

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI - CAVALCAFERROVIA

Nuovo cavalcaferrovia SP40 km 12+373,85

Relazione geotecnica

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N M 0 Z 2 0 D 2 6 R B I V 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S.Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018	

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Borelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. 1/8

File: NMOZ20D26RBIV0100001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	9
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	10
3.1	CALCESTRUZZO	10
3.2	ACCIAIO	10
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	10
3.2.2	<i>Acciaio tubolare micropali</i>	11
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	12
5	CARATTERISTICHE DELLE PILE E DELLE SPALLE	13
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	13
7	COMBINAZIONI DI CARICO	13
8	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE	13
9	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	14
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	14
9.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	17
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DELLE PILE N.1, 2, 3, 5, 6, 7	22
9.3.1	<i>Verifiche geotecniche carichi verticali</i>	22
9.3.2	<i>Verifiche geotecniche carichi orizzontali</i>	24
9.4	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DELLE SPALLE	27
9.4.1	<i>Verifiche geotecniche carichi verticali</i>	27
9.4.2	<i>Verifiche geotecniche carichi orizzontali</i>	29
10	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	32
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	32
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	34
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DELLA PILA N.4	35

<i>10.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali</i>	35
<i>10.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali</i>	37

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla WBS IV01 (Nuovo cavalcaferrovia SP40 km 12+350) sulla tratta ferroviaria Milano Rogoredo – Pavia al km 12+350.

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica delle fondazioni dell'opera.

L'impalcato è costituito da 8 travi in cemento armato precompresso, la larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12.5m.

Il ponte è formato da 8 campate in semplice appoggio.

Le luci delle campate del ponte misurate tra gli appoggi sono pari a 19.8m.

Le lunghezze complessive degli impalcati in asse alle pile sono pari a 22m.

Le fondazioni sono costituite da:

- spalle: plinto su n.16 pali di diametro 1.2m e lunghezza 25m
- pile n.1, 2, 3, 5, 6, 7: plinto su n.12 pali di diametro 1.2m e lunghezza 18m
- pila n.4: plinto su n.56 micropali di diametro 0.3m e lunghezza 15m

I plinti di fondazione presentano le seguenti dimensioni:

- spalle: 13.58m x 13m (in obliquo) x 2.2m
- pile n.1, 2, 3, 5, 6, 7: 13m x 9.40m x 2.0m
- pila n.4: 12m x 3.5m x 2.0m

Le dimensioni delle strutture in elevazione delle pile sono le seguenti:

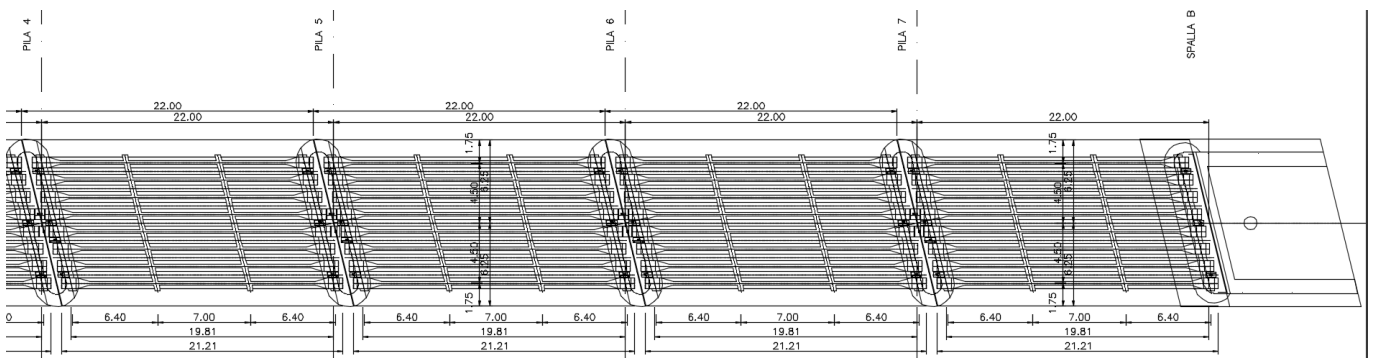
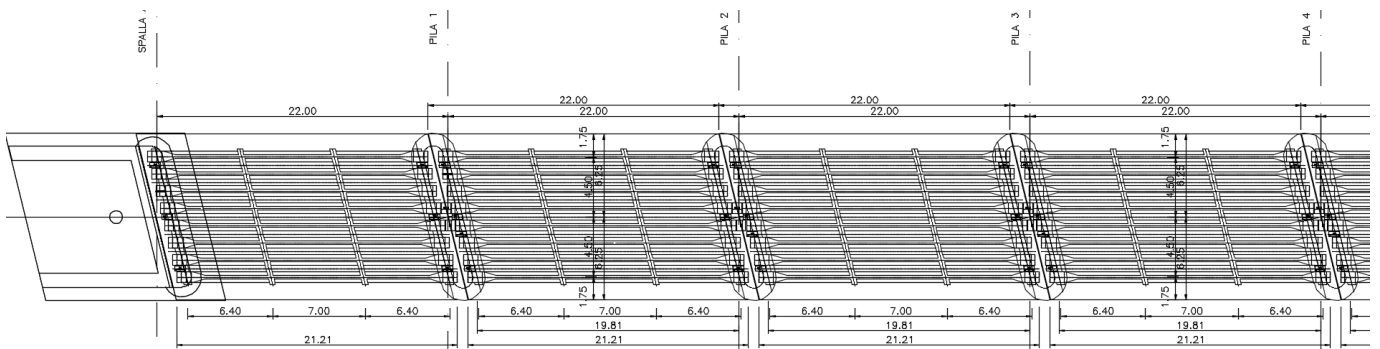
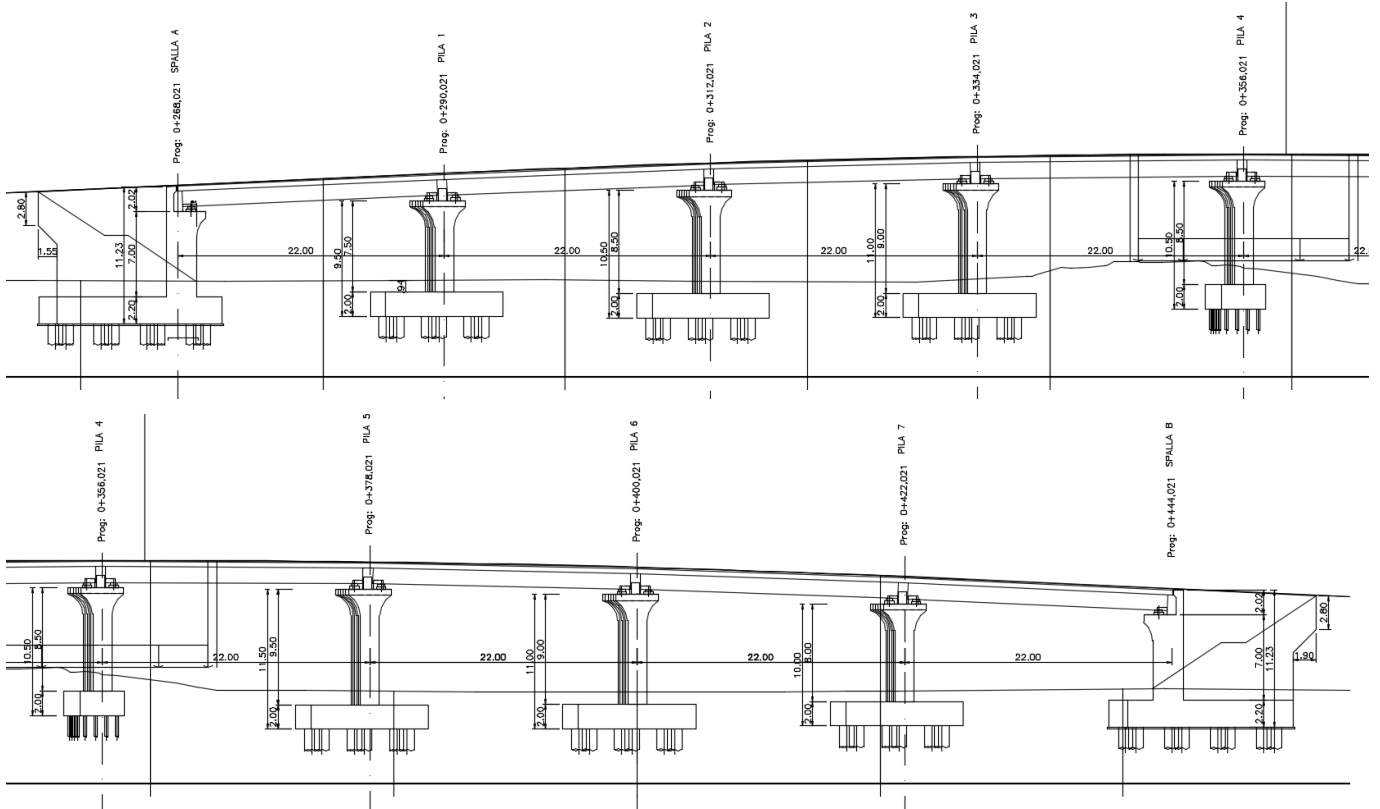
fusto: spessore:1.50m altezza: da 7.5m a 9.5m (compreso il pulvino) lunghezza: 11m

Le dimensioni delle strutture in elevazione delle spalle sono le seguenti:

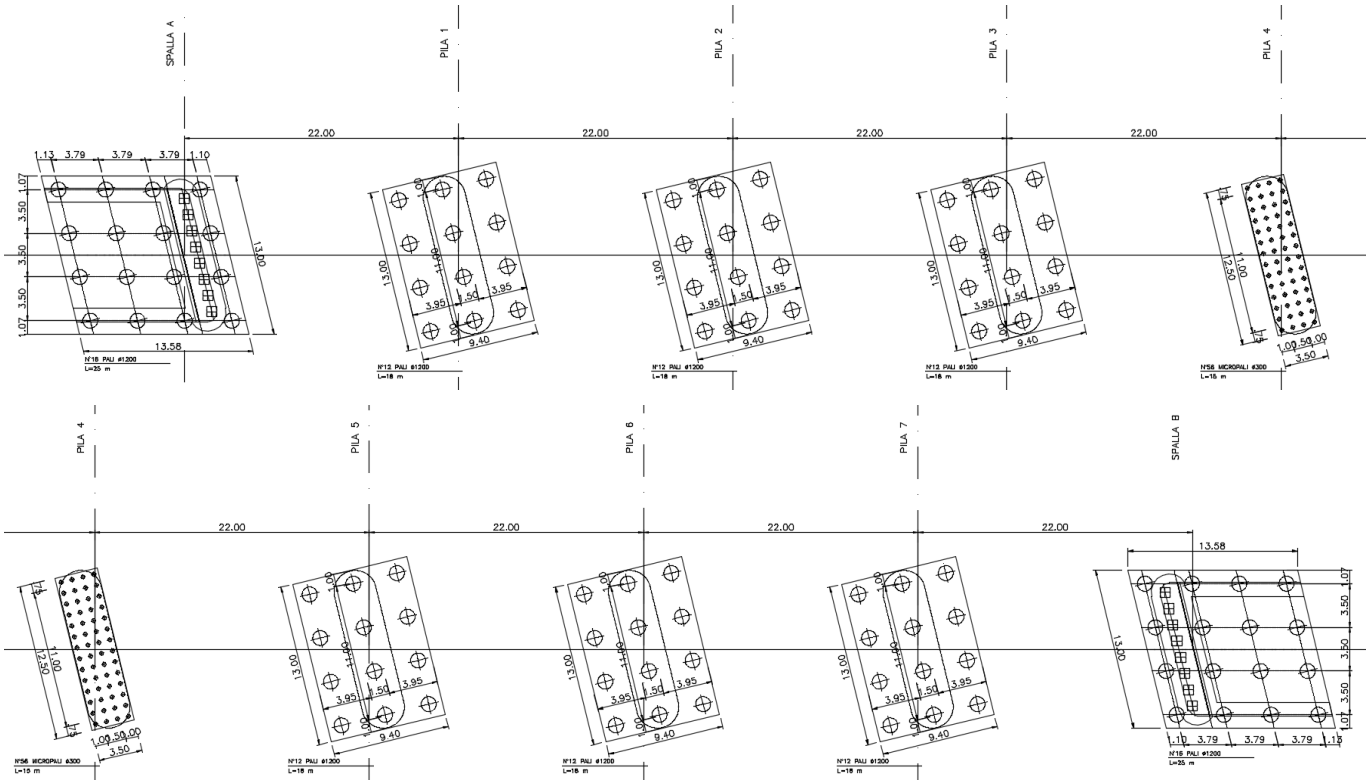
paramento di testata:	spessore: 2.4m	altezza: 7.0m	lunghezza: 11.0m
muro paraghiaia:	spessore: 0.60m	altezza: 2.0m circa	lunghezza: 11.0m
muri andatori:	spessore: 1.1m	altezza: 9.0m circa	lunghezza: 9.0m

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

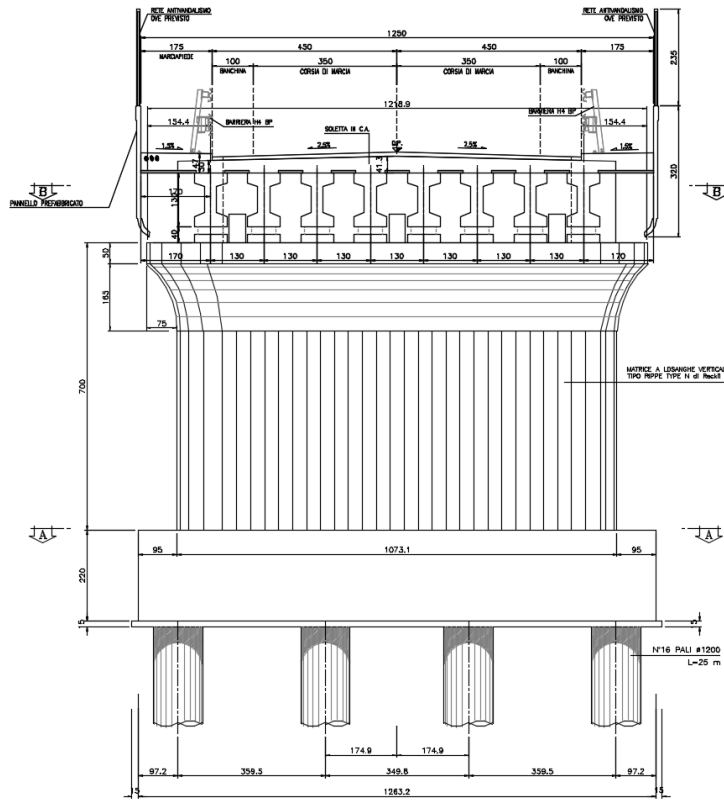
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	5 di 39



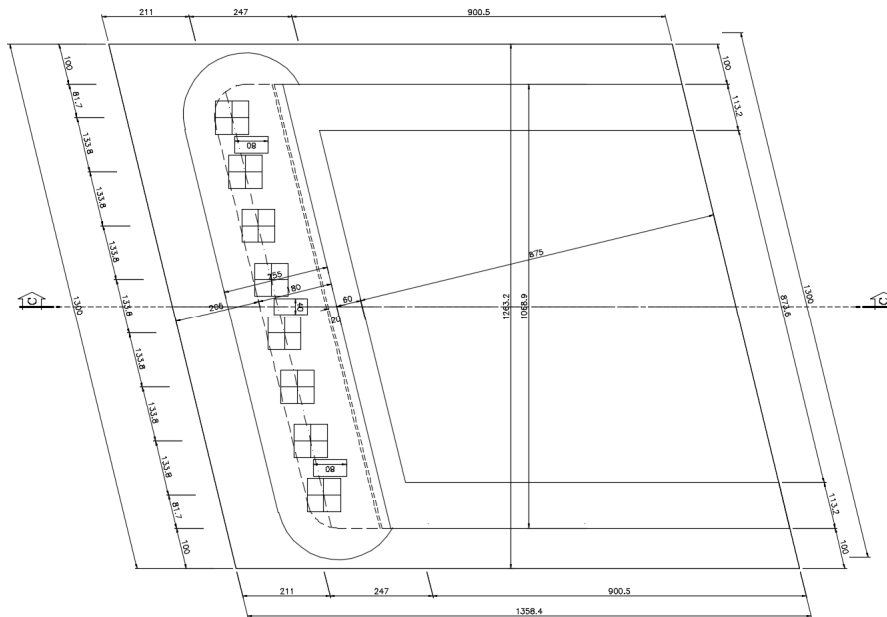
Pianta impalcato



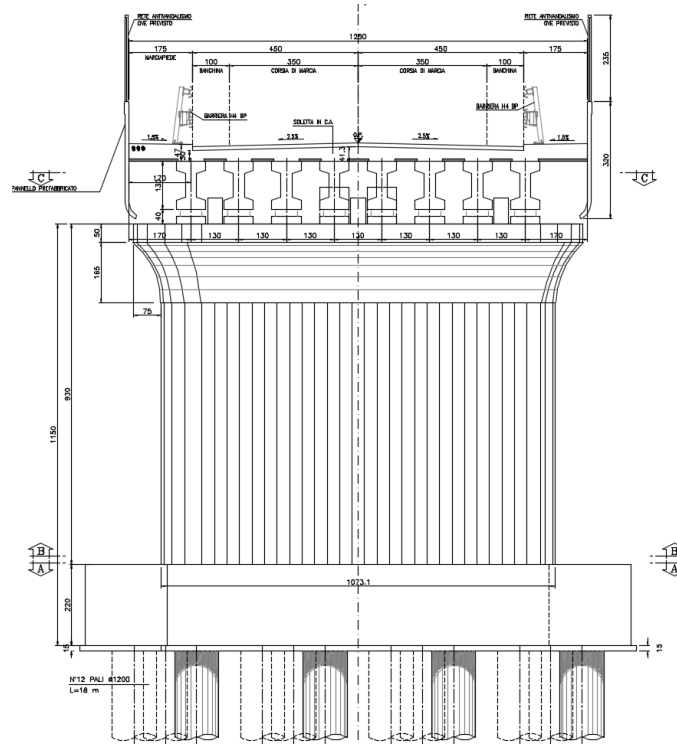
Pianta fondazioni



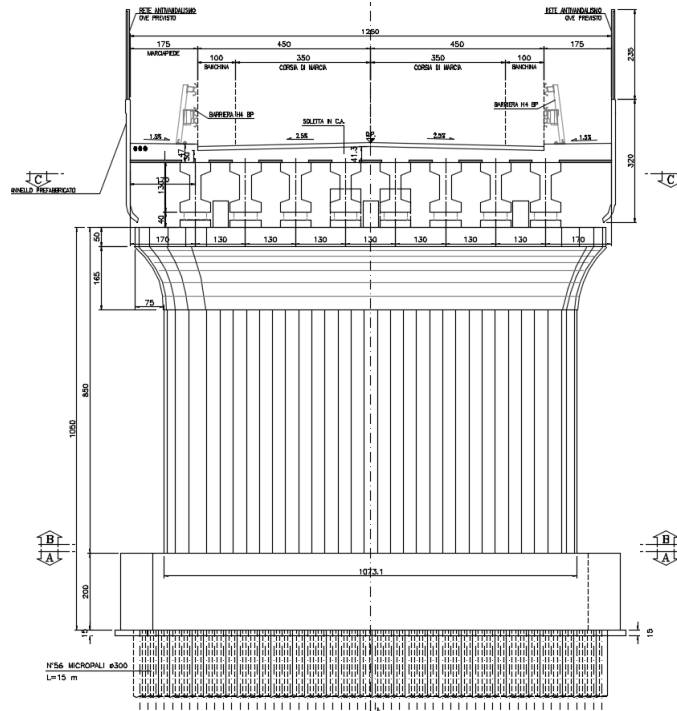
Prospetto frontale spalla




Pianta spalla



Prospetto frontale pila su pali



Prospetto frontale pila su micropali

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBIV0100001	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;*
- *Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Classe C32/40 (Elevazione pila)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,02 \text{ N/mm}^2$$

Classe C25/30 (pali di fondazione; zattera di fondazione)

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

3.2.2 Acciaio tubolare micropali

S355:

Tensione di snervamento

$$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2;$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2;$$

Modulo elastico

$$E = 210.000 \text{ N/mm}^2;$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0,3;$$

Modulo di elasticità trasversale

$$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2;$$

Coefficiente di espansione termica lineare

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (\text{per T fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C});$$

Densità

$$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3.$$

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame si ha quanto segue:


ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	Φ' [°]		Φ' [°]	Φ' [°]
						max	min		
8	PNMP21004	da 0 a 6m	Sg	20	17	25	25		25
		da 6m a 28m	S	20	17	30	22	30	30
		da 28m a 30m	Sg	20	17	30	30		30

PROFONDITA'	E'_{op} [MPa]		V_s [m/s]		categoria	G_0 [MPa]	
	max	min	max	min	terreno	max	min
da 0 a 6m	6	6	113	113	C	26	26
da 6m a 28m	46	3	331	163		227	55
da 28m a 30m	47	47	254	254		133	133

Nspt:

PROFONDITA'	Nspt
da 0 a 6m	7
da 6m a 28m	23
da 28m a 30m	44

La profondità di progetto assunta per la falda è pari a -4 m da P.C., che corrispondono agli 88.8 m s.l.m. indicati nel profilo geotecnico.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBIV0100001	REV. A

5 CARATTERISTICHE DELLE PILE E DELLE SPALLE

Per la descrizione delle caratteristiche della pila si rimanda al §5 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0105001.

Per la descrizione delle caratteristiche delle spalle si rimanda al §5 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0104001.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Per l'analisi dei carichi della pila si rimanda al §6 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0105001.

Per l'analisi dei carichi delle spalle si rimanda al §6 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0104001.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la definizione delle combinazioni di carico della pila si rimanda al §7 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0105001.

Per la definizione delle combinazioni di carico delle spalle si rimanda al §7 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0104001.

8 CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE

Per la definizione delle sollecitazioni agenti sui pali della pila si rimanda al §8 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0105001.

Per la definizione delle sollecitazioni agenti sui pali delle spalle si rimanda al §8 dell'elaborato NM0Z20D26CLIV0104001.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

9.1 Metodologia di calcolo della capacità portante verticale

La Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2008 fornisce le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le verifiche geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui

$F_{c,d}$ è il carico verticale di progetto

$R_{c,d}$ è la capacità portante verticale di progetto allo stato limite ultimo

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche ($\gamma_{G1} - \gamma_{G2} - \gamma_Q$)

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze laterali e di base ($\gamma_b - \gamma_s - \gamma_{st}$)

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

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

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre il carico limite di progetto è ricavato come

$$R_{c,d} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui

$R_{b,d}$ è la resistenza alla punta di progetto

$R_{s,d}$ è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavate dai valori caratteristici $R_{b,k}$, $R_{s,k}$ tramite coefficienti parziali ($\gamma_b - \gamma_s$)

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

I valori caratteristici devono essere determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori ξ_3 , ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV).

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

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

Per la definizione delle portanze di calcolo sono state seguite le seguenti metodologie.

Portanza laterale

$q_{ii} = k \mu \sigma'_v$ portanza laterale strato i-esimo per unità di superficie

k: coefficiente di spinta assunto pari a 0.6

$\mu = \tan \delta$: coefficiente di attrito, con δ pari a ϕ'

σ'_v = tensione verticale efficace

$Q_{ii} = q_{ii} \times \pi D \times \Delta H$ portanza laterale risultante strato i-esimo

D: diametro palo

ΔH : spessore strato i-esimo


$Q_L = \sum Q_{ii}$ portanza laterale complessiva

Portanza di base

Metodo di Berenzantzev con N_q calcolato attraverso la fig.13.6 del Viggiani entrando con $\phi = \phi - 3^\circ$

$Q_p = \sigma'_v \times N_q \times A_{basePalo}$

σ'_v = tensione verticale efficace alla base del palo

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBIV0100001	REV. A

9.2 Metodologia di calcolo della capacità portante orizzontale

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

in cui

$F_{tr,d}$ è il carico orizzontale di progetto

$R_{tr,d}$ è la capacità portante orizzontale di progetto

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche (γ_{G1} - γ_{G2} - γ_Q)

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze trasversali del terreno (γ_T)

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

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

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{tr,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre la resistenza di progetto è ricavata da quella caratteristico tramite il coefficiente parziale

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

Il valore caratteristico deve essere determinato come:

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

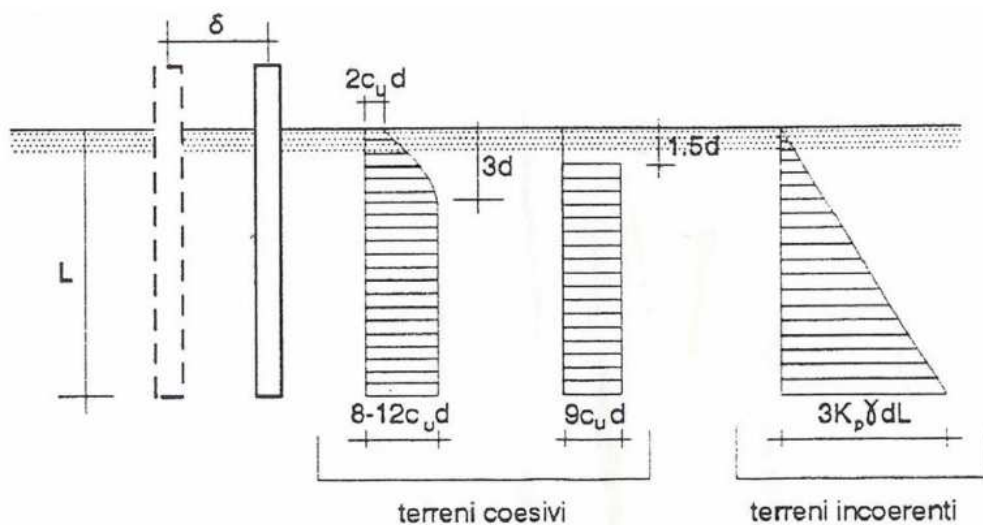
in cui i valori ξ_3 , ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate.

Per la definizione delle portanze di calcolo è stata seguita la seguente metodologia.

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.



Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

$$\gamma \quad \text{peso specifico del terreno}$$

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo $c = c_u$ e $\phi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\phi' \neq 0$);
- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento;
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione);
- quando $M = M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

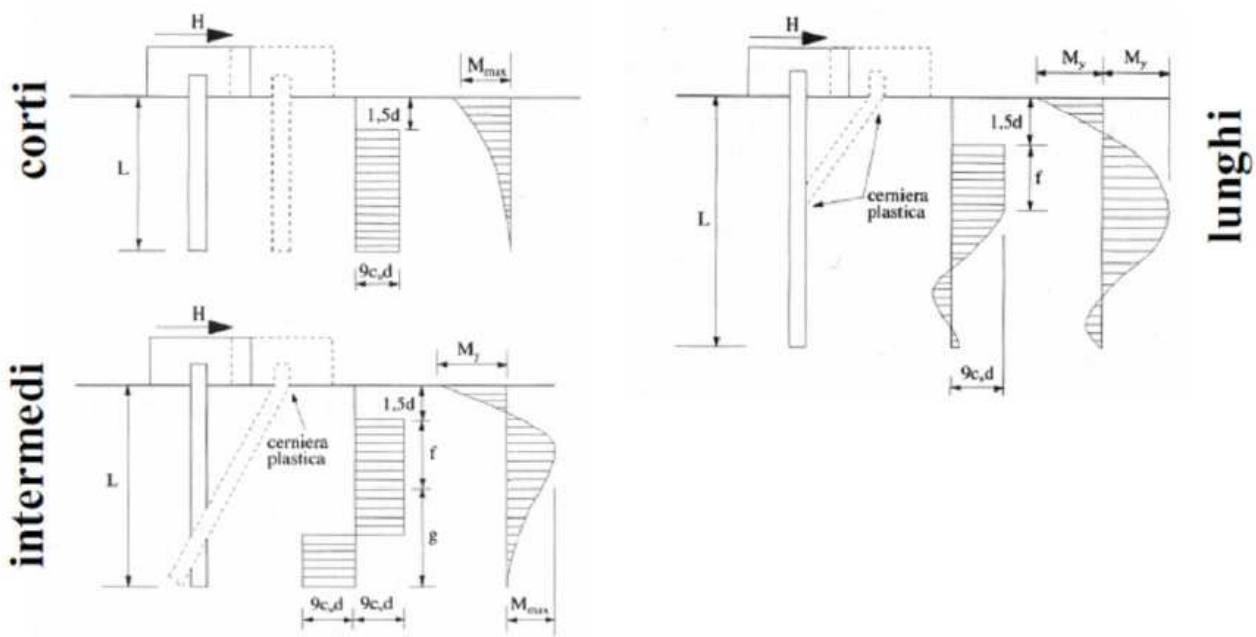
Terreni coesivi

Palo corto
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(2 \left(\frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo

$$H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$



Carico limite trasversale: terreni coesivi

Terreni incoerenti

Palo corto

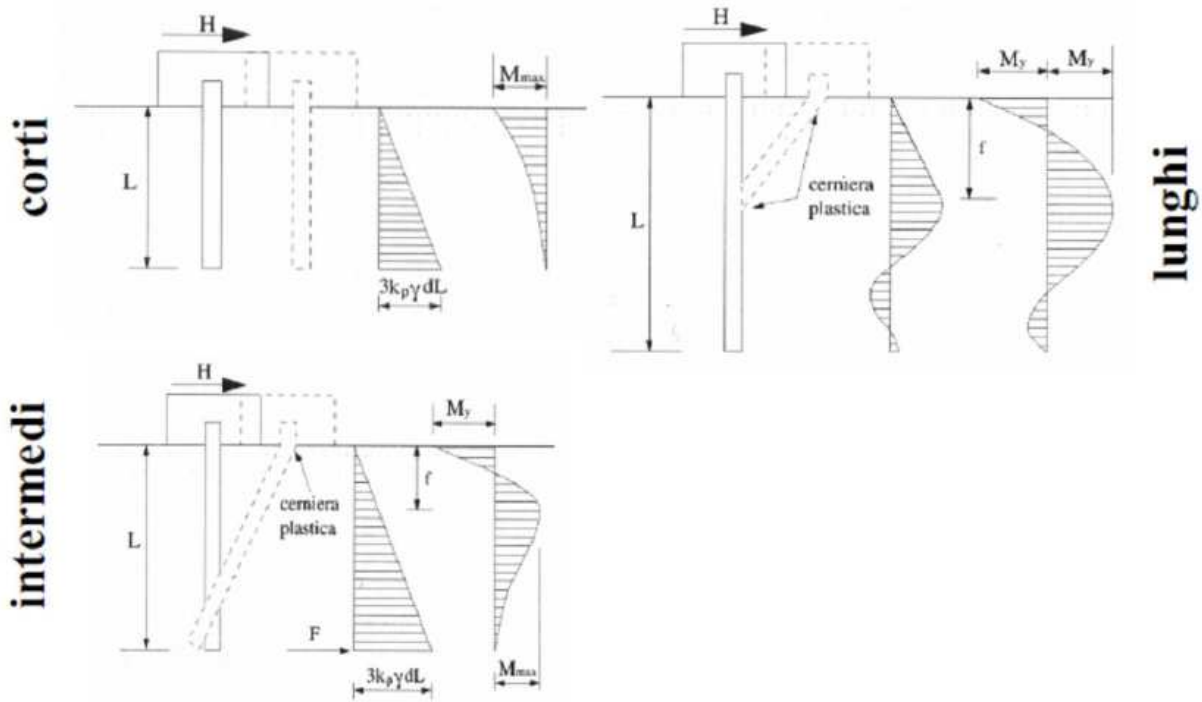
$$H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio

$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo

$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$



Carico limite trasversale: terreni incoerenti

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta: $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

Nel caso in esame si hanno i terreni incoerenti.

9.3 Verifiche geotecniche dei pali delle pile n.1, 2, 3, 5, 6, 7

Diametro del palo: 1200 mm

Lunghezza del palo: 18.0 m

Quota testa palo da p.c.: 2.8 m

Profondità falda da p.c.: 4 m

Sono descritte in questo paragrafo le verifiche geotecniche dei pali di fondazione delle pile.

Viene riportata la verifica relativa alla pila di altezza maggiore: pila n.5.

Sono mostrate le verifiche di capacità portante per il palo maggiormente sollecitato.

Nella verifica è stato seguito l'approccio 1 definito dal § 6.4.3.1 delle NTC 2008.

In tal modo in campo statico le verifiche allo SLU sono condotte secondo i due gruppi di combinazione:

SLU STR: A1+M1+R1

SLU GEO: A2+M1+R2

Inoltre è stata definita una verifica in combinazione rara per le sole verifiche della capacità portante verticale:

$Q_L/1.25 > N_{SLE\ RARA}$ (il contributo laterale della capacità portante verticale laterale di calcolo ridotto di un fattore pari ad 1.25 deve risultare maggiore della massima azione verticale in combinazione SLE rara).

In campo sismico le verifiche sono state condotte secondo il seguente gruppo di combinazione:

SLV: A2+M1+R3

9.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali

Portanza di calcolo laterale:

Strato	ΔH	ϕ	TAN ϕ	TAN ϕ/γ_M	ϕ'	k	δ	$\mu=\tan \delta$	u	σ_v	σ_v'	q_{Li}	Q_{Li}
	m	°			°		°		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	3.2	25	0.47	0.47	25.0	0.60	25	0.5	4.0	89.4	85.4	23.9	288.0
2	14.8	30	0.58	0.58	30.0	0.60	30	0.6	94.0	272.2	178.2	61.7	3441.6
3	0.0	30	0.58	0.58	30.0	0.60	30	0.6	168.0	422.4	254.4	88.1	0.0
												Q_L	3729.6

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	23 di 39

Portanza di calcolo di base:

Nq	15.1	Berenzantzev per FI =FI'-3
u	168.0	kN/mq Pressione idraulica alla base del palo
$\sigma'v$	254.4	kPa Pressione efficace alla base del palo
q _p	3840.3	kPa =Nq x $\sigma'v$
A	1.1	m ²
Q _p	4341.1	kN =Nq x $\sigma'v$ x A

Portanze caratteristiche:

ξ_3	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
ξ_4	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
Q _{L,k,med}	2193.9	kN Laterale
Q _{L,k,min}	2193.9	kN Laterale
Q _{L,k}	2193.9	kN =MIN(Q _{L,k,med} ;Q _{L,k,min})
Q _{P,k,med}	2553.6	kN Base
Q _{P,k,min}	2553.6	kN Base
Q _{P,k}	2553.6	kN =MIN(Q _{P,k,med} ;Q _{P,k,min})
Q _{L,k} PER SLE RARA	3729.6	kN Con $\xi=1$

Portanze di progetto:

	R1	R2	R3	SLE RARA	
γ_r	1	1.7	1.35		portanza di base
γ_r	1	1.45	1.15	1.25	portanza laterale compressione
γ_r	1	1.6	1.25		portanza laterale trazione
Q _{BASE,d} = Q _{P,k} / γ_r	2553.6	1502.1	1891.6		Base
Q _{COMP.LAT,d} = Q _{LC,k} / γ_r	2193.9	1513.0	1907.7		Laterale compressione
Q _{TRAZ.LAT,d} = Q _{LT,k} / γ_r	2193.9	1371.2	1755.1		Laterale trazione
Q _{BASE,d} + Q _{COMP.LAT,d}	4747.5	3015.1	3799.3		Totale in compressione
Q _{TRAZ.LAT,d}	2193.9	1371.2	1755.1		Totale in trazione
Q _{COMP.LAT,d}				2983.7	Solo laterale in compressione (per SLE RARA)

Verifiche

Azione Progetto \leq Capacità Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto \geq 1

	STR			GEO			SISMA			SLE RARA		
	A1	M1	R1	A2	M1	R2	A2	M1	R3			
Compressione												
$N_{\text{testa palo}}$	2880.6			2214.1			2606.3			2141.8		kN
$N_{\text{peso palo}} - N_{\text{sottospintaU}}$	414.4			318.8			318.8			318.8		kN
$N_{\text{base palo}}$	3295.0			2532.8			2925.1			2460.6		kN
$N_{\text{terreno asportato}}$	290.3			223.3			223.3			223.3		kN
$E_d = N_{\text{base palo}} - N_{\text{terreno asportato}}$	3004.6			2309.5			2701.7			2237.2		kN
$FS = R_d/E_d$	1.58			1.31			1.41			1.33		
≥ 1	SI			SI			SI			SI		
Trazione												
$N_{\text{testa palo}}$	0.0			0.0			0.0			0.0		kN
$FS = R_d/E_d$												
≥ 1												

9.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

	strato 1	strato 2	strato 3
H (m)	3.20	14.80	0.00
ϕ' medio (°)	25.0	30.0	30.0
k_p medio	2.46	3.00	3.00
ϕ' minimo (°)	25	30	30
k_p minimo	2.46	3.00	3.00
γ (kN/m ³)	20.31	20.31	20.31

$M_y = 2700$ kNm

Caso palo corto:

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	25 di 39

$R_{trd,cal,media}$	34289 kN		
$R_{trd,cal,min}$	34289 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	20170 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	20170 kN		
$R_{tr,k}$	20170 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	20170.1	12606.3	15515.5 kN

Caso palo intermedio:

$R_{trd,cal,media}$	11580 kN		
$R_{trd,cal,min}$	11580 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	6812 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	6812 kN		
$R_{tr,k}$	6812 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	6812	4257	5240 kN

Caso palo lungo:

$R_{trd,cal,media}$	1908 kN		
$R_{trd,cal,min}$	1908 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	1123 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	1123 kN		
$R_{tr,k}$	1123 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	1122.6	701.6	863.5 kN

Nel caso in esame si ricade nella condizione di palo lungo.

Valgono pertanto le seguenti verifiche:

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	26 di 39

	STR	GEO	SISMA
	A1 M1 R1	A2 M1 R2	A2 M1 R3
V_R (kN)	1122.6	701.6	863.5
V (kN)	68.8	58.3	234.8
FS	16.31	12.04	3.68
≥ 1	SI	SI	SI

9.4 Verifiche geotecniche dei pali delle spalle

Diametro del palo: 1200 mm

Lunghezza del palo: 25.0 m

Quota testa palo da p.c.: 3.6 m

Profondità falda da p.c.: 4 m

Sono descritte in questo paragrafo le verifiche geotecniche dei pali di fondazione delle spalle.

Sono mostrate le verifiche di capacità portante per il palo maggiormente sollecitato.

Nella verifica è stato seguito l'approccio 1 definito dal § 6.4.3.1 delle NTC 2008.

In tal modo in campo statico le verifiche allo SLU sono condotte secondo i due gruppi di combinazione:

SLU STR: A1+M1+R1

SLU GEO: A2+M1+R2

Inoltre è stata definita una verifica in combinazione rara per le sole verifiche della capacità portante verticale:

$Q_L/1.25 > N_{SLE\ RARA}$ (il contributo laterale della capacità portante verticale laterale di calcolo ridotto di un fattore pari ad 1.25 deve risultare maggiore della massima azione verticale in combinazione SLE rara).

In campo sismico le verifiche sono state condotte secondo il seguente gruppo di combinazione:

SLV: A2+M1+R3

9.4.1 Verifiche geotecniche carichi verticali

Portanza di calcolo laterale:

Strato	ΔH	ϕ	TAN ϕ	TAN $\frac{\phi}{\gamma_M}$	ϕ'	k	δ	$\mu=\tan \delta$	u	σ_v	σ_v'	q_{Li}	Q_{Li}
	m	°			°		°		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	2.4	25	0.47	0.47	25.0	0.60	25	0.5	8.0	97.5	89.5	25.0	226.4
2	22.0	30	0.58	0.58	30.0	0.60	30	0.6	130.0	345.3	215.3	74.6	6181.7
3	0.6	30	0.58	0.58	30.0	0.60	30	0.6	243.0	574.8	331.8	114.9	259.8
												Q_L	6667.9

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	28 di 39

Portanza di calcolo di base:

N_q	12.8	Berenzantzev per $FI = FI' - 3$
u	246.0	kN/mq Pressione idraulica alla base del palo
$\sigma'v$	334.9	kPa Pressione efficace alla base del palo
q_p	4273.7	kPa = $N_q \times \sigma'v$
A	1.1	m ²
Q_p	4831.0	kN = $N_q \times \sigma'v \times A$

Portanze caratteristiche:

ξ_3	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
ξ_4	1.7	NTC2018 tab. 6.4.IV
$Q_{L,k,med}$	3922.3	kN Laterale
$Q_{L,k,min}$	3922.3	kN Laterale
$Q_{L,k}$	3922.3	kN = $\text{MIN}(Q_{L,k,med}; Q_{L,k,min})$
$Q_{P,k,med}$	2841.7	kN Base
$Q_{P,k,min}$	2841.7	kN Base
$Q_{P,k}$	2841.7	kN = $\text{MIN}(Q_{P,k,med}; Q_{P,k,min})$
$Q_{L,k}$ PER SLE RARA	6667.9	kN Con $\xi=1$

Portanze di progetto:

	R1	R2	R3	SLE RARA	
γ_r	1	1.7	1.35		portanza di base
γ_r	1	1.45	1.15	1.25	portanza laterale compressione
γ_r	1	1.6	1.25		portanza laterale trazione
$Q_{BASE,d} = Q_{P,k} / \gamma_r$	2841.7	1671.6	2105.0		Base
$Q_{COMP.LAT,d} = Q_{L,k} / \gamma_r$	3922.3	2705.0	3410.7		Laterale compressione
$Q_{TRAZ.LAT,d} = Q_{L,k} / \gamma_r$	3922.3	2451.5	3137.9		Laterale trazione
$Q_{BASE,d} + Q_{COMP.LAT,d}$	6764.1	4376.7	5515.7		Totale in compressione
$Q_{TRAZ.LAT,d}$	3922.3	2451.5	3137.9		Totale in trazione
$Q_{COMP.LAT,d}$				5334.4	Solo laterale in compressione (per SLE RARA)

Verifiche

Azione Progetto \leq Capacità Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto \geq 1

	STR			GEO		SISMA		SLE RARA	
	A1	M1	R1	A2	M1 R2	A2	M1 R3		
Compressione									
$N_{\text{testa palo}}$	4910.0			3721.2			4120.5	3639.1	kN
$N_{\text{peso palo}} - N_{\text{sottospintaU}}$	556.9			428.4			428.4	428.4	kN
$N_{\text{base palo}}$	5467.0			4149.7			4548.9	4067.6	kN
$N_{\text{terreno asportato}}$	384.6			295.9			295.9	295.9	kN
$E_d = N_{\text{base palo}} - N_{\text{terreno asportato}}$	5082.3			3853.8			4253.0	3771.7	kN
$FS = R_d/E_d$	1.33			1.14			1.30	1.41	
≥ 1	SI			SI			SI	SI	
Trazione									
$N_{\text{testa palo}}$	0.0			0.0			0.0	0.0	kN
$FS = R_d/E_d$									
≥ 1									

9.4.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

	strato 1	strato 2	strato 3
H (m)	2.40	22.00	0.60
ϕ' medio (°)	25.0	30.0	30.0
k_p medio	2.46	3.00	3.00
ϕ' minimo (°)	25	30	30
k_p minimo	2.46	3.00	3.00
γ (kN/m ³)	20.31	20.31	20.31

$M_y = 3836$ kNm

Caso palo corto:

$R_{\text{trd,cal,media}} = 67236$ kN

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	30 di 39

$R_{trd,cal,min}$	67236 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	39551 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	39551 kN		
$R_{tr,k}$	39551 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	39550.6	24719.1	30423.5 kN

Caso palo intermedio:

$R_{trd,cal,media}$	22565 kN		
$R_{trd,cal,min}$	22565 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	13274 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	13274 kN		
$R_{tr,k}$	13274 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	13274	8296	10211 kN

Caso palo lungo:

$R_{trd,cal,media}$	2425 kN		
$R_{trd,cal,min}$	2425 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	1426 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	1426 kN		
$R_{tr,k}$	1426 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	1426.5	891.5	1097.3 kN

Nel caso in esame si ricade nella condizione di palo lungo.

Valgono pertanto le seguenti verifiche:

	STR	GEO	SISMA
	A1 M1 R1	A2 M1 R2	A2 M1 R3
V_R (kN)	1426.5	891.5	1097.3
V (kN)	636.8	482.6	773.9




PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	31 di 39

FS	2.24	1.85	1.42
>=1	SI	SI	SI

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO RBIV0100001	REV. A

10 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

10.1 Metodologia di calcolo della capacità portante verticale

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall'*École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto).

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 4-5 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Si trascura la resistenza alla punta del micropalo.

Per i valori di N_{spt} assunti nel calcolo si rimanda al §4

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei 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 2Vs o più per strati fratturati

Tabella per la determinazione del coefficiente α

Oltre al coefficiente α , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale s all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle N_{SPT} , è possibile leggere il corrispettivo valore di s .

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

I valori della resistenza tangenziale unitaria s_i all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle Figure sottostanti:

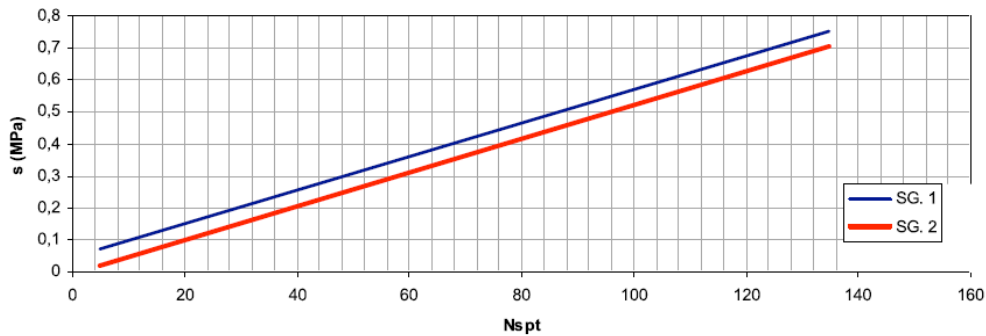


Figura 1. Abaco per la determinazione di s per Sabbie e Ghiaie
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

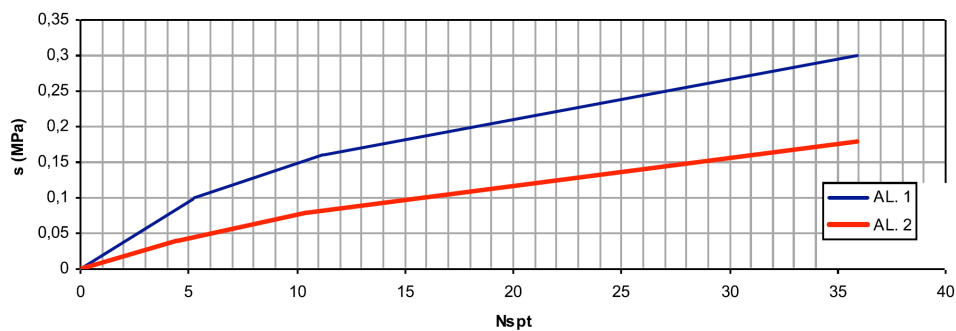


Figura 2. Abaco per la determinazione di s per Argille e Limi
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

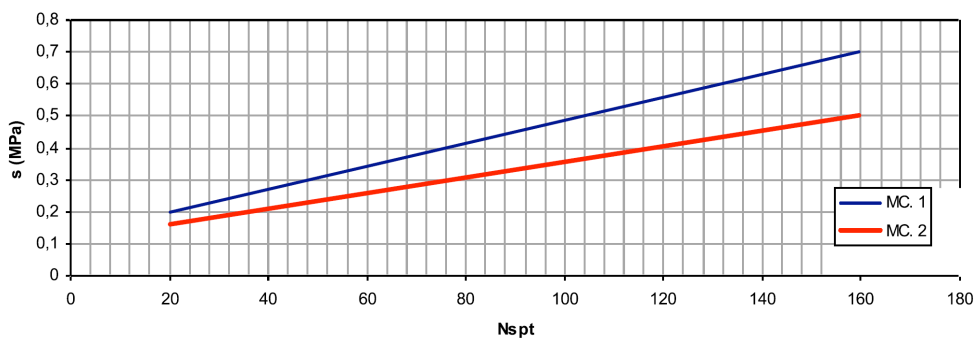


Figura 3. Abaco per la determinazione di s per Gessi, Marne e Marne Calcareae
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

10.2 Metodologia di calcolo della capacità portante orizzontale

Si richiama quanto già descritto al §9.2.

10.3 Verifiche geotecniche dei micropali della pila n.4

Diametro del micropalo: 300 mm

Lunghezza del palo: 15.0 m

Quota testa palo da p.c.: 3.6 m

Profondità falda da p.c.: 4 m

Sono descritte in questo paragrafo le verifiche geotecniche dei micropalidi fondazione della pila n.4.

Sono mostrate le verifiche di capacità portante per il palo maggiormente sollecitato.

Nella verifica è stato seguito l'approccio 1 definito dal § 6.4.3.1 delle NTC 2008.

In tal modo in campo statico le verifiche allo SLU sono condotte secondo i due gruppi di combinazione:

SLU STR: A1+M1+R1

SLU GEO: A2+M1+R2

Inoltre è stata definita una verifica in combinazione rara per le sole verifiche della capacità portante verticale:

$Q_L/1.25 > N_{SLE\ RARA}$ (il contributo laterale della capacità portante verticale laterale di calcolo ridotto di un fattore pari ad 1.25 deve risultare maggiore della massima azione verticale in combinazione SLE rara).

In campo sismico le verifiche sono state condotte secondo il seguente gruppo di combinazione:

SLV: A2+M1+R3

10.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali

Si calcola **portanza laterale** del micropalo considerando quindi i valori in tabella:

Unità	Spessore [m]	Tipo di iniezione	Coeff α	Curva di riferimento	Nspt	Resistenza tangenziale s_i [MPa]	$d_s = \alpha d$ [m]	Q_{si} [kN]
Sg	3.60	-	-	-	-	-	-	0
Sg	2.40	IGU	1.40	SG 1	7	0.045	0.420	142.4
S	2.60	IGU	1.40	SG 1	23	0.125	0.420	428.6
S	10.00	IGU	1.40	SG 1	23	0.125	0.420	1648.5
Sg	0.00	IGU	1.40	SG 1	44		0.420	0.0
							Q_L	2219.5

A favore di sicurezza viene trascurata la **portanza di base**:

Portanza di base $Q_b = 0\% Q_L$

Q_b **0.00** kN

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2008, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2008 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

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

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

Portanze caratteristiche

$Q_k = \text{Portanze di calcolo} / \xi$

ξ : fattore di correzione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

ξ_3 1.7 NTC2018 tab. 6.4.IV

ξ_4 1.7 NTC2018 tab. 6.4.IV

$Q_{L,k}$ **1305.6** kN Portanza laterale

$Q_{b,k}$ **0.0** kN Portanza di base

$Q_{L,k}$ PER SLE RARA **2219.5** kN Con $\xi=1$

Portanze di progetto

$Q_d = Q_k / \gamma_r$

	R1	R2	R3	SLE RARA
γ_r	1	1.7	1.35	portanza di base

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	37 di 39

γ_r	1	1.45	1.15	1.25	portanza laterale compressione
γ_r	1	1.6	1.25		portanza laterale trazione

Capacità portante totale

	R1	R2	R3	SLE RARA	
$Q_{d,COMPRESSIONE}$	1305.6	900.4	1135.3		kN $Q_d = Q_{L,k} / \gamma_r + Q_{b,k} / \gamma_r$
$Q_{d,TRAZIONE}$	1305.6	816.0	1044.5		kN $Q_d = Q_{L,k} / \gamma_r$
$Q_{COMP.LAT,d}$				1775.6	kN Solo laterale in compressione (per SLE RARA)

VERIFICHE

Azione Progetto \leq Capacità Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto ≥ 1

	STR			GEO			SISMA			SLE RARA
	A1	M1	R1	A2	M1	R2	A2	M1	R3	
Compressione										
$N_{testa\ palo}$	680.3	564.7	729.2	531.9						kN
$FS = R_d/E_d$	1.92	1.59	1.56	3.34						
≥ 1	SI	SI	SI	SI						

10.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

	strato 1	strato 2	strato 3
H (m)	2.40	12.60	0.00
ϕ' medio (°)	25.0	30.0	30.0
k_p medio	2.46	3.00	3.00
ϕ' minimo (°)	25	30	30
k_p minimo	2.46	3.00	3.00
γ (kN/m ³)	20.31	20.31	20.31

$$M_y = 115 \text{ kNm}$$

Caso palo corto:

$$R_{trd,cal,media} = 5974 \text{ kN}$$

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	38 di 39

$R_{trd,cal,min}$	5974 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	3514 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	3514 kN		
$R_{tr,k}$	3514 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	3514.2	2196.4	2703.2 kN

Caso palo intermedio:

$R_{trd,cal,media}$	26256 kN		
$R_{trd,cal,min}$	26256 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	15445 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	15445 kN		
$R_{tr,k}$	15445 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	15445	9653	11881 kN

Caso palo lungo:

$R_{trd,cal,media}$	1999 kN		
$R_{trd,cal,min}$	1999 kN		
$R_{trd,cal,media}/\xi_3$	1176 kN		
$R_{trd,cal,min}/\xi_4$	1176 kN		
$R_{tr,k}$	1176 kN		
	R1	R2	R3
$R_{tr,d}=R_{tr,k}/\gamma_T$	1176	735	905 kN

Nel caso in esame si ricade nella condizione di palo lungo.

Valgono pertanto le seguenti verifiche:

	STR	GEO	SISMA
	A1 M1 R1	A2 M1 R2	A2 M1 R3
V_R (kN)	86.4	54.0	66.4
V (kN)	14.7	12.5	38.2



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA
FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE-PAVIA

RELAZIONE GEOTECNICA DELL'OPERA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	RBIV0100001	A	39 di 39

FS	5.86	4.32	1.74
>=1	SI	SI	SI