

INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	1
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	2
3.1	CALCESTRUZZO.....	2
3.1.1	<i>Pali di fondazione.....</i>	2
3.1.2	<i>Fondazioni spalle</i>	2
3.2	ACCIAIO	2
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	2
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	3
5	VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE.....	4
5.1	SOLLECITAZIONI.....	6
5.1.1	<i>Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo.....</i>	8
5.2	VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE.....	9
5.2.1	<i>Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche).....</i>	12
5.2.2	<i>Verifica a trazione SLV (condizioni sismiche).....</i>	14
5.2.3	<i>Verifica a compressione SLU (condizioni statiche).....</i>	16
5.3	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE	18
5.3.1	<i>Risultati delle verifiche.....</i>	20

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione delle caratteristiche geotecniche del sito interessato dall'opera in esame e dei calcoli eseguiti per il dimensionamento delle fondazioni del ponte IV03 sul fiume Rio Casazza 1 nell'ambito del raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

Per tutti i dettagli sull'opera si rimanda agli elaborati grafici e della relazione descrittiva (Doc. IV0100D09ROIV0300001).

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti:

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito NTC18)*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018 (nel seguito circ. NTC18)*;
- RFICTCSIMAIIFS001_E: *Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*;
- *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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*;
- *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*;
- UNI EN 1991-2 (nel seguito EN91);
- UNI EN 1992-1-1:2015 (nel seguito EN92);
- UNI EN 1997-1: *Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali*;
- UNI EN 1998-5: *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*;
- *Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata, Settembre 2012 (nel seguito LG ANAS)*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Pali di fondazione

Classe di resistenza C25/30

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo: $c = 60\text{mm}$

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

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

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

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

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447,16 \text{ MPa}$$

3.1.2 Fondazioni spalle

Classe di resistenza C32/40

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo: $c = 40\text{mm}$

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

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,20 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33642,78 \text{ MPa}$$

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

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nel seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici dell'area d'interesse, per tutti i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Di seguito si riporta la tabella con i parametri geotecnici:

- Quota falda a +20.00m slm;
- Categoria di sottosuolo B (MASW17).

Unità	Descrizione	Prof top m slm	γ kN/mc	ϕ °	c' kPa
-	-				
1	Terreno vegetale	+24.0	19	24	5
2	Sabbia con ghiaia eterometrica debolmente limosa o limo sabbioso debolmente ghiaioso con clasti fino a 1cm	+23.0	19.5	33	0
PDM/PDMalt	Quarziti destrutturate o fratturate	+18	24.5	24	1400

5 VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE

Nel seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso fondazione, per i dettagli del calcolo si rimanda alla relazione di calcolo delle spalle (documento IV0100D09CLIV0304001).

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
RARA_1_NML_1	25825	352	-3503	0	-2385	4981
RARA_1_NML_2	25231	352	-3503	0	-3306	4981
RARA_2_NML_1	26976	313	-3671	0	-3961	5565
RARA_2_NML_2	26002	313	-3671	0	-5471	5565
FREQ_1_NML_1	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_1_NML_2	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_NML_1	25825	139	-3503	0	-2385	2983
FREQ_2_NML_2	25231	139	-3503	0	-3306	2983
Q.PERM_NML_1	24066	0	-3241	0	-21	195
Q.PERM_NML_2	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_NML_1	34863	508	-4729	0	-3220	7024
SLU1_NML_2	34062	508	-4729	0	-4462	7024
SLU2_NML_1	36417	442	-4955	0	-5348	7693
SLU2_NML_2	35102	442	-4955	0	-7386	7693
SLU3_NML_1	26440	508	-3595	0	-3213	6956
SLU3_NML_2	25639	508	-3595	0	-4455	6956
SLU4_NML_1	27994	442	-3821	0	-5340	7624
SLU4_NML_2	26679	442	-3821	0	-7378	7624
SLV_NML_L1	24673	1321	-11213	0	-45977	7941
SLV_NML_L2	23195	1321	-11213	0	-45486	7931
SLV_NML_T1	24673	4316	-5693	0	-20780	21557
SLV_NML_T2	23195	4316	-5693	0	-20289	21547
SLV_NML_V1	26397	1321	-5693	0	-21353	7953
SLV_NML_V2	21471	1321	-5693	0	-19717	7919
RARA_1_MTRA_4	25117	297	-3503	0	-1337	5576
RARA_2_MTRA_4	25813	239	-3671	0	-2239	6838
FREQ_1_MTRA_4	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_MTRA_4	25117	83	-3503	0	-1337	3578
Q.PERM_MTRA_4	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_MTRA_4	33907	433	-4729	0	-1805	7827
SLU2_MTRA_4	34848	342	-4955	0	-3022	9411

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
SLU3_MTRA_4	25484	433	-3595	0	-1798	7759
SLU4_MTRA_4	26425	342	-3821	0	-3015	9342
SLV_MTRA_L1	24531	1299	-11165	0	-45300	7864
SLV_MTRA_L2	23067	1299	-11165	0	-44846	7853
SLV_MTRA_T1	24531	4277	-5678	0	-20323	21330
SLV_MTRA_T2	23067	4277	-5678	0	-19869	21320
SLV_MTRA_V1	26238	1299	-5678	0	-20853	7876
SLV_MTRA_V2	21360	1299	-5678	0	-19339	7841
RARA_1_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
RARA_2_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_1_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
Q.PERM_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_PSCA_3	32488	0	-4375	0	-29	263
SLU2_PSCA_3	32488	0	-4375	0	-29	263
SLU3_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU4_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLV_PSCA_L1	23904	1244	-10933	0	-44026	5683
SLV_PSCA_L2	22484	1244	-10933	0	-43598	5673
SLV_PSCA_T1	23904	4147	-5549	0	-19832	18478
SLV_PSCA_T2	22484	4147	-5549	0	-19405	18467
SLV_PSCA_V1	25560	1244	-5549	0	-20331	5696
SLV_PSCA_V2	20828	1244	-5549	0	-18906	5661

5.1 Sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sul singolo palo è stato effettuato con il metodo del plinto rigido, assumendo le seguenti ipotesi:

- Plinto rigido;
- Vincolo di incastro tra pali e plinto;
- Pali costituenti la palificata verticali;
- Rotazione del plinto e della testa dei pali impedita.

Per un gruppo di n pali, sottoposto a forze verticali, orizzontali e di momento esterne (agenti alla quota testa pali ed in corrispondenza del baricentro della palificata) i carichi agenti alla testa di ciascun palo sono stimabili con le seguenti espressioni:

$$Q_{ti} = \frac{N}{n} \pm \frac{[M_x + M_{inc,x}] \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{[M_y + M_{inc,y}] \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2};$$

$$H_{tiX} = \frac{H_x}{n};$$

$$H_{tiY} = \frac{H_y}{n};$$

essendo :

- N = forza verticale esterna;
- $M_x = M_{long}$ = momento esterno attorno all'asse x, accoppiato con H_y ;
- $H_y = T_{long}$ = forza orizzontale esterna nella direzione y;
- $M_y = M_{trasv}$ = momento esterno attorno all'asse y, accoppiato con H_x ;
- $H_x = T_{trasv}$ = forza orizzontale esterna nella direzione x;
- Q_{ti} = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;
- $H_{tiX} = T_{trasv_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione x;
- $H_{tiY} = T_{long_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione y;

- $M_{inc,x} = M_{long_inc} = \sum M_{tix} =$ momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{tix} = M_{long_inc_i} =$ momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{inc,y} = M_{trasv_inc} = \sum M_{tiy} =$ momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $M_{tiy} = M_{trasv_inc_i} =$ momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $y_i =$ distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;
- $x_i =$ distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x.

I momenti di incastro alla testa dei pali (M_{tix} , M_{tiy}) sono stati stimati sulla base della teoria elastica di Matlock-Reese:

- $M_{tix} = - H_{tiy} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;

- $M_{tiy} = - H_{tix} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;

$$- T = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_{si}}}$$

$$- K_h = 15000 \text{ kN/m}^3$$

$$- E_{si} = K_h \times (h_{rinterro} + h_{plinti} + 1.5\phi_{palo})$$

- $A_s, B_s =$ coefficienti di Matlock-Reese calcolati per $z / T = 0$ (intradosso fondazione).

I valori di N, T ed M esterni considerati sono quelli ottenuti dal modello allo spiccato delle fondazioni. In tutte le tabelle di seguito riportate le unità di misura sono i kN per sforzi normali e tagli e i kN×m per i momenti.

Gli sforzi normali positivi si intendono di compressione mentre i momenti positivi seguono la regola della mano destra.

Le tensioni positive sono di compressione e quelle negative di trazione.

In base alle convenzioni sui segni su indicate, per ogni palo sono riportati i massimi e i minimi sforzi assiali e la condizione di carico N–M più gravosa in termini di massima tensione nel calcestruzzo e di minima tensione

nelle armature. Per le tensioni tangenziali è stato considerato il taglio massimo T agente in sommità del palo (anche non contemporaneo ad N-M).

5.1.1 Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo

Di seguito si riportano le massime e le minime sollecitazioni tra tutte le combinazioni, sul palo più sollecitato (valori positivi di N indicano compressione, valori negativi di N indicano trazione) :

			Mx (long)	My (trasv)	N max	N min
			kNm	kNm	kN	kN
SLU	max	SLU2_NML_1	-1123	100	3901	2168
	max	SLU1_NML_1	-1072	115	3668	2143
	min	SLU3_PSCA_3	-734	0	2301	1709
	min	SLU2_PSCA_3	-992	0	3107	2308
SLV	max	SLV_NML_L1	-2541	299	4892	-780
	max	SLV_NML_T1	-1290	978	4174	-62
	min	SLV_PSCA_T1	-1257	940	3967	17
	min	SLV_PSCA_L1	-2477	282	4670	-686
SLE frequente	max	FREQ_2_NML_1	-794	31	2637	1667
	max	FREQ_2_NML_1	-794	31	2637	1667
	min	FREQ_1_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	FREQ_1_NML_1	-734	0	2301	1709
SLE q. perm.	max	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	max	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
SLE rara	max	RARA_2_NML_1	-832	71	2885	1611
	max	RARA_1_NML_1	-794	80	2709	1595
	min	RARA_1_PSCA_3	-734	0	2301	1709
	min	RARA_2_PSCA_3	-734	0	2301	1709

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni di taglio sul singolo palo:

Combinazione	Ved [kN]
SLU1_NML_1	396.34
SLU2_NML_1	414.59
SLU1_PSCA_3	364.62
SLU3_PSCA_3	270.09
SLV_NML_T1	595.36
SLV_NML_L1	940.91
SLV_PSCA_L1	916.93
SLV_PSCA_T1	577.26

5.2 Verifiche di portanza verticale

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

σ'_v = tensione verticale efficace;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwidzala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 1 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- terreni sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 31-32^\circ$: $Nq^* = 10$; $q_b \leq 4300$ kPa
- terreni sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 34^\circ$: $Nq^* = 14$; $q_b \leq 4300$ kPa
- terreni ghiaioso sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$: $Nq^* = 23$; $q_b \leq 5800$ kPa.

5.2.1 Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)

Le verifiche sono state eseguite considerando la falda a 4 m da p.c.

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	20	m
Lunghezza infissione	22.8	m
L / D	16.7	
N verifica	4892	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	4	m
-----------------	---	---

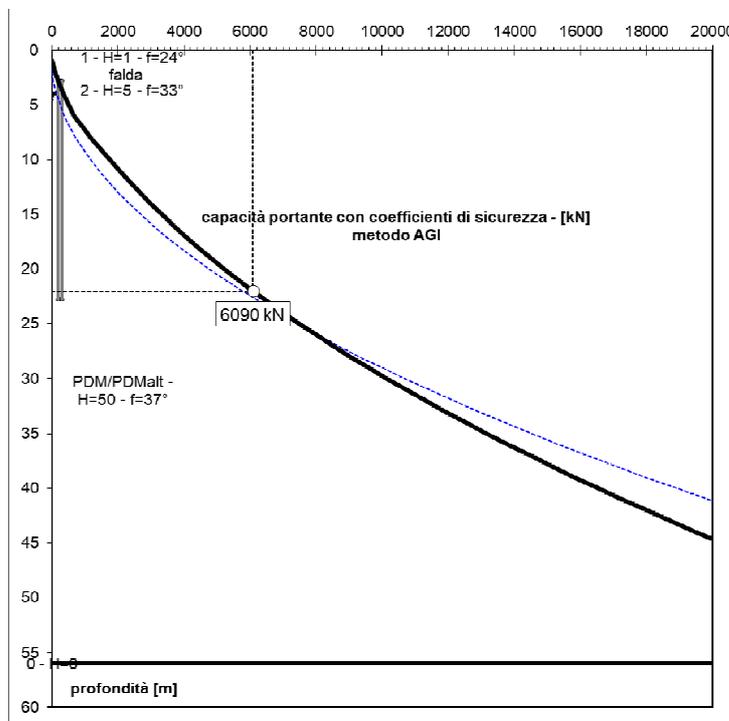
Form.	Spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
1	1	1	19
2	5	6	19.5
PDM/PDMalt	50	56	24.5

Parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI

Tipo	Non coesivi						Coesivi		
	φ	μ	k	N _q	N _q	N _q	C _u	α	τ _c
	°	tan(φ)		L/D=4	L/D=32		kPa		a' C _u
NC	24	0.4452	0.7	1.0	0.8	0.91	0	0.9	0
NC	33	0.6494	0.7	10.1	9.2	9.70	0	0.9	0
NC	37	0.7536	0.7	17.1	13.9	15.68	0	0.9	0

z	form.	σ' _v	σ _v	τ _{NC}	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L+P}
m		kPa	kPa	m' k	τ _{NC} / τ _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
0.0		0	0						0.0	0.0	
1.0	1	9.5	9.5	2.96	2.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	2	28.75	28.75	13.07	13.07	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	92.2
3.0	2	48.25	48.25	21.93	21.93	467.8	82.7	82.7	6.2	6.2	220.5
4.0	2	67.75	67.75	30.80	30.80	656.9	116.1	198.8	6.2	12.4	361.4
5.0	2	82.25	87.25	37.39	37.39	797.5	141.0	339.8	6.2	18.7	510.4

z	form.	σ'_v	σ_v	τ_{NC}	τ	q_p	S	$\Sigma S = S_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm,L+P}$
m		kPa	kPa	m' k	t_{NC} / t_c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
6.0	2	91.75	106.75	41.71	41.71	889.6	157.2	497.0	6.2	24.9	667.7
7.0	PDM/PDMalt	103.75	128.75	54.73	54.73	1626.9	206.3	703.3	0.6	25.4	918.4
8.0	PDM/PDMalt	118.25	153.25	62.38	62.38	1854.3	235.1	938.5	0.6	26.0	1183.9
9.0	PDM/PDMalt	132.75	177.75	70.02	70.02	2081.7	264.0	1202.4	0.6	26.6	1464.1
10.0	PDM/PDMalt	147.25	202.25	77.67	77.67	2309.1	292.8	1495.3	0.6	27.1	1759.0
11.0	PDM/PDMalt	161.75	226.75	85.32	85.32	2536.5	321.7	1816.9	0.6	27.7	2039.6
12.0	PDM/PDMalt	176.25	251.25	92.97	92.97	2763.8	350.5	2167.4	0.6	28.3	2354.7
13.0	PDM/PDMalt	190.75	275.75	100.62	100.62	2991.2	379.3	2546.7	0.6	28.8	2661.9
14.0	PDM/PDMalt	205.25	300.25	108.27	108.27	3218.6	408.2	2954.9	0.6	29.4	2983.8
15.0	PDM/PDMalt	219.75	324.75	115.92	115.92	3446.0	437.0	3391.9	0.6	30.0	3320.5
16.0	PDM/PDMalt	234.25	349.25	123.56	123.56	3673.4	465.8	3857.7	0.6	30.5	3671.9
17.0	PDM/PDMalt	248.75	373.75	131.21	131.21	3900.7	494.7	4352.4	0.6	31.1	4038.1
18.0	PDM/PDMalt	263.25	398.25	138.86	138.86	4128.1	523.5	4875.8	0.6	31.7	4419.0
19.0	PDM/PDMalt	277.75	422.75	146.51	146.51	4355.5	552.3	5428.2	0.6	32.2	4814.7
20.0	PDM/PDMalt	292.25	447.25	154.16	154.16	4582.9	581.2	6009.3	0.6	32.8	5225.1
21.0	PDM/PDMalt	306.75	471.75	161.81	161.81	4810.2	610.0	6619.3	0.6	33.4	5650.3
22.0	PDM/PDMalt	321.25	496.25	169.46	169.46	5037.6	638.8	7258.2	0.6	33.9	6090.2



La portanza verticale è pari a 6090 kN > 4892 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

5.2.2 Verifica a trazione SLV (condizioni sismiche)

Le verifiche sono state eseguite considerando la falda a 4 m da p.c.

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	20	m
Lunghezza infissione	22.8	m
L / D	16.7	
N verifica	-887	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

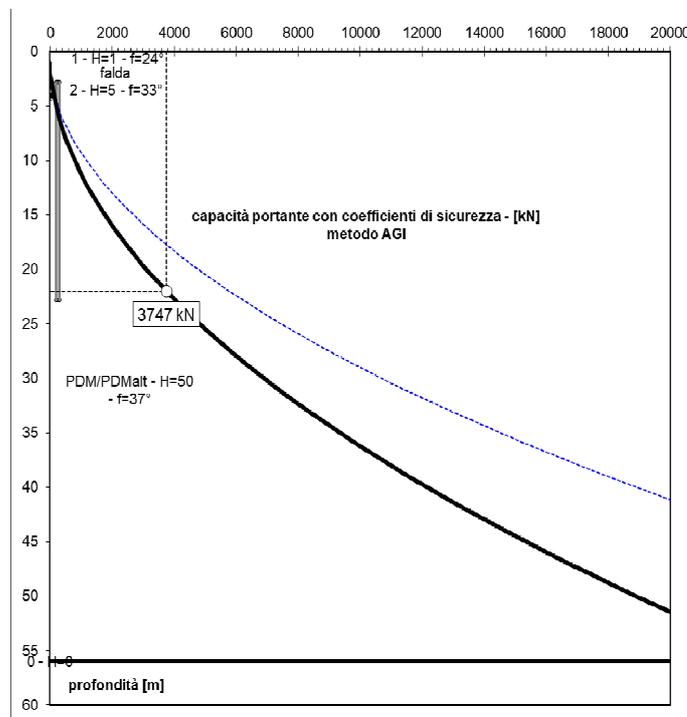
Falda (da p.c.)	4	m
-----------------	---	---

Form.	Spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
1	1	1	19
2	5	6	19.5
PDM/PDMalt	50	56	24.5

Parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI									
Tipo	Non coesivi						Coesivi		
	φ	μ	k	N _q	N _q	N _q	C _u	α	τ _c
	°	tan(φ)		L/D=4	L/D=32		kPa		a' C _u
NC	24	0.4452	0.7	1.0	0.8	0.91	0	0.9	0
NC	33	0.6494	0.7	10.1	9.2	9.70	0	0.9	0
NC	37	0.7536	0.7	17.1	13.9	15.68	0	0.9	0

z	form.	σ' _v	σ _v	τ _{NC}	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L}
m		kPa	kPa	m' k	t _{NC} / t _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
0.0		0	0						0.0	0.0	
1.0	1	9.5	9.5	2.96	2.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	2	28.75	28.75	13.07	13.07	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	2	48.25	48.25	21.93	21.93	467.8	82.7	82.7	6.2	6.2	48.5
4.0	2	67.75	67.75	30.80	30.80	656.9	116.1	198.8	6.2	12.4	114.1
5.0	2	82.25	87.25	37.39	37.39	797.5	141.0	339.8	6.2	18.7	192.4

z	form.	σ'_v	σ_v	τ_{NC}	τ	q_p	S	$\Sigma S = S_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm,L}$
m		kPa	kPa	m' k	t_{NC} / t_c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
6.0	2	91.75	106.75	41.71	41.71	889.6	157.2	497.0	6.2	24.9	279.1
7.0	PDM/PDMalt	103.75	128.75	54.73	54.73	1626.9	206.3	703.3	0.6	25.4	385.2
8.0	PDM/PDMalt	118.25	153.25	62.38	62.38	1854.3	235.1	938.5	0.6	26.0	506.0
9.0	PDM/PDMalt	132.75	177.75	70.02	70.02	2081.7	264.0	1202.4	0.6	26.6	641.6
10.0	PDM/PDMalt	147.25	202.25	77.67	77.67	2309.1	292.8	1495.3	0.6	27.1	792.0
11.0	PDM/PDMalt	161.75	226.75	85.32	85.32	2536.5	321.7	1816.9	0.6	27.7	957.1
12.0	PDM/PDMalt	176.25	251.25	92.97	92.97	2763.8	350.5	2167.4	0.6	28.3	1136.9
13.0	PDM/PDMalt	190.75	275.75	100.62	100.62	2991.2	379.3	2546.7	0.6	28.8	1331.5
14.0	PDM/PDMalt	205.25	300.25	108.27	108.27	3218.6	408.2	2954.9	0.6	29.4	1540.8
15.0	PDM/PDMalt	219.75	324.75	115.92	115.92	3446.0	437.0	3391.9	0.6	30.0	1764.9
16.0	PDM/PDMalt	234.25	349.25	123.56	123.56	3673.4	465.8	3857.7	0.6	30.5	2003.8
17.0	PDM/PDMalt	248.75	373.75	131.21	131.21	3900.7	494.7	4352.4	0.6	31.1	2257.4
18.0	PDM/PDMalt	263.25	398.25	138.86	138.86	4128.1	523.5	4875.8	0.6	31.7	2525.7
19.0	PDM/PDMalt	277.75	422.75	146.51	146.51	4355.5	552.3	5428.2	0.6	32.2	2808.8
20.0	PDM/PDMalt	292.25	447.25	154.16	154.16	4582.9	581.2	6009.3	0.6	32.8	3106.6
21.0	PDM/PDMalt	306.75	471.75	161.81	161.81	4810.2	610.0	6619.3	0.6	33.4	3419.2
22.0	PDM/PDMalt	321.25	496.25	169.46	169.46	5037.6	638.8	7258.2	0.6	33.9	3746.5



La portanza verticale è pari a 3746.5 kN > 887 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

5.2.3 Verifica a compressione SLU (condizioni statiche)

Le verifiche sono state eseguite considerando la falda a 4 m da p.c.

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	20	m
Lunghezza infissione	22.8	m
L / D	16.7	
N verifica	3902	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

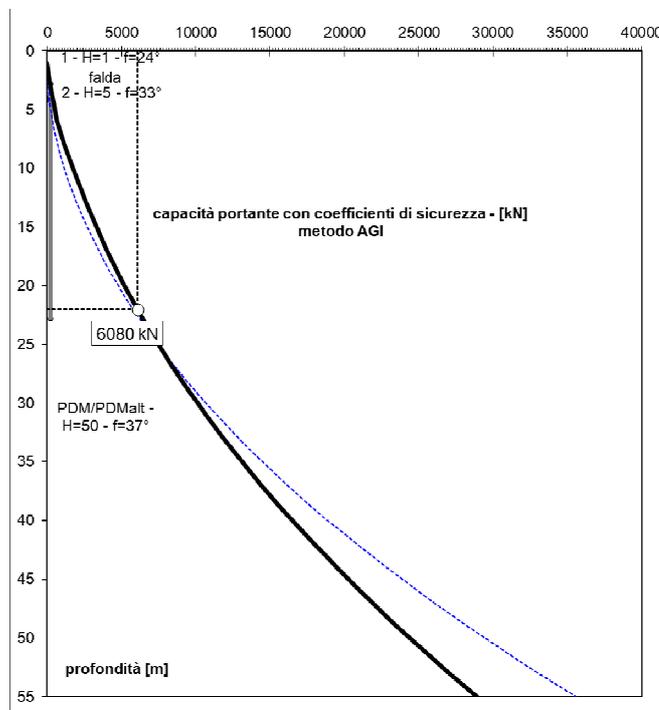
Falda (da p.c.)	4	m
-----------------	---	---

Form.	Spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
1	1	1	19
2	5	6	19.5
PDM/PDMalt	50	56	24.5

Parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI									
Tipo	Non coesivi						Coesivi		
	φ	μ	k	N _q	N _q	N _q	C _u	α	τ _c
	°	tan(φ)		L/D=4	L/D=32		kPa		a' C _u
NC	24	0.4452	0.7	1.0	0.8	0.91	0	0.9	0
NC	33	0.6494	0.7	10.1	9.2	9.70	0	0.9	0
NC	37	0.7536	0.7	17.1	13.9	15.68	0	0.9	0

z	form.	σ' _v	σ _v	τ _{NC}	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L+P}
m		kPa	kPa	m' k	t _{NC} / t _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
0.0		0	0						0.0	0.0	
1.0	1	9.5	9.5	2.96	2.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	2	28.75	28.75	13.07	13.07	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	92.2
3.0	2	48.25	48.25	21.93	21.93	467.8	82.7	82.7	6.2	6.2	218.6
4.0	2	67.75	67.75	30.80	30.80	656.9	116.1	198.8	6.2	12.4	357.6
5.0	2	82.25	87.25	37.39	37.39	797.5	141.0	339.8	6.2	18.7	504.8

z	form.	σ'_v	σ_v	τ_{NC}	τ	q_p	S	$\Sigma S = S_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm,L+P}$
m		kPa	kPa	m'k	t_{NC} / t_c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
6.0	2	91.75	106.75	41.71	41.71	889.6	157.2	497.0	6.2	24.9	660.3
7.0	PDM/PDMalt	103.75	128.75	54.73	54.73	1626.9	206.3	703.3	0.6	25.4	910.8
8.0	PDM/PDMalt	118.25	153.25	62.38	62.38	1854.3	235.1	938.5	0.6	26.0	1176.1
9.0	PDM/PDMalt	132.75	177.75	70.02	70.02	2081.7	264.0	1202.4	0.6	26.6	1456.1
10.0	PDM/PDMalt	147.25	202.25	77.67	77.67	2309.1	292.8	1495.3	0.6	27.1	1750.9
11.0	PDM/PDMalt	161.75	226.75	85.32	85.32	2536.5	321.7	1816.9	0.6	27.7	2031.3
12.0	PDM/PDMalt	176.25	251.25	92.97	92.97	2763.8	350.5	2167.4	0.6	28.3	2346.3
13.0	PDM/PDMalt	190.75	275.75	100.62	100.62	2991.2	379.3	2546.7	0.6	28.8	2653.3
14.0	PDM/PDMalt	205.25	300.25	108.27	108.27	3218.6	408.2	2954.9	0.6	29.4	2975.0
15.0	PDM/PDMalt	219.75	324.75	115.92	115.92	3446.0	437.0	3391.9	0.6	30.0	3311.5
16.0	PDM/PDMalt	234.25	349.25	123.56	123.56	3673.4	465.8	3857.7	0.6	30.5	3662.8
17.0	PDM/PDMalt	248.75	373.75	131.21	131.21	3900.7	494.7	4352.4	0.6	31.1	4028.8
18.0	PDM/PDMalt	263.25	398.25	138.86	138.86	4128.1	523.5	4875.8	0.6	31.7	4409.5
19.0	PDM/PDMalt	277.75	422.75	146.51	146.51	4355.5	552.3	5428.2	0.6	32.2	4805.0
20.0	PDM/PDMalt	292.25	447.25	154.16	154.16	4582.9	581.2	6009.3	0.6	32.8	5215.3
21.0	PDM/PDMalt	306.75	471.75	161.81	161.81	4810.2	610.0	6619.3	0.6	33.4	5640.3
22.0	PDM/PDMalt	321.25	496.25	169.46	169.46	5037.6	638.8	7258.2	0.6	33.9	6080.0



La portanza verticale è pari a 6080 kN > 3902 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito una sintesi delle verifiche a portanza verticale:

		Portanza Verticale					
		Compressione			Trazione		
SLU	N_{Ed}	3902	kN	N_{Ed}	-	kN	
	N_{Rd}	6080	kN	N_{Rd}	-	kN	
	C.S.	1.56	-	C.S.	-	-	
SLV	N_{Ed}	4892	kN	N_{Ed}	887	kN	
	N_{Rd}	6090	kN	N_{Rd}	3747	kN	
	C.S.	1.24	-	C.S.	4.22	-	

5.3 Verifica di portanza orizzontale

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni della normativa al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Tabella 2 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

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

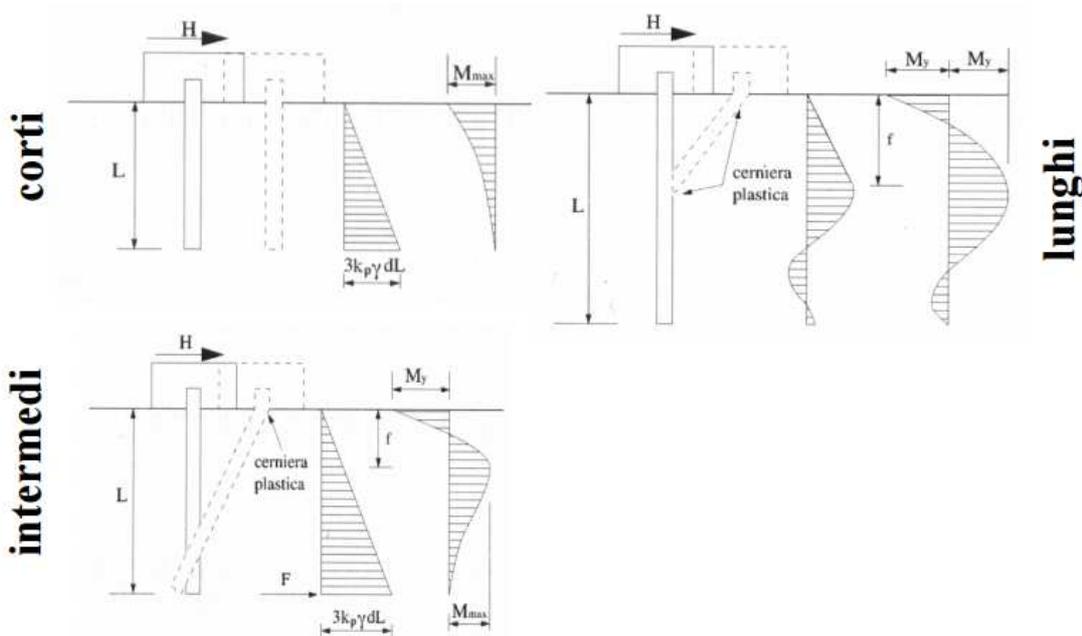
Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

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

dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.

dove :



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}).

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_r) > V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_r = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

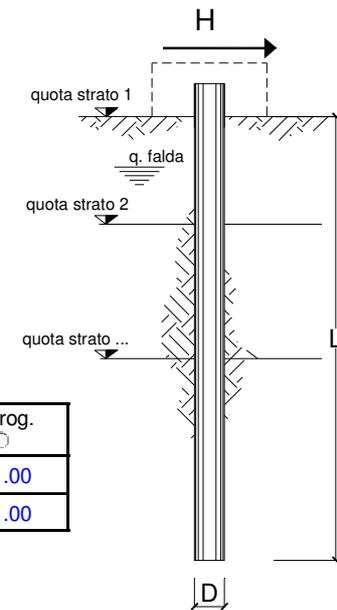
5.3.1 Risultati delle verifiche

Si dispone una doppia gabbia di armatura di 32 ϕ 26. Per i dettagli delle verifiche strutturali si rimanda allo specifico elaborato IV0100D09CLIV0304001.

opera Pali/Spalla

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e'	γ_{cu}	γ_r
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	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



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	1	100.00	19	19	24	2.37		24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	2	99.00	19.5	19.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	PDM/PDMalt	94.00	24.5	24.5	37	4.02		37	4.02	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda	96.00	(m)
Diametro del palo D	1.20	(m)
Lunghezza del palo L	20.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo M_y	4824.60	(kNm)

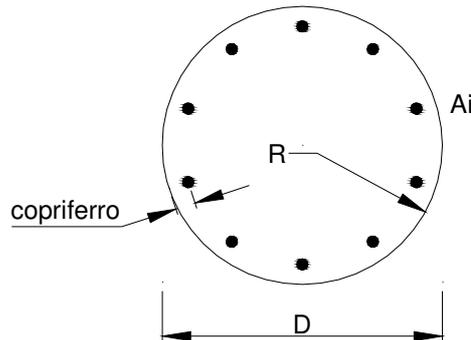
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = -883 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$



$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)
 $E_s = 206000$ (Mpa)
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
32	φ 26	16989.73	87
32	φ 26	16989.73	139
0	φ 30	0.00	100

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4824.6$ (kN m)

Inserisci

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2884.7 (kN)		2884.7 (kN)	
Palo intermedio	15522.3 (kN)		15522.3 (kN)	
Palo corto	62609.4 (kN)		62609.4 (kN)	
	H_{med} 2884.7 (kN)	Palo lungo	H_{min} 2884.7 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1696.86 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		1305.27 (kN)	

Il massimo taglio agente è allo SLV e pari a 942 kN. Assumendo il coefficiente di gruppo pari a 0.8 la portanza orizzontale è pari a $0.8 \times 1305.27 = 1044$ kN, maggiore del massimo taglio agente, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di portanza orizzontale:

Portanza Orizzontale			
SLU	F _{Ed}	415	kN
	H _{Rd}	1044	kN
	C.S.	2.52	-
SLV	F _{Ed}	942	kN
	H _{Rd}	1044	kN
	C.S.	1.11	-