

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

VIABILITA' - VIADOTTI

NW05 – VIADOTTO STRADALE SU NV56

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 RH NW0500 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	A.Ferr 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Paolo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A 20783
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	A.Ferr 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	
C	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Mag-2020	A.Ferr 	Mag-2020	A.Barreca 	Mag-2020	

File: RS3T.3.0.D.09.RH.NW.05.0.0.001.C

n. Elab.: 09_695

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
3.1	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	5
3.2	STRATIGRAFIA	5
3.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	6
4	PALIFICATE DI FONDAZIONE	7
4.1	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	7
4.2	MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO	7
4.3	VALUTAZIONI DI KO/KA	10
4.4	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE	10
4.5	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	14
4.6	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE CON PALO SCALZATO	16

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo nell'ambito del nuovo collegamento Palermo - Catania

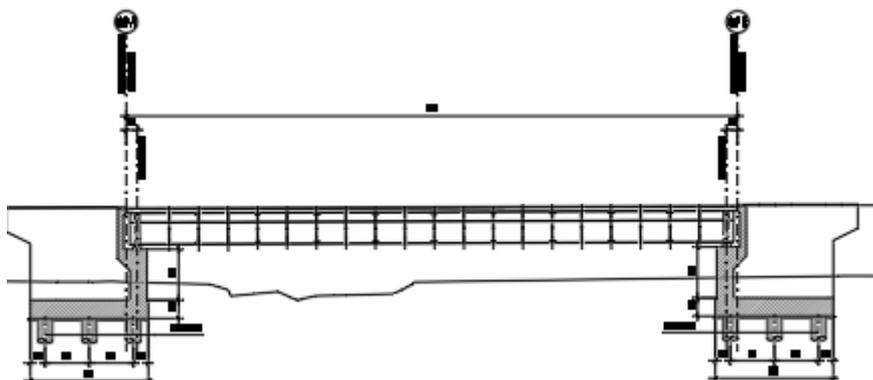
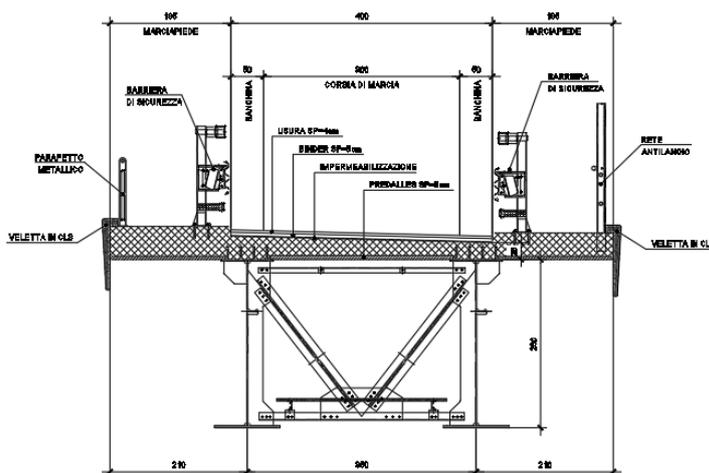
In particolare si tratterà il dimensionamento delle fondazioni del viadotto [NW05](#) sulla viabilità [NV56](#).

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

Sulla NV56 - Viabilità campestre di ricucitura (Ricucitura poderale Strada locale a destinazione particolare Corsia 3.00m + Banchina 0.50m b=4.00) in corrispondenza della progressiva 1+980 viene previsto un viadotto a campata unica di luce 49.0m.

L'impalcato, realizzato tramite due travi in carpenteria metallica collegate in testa da una soletta in c.a. collaborante gettata in opera, poggia su spalle in c.a. fondate su pali di grande diametro.



Sezione trasversale e prospetto

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture, Circolare n°7 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. 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.*

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il viadotto in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera.

La stratigrafia di riferimento finalizzata al dimensionamento delle palificate di fondazione è rappresentata nel profilo stratigrafico longitudinale.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica generale.

3.1 Indagini geotecniche eseguite

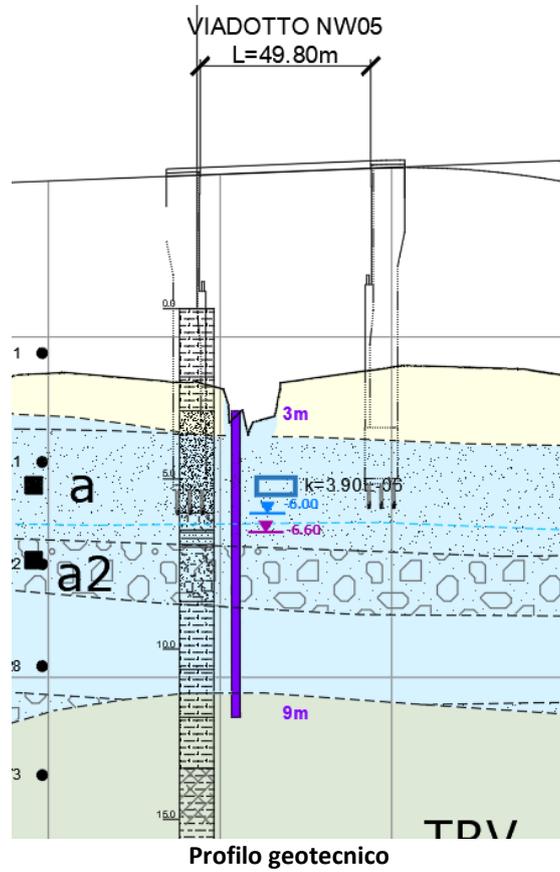
I sondaggi di riferimento sono: 3as49

La falda viene posta a testa palo.

3.2 Stratigrafia

La stratigrafia lungo lo sviluppo del viadotto è indicata nella seguente tabella:

	zi [m]	zf[m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	cu[kPa]
a	0	6	19	23	18	-
a2	6	9	19	17	20	50
TRV	9	40	20	22	23	200



3.3 Categoria di sottosuolo

Dalle indagini condotte si evince una categoria di suolo pari a 'C'.

4 PALIFICATE DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riporta il calcolo della capacità portante dei pali per l'opera in esame.

4.1 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y): $E_{MR} = p / y$. Definito il coefficiente di sottofondo alla Winkler (K_w), per un palo di diametro D , si ha questa relazione con il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_{MR} = K_w \cdot D$$

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Nell'analisi delle fondazioni, tale profilo del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, è stato cautelativamente fattorizzato con coefficiente pari a 0.8 per tenere conto che la deformabilità dei pali in gruppo è maggiore della deformabilità del singolo palo immerso nello stesso terreno. Si avrà pertanto:

$$E_{MR} = (E_{MR,0} + k_h \cdot z) \cdot 0.8$$

4.2 Momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , che verrà definito nel seguente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

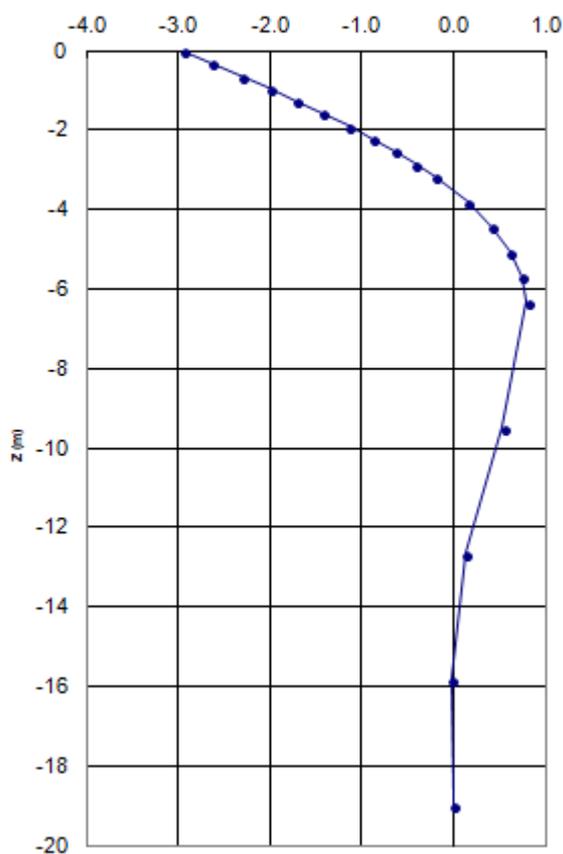
M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Per le palificate in presenza di scalzamento, il valore del parametro α_m (= M_0/H_0 a testa palo), è stato valutato considerando non reagente il terreno sino alla profondità di scalzamento. Il valore del parametro indicato per lo scalzamento va associato alle sole condizioni di carico statiche con scalzamento, per tutte le altre combinazioni (SLU statica, SLV sismica e SLE) va associato il valore del parametro indicato per i pali in assenza di scalzamento.

Nella seguente tabella si riportano i valori del parametro alfa $\alpha_m = M_0 / H_0$ ed a seguire l'andamento del momento adimensionale lungo il palo. La valutazione è stata fatta con riferimento ad una lunghezza palo indicativa di 30m.

Spalla	α_m [m]
D=1200mm	2.9

Momento flettente (kN m)



Per le palificate in presenza di scalzamento, il valore del parametro α_m ($= M_o/T_o$ a testa palo), è stato valutato considerando non reagente il terreno sino alla profondità di scalzamento. Il valore del parametro indicato per lo scalzamento va associato alle sole condizioni di carico statiche con scalzamento, per tutte le altre combinazioni (SLU statica, SLV sismica e SLE) va associato il valore del parametro indicato per i pali in assenza di scalzamento.

4.3 Valutazioni di k_0/k_a

Dall'analisi svolta preliminarmente sulla spalla, ipotizzando per la fase simica l'attivazione della spinta attiva, si ottiene un taglio sul palo pari ad 638 kN. Lo spostamento risultante alla testa del palo è pari ad $v_a = 5.89$ mm; si ha dunque:

$$v_a/h = 0.064\% > 0.05\% \text{ (EC7 – Parte 1 – annesso C)}$$

$$\text{con } h = 9.2\text{m}$$

Pertanto l'ipotesi iniziale di spinta attiva risulta verificata, e si procederà ad una analisi simica secondo la Teoria di Mononobe-Okabe.

4.4 Calcolo capacità portante

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$).
- $F_{SL,t}$ = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.13$).
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Tabella 1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
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.

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

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

Tabella 2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

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

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Si riporta di seguito la verifica a carico limite:

Spalla $N_{max} = 5663 \text{ kN}$

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

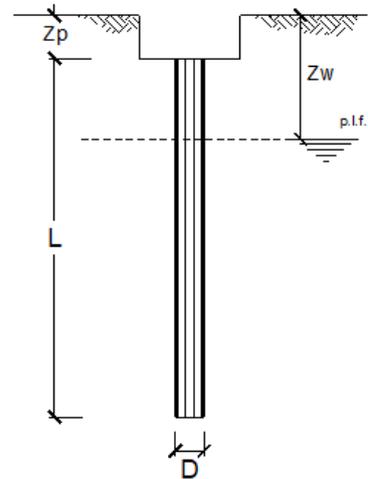
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Z_p): 3.00 (m) Quota falda dal p.c. (Z_w): 3.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 5663 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati $3 \frac{1}{2}$ $L_{palo} = 38.00$ (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	2.30	1.96	2.13



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

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{med} (kPa)	Φ'_{med} (°)	$C_{u \text{ med}}$ (kPa)
1	3.00	a	19.00	23.0	18.0	
2	3.00	a2	19.00			50.0
3	32.00	TRV	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.69	0.32		
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C'_{min} (kPa)	Φ'_{min} (°)	$C_{u \text{ min}}$ (kPa)
1	3.00	a	19.00	23.0	18.0	
2	3.00	a2	19.00			50.0
3	32.00	TRV	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.69	0.32		
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.40

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D09RH	NW05 00 001	C	13 di 16

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 5663.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 2953.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 10169.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 13122.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 9172.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 10169.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 19341.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 2953.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 10169.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 13122.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6472.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.14$$

Inoltre si è anche verificato che, per la lunghezza palo di progetto, la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA sia inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_l) con un fattore di sicurezza di 1.25:

$$N_{sle \text{ rara}} = 4032 * 1.25 = 5040 \text{ kN} < 10169 \text{ kN} / 1.96 = 5188 \text{ kN}$$

Le lunghezze dei pali di progetto è quella che soddisfa tutte le verifiche di capacità portante, anche in presenza di scalzamento.

4.5 Verifica a carico limite orizzontale dei pali

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

La verifica a carico limite è stata svolta includendo anche un fattore di effetto gruppo orizzontale di 0.8. In particolare il fattore di sicurezza di normativa per la verifica a carico orizzontale è $FS = \gamma_T \cdot \xi_3 = 1.30 \cdot 1.70 = 2.21$ (da normativa vigente per verifica A1+M1+R3), includendo anche il fattore di effetto gruppo si ha: $FS_g = 2.76$. Quindi la resistenza di progetto è valutata a partire dalla resistenza caratteristica (calcolata con Broms), fattorizzata con FS_g , da cui: $H_d = H_{max} / 2.76$.

Il valore caratteristico della resistenza (H_{max}) è stato valutato considerando la condizione di carico più gravosa (tenendo conto dello stato di compressione/trazione) con riferimento ai seguenti momenti di plasticizzazione:

- Spalla (D=1200mm, armatura 26+26 ϕ 26): M_y pari a 4196 kNm

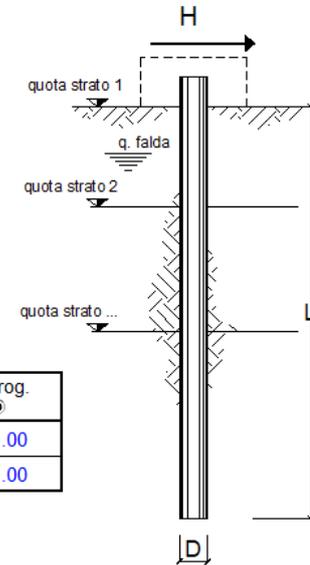
Nella seguente tabella sono esplicitati i termini della verifica da cui si evince che la verifica è soddisfatta risultando la resistenza laterale di progetto maggiore della sollecitazione orizzontale massima ($H_d > F_d$).

SPALLA/PILA	Hed	Hrd [kN]	FS [kN]
SPALLA	640	722	1.13

opera **spalla**

coefficienti parziali			A		M		R
			permanenti γ_e	variabili γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{cu}	γ_T
SU	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		●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.76

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	a	100.00	19	9	18	1.89		18	1.89	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	a2	97.00	19	9		1.00	50		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	TRV	94.00	20	10		1.00	200		1.00	200
<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 100 (m)

Diametro del palo D 1.20 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y **4196.00** (kNm)

Step di calcolo **0.01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1993.4 (kN)		1993.4 (kN)	
Palo intermedio	19111.4 (kN)		19111.4 (kN)	
Palo corto	58056.2 (kN)		58056.2 (kN)	
	H_{med} 1993.4 (kN)	Palo lungo	H_{min} 1993.4 (kN)	Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		1993.41 (kN)	
	$H_d = H_k/\gamma_T$		722.25 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	640 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$	640.00 (kN)		
	$FS = H_d / F_d =$	1.13		

4.6 Verifica a carico limite orizzontale con palo scalzato

Le fondazioni non sono interessate da scalzamenti.