

S.S. 502 – S.S. 78 Belforte del Chienti – Sarnano – Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento intersezioni – 2° stralcio. Cod. SIL ACNOAN00114 - Codice CUP F71B22001170001 CIG 95039446B1

PROGETTO DEFINITIVO

Viadotto VI.01 – Relazione Geotecnica Fondazioni

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
3.1	Calcestruzzo	5
3.1.1	Pali, fondazioni	5
3.1.2	Elevazioni spalle e pile.....	5
3.2	Acciaio	5
3.2.1	Acciaio per cemento armato	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	6
5	VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE.....	7
5.1	Sollecitazioni ad intradosso fondazione.....	7
5.2	Sollecitazioni sui pali.....	8
5.2.1	Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo	10
5.3	Verifiche di portanza verticale	11
5.3.1	Portata laterale	13
5.3.2	Portata di base.....	13
5.3.3	Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)	14
5.3.4	Risultati delle verifiche – Verifica a trazione SLV (condizioni sismiche).....	17
5.3.5	Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLU (condizioni statiche).....	20
5.3.6	Risultati delle verifiche – Sintesi	23
5.4	Verifiche di portanza orizzontale.....	24
5.4.1	Verifica a carico limite orizzontale - Broms	24
5.4.2	Risultati delle verifiche	26
6	VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE.....	29
6.1	Sollecitazioni ad intradosso fondazione	29
6.2	Sollecitazioni sui pali.....	31
6.2.1	Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo	33
6.3	Verifiche di portanza verticale	35
6.3.1	Portata laterale	36
6.3.2	Portata di base.....	37
6.3.3	Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLU (condizioni statiche).....	37
6.3.4	Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)	41
6.3.5	Risultati delle verifiche – Sintesi	44
6.4	Verifiche di portanza orizzontale.....	44
6.4.1	Verifica a carico limite orizzontale - Broms	44
6.4.2	Risultati delle verifiche	46

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche delle fondazioni del viadotto VI.01.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- D.M. 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni” con la relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 - “Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - “Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume;
- pesì propri e sovraccarichi per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - “Carichi da traffico sui ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - “Progettazione geotecnica - Regole generali” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

PROGETTO DEFINITIVO

- UNI EN 206:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"; • UNI 11104:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- UNI EN 10080:2005 - "Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità";
- Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;
- Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell'11.11.80 Min. LL. PP;

Sono infine state recepite le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS:

- Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture:
 - o Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
 - o Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
 - o Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
 - o Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
 - o Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
 - o Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
 - o Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
 - o Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le resistenze di progetto dei materiali impiegati. Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione sui materiali (documento T01VI01STRRE06).

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Pali, fondazioni

Classe 25/30

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

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24.90 \cdot 0.85 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

3.1.2 Elevazioni spalle e pile

Classe 30/37

$$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 30.71 \cdot 0.85 / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

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

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Nei calcoli che seguono si sono assunti i seguenti parametri meccanici:

	UG2			UG4		
	γ (kN/m ³) laboratorio	c'(kPa) laboratorio	ϕ' (°) laboratorio	γ (kN/m ³) laboratorio	c'(kPa) laboratorio	ϕ' (°) laboratorio
VALORE MINIMO	18	10	22	18	0	29
VALORE MASSIMO	20	20	30	20	5	31
VALORE DI PROGETTO	19	15	26	19	0	30

Dalle indagini geognostiche eseguite in sito la falda è stata rinvenuta ad una quota pari a 3 m dal piano campagna.

5 VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE

Nel seguito si riportano le verifiche geotecniche dei pali delle spalle.

5.1 Sollecitazioni ad intradosso fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso plinto, per i dettagli del calcolo si rimanda alla relazione di calcolo delle spalle (documento T01VI01STRRE04).

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
RARA_1_MTRA_4	24602	379	-5888	0	7480	14180
RARA_2_MTRA_4	25221	227	-6077	0	6893	25005
FREQ_1_MTRA_4	23730	0	-5652	0	8326	0
FREQ_2_MTRA_4	24602	0	-5888	0	7480	9867
Q.PERM_MTRA_4	23730	0	-5652	0	8326	0
SLU1_MTRA_4	33212	568	-7948	0	10098	19790
SLU2_MTRA_4	34049	341	-8203	0	9305	34145
SLU3_MTRA_4	24907	568	-5970	0	7184	19790
SLU4_MTRA_4	25743	341	-6225	0	6391	34145
RARA_1_NML_1	25315	379	-5888	0	6816	11504
RARA_1_NML_2	25043	379	-5888	0	6070	11504
RARA_2_NML_1	26387	227	-6077	0	5834	0
RARA_2_NML_2	25898	227	-6077	0	4488	18728
FREQ_1_NML_1	23730	0	-5652	0	8326	0
FREQ_1_NML_2	23730	0	-5652	0	8326	0
FREQ_2_NML_1	25315	0	-5888	0	6816	7191
FREQ_2_NML_2	25043	0	-5888	0	6070	7191
Q.PERM_NML_1	23730	0	-5652	0	8326	0
Q.PERM_NML_2	23730	0	-5652	0	8326	0
SLU1_NML_1	34175	568	-7948	0	9202	16177
SLU1_NML_2	33808	568	-7948	0	8195	16177
SLU2_NML_1	35622	341	-8203	0	7875	25670
SLU2_NML_2	34962	341	-8203	0	6059	25670
SLU3_NML_1	25869	568	-5970	0	6288	16177
SLU3_NML_2	25503	568	-5970	0	5280	16177
SLU4_NML_1	27317	341	-6225	0	4961	25670
SLU4_NML_2	26656	341	-6225	0	3145	25670
RARA_1_PSCA_3	23730	12	-5652	0	8326	142
RARA_2_PSCA_3	23730	7	-5652	0	8326	85

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
FREQ_1_PSCA_3	23730	2	-5652	0	8326	28
FREQ_2_PSCA_3	23730	0	-5652	0	8326	0
Q.PERM_PSCA_3	23730	0	-5652	0	8326	0
SLU1_PSCA_3	32035	17	-7630	0	11241	213
SLU2_PSCA_3	32035	10	-7630	0	11241	128
SLU3_PSCA_3	23730	17	-5652	0	8326	213
SLU4_PSCA_3	23730	10	-5652	0	8326	128
SLV_PSCA_L1	21942	1517	-12994	0	-42582	7354
SLV_PSCA_L2	20425	1517	-12994	0	-44235	7354
SLV_PSCA_T1	21942	5056	-6637	0	-9846	24514
SLV_PSCA_T2	20425	5056	-6637	0	-11499	24514
SLV_PSCA_V1	23711	1517	-6637	0	-7919	7354
SLV_PSCA_V2	18655	1517	-6637	0	-13427	7354

Tabella 1: Sollecitazioni a intradosso plinto

5.2 Sollecitazioni sui pali

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:

- $M_{tix} = H_{tiy} x |A_s| x \lambda / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{tiy} = H_{tix} x |A_s| x \lambda / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $\lambda = \sqrt[5]{EJ / Kh}$;
- K_h = modulo di reazione orizzontale = $n_h * z / d = 26400 \text{ kN/m}^3$
- $n_h = A * \gamma / 1.35$ (assumendo $A=750$ per i primi 5m come da terreni mediamente addensati)
- 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).

5.2.1 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_MTRA_4	-1669	69	4181	1494
	max	SLU2_MTRA_4	-1669	69	4181	1494
	min	SLU4_MTRA_4	-1266	69	3423	868
	min	SLU1_MTRA_4	-1617	116	3679	1856
SLV	max	SLV_PSCA_L1	-2643	309	4715	-1058
	max	SLV_PSCA_L1	-2643	309	4715	-1058
	min	SLV_PSCA_L2	-2643	309	4646	-1242
	min	SLV_PSCA_T1	-1350	1028	3757	-100
SLE frequente	max	FREQ_2_NML_2	-1198	0	2575	1599
	min	FREQ_2_MTRA_4	-1198	0	2563	1537
SLE q. permanente	max	Q.PERM_MTRA_4	-1150	0	2167	1788
	min	Q.PERM_MTRA_4	-1150	0	2167	1788
SLE rara	max	RARA_2_MTRA_4	-1236	46	3087	1116
	max	RARA_2_MTRA_4	-1236	46	3087	1116
	min	RARA_2_MTRA_4	-1236	46	3087	1116
	min	RARA_1_MTRA_4	-1198	77	2709	1391

Tabella 2: Sollecitazioni assiali e flessionali sui singoli pali

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

Combinazione	Ved
SLU1_MTRA_4	664.04
SLU2_MTRA_4	684.20
SLU2_PSCA_3	635.87
SLU3_PSCA_3	471.01
SLV_PSCA_T1	695.27
SLV_PSCA_L1	1090.21

SLV_PSCA_L1	1090.21
SLV_PSCA_T1	695.27

Tabella 3: Sollecitazioni taglianti sui singoli pali

Il taglio sul singolo palo è stato ottenuto dividendo il taglio totale agente a intradosso fondazione per il numero dei pali e considerando la risultante tra quello in direzione longitudinale e quello in direzione trasversale.

Nelle tabelle precedenti, le combinazioni con L1 ed L2 finali sono quelle con sisma longitudinale, mentre quelle con T1 e T2 sono con sisma trasversale (rispettivamente sommato al sisma verticale verso il basso e verso l'alto).

5.3 Verifiche di portanza verticale

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

$$Q_d = Q_{II} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W^*p$$

dove:

Q_{II} = 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 (= ξ₃ · γ_s).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (= ξ₃ · γ_b).

Le verifiche vengono effettuate in combinazione A1+M1+R3, dove:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ _{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{E2} , γ _{E3} , γ _{E4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

 Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali di indagini è stato desunto dalla tabella 6.4.IV delle NTC-2018, riportata di seguito.

 Tab. 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

Nel caso in esame è stato assunto un valore pari a 1.7 (1 verticale indagata).

5.3.1 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.

5.3.1.1 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 = 0.6 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

5.3.2 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.

5.3.2.1 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 Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

	qb,lim (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Tabella 4 – Valori massimi pressione ultima alla base

Le verifiche sono state eseguite considerando la falda a 3 m da p.c.

5.3.3 Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	35	m
Lunghezza infissione	37.8	m
L / D	29.2	
N verifica	4715	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	3	m
-----------------	---	---

form.	spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
UG2	5	5	19
UG4	65	70	19

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		α × C _u
NC	26	0.4877	0.6	2.4	2.9	2.83	0	0.9	0
NC	30	0.5774	0.6	6.2	6.5	6.46	0	0.9	0

z	σ' _v	σ _v	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	Q _p =P _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L+P}
m	kPa	kPa	τ _{NC} / τ _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0.0	0	0						0.0	0.0	
1.0	9.5	9.5	2.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	28.5	28.5	8.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	47.5	47.5	13.90	134.4	52.4	52.4	152.1	6.8	6.8	39.7
4.0	61.5	66.5	18.00	174.1	67.8	120.3	196.9	6.8	13.6	106.9

PROGETTO DEFINITIVO

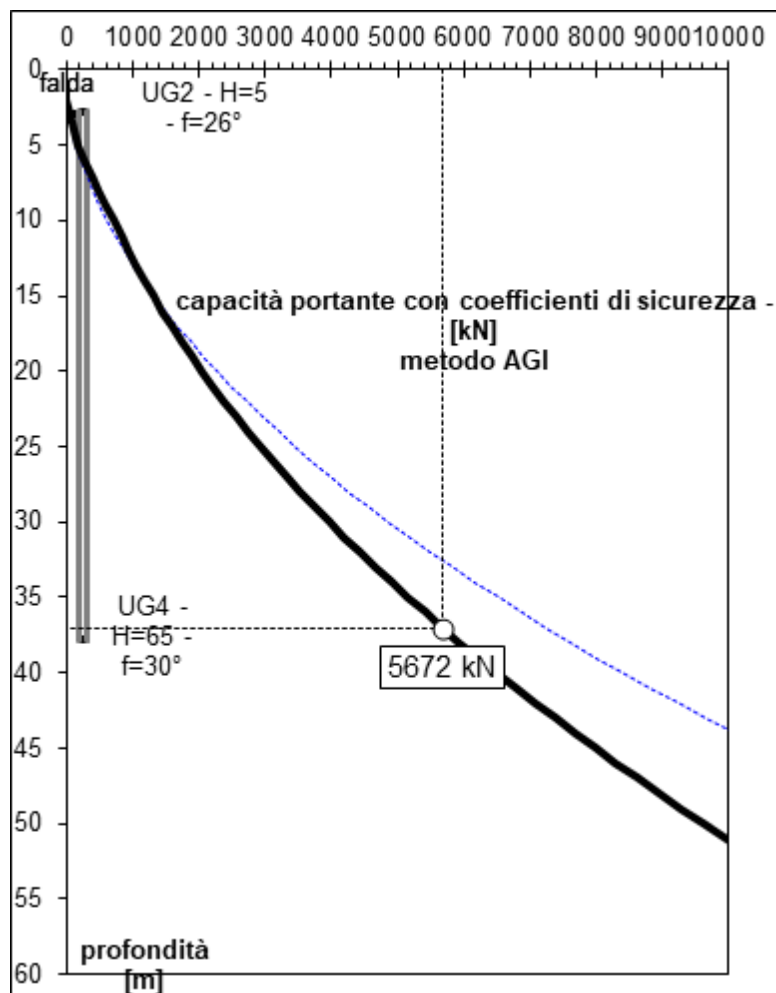
z	σ'_v	σ_v	τ	q_p	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$Q_p=P_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p=W$	$Q_{amm,L+P}$
m	kPa	kPa	τ_{NC} / τ_C	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
5.0	70.5	85.5	20.63	199.5	77.8	198.0	225.7	6.8	20.4	179.3
6.0	79.5	104.5	27.54	513.7	103.8	301.9	581.0	6.8	27.1	275.8
7.0	88.5	123.5	30.66	571.9	115.6	417.4	646.8	6.8	33.9	378.3
8.0	97.5	142.5	33.77	630.0	127.3	544.8	712.5	6.8	40.7	486.8
9.0	106.5	161.5	36.89	688.2	139.1	683.8	778.3	6.8	47.5	601.3
10.0	115.5	180.5	40.01	746.3	150.8	834.7	844.1	6.8	54.3	711.8
11.0	124.5	199.5	43.13	804.5	162.6	997.3	909.9	6.8	61.1	822.9
12.0	133.5	218.5	46.25	862.6	174.3	1171.6	975.6	6.8	67.9	934.3
13.0	142.5	237.5	49.36	920.8	186.1	1357.7	1041.4	6.8	74.6	1051.7
14.0	151.5	256.5	52.48	979.0	197.8	1555.5	1107.2	6.8	81.4	1175.1
15.0	160.5	275.5	55.60	1037.1	209.6	1765.2	1172.9	6.8	88.2	1304.4
16.0	169.5	294.5	58.72	1095.3	221.4	1986.5	1238.7	6.8	95.0	1439.9
17.0	178.5	313.5	61.83	1153.4	233.1	2219.6	1304.5	6.8	101.8	1581.3
18.0	187.5	332.5	64.95	1211.6	244.9	2464.5	1370.3	6.8	108.6	1728.7
19.0	196.5	351.5	68.07	1269.7	256.6	2721.1	1436.0	6.8	115.4	1882.2
20.0	205.5	370.5	71.19	1327.9	268.4	2989.5	1501.8	6.8	122.1	2041.6
21.0	214.5	389.5	74.30	1386.0	280.1	3269.6	1567.6	6.8	128.9	2207.1
22.0	223.5	408.5	77.42	1444.2	291.9	3561.5	1633.3	6.8	135.7	2378.6
23.0	232.5	427.5	80.54	1502.4	303.6	3865.1	1699.1	6.8	142.5	2556.1
24.0	241.5	446.5	83.66	1560.5	315.4	4180.5	1764.9	6.8	149.3	2739.6
25.0	250.5	465.5	86.78	1618.7	327.1	4507.6	1830.7	6.8	156.1	2929.1
26.0	259.5	484.5	89.89	1676.8	338.9	4846.5	1896.4	6.8	162.9	3124.6
27.0	268.5	503.5	93.01	1735.0	350.6	5197.2	1962.2	6.8	169.6	3326.1
28.0	277.5	522.5	96.13	1793.1	362.4	5559.5	2028.0	6.8	176.4	3533.7
29.0	286.5	541.5	99.25	1851.3	374.2	5933.7	2093.8	6.8	183.2	3747.3
30.0	295.5	560.5	102.36	1909.4	385.9	6319.6	2159.5	6.8	190.0	3966.8
31.0	304.5	579.5	105.48	1967.6	397.7	6717.3	2225.3	6.8	196.8	4192.4
32.0	313.5	598.5	108.60	2025.8	409.4	7126.7	2291.1	6.8	203.6	4424.0
33.0	322.5	617.5	111.72	2083.9	421.2	7547.8	2356.8	6.8	210.4	4661.6
34.0	331.5	636.5	114.83	2142.1	432.9	7980.8	2422.6	6.8	217.1	4905.3
35.0	340.5	655.5	117.95	2200.2	444.7	8425.4	2488.4	6.8	223.9	5154.9
36.0	349.5	674.5	121.07	2258.4	456.4	8881.8	2554.2	6.8	230.7	5410.6
37.0	358.5	693.5	124.19	2316.5	468.2	9350.0	2619.9	6.8	237.5	5672.2
38.0	367.5	712.5	127.31	2374.7	479.9	9830.0	2685.7	6.8	244.3	5939.9
39.0	376.5	731.5	130.42	2432.8	491.7	10321.6	2751.5	6.8	251.1	6213.6
40.0	385.5	750.5	133.54	2491.0	503.4	10825.1	2817.3	6.8	257.9	6493.3
41.0	394.5	769.5	136.66	2549.2	515.2	11340.3	2883.0	6.8	264.6	6779.0
42.0	403.5	788.5	139.78	2607.3	526.9	11867.2	2948.8	6.8	271.4	7070.7
43.0	412.5	807.5	142.89	2665.5	538.7	12405.9	3014.6	6.8	278.2	7368.4

Nella tabella precedente:

- z = profondità da p.c.

- $\sigma'v$ = tensione verticale efficace
- τ = tensione tangenziale laterale
- q_p = resistenza alla punta
- S = integrale delle τ su Δz
- ΣS = integrale delle τ fino alla profondità z
- Q_p = risultante portata alla punta alla profondità z
- P_p = peso del palo su Δz
- ΣP_p = risultante peso del palo alla profondità z
- $Q_{amm,L+P}$ = Portata ultima totale, laterale + punta

Nel grafico seguente è riportata la curva di capacità portante.



La portanza verticale è pari a 5672 kN > 4715 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

5.3.4 Risultati delle verifiche – Verifica a trazione SLV (condizioni sismiche)

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	35	m
Lunghezza infissione	37.8	m
L / D	29.2	
N verifica	-1242	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	3	m
-----------------	---	---

form.	spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
UG2	5	5	19
UG4	65	70	19

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		α × C _u
NC	26	0.4877	0.6	2.4	2.9	2.83	0	0.9	0
NC	30	0.5774	0.6	6.2	6.5	6.46	0	0.9	0

z	σ _v	τ	S	ΣS=S _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L}
m	kPa	τ _{NC} / τ _c	kN	kN	kN	kN	kN
0.0	0				0.0	0.0	
1.0	9.5	2.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	28.5	8.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	47.5	13.90	52.4	52.4	6.8	6.8	33.6
4.0	61.5	18.00	67.8	120.3	6.8	13.6	75.1
5.0	70.5	20.63	77.8	198.0	6.8	20.4	121.7
6.0	79.5	27.54	103.8	301.9	6.8	27.1	181.5
7.0	88.5	30.66	115.6	417.4	6.8	33.9	247.4
8.0	97.5	33.77	127.3	544.8	6.8	40.7	319.4
9.0	106.5	36.89	139.1	683.8	6.8	47.5	397.3

PROGETTO DEFINITIVO

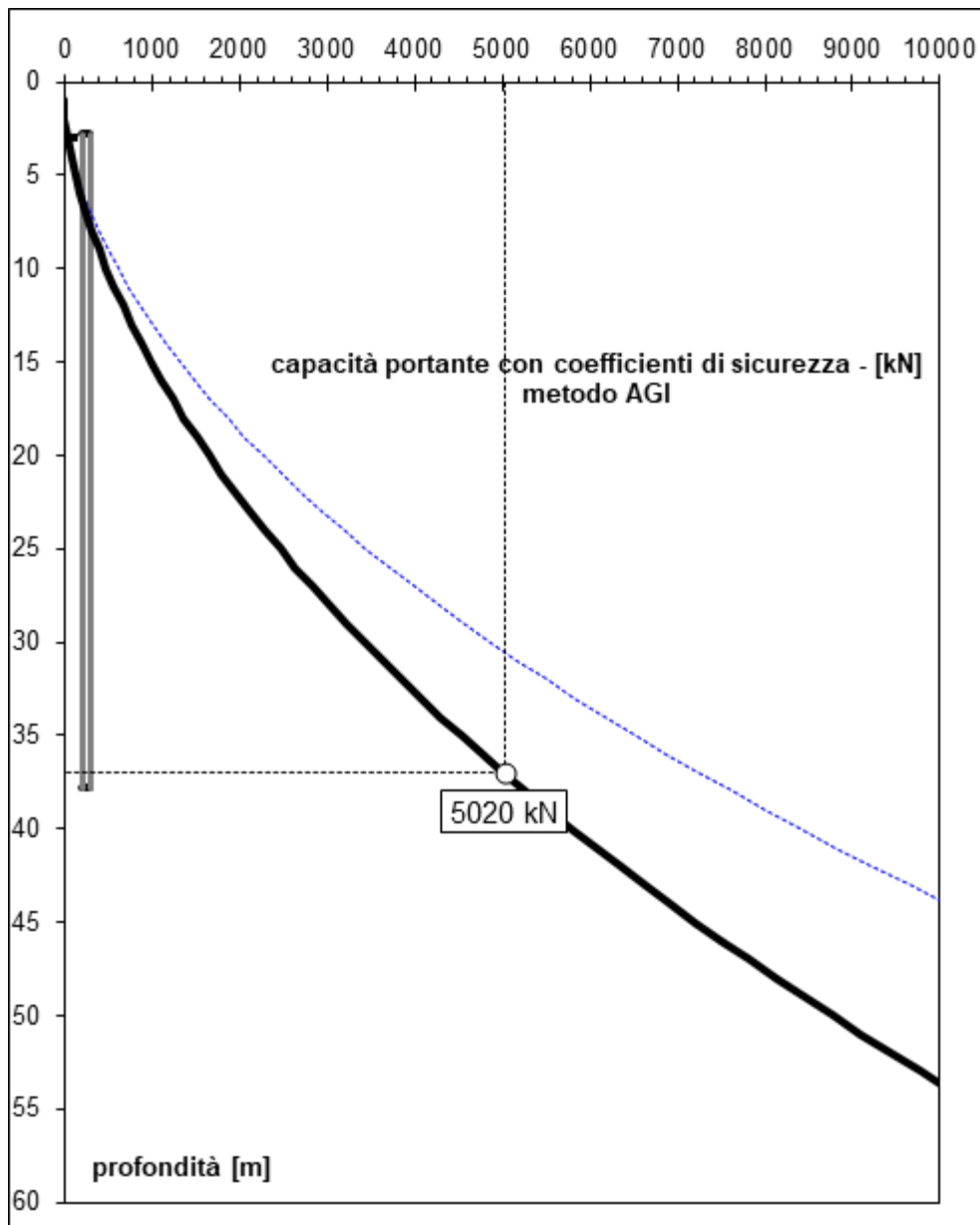
z	σ'_v	τ	S	$\Sigma S = S_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm,L}$
m	kPa	τ_{NC} / τ_C	kN	kN	kN	kN	kN
10.0	115.5	40.01	150.8	834.7	6.8	54.3	481.2
11.0	124.5	43.13	162.6	997.3	6.8	61.1	571.2
12.0	133.5	46.25	174.3	1171.6	6.8	67.9	667.1
13.0	142.5	49.36	186.1	1357.7	6.8	74.6	769.1
14.0	151.5	52.48	197.8	1555.5	6.8	81.4	877.1
15.0	160.5	55.60	209.6	1765.2	6.8	88.2	991.1
16.0	169.5	58.72	221.4	1986.5	6.8	95.0	1111.1
17.0	178.5	61.83	233.1	2219.6	6.8	101.8	1237.1
18.0	187.5	64.95	244.9	2464.5	6.8	108.6	1369.2
19.0	196.5	68.07	256.6	2721.1	6.8	115.4	1507.2
20.0	205.5	71.19	268.4	2989.5	6.8	122.1	1651.3
21.0	214.5	74.30	280.1	3269.6	6.8	128.9	1801.4
22.0	223.5	77.42	291.9	3561.5	6.8	135.7	1957.4
23.0	232.5	80.54	303.6	3865.1	6.8	142.5	2119.5
24.0	241.5	83.66	315.4	4180.5	6.8	149.3	2287.6
25.0	250.5	86.78	327.1	4507.6	6.8	156.1	2461.8
26.0	259.5	89.89	338.9	4846.5	6.8	162.9	2641.9
27.0	268.5	93.01	350.6	5197.2	6.8	169.6	2828.0
28.0	277.5	96.13	362.4	5559.5	6.8	176.4	3020.2
29.0	286.5	99.25	374.2	5933.7	6.8	183.2	3218.4
30.0	295.5	102.36	385.9	6319.6	6.8	190.0	3422.5
31.0	304.5	105.48	397.7	6717.3	6.8	196.8	3632.7
32.0	313.5	108.60	409.4	7126.7	6.8	203.6	3848.9
33.0	322.5	111.72	421.2	7547.8	6.8	210.4	4071.1
34.0	331.5	114.83	432.9	7980.8	6.8	217.1	4299.4
35.0	340.5	117.95	444.7	8425.4	6.8	223.9	4533.6
36.0	349.5	121.07	456.4	8881.8	6.8	230.7	4773.9
37.0	358.5	124.19	468.2	9350.0	6.8	237.5	5020.1
38.0	367.5	127.31	479.9	9830.0	6.8	244.3	5272.4
39.0	376.5	130.42	491.7	10321.6	6.8	251.1	5530.7
40.0	385.5	133.54	503.4	10825.1	6.8	257.9	5795.0
41.0	394.5	136.66	515.2	11340.3	6.8	264.6	6065.3
42.0	403.5	139.78	526.9	11867.2	6.8	271.4	6341.6
43.0	412.5	142.89	538.7	12405.9	6.8	278.2	6624.0

Nella tabella precedente:

- z = profondità da p.c.
- σ'_v = tensione verticale efficace
- τ = tensione tangenziale laterale
- S = integrale delle τ su Δz
- ΣS = integrale delle τ fino alla profondità z

- P_p = peso del palo su Δz
- ΣP_p = risultante peso del palo alla profondità z
- $Q_{amm,L}$ = Portata ultima laterale, a trazione

Nel grafico seguente è riportata la curva di capacità portante.



La portanza verticale è pari a $-5020 \text{ kN} > -1242 \text{ kN}$.

La verifica risulta soddisfatta.

5.3.5 Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLU (condizioni statiche)

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
Lunghezza palo	35	m
Lunghezza infissione	37.8	m
L / D	29.2	
N verifica	4181	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	3	m
-----------------	---	---

form.	spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
UG2	5	5	19
UG4	65	70	19

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		α × C _u
NC	26	0.4877	0.6	2.4	2.9	2.83		0.9	0
NC	30	0.5774	0.6	6.2	6.5	6.46		0.9	0

z	σ' _v	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	Q _p =P _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L+P}
m	kPa	τ _{NC} / τ _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0.0	0						0.0	0.0	
1.0	9.5	2.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	28.5	8.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	47.5	13.90	134.4	52.4	52.4	152.1	6.8	6.8	84.2
4.0	61.5	18.00	174.1	67.8	120.3	196.9	6.8	13.6	129.6
5.0	70.5	20.63	199.5	77.8	198.0	225.7	6.8	20.4	173.2
6.0	79.5	27.54	513.7	103.8	301.9	581.0	6.8	27.1	372.3
7.0	88.5	30.66	571.9	115.6	417.4	646.8	6.8	33.9	451.2
8.0	97.5	33.77	630.0	127.3	544.8	712.5	6.8	40.7	536.2

PROGETTO DEFINITIVO

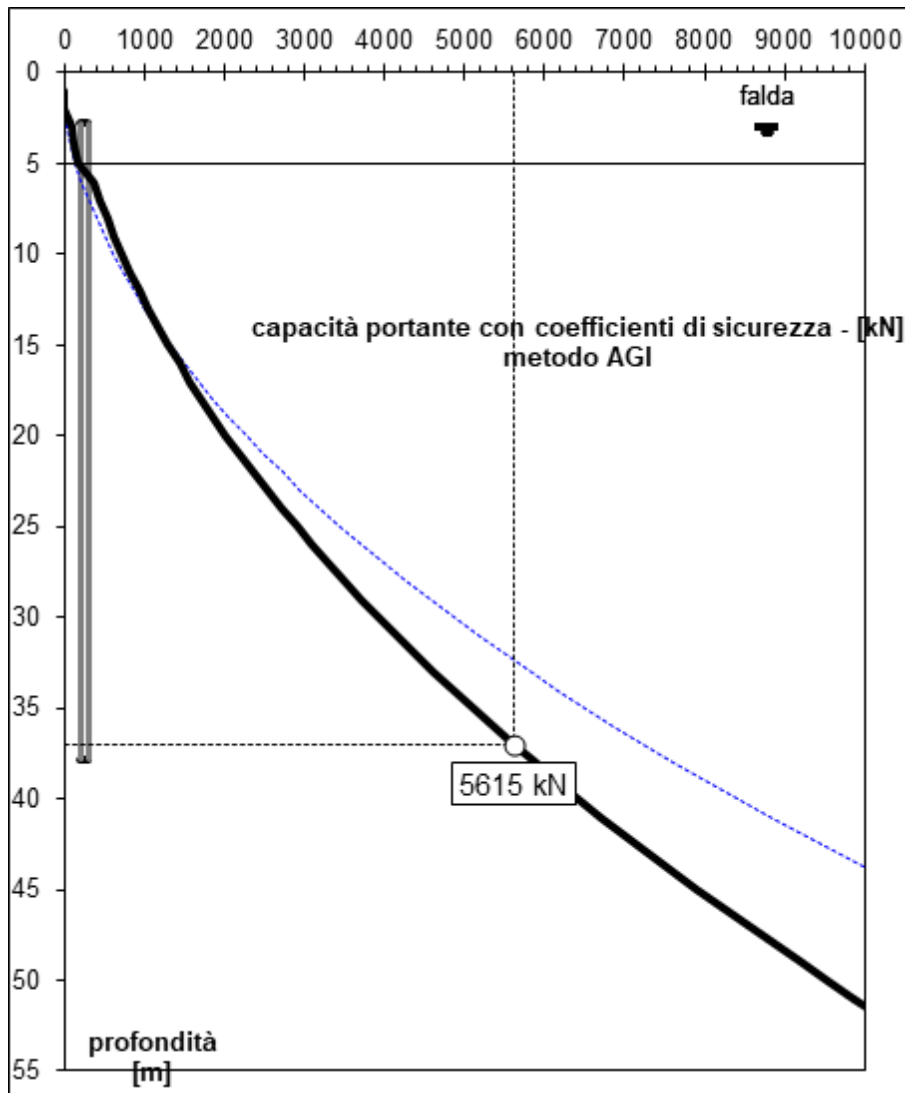
z	σ'_v	τ	q_p	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$Q_p=P_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p=W$	$Q_{amm,L+P}$
m	kPa	τ_{NC} / τ_C	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
9.0	106.5	36.89	688.2	139.1	683.8	778.3	6.8	47.5	627.2
10.0	115.5	40.01	746.3	150.8	834.7	844.1	6.8	54.3	724.2
11.0	124.5	43.13	804.5	162.6	997.3	909.9	6.8	61.1	827.2
12.0	133.5	46.25	862.6	174.3	1171.6	975.6	6.8	67.9	936.2
13.0	142.5	49.36	920.8	186.1	1357.7	1041.4	6.8	74.6	1051.2
14.0	151.5	52.48	979.0	197.8	1555.5	1107.2	6.8	81.4	1172.2
15.0	160.5	55.60	1037.1	209.6	1765.2	1172.9	6.8	88.2	1299.3
16.0	169.5	58.72	1095.3	221.4	1986.5	1238.7	6.8	95.0	1432.4
17.0	178.5	61.83	1153.4	233.1	2219.6	1304.5	6.8	101.8	1571.4
18.0	187.5	64.95	1211.6	244.9	2464.5	1370.3	6.8	108.6	1716.5
19.0	196.5	68.07	1269.7	256.6	2721.1	1436.0	6.8	115.4	1867.6
20.0	205.5	71.19	1327.9	268.4	2989.5	1501.8	6.8	122.1	2024.7
21.0	214.5	74.30	1386.0	280.1	3269.6	1567.6	6.8	128.9	2187.9
22.0	223.5	77.42	1444.2	291.9	3561.5	1633.3	6.8	135.7	2357.0
23.0	232.5	80.54	1502.4	303.6	3865.1	1699.1	6.8	142.5	2532.1
24.0	241.5	83.66	1560.5	315.4	4180.5	1764.9	6.8	149.3	2713.3
25.0	250.5	86.78	1618.7	327.1	4507.6	1830.7	6.8	156.1	2900.5
26.0	259.5	89.89	1676.8	338.9	4846.5	1896.4	6.8	162.9	3093.6
27.0	268.5	93.01	1735.0	350.6	5197.2	1962.2	6.8	169.6	3292.8
28.0	277.5	96.13	1793.1	362.4	5559.5	2028.0	6.8	176.4	3498.1
29.0	286.5	99.25	1851.3	374.2	5933.7	2093.8	6.8	183.2	3709.3
30.0	295.5	102.36	1909.4	385.9	6319.6	2159.5	6.8	190.0	3926.5
31.0	304.5	105.48	1967.6	397.7	6717.3	2225.3	6.8	196.8	4149.7
32.0	313.5	108.60	2025.8	409.4	7126.7	2291.1	6.8	203.6	4379.0
33.0	322.5	111.72	2083.9	421.2	7547.8	2356.8	6.8	210.4	4614.3
34.0	331.5	114.83	2142.1	432.9	7980.8	2422.6	6.8	217.1	4855.5
35.0	340.5	117.95	2200.2	444.7	8425.4	2488.4	6.8	223.9	5102.8
36.0	349.5	121.07	2258.4	456.4	8881.8	2554.2	6.8	230.7	5356.1
37.0	358.5	124.19	2316.5	468.2	9350.0	2619.9	6.8	237.5	5615.5
38.0	367.5	127.31	2374.7	479.9	9830.0	2685.7	6.8	244.3	5880.8
39.0	376.5	130.42	2432.8	491.7	10321.6	2751.5	6.8	251.1	6152.1
40.0	385.5	133.54	2491.0	503.4	10825.1	2817.3	6.8	257.9	6429.5
41.0	394.5	136.66	2549.2	515.2	11340.3	2883.0	6.8	264.6	6712.8
42.0	403.5	139.78	2607.3	526.9	11867.2	2948.8	6.8	271.4	7002.2
43.0	412.5	142.89	2665.5	538.7	12405.9	3014.6	6.8	278.2	7297.6

Nella tabella precedente:

- z = profondità da p.c.
- σ'_v = tensione verticale efficace
- τ = tensione tangenziale laterale
- q_p = resistenza alla punta

- S = integrale delle τ su Δz
- ΣS = integrale delle τ fino alla profondità z
- Q_p = risultante portata alla punta alla profondità z
- P_p = peso del palo su Δz
- ΣP_p = risultante peso del palo alla profondità z
- $Q_{amm,L+P}$ = Portata ultima totale, laterale + punta

Nel grafico seguente è riportata la curva di capacità portante.



La portanza verticale è pari a 5615 kN > 4181 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

In condizioni statiche non è presente trazione sui pali, quindi se ne omettono le verifiche.

5.3.6 Risultati delle verifiche – Sintesi

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

		Portanza Verticale					
		Compressione			Trazione		
SLU	N _{Ed}	4181	kN	N _{Ed}	-	kN	
	N _{Rd}	5616	kN	N _{Rd}	-	kN	
	C.S.	1.34	-	C.S.	-	-	
SLV	N _{Ed}	4715	kN	N _{Ed}	-1242	kN	
	N _{Rd}	5672	kN	N _{Rd}	-5020	kN	
	C.S.	1.20	-	C.S.	4.04	-	

5.4 Verifiche di portanza orizzontale

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel seguito.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa al paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC-2018, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (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).

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

Tab. 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

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

Le verifiche vengono effettuate in combinazione A1+M1+R3, in cui i coefficienti A1 e M1 sono quelli riportati al §5.4.

5.4.1 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

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

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.

Il momento di plasticizzazione del palo, nel seguito M_y , è stato calcolato assumendo un valore di N pari a 0.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

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

dove:

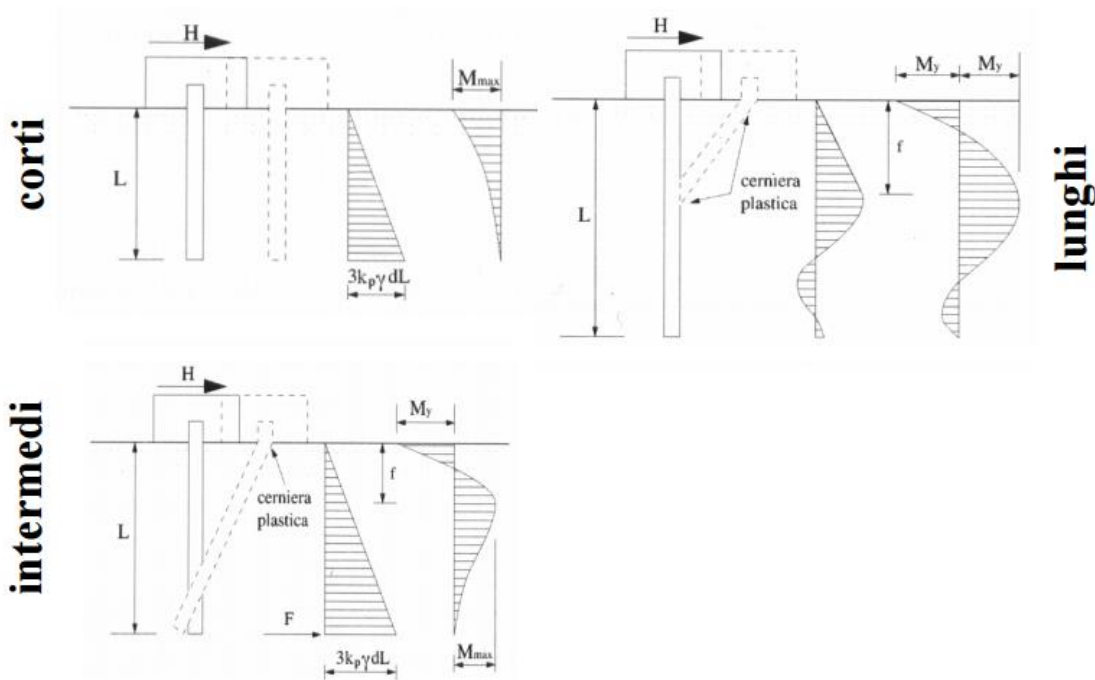
H = carico limite orizzontale del palo;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo;

k_p = coefficiente di spinta passiva.



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.

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

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

5.4.2 Risultati delle verifiche

Si dispongono due gabbie di armatura di 32+32Ø30 (4.0% della sezione del palo).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

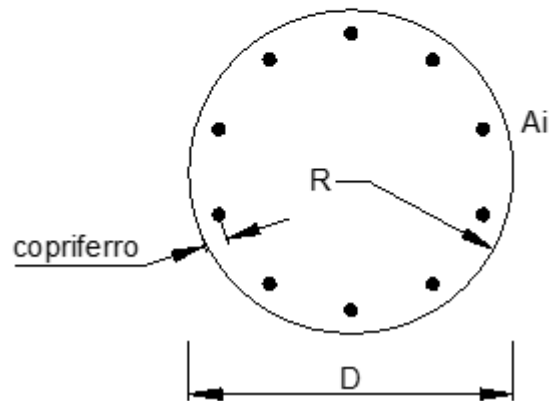
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

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



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero		diametro (mm)		area (mm ²)	copriferro (mm)
32	▲▼	φ 30	▲▼	22619.47	104
32	▲▼	φ 30	▲▼	22619.47	164
0	▲▼	φ 30	▲▼	0.00	100

calcolo

Momento di Plasticizzazione

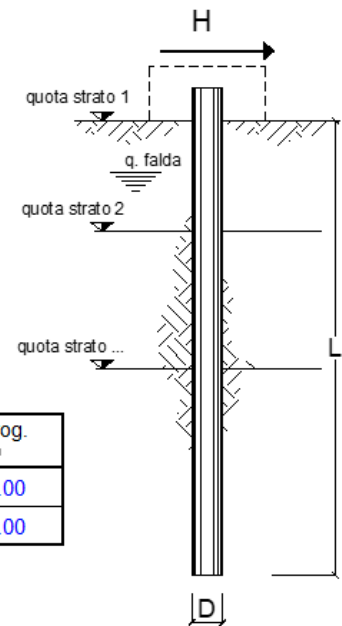
My = 6179.9 (kN m)

Inserisci

opera Spalla

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e	γ_{cu}	γ_T
			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



PROGETTO DEFINITIVO

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	UG2	100.00	19	19	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG2_falda	97.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	UG4	95.00	19	9	30	3.00		30	3.00	
<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 97.00 (m)

Diametro del palo D 1.20 (m)

Lunghezza del palo L 35.00 (m)

 Momento di plasticizzazione palo M_y 6179.85 (kNm)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3051.9	(kN)	3051.9	(kN)
Palo intermedio	19712.8	(kN)	19712.8	(kN)
Palo corto	70045.3	(kN)	70045.3	(kN)
	H_{med}	3051.9 (kN)	H_{min}	3051.9 (kN)
		Palo lungo		Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		1795.26	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_T$		1380.97	(kN)

Considerando un valore di efficienza pari a 0.8, si ottiene un valore di taglio resistente pari a $0.8 \times 1380.97 = 1104.78$ kN.

Il massimo taglio agente è allo SLV e pari a 1090.21 kN. Il valore della resistenza risulta 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}	684.20	kN
	H_{Rd}	1104.78	kN
	C.S.	1.61	-
	T.S.	0.62	
SLV	F_{Ed}	1090.21	kN
	H_{Rd}	1104.78	kN
	C.S.	1.01	-
	T.S.	0.98	

6 VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE

Nel seguito si riportano le verifiche geotecniche dei pali delle pile.

6.1 Sollecitazioni ad intradosso fondazione

Nel seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso fondazione, per i dettagli del calcolo si rimanda alla relazione di calcolo delle pile (documento T01VI01STRRE03).

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR01_SLU_C_V_m_02	53000	1345	-497	0	-1999	53333
GR2a_SLU_C_T_L_m_02	50730	0	-1075	0	-16841	4114
GR01_SLU_C_V_m_01	30698	1345	101	0	417	53333
GR00_SLU_S_0_m_01	25969	0	101	0	417	0
GR01_SLU_C_V_m_07	29663	1345	101	0	417	56234
GR2a_SLU_C_T_L_m_02	50730	0	-1075	0	-16841	4114
GR2a_S1_C_T_03	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1_S_0_01	34778	-780	1859	0	45754	-18818
GR00_S1_S_0_02	34778	-2599	440	0	13255	-62726
GR00_S1_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1_S_0_02	34778	-2599	440	0	13255	-62726
GR00_S1_S_0_01	34778	-780	1859	0	45754	-18818
GR00_S1_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_S1_S_0_01	34778	780	-2196	0	-47101	18818
GR00_S1_S_0_02	34778	2599	-777	0	-14602	62726
GR00_S1_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1_S_0_02	34778	2599	-777	0	-14602	62726
GR00_S1_S_0_01	34778	780	-2196	0	-47101	18818
GR2a_S1.3_C_T_16	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1.3_S_0_01	34778	-583	1352	0	33533	-13867
GR00_S1.3_S_0_02	34778	-1942	288	0	9589	-46222
GR00_S1.3_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1.3_S_0_02	34778	-1942	288	0	9589	-46222
GR00_S1.3_S_0_01	34778	-583	1352	0	33533	-13867

PROGETTO DEFINITIVO

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
GR00_S1.3_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_S1.3_S_0_01	34778	583	-1689	0	-34880	13867
GR00_S1.3_S_0_02	34778	1942	-625	0	-10935	46222
GR00_S1.3_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_S1.3_S_0_02	34778	1942	-625	0	-10935	46222
GR00_S1.3_S_0_01	34778	583	-1689	0	-34880	13867
GR00_SLEF_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEF_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEF_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEF_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLEF_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEF_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR01_SLEF_C_T_01	38280	0	-169	0	-673	5781
GR2a_SLEF_C_T_01	36599	0	-387	0	-7546	3047
GR00_SLEF_S_V_02	34778	151	-169	0	-673	5010
GR00_SLEF_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR01_SLEF_C_T_04	37514	0	-169	0	-673	7930
GR2a_SLEF_C_T_01	36599	0	-387	0	-7546	3047
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLEQP_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLER_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLER_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLER_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLER_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_SLER_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_SLER_S_0_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR01_SLER_C_V_01	38280	0	-169	0	-673	5781
GR2a_SLER_L_C_T_01	36599	0	-576	0	-11255	3047

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
GR01_SLER_C_V_01	38280	897	-169	0	-673	36133
GR00_SLER_S_0_01	25969	0	101	0	417	0
GR01_SLER_C_V_04	37514	897	-169	0	-673	38282
GR2a_SLER_L_C_T_01	36599	0	-576	0	-11255	3047
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	25969	0	101	0	417	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0
GR00_ECC_01	34778	0	-169	0	-673	0

Tabella 5: Sollecitazioni a intradosso plinto

6.2 Sollecitazioni sui pali

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:

- $M_{tix} = H_{tiy} x |A_s| x \lambda / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i -esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x ;
- $M_{tiy} = H_{tix} x |A_s| x \lambda / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i -esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y ;
- $\lambda = \sqrt[5]{EJ / Kh}$;
- $K_h =$ modulo di reazione orizzontale $= n_h * z / d = 23333 \text{ kN/m}^3$
- $n_h = A * \gamma' / 1.35$ (assumendo $A=600$ per i primi 6m come da terreni mediamente addensati)
- $A_s, B_s =$ 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).

6.2.1 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	GR00_SLU_S_0_m_01	23	0	-2188	-2140
	max	GR01_SLU_C_V_m_02	-113	306	-6117	-2716
	max	GR01_SLU_C_V_m_02	-113	306	-6116.9	-2716
	min	GR2a_SLU_C_T_L_m_02	-245	0	-5029	-3426
	min	GR00_SLU_S_0_m_01	23	0	-2188	-2140
	min	GR01_SLU_C_V_m_07	23	306	-4160	-784
SISMICA q=1	max	GR00_S1_S_0_01	423	-178	-5245	-551
	max	GR00_S1_S_0_02	100	592	-5340	-456
	max	GR00_S1_S_0_02	100	-592	-5418.6	-456
	min	GR00_S1_S_0_01	-500	-178	-5245	-551
	min	GR00_S1_S_0_02	100	-592	-5340	-456
	min	GR00_S1_S_0_02	100	-592	-5340	-378
SISMICA q=1.36	max	GR00_S1.3_S_0_01	308	-133	-4620	-1176
	max	GR00_S1.3_S_0_02	66	442	-4690	-1106
	max	GR00_S1.3_S_0_02	66	-442	-4768.5	-1106
	min	GR00_S1.3_S_0_01	-385	-133	-4620	-1176
	min	GR00_S1.3_S_0_02	66	-442	-4690	-1106
	min	GR00_S1.3_S_0_02	66	-442	-4690	-1028
SLE frequente	max	GR00_SLEF_S_0_01	23	0	-2938	-2859
	max	GR00_SLEF_S_V_02	-38	34	-3088	-2708
	max	GR2a_SLEF_C_T_01	-88	0	-3433.3	-2666
	min	GR2a_SLEF_C_T_01	-88	0	-3433	-2666
	min	GR00_SLEF_S_0_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR00_SLEF_S_0_01	-38	0	-2938	-2140
SLE q-permanente	max	GR00_SLEQP_01	23	0	-2938	-2859
	max	GR00_SLEQP_01	-38	0	-2938	-2859

PROGETTO DEFINITIVO

	max	GR00_SLEQP_01	-38	0	-2937.5	-2859
	min	GR00_SLEQP_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR00_SLEQP_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR00_SLEQP_01	-38	0	-2938	-2140
SLE rara	max	GR00_SLER_S_0_01	23	0	-2938	-2859
	max	GR01_SLER_C_V_01	-38	204	-3390	-2990
	max	GR01_SLER_C_V_01	-38	0	-4301.2	-2990
	min	GR2a_SLER_L_C_T_01	-131	0	-3580	-2520
	min	GR00_SLER_S_0_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR01_SLER_C_V_04	-38	204	-4297	-1955
ECCEZIONALE	max	GR00_ECC_01	23	0	-2938	-2859
	max	GR00_ECC_01	-38	0	-2938	-2859
	max	GR00_ECC_01	-38	0	-2937.5	-2859
	min	GR00_ECC_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR00_ECC_01	-38	0	-2938	-2859
	min	GR00_ECC_01	-38	0	-2938	-2140

Tabella 6: Sollecitazioni assiali e flessionali sui singoli pali

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

	Ppalo	Vpalo
GR01_SLU_C_V_m_02	-2716	120
GR00_SLU_S_0_m_01	-2140	8
GR00_SLU_S_0_m_01	-2140	8
GR00_SLU_S_0_m_01	-2140	8
GR2a_SLU_C_T_L_m_02	-3426	90
GR00_SLU_S_0_m_01	-2140	8
GR00_S1_S_0_02	-456	220
GR00_S1_S_0_01	-551	168
GR2a_S1_C_T_03	-2140	8
GR00_S1_S_0_02	-456	220
GR00_S1_S_0_01	-551	194
GR2a_S1_C_T_03	-2140	8

Tabella 7: Sollecitazioni taglianti sui singoli pali

Il taglio sul singolo palo è stato ottenuto dividendo il taglio totale agente a intradosso fondazione per il numero dei pali e considerando la risultante tra quello in direzione longitudinale e quello in direzione trasversale.

6.3 Verifiche di portanza verticale

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

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

dove:

Q_{II} = 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 (= ξ₃ · γ_s).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (= ξ₃ · γ_b).

Le verifiche vengono effettuate in combinazione A1+M1+R3, dove:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ _{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{E2} , γ _{E3} , γ _{E4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ _M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ' _k	γ _φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c' _k	γ _c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c _{uk}	γ _{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ _γ	γ _γ	1,0	1,0

6.3.2 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.

6.3.2.1 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.

	qb,lim (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Tabella 8: Valori massimi pressione ultima alla base

Le verifiche sono state eseguite considerando la falda a 3 m da p.c.

6.3.3 Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLU (condizioni statiche)

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	6.5	m
Lunghezza palo	36	m
Lunghezza infissione	42.5	m
L / D	30	
N verifica	6117	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	3	m
-----------------	---	---

form.	spes.	Zinf	γ_{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
UG2	5	5	19
UG4	65	70	19

Parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI									
Non coesivi							Coesivi		
Tipo	ϕ	μ	k	N_q	N_q	N_q	C_u	α	τ_c
	°	$\tan(\phi)$		L/D=4	L/D=32		kPa		$a' C_u$
NC	26	0.4877	0.6	2.4	2.9	2.80	0	0.9	0
NC	30	0.5774	0.6	6.2	6.5	6.45	0	0.9	0

z	σ'_v	τ	q_p	S	$\Sigma S = S_{lim}$	$Q_p = P_{lim}$	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm, L+P}$
m	kPa	τ_{NC} / τ_c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
0.0	0						0.0	
1.0	9.5	2.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	28.5	8.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	47.5	13.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.0	61.5	18.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5.0	70.5	20.63	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6.0	79.5	27.54	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.0	88.5	30.66	572.5	115.6	115.6	647.5	6.8	332.4
8.0	97.5	33.77	630.7	127.3	242.9	713.4	13.6	417.4
9.0	106.5	36.89	689.0	139.1	382.0	779.2	20.4	508.4
10.0	115.5	40.01	747.2	150.8	532.8	845.1	27.1	605.5
11.0	124.5	43.13	805.4	162.6	695.4	910.9	33.9	708.5
12.0	133.5	46.25	863.6	174.3	869.8	976.8	40.7	817.6
13.0	142.5	49.36	921.9	186.1	1055.8	1042.6	47.5	932.6
14.0	151.5	52.48	980.1	197.8	1253.7	1108.5	54.3	1053.7
15.0	160.5	55.60	1038.3	209.6	1463.3	1174.3	61.1	1180.8
16.0	169.5	58.72	1096.5	221.4	1684.7	1240.2	67.9	1313.9
17.0	178.5	61.83	1154.8	233.1	1917.8	1306.0	74.6	1453.0
18.0	187.5	64.95	1213.0	244.9	2162.6	1371.8	81.4	1598.1
19.0	196.5	68.07	1271.2	256.6	2419.2	1437.7	88.2	1749.2

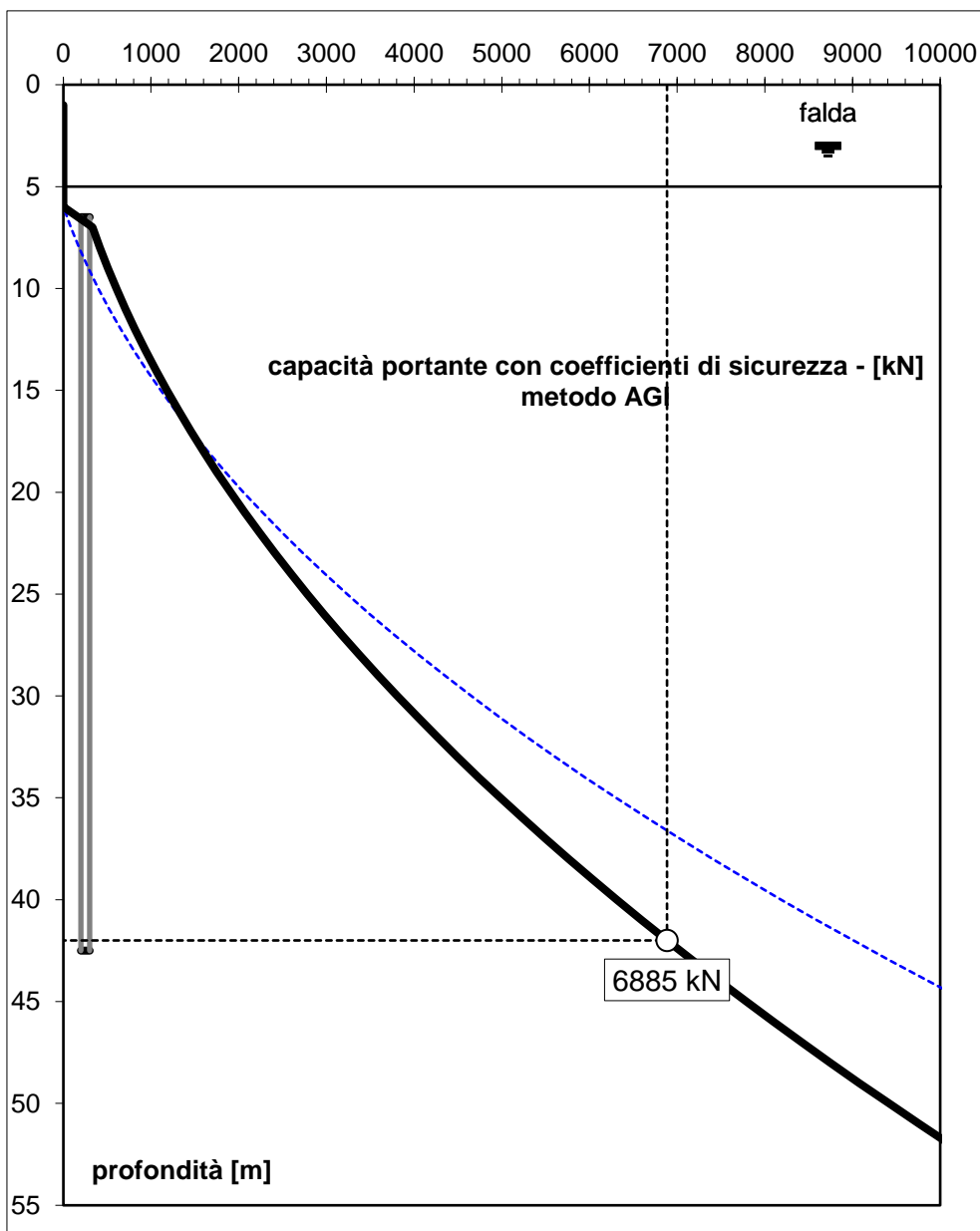
PROGETTO DEFINITIVO

z	σ'_v	τ	q_p	S	$\Sigma S = S_{lim}$	$Q_p = P_{lim}$	$\Sigma P_p = W$	$Q_{amm,L+P}$
m	kPa	$\frac{\tau_{NC}}{\tau_C}$	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
20.0	205.5	71.19	1329.4	268.4	2687.6	1503.5	95.0	1906.4
21.0	214.5	74.30	1387.6	280.1	2967.7	1569.4	101.8	2069.5
22.0	223.5	77.42	1445.9	291.9	3259.6	1635.2	108.6	2238.7
23.0	232.5	80.54	1504.1	303.6	3563.2	1701.1	115.4	2413.9
24.0	241.5	83.66	1562.3	315.4	3878.6	1766.9	122.1	2595.1
25.0	250.5	86.78	1620.5	327.1	4205.8	1832.8	128.9	2782.3
26.0	259.5	89.89	1678.8	338.9	4544.7	1898.6	135.7	2975.5
27.0	268.5	93.01	1737.0	350.6	4895.3	1964.5	142.5	3174.7
28.0	277.5	96.13	1795.2	362.4	5257.7	2030.3	149.3	3380.0
29.0	286.5	99.25	1853.4	374.2	5631.8	2096.2	156.1	3591.2
30.0	295.5	102.36	1911.7	385.9	6017.8	2162.0	162.9	3808.5
31.0	304.5	105.48	1969.9	397.7	6415.4	2227.9	169.6	4031.8
32.0	313.5	108.60	2028.1	409.4	6824.8	2293.7	176.4	4261.0
33.0	322.5	111.72	2086.3	421.2	7246.0	2359.6	183.2	4496.3
34.0	331.5	114.83	2144.5	432.9	7678.9	2425.4	190.0	4737.7
35.0	340.5	117.95	2202.8	444.7	8123.6	2491.3	196.8	4985.0
36.0	349.5	121.07	2261.0	456.4	8580.0	2557.1	203.6	5238.3
37.0	358.5	124.19	2319.2	468.2	9048.2	2623.0	210.4	5497.7
38.0	367.5	127.31	2377.4	479.9	9528.1	2688.8	217.1	5763.0
39.0	376.5	130.42	2435.7	491.7	10019.8	2754.7	223.9	6034.4
40.0	385.5	133.54	2493.9	503.4	10523.2	2820.5	230.7	6311.8
41.0	394.5	136.66	2552.1	515.2	11038.4	2886.4	237.5	6595.2
42.0	403.5	139.78	2610.3	526.9	11565.4	2952.2	244.3	6884.6

Nella tabella precedente:

- z = profondità da p.c.
- σ'_v = tensione verticale efficace
- τ = tensione tangenziale laterale
- q_p = resistenza alla punta
- S = integrale delle τ su Δz
- ΣS = integrale delle τ fino alla profondità z
- Q_p = risultante portata alla punta alla profondità z
- P_p = peso del palo su Δz
- ΣP_p = risultante peso del palo alla profondità z
- $Q_{amm,L+P}$ = Portata ultima totale, laterale + punta

Nel grafico seguente è riportata la curva di capacità portante.



La portanza verticale è pari a 6885 kN > 6117 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

6.3.4 Risultati delle verifiche – Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	6.5	m
Lunghezza palo	36	m
Lunghezza infissione	42.5	m
L / D	30	
N verifica	5419	kN

Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.)	3	m
-----------------	---	---

form.	spes.	Z _{inf}	γ _{sat}
	m	m	kN/m ²
pc	0	0	
UG2	5	5	19.5
UG4	65	70	19

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	26	0.4877	0.6	2.4	2.9	2.80	0	0.9	0
NC	30	0.5774	0.6	6.2	6.5	6.45	0	0.9	0

z	σ' _v	τ	q _p	S	ΣS=S _{lim}	Q _p =P _{lim}	P _p	ΣP _p =W	Q _{amm,L+P}
m	kPa	τ _{NC} / τ _c	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0.0	0						0.0	0.0	
1.0	9.5	2.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	28.5	8.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	47.5	13.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.0	61.5	18.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5.0	70.5	20.63	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6.0	79.5	27.54	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	70.7

PROGETTO DEFINITIVO

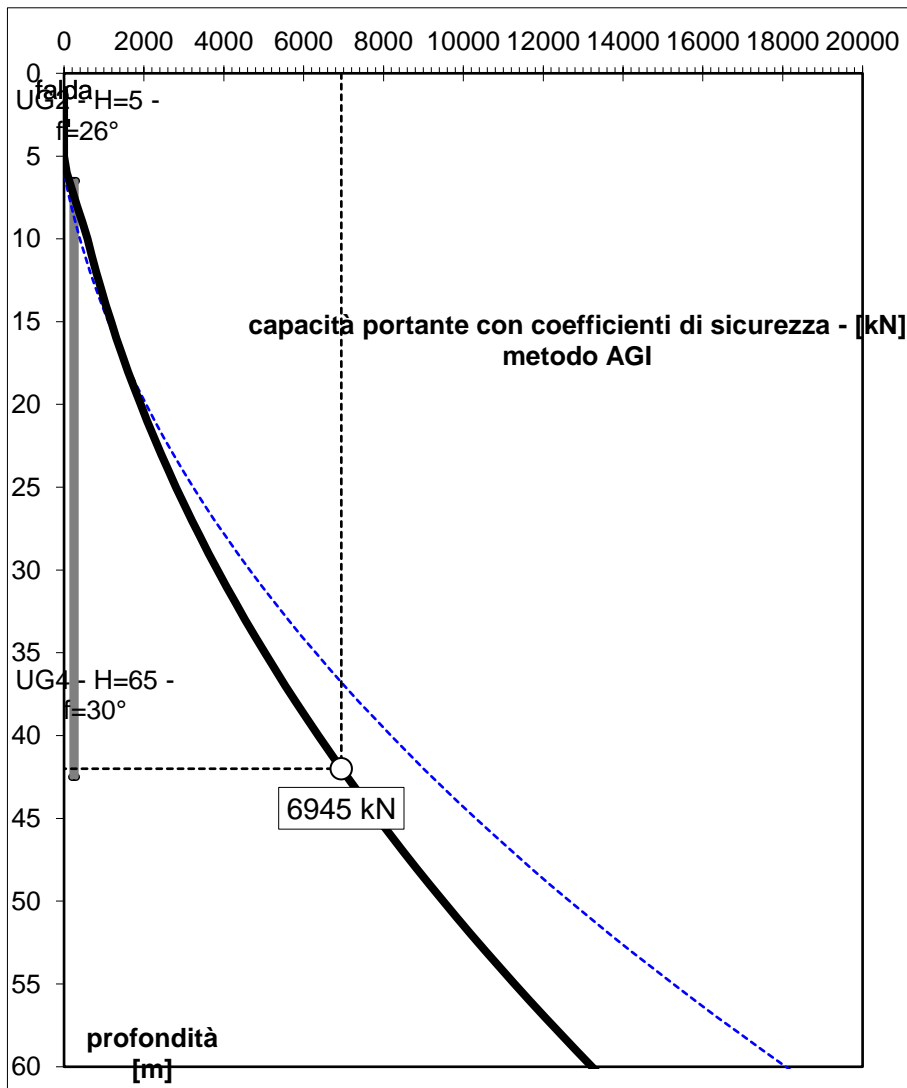
z	σ'_v	τ	q_p	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$Q_p=P_{lim}$	P_p	$\Sigma P_p=W$	$Q_{amm,L+P}$
m	kPa	$\frac{\tau_{NC}}{\tau_C}$	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
7.0	88.5	30.66	572.5	115.6	115.6	647.5	6.8	6.8	193.8
8.0	97.5	33.77	630.7	127.3	242.9	713.4	6.8	13.6	322.9
9.0	106.5	36.89	689.0	139.1	382.0	779.2	6.8	20.4	458.0
10.0	115.5	40.01	747.2	150.8	532.8	845.1	6.8	27.1	584.9
11.0	124.5	43.13	805.4	162.6	695.4	910.9	6.8	33.9	696.1
12.0	133.5	46.25	863.6	174.3	869.8	976.8	6.8	40.7	807.5
13.0	142.5	49.36	921.9	186.1	1055.8	1042.6	6.8	47.5	924.9
14.0	151.5	52.48	980.1	197.8	1253.7	1108.5	6.8	54.3	1048.3
15.0	160.5	55.60	1038.3	209.6	1463.3	1174.3	6.8	61.1	1177.8
16.0	169.5	58.72	1096.5	221.4	1684.7	1240.2	6.8	67.9	1313.2
17.0	178.5	61.83	1154.8	233.1	1917.8	1306.0	6.8	74.6	1454.7
18.0	187.5	64.95	1213.0	244.9	2162.6	1371.8	6.8	81.4	1602.1
19.0	196.5	68.07	1271.2	256.6	2419.2	1437.7	6.8	88.2	1755.6
20.0	205.5	71.19	1329.4	268.4	2687.6	1503.5	6.8	95.0	1915.1
21.0	214.5	74.30	1387.6	280.1	2967.7	1569.4	6.8	101.8	2080.6
22.0	223.5	77.42	1445.9	291.9	3259.6	1635.2	6.8	108.6	2252.1
23.0	232.5	80.54	1504.1	303.6	3563.2	1701.1	6.8	115.4	2429.6
24.0	241.5	83.66	1562.3	315.4	3878.6	1766.9	6.8	122.1	2613.2
25.0	250.5	86.78	1620.5	327.1	4205.8	1832.8	6.8	128.9	2802.7
26.0	259.5	89.89	1678.8	338.9	4544.7	1898.6	6.8	135.7	2998.3
27.0	268.5	93.01	1737.0	350.6	4895.3	1964.5	6.8	142.5	3199.9
28.0	277.5	96.13	1795.2	362.4	5257.7	2030.3	6.8	149.3	3407.4
29.0	286.5	99.25	1853.4	374.2	5631.8	2096.2	6.8	156.1	3621.0
30.0	295.5	102.36	1911.7	385.9	6017.8	2162.0	6.8	162.9	3840.7
31.0	304.5	105.48	1969.9	397.7	6415.4	2227.9	6.8	169.6	4066.3
32.0	313.5	108.60	2028.1	409.4	6824.8	2293.7	6.8	176.4	4297.9
33.0	322.5	111.72	2086.3	421.2	7246.0	2359.6	6.8	183.2	4535.6
34.0	331.5	114.83	2144.5	432.9	7678.9	2425.4	6.8	190.0	4779.2
35.0	340.5	117.95	2202.8	444.7	8123.6	2491.3	6.8	196.8	5028.9
36.0	349.5	121.07	2261.0	456.4	8580.0	2557.1	6.8	203.6	5284.6
37.0	358.5	124.19	2319.2	468.2	9048.2	2623.0	6.8	210.4	5546.3
38.0	367.5	127.31	2377.4	479.9	9528.1	2688.8	6.8	217.1	5814.0
39.0	376.5	130.42	2435.7	491.7	10019.8	2754.7	6.8	223.9	6087.7
40.0	385.5	133.54	2493.9	503.4	10523.2	2820.5	6.8	230.7	6367.4
41.0	394.5	136.66	2552.1	515.2	11038.4	2886.4	6.8	237.5	6653.2
42.0	403.5	139.78	2610.3	526.9	11565.4	2952.2	6.8	244.3	6944.9

Nella tabella precedente:

- z = profondità da p.c.
- σ'_v = tensione verticale efficace

- τ = tensione tangenziale laterale
- q_p = resistenza alla punta
- S = integrale delle τ su Δz
- ΣS = integrale delle τ fino alla profondità z
- Q_p = risultante portata alla punta alla profondità z
- P_p = peso del palo su Δz
- ΣP_p = risultante peso del palo alla profondità z
- $Q_{amm,L+P}$ = Portata ultima totale, laterale + punta

Nel grafico seguente è riportata la curva di capacità portante.



La portanza verticale è pari a 6945 kN > 5419 kN.

La verifica risulta soddisfatta.

6.3.5 Risultati delle verifiche – Sintesi

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

	SLU compressione	SLU trazione	SLV compressione	SLV trazione
Ned	6117	0	5419	0
Nres	6884.58	6160.08	6944.92	6160.08
Nres*E	6884.58	6160.08	6944.92	6160.08
Check	Verificato		Verificato	
C.S	1.13		1.28	

6.4 Verifiche di portanza orizzontale

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel seguito.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa al paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC-2018, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (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).

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

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

Tab. 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

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

Le verifiche vengono effettuate in combinazione A1+M1+R3, in cui i coefficienti A1 e M1 sono quelli riportati al §5.4.

6.4.1 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

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

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.

Il momento di plasticizzazione del palo, nel seguito M_y , è stato calcolato assumendo un valore di N pari a 0.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

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

dove:

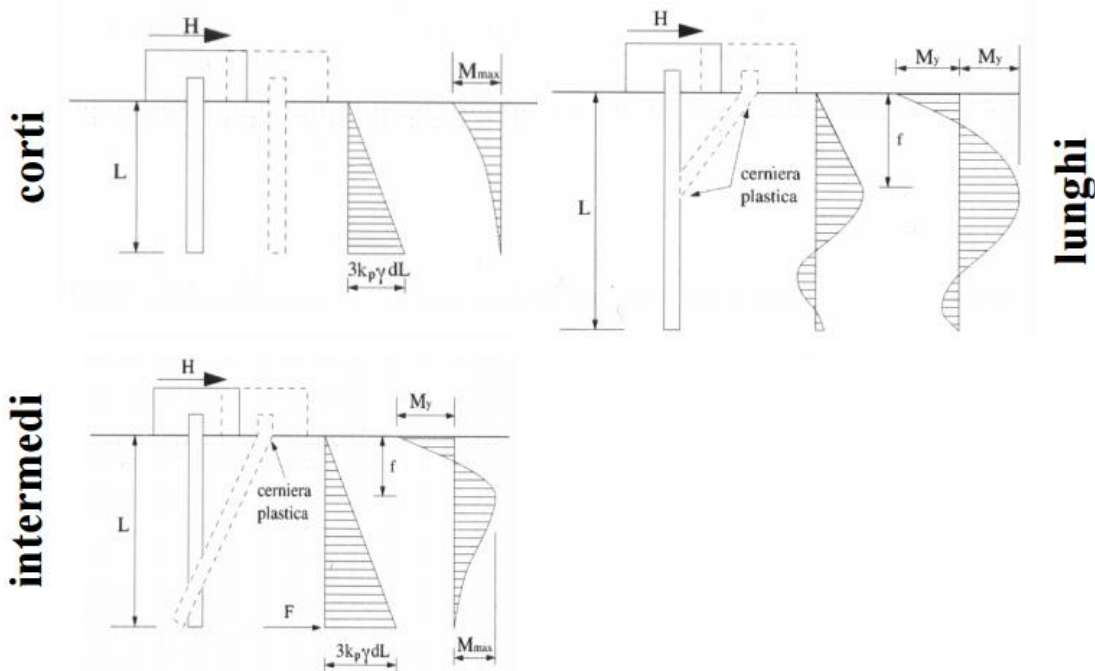
H = carico limite orizzontale del palo;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo;

k_p = coefficiente di spinta passiva.



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.

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

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

6.4.2 Risultati delle verifiche

Si dispongono 16 \varnothing 22.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

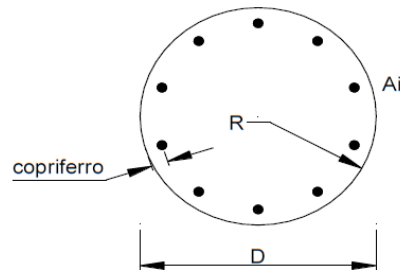
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

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



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
16	ϕ 22	6082.12	100
0	ϕ 0	0.00	100
0	ϕ 30	0.00	100

Momento di Plasticizzazione

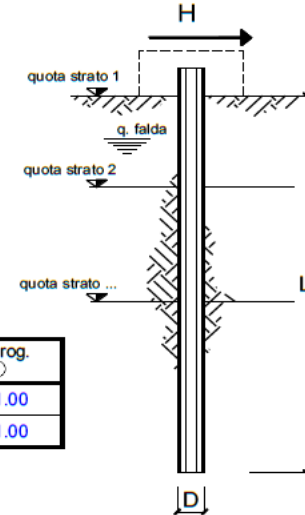
M_y = 1134.8 (kN m)

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

PROGETTO DEFINITIVO

opera **Pila**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{cu}	γ_T
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	UG2	100.00	19	19	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	UG2_falda	97.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	UG4	95.00	19	9	30	3.00		30	3.00	
<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 **97.00** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **33.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **1134.82** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

	H medio		H minimo		
Palo lungo	1002.4	(kN)	1002.4	(kN)	
Palo intermedio	17567.3	(kN)	17567.3	(kN)	
Palo corto	62787.7	(kN)	62787.7	(kN)	
	H_{med}	1002.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1002.4 (kN) Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			589.62	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_T$			453.56	(kN)

Considerando un valore di efficienza pari a 0.8, si ottiene un valore di taglio resistente pari a $0.8 \times 453.56 = 362.84$ kN.

Il massimo taglio agente è allo SLV ed è pari a 219.67 kN. Il valore della resistenza risulta 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}	119.52	kN
	H _{Rd}	362.84	kN
	C.S.	3.04	-
	T.S.	0.33	-
SLV	F _{Ed}	219.67	kN
	H _{Rd}	362.84	kN
	C.S.	1.65	-
	T.S.	0.61	-