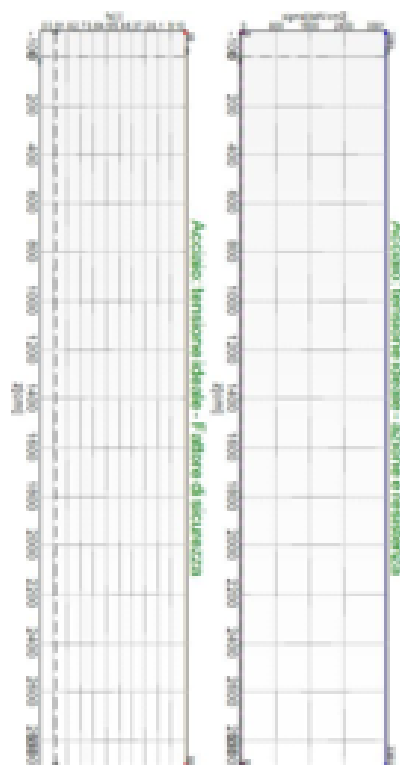
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

<i>Verifica: Spostamento orizzontale</i>					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	fs[-]
PM1	C3	1	50	0	10.00
PM2	C3	1	50	0	10.00
PM3	C3	1	50	0	10.00
PM4	C3	1	50	0	10.00
PM5	C3	1	50	0	10.00
PM6	C3	1	50	0	10.00
PM7	C3	1	50	0	10.00
PM8	C3	1	50	0	10.00
PM9	C3	1	50	0	10.00
PM10	C3	1	50	0	10.00
PM11	C3	1	50	0	10.00
PM12	C3	1	50	0	10.00

PM13	C3	1	50	0	10.00
PM14	C3	1	50	0	10.00
PM15	C3	1	50	0	10.00
PM16	C3	1	50	0	10.00
PM17	C3	1	50	0	10.00
PM18	C3	1	50	0	10.00
PM19	C3	1	50	0	10.00
PM20	C3	1	50	0	10.00
PM21	C3	1	50	0	10.00
PM22	C3	1	50	0	10.00
PM23	C3	1	50	0	10.00
PM24	C3	1	50	0	10.00
PM25	C3	1	50	0	10.00
PM26	C3	1	50	0	10.00
PM27	C3	1	50	0	10.00
PM28	C3	1	50	0	10.00
PM29	C3	1	50	0	10.00
PM30	C3	1	50	0	10.00
PM31	C3	1	50	0	10.00
PM32	C3	1	50	0	10.00
PM33	C3	1	50	0	10.00
PM34	C3	1	50	0	10.00
PM35	C3	1	50	0	10.00
PM36	C3	1	50	0	10.00
PM37	C3	1	50	0	10.00
PM38	C3	1	50	0	10.00

Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm2]	S _d : sigma[daN/cm2]	fs[-]
PM1	C1	1	0	0	10.00
PM2	C1	1	0	0	10.00

PM3	C1	1	0	0	10.00
PM4	C1	1	0	0	10.00
PM5	C1	1	0	0	10.00
PM6	C1	1	0	0	10.00
PM7	C1	1	0	0	10.00
PM8	C1	1	0	0	10.00
PM9	C1	1	0	0	10.00
PM10	C1	1	0	0	10.00
PM11	C1	1	0	0	10.00
PM12	C1	1	0	0	10.00
PM13	C1	1	0	0	10.00
PM14	C1	1	0	0	10.00
PM15	C1	1	0	0	10.00
PM16	C1	1	0	0	10.00
PM17	C1	1	0	0	10.00
PM18	C1	1	0	0	10.00
PM19	C1	1	0	0	10.00
PM20	C1	1	0	0	10.00
PM21	C1	1	0	0	10.00
PM22	C1	1	0	0	10.00
PM23	C1	1	0	0	10.00
PM24	C1	1	0	0	10.00
PM25	C1	1	0	0	10.00
PM26	C1	1	0	0	10.00
PM27	C1	1	0	0	10.00
PM28	C1	1	0	0	10.00
PM29	C1	1	0	0	10.00
PM30	C1	1	0	0	10.00
PM31	C1	1	0	0	10.00
PM32	C1	1	0	0	10.00
PM33	C1	1	0	0	10.00
PM34	C1	1	0	0	10.00
PM35	C1	1	0	0	10.00
PM36	C1	1	0	0	10.00
PM37	C1	1	0	0	10.00
PM38	C1	1	0	0	10.00

Palificata.
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

12:36:29 martedì 21 luglio 2020

Nome palificata: Pila_2_29m.ple
Descrizione palificata: Palificata.
Metodo di verifica: Stati limite secondo NTC08
Unità di misura, ove non indicate espressamente: [cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm2],[cm2]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Puntii maglia (38), Tutti i casi (3), Tutti i sestetti (7)					
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm ²][f.s.]
1: SLU	PM32-S1 ↓111711/86287 = 1.29	---	PM1-S3 981628/458 = 2 145.63	---	PM1-S1 0/0 = ∞
2: SLV Sism.	PM13-S1 ↓111711/58221 = 1.92	---	PM1-S1 981628/1356 = 724.01	---	PM1-S1 0/0 = ∞
3: Rara	---	PM7-S1 -1 (max -50)	---	PM1-S1 0 (max 50)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

Normativa di riferimento.

Verifica a liquefazione.

Si escludono verifiche a *liquefazione*, perchè il caso in esame rientra almeno in una delle cinque circostanze elencate nello specifico paragrafo [7.11.3.4.2].

Interazione cinematica.

Si trascura l'incremento di sollecitazioni lungo il palo, dovuto all'*interazione cinematica*, perchè il caso in esame non rientra tra quelli previsti nello specifico paragrafo [7.11.5.3.2] (media o alta sismicità, sottosuoli di tipo D o peggiori).

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_c	f_{cd} [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma^{(-)}_{cls, rara}$ [daN/cm ²]	$\sigma^{(-)}_{cls, qp}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk}(0\div40)$ [daN/cm ²]	γ_{m0}	$f_{cd}(0\div40)$ [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
S 355 H (Acc 1)	3550	1.05	3380.95	2100000

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 3 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1		SLU	No	3	
C2		SLV	Si	1	
C3		Rara	No	3	

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.



Micr. 1

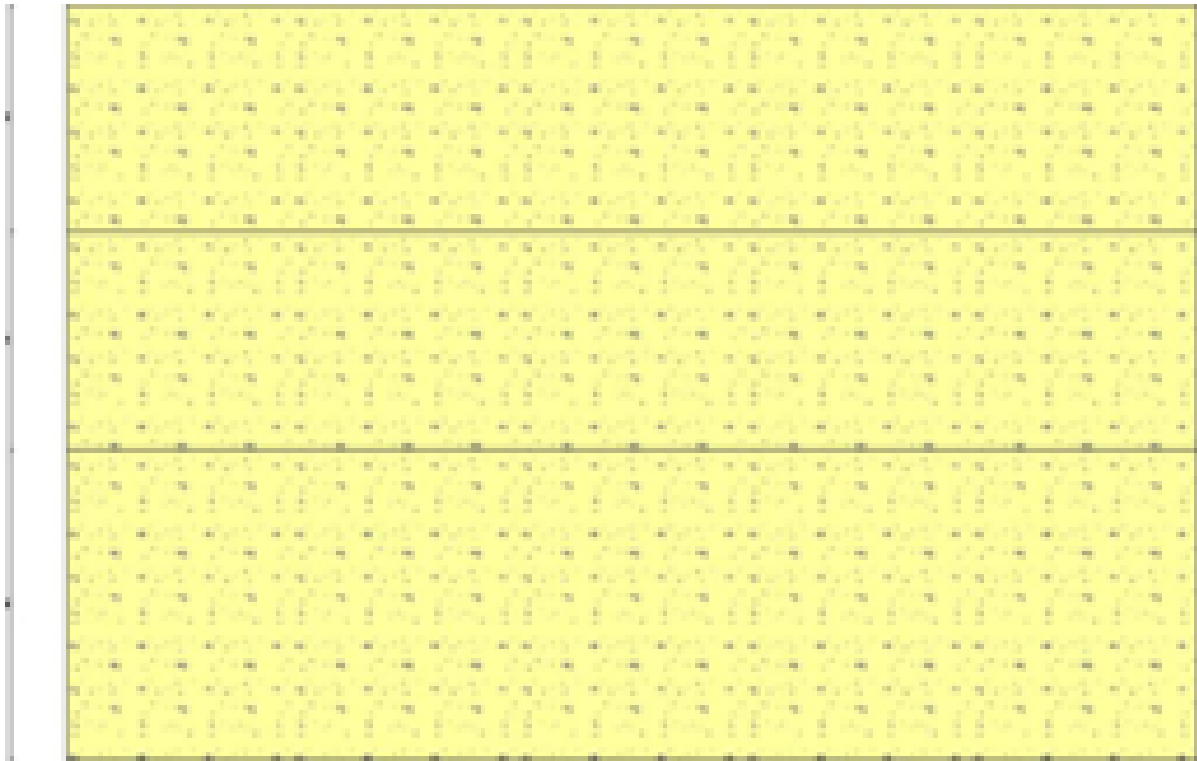
Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 3 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	S1 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	154	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	S2 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
1500	576.92	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	S3 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
3000	1153.85	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

SI	3 strati - Nessuna falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	1500	T1
2	-1500	1450	T2
3	-2950	2050	T3

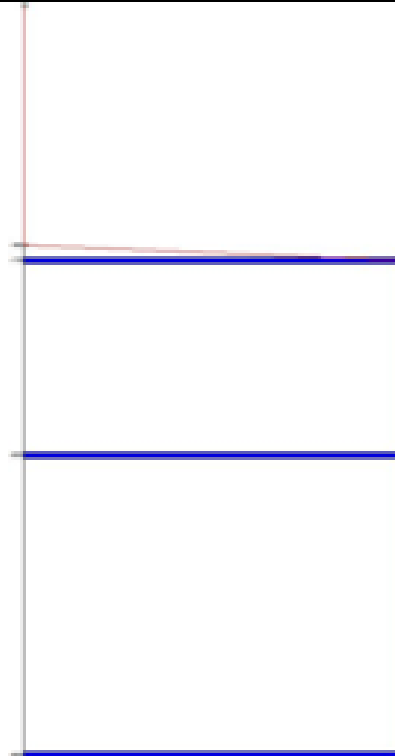


Str. 1

Prove penetrometriche.

Seguono i dati della prova penetrometrica SPT utilizzata.

SPT1		
5 dati		
n°	Quota[cm]	N
1	0	0
2	-1600	0
3	-1700	31
4	-3000	31
5	-5000	31



Non sono utilizzate prove CPT

Punti maglia.

La palificata comprende 38 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	0	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 1
PM2	0	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 2
PM3	0	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 3
PM4	0	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 4
PM5	0	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM6	0	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM7	150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM8	150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM9	150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM10	150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM11	150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM12	150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM13	300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM14	300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM15	300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM16	300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM17	300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM18	300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM19	-150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM20	-150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM21	-150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM22	-150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM23	-150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM24	-150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM25	-300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM26	-300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM27	-300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM28	-300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM29	-300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM30	-300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM31	75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM32	225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM33	-75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM34	-225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM35	75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM36	225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM37	-75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM38	-225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

Fondazione.

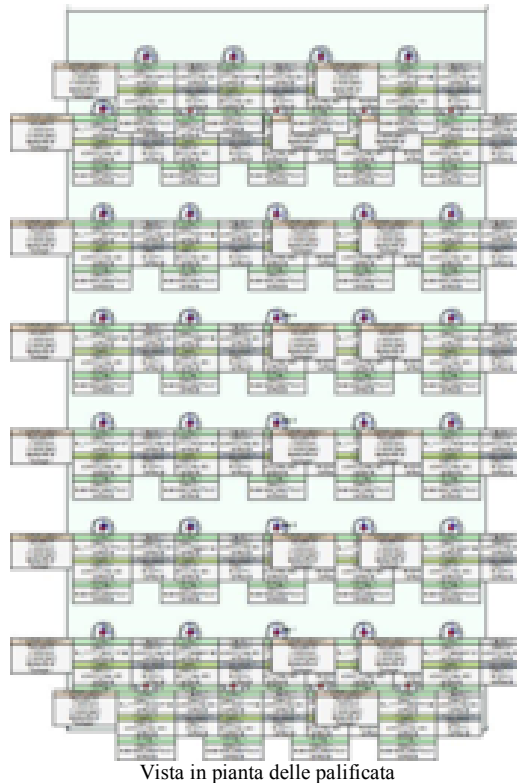
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-360	620
V2	360	620
V3	360	-620
V4	-360	-620

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
PI	0	0

Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta delle palificate

Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
1	C1	1	-2573600	6500	15800	90620000	7100000	0
1	C1	2	-2444600	6500	15700	118820000	7100000	0
1	C1	3	-2401900	6800	16000	64090000	7490000	0
1	C2	1	-1626900	22600	46300	51910000	24540000	0
1	C3	1	-2573600	6500	15800	90620000	7100000	0
1	C3	2	-2444600	6500	15700	118820000	7100000	0
1	C3	3	-2401900	6800	16000	64090000	7490000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM32, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo *Bustamante e Doix*.

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo *Palmer e Thompson*.

Metodo proposto da Palmer e Thompson (1948). Il valore del modulo di reazione orizzontale varia con la quota, in funzione del suo valore alla base del palo (kl) e di un esponente n compreso usualmente fra 0 e 1 (argille: 0-0.15, sabbie: 1).

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo *Broms*.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

Caso 1) -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$,

$\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.30	1.30
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,faV}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

La tipologia di iniezione del micropalo non rientra tra quelle previste dagli Autori (IGU o IRS). Il diametro medio del bulbo di malta è assunto pari a quello di perforazione. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} , come per un palo trivellato, tramite un coefficiente pari a 0.001. Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 0.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 0 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 0 [daN] (0 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$). $Q_{st,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$).

Strato 2: S2

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2950 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2225 [cm].

Il diametro della perforazione vale 30 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (IGU - iniezione globale unica in pressione), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 34.5 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 31.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.78 [daN/cm²]. La portata laterale calcolata vale 218395.67 [daN] (152876.97 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 111711.34$ [daN] (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = 71942.1$ [daN] (s/D=0.40%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è 111711.34 [daN], $Q_{st,d}$ è 71942.1 [daN].

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è 111711.34 [daN], $Q_{tt,d}$ è 71942.1 [daN].

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Palmer e Thompson* per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'approfondimento vale 755 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 1.53559 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 1.53$ [daN/cm³].

Strato 2: S2

Metodo *Palmer e Thompson* per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2950 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2225 [cm].

L'approfondimento vale 2225 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 4.52542 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 4.53$ [daN/cm³].

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Broms* per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.51$ [daN/cm²].

La pressione limite laterale calcolata vale 12.55 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 560889.8 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 253796.29$ [daN].

Strato 2: S2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2950 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2225 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 4.45$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 36.98 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 1608507.32 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 727831.37$ [daN].

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **981627.66** [daN]. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **794402.54** [daN].

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3
s	-0.1	0	0.1
E_d	-111711.34	0	71942.1

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst [daN]	Qsc [daN]	Qbc [daN]	Qtt [daN]	Qtc [daN]
C1	71942.1	111711.34	0	71942.1	111711.34
C2	71942.1	111711.34	0	71942.1	111711.34
C3	152876.97	218395.67	0	152876.97	218395.67

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

Caratteristiche di sollecitazione applicate in testa al palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_x [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-75562.5÷-68738.54	171.05÷178.95	413.16÷421.05	15161÷18124	-3418÷-3278	0

Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)					
---	--	--	--	--	--

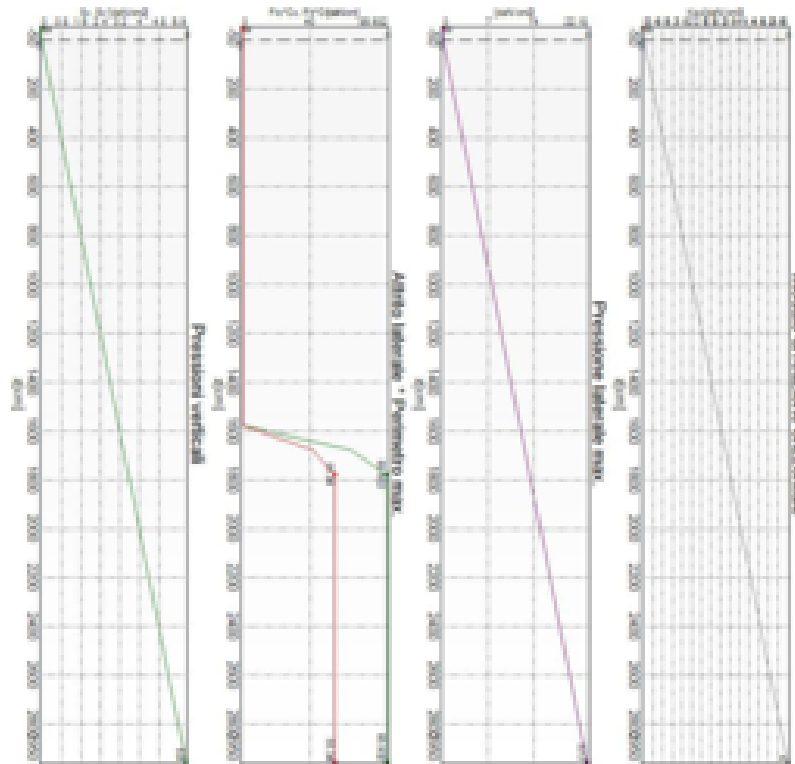
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-75562.5÷-68738.54	171.05÷178.95	413.16÷421.05	15161÷18124	-3418÷-3278	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM32**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM32, Caso C1, Sestetto 1

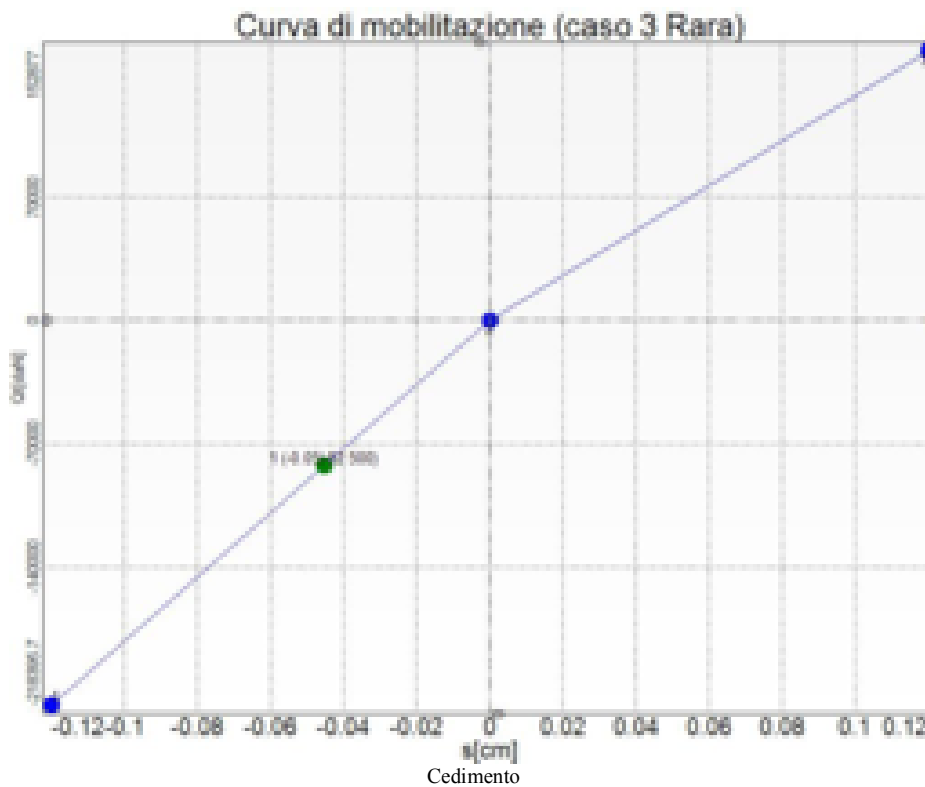
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Qt[daN]	S_d : Qt[daN]	fs[-]
PM1	C1	1	111711	83687	1.33
PM2	C1	1	111711	80553	1.39
PM3	C1	1	111711	77418	1.44
PM4	C1	1	111711	74284	1.50
PM5	C1	1	111711	71149	1.57
PM6	C1	1	111711	68015	1.64
PM7	C1	1	111711	84375	1.32
PM8	C1	1	111711	81241	1.38
PM9	C1	1	111711	78106	1.43
PM10	C1	1	111711	74972	1.49
PM11	C1	1	111711	71837	1.56
PM12	C1	1	111711	68703	1.63
PM13	C1	1	111711	85063	1.31
PM14	C1	1	111711	81929	1.36
PM15	C1	1	111711	78794	1.42
PM16	C1	1	111711	75660	1.48
PM17	C1	1	111711	72526	1.54
PM18	C1	1	111711	69391	1.61
PM19	C1	1	111711	82999	1.35
PM20	C1	1	111711	79865	1.40
PM21	C1	1	111711	76730	1.46

PM22	C1	1	111711	73596	1.52
PM23	C1	1	111711	70461	1.59
PM24	C1	1	111711	67327	1.66
PM25	C1	1	111711	82311	1.36
PM26	C1	1	111711	79177	1.41
PM27	C1	1	111711	76042	1.47
PM28	C1	1	111711	72908	1.53
PM29	C1	1	111711	69773	1.60
PM30	C1	1	111711	66639	1.68
PM31	C1	1	111711	85599	1.31
PM32	C1	1	111711	86287	1.29
PM33	C1	1	111711	84911	1.32
PM34	C1	1	111711	84222	1.33
PM35	C1	1	111711	66792	1.67
PM36	C1	1	111711	67480	1.66
PM37	C1	1	111711	66104	1.69
PM38	C1	1	111711	65416	1.71

Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM7**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.45 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.64 [mm], cedimento totale: -1.10 [mm].



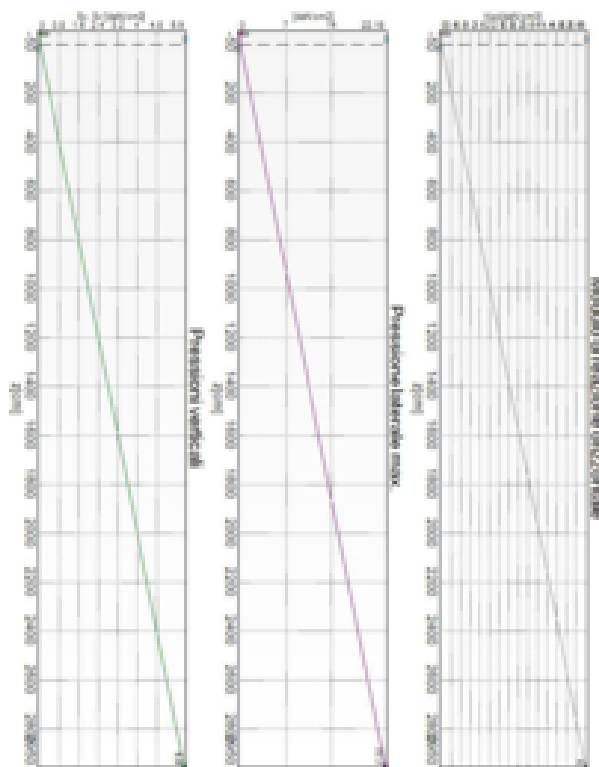
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	f _s [-]
PM1	C3	1	-50	-1	10.00
PM2	C3	1	-50	0	10.00
PM3	C3	1	-50	0	10.00
PM4	C3	1	-50	0	10.00
PM5	C3	1	-50	0	10.00
PM6	C3	1	-50	0	10.00
PM7	C3	1	-50	-1	10.00

PM8	C3	1	-50	0	10.00
PM9	C3	1	-50	0	10.00
PM10	C3	1	-50	0	10.00
PM11	C3	1	-50	0	10.00
PM12	C3	1	-50	0	10.00
PM13	C3	1	-50	0	10.00
PM14	C3	1	-50	0	10.00
PM15	C3	1	-50	0	10.00
PM16	C3	1	-50	0	10.00
PM17	C3	1	-50	0	10.00
PM18	C3	1	-50	0	10.00
PM19	C3	1	-50	-1	10.00
PM20	C3	1	-50	0	10.00
PM21	C3	1	-50	0	10.00
PM22	C3	1	-50	0	10.00
PM23	C3	1	-50	0	10.00
PM24	C3	1	-50	0	10.00
PM25	C3	1	-50	0	10.00
PM26	C3	1	-50	0	10.00
PM27	C3	1	-50	0	10.00
PM28	C3	1	-50	0	10.00
PM29	C3	1	-50	0	10.00
PM30	C3	1	-50	0	10.00
PM31	C3	1	-50	0	10.00
PM32	C3	1	-50	0	10.00
PM33	C3	1	-50	0	10.00
PM34	C3	1	-50	0	10.00
PM35	C3	1	-50	0	10.00
PM36	C3	1	-50	0	10.00
PM37	C3	1	-50	0	10.00
PM38	C3	1	-50	0	10.00

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C2**, sestetto **1** (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Resistenza trasversale
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C2, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore

di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[daN]	S _d : Rtr[daN]	f _s [-]
PM1	C2	1	981628	1356	10.00
PM2	C2	1	981628	1356	10.00
PM3	C2	1	981628	1356	10.00
PM4	C2	1	981628	1356	10.00
PM5	C2	1	981628	1356	10.00
PM6	C2	1	981628	1356	10.00
PM7	C2	1	981628	1356	10.00
PM8	C2	1	981628	1356	10.00
PM9	C2	1	981628	1356	10.00
PM10	C2	1	981628	1356	10.00
PM11	C2	1	981628	1356	10.00
PM12	C2	1	981628	1356	10.00
PM13	C2	1	981628	1356	10.00
PM14	C2	1	981628	1356	10.00
PM15	C2	1	981628	1356	10.00
PM16	C2	1	981628	1356	10.00
PM17	C2	1	981628	1356	10.00
PM18	C2	1	981628	1356	10.00
PM19	C2	1	981628	1356	10.00
PM20	C2	1	981628	1356	10.00
PM21	C2	1	981628	1356	10.00
PM22	C2	1	981628	1356	10.00
PM23	C2	1	981628	1356	10.00
PM24	C2	1	981628	1356	10.00
PM25	C2	1	981628	1356	10.00
PM26	C2	1	981628	1356	10.00
PM27	C2	1	981628	1356	10.00
PM28	C2	1	981628	1356	10.00
PM29	C2	1	981628	1356	10.00
PM30	C2	1	981628	1356	10.00
PM31	C2	1	981628	1356	10.00
PM32	C2	1	981628	1356	10.00
PM33	C2	1	981628	1356	10.00
PM34	C2	1	981628	1356	10.00
PM35	C2	1	981628	1356	10.00
PM36	C2	1	981628	1356	10.00
PM37	C2	1	981628	1356	10.00
PM38	C2	1	981628	1356	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	f _s [-]
PM1	C3	1	50	0	10.00
PM2	C3	1	50	0	10.00
PM3	C3	1	50	0	10.00
PM4	C3	1	50	0	10.00
PM5	C3	1	50	0	10.00
PM6	C3	1	50	0	10.00
PM7	C3	1	50	0	10.00
PM8	C3	1	50	0	10.00
PM9	C3	1	50	0	10.00
PM10	C3	1	50	0	10.00
PM11	C3	1	50	0	10.00
PM12	C3	1	50	0	10.00
PM13	C3	1	50	0	10.00
PM14	C3	1	50	0	10.00

PM15	C3	1	50	0	10.00
PM16	C3	1	50	0	10.00
PM17	C3	1	50	0	10.00
PM18	C3	1	50	0	10.00
PM19	C3	1	50	0	10.00
PM20	C3	1	50	0	10.00
PM21	C3	1	50	0	10.00
PM22	C3	1	50	0	10.00
PM23	C3	1	50	0	10.00
PM24	C3	1	50	0	10.00
PM25	C3	1	50	0	10.00
PM26	C3	1	50	0	10.00
PM27	C3	1	50	0	10.00
PM28	C3	1	50	0	10.00
PM29	C3	1	50	0	10.00
PM30	C3	1	50	0	10.00
PM31	C3	1	50	0	10.00
PM32	C3	1	50	0	10.00
PM33	C3	1	50	0	10.00
PM34	C3	1	50	0	10.00
PM35	C3	1	50	0	10.00
PM36	C3	1	50	0	10.00
PM37	C3	1	50	0	10.00
PM38	C3	1	50	0	10.00

Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm ²]	S _d : sigma[daN/cm ²]	fs[-]
PM1	C1	1	0	0	10.00
PM2	C1	1	0	0	10.00
PM3	C1	1	0	0	10.00
PM4	C1	1	0	0	10.00

PM5	C1	1	0	0	10.00
PM6	C1	1	0	0	10.00
PM7	C1	1	0	0	10.00
PM8	C1	1	0	0	10.00
PM9	C1	1	0	0	10.00
PM10	C1	1	0	0	10.00
PM11	C1	1	0	0	10.00
PM12	C1	1	0	0	10.00
PM13	C1	1	0	0	10.00
PM14	C1	1	0	0	10.00
PM15	C1	1	0	0	10.00
PM16	C1	1	0	0	10.00
PM17	C1	1	0	0	10.00
PM18	C1	1	0	0	10.00
PM19	C1	1	0	0	10.00
PM20	C1	1	0	0	10.00
PM21	C1	1	0	0	10.00
PM22	C1	1	0	0	10.00
PM23	C1	1	0	0	10.00
PM24	C1	1	0	0	10.00
PM25	C1	1	0	0	10.00
PM26	C1	1	0	0	10.00
PM27	C1	1	0	0	10.00
PM28	C1	1	0	0	10.00
PM29	C1	1	0	0	10.00
PM30	C1	1	0	0	10.00
PM31	C1	1	0	0	10.00
PM32	C1	1	0	0	10.00
PM33	C1	1	0	0	10.00
PM34	C1	1	0	0	10.00
PM35	C1	1	0	0	10.00
PM36	C1	1	0	0	10.00
PM37	C1	1	0	0	10.00
PM38	C1	1	0	0	10.00

Palificata.
Relazione di Calcolo



CDM DOLMEN
CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

12:33:45 martedì 21 luglio 2020

Nome palificata: Pila_3_29m.ple
Descrizione palificata: Palificata.
Metodo di verifica: Stati limite secondo NTC08
Unità di misura, ove non indicate espressamente: [cm],[daN],[daN*cm],[daN/cm2],[cm2]

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Puntii maglia (38), Tutti i casi (3), Tutti i sestetti (7)					
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm ²][f.s.]
1: SLU	PM32-S1 ↓107415/89216 = 1.20	---	PM6-S3 948634/766 = 1 238.30	---	PM1-S1 0/0 = ∞
2: SLV Sism.	PM13-S1 ↓107415/58115 = 1.85	---	PM2-S1 948634/1356 = 699.67	---	PM1-S1 0/0 = ∞
3: Rara	---	PM7-S1 -1 (max -50)	---	PM1-S1 0 (max 50)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

Normativa di riferimento.

Verifica a liquefazione.

Si escludono verifiche a *liquefazione*, perchè il caso in esame rientra almeno in una delle cinque circostanze elencate nello specifico paragrafo [7.11.3.4.2].

Interazione cinematica.

Si trascura l'incremento di sollecitazioni lungo il palo, dovuto all'*interazione cinematica*, perchè il caso in esame non rientra tra quelli previsti nello specifico paragrafo [7.11.5.3.2] (media o alta sismicità, sottosuoli di tipo D o peggiori).

Materiali.

Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{cd} [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	249	1.50	141.1	314471.61

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma^{(-)}_{cls, rara}$ [daN/cm ²]	$\sigma^{(-)}_{cls, qp}$ [daN/cm ²]
C25/30 (Cls 1)	149.4	112.05

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk}(0\div40)$ [daN/cm ²]	γ_{m0}	$f_{cd}(0\div40)$ [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
S 355 H (Acc 1)	3550	1.05	3380.95	2100000

Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 3 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1		SLU	No	3	
C2		SLV	Si	1	
C3		Rara	No	3	

Dati del progetto.

Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.



Micr. 1

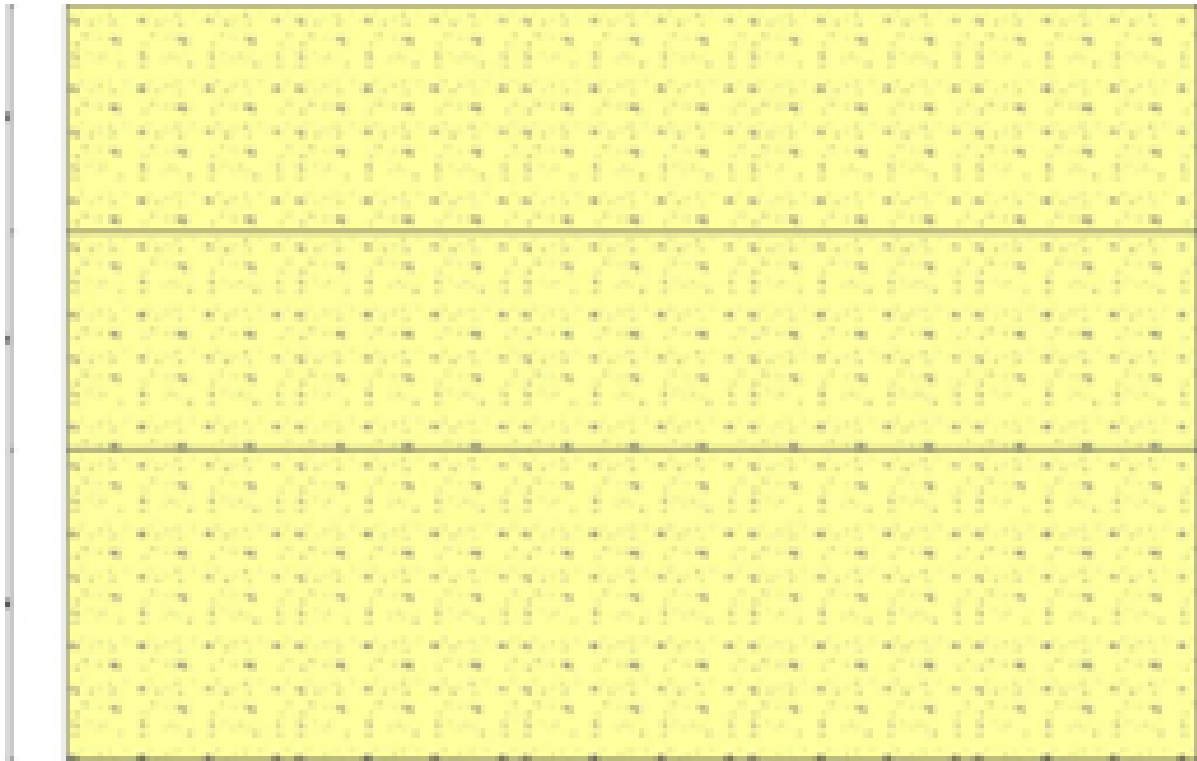
Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 3 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	S1 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	154	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	S2 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
1500	576.92	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	S3 SC - Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.002	0.0021	0.3	28	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
3000	1153.85	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

SI	3 strati - Nessuna falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	1500	T1
2	-1500	1450	T2
3	-2950	2050	T3

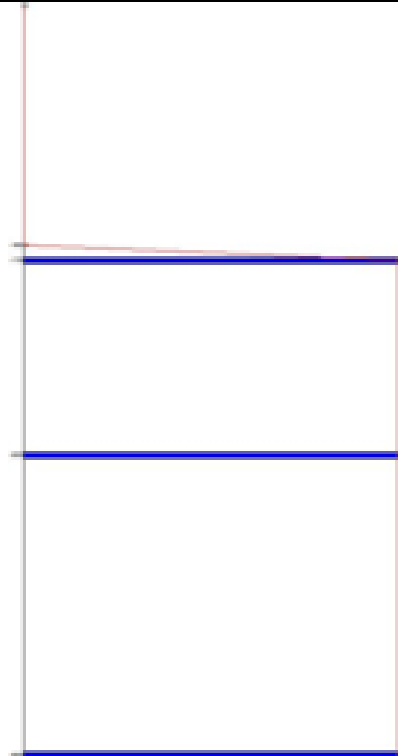


Str. 1

Prove penetrometriche.

Seguono i dati della prova penetrometrica SPT utilizzata.

SPT1		
5 dati		
n°	Quota[cm]	N
1	0	0
2	-1600	0
3	-1700	31
4	-3000	31
5	-5000	31



Non sono utilizzate prove CPT

Punti maglia.

La palificata comprende 38 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	0	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 1
PM2	0	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 2
PM3	0	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 3
PM4	0	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	Palo 4
PM5	0	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM6	0	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM7	150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM8	150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM9	150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM10	150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM11	150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM12	150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM13	300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM14	300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM15	300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM16	300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM17	300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM18	300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM19	-150	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM20	-150	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM21	-150	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM22	-150	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM23	-150	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM24	-150	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM25	-300	-450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM26	-300	-270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM27	-300	-90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM28	-300	90	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM29	-300	270	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM30	-300	450	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM31	75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM32	225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM33	-75	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM34	-225	-540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM35	75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM36	225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM37	-75	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	
PM38	-225	540	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	-	

Fondazione.

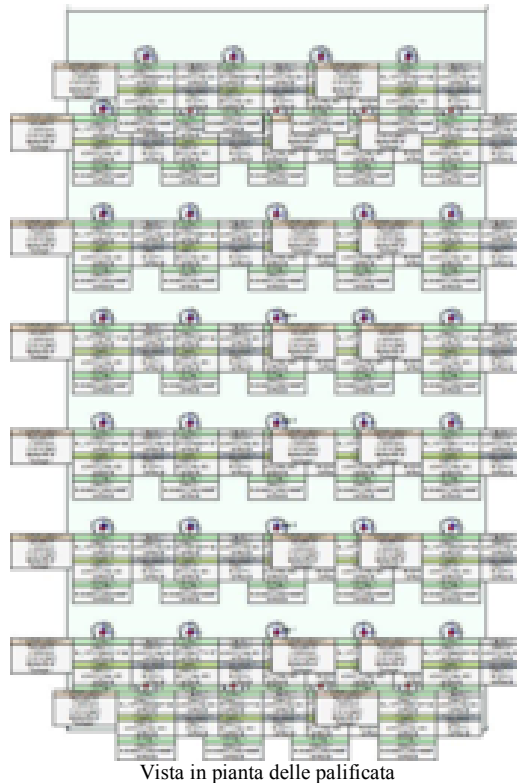
I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-360	620
V2	360	620
V3	360	-620
V4	-360	-620

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[cm]	Y[cm]
PI	0	0

Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta delle palificata

Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
1	C1	1	-2660900	11500	15700	89540000	13180000	0
1	C1	2	-2540700	11400	15600	115900000	13150000	0
1	C1	3	-2387700	11600	26700	64040000	13390000	0
1	C2	1	-1626900	22600	46300	51910000	24540000	0
1	C3	1	-2660900	11500	15700	89540000	13180000	0
1	C3	2	-2540700	11400	15600	115900000	13150000	0
1	C3	3	-2387700	11600	26700	64040000	13390000	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM32, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo *Bustamante e Doix*.

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo *Palmer e Thompson*.

Metodo proposto da Palmer e Thompson (1948). Il valore del modulo di reazione orizzontale varia con la quota, in funzione del suo valore alla base del palo (k_l) e di un esponente n compreso usualmente fra 0 e 1 (argille: 0-0.15, sabbie: 1).

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo *Broms*.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

Caso 1) -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$,

$\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.30	1.30
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,faV}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

La tipologia di iniezione del micropalo non rientra tra quelle previste dagli Autori (IGU o IRS). Il diametro medio del bulbo di malta è assunto pari a quello di perforazione. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} , come per un palo trivellato, tramite un coefficiente pari a 0.001. Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 0.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 0 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 0 [daN] (0 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$). $Q_{st,d} = 0$ [daN] ($s/D=0.40\%$).

Strato 2: S2

Metodo *Bustamante e Doix* per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

Il diametro della perforazione vale 30 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (IGU - iniezione globale unica in pressione), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 34.5 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 31.0 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.78 [daN/cm²]. La portata laterale calcolata vale 209995.83 [daN] (146997.08 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 107414.75 [daN]$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = 69175.1 [daN]$ (s/D=0.40%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è 107414.75 [daN], $Q_{st,d}$ è 69175.1 [daN].

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è 107414.75 [daN], $Q_{tt,d}$ è 69175.1 [daN].

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Palmer e Thompson* per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'approfondimento vale 755 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 1.56207 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 1.55 [daN/cm^3]$.

Strato 2: S2

Metodo *Palmer e Thompson* per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

L'approfondimento vale 2200 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 4.55172 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{So,med} = 4.55 [daN/cm^3]$.

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: S1

Metodo *Broms* per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -1500 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 1.51 [daN/cm^2]$.

La pressione limite laterale calcolata vale 12.55 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 560889.8 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 253796.29 [daN]$.

Strato 2: S2

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -1500 [cm] a quota -2900 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2200 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 4.4$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 36.56 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 1535591.64 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 694837.85$ [daN].

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **948634.14 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **767701.85 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3
s	-0.1	0	0.1
E_d	-107414.75	0	69175.1

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst [daN]	Qsc [daN]	Qbc [daN]	Qtt [daN]	Qtc [daN]
C1	69175.1	107414.75	0	69175.1	107414.75
C2	69175.1	107414.75	0	69175.1	107414.75
C3	146997.08	209995.83	0	146997.08	209995.83

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_x [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-77766.13÷-68334.98	300÷305.26	410.53÷702.63	16469÷22873	-5733÷-5636	0

Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)					
---	--	--	--	--	--

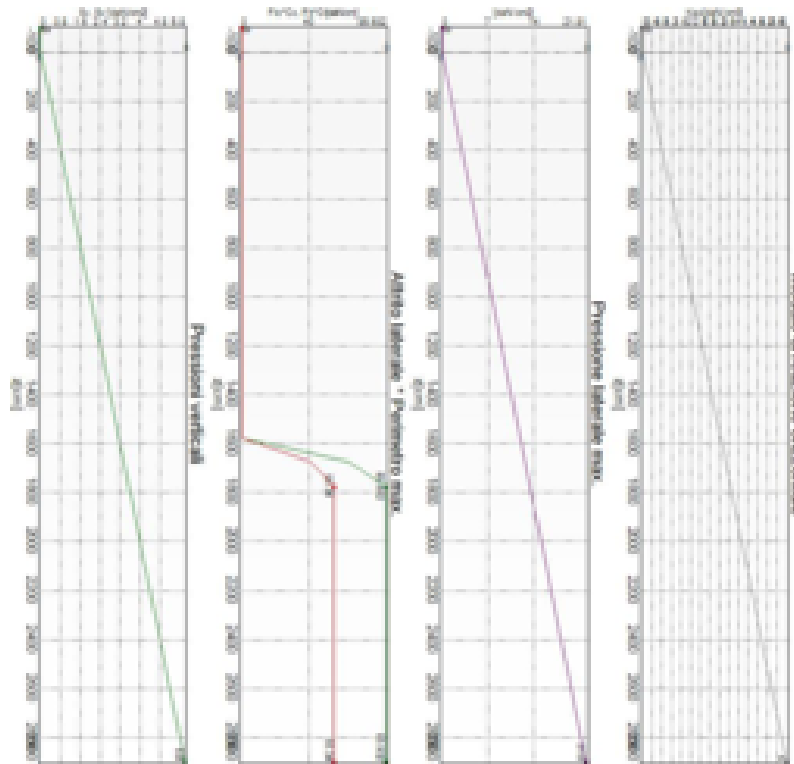
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-77766.13÷-68334.98	300÷305.26	410.53÷702.63	16469÷22873	-5733÷-5636	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM32**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM32, Caso C1, Sestetto 1

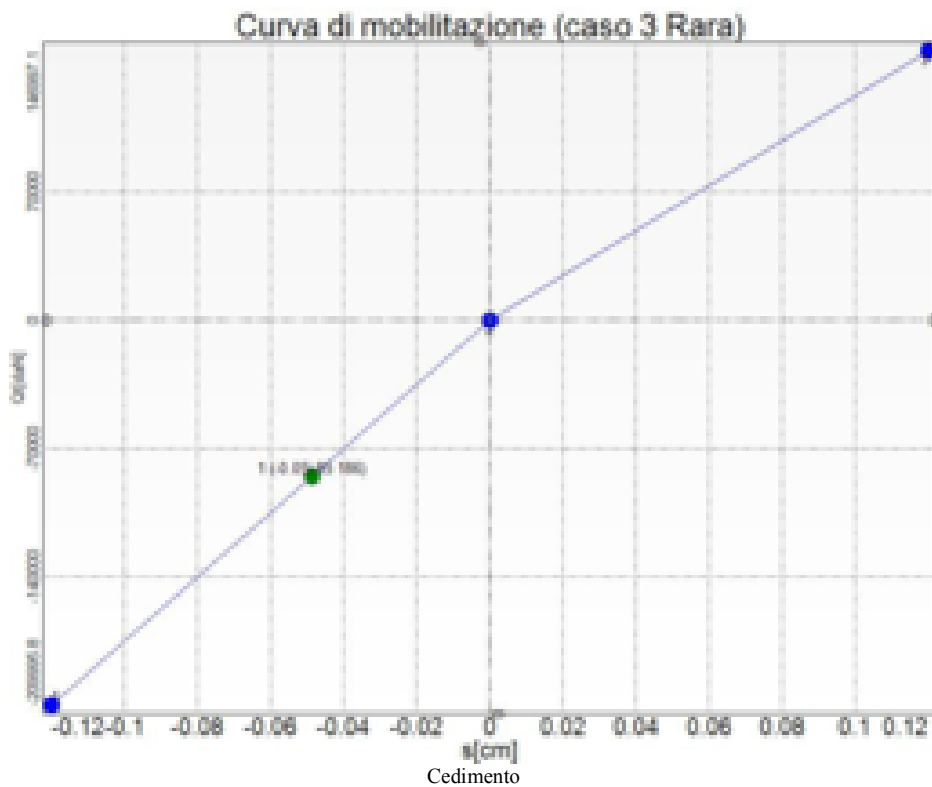
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Q_t [daN]	S_d : Q_t [daN]	f_s [-]
PM1	C1	1	107415	85753	1.25
PM2	C1	1	107415	82656	1.30
PM3	C1	1	107415	79559	1.35
PM4	C1	1	107415	76462	1.40
PM5	C1	1	107415	73365	1.46
PM6	C1	1	107415	70268	1.53
PM7	C1	1	107415	87029	1.23
PM8	C1	1	107415	83932	1.28
PM9	C1	1	107415	80835	1.33
PM10	C1	1	107415	77738	1.38
PM11	C1	1	107415	74641	1.44
PM12	C1	1	107415	71544	1.50
PM13	C1	1	107415	88305	1.22
PM14	C1	1	107415	85208	1.26
PM15	C1	1	107415	82111	1.31
PM16	C1	1	107415	79014	1.36
PM17	C1	1	107415	75917	1.41
PM18	C1	1	107415	72820	1.48
PM19	C1	1	107415	84477	1.27
PM20	C1	1	107415	81380	1.32
PM21	C1	1	107415	78283	1.37

PM22	C1	1	107415	75186	1.43
PM23	C1	1	107415	72089	1.49
PM24	C1	1	107415	68992	1.56
PM25	C1	1	107415	83201	1.29
PM26	C1	1	107415	80104	1.34
PM27	C1	1	107415	77008	1.39
PM28	C1	1	107415	73911	1.45
PM29	C1	1	107415	70814	1.52
PM30	C1	1	107415	67717	1.59
PM31	C1	1	107415	87940	1.22
PM32	C1	1	107415	89216	1.20
PM33	C1	1	107415	86664	1.24
PM34	C1	1	107415	85388	1.26
PM35	C1	1	107415	69358	1.55
PM36	C1	1	107415	70634	1.52
PM37	C1	1	107415	68082	1.58
PM38	C1	1	107415	66806	1.61

Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM7**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.49 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.70 [mm], cedimento totale: -1.19 [mm].



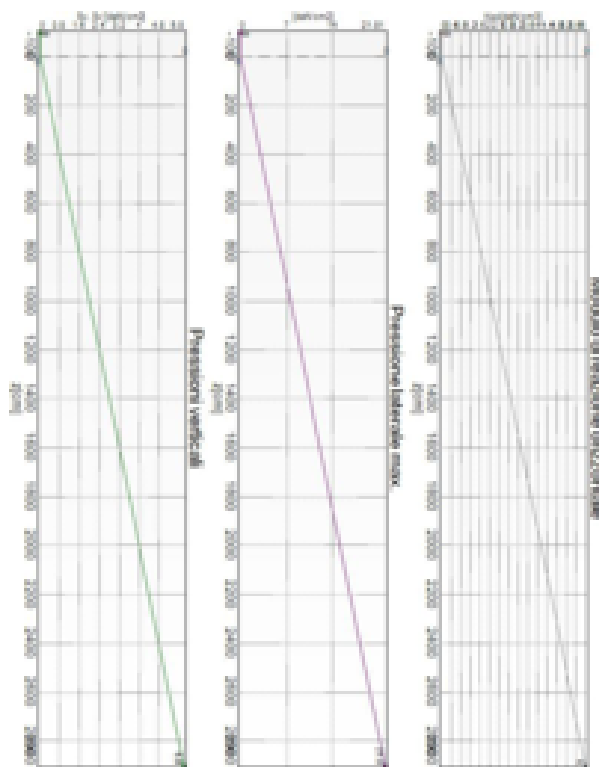
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	fs[-]
PM1	C3	1	-50	-1	10.00
PM2	C3	1	-50	0	10.00
PM3	C3	1	-50	0	10.00
PM4	C3	1	-50	0	10.00
PM5	C3	1	-50	0	10.00
PM6	C3	1	-50	0	10.00
PM7	C3	1	-50	-1	10.00

PM8	C3	1	-50	0	10.00
PM9	C3	1	-50	0	10.00
PM10	C3	1	-50	0	10.00
PM11	C3	1	-50	0	10.00
PM12	C3	1	-50	0	10.00
PM13	C3	1	-50	0	10.00
PM14	C3	1	-50	0	10.00
PM15	C3	1	-50	0	10.00
PM16	C3	1	-50	0	10.00
PM17	C3	1	-50	0	10.00
PM18	C3	1	-50	0	10.00
PM19	C3	1	-50	-1	10.00
PM20	C3	1	-50	0	10.00
PM21	C3	1	-50	0	10.00
PM22	C3	1	-50	0	10.00
PM23	C3	1	-50	0	10.00
PM24	C3	1	-50	0	10.00
PM25	C3	1	-50	0	10.00
PM26	C3	1	-50	0	10.00
PM27	C3	1	-50	0	10.00
PM28	C3	1	-50	0	10.00
PM29	C3	1	-50	0	10.00
PM30	C3	1	-50	0	10.00
PM31	C3	1	-50	-1	10.00
PM32	C3	1	-50	0	10.00
PM33	C3	1	-50	-1	10.00
PM34	C3	1	-50	0	10.00
PM35	C3	1	-50	0	10.00
PM36	C3	1	-50	0	10.00
PM37	C3	1	-50	0	10.00
PM38	C3	1	-50	0	10.00

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C2**, sestetto **1** (Stato limite di salvaguardia della Vita).



Resistenza trasversale
Situazione peggiore: Punto maglia PM2, Caso C2, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore

di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[daN]	S _d : Rtr[daN]	f _s [-]
PM1	C2	1	948634	1356	10.00
PM2	C2	1	948634	1356	10.00
PM3	C2	1	948634	1356	10.00
PM4	C2	1	948634	1356	10.00
PM5	C2	1	948634	1356	10.00
PM6	C2	1	948634	1356	10.00
PM7	C2	1	948634	1356	10.00
PM8	C2	1	948634	1356	10.00
PM9	C2	1	948634	1356	10.00
PM10	C2	1	948634	1356	10.00
PM11	C2	1	948634	1356	10.00
PM12	C2	1	948634	1356	10.00
PM13	C2	1	948634	1356	10.00
PM14	C2	1	948634	1356	10.00
PM15	C2	1	948634	1356	10.00
PM16	C2	1	948634	1356	10.00
PM17	C2	1	948634	1356	10.00
PM18	C2	1	948634	1356	10.00
PM19	C2	1	948634	1356	10.00
PM20	C2	1	948634	1356	10.00
PM21	C2	1	948634	1356	10.00
PM22	C2	1	948634	1356	10.00
PM23	C2	1	948634	1356	10.00
PM24	C2	1	948634	1356	10.00
PM25	C2	1	948634	1356	10.00
PM26	C2	1	948634	1356	10.00
PM27	C2	1	948634	1356	10.00
PM28	C2	1	948634	1356	10.00
PM29	C2	1	948634	1356	10.00
PM30	C2	1	948634	1356	10.00
PM31	C2	1	948634	1356	10.00
PM32	C2	1	948634	1356	10.00
PM33	C2	1	948634	1356	10.00
PM34	C2	1	948634	1356	10.00
PM35	C2	1	948634	1356	10.00
PM36	C2	1	948634	1356	10.00
PM37	C2	1	948634	1356	10.00
PM38	C2	1	948634	1356	10.00

Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3**, sestetto **I** (Rara).

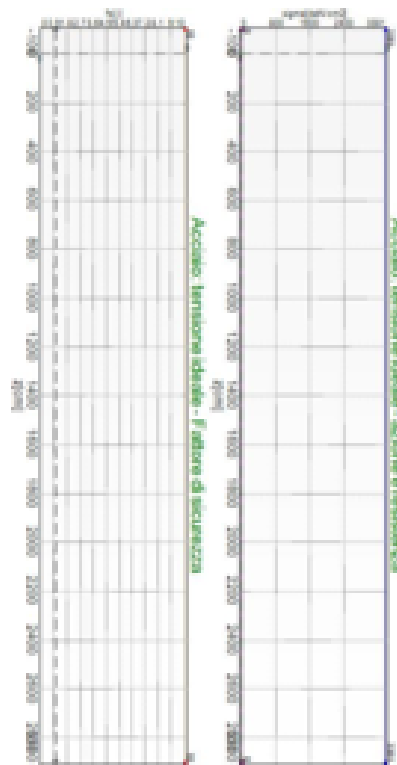
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	f _s [-]
PM1	C3	1	50	0	10.00
PM2	C3	1	50	0	10.00
PM3	C3	1	50	0	10.00
PM4	C3	1	50	0	10.00
PM5	C3	1	50	0	10.00
PM6	C3	1	50	0	10.00
PM7	C3	1	50	0	10.00
PM8	C3	1	50	0	10.00
PM9	C3	1	50	0	10.00
PM10	C3	1	50	0	10.00
PM11	C3	1	50	0	10.00
PM12	C3	1	50	0	10.00
PM13	C3	1	50	0	10.00
PM14	C3	1	50	0	10.00

PM15	C3	1	50	0	10.00
PM16	C3	1	50	0	10.00
PM17	C3	1	50	0	10.00
PM18	C3	1	50	0	10.00
PM19	C3	1	50	0	10.00
PM20	C3	1	50	0	10.00
PM21	C3	1	50	0	10.00
PM22	C3	1	50	0	10.00
PM23	C3	1	50	0	10.00
PM24	C3	1	50	0	10.00
PM25	C3	1	50	0	10.00
PM26	C3	1	50	0	10.00
PM27	C3	1	50	0	10.00
PM28	C3	1	50	0	10.00
PM29	C3	1	50	0	10.00
PM30	C3	1	50	0	10.00
PM31	C3	1	50	0	10.00
PM32	C3	1	50	0	10.00
PM33	C3	1	50	0	10.00
PM34	C3	1	50	0	10.00
PM35	C3	1	50	0	10.00
PM36	C3	1	50	0	10.00
PM37	C3	1	50	0	10.00
PM38	C3	1	50	0	10.00

Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm ²]	S _d : sigma[daN/cm ²]	fs[-]
PM1	C1	1	0	0	10.00
PM2	C1	1	0	0	10.00
PM3	C1	1	0	0	10.00
PM4	C1	1	0	0	10.00

PM5	C1	1	0	0	10.00
PM6	C1	1	0	0	10.00
PM7	C1	1	0	0	10.00
PM8	C1	1	0	0	10.00
PM9	C1	1	0	0	10.00
PM10	C1	1	0	0	10.00
PM11	C1	1	0	0	10.00
PM12	C1	1	0	0	10.00
PM13	C1	1	0	0	10.00
PM14	C1	1	0	0	10.00
PM15	C1	1	0	0	10.00
PM16	C1	1	0	0	10.00
PM17	C1	1	0	0	10.00
PM18	C1	1	0	0	10.00
PM19	C1	1	0	0	10.00
PM20	C1	1	0	0	10.00
PM21	C1	1	0	0	10.00
PM22	C1	1	0	0	10.00
PM23	C1	1	0	0	10.00
PM24	C1	1	0	0	10.00
PM25	C1	1	0	0	10.00
PM26	C1	1	0	0	10.00
PM27	C1	1	0	0	10.00
PM28	C1	1	0	0	10.00
PM29	C1	1	0	0	10.00
PM30	C1	1	0	0	10.00
PM31	C1	1	0	0	10.00
PM32	C1	1	0	0	10.00
PM33	C1	1	0	0	10.00
PM34	C1	1	0	0	10.00
PM35	C1	1	0	0	10.00
PM36	C1	1	0	0	10.00
PM37	C1	1	0	0	10.00
PM38	C1	1	0	0	10.00