

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

OPERE CIVILI - Opere di sostegno MU73 - Muro di sottoscarpa a SX su FV02 - Relazione di calcolo Muro su Pali

SCALA:

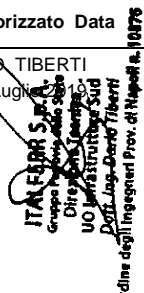
-

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

IA5F 01 D 78 CL MU7300 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	E. Sellari	Luglio 2019	C. Toraldo <i>C. Toraldo</i>	Luglio 2019	F. GERNONE <i>F. Gernone</i>	Luglio 2019	D. TIBERTI Luglio 2019 <i>D. Tiberti</i>

File: IA5F01D78CLMU7300004A



Sommario

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5	MURO SU PALI: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE	12
5.1	AZIONI STATICHE	12
5.2	AZIONI SISMICHE	12
5.3	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)	13
5.3.1	<i>Verifiche in condizioni statiche.....</i>	<i>13</i>
5.3.2	<i>Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.....</i>	<i>14</i>
5.3.3	<i>Verifica a carico limite assiale e trasversale.....</i>	<i>14</i>
5.3.4	<i>Determinazione del carico limite verticale</i>	<i>15</i>
5.3.5	<i>Determinazione del carico limite orizzontale.....</i>	<i>17</i>
5.3.6	<i>Verifica In Condizioni Sismiche</i>	<i>17</i>
5.3.7	<i>Verifica Di Stabilità Globale Del Complesso Opera Di Sostegno – Terreno.....</i>	<i>18</i>
5.4	VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)	19
5.5	INPUT	20
5.6	CALCOLO DELLE AZIONI	22
5.6.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	<i>22</i>
5.6.2	<i>Spinte in condizione statica.....</i>	<i>23</i>
5.6.3	<i>Spinte in condizione sismica +</i>	<i>24</i>
5.6.4	<i>Spinte in condizione sismica -</i>	<i>25</i>
5.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	26

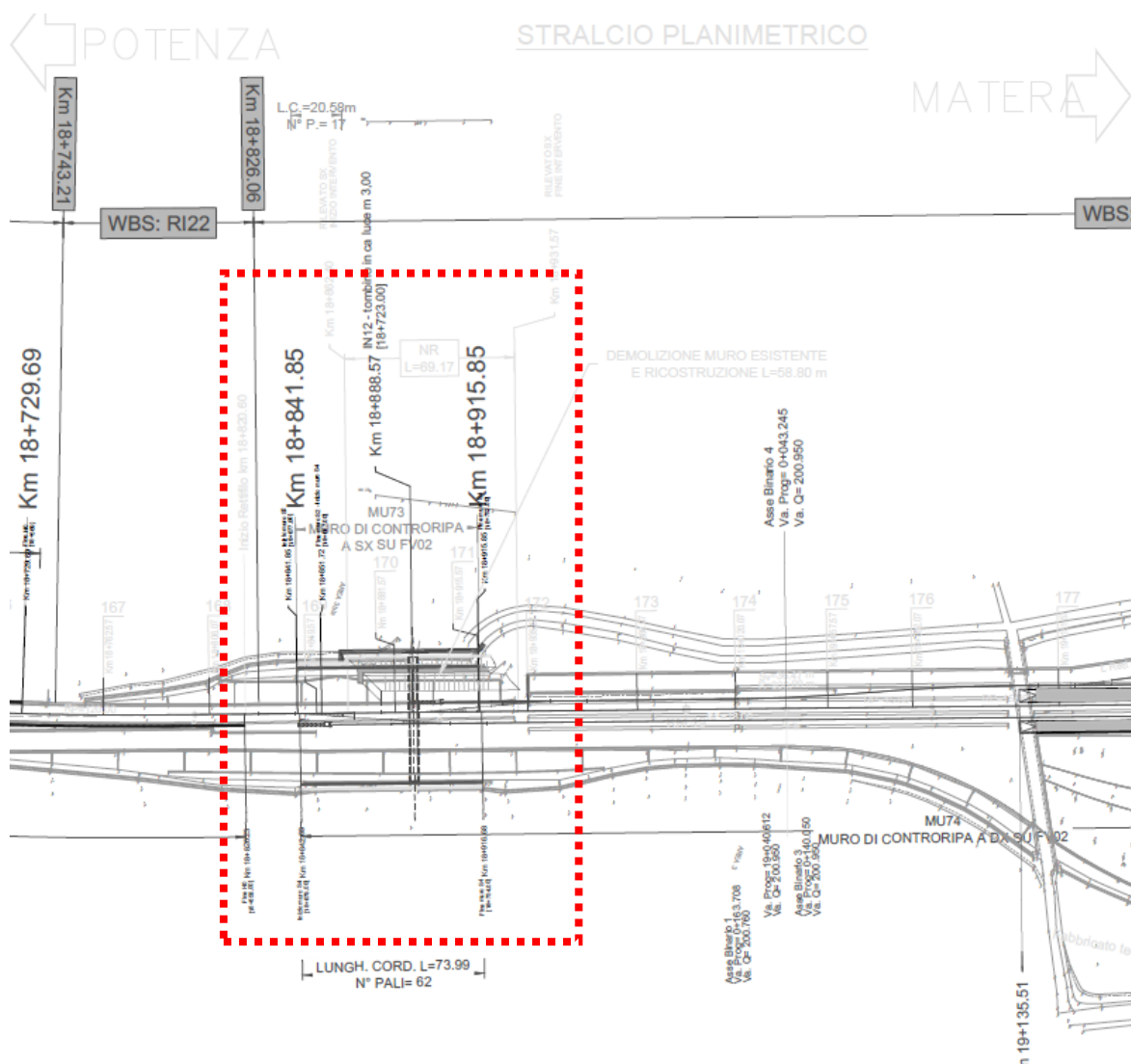
5.7.1	Determinazione sollecitazioni sul singolo palo.....	26
5.7.2	Verifica STATICA a carico limite verticale CONDIZIONI DRENATE.....	28
5.7.3	Verifica STATICA a carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE	30
5.7.4	Verifica SISMICA a carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE	32
5.7.4.1	Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare.....	34
5.7.5	Verifica a carico limite orizzontale- statica in condizioni drenate	35
5.7.6	Verifica a carico limite orizzontale- statica in condizioni non drenate.....	36
5.7.7	Verifica a carico limite orizzontale- sismica non drenate	37
5.7.8	Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	38
5.8	VERIFICHE STRUTTURALI MURO.....	40
5.8.1	Calcolo delle sollecitazioni	40
5.8.1.1	Verifiche SLU	42
5.8.1.2	Verifiche SLE - tensione	43
5.8.1.3	Verifiche SLE - fessurazione	44
5.9	VERIFICHE STRUTTURALI PALO.....	44
5.9.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	44

1 INTRODUZIONE

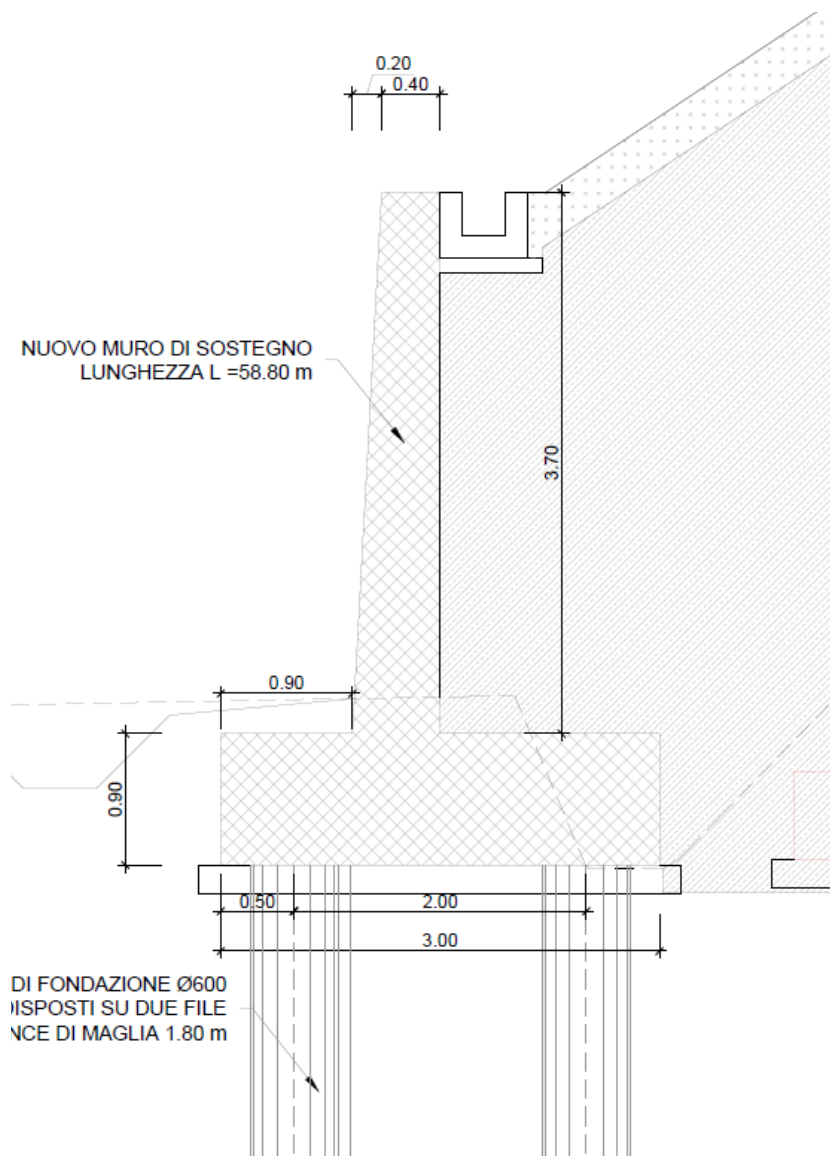
Nella presente relazione viene riportata l'analisi e verifica del muro di sostegno (muro su pali) della linea Ferrandina – Matera La Martella che interessa la tratta che va dal km 18+841 al km 18+915.

Il muro in oggetto, sostituirà il muro esistente (precedentemente demolito) e si estenderà per una lunghezza $L=58.80\text{m}$

Le suddette verifiche sono state strutturate come dettagliatamente descritto nel seguito.



Stralcio planimetrico


Sezione del muro

2 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [N.1]. Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N.3]. Manuale RFI DTC SI CS MA IFS 001 C

2.2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti:

- [D1]. IA5F00R09RGCS000X001A – Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale (NPP.016) “Relazione interventi su rilevati e trincee”.

e ai seguenti riferimenti bibliografici:

- [D2]. R. Lancellotta, Geotecnica, Zanichelli;
- [D3]. C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius, 1999;
- [D4]. C.R. I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, Earth Pressure and Earth Retaining Structures, 1993 (traduzione italiana a cura di M. Cecconi, G.M.B. Viggiani, La spinta delle terre e le opere di sostegno, Hevelius, 2006)

3 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati:

- U1c, con parametri $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 30^\circ$, rappresenta i depositi alluvionali recenti ed è presente nel tratto in corrispondenza dell'uscita della galleria (pk 8+855 – pk 10+522);

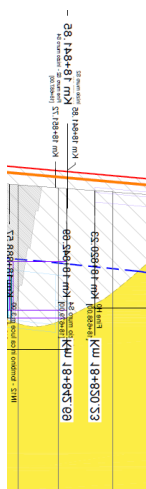
- U2 rappresenta le argille subappenniniche ed è presente in diversi punti lungo il tracciato, per tale motivo i parametri risultano leggermente diversi tra loro: si riporta di seguito una tabella con i valori dei parametri del terreno U2 al variare della progressiva.

Terreno	Progressive	γ	c	φ
U2	11+900 – 12+000	19	30	22
U2	13+335 – 13+400	19	31	22
U2	14+348 – 14+885	19	29	22
U2	15+500 – 17+600	19	27	22
U2	17+815 – 17+963	19	35	22
U2	18+446 – 18+915	19	28	22

Il terreno spingente può essere di due tipologie: nel caso in cui vi è un muro di controripa il terreno spingente è un terreno di riporto, costituito da $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\varphi = 30^\circ$; per i muri di sottoscarpa il terreno a tergo del muro è il rilevato ferroviario, caratterizzato da $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\varphi = 38^\circ$.

La falda si assume a 10 m dal p.c.

Per l'inquadramento geologico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" (IA5F01D78RHGE0005001) e ai relativi profili geotecnici.



	Terreno spingente			Terreno di fondazione			
	Rilevato			U2			
	γ	c	ϕ	γ	c	cu	ϕ
	KN/m ³	Kpa	(°)	KN/m ³	Kpa	Kpa	(°)
S4	19	0	38	19	28	250	22

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

PALI

- Classe di resistenza C25/30 $R_{ck} \geq 30$ N/mm²
- Classe di esposizione ambientale XC2
- Copriferro nominale minimo (pali) 60 mm
- Copriferro nominale minimo (micropali) 40 mm

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica agli SLU ($\gamma_C = 1.5$):

Resistenza di calcolo a rottura per compressione:

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ 24.9 N/mm²
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ 32.9 N/mm²

- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 14.1 N/mm²

Resistenza di calcolo a rottura per trazione:

- $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 2.56 N/mm²
- $f_{ctk,5\%} = 0.70 \cdot f_{ctm}$ 1.79 N/mm²
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ 1.19 N/mm²
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ 3.07 N/mm²
- $f_{cfk,5\%} = 0.70 \cdot f_{cfm}$ 2.15 N/mm²
- $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ 31447 N/mm²

Massima tensione allo SLE per combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck}$ 13.70 N/mm²

Massima tensione allo SLE per combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck}$ 9.96 N/mm²

MURO:

Calcestruzzo:

Classe di resistenza C32/40 Rck \geq 40 N/mm²

- Classe di esposizione ambientale XC3
- Copriferro nominale minimo 40 mm

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica agli SLU ($\gamma_C = 1.5$):

Resistenza di calcolo a rottura per compressione:

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ 33.2 N/mm²
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ 41.2 N/mm²
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 18.8 N/mm²

Resistenza di calcolo a rottura per trazione:

- $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 3.10 N/mm²
- $f_{ctk,5\%} = 0.70 \cdot f_{ctm}$ 2.17 N/mm²

- $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ 1.45 N/mm²
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ 3.72 N/mm²
- $f_{ck,5\%} = 0.70 \cdot f_{cfm}$ 2.60 N/mm²
- $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$ 33642.8 N/mm²

Massima tensione allo SLE per combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck}$ 18.26 N/mm²

Massima tensione allo SLE per combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck}$ 13.28 N/mm²

Acciaio:

L'acciaio utilizzato è ad aderenza migliorata tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura:

- $f_{y, nom}$ 450 N/mm²
- $f_{t, nom}$ 540 N/mm²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tabella 1 – Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

caratteristiche	requisiti	frattile (%)
tensione caratteristica di snervamento, f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
tensione caratteristica di rottura, f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	≤ 1.25	10.0
allungamento, $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	10.0
diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche		
$\Phi < 12$ mm	4Φ	
$12 \leq \Phi \leq 16$ mm	5Φ	
per $16 < \Phi \leq 25$ mm	8Φ	
per $25 < \Phi \leq 40$ mm	10Φ	

Tabella 1 Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

- E_s 210000 N/mm²
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\Phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ 391.3 N/mm²



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO SU PALI

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 004

REV.
A

FOGLIO
11 di 47

- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad 0.186\%$

Massima tensione allo SLE:

- $\sigma_s = 0.75 f_{yk} \quad 337.5 \text{ N/mm}^2$

5 MURO SU PALI: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE

5.1 AZIONI STATICHE

La spinta del terreno a tergo delle opere viene valutata considerando uno stato limite attivo e utilizzando per la determinazione del coefficiente di spinta la formulazione proposta da Muller-Breslau, secondo cui:

$$k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove

ψ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro assunto pari a β ;

β = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale;

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno.

Per la determinazione del cuneo e del coefficiente di spinta attiva si è considerata cautelativamente un'inclinazione del terreno a monte di 30°.

5.2 AZIONI SISMICHE

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{A/P} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{A/P} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente $k_{A/P}$ è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_P = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e le spinte attiva e passiva risultano univocamente determinate; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

5.3.1 Verifiche in condizioni statiche

Gli Stati Limite Ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su pali** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

5.3.2 Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Per le verifiche di stabilità, si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce. Le ipotesi alla base di questi metodi sono:

1. stato di deformazione piano;
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda;
3. comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
4. coefficiente di sicurezza FS uguale per la componente di coesione e per quella di attrito e unico per tutti i conci.

I diversi metodi poi differiscono sulle ipotesi semplificative necessarie a rendere il problema determinato; i due più diffusi sono il metodo di Fellenius ed il metodo di Bishop. Si è fatto riferimento a quest'ultimo nelle analisi effettuate.

5.3.3 Verifica a carico limite assiale e trasversale

Il valore di progetto della resistenza a carichi assiali e trasversali R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati, rispettivamente, nelle Tabelle 6.4.II. e 6.4.VI delle NTC18.

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_t	1.15	1.30	1.25
laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25

Tabella 2 – Tab. 6.4.II delle NTC18 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1.3$$

Tabella 3 – Tab. 6.4.VI delle NTC18 – Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata $R_{cal} = Q_{lim}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 6.4.IV delle NTC18, in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_k = \min[(R_{cal})_{media}/\xi_3; (R_{cal})_{min}/\xi_4]$$

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

Tabella 4 – Tab. 6.4.IV NTC18 - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nel caso in esame si è assunto $\xi_3 = 1.70$ e $\xi_4 = 1.70$ dal momento che a favore di sicurezza il numero delle verticali di indagine considerate è pari a 1.

5.3.4 Determinazione del carico limite verticale

La capacità portante Q_{lim} è data dalla somma in due contributi, la resistenza alla punta Q_b e la resistenza laterale Q_s .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s$$

La resistenza alla punta è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_b = q \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

dove:

q = resistenza unitaria alla punta;

D = diametro del palo.

In generale per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q = Nq \cdot \sigma_v L + Nc \cdot c$$

in cui:

$\sigma_v L$ = tensione verticale litostatica alla base del palo;

Nq e Nc = fattori adimensionali funzione dell'angolo d'attrito φ' e del rapporto L/D (L lunghezza palo).

Nel calcolo in condizione drenate la tensione verticale litostatica deve essere espressa in termini di tensioni efficaci. Per la valutazione di Nq si fa riferimento alla teoria di Berezantzev mentre Nc si ricava dalla relazione:

$$Nc = (Nq - 1) \cdot \text{ctg} \varphi'$$

Pertanto in condizioni drenate si ha:

$$q = Nq \cdot \sigma'_v L + Nc \cdot c'$$

Nel calcolo in condizioni non drenate invece la tensione verticale litostatica deve essere valutata in termini di tensioni totali; per i parametri di resistenza del terreno si assume $c=c_u$ e $\varphi = \varphi_u = 0$ mentre i coefficienti Nc e Nq sono pari rispettivamente a 9 e 1. Si ha quindi:

$$q = \sigma_v L + 9 \cdot c_u$$

La resistenza limite laterale Q_s è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int s \, dz$$

in cui s rappresenta la resistenza tangenziale all'interfaccia palo- terreno.

In condizioni drenate s si assume composta da un termine legato all'adesione ($a \cdot c'$) ed uno legato all'attrito palo – terreno.

$$s = a \cdot c' + k \cdot \mu \cdot \sigma' \cdot v_z$$

dove:

$\sigma' \cdot v_z$ = tensione verticale efficace litostatica alla profondità z ;

a , k e μ = coefficienti adimensionali. Il coefficiente a si assume in genere pari a 0. Il coefficiente k è un coefficiente empirico che esprime il rapporto tra la tensione verticale litostatica e la tensione orizzontale al contatto palo – terreno ed è essenzialmente legato alle modalità esecutive e alle proprietà del terreno. Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza all'interfaccia palo – terreno. Nel caso in esame, come usuale per pali trivellati, si è assunto $k = 1 - \sin \varphi'$ e $\mu = \tan \varphi'$.

In condizioni non drenate invece si considera l'adesione come un'aliquota della resistenza a taglio non drenata:

$$s = \alpha \cdot c_u$$

5.3.5 Determinazione del carico limite orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms nel caso di pali vincolati in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo – terreno dipendono dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno.

Si parla di rottura per palo “corto” quando non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo e lo spostamento del palo è sostanzialmente una rotazione rigida, rottura per palo “intermedio” quando il momento di plasticizzazione viene raggiunto nella sezione di attacco palo – fondazione e rottura per palo “lungo” quando il momento di plasticizzazione è raggiunto anche in un'altra sezione lungo il fusto del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno bisogna distinguere se si è in condizioni drenate ($c = c'$ e $\varphi = \varphi' \neq 0$) o non drenate ($c = c_u$ e $\varphi = \varphi_u = 0$).

Imponendo quindi i possibili cinematismi di rottura e risolvendo le equazioni di equilibrio si determina il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura

5.3.6 Verifica In Condizioni Sismiche

Per l'analisi sismica, si considera che l'opera abbia una Vita Nominale V_N di 50 anni, ricada in classe d'uso II (coefficiente d'uso $C_U=1.00$) e, quindi una Vita di Riferimento $V_R = V_N \cdot C_U$ di 50 anni.

Con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i parametri sismici sono di seguito riportati.

Categoria sismica	a_g	S_S	a_{max}/g
[-]	[-]	[-]	[-]
C	0.146	1.48	0.216

Tabella 5 – Parametri sismici

I coefficienti k_h e k_v per i muri fondati su pali sono stati calcolati, come indicato nel Manuale di Progettazione RFI, attraverso la relazione:

$$k_h = 2\beta_m S_T S_S \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \frac{1}{2} k_h.$$

dove $\beta_m = 0.38$ è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Le verifiche di sicurezza dei pali devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali indicati nel Capitolo 6 delle NTC18.

5.3.7 Verifica Di Stabilità Globale Del Complesso Opera Di Sostegno – Terreno

Le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono pari a:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con k_h e k_v definiti come segue:

$$k_h = \beta_s S_T S_S \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove $\beta_s = 0.38$ è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

La verifica deve essere effettuata impiegando lo stesso approccio utilizzato in condizioni statiche ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

5.4 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Per i muri in condizioni di esercizio devono essere rispettate le seguenti limitazioni per le tensioni di compressione sul calcestruzzo e di trazione dell'acciaio ed inoltre va controllata la fessurazione .

Verifica delle tensioni in esercizio

limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) = $0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente = $0.40 f_{ck}$;

limiti per le tensioni di trazione nel acciaio:

- per caratteristica (rara): $0.75 f_{yk}$.

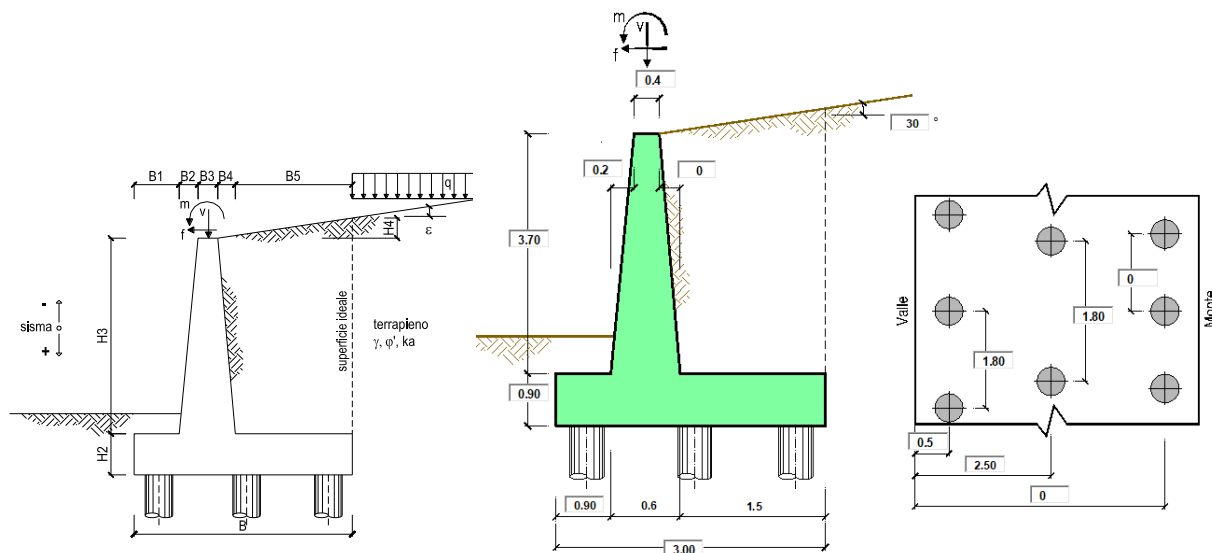
Verifica per lo Stato Limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\delta_f < w_1 = 0.2\text{mm.}$$

5.5 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.20	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.90	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

L' altezza di calcolo del muro risulta essere $h=3.70m$

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.146	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.48	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.1642208	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0821	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si

			SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.347		0.347	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.875		0.875	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.918		0.918	

						valori caratteristici		valori di progetto	
						SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00				
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no							
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00				
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00				
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00				
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00				
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00				
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00				
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00				
Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1			0.75	condizione quasi permanente Ψ_2			0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00					
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00					
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00					
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00					



5.6 CALCOLO DELLE AZIONI

5.6.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 9.25	9.25
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 37.00	37.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 67.50	67.50
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m) 113.75	113.75

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 105.45	105.45
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m) 9.97	9.97
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m) 0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 115.42	115.42

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m) 9.56	9.56
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m) 48.10	48.10
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kN/m) 0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m) 101.25	101.25
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m) 158.91	158.91

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m) 237.26	237.26
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m) 24.92	24.92
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m) 0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m) 0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m) 262.18	262.18

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism $q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	18.68
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	9.34

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	18.95
Ptshv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	9.48

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	3.24
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	16.71
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)	4.99
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	24.94

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.78
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kN/m)	3.95
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	8.31
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	13.05

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	47.62
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	11.35
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3/2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	58.97

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	19.48
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.05
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3/2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	21.53

5.6.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	98.37	127.88
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	92.44	120.17
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	33.64	43.74
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	168.42	218.95
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m)	100.93	131.21
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	265.19	275.28
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)	0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)	92.44	120.17
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m)	0.00	0.00

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	ΣM	(kNm/m)	359.53	339.29
MM acc (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	0.00	0.00
MM acc (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	0.00	0.00

5.6.3 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	98.37	98.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	170.42	170.42
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	92.44	92.44
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	160.14	160.14
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	33.64	33.64
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	58.29	58.29
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	168.42	168.42
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	437.68	437.68
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	100.93	100.93
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	174.86	174.86
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	342.49	342.49
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	342.49	342.49

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m)	290.61	290.61
------------------------------------------	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	45.06	45.06
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	45.06	45.06

5.6.4 Spinte in condizione sismica -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	98.37	98.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	140.86	140.86
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	92.44	92.44
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	132.37	132.37
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	33.64	33.64
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	48.18	48.18
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kN/m)	168.42	168.42
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kN/m)	361.76	361.76
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kN/m)	100.93	100.93
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kN/m)	144.53	144.53
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	294.35	294.35
Nmax = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + q acc	(kN/m)	294.35	294.35

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	(kN/m)	262.83	262.83
-------------------------------------------	--------	--------	--------

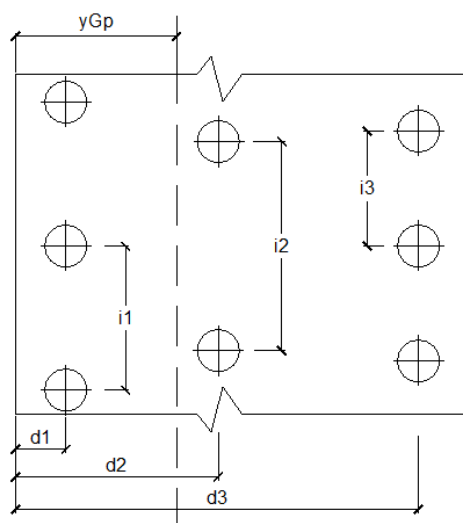
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\sum M$	(kNm/m)	90.64	90.64
MM (Nmax) = $\sum M$	(kNm/m)	90.64	90.64

5.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

5.7.1 Determinazione sollecitazioni sul singolo palo

Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.50	(m)	interasse pali (i1) =	1.80	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	2.50	(m)	interasse pali (i2) =	1.80	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 1.500 (m)

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	275.28	0.00	73.63	0.00	120.17	0.00
	Nmax	275.28	0.00	73.63	0.00	120.17	0.00
sisma+	Nmin	342.49		468.67		290.61	
	Nmax	342.49		468.67		290.61	
sisma-	Nmin	294.35		350.88		262.83	
	Nmax	294.35		350.88		262.83	

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	314.02		181.48				108.15
	Nmax	314.02		181.48				108.15
sisma+	Nmin	730.04		-113.56				261.55
	Nmax	730.04		-113.56				261.55
sisma-	Nmin	580.71		-50.88				236.55
	Nmax	580.71		-50.88				236.55

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
	freq.	265.19	0.00	0	38.24	0.00	92.44	0.00
	quasi perm		0.00	0.00		0.00		0.00
sisma+	Nmin	342.49		468.67			290.61	
	Nmax	342.49		468.67			290.61	
sisma-	Nmin	294.35		350.88			262.83	
	Nmax	294.35		350.88			262.83	

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara			0.00				0.00
	freq.	273.09		204.25			83.19	0.00
	quasi perm			0.00				0.00
statico	rara			0.00				0.00
	freq.	273.09		204.25			83.19	0.00
	quasi perm			0.00				0.00
sisma+	Nmin	730.04		-113.56			261.55	
	Nmax	730.04		-113.56			261.55	
sisma-	Nmin	580.71		-50.88			236.55	
	Nmax	580.71		-50.88			236.55	

5.7.2 Verifica STATICA a carico limite verticale CONDIZIONI DRENATE

La verifica statica viene svolta sia in condizioni drenate che non drenate.

Il carico assiale G deriva dalla somma dello sforzo assiale individuato al capitolo 5.7.1 e il peso del palo, ovvero:

$$G = 314.02 + (25 \cdot 0.283 \cdot 14.40 \cdot 1.30) = 446.46 \text{ KN}$$

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

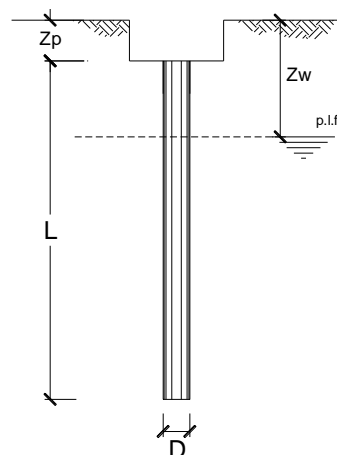
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (A _p):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	0.90	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	10.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	446	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	14.40	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
		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	1.70	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	1.35	1.15	1.25	



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _s	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 med (kPa)
1	14.40	argilla mediamente consistente	19.00	0.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		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 min (kPa)
1	14.40	argilla mediamente consistente	18.90	0.0	22.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		0.40



RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	14.40	argilla mediamente consistente	988.6	3.69	0.00	877.4	248.1	983.1	3.69	0.00	871.7	246.5

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$N_d = 446.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{b,cal \text{ med}} = 248.1 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 988.6 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 1236.7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{b,cal \text{ min}} = 246.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 983.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 1229.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 145.0 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 578.3 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 723.3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$R_{c,d} = 610.2 \text{ (kN)}$

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

$F_s = 1.37$

5.7.3 Verifica STATICA a carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE

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

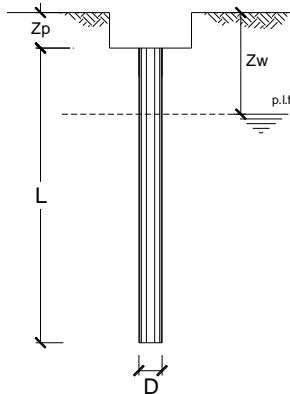
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.90 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 10.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 446.46 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 1 Lpalo = 14.40 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz.
		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	1.70	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	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _b	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 med} (kPa)
1	14.40	U2	19.00	28.0	22.0	250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.40		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 min} (kPa)
1	14.40	U2	19.00	28.0	22.0	250.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.63	0.40		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	14.40	U2	2714.3	0.00	9.00	2540.7	718.4	2714.3	0.00	9.00	2907.0	821.9



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO SU PALI

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 004

REV.
A

FOGLIO
31 di 47

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 446.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = 718.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 2714.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 3432.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = 821.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 2714.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 3536.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b,\text{cal min}}/\xi_4) = 422.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s,\text{cal min}}/\xi_4) = 1596.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2019.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1701.4 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 3.81$$

5.7.4 Verifica SISMICA a carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE

Vista la natura dell'applicazione del carico sismico e la granulometria del terreno si effettuano le verifiche solo in condizioni sismiche.

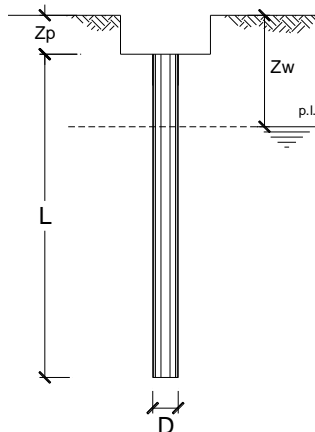
Il carico assiale G deriva dalla somma dello sforzo assiale individuato al capitolo 5.7.1 e il peso del palo, ovvero:

$$G = 730.04 + (25 \cdot 0.283 \cdot 14.40) = 831.92 \text{ KN}$$

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (Ap):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	10.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	831.92	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	14.40	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
		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	1.70	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	1.35	1.15	1.25	



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 _r	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 med (kPa)
1	14.40	U2	19.00	28.0	22.0	250.0

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		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 min (kPa)
1	14.40	U2	19.00	28.0	22.0	250.0

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		0.40



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO SU PALI

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 004

REV.
A

FOGLIO
33 di 47

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 831.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;\text{cal med}} = 718.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal med}} = 2714.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal med}} = 3433.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;\text{cal min}} = 827.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;\text{cal min}} = 2714.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;\text{cal min}} = 3541.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{b;\text{cal min}}/\xi_4) = 422.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;\text{cal med}}/\xi_3 ; R_{s;\text{cal min}}/\xi_4) = 1596.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2019.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1701.7 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 2.05$$

5.7.4.1 Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)

Raggio = 300 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

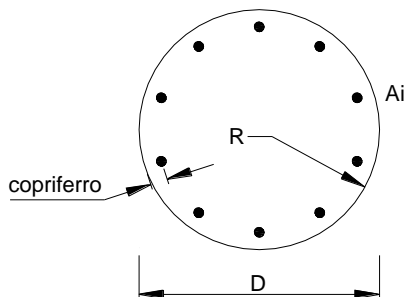
Rck = 30 (Mpa)

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} / γ_s = 391.3 (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
22	φ 24	9953	82
0	φ 0	0	30
0	φ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 655.5 (kN m)

Inserisci

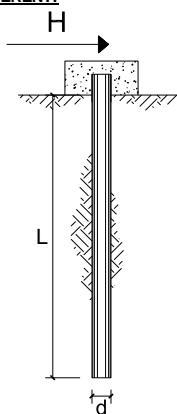
5.7.5 Verifica a carico limite orizzontale– statica in condizioni drenate

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

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	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	1.50
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.50

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	14.40	(m)		
Diametro del palo	d =	0.60	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	655.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	22.00	(°)	ϕ'_{min} =	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	22.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p,med}$ =	2.20	(-)	$k_{p,min}$ =	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	108.15	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 7793.75$ (kN) $H1_{min} = 7793.75$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 2643.40$ (kN) $H2_{min} = 2643.40$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 525.68$ (kN) $H3_{min} = 525.68$ (kN)

$H_{med} = 525.68$ (kN) palo lungo $H_{min} = 525.68$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 309.22$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 237.86$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 108.15$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.20$

5.7.6 Verifica a carico limite orizzontale– statica in condizioni non drenate

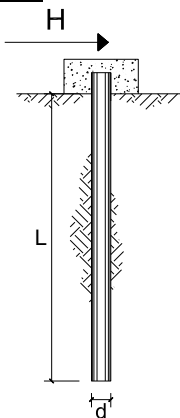
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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



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_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	14.40	(m)		
Diametro del palo	d =	0.60	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	655.00	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u, med}$ =	250.00	(kPa)	$c_{u, min}$ =	250.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u, med, d}$ =	250.00	(kPa)	$c_{u, min, d}$ =	250.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	108.15	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 18225.00$ (kN) $H1_{min} = 18225.00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 6955.08$ (kN) $H2_{min} = 6955.08$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1024.02$ (kN) $H3_{min} = 1024.02$ (kN)

$H_{med} = 1024.02$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1024.02$ (kN) palo lungo

$H_k = \min(H_{med}/\xi_s ; R_{min}/\xi_d) = 602.37$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 463.36$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 108.15$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 4.28$

5.7.7 Verifica a carico limite orizzontale– sismica non drenate

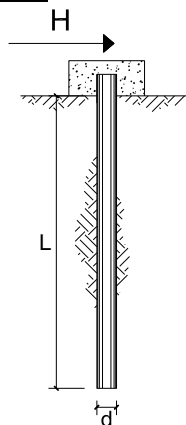
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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



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

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	14.40	(m)			
Diametro del palo	d =	0.60	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	655.00	(kN m)			
Coesione non drenata	$c_{u \text{ med}} =$	250.00	(kPa)	$c_{u \text{ min}} =$	250.00	(kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u \text{ med,d}} =$	250.00	(kPa)	$c_{u \text{ min,d}} =$	250.00	(kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	261.55	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{\text{med}} = 18225.00 \text{ (kN)}$ $H1_{\text{min}} = 18225.00 \text{ (kN)}$

Palo intermedio:

$H2_{\text{med}} = 6955.08 \text{ (kN)}$ $H2_{\text{min}} = 6955.08 \text{ (kN)}$

Palo lungo:

$H3_{\text{med}} = 1024.02 \text{ (kN)}$ $H3_{\text{min}} = 1024.02 \text{ (kN)}$

$H_{\text{med}} = 1024.02 \text{ (kN)}$ palo lungo $H_{\text{min}} = 1024.02 \text{ (kN)}$ palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 602.37 \text{ (kN)}$

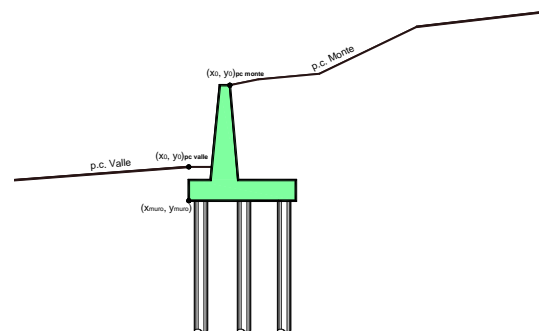
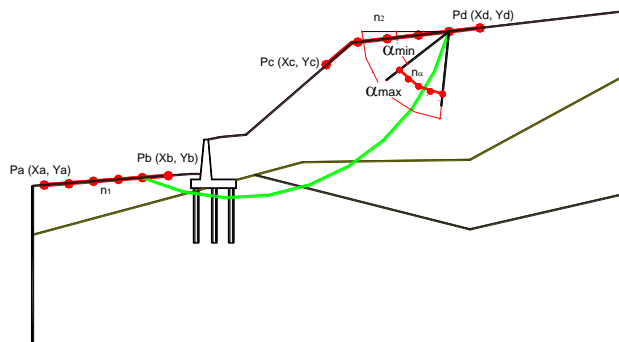
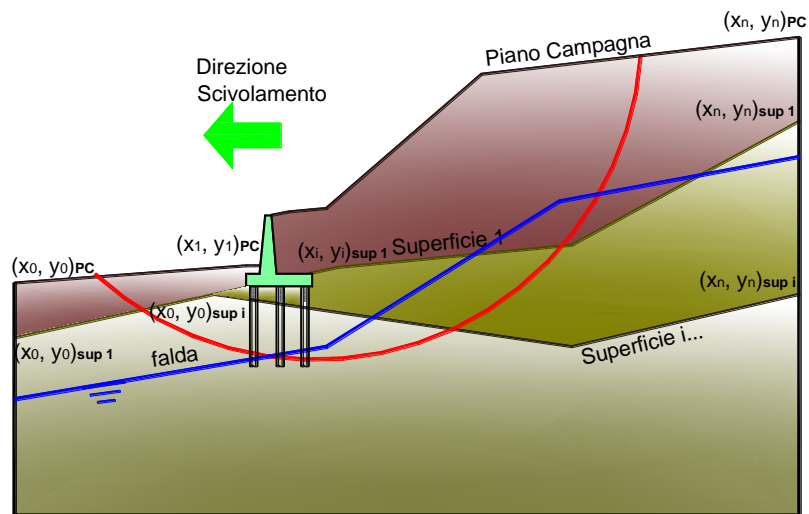
$H_d = H_k/\gamma_T = 463.36 \text{ (kN)}$

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 261.55 \text{ (kN)}$

$FS = H_d / F_d = 1.77$

5.7.8 Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.


x muro 100 (m)
y muro 100 (m)

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	30	0			
materiale 2	19	28	22			
materiale 3						
materiale 4						

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_y/g 0.146 (-) S_s 1.6 k_n 0.0888 (-)

β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0444 (-)

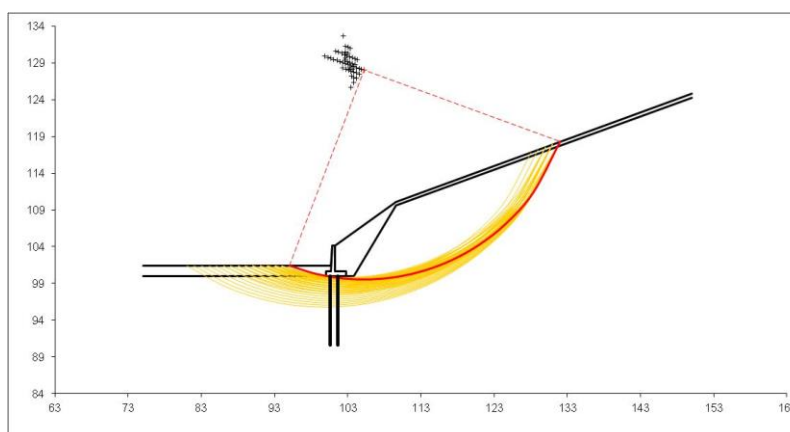
x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
	x	y		x	y	<input checked="" type="checkbox"/>	x	y	<input type="checkbox"/>	x	y	<input type="checkbox"/>	x	y
0	100.000	101.400	0	101.300	104.100	0	75.000	100.000	0			0	75.000	90.000
1	75.000	101.400	1	109.600	110.100	1	103.800	100.000	1			1	15.000	104.500
2			2	150.000	124.840	2	109.800	109.600	2			2		
3			3			3	150.000	124.240	3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali 14.40 m

Diametro pali 0.60 m

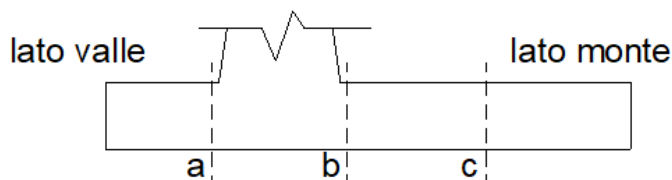


# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2371	STATICO	1.255
	SISMICO	1.004

5.8 VERIFICHE STRUTTURALI MURO

5.8.1 Calcolo delle sollecitazioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

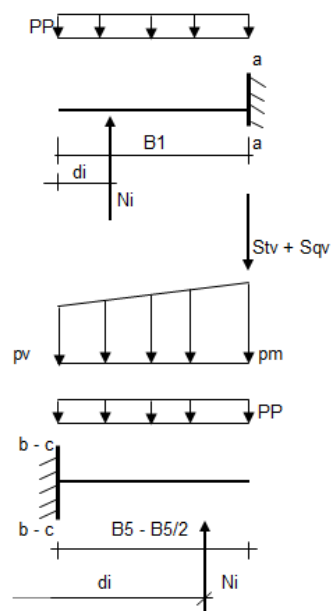
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2) / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	22.50	(kN/m ²)
	p _m	=	83.59	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	70.30	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	76.94	(kN/m ²)



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	52.70	134.28	-57.78	-74.53	-28.61	-2.43
sisma+	97.26	245.89	-169.74	-181.23	-103.22	-103.22
sisma-	77.67	196.49	-135.03	-141.64	-75.47	-75.47

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

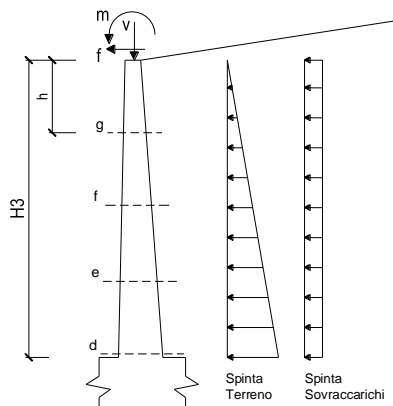
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	59.65	0.00	0.00	59.65	0.00	46.25	46.25
e-e	2.78	25.17	0.00	0.00	25.17	0.00	32.95	32.95
f-f	1.85	7.46	0.00	0.00	7.46	0.00	20.81	20.81
g-g	0.93	0.93	0.00	0.00	0.93	0.00	9.83	9.83

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	48.37	0.00	0.00	48.37
e-e	2.78	27.21	0.00	0.00	27.21
f-f	1.85	12.09	0.00	0.00	12.09
g-g	0.93	3.02	0.00	0.00	3.02

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	45.89	64.73	0.00	0.00	13.11	123.74	0.00	50.05	50.05
e-e	2.78	19.36	27.31	0.00	0.00	7.11	53.78	0.00	35.66	35.66
f-f	1.85	5.74	8.09	0.00	0.00	3.04	16.87	0.00	22.52	22.52
g-g	0.93	0.72	1.01	0.00	0.00	0.73	2.46	0.00	10.64	10.64

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	37.21	34.99	0.00	0.00	7.60	79.79
e-e	2.78	20.93	19.68	0.00	0.00	5.41	46.02
f-f	1.85	9.30	8.75	0.00	0.00	3.42	21.47
g-g	0.93	2.33	2.19	0.00	0.00	1.61	6.13

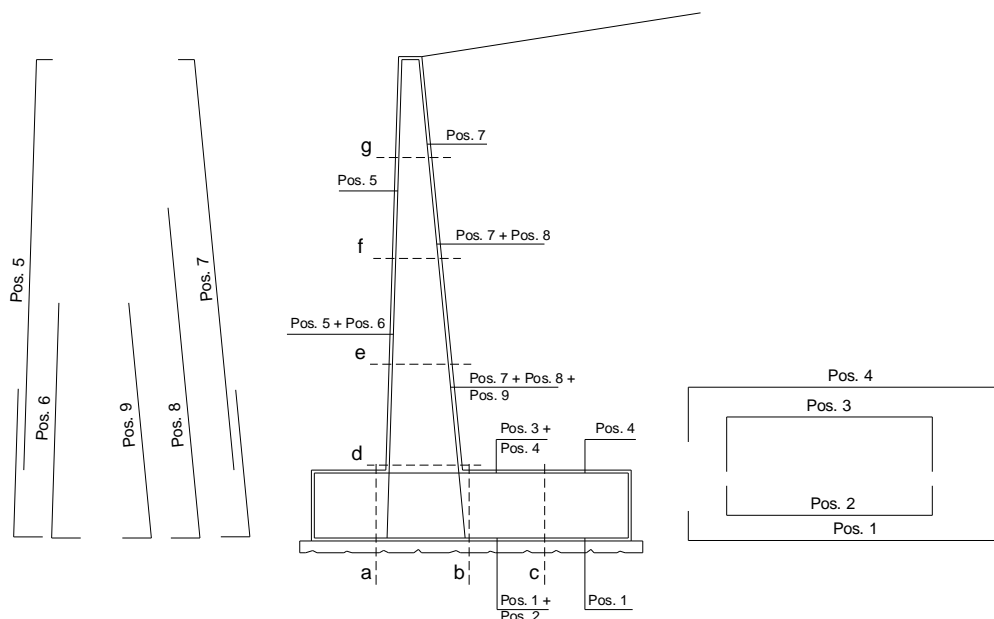
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	45.89	60.31	0.00	0.00	13.11	119.31	0.00	42.45	42.45
e-e	2.78	19.36	25.44	0.00	0.00	7.11	51.92	0.00	30.25	30.25
f-f	1.85	5.74	7.54	0.00	0.00	3.04	16.32	0.00	19.10	19.10
g-g	0.93	0.72	0.94	0.00	0.00	0.73	2.39	0.00	9.02	9.02

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	37.21	32.60	0.00	0.00	7.60	77.40
e-e	2.78	20.93	18.34	0.00	0.00	5.41	44.68
f-f	1.85	9.30	8.15	0.00	0.00	3.42	20.87
g-g	0.93	2.33	2.04	0.00	0.00	1.61	5.98

SCHEMA DELLE ARMATURE

SCHEMA DELLE ARMATURE



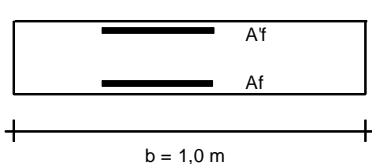
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	24	
2	0.0			6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

5.8.1.1 Verifiche SLU

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	97.26	0.00	0.90	22.62	22.62	712.57	7.33
b - b	-169.74	0.00	0.90	22.62	22.62	712.57	4.20
c - c	-103.22	0.00	0.90	22.62	22.62	712.57	6.90
d - d	123.74	50.05	0.60	22.62	22.62	458.95	3.71
e - e	53.78	35.66	0.55	22.62	22.62	410.38	7.63
f - f	16.87	22.52	0.50	22.62	22.62	362.77	21.50
g - g	2.46	10.64	0.45	22.62	22.62	316.01	128.44

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed} (kN)	h (m)	V _{rd} (kN)	ø staffe (mm)	i orizz. (cm)	i vert. (cm)	θ (°)	V _{Rsd} (kN)
(-)								
a - a	245.89	0.90	306.57	10	50	50	21.8	230.96
b - b	181.23	0.90	306.57	10	50	50	21.8	230.96
c - c	103.22	0.90	306.57	10	50	50	21.8	230.96
d - d	79.79	0.60	253.20	10	50	50	21.8	147.98
e - e	46.02	0.55	240.02	10	50	50	21.8	134.15
f - f	21.47	0.50	226.57	10	50	50	21.8	120.32
g - g	6.13	0.45	212.75	10	50	50	21.8	106.49

Armatura a taglio non necessari

5.8.1.2 Verifiche SLE – tensione

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	45.44	0.00	0.90	22.62	22.62	0.51	26.03
b - b	-35.47	0.00	0.90	22.62	22.62	0.39	20.32
c - c	-19.91	0.00	0.90	22.62	22.62	0.22	11.40
d - d	45.89	46.25	0.60	22.62	22.62	1.08	32.43
e - e	19.36	32.95	0.55	22.62	22.62	0.54	12.94
f - f	5.74	20.81	0.50	22.62	22.62	0.19	2.56
g - g	0.72	9.83	0.45	22.62	22.62	0.04	-0.10

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	97.26	0.00	0.90	22.62	22.62	1.08	55.71
b - b	-169.74	0.00	0.90	22.62	22.62	1.89	97.23
c - c	-62.73	0.00	0.90	22.62	22.62	0.70	35.94
d - d	123.74	42.45	0.60	22.62	22.62	2.85	104.29
e - e	53.78	30.25	0.55	22.62	22.62	1.46	48.24
f - f	16.87	19.10	0.50	22.62	22.62	0.56	15.24
g - g	2.46	9.02	0.45	22.62	22.62	0.10	1.42

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

5.8.1.3 Verifiche SLE – fessurazione

condizione Frequente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	45.44	0.00	0.90	22.62	22.62	0.51	26.03	0.035	0.200
b - b	-35.47	0.00	0.90	22.62	22.62	0.39	20.32	0.027	0.200
c - c	-19.91	0.00	0.90	22.62	22.62	0.22	11.40	0.015	0.200
d - d	45.89	46.25	0.60	22.62	22.62	1.08	32.43	0.040	0.200
e - e	19.36	32.95	0.55	22.62	22.62	0.54	12.94	0.015	0.200
f - f	5.74	20.81	0.50	22.62	22.62	0.19	2.56	0.003	0.200
g - g	0.72	9.83	0.45	22.62	22.62	0.04	-0.10	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente									
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	45.44	0.00	0.90	22.62	22.62	0.51	26.03	0.035	0.200
b - b	-35.47	0.00	0.90	22.62	22.62	0.39	20.32	0.027	0.200
c - c	-19.91	0.00	0.90	22.62	22.62	0.22	11.40	0.015	0.200
d - d	45.89	46.25	0.60	22.62	22.62	1.08	32.43	0.040	0.200
e - e	19.36	32.95	0.55	22.62	22.62	0.54	12.94	0.015	0.200
f - f	5.74	20.81	0.50	22.62	22.62	0.19	2.56	0.003	0.200
g - g	0.72	9.83	0.45	22.62	22.62	0.04	-0.10	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

5.9 VERIFICHE STRUTTURALI PALO

5.9.1 Calcolo delle sollecitazioni

Per la determinazione del momento flettente si considera il palo come una trave su un letto di molle elastiche. Il modulo di reazione del terreno, nel caso di materiali coesivi, può essere valutato cautelativamente con la relazione di Davisson:

$$k_h = 67^* c_u/d$$

Nel caso in esame si considera k_h pari a 28000 kN/m³

I momenti massimi in testa al palo, ottenuti a partire dai massimi valori di taglio per le varie combinazioni di carico (si veda cap.5.7.1), sono pari a:

Combinazione	T _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
SLU – SLV	261.55	342.61
SLE Rara	83.19	110.35

Tabella 6 – Momento flettente Massimo

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

M _x (daN*cm)	M _y (daN*cm)	N(daN)	M _{xu} (daN*cm)	M _{yu} (daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
3426100.0	0.0	11300.0	6308384.2	0.0	20806.4	1.8412726

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

M _x (daN*cm)	M _y (daN*cm)	N(daN)	M _{xu} (daN*cm)	M _{yu} (daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
3426100.0	0.0	11300.0	6379455.5	0.0	11300.0	1.8620167

Verifiche a taglio

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	T(daN)	S/Jb max	Tau,max	angolo
3426100.0	0.0	11300.0	26155.0	0.0005	12.9	180.

Verifiche a taglio allo SLU

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

alfacc = 0.85

	Mx (daN*c m)	My (daN*c m)	N (daN)	Tx (daN)	Ty (daN)	bwx (cm)	hux (cm)	bwy (cm)	huy (cm)	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	342610 0.0	0.0	11300. 0	0.0	26155. 0	40.93	43.93	41.37	45.16	13.6	9.1

	Aswx [cmq/ m]	Aswy [cmq/ m]	Sig,cp	fck	Gam- maC	fywk	Gam- maS	Vrd,x (daN)	Vrd,y (daN)	
1	15.7	15.7	4.0	233.4	1.5	3913.0	1.2	42263. 5	43446. 9	Armatura a taglio suffi- ciente



Verifiche a fessurazione (SLE Rara)

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(m m)	Wk(m m)	Sm(m m)	Epsilon	fctd	K2	K3	Beta1	Beta2
110000 0	0	- 20400	15	0.0269	0.0457	227	1.1833E- 04	26	0.8	0.17 4	1	1
110000 0	0	- 20400	15	0.0551	0.0937	310	1.7750E- 04	26	0.8	0.5	1	1
110000 0	0	- 20400	15	0.0269	0.0457	227	1.1833E- 04	26	0.8	0.17 4	1	1