

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J54F18000010009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA - CANOSA DI PUGLIA

FERMATA OSPEDALE

OPERE CIVILI

Relazione di calcolo opere di sostegno

SCALA:

-

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

IA6D 01 D 26 CL MU0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma - Ambiente MPA - Tunnel Consult	Lug-2020	M. Salepolini	Lug-2020	T. Paoletti	Lug-2020	A. Perego Lug-2020



File: IA6D01D26CLMU0100001A

n. Elab.:

6.8	PESI PROPRI	31
6.9	CARICHI PERMANENTI	32
6.9.1	<i>SPINTA DEL TERRENO</i>	32
6.10	CARICHI VARIABILI.....	33
6.10.1	<i>CARICHI MOBILI DA TRAFFICO</i>	33
6.11	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	35
6.11.1	<i>VITA NOMINALE</i>	35
6.11.2	<i>CLASSE D'USO</i>	35
6.11.3	<i>PERIODO DI RIFERIMENTO</i>	35
6.11.4	<i>PARAMETRI SISMICI</i>	35
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	40
8.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO SU PALI	44
8.1	DATI DI INPUT	44
8.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	47
8.2.1	<i>FORZE VERTICALI E INERZIALI</i>	47
8.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONE STATICA</i>	49
8.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +</i>	50
8.2.4	<i>SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -</i>	51
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	53
8.3.1	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE</i>	53
8.3.2	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE</i>	55
8.3.3	<i>CALCOLO DEI CEDIMENTI</i>	57
8.3.4	<i>CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE</i>	58
8.3.5	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE</i>	60
8.3.6	<i>VERIFICHE STRUTTURALI – MURO DI SOSTEGNO</i>	65
8.3.7	<i>CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI</i>	65
8.3.8	<i>VERIFICHE SLU</i>	66

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	3 di 75

8.3.9	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	68
8.3.10	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE.....	68
8.3.11	VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE	69

1. PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo per l'elettificazione e potenziamento della Linea Barletta - Canosa di Puglia

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del muro di sostegno su pali a sostegno della banchina che si sviluppa prima e dopo il fabbricato di stazione.

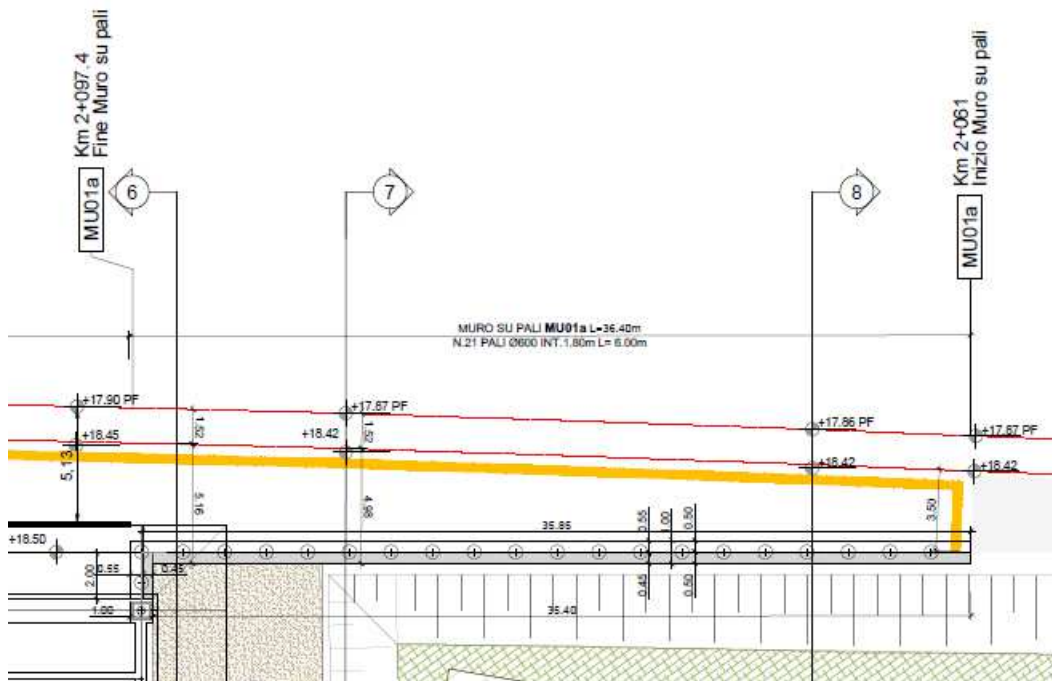


Figura 1-1 –Muro di sostegno su pali – Pianta lato est del fabbricato.

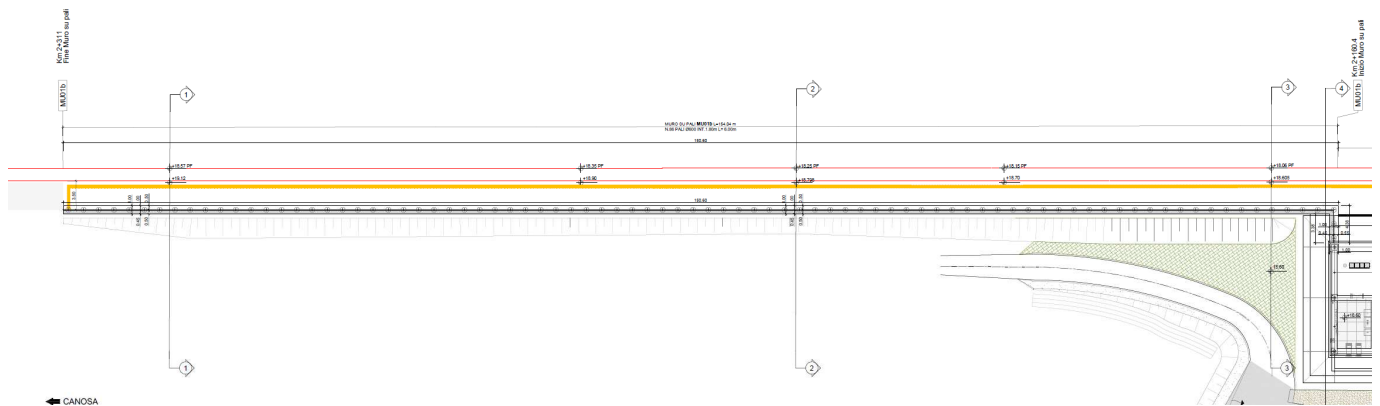


Figura 1-2 –Muro di sostegno su pali – Pianta lato ovest del fabbricato.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

L'altezza del muro è variabile con lo sviluppo dell'opera stessa fino ad un massimo di 2.24 m, con spessore del paramento in testa di 0.45m, spessore della soletta di fondazione pari a 0.60m e larghezza della stessa pari a 1.00m. Il muro presenta fondazione di tipo profondo, costituita da pali di diametro 600 mm posti su un unico allineamento a 1.8 m di distanza e lunghi 6 m

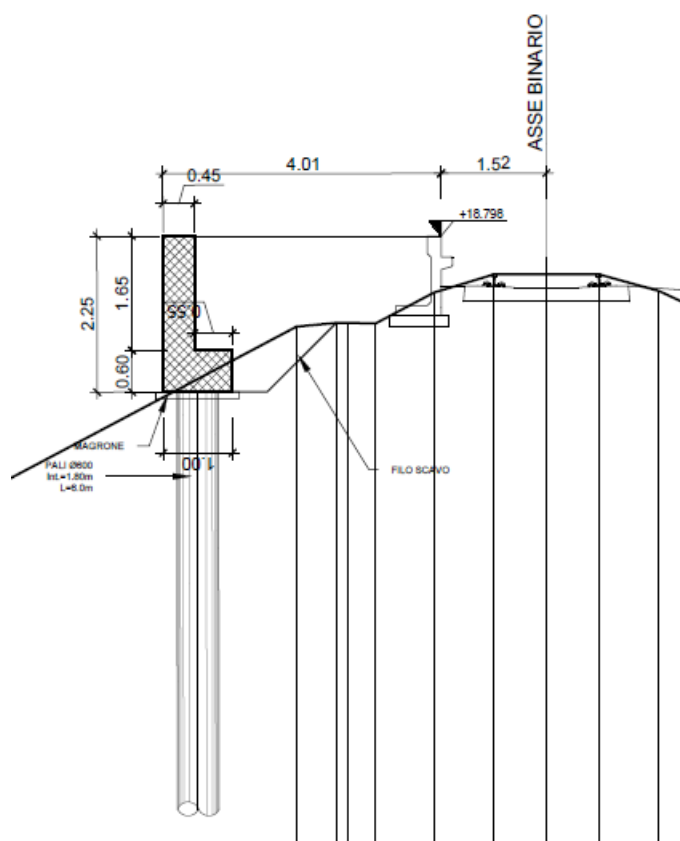


Figura 1-3 –Muro di sostegno su pali – Sezione tipo .

2. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	10 ³ N
MN (megaNewton)	10 ⁶ N
kgf (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm (centimetro)	10 ⁻² m
mm (millimetro)	10 ⁻³ m
Pa (Pascal)	1 N/m ²
kPa (kiloPascal)	10 ³ N/m ²
MPa (megaPascal)	10 ⁶ N/m ²
N/m ³	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	7 di 75

ε (epsilon) deformazione (m/m) -

ϕ (fi) angolo di resistenza ($^{\circ}$ sessagesimali)

3. *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

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

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

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;

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**

Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

4.1 CALCESTRUZZO

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno

Classe di resistenza = C32/40;

Rck = resistenza cubica = 40 N/mm²;

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 33.20 N/ mm²;

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 41.20 N/ mm²;

fcd = $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,81$ N/mm²;

fctm = resistenza a trazione media = $0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/ mm²;

fctm = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \times f_{ctm} = 3.72$ N/ mm²;

fckf = resistenza a traz. per flessione carati. = $0.70 \times f_{ctm} = 2.60$ N/ mm²;

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$ N/ mm²;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XS1

Copriferro minimo $c_{min} = 40$ mm

Condizioni ambientali: aggressive

- Elemento strutturale: pali di fondazione

Classe di resistenza = C25/30;

Rck = resistenza cubica = 30 N/mm²;

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 24.90 N/ mm²;

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 32.90 N/ mm²;

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	10 di 75

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ N/mm}^2$;

$f_{ctm} = \text{resistenza a trazione media} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;

$f_{cfm} = \text{resistenza a traz. per flessione media} = 1.20 \times f_{ctm} = 3.072 \text{ N/mm}^2$;

$f_{cfk} = \text{resistenza a traz. per flessione carati.} = 0.70 \times f_{cfm} = 1.792 \text{ N/mm}^2$;

$E_{cm} = \text{modulo elast. tra } 0 \text{ e } 0.40 f_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16 \text{ N/mm}^2$;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XC2

Copriferro = 60 mm

Condizioni ambientali: ordinarie

Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC 2018

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro su pali

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	16	[mm]
Diametro staffe:	12	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	50	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]

Copriferro staffe:

Copriferro minimo c_{min} :	40	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	50	[mm]

Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	62	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	70	[mm]

- Elemento strutturale: pali di fondazione

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	12	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C25/30	
Condizioni ambientali:	Ordinarie	
Vita nominale costruzione:	50	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]

Copriferro staffe – primo strato:

Copriferro nominale Netto Staffe:	60	[mm]
-----------------------------------	----	------

Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	72	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	82	[mm]

4.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
$f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

Tabella 4-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

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
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{vnom})_k$	$< 1,35$	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:		
$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

Tabella 4-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$
- 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:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3\ N/mm^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\ %$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: Il terreno presente al di sotto dell'opera è l'unità geotecnica U1: a favore di sicurezza si considerano i primi 2 metri con caratteristiche geotecniche peggiori.

Il terreno interessato dalla realizzazione dei pali di fondazione è caratterizzato come si evidenzia nella Tabella 4-1.

A favore di sicurezza i primi 2m di profondità vengono trascurati considerandolo terreno rimaneggiato o di riporto.

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	c_u [kPa]
U1	0	2	18	0	1	-
U1	2.00	-	18	6	29	-


Tabella 5-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno

Il rilevato a monte avrà superficie orizzontale.

La falda è posta ad una profondità superiore a 14.0 metri dal piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati ferroviari si assumono i seguenti parametri:

- peso volume, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito, $\phi' = 38^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

6. CRITERI DI VERIFICA

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

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

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

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, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, 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.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

L'angolo di attrito tra paramento e terreno, δ , si assume pari all'angolo d'inclinazione β del terrapieno, che in questo caso è nullo, per cui:

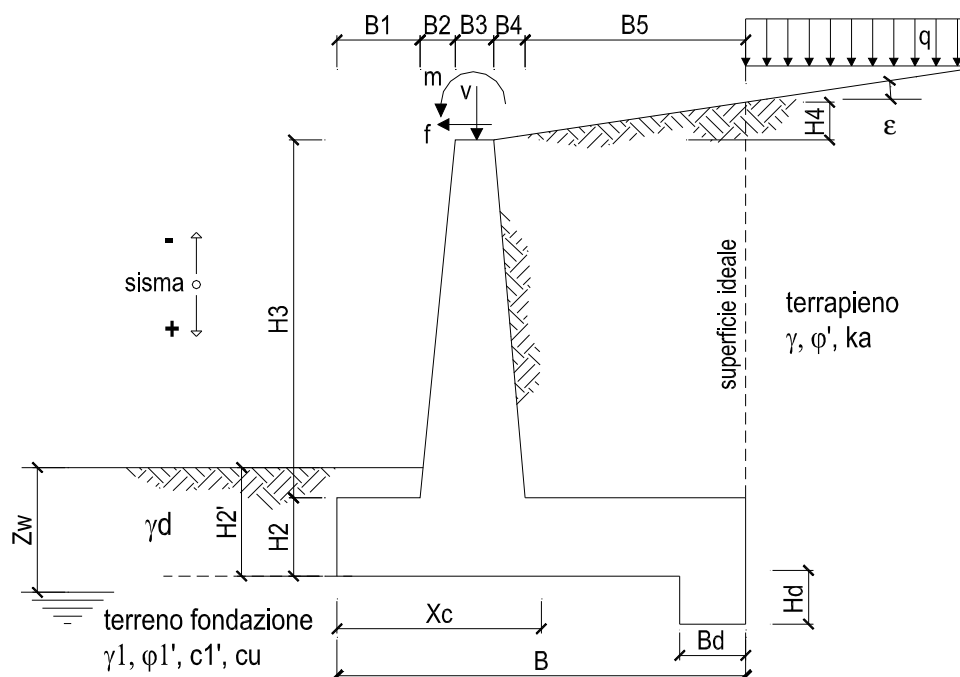
$$\delta = 0$$

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

$$\varphi'_{cv} = \arctan(\tan \varphi')$$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



6.1.1 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S , si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

6.1.2 VERIFICA A CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE

La verifica a carico limite verticale dei pali di fondazione viene condotta confrontando il carico limite di un palo Q_{lim} , dato dalla somma della resistenza alla base Q_b e della resistenza laterale Q_s , con il valore di progetto (che tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza) del carico applicato in testa al palo Q_{Ed} .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c \quad \text{con} \quad N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \varphi$$

Dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo e con σ'_{vL} la tensione litostatica verticale alla profondità L.

6.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale è stato valutato facendo riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964). Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, si considera separatamente il caso di rottura non drenata, analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo; $c = c_u$; $\varphi=0$) e quello di rottura drenata (terreno incoerente; $c'=0$; $\varphi' \neq 0$). In ambedue i casi il terreno è stato assunto come omogeneo e cioè avente proprietà costanti con la profondità.

I possibili meccanismi di rottura per un palo vincolato alla sua estremità attraverso un vincolo che ne impedisca totalmente o parzialmente la rotazione sono rappresentati in Figura 6-1 e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

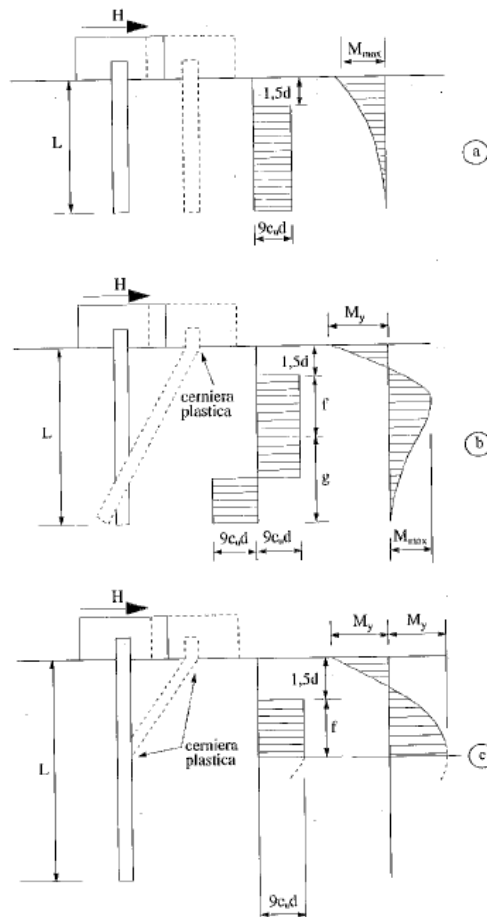



Figura 6-1 – Pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi:

a) palo corto; b) palo intermedio; c) palo lungo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$


dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Come indicato dal Manuale di Progettazione RFI al §3.10.3.1, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, saranno assunti come definito al par. 7.11.6.2.1. delle NTC 2018 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Per opere particolari con terrapieno in falda occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono riportati nella seguente tabella:

$a_{\max}(g) = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$	0.169
Coefficiente di riduzione acc. max β_m	0.76
$k_h = 2 \beta_m a_{\max}(g)$	0.1849
k_v	0.0925

Tabella 6-1 – Combinazioni di carico – Muri di sostegno su fondazione profonda.

Spinta sismica

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:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} 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.

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

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

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

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


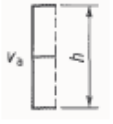


Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

6.3 MOBILITAZIONE SPINTA ATTIVA

Il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno fondate su pali è stato effettuato valutando l'entità degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva, come suggerito dalla seguente tabella desunta dall'EC7 – Parte 1 – Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios v_d/h

Kind of wall movement		v_d/h loose soil %	v_d/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

Tabella 6-2 – Valori degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva.

In condizioni statiche, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \sin\phi$$

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

6.4 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).


In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h" e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

6.4.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Il calcolo dei cedimenti di una palificata è stato effettuato valutando in prima battuta il cedimento del palo singolo attraverso la seguente espressione:

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

In cui: β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;

F_{ck} è il carico caratteristico agente;

E è il modulo elastico del terreno;

L è la lunghezza del palo.

Per l'espressione di β si è fatto riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}\left(\frac{L_u}{D}\right)$$

Il cedimento medio della palificata è stato poi determinato come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_g (coefficiente di riduzione del gruppo) legato alla geometria della fondazione.

6.4.2 SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE

Gli spostamenti attesi in campo SLE dell'opera di sostegno, con le impostazioni di calcolo assunte (spinta attiva) sono di esigua entità, dell'ordine dei millimetri. Lo spostamento necessario per sviluppare lo stato limite di spinta attiva è legato anche al tipo di cinematismo della parete. Per terreni non coesivi con grado di addensamento medio - alto l'EC7 da spostamenti del seguente ordine di grandezza:

- Rotazione intorno alla sommità 0.002H
- Rotazione intorno alla base 0.005H
- Moto di traslazione 0.001H

In cui H è l'altezza del paramento del muro. Altri valori di riferimento sono stati ottenuti da Terzaghi.

Infine, un'altra fonte presa a riferimento è quella del NAFVAC 7.02 (DESIGN MANUAL). La figura riportata nel suddetto manuale mostra anche la curva di sviluppo della spinta in funzione dello spostamento. Anche in questo caso, per sabbia media, risulta ragionevole assumere uno spostamento atteso dell'ordine di 0.001H.

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	24 di 75

Gli spostamenti dei muri in progetto, quindi, in funzione dell'altezza massima del paramento risultano dell'ordine di pochi cm. Non si riscontrano quindi criticità sulle strutture presenti a monte del muro stesso, in quanto, vista la loro distanza dalla testa del paramento, non subiranno influenze significative.

Per quanto riguarda le distorsioni del muro, l'opera di sostegno risulta lineare in pianta e caricata in modo simmetrico a monte. Non verranno quindi a manifestarsi spinte dissimmetriche che possano generare distorsioni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

6.5.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

6.5.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

6.5.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	26 di 75

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \text{cot}\theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

$\sigma_s < 0.75 f_k$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$ mm per condizioni ambientali aggressive (comb. Frequente e quasi permanente);

$w_2 = 0.3$ mm per condizioni ambientali ordinarie (comb. Frequente e quasi permanente).

6.6 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

6.6.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Manuale di progettazione opere civili"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Per il caso in esame risulta in particolare :

- Muro di sostegno:

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{max QP}} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{max R}} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{s \text{ max}} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	29 di 75

- Pali di fondazione:

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \mathbf{10.00} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \mathbf{13.75} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{\text{yk}}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

6.6.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 6-3 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

6.7 ANALISI DEI CARICHI

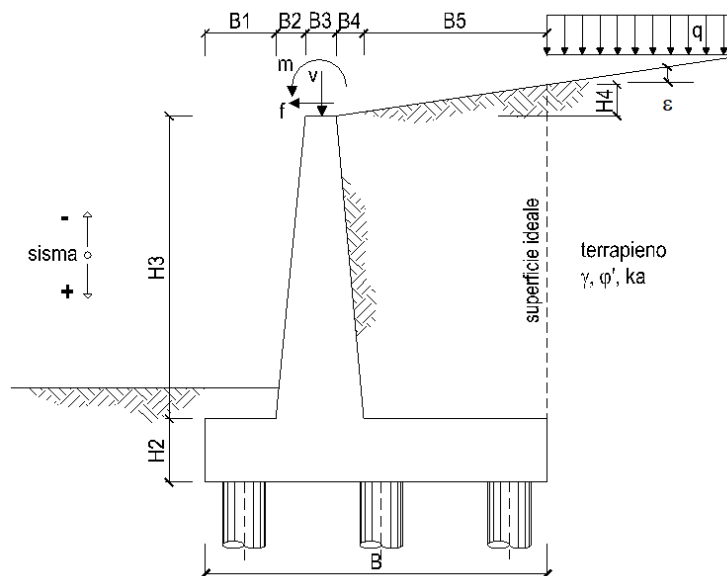
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.8 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.24	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.60	(m)

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

Figura 6-2 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno su fondazione profonda – tipo 5.

6.9 CARICHI PERMANENTI

6.9.1 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .

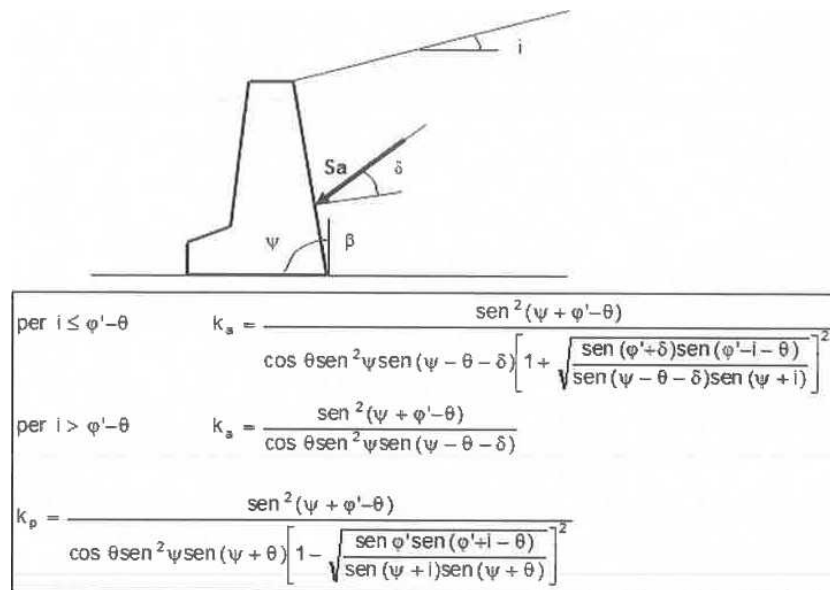


Figura 6-3 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si assumerà $\delta = \varphi'$.

Dati Geotecnici			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'	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	

Figura 6-4 – Dati geotecnici

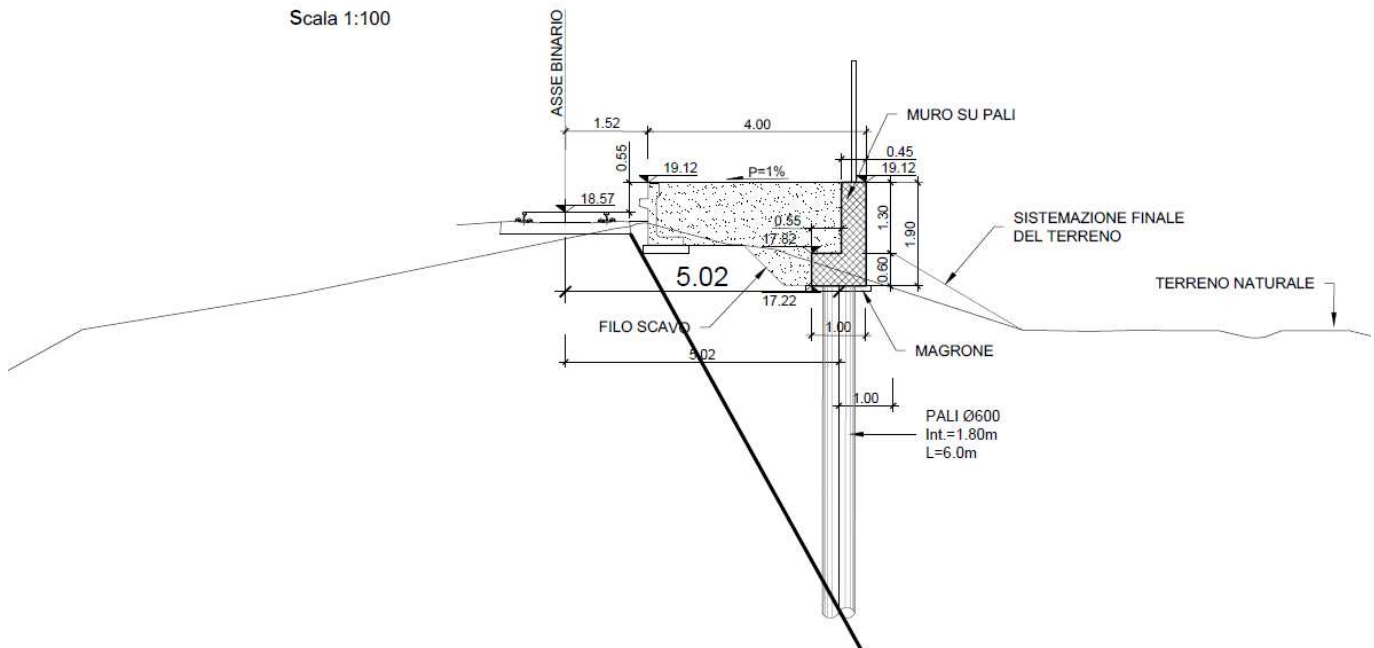
6.10 CARICHI VARIABILI

6.10.1 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO

Come si evince dall'immagine riportata, data la distanza dall'opera, il sovraccarico ferroviario non esercita alcuna spinta su di essa.

SEZIONE TRASVERSALE 1-1

Scala 1:100




Analizzando la diffusione del carico dovuto al traffico ferroviario, questo non intercetta il muro, ma solamente i pali di fondazione, che in virtù della loro funzione di fondazione profonda sono completamente interrati e pertanto non risentono di tale azione.

Si considera tuttavia l'azione esercitata dalla folla presente sulla banchina, che corrisponde ad un carico di 5 kN/m^2 . In condizioni sismiche, tale carico viene ridotto al 20% (1 kPa).

Carichi Agenti		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 checked="" type="radio"/> si <input 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
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5.00	7.50
	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	1.00	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	1.00	
	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	

Figura 6-5 – Carichi agenti

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

6.11 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

6.11.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

6.11.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

6.11.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni.

6.11.4 PARAMETRI SISMICI

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_u V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	36 di 75

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6-4 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

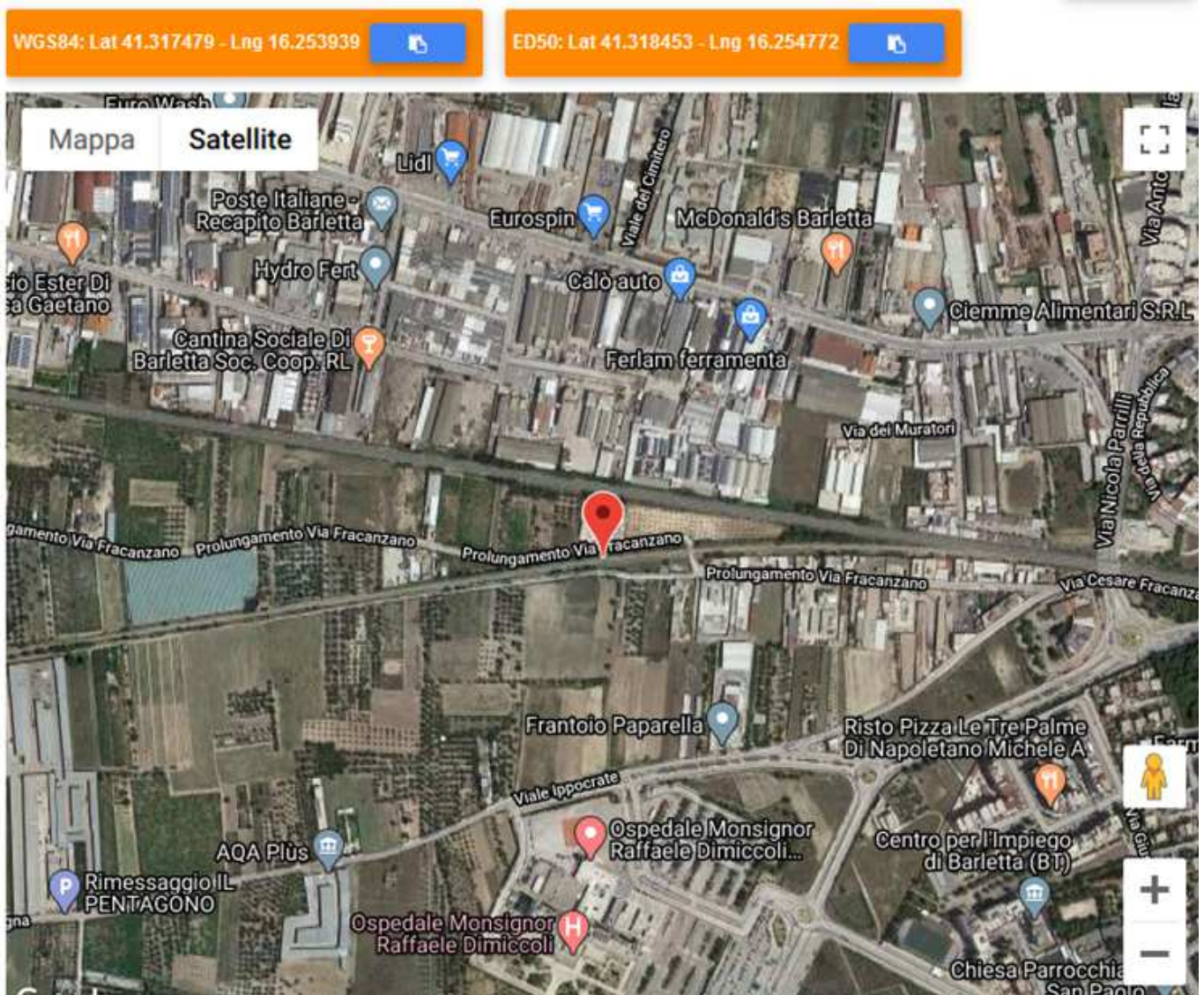


Tabella 6-5 – Localizzazione del sito ove sorgeranno le opera.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO ELETRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA FERMATA OSPEDALE					
	Relazione di calcolo Opere di sostegno	COMMESSA IA6D	LOTTO 01	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLMU0100001	REV. A

Da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite




	Classe Edificio				
	III. Affollamento significativo...				
	Vita Nominale	75			
	Interpolazione	Media ponderata			
CU = 1.5					
		Tr		Tc*	
Stato Limite		[anni]	a _g [g]	Fo	[s]
Operatività (SLO)		68	0.057	2.544	0.319
Danno (SLD)		113	0.072	2.558	0.343
Salvaguardia vita (SLV)		1068	0.203	2.476	0.413
Prevenzione collasso (SLC)		2193	0.281	2.411	0.422
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		112.5			

Tabella 6-6 – Parametri relativi all'azione sismica.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C. In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 6-7 – Categorie topografiche.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 6-8 – Espressioni di S_s e C_c .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 6-9 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T .

valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1.44$ e $C_c = 1.42$

valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1.0$

Dalla sezione dedicata al calcolo dei parametri sismici di base del programma "GeoStru", si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito più gravoso.

Coefficienti sismici



Tipo

Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)



1



0.1



Cat. Sottosuolo

C



Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,40	1,29
CC Coeff. funz categoria	1,53	1,49	1,41	1,40
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]



0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.051	0.108	0.000
--	0.025	0.054	--	
Amax [m/s ²]	0.835	1.059	2.790	3.550
Beta	--	0.470	0.380	--

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

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, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 7-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tabella 7-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 7-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 7-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 7-5 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

Al fine della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Fonti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 7-6 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.

Questa fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimo.

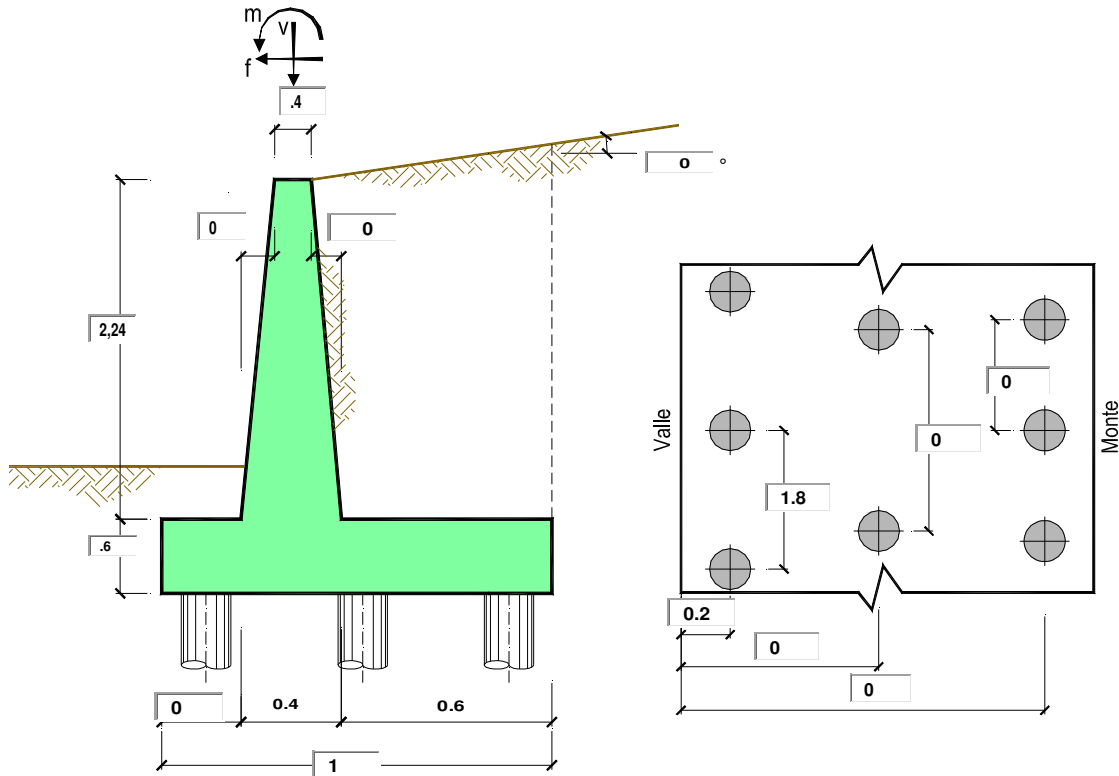
I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} per le diverse categorie sono riportati nella tabella successiva:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 7-7 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

8. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO SU PALI

8.1 DATI DI INPUT



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.24	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.60	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO
Dati Geotecnici					
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.203	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.215992	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.1080	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE	STR/GEO
Coeff. di Spinta a riposo		k_0	0.384
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.351
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.384

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO
Carichi Agenti					
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5.00	7.50
	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	1.00	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	1.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40		
Ec	33346	(MPa)	
α_{cc}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	9.75	Mpa
σ_r	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	8.5	Mpa
σ_r	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>	
f _{yk} =	450	(MPa)
γ_s	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ_s	391.30	(MPa)
E _s =	210000	(MPa)
ϵ_{ys} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 3.20 (cm)

8.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE

8.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 22.40	22.40
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 15.00	15.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m) 37.40	37.40
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 26.88	26.88
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m) 0.00	0.00
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) 26.88	26.88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 3	4.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.6	

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m) 0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kN/m) 4.48	4.48
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m) 0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m) 7.50	7.50
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m) 11.98	11.98
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kN/m) 18.82	18.82
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kN/m) 0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kN/m) 0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kN/m) 0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m) 18.82	18.82
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 2.10	3.15
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.42	

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	48 di 75

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	8.08
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	4.04

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	5.81
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	2.90

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	8.32
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)	0.97
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	9.29

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kN/m)	0.48
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)	0.81
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	1.29

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	9.99
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	9.99

- 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)	2.03
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2.03

8.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0$	(kN/m)	31.00	40.30
$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m)	0.00	0.00
$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m)	5.46	8.19

- Componente orizzontale condizione statica

$Sth = St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	31.00	40.30
$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.46	8.19

- Componente verticale condizione statica

$Stv = St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(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)	29.35	38.15
$MSt2 = Stv \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	7.75	11.62
$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$N \text{ perm} = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	64.28	64.28
$N \text{ acc min} = v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	0.00	0.00
$N \text{ acc max} = v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m)	3.00	4.50

Risultante forze orizzontali (T)

$T \text{ perm} = Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m)	31.00	40.30
$T \text{ acc} = Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m)	5.46	8.19

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$MM \text{ perm} = \Sigma M$	(kNm/m)	1.45	-7.35
$MM \text{ acc (Nmin)} = \Sigma M$	(kNm/m)	-7.75	-11.62
$MM \text{ acc (Nmax)} = \Sigma M$	(kNm/m)	-5.65	-8.47

8.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 19.19	19.19
Sst1 sism =	$0,5 \cdot g \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas + - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 12.15	12.15
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) 1.00	1.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 19.19	19.19
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 12.15	12.15
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 1.00	1.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 18.16	18.16
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 11.50	11.50
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 1.41	1.41
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	71.22
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	71.82
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	46.22
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	-16.24
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	-15.82

8.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -		
Sst1 stat = $0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 19.19	19.19
Sst1 sism = $0,5 \cdot g \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 8.47	8.47
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) 1.09	1.09
- Componente orizzontale condizione sismica -		
Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 19.19	19.19
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 8.47	8.47
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 1.09	1.09
- Componente verticale condizione sismica -		
Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -		
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 18.16	18.16
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 8.02	8.02
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 1.55	1.55
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		
Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	57.34
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	57.94
Risultante forze orizzontali (T)		
T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	42.63
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		
MM (Nmin) = $\sum M$	(kNm/m)	-19.54
MM (Nmax) = $\sum M$	(kNm/m)	-19.12

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	52 di 75

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	64.28	0.00	20.21	11.62	40.30	8.19
	Nmax	64.28	4.50	20.21	9.37		
sisma+	Nmin	71.22		30.48		46.22	
	Nmax	71.82		30.18			
sisma-	Nmin	57.34		31.01		42.63	
	Nmax	57.94		30.71			

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	64.28	0.00	3.00	11.41	7.75	-5.65	31.00	5.46
	freq.		0.00	3		7.75	-5.65		5.46
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	71.22			30.48			46.22	
	Nmax	71.22			30.06				
sisma-	Nmin	57.34			31.01			42.63	
	Nmax	57.94			30.71				

8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

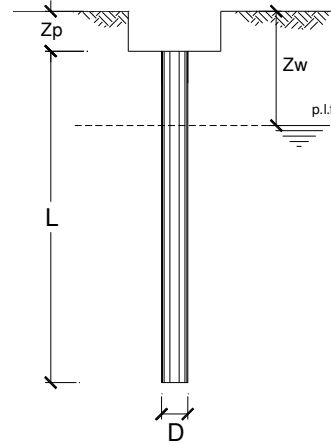
8.3.1 VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE

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

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **0.60** (m) Area del Palo (A_p): **0.283** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **1.00** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **14.00** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **144.718** (kN) Carico Assiale variabile (Q): **0** (kN)
 Numero di strati **2** L_{palo} = **6.00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s 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		1.10	1.00	1.35	1.15	1.25



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

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	2.00	U1	18.00	0.0	1.0	0.0
2	4.00	U1	18.00	6.0	29.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.98	0.02		0.00
0.52	0.55		0.00

(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	2.00	U1	18.00	0.00	1.00	0.00
2	4.00	U1	18.00	6.00	29.00	0.00

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.98	0.02		0.00
0.52	0.55		0.00

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	54 di 75

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	2.00	U1	2.3					2.3				
2	4.00	U1	193.8	21.91	37.72	2986.5	844.4	193.8	21.91	37.72	2986.5	844.4

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 159.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ med}} = 844.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ med}} = 196.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ med}} = 1040.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ min}} = 844.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ min}} = 196.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ min}} = 1040.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b;cal \text{ min}}/\xi_4) = 496.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s;cal \text{ min}}/\xi_4) = 115.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 612.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 468.2 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 2.94$$

8.3.2 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Calcolo del momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C25/30

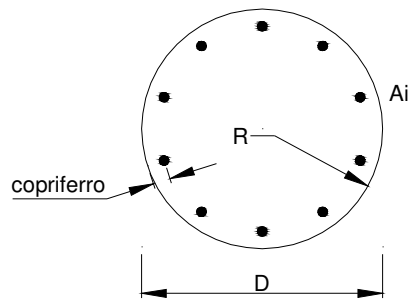
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

fcd = $\alpha_{cc} fck / \gamma_c$ = 14.17 (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

B450C

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

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

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
16	φ 20	5026.55	82
0	φ 0	0.00	0
0	φ 0	0.00	0

calcolo

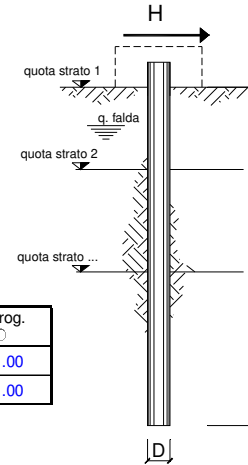
Momento di Plasticizzazione

M_y = 371.3 (kN m)

Inserisci

opera **Pali di fondazione muro di sostegno**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_r
			γ_s	γ_Q			
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	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	1.00
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	U1	100.00	18	8	1	1.04		1	1.04	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U1	98.00	18	8	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<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 **86** (m)
 Diametro del palo D **0.60** (m)
 Lunghezza del palo L **6.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **371.31** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	329.5 (kN)		329.5 (kN)	
Palo intermedio	442.5 (kN)		442.5 (kN)	
Palo corto	1561.2 (kN)		1561.2 (kN)	
	H_{med} 329.5 (kN) Palo lungo		H_{min} 329.5 (kN) Palo lungo	
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		193.82 (kN)	
	EFFICIENZA E del gruppo di pali		0.80	
	H_d = E · H_k / γ_r		119.27 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	87.27 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	87.27 (kN)		
	FS = H_d / F_d =	1.37		

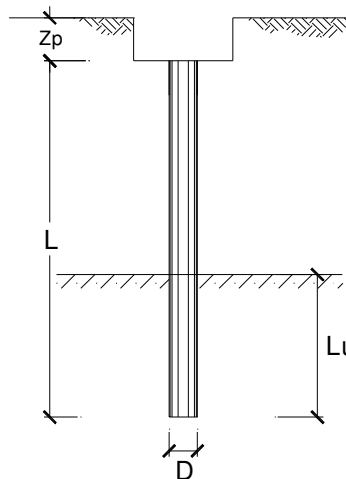
8.3.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m)
 Carico sul palo (P): 129.3 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 6.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 6.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 30.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 1 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 1.8 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.50 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 1.08 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

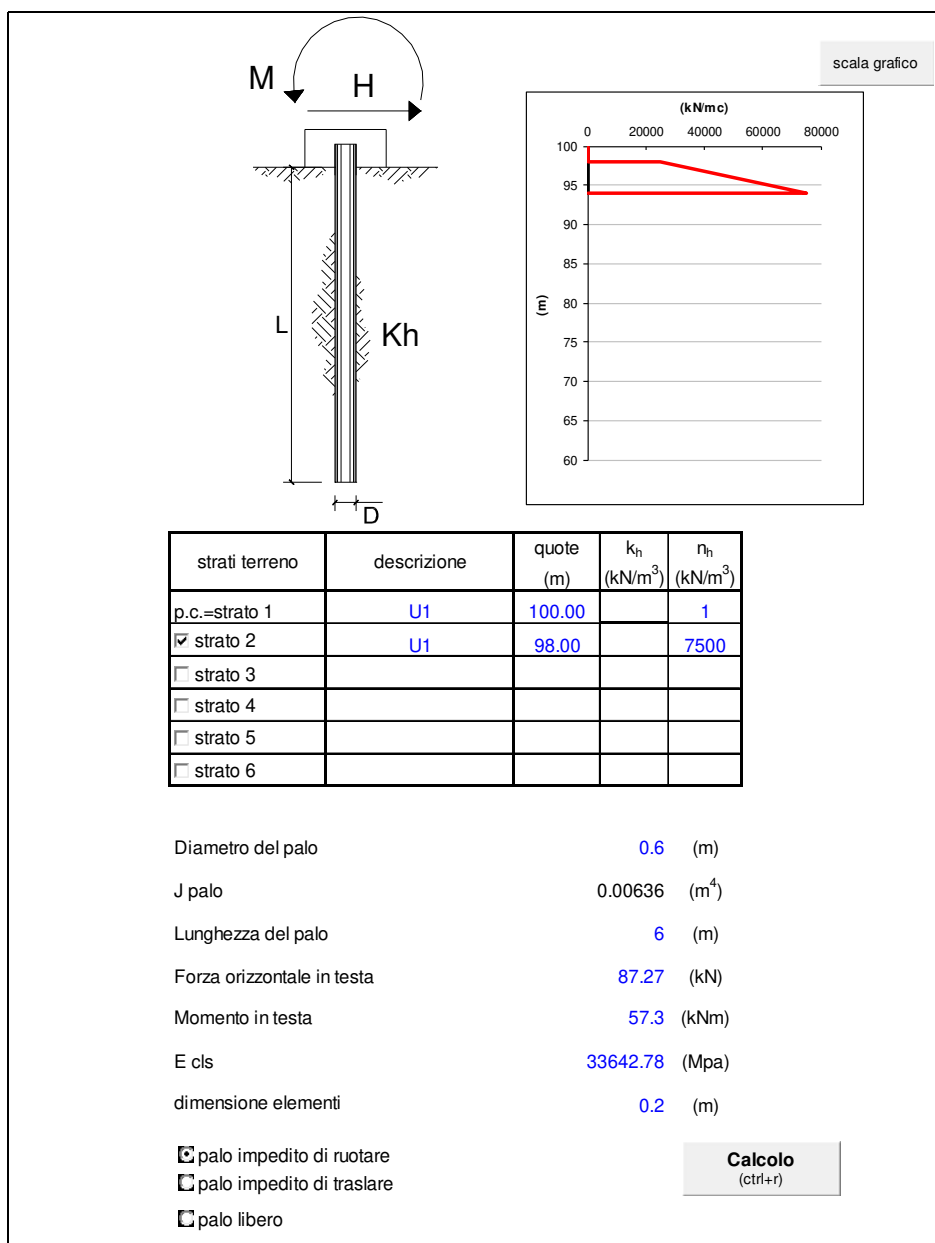
$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = 0.548$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 1 \cdot 1.35 \cdot 1.08 = 1.45 \text{ (mm)}$$

8.3.4 CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE

La valutazione degli spostamenti dei pali di fondazione, ai fini del controllo dell'attivazione della condizione di spinta attiva del terreno, è stata effettuata calcolando il coefficiente k_h , in via cautelativa, attraverso la formulazione proposta da Viggiani, il quale ha suggerito di porre, nel caso di terreni incoerenti, un valore di n_h pari a 7500 kN/m^3 , a partire da 2 m al di sotto del piano campagna.



Spostamenti, Rotazioni, Pressione

nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	4.93	0.00000	0.00
2	99.80	4.91	0.00019	0.00
3	99.60	4.85	0.00037	0.00
4	99.40	4.76	0.00053	0.00
5	99.20	4.64	0.00068	0.01
6	99.00	4.49	0.00081	0.01
7	98.80	4.31	0.00092	0.01
8	98.60	4.12	0.00102	0.01
9	98.40	3.91	0.00110	0.01
10	98.20	3.68	0.00116	0.01
11	98.00	3.45	0.00121	44.16
12	97.80	3.20	0.00124	88.03
13	97.60	2.95	0.00126	88.54
14	97.40	2.70	0.00126	87.74
15	97.20	2.45	0.00126	85.67
16	97.00	2.20	0.00124	82.42
17	96.80	1.95	0.00122	78.06
18	96.60	1.71	0.00120	72.67
19	96.40	1.47	0.00117	66.30
20	96.20	1.24	0.00114	59.03
21	96.00	1.02	0.00111	50.91
22	95.80	0.80	0.00108	41.98
23	95.60	0.59	0.00105	32.26
24	95.40	0.38	0.00103	21.76
25	95.20	0.17	0.00101	10.48
26	95.00	-0.03	0.00099	-1.60
27	94.80	-0.22	0.00098	-14.49
28	94.60	-0.42	0.00097	-28.24
29	94.40	-0.61	0.00097	-42.88
30	94.20	-0.81	0.00097	-58.44
31	94.00	-1.00	0.00097	-74.33

Pertanto, per il muro oggetto di studio risulta:

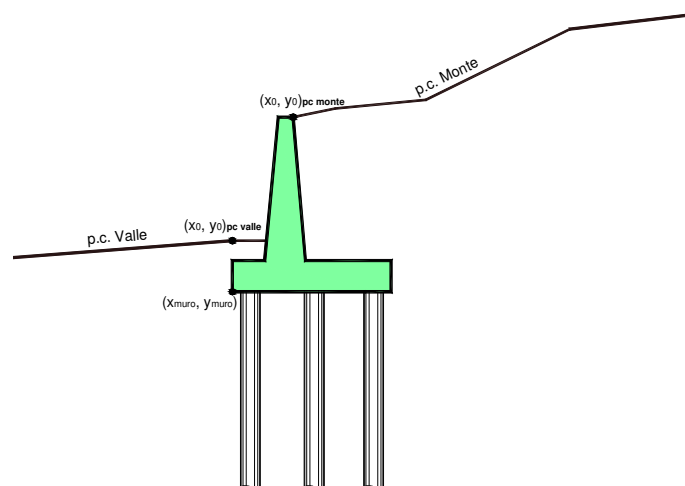
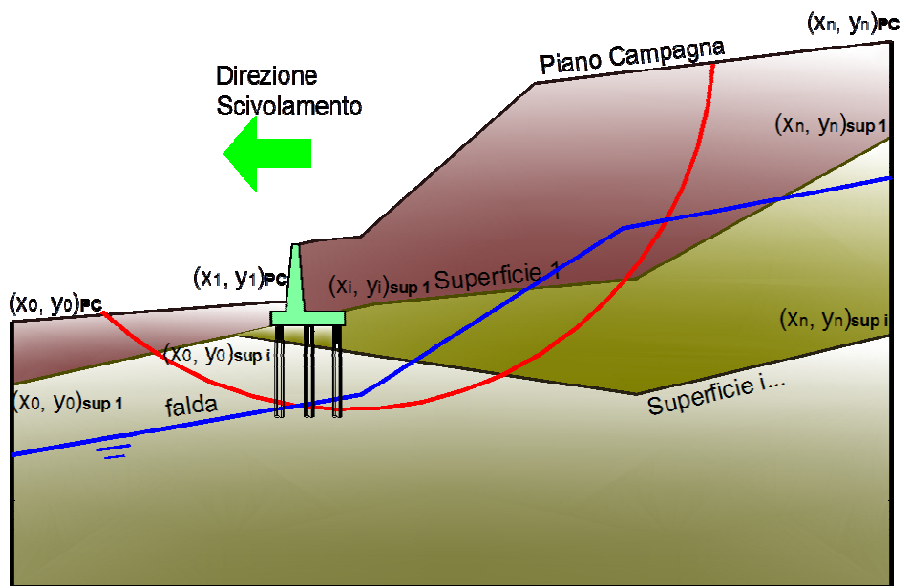
$v_a = 4.93$ mm (spostamento in testa al palo)

$v_a/h = 4.93$ mm/2700 mm = 0,0018 = 0,18% > 0,1

Dalla verifica è possibile osservare che, per il particolare caso in esame, ricorrono sempre le condizioni di attivazione della spinta attiva.

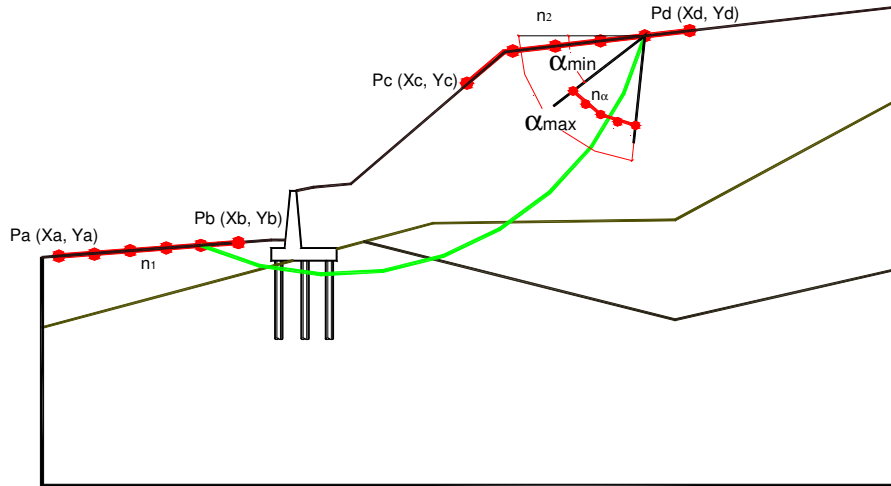
8.3.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

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 stradale.



Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	61 di 75



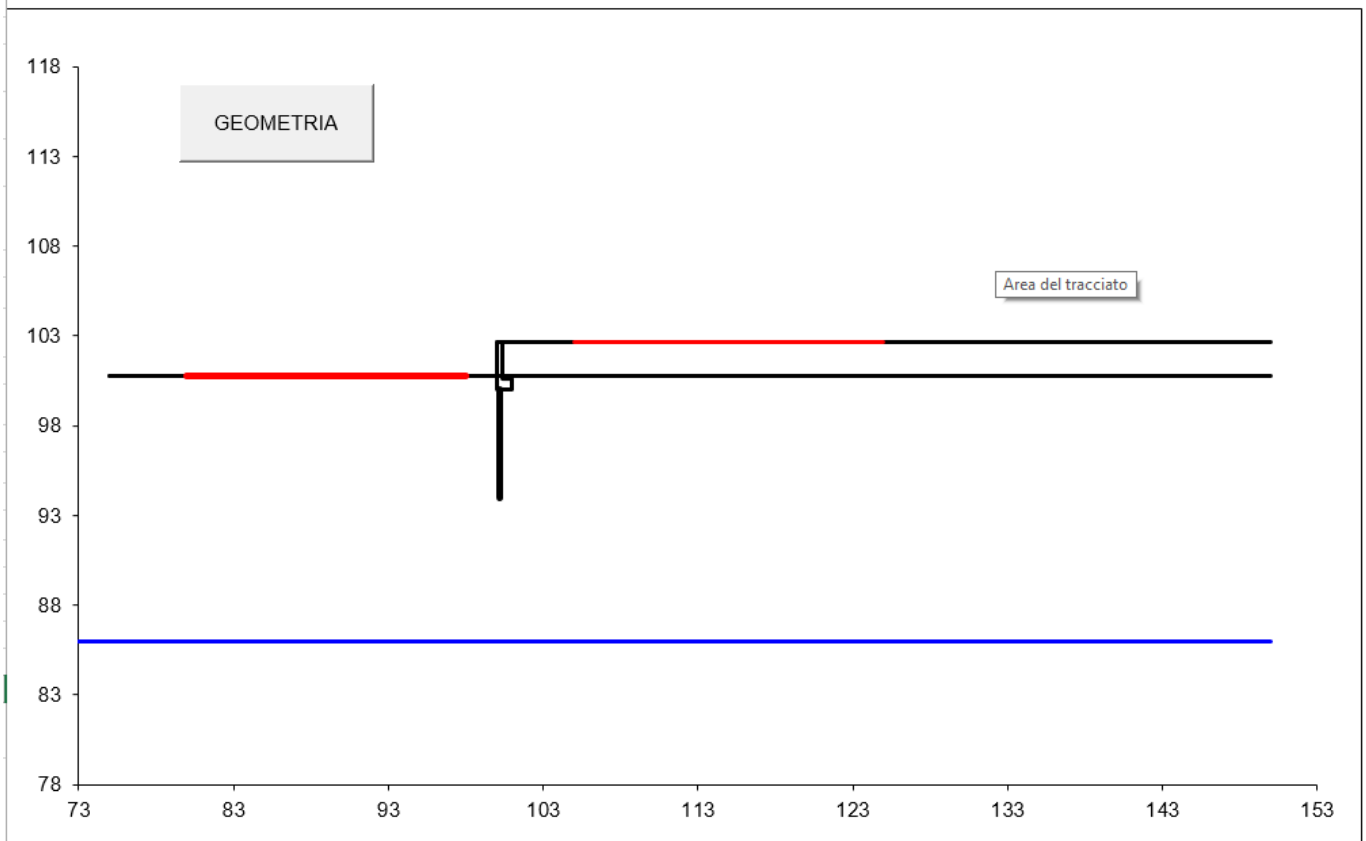
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 3		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	100.800	0	100.400	102.840	0	75.000	100.800	0			0	50.000	86.000
1	75.000	100.800	1	150.000	102.840	1	150.000	100.800	1			1	150.000	86.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			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		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	103.400	5	106.000	5	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	62 di 75



Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	63 di 75

Condizioni statiche

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	23.9	0			U1
materiale 2	18	23.9	0			U1
materiale 3						
materiale 4						

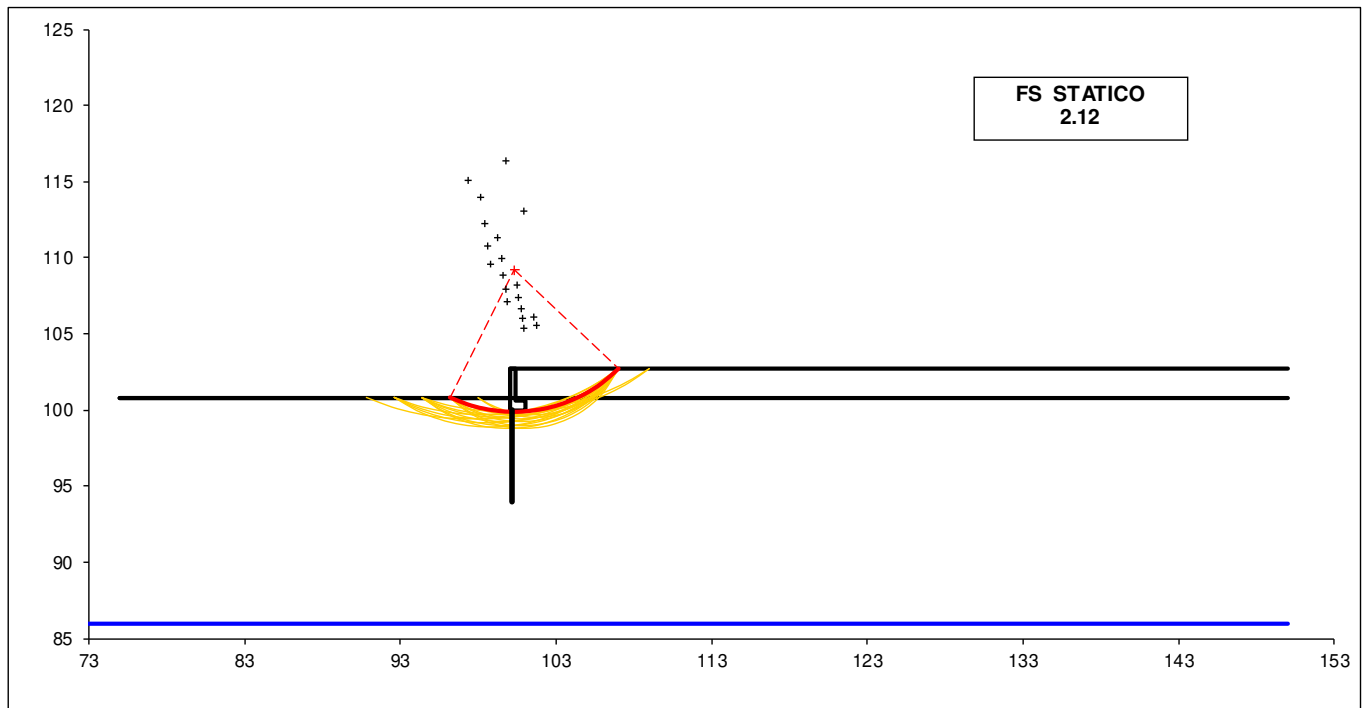
Condizione di Carico

STATICA ▼

superfici da disegnare

20 ▼

DISEGNO



Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	64 di 75

Condizioni sismiche

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	29.0	0			U1
materiale 2	18	29.0	0			U1
materiale 3						
materiale 4						

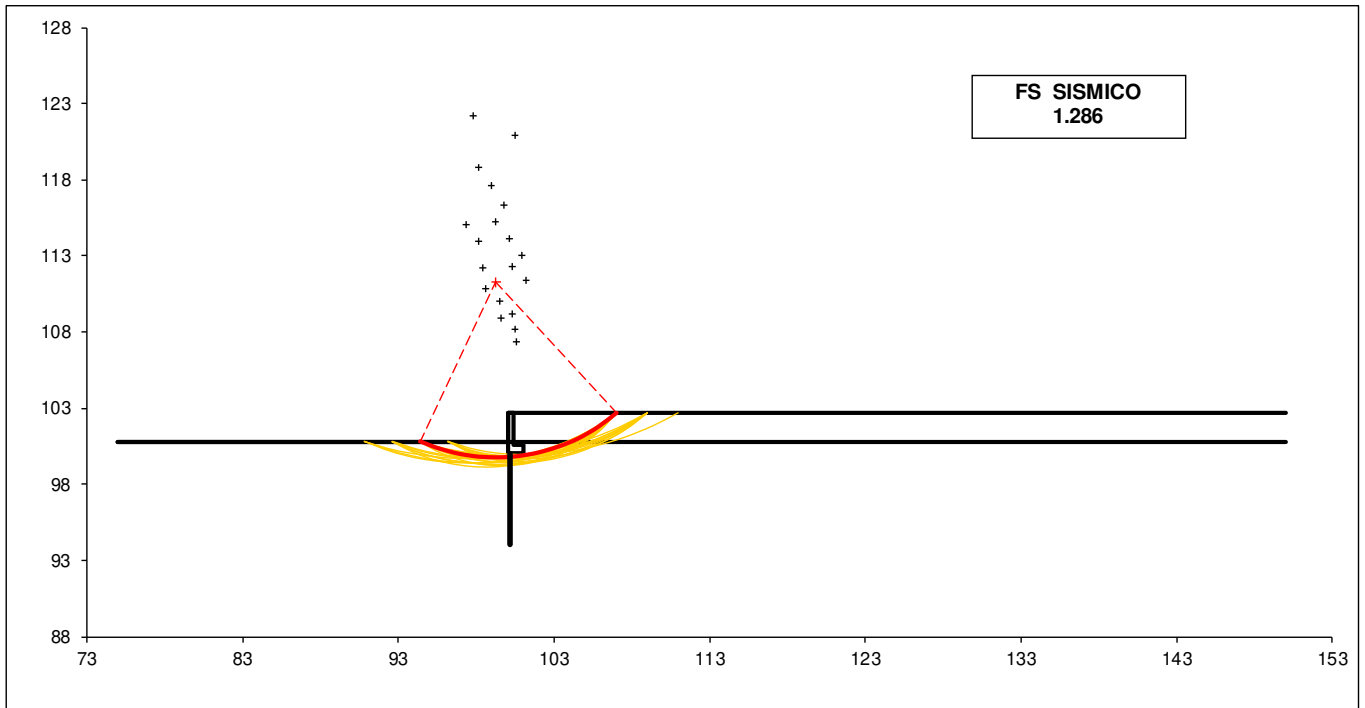
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

20

DISEGNO



8.3.6 VERIFICHE STRUTTURALI – MURO DI SOSTEGNO

8.3.7 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

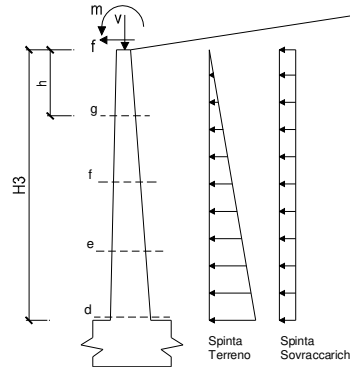
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	2.24	11.59	4.48	0.00	16.06	0.00	22.40	22.40
e-e	1.68	4.89	2.52	0.00	7.41	0.00	16.80	16.80
f-f	1.12	1.45	1.12	0.00	2.57	0.00	11.20	11.20
g-g	0.56	0.18	0.28	0.00	0.46	0.00	5.60	5.60

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.24	15.52	4.00	0.00	19.51
e-e	1.68	8.73	3.00	0.00	11.73
f-f	1.12	3.88	2.00	0.00	5.88
g-g	0.56	0.97	1.00	0.00	1.97

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	2.24	8.91	8.47	0.88	0.00	5.42	23.68	0.00	24.82	24.82
e-e	1.68	3.76	3.57	0.49	0.00	3.05	10.87	0.00	18.61	18.61
f-f	1.12	1.11	1.06	0.22	0.00	1.35	3.75	0.00	12.41	12.41
g-g	0.56	0.14	0.13	0.05	0.00	0.34	0.67	0.00	6.20	6.20

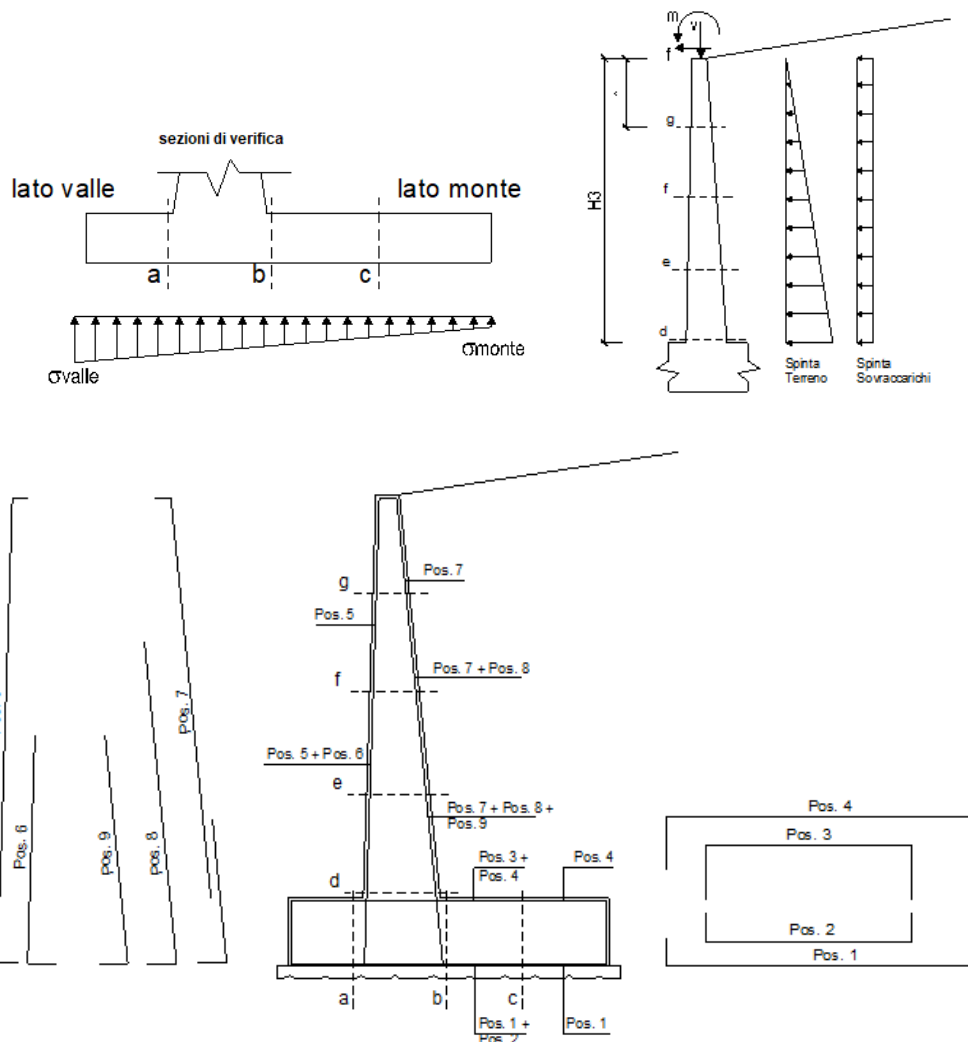
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.24	11.94	7.56	0.79	0.00	4.84	25.12
e-e	1.68	6.71	4.25	0.59	0.00	3.63	15.18
f-f	1.12	2.98	1.89	0.39	0.00	2.42	7.69
g-g	0.56	0.75	0.47	0.20	0.00	1.21	2.62

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	2.24	8.91	5.90	0.96	0.00	5.42	21.20	0.00	19.98	19.98
e-e	1.68	3.76	2.49	0.54	0.00	3.05	9.84	0.00	14.99	14.99
f-f	1.12	1.11	0.74	0.24	0.00	1.35	3.45	0.00	9.99	9.99
g-g	0.56	0.14	0.09	0.06	0.00	0.34	0.63	0.00	5.00	5.00

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	2.24	11.94	5.27	0.86	0.00	4.84	22.90
e-e	1.68	6.71	2.96	0.65	0.00	3.63	13.95
f-f	1.12	2.98	1.32	0.43	0.00	2.42	7.15
g-g	0.56	0.75	0.33	0.22	0.00	1.21	2.50

8.3.8 VERIFICHE SLU



Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro h = 4,50m su fondazione profonda

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	16		5	10.0	16	
2	10.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	10.0	16	
4	10.0	16		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	5.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a: φ12/20cm (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

sez c – c: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

sez d – d: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

sez e – e: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

sez f – f: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

sez g – g: φ12/20cm (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
d - d	23.68	24.82	0.40	20.11	20.11	237.30	10.02
e - e	10.87	18.61	0.40	20.11	20.11	236.51	21.75
f - f	3.75	12.41	0.40	20.11	20.11	235.73	62.91
g - g	0.67	6.20	0.40	20.11	20.11	234.94	353.18

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
d - d	25.12	0.40	189.95	10	20	20	21.8	553.19	Armatura a taglio non necessaria
e - e	15.18	0.40	189.20	10	20	20	21.8	553.19	Armatura a taglio non necessaria
f - f	7.69	0.40	188.46	10	20	20	21.8	553.19	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.62	0.40	187.71	10	20	20	21.8	553.19	Armatura a taglio non necessaria

8.3.9 VERIFICHE SLE TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
d - d	11.90	22.40	0.40	20.11	20.11	0.71	15.59	
e - e	5.44	16.80	0.40	20.11	20.11	0.32	5.59	
f - f	1.86	11.20	0.40	20.11	20.11	0.10	0.83	
g - g	0.33	5.60	0.40	20.11	20.11	0.02	-	sez. compressa

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
d - d	23.68	19.98	0.40	20.11	20.11	1.41	37.12	
e - e	10.87	14.99	0.40	20.11	20.11	0.65	15.60	
f - f	3.75	9.99	0.40	20.11	20.11	0.22	4.21	
g - g	0.67	5.00	0.40	20.11	20.11	0.04	0.16	

8.3.10 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)	
d - d	11.90	22.40	0.40	20.11	20.11	0.71	15.59	0.016	0.200	
e - e	5.44	16.80	0.40	20.11	20.11	0.32	5.59	0.006	0.200	
f - f	1.86	11.20	0.40	20.11	20.11	0.10	0.83	0.001	0.200	
g - g	0.33	5.60	0.40	20.11	20.11	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

(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)	
d - d	8.91	22.40	0.40	20.11	20.11	0.53	10.34	0.011	0.200	
e - e	3.76	16.80	0.40	20.11	20.11	0.22	2.75	0.003	0.200	
f - f	1.11	11.20	0.40	20.11	20.11	0.06	0.02	0.000	0.200	
g - g	0.14	5.60	0.40	20.11	20.11	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

8.3.11 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni nella sezione di testa del palo maggiormente sollecitata per le varie combinazioni di carico.

S.L.U. Combinazione fondamentale

Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-216.48	87.27
2	99.80	-199.03	87.27
	99.80	-199.03	87.27
3	99.60	-181.57	87.27
	99.60	-181.57	87.27
4	99.40	-164.12	87.27
	99.40	-164.12	87.27
5	99.20	-146.67	87.27
	99.20	-146.67	87.27
6	99.00	-129.21	87.27
	99.00	-129.21	87.27
7	98.80	-111.76	87.27
	98.80	-111.76	87.27
8	98.60	-94.31	87.27
	98.60	-94.31	87.26
9	98.40	-76.85	87.26
	98.40	-76.85	87.26
10	98.20	-59.40	87.26
	98.20	-59.40	87.26
11	98.00	-41.95	87.26
	98.00	-41.95	81.96
12	97.80	-25.56	81.96
	97.80	-25.56	71.40
13	97.60	-11.28	71.40
	97.60	-11.28	60.77
14	97.40	0.88	60.77
	97.40	0.88	50.25
15	97.20	10.93	50.25
	97.20	10.93	39.97
16	97.00	18.92	39.97
	97.00	18.92	30.07
17	96.80	24.94	30.07
	96.80	24.94	20.71
18	96.60	29.08	20.71
	96.60	29.08	11.99
19	96.40	31.48	11.99
	96.40	31.48	4.03
20	96.20	32.28	4.03
	96.20	32.28	-3.05

$$M_{sd} = 216.48 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 87.27 \text{ kNm}$$

S.L.E. Combinazione in esercizio

Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-162.78	65.62
2	99.80	-149.65	65.62
	99.80	-149.65	65.62
3	99.60	-136.53	65.62
	99.60	-136.53	65.62
4	99.40	-123.41	65.62
	99.40	-123.41	65.62
5	99.20	-110.28	65.62
	99.20	-110.28	65.62
6	99.00	-97.16	65.62
	99.00	-97.16	65.62
7	98.80	-84.03	65.62
	98.80	-84.03	65.62
8	98.60	-70.91	65.62
	98.60	-70.91	65.62
9	98.40	-57.79	65.62
	98.40	-57.79	65.62
10	98.20	-44.66	65.62
	98.20	-44.66	65.61
11	98.00	-31.54	65.61
	98.00	-31.54	61.63
12	97.80	-19.22	61.63
	97.80	-19.22	53.69
13	97.60	-8.48	53.69
	97.60	-8.48	45.70
14	97.40	0.66	45.70
	97.40	0.66	37.78
15	97.20	8.22	37.78
	97.20	8.22	30.05
16	97.00	14.23	30.05
	97.00	14.23	22.61
17	96.80	18.75	22.61
	96.80	18.75	15.57
18	96.60	21.86	15.57
	96.60	21.86	9.01
19	96.40	23.67	9.01
	96.40	23.67	3.03
20	96.20	24.27	3.03
	96.20	24.27	-2.30

$M_{sd} = 148.29 \text{ kNm}$

$V_{sd} = 59.78 \text{ kNm}$

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	71 di 75

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	137.50	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	100.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	3375.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	16Ø24	(72.4 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	8.4	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12928	21648	8727	0

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	72 di 75

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12110	14829

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

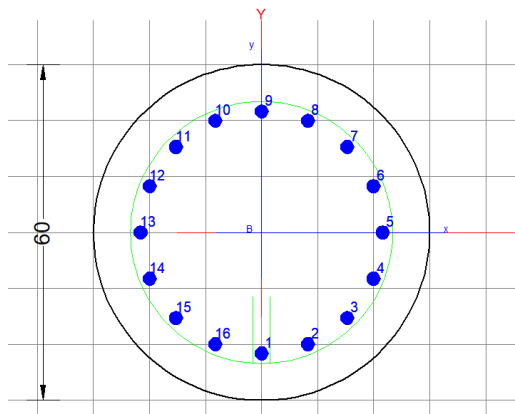
N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12110	14829 (8091)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12110	14829 (8091)



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	73 di 75

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	12928	21648	12944	51046	2.358	8.8	---	---	72.4 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00211	21.6	-0.00504	-21.6

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.1 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors. / N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	8727	71773	21497	53.9 36.4	1.000	1.032	6.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

Relazione di calcolo Opere di sostegno

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6D	01	D 26	CLMU0100001	A	74 di 75

1	S	76.4	-30.0	0.0	30.0	-1332	21.6	21.0	1239	31.7	----
---	---	------	-------	-----	------	-------	------	------	------	------	------

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00087	0.00057		0.50	0.60	0.000400 (0.000400)	404	0.162 (0.20)	8091

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	76.4	-30.0	0.0	30.0	-1332	21.6	21.0	1239	31.7	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00087	0.00057		0.50	0.60	0.000400 (0.000400)	404	0.162 (0.20)	8091

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	76.4	-30.0	0.0	30.0	-1332	21.6	21.0	1239	31.7	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00087	0.00057		0.50	0.40	0.000433 (0.000400)	404	0.175 (0.20)	8091