

Oggetto:
**PROGETTO DELLE OPERE STRUTTURALI
RELATIVE ALLA REALIZZAZIONE DI UN
PONTE. 1° STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO INTERVENTI IN
UN TRATTO DEL TORRENTE CASALE**

Ubicazione dell'intervento:
**Località Casale
Comune di Pignone**

Committente:
Comune di Pignone

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

R03

Data: Settembre 2017



di architettura e ingegneria

NICOLA BRIZZI Ingegnere
Via Don Minzoni n.9, 19020 Riccò del Golfo
di Spezia (SP)
Tel.0187 768100
Partita I.V.A. 01311310112
E-mail: info@fabricalab.eu

INDICE GENERALE

1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	2
2	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE TERRENO FONDAZIONE	4
3	VERIFICA DELLE SPALLE DEL PONTE	9
3.1	FASE DI COSTRUZIONE	9
3.1.1	VERIFICA DELLE TENSIONI IN FONDAZIONE	10
3.1.2	RISULTATI DELL'ELABORAZIONE NUMERICA	11
3.2	FASE DI ESERCIZIO	22
3.2.1	VERIFICA DELLE TENSIONI IN FONDAZIONE	24
3.2.2	RISULTATI DELL'ELABORAZIONE NUMERICA	26

1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

L'indagine della situazione geologica locale, la definizione delle condizioni idrogeologiche e la valutazione delle caratteristiche geotecniche del terreno interessato dalle opere previste in progetto sono contenute nella Relazione Geologico Tecnica, redatta dal Dott. Geol. Ernesto Rosa.

Lo scrivente, Ing. Nicola BRIZZI, in qualità di progettista delle opere strutturali volte alla realizzazione del ponte, dichiara di aver preso visione della Relazione Geologico-Tecnica allegata al progetto, e di condividere, per quanto di competenza, quanto espresso nella relazione stessa.

Per la definizione del modello geologico e sismico locale e per ricostruire, in fase preliminare, il modello geotecnico, è stato programmato uno specifico piano di indagine costituito da:

- Raccolta di dati bibliografici di carattere geologico, geomorfologico e idrogeologico di superficie relativi all'area di intervento;
- Rilevamento geologico di dettaglio, geomorfologico ed idrogeologico di superficie;
- Prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH;
- Analisi comparata dei dati raccolti;

La zona oggetto di intervento è situata nel nucleo storico dell'abitato di Casale, nel comune di Pignone, alla quota di circa 180 m s.l.m.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame si sviluppa sul fondovalle del torrente Casale; esso scorre su depositi detritici e alluvionali di esiguo spessore posti su un substrato litoide calcareo (Formazioni calcaree mesozoiche della Falda Toscana) visibile in affioramento con continuità nel letto del Torrente, in particolare al di sotto delle pile del ponte oggetto di adeguamento idraulico e a monte del sito in oggetto.

Nello specifico è stata individuata la seguente stratigrafia:

Detrito, presenta sempre scadenti caratteristiche geotecniche e la sua stabilità è condizionata dalla geometria del substrato.

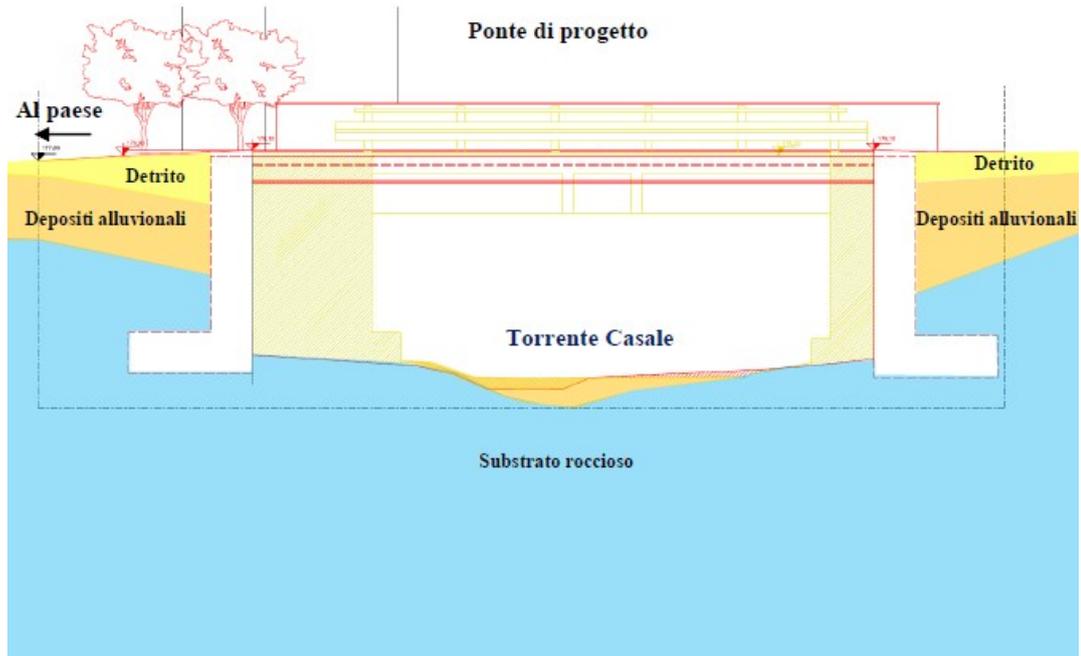
Depositi alluvionali, presentano da mediocri a discrete caratteristiche geotecniche; la loro stabilità può essere condizionata dalle variazioni del livello di falda e dalla presenza di lenti limose a minor consistenza.

Formazioni costituenti il substrato, il substrato, dove affiorante, presenta discrete caratteristiche geotecniche; la presenza della fratturazione dovuta alla tettonica appenninica può causare, nelle scarpate dovute ad eventuali opere di scavo, la formazione di prismi potenzialmente instabili che dovranno essere valutati durante l'avanzamento dei lavori procedendo eventualmente alla realizzazione di opere di consolidamento.

Strato	Descrizione	Φ [°]	Cu [kg/cm ²]	γ dry [kg/m ³]	γ sat. [kg/m ³]	K [kg/cm ²]
A	Detrito	24	0.0	1500	1800	2.0
B	Depositi alluvionali	30	0.2	1600	2000	5.0
C	Substrato roccioso	38	3.0	2200	2500	100

Dalla tavola delle sezioni stratigrafiche interpretative allegata si desume che le pile del ponte in progetto si fonderanno nello strato C. Nel calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazioni si utilizzeranno quindi i parametri meccanici corrispondenti allo strato C.

Alla luce dei rilievi eseguiti si può affermare come, in generale, gli interventi in oggetto non modifichino l'equilibrio idro - geomorfologico dell'area, né arrechino rischio d'instabilità e che siano compatibili con il contesto geologico dell'area.



Stratigrafia allegata alla relazione Geologica.



Stato dei luoghi.

2 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE TERRENO FONDAZIONE

Nella verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. La normativa vigente prevede per le verifiche di tipo geotecnico (capacità portante) la possibilità di seguire l'approccio 1 conducendo l'analisi sia con la combinazione 1 (A1+M1+R1) che con la combinazione 2 (A2+M2+R2), nelle quali i parametri di resistenza del terreno sono ridotti rispettivamente tramite i coefficienti del gruppo M1 ed M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_r del gruppo R1 ed R2.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione dei coefficienti sismici rispettivamente denominati k_{hi} e k_{hk} .

L'effetto inerziale produce le variazioni di tutti i coefficienti di carico limite : N_c , N_q , N_g in funzione del coefficiente k_{hi} mentre quello cinematico modifica solo il coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico k_{hk} .

Per considerare separatamente entrambi gli effetti si introducono i due coefficienti correttivi:

$$e_{\gamma_k} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0.45} \quad \text{:coefficiente cinematico}$$

$$e_{\gamma_i} = (1 - 0.7 \cdot k_{hi})^5 \quad \text{:coefficiente inerziale}$$

Caratteristiche geometriche della fondazione:

$h = 0.00m$:Profondità del piano di posa della fondazione;

$B = 1.85m$:Larghezza minima della fondazione;

$L = 6.45m$:Lunghezza della fondazione

$H = 4.50m$:Altezza del ponte dal piano di fondazione

Considerando:

$\beta_s = 0.29$:coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al suolo

[vd. Tab. 7.11.1 delle NTC 2008]

Si ottiene il coefficiente sismico cinematico:

$$k_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.038$$

Per determinare il coefficiente sismico inerziale k_{hi} , essendo pari all'ordinata dello spettro di progetto, è necessario determinare lo spettro elastico e successivamente dividerlo per il fattore di struttura $q = 1$.

$$k_{hi} = \frac{S_e(T_1)}{q} = 0.312 > 0.2 \cdot a_g = 0.026$$

In relazione alle coordinate del sito si ottiene:

$$a_g = 0.130$$

$$F_0 = 2.403$$

$$T_c^* = 0.289$$

Dal valore di T_c^* si ricavano:

$$T_B = \frac{T_c}{3} = 0.096$$

$$T_c = c_c \cdot T_c = 0.289$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g + 1.6 = 2.12$$

Essendo il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione a partire dal piano di fondazione pari a:

$$T_B < T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.154 < T_c$$

E lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.312$$

PARAMETRI CARATTERISTICI DI RESISTENZA DEL TERRENO:

$$\varphi = 38^\circ \quad \text{:angolo di attrito}$$

$$c = 0.24 \frac{daN}{cm^2} \quad \text{:coesione efficace}$$

$$\gamma = 2200 \frac{daN}{m^3} \quad \text{:peso dell'unità di volume}$$

APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 1 [A1+M1+R1]:

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno [M1 - Tab. 6.2.II]:

$$\gamma_{M,\varphi} = 1.00$$

$$\gamma_{M,c} = 1.00$$

Coeff. parziali per le verifiche di sicurezza agli SLU per MURI DI FONDAZIONE [R1 - Tab. 6.5.I]

$$\gamma_R = 1.00$$

Coeff. Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [A1 - Tab. 6.2.I]

Permanenti	1.3
Permanenti NON strutturali	1.5
Varialbili	1.5

Applicando le formule di Terzaghi sui parametri geotecnici ridotti e trascurando a favore di sicurezza il contributo della coesione si ottiene quanto segue.

Parametri geotecnici ridotti:

$$\varphi_{r1} = \frac{180}{\pi} \cdot a \tan \left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_{M,\varphi}} \right) = 38^\circ$$

$$c = 0.24 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\gamma = 2200 \frac{\text{daN}}{\text{m}^3}$$

Da cui si ricava il coefficiente cinematico:

$$e_{\gamma k1} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan \varphi_{11}} \right)^{0.45} = 0.978$$

Ed il coefficiente inerziale:

$$e_{\gamma i1} = (1 - 0.7 \cdot k_{hi})^5 = 0.291$$

Il valore fornito da Terzaghi, ricavato per interpolazione lineare tra valori noti:

$$k_{p\gamma} = 117.4$$

$$N_{q1} = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi_{11}}{2} \right)} = 61.43$$

Con:

$$a = e^{\left(\frac{0.75 \cdot \pi - \varphi}{2} \right) \tan \varphi_{11}}$$

$$N_{c1} = (N_{q1} - 1) \cdot \cot \varphi_{11} = 77.35$$

$$N_{\gamma 1} = \frac{\tan \varphi_{11}}{2} \cdot \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi_{11}} - 1 \right) = 73.46$$

Dati i seguenti coefficienti di forma per fondazioni rovescie:

$$s_c = 1.0$$

$$s_\gamma = 1.0$$

Si ottiene:

$$q_{ult} = e_{\gamma i} \cdot c \cdot N_c \cdot s_c + e_{\gamma i} \cdot q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot e_{\gamma i} \cdot e_{\gamma k} = 9.66 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Da cui:

$$Q_{lim} = \frac{q_{ult}}{\gamma_R} = 9.66 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 2 [A2+M2+R2]:

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno [M2 - Tab. 6.2.II]:

$$\gamma_{M,\varphi} = 1.25$$

$$\gamma_{M,c} = 1.25$$

Coeff. parziali per le verifiche di sicurezza agli SLU per MURI DI SOSTEGNO [R2 - Tab. 6.5.I]

$$\gamma_{R2} = 1.00$$

Coeff. Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [A2 - Tab. 6.2.I]

Permanenti	1.0
Permanenti NON strutturali	1.3
Varialbili	1.3

Applicando le formule di Terzaghi sui parametri geotecnici ridotti si ottiene quanto segue.

Parametri geotecnici ridotti:

$$\varphi_{12} = \frac{180}{\pi} \cdot a \tan \left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_{M,\varphi}} \right) = 32^\circ$$

$$c = 0.192 \frac{daN}{cm^2}$$

$$\gamma = 2200 \frac{daN}{m^3}$$

Da cui si ricava il coefficiente cinematico:

$$e_{\gamma,k2} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan \varphi_{12}} \right)^5 = 0.972$$

Ed il coefficiente inerziale:

$$e_{\gamma,i2} = (1 - 0.7 \cdot k_{hi})^5 = 0.291$$

Il valore fornito da Terzaghi, ricavato per interpolazione lineare tra valori noti:

$$k_{py} = 64$$

$$N_{q2} = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi_{11}}{2} \right)} = 28.5$$

Con:

$$a = e^{\left(\frac{0.75 \cdot \pi - \varphi}{2} \right) \tan \varphi_{11}}$$

$$N_{c2} = (N_{q1} - 1) \cdot \cot \varphi_{11} = 43.99$$

$$N_{\gamma 2} = \frac{\tan \varphi_{11}}{2} \cdot \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi_{11}} - 1 \right) = 27.5$$

Dati i seguenti coefficienti di forma per fondazioni nastriformi:

$$s_c = 1.0$$

$$s_\gamma = 1.0$$

Si ottiene:

$$q_{ult} = e_{\gamma i} \cdot c \cdot N_c \cdot s_c + e_{\gamma i} \cdot q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot e_{\gamma i} \cdot e_{\gamma k} = 4.66 \frac{daN}{cm^2}$$

Da cui:

$$Q_{lim} = \frac{q_{ult}}{\gamma_R} = 4.66 \frac{daN}{cm^2}$$

3 VERIFICA DELLE SPALLE DEL PONTE

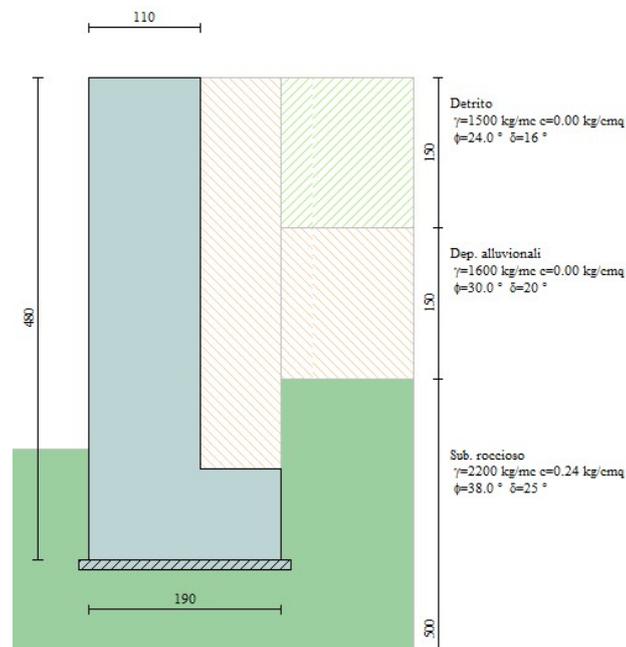
Le spalle del ponte saranno direttamente fondate sul substrato roccioso affiorante, previa sistemazione del piano di posa. La fondazione avrà sezione 190x90 cm mentre il paramento avrà spessore pari a 110 cm ed altezza dallo spiccato della suola pari a 380 cm circa. Suola e paramento saranno realizzati in calcestruzzo C32/40 ed armati con barre ad aderenza migliorata in acciaio B450C.

Di seguito sono riportate le verifiche delle spalle eseguite in due fasi differenti: fase di costruzione, in cui le spalle del ponte non sono sovraccaricate e non sono vincolate dall'impalcato del ponte; fase di esercizio, in cui la spalla è sollecitata dal peso dell'impalcato e dal carico di traffico.

Nelle condizioni di esercizio l'effetto dell'impalcato, che sarà incastrato alla testa delle spalle per contenere la freccia dell'impalcato, sarà simulato con un vincolo applicato in testa al muro e con le reazioni trasmesse dall'impalcato.

3.1 FASE DI COSTRUZIONE

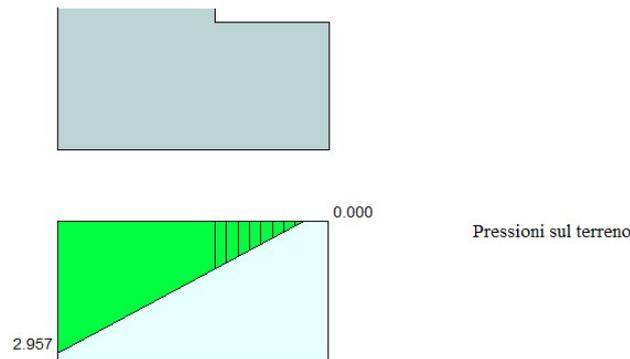
Nelle fase di costruzione la spalla sarà sollecitata dalla sola spinta del terreno e non sarà vincolata in testa dall'impalcato.



3.1.1 VERIFICA DELLE TENSIONI IN FONDAZIONE

Il sistema fondale è costituito da una trave in calcestruzzo fondata alla profondità di metri 0.35 dal piano campagna di sezione pari a circa 1.90 x 0.90. Il piano di posa raggiunge direttamente il substrato roccioso (substrato affiorante in prossimità delle spalle del ponte).

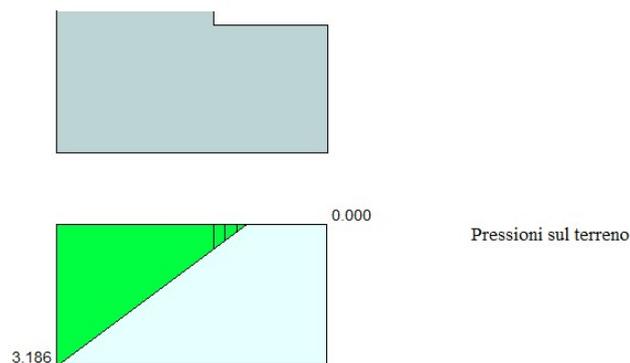
3.1.1.1 Approccio 1 [combinazione 1]



In figura è riportato un diagramma a bande di colore che rappresenta la distribuzione delle tensioni massime indotte sul terreno di fondazione dalla struttura, nella combinazione 1 dell'approccio 1 (comb.4 di aztec).

Come si nota dal diagramma, le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte raggiungono un valore massimo pari a 2.98 daN/cm². La tensione indotta sul terreno di fondazione risulta compatibile con la capacità portante del complesso terreno-fondazioni, valutata in base alla stessa combinazione [A1-M1-R1] pari a 9.66 daN/cm²

3.1.1.2 Approccio 1 [combinazione 2]



In figura è riportato un diagramma a bande di colore che rappresenta la distribuzione delle tensioni massime indotte sul terreno di fondazione dalla struttura, nella combinazione 2 dell'approccio 1 (comb. 10 di aztec).

Come si nota dal diagramma, le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte raggiungono un valore massimo pari a 3.2 daN/cm². La tensione indotta sul terreno di fondazione risulta compatibile con la capacità portante del complesso terreno-fondazioni, valutata in base alla stessa combinazione [A1-M1-R1] pari a 4.66 daN/cm²

3.1.2 **RISULTATI DELL'ELABORAZIONE NUMERICA****N.T.C. 2008 - Approccio 1***Simbologia adottata*

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE**Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3.90 [m]
Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	6.45 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.80 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.90 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.90 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	407.9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	343054.09 [kg/cm ²]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588.0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro*Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.20	[m]

Descrizione terreni*Simbologia adottata*

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Detrito	1500	1800	24.00	16.00	0.000	0.000
Dep. alluvionali	1600	2000	30.00	20.00	0.000	0.000
Sub. roccioso	2200	2500	38.00	25.33	0.240	0.000

Stratigrafia*Simbologia adottata*

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1.50	0.00	0.00	0.00	Detrito
2	1.50	0.00	0.00	0.00	Dep. alluvionali
3	5.00	0.00	19.71	0.00	Sub. roccioso

Terreno di riempimento

Dep. alluvionali

Descrizione combinazioni di carico*Simbologia adottata*

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_t < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di TerzaghiCoefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00Coefficiente correttivo su N_{γ} per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00**Impostazioni avanzate**

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati*Simbologia adottata*

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	3.63	--	26.67	--
2	A1-M1 - [1]	--	4.67	--	23.39	--
3	A1-M1 - [1]	--	3.89	--	27.73	--
4	A1-M1 - [1]	--	4.41	--	22.73	--
5	A2-M2 - [1]	--	2.91	--	11.37	--
6	EQU - [1]	--	--	2.15	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.25
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	3.36	--	25.09	--
9	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	3.32	--	25.84	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.11	--	8.82	--
11	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.13	--	9.22	--
12	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.93	--	--
13	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.94	--	--
14	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3.02
15	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3.05
16	SLEQ - [1]	--	4.77	--	30.40	--
17	SLEF - [1]	--	4.77	--	30.40	--
18	SLER - [1]	--	4.77	--	30.40	--
19	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.26	--	28.88	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.26	--	29.16	--
21	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.26	--	28.88	--
22	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.26	--	29.16	--
23	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	4.26	--	28.88	--
24	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	4.26	--	29.16	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo del carico limite

metodo di Terzaghi

Calcolo della stabilità globale

metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di

Spinta attiva

Sisma**Combinazioni SLU**Accelerazione al suolo a_g 1.23 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.00

Tensione terreno allo spigolo di monte 0.0000 [kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante

$N_c = 44.06$

$N_q = 28.54$

$N_\gamma = 27.36$

Fattori forma

$s_c = 1.00$

$s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 44.06$

$N'_q = 28.54$

$N'_\gamma = 27.36$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

2.11

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

8.82

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 10

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	536.25	2.65	31.05
3	0.39	1072.50	13.61	85.21
4	0.58	1608.75	37.38	162.47
5	0.78	2145.00	78.48	262.83
6	0.98	2681.25	141.39	386.35
7	1.17	3217.50	230.72	534.00
8	1.36	3753.75	351.34	707.47
9	1.56	4290.00	508.35	907.28
10	1.76	4826.25	706.89	1133.40
11	1.95	5362.50	952.08	1385.78
12	2.15	5898.75	1249.04	1664.27
13	2.34	6435.00	1602.70	1966.23
14	2.54	6971.25	2016.90	2283.98
15	2.73	7507.50	2494.19	2613.42
16	2.93	8043.75	3037.13	2958.40
17	3.12	8580.00	3649.38	3324.92
18	3.31	9116.25	4335.35	3714.52
19	3.51	9652.50	5099.55	4127.23
20	3.71	10188.75	5946.47	4563.03
21	3.90	10725.00	6880.43	5018.18

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 10

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.08	-27.17	-679.20
3	0.16	-108.67	-1358.40
4	0.24	-244.51	-2037.60
5	0.32	-434.69	-2716.80
6	0.40	-679.20	-3396.00
7	0.48	-978.05	-4075.20
8	0.56	-1331.23	-4754.40
9	0.64	-1737.30	-5372.49
10	0.72	-2186.75	-5838.31
11	0.80	-2667.34	-6150.97

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	2805.79	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2703.29	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	751.48	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.11	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	15.54	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52.63	[°]		
Incremento sismico della spinta	218.17	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.11	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.13	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4992.00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.40	[m]	Y = -1.95	[m]
Inerzia del muro	545.41	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-272.71	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	181.51	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-90.76	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3640.42	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	20438.45	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	9853.98	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	18986.83	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	20438.45	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3640.42	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.50	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1.34	[m]		
Risultante in fondazione	20760.12	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.10	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	10283.68	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.93
--	------

Stabilità globale muro + terreno**Combinazione n° 14**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.55 Y[m]= 0.39

Raggio del cerchio R[m]= 5.69

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.52

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4.14

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 3.02

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	493.04	77.20	480.78	1.74	20.22	0.00	0.00
2	1238.25	64.05	1113.41	0.88	24.79	0.00	0.00
3	1662.36	56.12	1380.03	0.69	25.66	0.02	0.00
4	2048.30	49.63	1560.45	0.60	32.01	0.19	0.00
5	2399.51	43.92	1664.54	0.54	32.01	0.19	0.00
6	2689.31	38.73	1682.64	0.50	32.01	0.19	0.00
7	2931.30	33.90	1634.80	0.47	32.01	0.19	0.00
8	3133.84	29.32	1534.83	0.44	32.01	0.19	0.00
9	3287.09	24.95	1386.62	0.43	32.01	0.19	0.00
10	3374.01	20.73	1194.16	0.41	32.01	0.19	0.00
11	3867.11	16.62	1106.10	0.40	32.01	0.19	0.00
12	4894.02	12.60	1067.55	0.40	32.01	0.19	0.00
13	4945.98	8.64	743.10	0.39	32.01	0.19	0.00
14	3276.26	4.72	269.82	0.39	32.01	0.19	0.00
15	1362.51	0.83	19.71	0.39	32.01	0.19	0.00
16	1356.11	-3.06	-72.44	0.39	32.01	0.19	0.00
17	1327.26	-6.97	-161.00	0.39	32.01	0.19	0.00
18	1275.56	-10.91	-241.33	0.39	32.01	0.19	0.00
19	1200.25	-14.90	-308.57	0.40	32.01	0.19	0.00
20	1100.16	-18.96	-357.54	0.41	32.01	0.19	0.00
21	973.60	-23.13	-382.52	0.42	32.01	0.19	0.00
22	818.21	-27.44	-377.04	0.44	32.01	0.19	0.00
23	630.70	-31.92	-333.47	0.46	32.01	0.19	0.00
24	406.34	-36.63	-242.47	0.48	32.01	0.19	0.00
25	138.20	-41.66	-91.86	0.52	32.01	0.19	0.00

$$\Sigma W_i = 50829.28 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 14270.30 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 27714.43 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 18642.75 \text{ [kg]}$$

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	536.25	697.13	0.69	2.65	10.63	31.05
3	0.39	1072.50	1394.25	5.53	13.61	42.54	85.21
4	0.58	1608.75	2091.38	18.66	37.38	95.71	162.47
5	0.78	2145.00	2788.50	44.24	78.48	170.16	262.83
6	0.98	2681.25	3485.63	86.41	141.39	265.91	386.35
7	1.17	3217.50	4182.75	149.39	230.72	383.88	534.00
8	1.36	3753.75	4879.88	237.67	351.34	525.62	707.47
9	1.56	4290.00	5577.00	355.96	508.35	691.61	907.28
10	1.76	4826.25	6274.13	508.97	706.89	881.81	1133.40
11	1.95	5362.50	6971.25	701.44	952.08	1096.19	1385.78
12	2.15	5898.75	7668.38	938.06	1249.04	1334.61	1664.27
13	2.34	6435.00	8365.50	1223.36	1602.70	1588.63	1966.23
14	2.54	6971.25	9062.63	1560.90	2016.90	1848.36	2283.98
15	2.73	7507.50	9759.75	1953.03	2494.19	2117.13	2613.42
16	2.93	8043.75	10456.88	2402.08	3037.13	2393.93	2958.40
17	3.12	8580.00	11154.00	2911.44	3649.38	2683.93	3324.92
18	3.31	9116.25	11851.13	3485.17	4335.35	2991.43	3714.52
19	3.51	9652.50	12548.25	4127.40	5099.55	3316.90	4127.23
20	3.71	10188.75	13245.38	4811.43	5946.47	3660.36	4563.03
21	3.90	10725.00	13942.50	5560.00	6880.43	4018.92	5018.18

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	536.25	536.25	0.55	1.10	8.50	14.18
3	0.39	1072.50	1072.50	4.42	6.66	34.00	45.80
4	0.58	1608.75	1608.75	14.92	20.10	76.49	94.86
5	0.78	2145.00	2145.00	35.36	44.79	135.98	161.35
6	0.98	2681.25	2681.25	69.05	84.15	212.47	245.27
7	1.17	3217.50	3217.50	119.34	141.59	306.19	346.86
8	1.36	3753.75	3753.75	189.68	220.67	418.52	467.55
9	1.56	4290.00	4290.00	283.86	325.28	550.86	608.77
10	1.76	4826.25	4826.25	405.82	459.44	703.36	770.66
11	1.95	5362.50	5362.50	559.48	627.17	875.95	953.15
12	2.15	5898.75	5898.75	748.75	832.50	1068.58	1156.21
13	2.34	6435.00	6435.00	977.50	1079.40	1280.69	1379.24
14	2.54	6971.25	6971.25	1249.19	1371.41	1507.81	1617.67
15	2.73	7507.50	7507.50	1566.08	1710.84	1743.46	1864.86
16	2.93	8043.75	8043.75	1929.62	2099.19	1986.72	2119.84
17	3.12	8580.00	8580.00	2341.70	2538.40	2242.45	2387.62
18	3.31	9116.25	9116.25	2805.25	3031.47	2514.73	2672.37
19	3.51	9652.50	9652.50	3323.55	3581.76	2804.00	2974.55
20	3.71	10188.75	10188.75	3899.92	4192.67	3110.27	3294.17
21	3.90	10725.00	10725.00	4537.52	4867.47	3430.82	3628.43

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.08	-35.32	-27.17	-882.96	-679.20
3	0.16	-141.27	-108.67	-1765.92	-1358.40
4	0.24	-317.26	-244.50	-2618.41	-2035.19
5	0.32	-557.31	-432.37	-3364.45	-2645.91
6	0.40	-852.64	-665.33	-4000.41	-3162.34
7	0.48	-1194.44	-935.83	-4533.47	-3584.49
8	0.56	-1573.91	-1236.33	-5021.48	-3912.35
9	0.64	-1982.25	-1559.29	-5412.40	-4145.92
10	0.72	-2410.64	-1897.17	-5838.31	-4253.02
11	0.80	-2869.60	-2242.41	-6150.97	-4235.60

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.08	-27.17	-26.90	-679.20	-663.60
3	0.16	-108.45	-104.21	-1344.07	-1256.41
4	0.24	-240.09	-225.91	-1933.37	-1773.62
5	0.32	-415.58	-385.97	-2440.12	-2215.21
6	0.40	-628.31	-578.33	-2864.31	-2581.18
7	0.48	-871.67	-796.94	-3205.97	-2871.54
8	0.56	-1139.07	-1035.76	-3465.07	-3086.28
9	0.64	-1423.88	-1288.73	-3641.63	-3225.42
10	0.72	-1719.52	-1549.81	-3735.63	-3288.93
11	0.80	-2019.38	-1812.94	-3747.10	-3276.83

3.2 FASE DI ESERCIZIO

Nelle fase di costruzione la spalla sarà sollecitata dalla spinta del terreno, dalle azioni permanenti ed accidentali trasmesse dal dall'impalcato del ponte e sarà vincolata in testa dall'impalcato stesso.

La verifica della spalla è eseguita dal programma di calcolo per metro di profondità. Si valutano quindi le azioni da applicare in testa alla spalla del ponte, per metro di lunghezza, nelle condizioni di esercizio. Per lo stato limite ultimo i coefficienti moltiplicativi verranno dati come input nel programma di calcolo.

Permanenti strutturali:

$$G_{11} = 1.35 \frac{KN}{m} \cdot 2 = 2.70 \frac{KN}{m} \quad \text{Circa 2 Profili metallici a metro di impalcato}$$

$$G_{12} = 5.0 \frac{KN}{m^2} \cdot 1m = 5 \frac{KN}{m} \quad \text{Soletta in ca spessore 20 cm}$$

$$G_{13} = 1.21 \frac{KN}{m} \quad \text{Peso proprio passerella pedonale}$$

$$G_{14} = 25 \frac{KN}{m^3} \cdot 0.3 \cdot 0.66 = 4.95 \frac{KN}{m} \quad \text{Cordolo in cls}$$

Permanenti non strutturali:

$$G_{21} = 8.50 \frac{KN}{m^2} \cdot 1m = 8.50 \frac{KN}{m} \quad \text{Riempimento tra i profili spessore 34 cm}$$

$$G_{21} = 1.30 \frac{KN}{m^2} \cdot 1m = 1.30 \frac{KN}{m} \quad \text{Manto bituminoso}$$

$$G_{23} = 0.071 \frac{KN}{m} \quad \text{Tavolato passerella}$$

I carichi permanenti strutturali per metro di sezione trasversale di impalcato agli appoggi valgono:

$$G_{PA} = 23.8 \frac{KN}{m}$$

I carichi permanenti strutturali per metro di sezione trasversale di impalcato in mezzeria valgono:

$$G_{PM} = 15.3 \frac{KN}{m}$$

Accidentali:

$$Q_{k11} = 9.0 \frac{KN}{m^2} \cdot 1m = 9 \frac{KN}{m} \quad \text{Accidentale distribuito traffico}$$

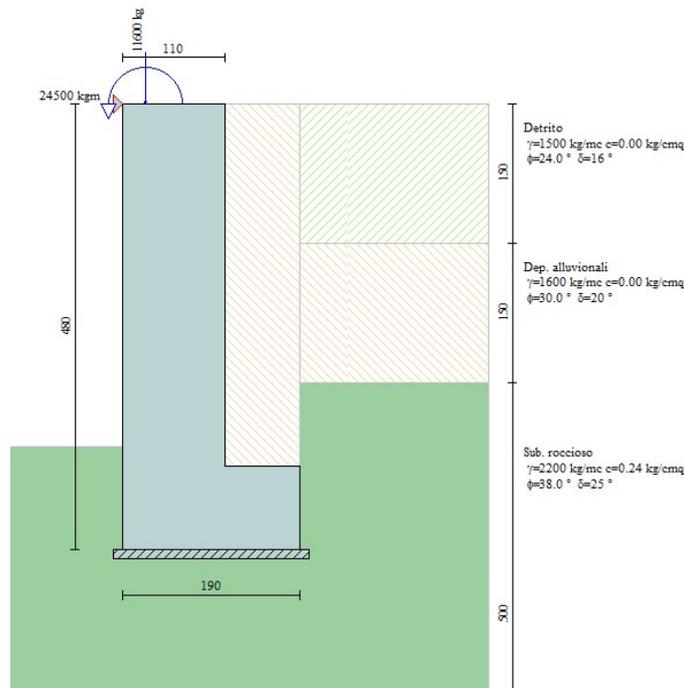
$$Q_{k12} = 76.5KN \quad \text{Accidentale concentrato (Coppia di forze da 76.5KN ciascuna)}$$

$$Q_{k2} = 3.60 \frac{KN}{m} \quad \text{Accidentale distribuito passerella pedonale}$$

$$Q_{k31} = 0.8 \frac{KN}{m^2} \cdot 1m = 0.8 \frac{KN}{m} \quad \text{Accidentale neve impalcato ponte}$$

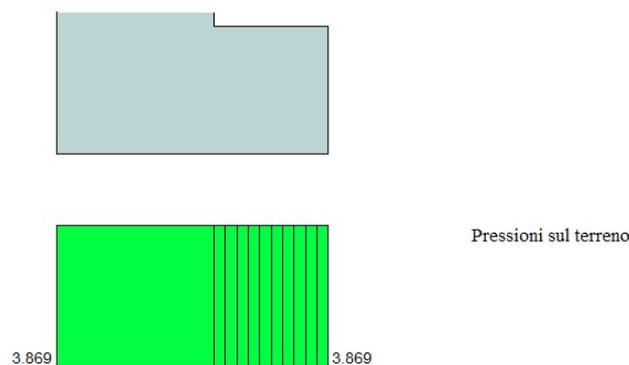
I carichi accidentali per metro di sezione trasversale di impalcato valgono:

Si riporta di seguito lo schema di calcolo implementato. Le reazioni sono applicate ad una distanza di circa 25 cm dal bordo della spalla avendo ipotizzato che la distribuzione delle tensioni al di sotto dell'appoggio dell'impalcato abbia andamento triangolare.



3.2.1 VERIFICA DELLE TENSIONI IN FONDAZIONE

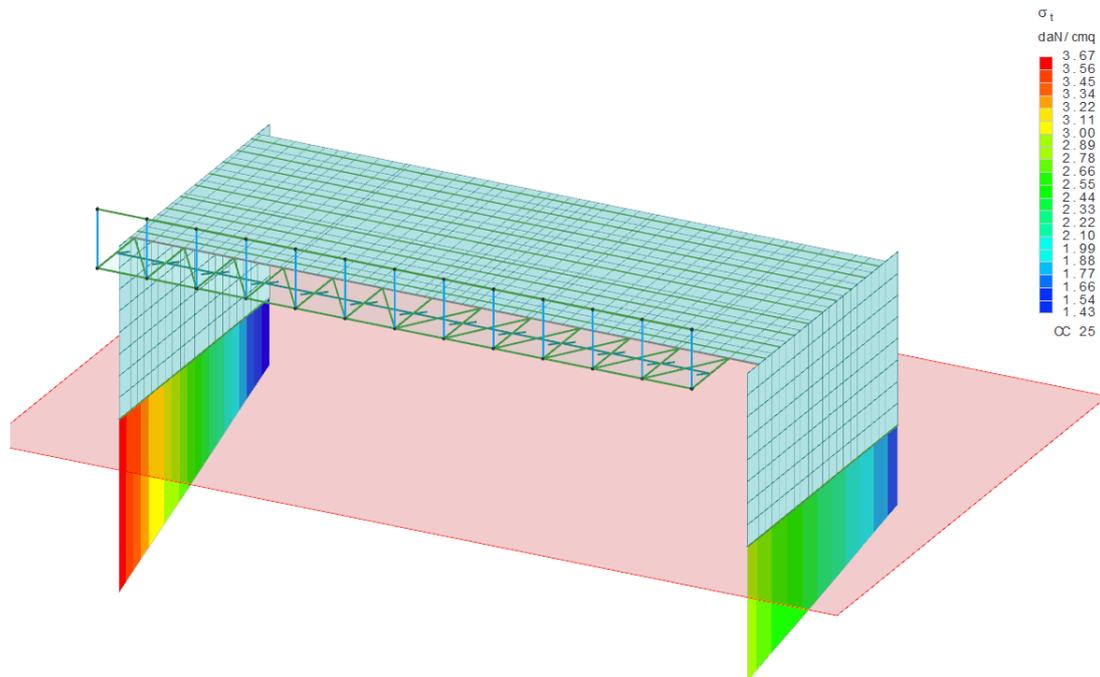
3.2.1.1 Approccio 1 [combinazione 1]



In figura è riportato un diagramma a bande di colore che rappresenta la distribuzione delle tensioni massime indotte sul terreno di fondazione dalla struttura, nella combinazione 1 dell'approccio 1 (comb.10 di aztec).

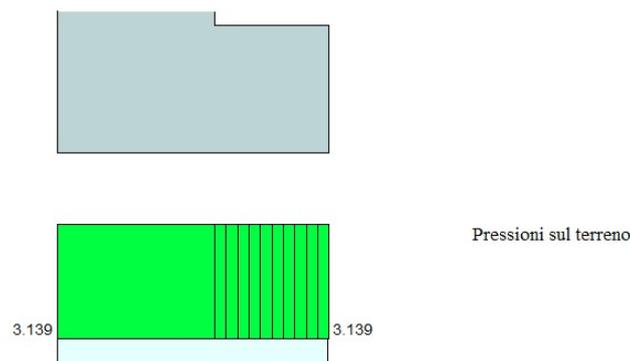
Come si nota dal diagramma, le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte raggiungono un valore massimo pari a 3.87 daN/cm². La tensione indotta sul terreno di fondazione risulta compatibile con la capacità portante del complesso terreno-fondazioni, valutata in base alla stessa combinazione [A1-M1-R1] pari a 9.66 daN/cm².

Si riportano i valori delle tensioni in fondazioni valutati attraverso il programma Modest avendo simulato le fondazioni come travi su terreno alla Winkler con coefficiente di sottofondo 100 daN/cm³



Come si nota dal diagramma, le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte maggiormente sollecitata raggiungono un valore massimo pari a 3.67 daN/cm² paragonabile a quello calcolato precedentemente 3.87 daN/cm².

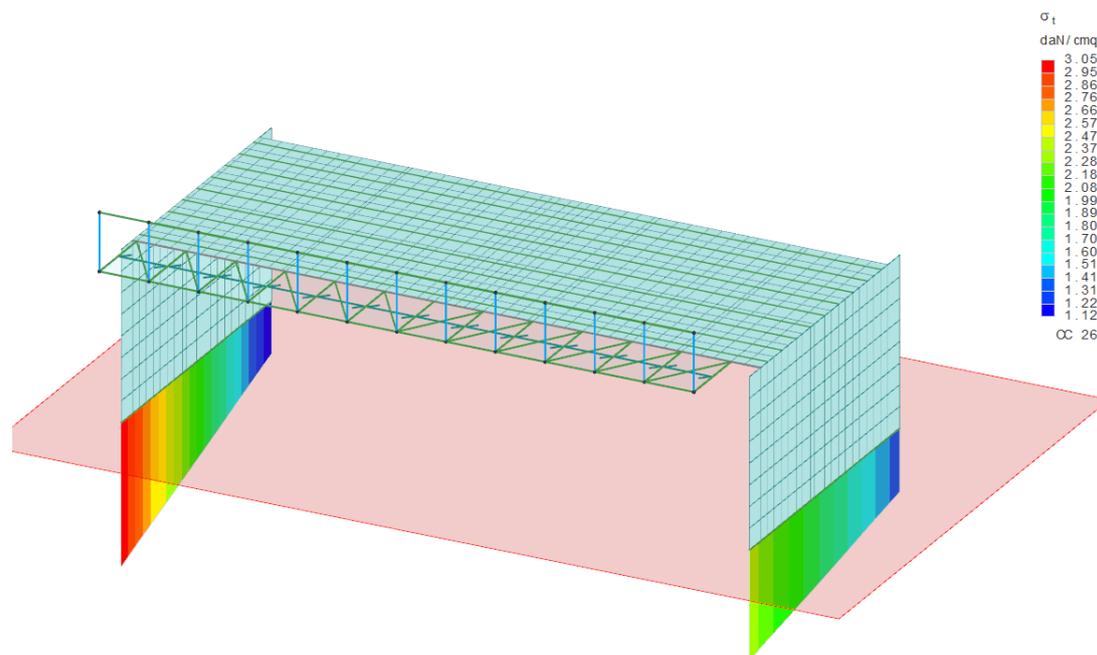
3.2.1.2 **Approccio 1 [combinazione 2]**



In figura è riportato un diagramma a bande di colore che rappresenta la distribuzione delle tensioni massime indotte sul terreno di fondazione dalla struttura, nella combinazione 2 dell'approccio 1 (comb.4 di aztec).

Come si nota dal diagramma, le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte raggiungono un valore massimo pari a 3.14 daN/cm². La tensione indotta sul terreno di fondazione risulta compatibile con la capacità portante del complesso terreno-fondazioni, valutata in base alla stessa combinazione [A1-M1-R1] pari a 4.66 daN/cm²

Come prima si riportano i valori delle tensioni in fondazioni valutati attraverso il programma Modest avendo simulato le fondazioni come travi su terreno alla Winkler con coefficiente di sottofondo 100 daN/cm³



Anche in questa combinazione dei carichi le pressioni indotte sul terreno dalla spalla del ponte maggiormente sollecitata raggiungono un valore massimo pari a 3.05 daN/cm² paragonabile a quello calcolato precedentemente 3.13 daN/cm².

3.2.2 RISULTATI DELL'ELABORAZIONE NUMERICA

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniaassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE**Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

<i>Descrizione</i>	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3.90 [m]
Spessore in sommità	1.10 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	6.45 [m]
Vincolo in testa	

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.80 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.90 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.90 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	407.9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	343054.09 [kg/cm ²]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588.0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro**Simbologia adottata e sistema di riferimento**

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.20 [m]

Descrizione terreni**Simbologia adottata**

Nr. Indice del terreno
 Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c _a
Detrito	1500	1800	24.00	16.00	0.000	0.000
Dep. alluvionali	1600	2000	30.00	20.00	0.000	0.000
Sub. roccioso	2200	2500	38.00	25.33	0.240	0.000

Stratigrafia**Simbologia adottata**

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1.50	0.00	0.00	0.00	Detrito
2	1.50	0.00	0.00	0.00	Dep. alluvionali
3	5.00	0.00	19.71	0.00	Sub. roccioso

Terreno di riempimento Dep. alluvionali

Condizioni di carico**Simbologia e convenzioni di segno adottate**

Carichi verticali positivi verso il basso.
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
 Momento positivo senso antiorario.
 X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
 M Momento espresso in [kgm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
 Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
 D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

C	Paramento	$X=-0.85$	$Y=0.00$	$F_x=0.00$	$F_y=11600.00$	$M=24500.00$
---	-----------	-----------	----------	------------	----------------	--------------

Condizione n° 2 (Condizione 2)

C	Paramento	$X=-0.85$	$Y=0.00$	$F_x=9311.00$	$F_y=21000.00$	$M=51000.00$
---	-----------	-----------	----------	---------------	----------------	--------------

Descrizione combinazioni di carico*Simbologia adottata*

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

 γ Coefficiente di partecipazione della condizione Ψ Coefficiente di combinazione della condizioneCombinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 2	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 32 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 33 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 34 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 35 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 36 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 39 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$
 Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_t < 0.80 f_{yk}$
 Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS _{SCO}	CS _{RIB}	CS _{QLIM}	CS _{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	26.60	--
2	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	22.80	--
3	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	25.54	--
4	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	23.65	--
5	A2-M2 - [1]	--	99.99	--	12.39	--
6	EQU - [1]	--	--	7.81	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.14
8	A1-M1 - [2]	--	99.99	--	13.30	--
9	A1-M1 - [2]	--	99.99	--	14.19	--
10	A1-M1 - [2]	--	99.99	--	13.03	--
11	A1-M1 - [2]	--	99.99	--	13.88	--
12	A2-M2 - [2]	--	99.99	--	6.72	--
13	EQU - [2]	--	--	11.27	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2.61
15	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	28.32	--
16	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	30.70	--
17	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	11.78	--
18	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	12.78	--
19	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.65	--	--
20	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.63	--	--
21	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.47
22	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.52
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.47	--
24	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	18.35	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	7.28	--
26	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	7.65	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	7.89	--	--
28	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7.82	--	--
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.19
30	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.23
31	SLEQ - [1]	--	99.99	--	17.97	--
32	SLEF - [1]	--	99.99	--	17.97	--
33	SLER - [1]	--	99.99	--	17.97	--
34	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.77	--
35	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	18.13	--
36	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.77	--
37	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	18.13	--
38	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.77	--
39	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	18.13	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.23 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 12.54$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.27$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.50 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.10$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.55$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0
Lunghezza del muro 6.45 [m]

Peso muro 15000.00 [kg]
Baricentro del muro X=-0.44 Y=-2.63

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 0.80 Y = -4.80
Punto superiore superficie di spinta X = 0.80 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta 4.80 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale) 0.00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	2886.24	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2731.10	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	933.54	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	18.87	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54.97	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4992.00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.40	[m]	Y = -1.95	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	15080	[kg]
Reazione vincolare	10563	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	-7831.40	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	36005.54	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	36005.54	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-7831.40	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.90	[m]
Risultante in fondazione	36847.39	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-12.27	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	957754.45	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.90	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1.8950	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	1.8950	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 77.50$	$N_q = 61.55$	$N_\gamma = 80.93$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 77.50$	$N'_q = 61.55$	$N'_\gamma = 80.93$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	26.60

Sollecitazioni paramentoCombinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	15080.00	36374.00	-10562.50
2	0.20	15616.25	34315.03	-10551.45
3	0.39	16152.50	32260.37	-10518.31
4	0.58	16688.75	30214.33	-10463.07
5	0.78	17225.00	28181.21	-10385.73
6	0.98	17761.25	26165.33	-10286.29
7	1.17	18297.50	24171.01	-10164.46
8	1.36	18833.75	22202.76	-10018.43
9	1.56	19370.00	20265.52	-9846.38
10	1.76	19906.25	18364.38	-9648.13
11	1.95	20442.50	16504.44	-9423.77
12	2.15	20978.75	14690.80	-9173.34
13	2.34	21515.00	12928.50	-8897.61
14	2.54	22051.25	11222.01	-8602.35
15	2.73	22587.50	9574.27	-8296.00
16	2.93	23123.75	7987.18	-7979.77
17	3.12	23660.00	6463.21	-7647.31
18	3.31	24196.25	5006.13	-7293.36
19	3.51	24732.50	3620.24	-6917.31
20	3.71	25268.75	2309.82	-6519.15
21	3.90	25805.00	1079.02	-6102.43

Sollecitazioni fondazione di monteCombinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.08	27.48	687.06
3	0.16	109.93	1374.13
4	0.24	247.34	2061.19
5	0.32	439.72	2748.25
6	0.40	687.06	3435.31
7	0.48	989.37	4122.38
8	0.56	1346.64	4809.44
9	0.64	1758.88	5496.50
10	0.72	2226.08	6183.56
11	0.80	2748.25	6870.63

Armature e tensioni nei materiali del muroCombinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]M_u momento ultimo espresso in [kgm]

CS coefficiente sicurezza sezione

VR_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]VR_{sd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]VR_d Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	30.54	15.27	63881	-154085	4.24	42063	--	--
2	0.20	100, 110	30.54	15.27	71743	-157648	4.59	42141	--	--
3	0.39	100, 110	30.54	15.27	81043	-161862	5.02	42219	--	--
4	0.58	100, 110	30.54	15.27	92195	-166916	5.52	167282	945425	167282
5	0.78	100, 110	30.54	15.27	105787	-173075	6.14	167282	945659	167282
6	0.98	100, 110	30.54	15.27	122682	-180731	6.91	167282	945892	167282
7	1.17	100, 110	30.54	15.27	144193	-190479	7.88	167282	946126	167282
8	1.36	100, 110	36.57	15.27	202658	-238910	10.76	334564	946360	334564
9	1.56	100, 110	30.54	21.30	214903	-224839	11.09	167282	946593	167282
10	1.76	100, 110	30.54	21.30	269308	-248448	13.53	167282	946827	167282
11	1.95	100, 110	30.54	21.30	339891	-274414	16.63	167282	947061	167282
12	2.15	100, 110	30.54	21.30	436621	-305753	20.81	334564	947294	334564
13	2.34	100, 110	30.54	21.30	564794	-339388	26.25	334564	947528	334564
14	2.54	100, 110	30.54	27.33	751118	-382249	34.06	167282	947762	167282
15	2.73	100, 110	30.54	27.33	940860	-398807	41.65	167282	947995	167282
16	2.93	100, 110	30.54	27.33	1127229	-389356	48.75	167282	948229	167282
17	3.12	100, 110	30.54	33.36	1345029	-367422	56.85	43309	--	--
18	3.31	100, 110	30.54	33.36	1547338	-320140	63.95	43387	--	--
19	3.51	100, 110	30.54	33.36	1753089	-256609	70.88	43465	--	--
20	3.71	100, 110	30.54	33.36	1850241	-169131	73.22	43543	--	--
21	3.90	100, 110	30.54	33.36	1899503	-79426	73.61	43621	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazioneCombinazione n° 1

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzio normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 90	12.06	12.06	0	0	1000.00	32391	--	--
2	0.08	100, 90	12.06	12.06	0	40489	1473.28	32391	--	--
3	0.16	100, 90	12.06	12.06	0	40489	368.32	32391	--	--
4	0.24	100, 90	12.06	12.06	0	40489	163.70	32391	--	--
5	0.32	100, 90	12.06	12.06	0	40489	92.08	32391	--	--
6	0.40	100, 90	12.06	12.06	0	40489	58.93	32391	--	--
7	0.48	100, 90	12.06	12.06	0	40489	40.92	32391	--	--
8	0.56	100, 90	12.06	12.06	0	40489	30.07	32391	--	--
9	0.64	100, 90	12.06	12.06	0	40489	23.02	32391	--	--
10	0.72	100, 90	12.06	12.06	0	40489	18.19	32391	--	--
11	0.80	100, 90	18.10	12.06	0	40481	14.73	32391	--	--

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	2805.79	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2703.29	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	751.48	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.11	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	15.54	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52.63	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4992.00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.40	[m]	Y = -1.95	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	12104	[kg]
Componente dir. Y	38900	[kg]
Reazione vincolare	38382	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	-23574.44	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	59643.48	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	59643.48	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-23574.44	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.90	[m]
Risultante in fondazione	64133.44	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-21.57	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	400590.04	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.90	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	3.1391	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	3.1391	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 44.06$	$N_q = 28.54$	$N_\gamma = 27.36$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 44.06$	$N'_q = 28.54$	$N'_\gamma = 27.36$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.72

Sollecitazioni paramentoCombinazione n° 12

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	38900.00	102470.00	-26277.73
2	0.20	39436.25	97346.53	-26267.09
3	0.39	39972.50	92227.22	-26235.19
4	0.58	40508.75	87116.19	-26182.01
5	0.78	41045.00	82017.61	-26107.57
6	0.98	41581.25	76935.63	-26011.81
7	1.17	42117.50	71874.45	-25893.85
8	1.36	42653.75	66838.58	-25752.11
9	1.56	43190.00	61832.71	-25586.12
10	1.76	43726.25	56861.56	-25395.91
11	1.95	44262.50	51929.87	-25181.53
12	2.15	44798.75	47042.33	-24943.11
13	2.34	45335.00	42203.48	-24683.09
14	2.54	45871.25	37416.87	-24408.53
15	2.73	46407.50	32684.84	-24123.22
16	2.93	46943.75	28009.73	-23823.59
17	3.12	47480.00	23394.94	-23504.14
18	3.31	48016.25	18844.50	-23163.44
19	3.51	48552.50	14362.58	-22801.47
20	3.71	49088.75	9953.31	-22418.24
21	3.90	49625.00	5620.67	-22017.20

Sollecitazioni fondazione di monteCombinazione n° 12

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.08	73.28	1832.10
3	0.16	293.14	3664.21
4	0.24	659.56	5496.31
5	0.32	1172.55	7328.42
6	0.40	1832.10	9160.52
7	0.48	2638.23	10992.63
8	0.56	3590.92	12824.73
9	0.64	4690.19	14656.83
10	0.72	5936.02	16488.94
11	0.80	7328.42	18321.04

Armature e tensioni nei materiali del muro**Combinazione n° 12**

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	30.54	15.27	57375	-151137	1.47	45523	--	--
2	0.20	100, 110	30.54	15.27	62093	-153275	1.57	45601	--	--
3	0.39	100, 110	30.54	15.27	67492	-155721	1.69	45678	--	--
4	0.58	100, 110	30.54	15.27	73723	-158545	1.82	167282	955803	167282
5	0.78	100, 110	30.54	15.27	80990	-161838	1.97	167282	956037	167282
6	0.98	100, 110	30.54	15.27	89569	-165726	2.15	167282	956270	167282
7	1.17	100, 110	30.54	15.27	99841	-170380	2.37	167282	956504	167282
8	1.36	100, 110	36.57	15.27	132741	-208006	3.11	334564	956738	334564
9	1.56	100, 110	30.54	21.30	129389	-185239	3.00	167282	956971	167282
10	1.76	100, 110	30.54	21.30	149670	-194630	3.42	167282	957205	167282
11	1.95	100, 110	30.54	21.30	176473	-207042	3.99	167282	957439	167282
12	2.15	100, 110	30.54	21.30	213494	-224186	4.77	334564	957672	334564
13	2.34	100, 110	30.54	21.30	265299	-246973	5.85	334564	957906	334564
14	2.54	100, 110	30.54	27.33	341618	-278655	7.45	167282	958139	167282
15	2.73	100, 110	30.54	27.33	444777	-313257	9.58	167282	958373	167282
16	2.93	100, 110	30.54	27.33	590088	-352085	12.57	167282	958607	167282
17	3.12	100, 110	30.54	33.36	809352	-398794	17.05	46769	--	--
18	3.31	100, 110	30.54	33.36	1050336	-412216	21.87	46847	--	--
19	3.51	100, 110	30.54	33.36	1283991	-379824	26.45	46925	--	--
20	3.71	100, 110	30.54	33.36	1560861	-316483	31.80	47002	--	--
21	3.90	100, 110	30.54	33.36	1829337	-207196	36.86	47080	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione**Combinazione n° 12**

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VR _{sd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VR _d	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 90	12.06	12.06	0	0	1000.00	32391	--	--
2	0.08	100, 90	12.06	12.06	0	40489	552.50	32391	--	--
3	0.16	100, 90	12.06	12.06	0	40489	138.12	32391	--	--
4	0.24	100, 90	12.06	12.06	0	40489	61.39	32391	--	--
5	0.32	100, 90	12.06	12.06	0	40489	34.53	32391	--	--
6	0.40	100, 90	12.06	12.06	0	40489	22.10	32391	--	--
7	0.48	100, 90	12.06	12.06	0	40489	15.35	32391	--	--
8	0.56	100, 90	12.06	12.06	0	40489	11.28	32391	--	--
9	0.64	100, 90	12.06	12.06	0	40489	8.63	32391	--	--
10	0.72	100, 90	12.06	12.06	0	40489	6.82	32391	--	--
11	0.80	100, 90	18.10	12.06	0	40481	5.52	32391	--	--

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	2805.79	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2703.29	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	751.48	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.11	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	15.54	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52.63	[°]		
Incremento sismico della spinta	929.73	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.80	[m]	Y = -2.38	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.01	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	4992.00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.40	[m]	Y = -1.95	[m]
Inerzia del muro	1880.73	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-940.37	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	625.91	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-312.95	[kg]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1454	[kg]
Componente dir. Y	11600	[kg]
Reazione vincolare	11541	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	-3981.21	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	31339.16	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	34355.30	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	193563.72	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	31339.16	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-3981.21	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.90	[m]
Risultante in fondazione	31591.03	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-7.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0.00	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.63
--	------

Stabilità globale muro + terreno**Combinazione n° 29**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3.10 Y[m]= 0.00

Raggio del cerchio R[m]= 6.18

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.06

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.09

Larghezza della striscia dx[m]= 0.45

Coefficiente di sicurezza C= 2.19

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	777.13	79.05	762.99	2.35	21.42	0.00	0.00
2	1902.17	63.48	1701.98	1.00	26.40	0.04	0.00
3	2582.90	55.22	2121.53	0.78	32.01	0.19	0.00
4	3144.74	48.48	2354.57	0.67	32.01	0.19	0.00
5	3592.48	42.56	2429.69	0.61	32.01	0.19	0.00
6	3893.31	37.16	2351.67	0.56	32.01	0.19	0.00
7	4260.61	32.13	2265.73	0.53	32.01	0.19	0.00
8	5914.99	27.36	2718.37	0.50	32.01	0.19	0.00
9	38692.10	22.79	14988.67	0.48	32.01	0.19	0.00
10	3617.02	18.37	1140.11	0.47	32.01	0.19	0.00
11	2249.58	14.07	546.74	0.46	32.01	0.19	0.00
12	2342.29	9.84	400.25	0.45	32.01	0.19	0.00
13	2401.90	5.67	237.12	0.45	32.01	0.19	0.00
14	2429.40	1.52	64.54	0.45	32.01	0.19	0.00
15	2425.24	-2.61	-110.56	0.45	32.01	0.19	0.00
16	2389.33	-6.76	-281.33	0.45	32.01	0.19	0.00
17	2321.12	-10.95	-440.78	0.45	32.01	0.19	0.00
18	2219.45	-15.19	-581.64	0.46	32.01	0.19	0.00
19	2082.53	-19.53	-696.05	0.47	32.01	0.19	0.00
20	1907.74	-23.98	-775.33	0.49	32.01	0.19	0.00
21	1691.29	-28.59	-809.46	0.51	32.01	0.19	0.00
22	1427.80	-33.42	-786.47	0.53	32.01	0.19	0.00
23	1109.32	-38.54	-691.19	0.57	32.01	0.19	0.00
24	723.55	-44.06	-503.15	0.62	32.01	0.19	0.00
25	249.88	-50.16	-191.87	0.70	32.01	0.19	0.00

$\Sigma W_i = 96347.89$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 28216.14$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 52811.32$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 23672.98$ [kg]

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	11600.00	46580.00	27980.00	122324.00	-31361.88	-8483.98
2	0.20	12136.25	47277.13	25965.08	116294.90	-31350.83	-8473.34
3	0.39	12672.50	47974.25	23980.53	110270.11	-31317.68	-8441.44
4	0.58	13208.75	48671.38	22030.49	104253.93	-31262.44	-8388.26
5	0.78	13745.00	49368.50	20119.11	98250.68	-31185.10	-8313.82
6	0.98	14281.25	50065.63	18250.54	92264.67	-31085.66	-8218.06
7	1.17	14817.50	50762.75	16429.00	86300.22	-30963.83	-8100.10
8	1.36	15353.75	51459.88	14658.98	80361.84	-30817.80	-7958.36
9	1.56	15890.00	52157.00	12945.18	74454.46	-30645.76	-7792.37
10	1.76	16426.25	52854.13	11292.33	68583.19	-30447.50	-7602.16
11	1.95	16962.50	53551.25	9705.15	62753.13	-30223.15	-7387.78
12	2.15	17498.75	54248.38	8188.33	56969.35	-29972.72	-7149.36
13	2.34	18035.00	54945.50	6746.42	51236.91	-29696.98	-6889.34
14	2.54	18571.25	55642.63	5382.97	45560.30	-29401.73	-6614.78
15	2.73	19107.50	56339.75	4100.31	39942.43	-29095.37	-6282.51
16	2.93	19643.75	57036.88	2900.80	34385.21	-28779.14	-5912.45
17	3.12	20180.00	57734.00	1787.82	28891.10	-28446.69	-5478.90
18	3.31	20716.25	58431.13	765.42	23463.89	-28092.73	-5003.75
19	3.51	21252.50	59128.25	-162.26	18107.86	-27716.68	-4507.33
20	3.71	21788.75	59825.38	-991.06	12827.32	-27318.53	-3989.65
21	3.90	22325.00	60522.50	-1717.02	7626.38	-26901.81	-3454.16

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	32600.00	32600.00	85280.00	85280.00	-22513.58	-21889.29
2	0.20	33136.25	33136.25	80895.30	81012.14	-22454.84	-21880.79
3	0.39	33672.50	33672.50	76523.72	76747.60	-22379.11	-21855.29
4	0.58	34208.75	34208.75	72168.56	72489.68	-22286.38	-21812.80
5	0.78	34745.00	34745.00	67833.13	68241.71	-22176.65	-21753.30
6	0.98	35281.25	35281.25	63520.77	64007.00	-22049.92	-21676.81
7	1.17	35817.50	35817.50	59234.78	59788.87	-21905.97	-21583.10
8	1.36	36353.75	36353.75	54978.65	55590.80	-21743.40	-21470.77
9	1.56	36890.00	36890.00	50756.16	51416.58	-21568.25	-21338.42
10	1.76	37426.25	37426.25	46571.24	47270.13	-21374.20	-21185.92
11	1.95	37962.50	37962.50	42427.81	43155.37	-21160.07	-21013.34
12	2.15	38498.75	38498.75	38329.79	39076.23	-20925.89	-20820.70
13	2.34	39035.00	39035.00	34281.05	35036.57	-20672.23	-20608.60
14	2.54	39571.25	39571.25	30285.05	31039.85	-20403.56	-20352.70
15	2.73	40107.50	40107.50	26344.03	27088.33	-20145.82	-20066.80
16	2.93	40643.75	40643.75	22450.43	23183.45	-19902.57	-19773.32
17	3.12	41180.00	41180.00	18610.06	19327.13	-19646.83	-19467.34
18	3.31	41716.25	41716.25	14829.25	15522.27	-19374.56	-19144.83
19	3.51	42252.50	42252.50	11111.29	11772.16	-19085.29	-18805.33
20	3.71	42788.75	42788.75	7459.50	8080.11	-18779.02	-18448.82
21	3.90	43325.00	43325.00	3877.05	4449.30	-18458.47	-18078.03

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.08	25.38	88.48	634.52	2211.91
3	0.16	101.52	353.91	1269.03	4423.82
4	0.24	228.43	796.29	1903.55	6635.73
5	0.32	406.09	1415.62	2538.06	8847.64
6	0.40	634.52	2211.91	3172.58	11059.55
7	0.48	913.70	3185.15	3807.09	13271.45
8	0.56	1243.65	4335.34	4441.61	15483.36
9	0.64	1624.36	5662.49	5076.12	17695.27
10	0.72	2055.83	7166.59	5710.64	19907.18
11	0.80	2538.06	8847.64	6345.16	22119.09

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.08	61.82	63.59	1545.48	1589.86
3	0.16	247.28	254.38	3090.96	3179.73
4	0.24	556.37	572.35	4636.43	4769.59
5	0.32	989.11	1017.51	6181.91	6359.45
6	0.40	1545.48	1589.86	7727.39	7949.31
7	0.48	2225.49	2289.40	9272.87	9539.18
8	0.56	3029.14	3116.13	10818.35	11129.04
9	0.64	3956.42	4070.05	12363.83	12718.90
10	0.72	5007.35	5151.16	13909.30	14308.77
11	0.80	6181.91	6359.45	15454.78	15898.63

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 110	30.54	15.27	57375	-151137	1.24	41558	--	--
2	0.20	100, 110	30.54	15.27	62093	-153275	1.32	41636	--	--
3	0.39	100, 110	30.54	15.27	67246	-155610	1.41	41714	--	--
4	0.58	100, 110	30.54	15.27	73167	-158293	1.52	167282	945425	167282
5	0.78	100, 110	30.54	15.27	80048	-161411	1.64	167282	945659	167282
6	0.98	100, 110	30.54	15.27	88136	-165076	1.79	167282	945892	167282
7	1.17	100, 110	30.54	15.27	97773	-169443	1.96	167282	946126	167282
8	1.36	100, 110	36.57	15.27	129341	-206503	2.57	334564	946360	334564
9	1.56	100, 110	30.54	21.30	125253	-183324	2.46	167282	946593	167282
10	1.76	100, 110	30.54	21.30	143872	-191945	2.80	167282	946827	167282
11	1.95	100, 110	30.54	21.30	168206	-203214	3.24	167282	947061	167282
12	2.15	100, 110	30.54	21.30	201323	-218550	3.84	334564	947294	334564
13	2.34	100, 110	30.54	21.30	248960	-240610	4.70	334564	947528	334564
14	2.54	100, 110	30.54	27.33	316207	-269023	5.90	167282	947762	167282
15	2.73	100, 110	30.54	27.33	409693	-302549	7.57	167282	947995	167282
16	2.93	100, 110	30.54	27.33	541019	-251991	9.90	167282	948229	167282
17	3.12	100, 110	30.54	33.36	743835	-164161	13.49	42804	--	--
18	3.31	100, 110	30.54	33.36	976810	-70366	17.54	42882	--	--
19	3.51	100, 110	30.54	33.36	1216347	-12074	21.63	41064	--	--
20	3.71	100, 110	30.54	33.36	1485302	1732	26.16	41142	--	--
21	3.90	100, 110	30.54	33.36	1802078	-2230	30.30	41220	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 110	30.54	15.27	61.74	-2.49	2368.03	-817.82
2	0.20	100, 110	30.54	15.27	58.79	-2.48	2219.73	-779.93
3	0.39	100, 110	30.54	15.27	55.84	-2.47	2071.68	-741.97
4	0.58	100, 110	30.54	15.27	52.89	-2.46	1924.02	-703.97
5	0.78	100, 110	30.54	15.27	49.93	-2.45	1776.89	-665.94
6	0.98	100, 110	30.54	15.27	46.97	-2.44	1630.44	-627.89
7	1.17	100, 110	30.54	15.27	44.02	-2.42	1484.85	-589.81
8	1.36	100, 110	36.57	15.27	38.78	-2.40	1136.92	-525.29
9	1.56	100, 110	30.54	21.30	36.90	-2.38	1185.71	-496.31
10	1.76	100, 110	30.54	21.30	34.05	-2.36	1044.50	-459.58
11	1.95	100, 110	30.54	21.30	31.19	-2.34	905.19	-422.76
12	2.15	100, 110	30.54	21.30	28.33	-2.31	768.26	-385.80
13	2.34	100, 110	30.54	21.30	25.47	-2.28	634.35	-348.64
14	2.54	100, 110	30.54	27.33	21.91	-2.25	496.25	-301.54
15	2.73	100, 110	30.54	27.33	19.10	-2.23	372.44	-264.92
16	2.93	100, 110	30.54	27.33	16.29	-2.20	257.04	-227.84
17	3.12	100, 110	30.54	33.36	13.10	-2.17	149.68	-185.06
18	3.31	100, 110	30.54	33.36	10.55	-2.14	70.49	-150.66
19	3.51	100, 110	30.54	33.36	8.40	-2.11	19.21	-121.18
20	3.71	100, 110	30.54	33.36	6.80	-2.07	-11.70	-98.85
21	3.90	100, 110	30.54	33.36	5.38	-2.04	-32.75	-79.02

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 90	12.06	12.06	0	0	1000.00	32391	--	--
2	0.08	100, 90	12.06	12.06	0	40489	457.63	32391	--	--
3	0.16	100, 90	12.06	12.06	0	40489	114.41	32391	--	--
4	0.24	100, 90	12.06	12.06	0	40489	50.85	32391	--	--
5	0.32	100, 90	12.06	12.06	0	40489	28.60	32391	--	--
6	0.40	100, 90	12.06	12.06	0	40489	18.31	32391	--	--
7	0.48	100, 90	12.06	12.06	0	40489	12.71	32391	--	--
8	0.56	100, 90	12.06	12.06	0	40489	9.34	32391	--	--
9	0.64	100, 90	12.06	12.06	0	40489	7.15	32391	--	--
10	0.72	100, 90	12.06	12.06	0	40489	5.65	32391	--	--
11	0.80	100, 90	18.10	12.06	0	40481	4.58	32391	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100, 90	12.06	12.06	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.08	100, 90	12.06	12.06	0.09	0.22	6.44	-1.01
14	0.16	100, 90	12.06	12.06	0.35	0.43	25.78	-4.06
15	0.24	100, 90	12.06	12.06	0.80	0.65	58.00	-9.13
16	0.32	100, 90	12.06	12.06	1.42	0.86	103.12	-16.23
17	0.40	100, 90	12.06	12.06	2.21	1.08	161.12	-25.36
18	0.48	100, 90	12.06	12.06	3.19	1.30	232.01	-36.52
19	0.56	100, 90	12.06	12.06	4.34	1.51	315.79	-49.71
20	0.64	100, 90	12.06	12.06	5.67	1.73	412.47	-64.92
21	0.72	100, 90	12.06	12.06	7.18	1.95	522.03	-82.17
22	0.80	100, 90	18.10	12.06	8.45	2.16	642.65	-95.64

Si riporta di seguito l'immagine dell'armatura calcolata e verificata. A tergo del muro sono indicati 12 $\Phi 18$ disposti su di un'unica fila. Tale configurazione fornisce lo stesso momento resistente della sezione armata a tergo del muro con doppia fila di $\Phi 18$ disposti a passo 15 cm.

