

Regione Piemonte

CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



COMUNE DI BUSSOLENO

**SISTEMAZIONE IDRAULICA TRATTO TERMINALE RIO
ROCCIAMELONE, TRATTO VIA ROCCIAMELONE-ORRIDO
E SISTEMAZIONE PENDII PARTE APICALE DEL
CONOIDE INTERESSATI DAGLI INCENDI DEL 2017
CUP. B75B18015850001 – PROGETTO ESECUTIVO**

il progettista

ing. Roberto Truffa Giachet

il responsabile del servizio

geom. Luca Vottero



allegato

S

oggetto

**CALCOLI STRUTTURALI: MURO SX
TRATTO 23-34 (INTERVENTO "H")**

rif. 211410

1	25/01/2022	PRIMA EMISSIONE	4	31/10/2024	REVISIONE
2	25/09/2024	INTEGRAZIONI	5	05/05/2025	PROGETTO ESECUTIVO
3	15/10/2024	INTEGRAZIONI	6		
EMISSIONE		NOTE	EMISSIONE		NOTE

data Maggio '25

Progetto: Muro strada
Ditta: Comune di Bussoleno
Comune: Bussoleno (TO)
Progettista: ing. Roberto Truffa Giachet
Direttore dei Lavori: ing. Roberto Truffa Giachet
Impresa:

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno

- Verifica a ribaltamento

- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel

momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\alpha$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2018

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 uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c'		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ		1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c'		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ		1,00	1,00

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

	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	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0,70$ $\Psi_1 = 0,50$ $\Psi_2 = 0,20$

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	3,60 [m]
Spessore in sommità	0,80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	25,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	5,30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	1,00 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico 2500,0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 350,0 [kg/cm²]

Acciaio

Tipo FeB44K
Tensione ammissibile σ_{fa} 2600,0 [kg/cm²]

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	5,00	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 0,00 [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
Terreno 1	1800	2000	35.00	23.33	0,000	0,000
Terreno 2	1800	2000	35.00	23.33	0,000	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	3,60	0,00	2,80	0,00	Terreno 1
2	3,60	0,00	8,81	0,00	Terreno 2

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)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=5,00$	$Q_i=900,00$	$Q_f=900,00$
C	Profilo	$X=0,50$	$F_x=0,00$	$F_y=15000,00$	
C	Profilo	$X=2,50$	$F_x=0,00$	$F_y=15000,00$	

Condizione n° 2 (Condizione 2)

C	Paramento	$X=0,00$	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=0,00$	$M=45000,00$
---	-----------	----------	----------	------------	------------	--------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 5 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 6 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	0,90	1.00	0,90

Combinazione n° 7 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50
Condizione 2	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30

Condizione 2	1.30	0.70	0.91
--------------	------	------	------

Combinazione n° 11 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
Condizione 1	1.50	1.00	1.50
Condizione 2	1.50	0.70	1.05

Combinazione n° 12 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	1.30	0.70	0.91

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
Condizione 1	1.50	0.70	1.05
Condizione 2	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.30	0.70	0.91
Condizione 2	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 15 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
Condizione 1	1.50	0.70	1.05
Condizione 2	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 16 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.30	0.70	0.91
Condizione 2	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	---

Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 21 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 25 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 26 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 27 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 28 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 29 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 30 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 31 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 32 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
----------------	------	------	------

Combinazione n° 33 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 34 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 35 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 36 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 37 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 38 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 39 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 40 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 41 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30

Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
Condizione 2	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 42 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 2	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 43 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
Condizione 2	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 44 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 2	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 45 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 46 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.50	0.50
Condizione 2	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 47 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 2	1.00	0.50	0.50
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 48 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	1.00	1,00
Condizione 2	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 49 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 2	1.00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 50 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Condizione 2	1.00	0.20	0.20
--------------	------	------	------

Combinazione n° 51 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	0.20	0.20
Condizione 2	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 52 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	0.50	0.50
Condizione 2	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 53 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	0.50	0.50
Condizione 2	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 54 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 2	1,00	0.50	0.50
Condizione 1	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 55 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 2	1,00	0.50	0.50
Condizione 1	1,00	0.20	0.20

Combinazione n° 56 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	1,00	1,00
Condizione 2	1,00	0.70	0.70

Combinazione n° 57 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	1,00	1,00
Condizione 2	1,00	0.70	0.70

Combinazione n° 58 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
Condizione 2	1,00	1,00	1,00
Condizione 1	1,00	0.70	0.70

Combinazione n° 59 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1,00	1,00

Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
Condizione 2	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.70	0.70

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	1.60
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
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

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

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 $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

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]	--	3,80	--	15,87	--
2	A1-M1 - [1]	--	4,28	--	19,77	--
3	A2-M2 - [1]	--	2,65	--	7,01	--
4	A2-M2 - [1]	--	2,65	--	7,01	--
5	EQU - [1]	--	--	14,58	--	--
6	EQU - [1]	--	--	15,83	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,83
8	STAB - [1]	--	--	--	--	1,83
9	A1-M1 - [2]	--	17,18	--	10,71	--
10	A2-M2 - [2]	--	8,41	--	4,79	--
11	EQU - [2]	--	--	6,09	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1,25
13	A1-M1 - [3]	--	14,57	--	15,09	--
14	A2-M2 - [3]	--	7,64	--	6,71	--
15	EQU - [3]	--	--	3,65	--	--
16	STAB - [3]	--	--	--	--	1,36
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,73	--	17,21	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,73	--	17,21	--
19	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,77	--	16,49	--
20	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,77	--	16,49	--
21	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,82	--	5,88	--
22	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,85	--	5,64	--
23	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,85	--	5,64	--
24	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,82	--	5,88	--
25	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	8,10	--	--
26	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	8,10	--	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	9,95	--	--
28	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	9,95	--	--
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,65
30	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,66
31	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,66
32	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,65
33	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3,51	--	16,40	--
34	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3,44	--	17,21	--
35	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2,34	--	5,85	--
36	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2,31	--	6,12	--
37	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6,46	--	--
38	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7,75	--	--
39	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,54
40	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,54
41	A1-M1 - [6]	--	3,80	--	12,99	--
42	A2-M2 - [6]	--	2,65	--	5,06	--
43	EQU - [6]	--	--	1,77	--	--
44	STAB - [6]	--	--	--	--	1,83
45	SLEQ - [1]	--	6,22	--	19,39	--
46	SLEF - [1]	--	10,50	--	16,24	--
47	SLEF - [1]	--	6,22	--	22,08	--
48	SLER - [1]	--	17,59	--	14,22	--
49	SLER - [1]	--	13,97	--	18,90	--

50	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	5,03	--	18,45	--
51	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	5,02	--	18,75	--
52	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	7,58	--	15,57	--
53	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	7,56	--	15,82	--
54	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	5,03	--	20,95	--
55	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	5,02	--	21,33	--
56	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	10,96	--	13,69	--
57	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	10,90	--	13,94	--
58	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	9,31	--	18,08	--
59	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	9,27	--	18,44	--

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 Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.31 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.14$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.57$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.53 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.78$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	25,00 [m]

Peso muro	20450,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,24 Y=-3,29

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2,50	Y = -4,60
Punto superiore superficie di spinta	X = 2,50	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,60 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	3627,56	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	3429,18	[kg]
Componente verticale della spinta statica	1183,17	[kg]

Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -2,90	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	80,94	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	58125,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -1,80	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3429,18	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	79758,17	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1310,27	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	79758,17	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3429,18	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,45	[m]
Risultante in fondazione	79831,86	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	2,46	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-35919,55	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	381920,37	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,7376	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	2,2721	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 28.42$	$N'_c = 28.62$
$N_q = 16.92$	$N'_q = 16.52$
$N_\gamma = 13.82$	$N'_\gamma = 11.96$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	8.41
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.79

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	40950,00	0,00
2	0,18	360,00	40956,23	145,63
3	0,36	720,00	41128,44	2181,68
4	0,54	1080,00	41841,12	5710,98
5	0,72	1440,00	43121,08	8367,37
6	0,90	1800,00	44811,61	10322,97
7	1,08	2160,00	46810,59	11827,55
8	1,26	2520,00	49052,09	13036,21
9	1,44	2880,00	51490,37	14024,94
10	1,62	3240,00	54091,53	14854,33
11	1,80	3600,00	56830,94	15566,84
12	1,98	3960,00	59690,54	16192,83
13	2,16	4320,00	62655,62	16740,99
14	2,34	4680,00	65713,69	17228,91
15	2,52	5040,00	68854,93	17665,91
16	2,70	5400,00	72071,13	18063,69
17	2,88	5760,00	75355,70	18425,60
18	3,06	6120,00	78702,26	18751,62
19	3,24	6480,00	82102,38	19038,72
20	3,42	6840,00	85577,30	19666,77
21	3,60	7200,00	89215,87	20808,81

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 10

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

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	0,20	101,39	1033,17
3	0,40	420,99	2182,15
4	0,60	981,97	3446,94
5	0,80	1807,49	4827,54
6	1,00	2920,70	6323,95
7	1,20	4344,78	7936,17
8	1,40	6102,89	9664,19
9	1,60	8218,18	11508,03
10	1,80	10713,82	13467,68
11	2,00	13612,97	15543,13

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	-19500,00
2	0,25	-4478,93	-16447,70
3	0,50	-8196,70	-13576,36
4	0,75	-11199,69	-10885,96
5	1,00	-13534,19	-8376,52
6	1,25	-15246,43	-6048,04
7	1,50	-16382,57	-3900,50
8	1,75	-16988,71	-1933,92
9	2,00	-13349,90	-19648,29
10	2,25	-17999,72	-18043,61
11	2,50	-22242,95	-16619,88

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 10

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
V _{cd}	Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	80,00	26,14	8,04	0	-73576	1,80	58223	0
2	0,18	100,00	80,00	26,14	8,04	648	-73777	1,80	58223	0
3	0,36	100,00	80,00	26,14	8,04	1295	-73977	1,80	58223	0
4	0,54	100,00	80,00	26,14	8,04	1914	-74168	1,77	58223	0
5	0,72	100,00	80,00	26,14	8,04	2483	-74344	1,72	58223	0
6	0,90	100,00	80,00	26,14	8,04	2993	-74501	1,66	58223	0
7	1,08	100,00	80,00	38,20	8,04	4967	-107653	2,30	58223	0
8	1,26	100,00	80,00	38,20	8,04	5539	-107811	2,20	58223	0
9	1,44	100,00	80,00	38,20	8,04	6038	-107950	2,10	58223	0
10	1,62	100,00	80,00	38,20	8,04	6473	-108071	2,00	58223	0
11	1,80	100,00	80,00	38,20	8,04	6852	-108176	1,90	58223	0
12	1,98	100,00	80,00	38,20	8,04	7183	-108267	1,81	58223	0
13	2,16	100,00	80,00	38,20	8,04	7470	-108347	1,73	58223	0
14	2,34	100,00	80,00	38,20	8,04	7721	-108417	1,65	58223	0
15	2,52	100,00	80,00	38,20	8,04	7940	-108477	1,58	58223	0
16	2,70	100,00	80,00	38,20	8,04	8132	-108531	1,51	58223	0
17	2,88	100,00	80,00	38,20	8,04	8299	-108577	1,44	58223	0
18	3,06	100,00	80,00	38,20	8,04	8446	-108618	1,38	58223	0
19	3,24	100,00	80,00	38,20	8,04	8576	-108654	1,32	58223	0
20	3,42	100,00	80,00	38,20	8,04	8687	-108684	1,27	58223	0
21	3,60	100,00	80,00	38,20	8,04	8773	-108708	1,22	58223	0

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 10

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
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

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

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	0	1000,00	73346	0
2	0,20	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	571,00	73346	0
3	0,40	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	137,51	73346	0
4	0,60	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	58,96	73346	0
5	0,80	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	32,03	73346	0
6	1,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	19,82	73346	0
7	1,20	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	13,32	73346	0
8	1,40	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	9,49	73346	0
9	1,60	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	7,04	73346	0
10	1,80	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	5,40	73346	0
11	2,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	4,25	73346	0

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	0	1000,00	73346	0
2	0,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	12,95	73346	0
3	0,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	7,08	73346	0
4	0,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	5,18	73346	0
5	1,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	4,28	73346	0
6	1,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	3,80	73346	0
7	1,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	3,54	73346	0
8	1,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	3,41	73346	0
9	2,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	4,34	73346	0
10	2,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	3,22	73346	0
11	2,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	-57993	2,61	73346	0

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

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/cm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -2,55 Y[m]= 0,42

Raggio del cerchio R[m]= 7,12

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8,43

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,56

Larghezza della striscia dx[m]= 0,52

Coefficiente di sicurezza C= 1.25

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	1671.29	77.11	1629.15	2.33	29.26	0.000	0.000
2	3214.38	63.13	2867.22	1.15	29.26	0.000	0.000
3	4040.22	54.86	3303.78	0.90	29.26	0.000	0.000
4	24167.73	48.09	17985.16	0.78	29.26	0.000	0.000
5	5512.20	42.13	3697.99	0.70	29.26	0.000	0.000
6	5913.73	36.70	3534.48	0.65	29.26	0.000	0.000
7	6245.03	31.64	3275.70	0.61	29.26	0.000	0.000
8	26018.05	26.83	11744.96	0.58	29.26	0.000	0.000
9	6896.09	22.23	2608.96	0.56	29.26	0.000	0.000
10	7620.00	17.77	2325.98	0.55	29.26	0.000	0.000
11	4560.02	13.43	1058.74	0.53	29.26	0.000	0.000
12	3173.66	9.16	504.98	0.53	29.26	0.000	0.000
13	3233.90	4.94	278.30	0.52	29.26	0.000	0.000
14	3258.08	0.74	42.36	0.52	29.26	0.000	0.000
15	2942.11	-3.44	-176.69	0.52	29.26	0.000	0.000
16	2835.30	-7.65	-377.42	0.52	29.26	0.000	0.000
17	2751.35	-11.90	-567.26	0.53	29.26	0.000	0.000
18	2629.32	-16.21	-734.21	0.54	29.26	0.000	0.000
19	2466.95	-20.63	-869.14	0.56	29.26	0.000	0.000
20	2260.97	-25.18	-961.82	0.57	29.26	0.000	0.000
21	2006.67	-29.90	-1000.33	0.60	29.26	0.000	0.000
22	1697.21	-34.86	-970.19	0.63	29.26	0.000	0.000
23	1322.41	-40.15	-852.71	0.68	29.26	0.000	0.000
24	866.07	-45.90	-621.90	0.75	29.26	0.000	0.000
25	299.88	-52.33	-237.35	0.85	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 127602,63$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 47488,75$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 59149,73$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,00$ [kg]

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	5828,88	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	5510,12	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1901,16	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]		
Incremento sismico della spinta	492,55	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,81	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	16200,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -1,80	[m]
Inerzia del muro	1051,84	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-525,92	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	833,24	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-416,62	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7860,82	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	37769,27	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1310,27	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	37769,27	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7860,82	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,34	[m]
Risultante in fondazione	38578,62	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,76	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-12925,27	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	222027,65	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,4365	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,9887	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N _c = 28.42	N' _c = 22.86
N _q = 16.92	N' _q = 13.20
N _γ = 13.82	N' _γ = 5.10

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.82
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.88

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 21

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	0,18	360,00	2,22	27,67
3	0,36	720,00	11,06	73,66
4	0,54	1080,00	29,83	137,97
5	0,72	1440,00	61,83	220,59
6	0,90	1800,00	110,35	321,53
7	1,08	2160,00	178,68	440,78
8	1,26	2520,00	270,13	578,35
9	1,44	2880,00	387,98	734,23
10	1,62	3240,00	535,55	908,43
11	1,80	3600,00	716,12	1100,95
12	1,98	3960,00	932,99	1311,78
13	2,16	4320,00	1189,46	1540,92
14	2,34	4680,00	1488,82	1788,39
15	2,52	5040,00	1834,37	2054,16
16	2,70	5400,00	2229,42	2338,26
17	2,88	5760,00	2677,25	2640,67
18	3,06	6120,00	3181,16	2961,39
19	3,24	6480,00	3744,45	3300,43
20	3,42	6840,00	4370,41	3657,79
21	3,60	7200,00	5062,21	4030,53

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 21

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

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	0,20	38,70	393,93
3	0,40	160,35	829,53
4	0,60	373,29	1306,80
5	0,80	685,85	1825,74
6	1,00	1106,36	2386,36
7	1,20	1643,17	2988,65
8	1,40	2304,60	3632,62
9	1,60	3098,99	4318,25
10	1,80	4034,68	5045,56
11	2,00	5120,00	5814,54

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 21

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	0,25	25,63	194,22
3	0,50	91,68	323,32
4	0,75	181,87	387,32
5	1,00	279,91	386,19
6	1,25	369,54	319,96
7	1,50	434,47	188,61
8	1,75	458,42	-7,86
9	2,00	425,11	-269,44
10	2,25	318,27	-596,13
11	2,50	121,62	-987,93

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 21

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
V _{cd}	Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	80,00	26,14	8,04	0	0	1000,00	58223	0
2	0,18	100,00	80,00	26,14	8,04	1111591	-6842	3087,75	58223	0
3	0,36	100,00	80,00	26,14	8,04	1101445	-16922	1529,79	58223	0
4	0,54	100,00	80,00	26,14	8,04	1088221	-30061	1007,61	58223	0
5	0,72	100,00	80,00	26,14	8,04	1072143	-46035	744,54	58223	0
6	0,90	100,00	80,00	26,14	8,04	1053475	-64581	585,26	58223	0
7	1,08	100,00	80,00	38,20	8,04	1009447	-83503	467,34	58223	0
8	1,26	100,00	80,00	38,20	8,04	942548	-101034	374,03	58223	0
9	1,44	100,00	80,00	38,20	8,04	873373	-117658	303,25	58223	0
10	1,62	100,00	80,00	38,20	8,04	804077	-132908	248,17	58223	0
11	1,80	100,00	80,00	38,20	8,04	736744	-146554	204,65	58223	0
12	1,98	100,00	80,00	38,20	8,04	673065	-158576	169,97	58223	0
13	2,16	100,00	80,00	38,20	8,04	614124	-169091	142,16	58223	0
14	2,34	100,00	80,00	38,20	8,04	560120	-178188	119,68	58223	0
15	2,52	100,00	80,00	38,20	8,04	503606	-183294	99,92	58223	0
16	2,70	100,00	80,00	38,20	8,04	447532	-184766	82,88	58223	0
17	2,88	100,00	80,00	38,20	8,04	392963	-182649	68,22	58223	0
18	3,06	100,00	80,00	38,20	8,04	343193	-178391	56,08	58223	0
19	3,24	100,00	80,00	38,20	8,04	301334	-174125	46,50	58223	0
20	3,42	100,00	80,00	38,20	8,04	264269	-168854	38,64	58223	0
21	3,60	100,00	80,00	38,20	8,04	234051	-164557	32,51	58223	0

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 21

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
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

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

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	0	1000,00	73346	0
2	0,20	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	1495,99	73346	0
3	0,40	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	361,04	73346	0
4	0,60	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	155,09	73346	0
5	0,80	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	84,41	73346	0
6	1,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	52,33	73346	0
7	1,20	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	35,23	73346	0
8	1,40	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	25,12	73346	0
9	1,60	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	18,68	73346	0
10	1,80	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	14,35	73346	0
11	2,00	100,00	100,00	16,08	8,04	0	57892	11,31	73346	0

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	0	1000,00	73346	0
2	0,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	2262,37	73346	0
3	0,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	632,54	73346	0
4	0,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	318,87	73346	0
5	1,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	207,18	73346	0
6	1,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	156,93	73346	0
7	1,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	133,48	73346	0
8	1,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	126,51	73346	0
9	2,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	136,42	73346	0
10	2,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	182,21	73346	0
11	2,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	476,83	73346	0

COMBINAZIONE n° 43

Valore della spinta statica	6411,77	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	6061,13	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	2091,28	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,50	[m]	Y = -3,07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	17820,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,25	[m]	Y = -1,80	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6061,13	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	40361,28	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1441,29	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	76801,85	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	135647,28	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	40361,28	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6061,13	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,19	[m]
Risultante in fondazione	40813,85	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8,54	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	48111,96	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.77
------------------------------------------	------

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]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	67500,00	0,00	0,00
2	0,18	360,00	468,00	0,39	67505,05	6,54	167,97
3	0,36	720,00	936,00	3,14	67644,56	26,18	2516,26
4	0,54	1080,00	1404,00	10,60	68222,44	58,90	6585,84
5	0,72	1440,00	1872,00	25,13	69261,56	104,71	9647,47
6	0,90	1800,00	2340,00	49,08	70635,85	163,61	11900,13
7	1,08	2160,00	2808,00	84,81	72263,12	235,59	13632,12
8	1,26	2520,00	3276,00	134,68	74090,32	320,67	15022,51
9	1,44	2880,00	3744,00	201,04	76080,63	418,83	16159,01
10	1,62	3240,00	4212,00	286,25	78206,80	530,09	17111,57
11	1,80	3600,00	4680,00	392,66	80448,99	654,43	17929,21
12	1,98	3960,00	5148,00	522,63	82792,66	791,86	18646,98
13	2,16	4320,00	5616,00	678,51	85225,96	942,38	19274,91
14	2,34	4680,00	6084,00	862,67	87738,86	1105,98	19833,30
15	2,52	5040,00	6552,00	1077,45	90323,44	1282,68	20332,87
16	2,70	5400,00	7020,00	1325,22	92973,13	1472,46	20787,18
17	2,88	5760,00	7488,00	1608,32	95682,62	1675,33	21200,03
18	3,06	6120,00	7956,00	1929,12	98446,91	1891,30	21571,28
19	3,24	6480,00	8424,00	2289,97	101267,45	2120,35	21890,86
20	3,42	6840,00	8892,00	2693,23	104190,54	2362,48	22558,08
21	3,60	7200,00	9360,00	3141,15	107292,49	2615,62	23828,47

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kgm]

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

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,20	9,44	313,48	108,14	3106,71
3	0,40	48,74	1231,43	298,52	6044,64
4	0,60	134,34	2720,09	571,15	8813,80
5	0,80	282,68	4745,70	926,03	11414,17
6	1,00	510,23	7274,51	1363,15	13845,77
7	1,20	833,42	10272,76	1882,51	16108,59
8	1,40	1268,72	13706,69	2441,16	18202,63
9	1,60	1832,56	17542,56	3037,61	20127,89
10	1,80	2541,39	21746,60	3695,97	21884,38
11	2,00	3384,17	26285,06	4416,27	23472,08

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]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	-22500,00	0,00
2	0,25	-5166,38	82,41	-19030,13	637,89
3	0,50	-9451,36	308,23	-15764,74	1147,27
4	0,75	-12908,58	645,34	-13245,91	1528,14
5	1,00	-15591,43	1061,59	-12415,09	1780,50
6	1,25	-17553,15	1524,88	-11848,01	1904,36
7	1,50	-19824,66	2003,06	-13747,13	1899,70
8	1,75	-22394,72	2464,02	-15416,88	2317,49
9	2,00	-24159,17	2875,63	-24861,27	1674,10
10	2,25	-30263,35	3205,75	-24040,17	1447,95
11	2,50	-36158,70	3422,27	-23271,09	1125,03

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 _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0,00	100,00	80,00	26,14	8,04	0	0	1,09	58223	0
2	0,18	100,00	80,00	26,14	8,04	454	-938	1,09	58223	0
3	0,36	100,00	80,00	26,14	8,04	907	-3741	1,09	58223	0
4	0,54	100,00	80,00	26,14	8,04	1352	-8382	1,09	58223	0
5	0,72	100,00	80,00	26,14	8,04	1778	-14814	1,08	58223	0
6	0,90	100,00	80,00	26,14	8,04	2183	-22975	1,07	58223	0
7	1,08	100,00	80,00	38,20	8,04	3700	-33880	1,51	58223	0
8	1,26	100,00	80,00	38,20	8,04	4216	-45509	1,48	58223	0
9	1,44	100,00	80,00	38,20	8,04	4698	-58553	1,45	58223	0
10	1,62	100,00	80,00	38,20	8,04	5147	-71458	1,42	58223	0
11	1,80	100,00	80,00	38,20	8,04	5565	-84405	1,39	58223	0
12	1,98	100,00	80,00	38,20	8,04	5954	-97181	1,36	58223	0
13	2,16	100,00	80,00	38,20	8,04	6316	-108027	1,33	58223	0
14	2,34	100,00	80,00	38,20	8,04	6651	-108120	1,30	58223	0
15	2,52	100,00	80,00	38,20	8,04	6963	-108206	1,26	58223	0
16	2,70	100,00	80,00	38,20	8,04	7252	-108287	1,23	58223	0
17	2,88	100,00	80,00	38,20	8,04	7521	-108361	1,21	58223	0
18	3,06	100,00	80,00	38,20	8,04	7771	-108430	1,18	58223	0
19	3,24	100,00	80,00	38,20	8,04	8003	-108495	1,15	58223	0
20	3,42	100,00	80,00	38,20	8,04	8213	-108553	1,12	58223	0
21	3,60	100,00	80,00	38,20	8,04	8397	-108604	1,09	58223	0

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100,00	80,00	26,14	8,04	57,47	0,00	2437,28	-733,47
2	0,18	100,00	80,00	26,14	8,04	57,52	0,01	2431,38	-734,48
3	0,36	100,00	80,00	26,14	8,04	57,64	0,15	2428,17	-736,29
4	0,54	100,00	80,00	26,14	8,04	58,01	0,48	2435,89	-741,38
5	0,72	100,00	80,00	26,14	8,04	58,74	0,79	2458,82	-751,04
6	0,90	100,00	80,00	26,14	8,04	59,76	1,01	2493,85	-764,34
7	1,08	100,00	80,00	38,20	8,04	53,32	1,18	1765,93	-699,85
8	1,26	100,00	80,00	38,20	8,04	54,54	1,32	1801,48	-716,07
9	1,44	100,00	80,00	38,20	8,04	55,88	1,42	1840,89	-733,78
10	1,62	100,00	80,00	38,20	8,04	57,31	1,51	1883,49	-752,73
11	1,80	100,00	80,00	38,20	8,04	58,82	1,59	1928,81	-772,73
12	1,98	100,00	80,00	38,20	8,04	60,40	1,66	1976,49	-793,64
13	2,16	100,00	80,00	38,20	8,04	62,04	1,71	2026,28	-815,37
14	2,34	100,00	80,00	38,20	8,04	63,74	1,77	2077,93	-837,83

15	2,52	100,00	80,00	38,20	8,04	65,48	1,81	2131,27	-860,94
16	2,70	100,00	80,00	38,20	8,04	67,28	1,85	2186,17	-884,64
17	2,88	100,00	80,00	38,20	8,04	69,11	1,89	2242,49	-908,91
18	3,06	100,00	80,00	38,20	8,04	70,99	1,93	2300,15	-933,69
19	3,24	100,00	80,00	38,20	8,04	72,90	1,96	2359,06	-958,95
20	3,42	100,00	80,00	38,20	8,04	74,86	2,00	2419,52	-984,82
21	3,60	100,00	80,00	38,20	8,04	76,91	2,07	2483,22	-1011,94

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
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0,00	100,00	100,00	8,04	16,08	0	0	1000,00	73346	0
2	0,20	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	198,86	73346	0
3	0,40	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	50,50	73346	0
4	0,60	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	22,81	73346	0
5	0,80	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	13,04	73346	0
6	1,00	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	8,48	73346	0
7	1,20	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	5,99	73346	0
8	1,40	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	4,48	73346	0
9	1,60	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	3,49	73346	0
10	1,80	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	2,80	73346	0
11	2,00	100,00	100,00	8,04	16,08	0	57892	2,31	73346	0

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0,00	100,00	100,00	8,04	16,08	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,20	100,00	100,00	8,04	16,08	0,17	0,19	10,72	-2,11
14	0,40	100,00	100,00	8,04	16,08	0,67	0,38	43,02	-8,48
15	0,60	100,00	100,00	8,04	16,08	1,52	0,58	97,13	-19,15
16	0,80	100,00	100,00	8,04	16,08	2,72	0,78	173,28	-34,16
17	1,00	100,00	100,00	8,04	16,08	4,26	0,97	271,69	-53,57
18	1,20	100,00	100,00	8,04	16,08	6,16	1,18	392,60	-77,40
19	1,40	100,00	100,00	8,04	16,08	8,41	1,38	536,22	-105,72
20	1,60	100,00	100,00	8,04	16,08	11,03	1,58	702,79	-138,56
21	1,80	100,00	100,00	8,04	16,08	14,00	1,79	892,53	-175,97
22	2,00	100,00	100,00	8,04	16,08	17,35	2,00	1105,66	-217,99

Fondazione di monte

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

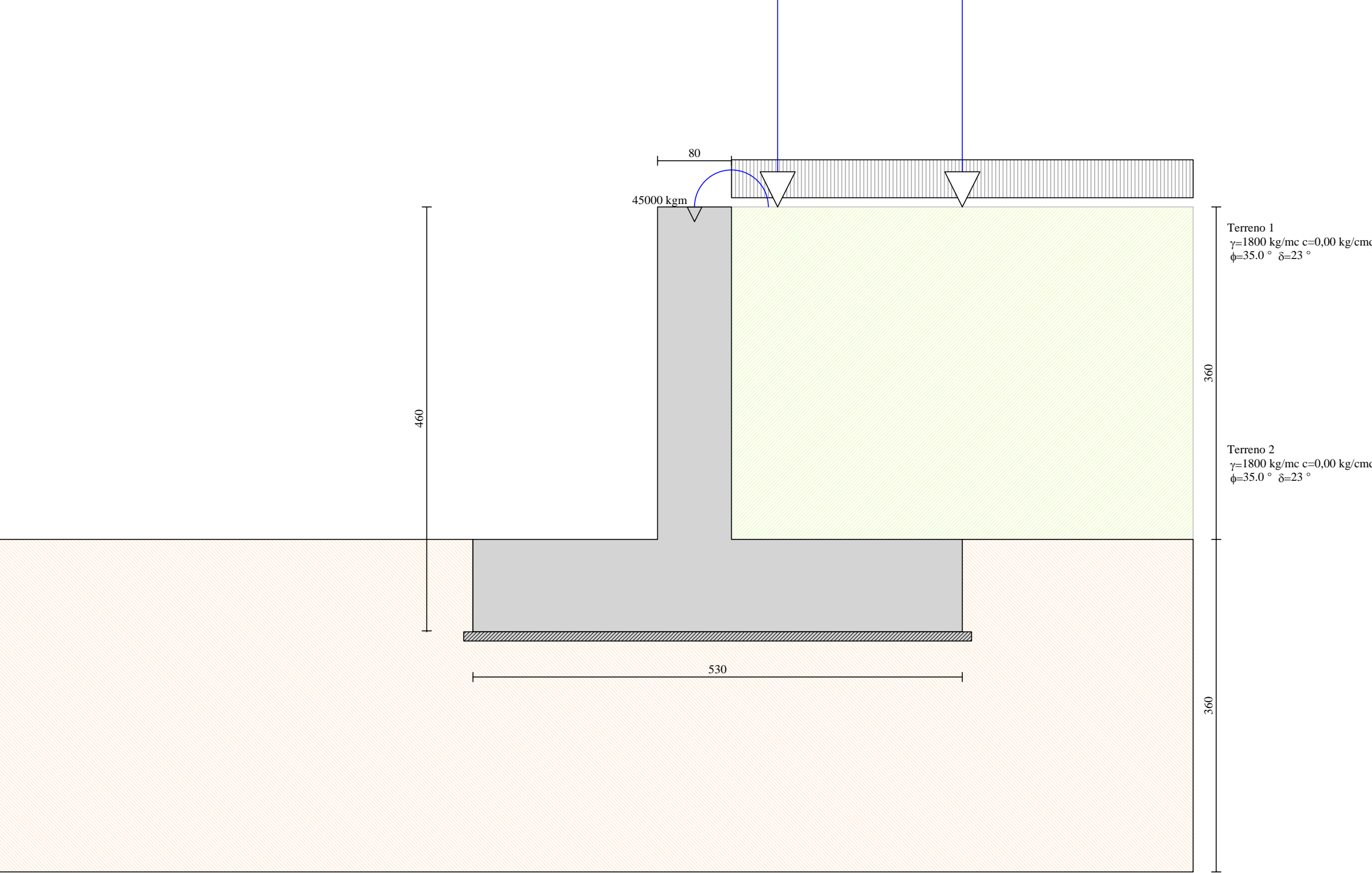
Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	0	1000,00	73346	0
2	0,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	11,26	73346	0

3	0,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	6,18	73346	0
4	0,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	4,54	73346	0
5	1,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	3,77	73346	0
6	1,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	3,36	73346	0
7	1,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	2,99	73346	0
8	1,75	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	2,65	73346	0
9	2,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	2,46	73346	0
10	2,25	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	1,95	73346	0
11	2,50	100,00	100,00	16,08	16,08	0	57993	1,63	73346	0

Inviluppo SLE

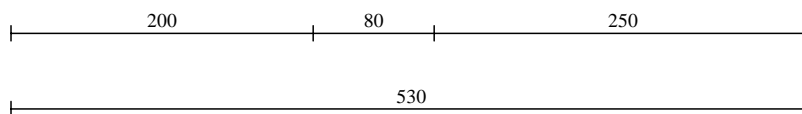
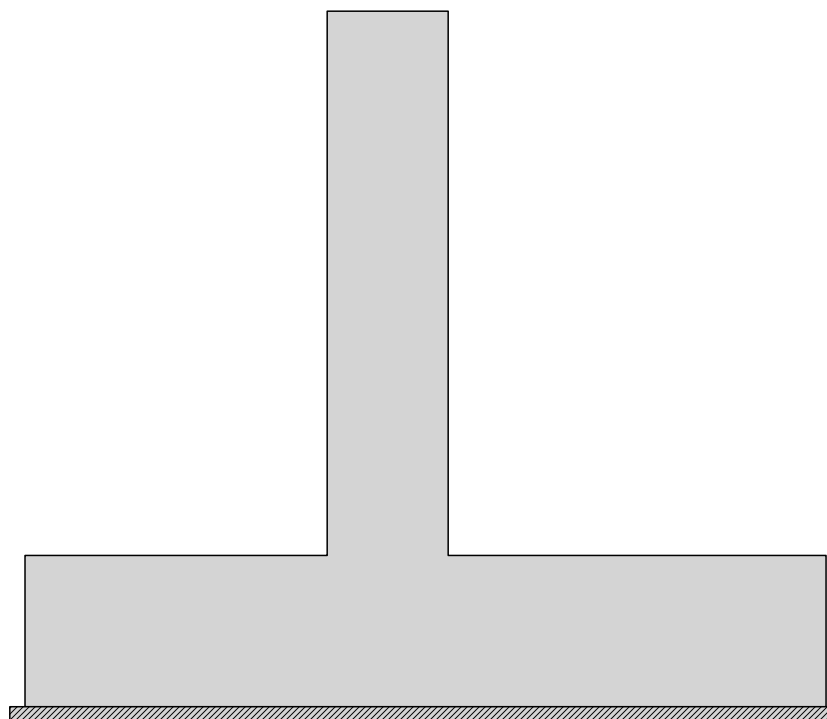
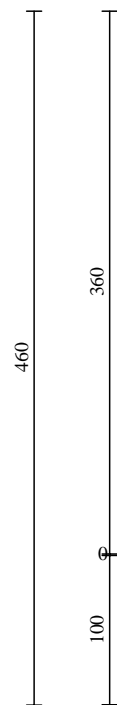
Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0,00	100,00	100,00	16,08	16,08	0,00	-1,82	0,00	0,00
13	0,25	100,00	100,00	16,08	16,08	3,48	-1,53	-43,31	234,29
14	0,50	100,00	100,00	16,08	16,08	6,38	-1,27	-79,51	430,11
15	0,75	100,00	100,00	16,08	16,08	8,76	-1,05	-109,08	590,07
16	1,00	100,00	100,00	16,08	16,08	10,64	-0,98	-132,50	716,79
17	1,25	100,00	100,00	16,08	16,08	12,07	-0,92	-150,26	812,86
18	1,50	100,00	100,00	16,08	16,08	13,35	-0,85	-166,21	899,14
19	1,75	100,00	100,00	16,08	16,08	15,13	-0,79	-188,35	1018,92
20	2,00	100,00	100,00	16,08	16,08	19,92	-2,01	-248,01	1341,66
21	2,25	100,00	100,00	16,08	16,08	24,07	-1,95	-299,71	1621,35
22	2,50	100,00	100,00	16,08	16,08	28,12	-1,90	-350,20	1894,49

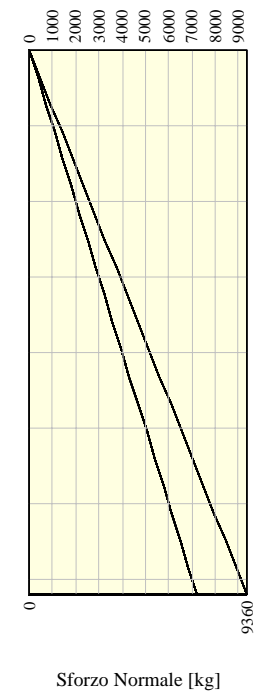
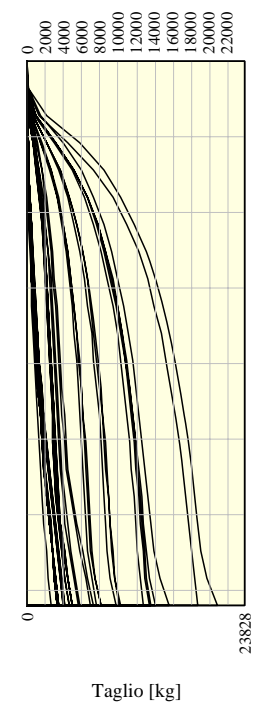
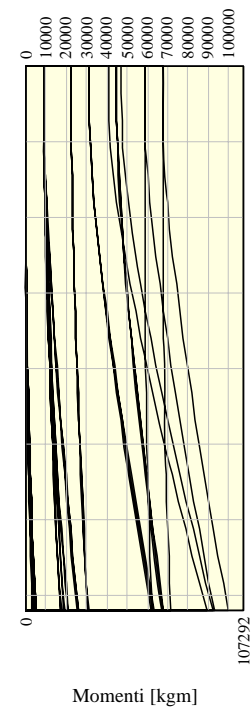
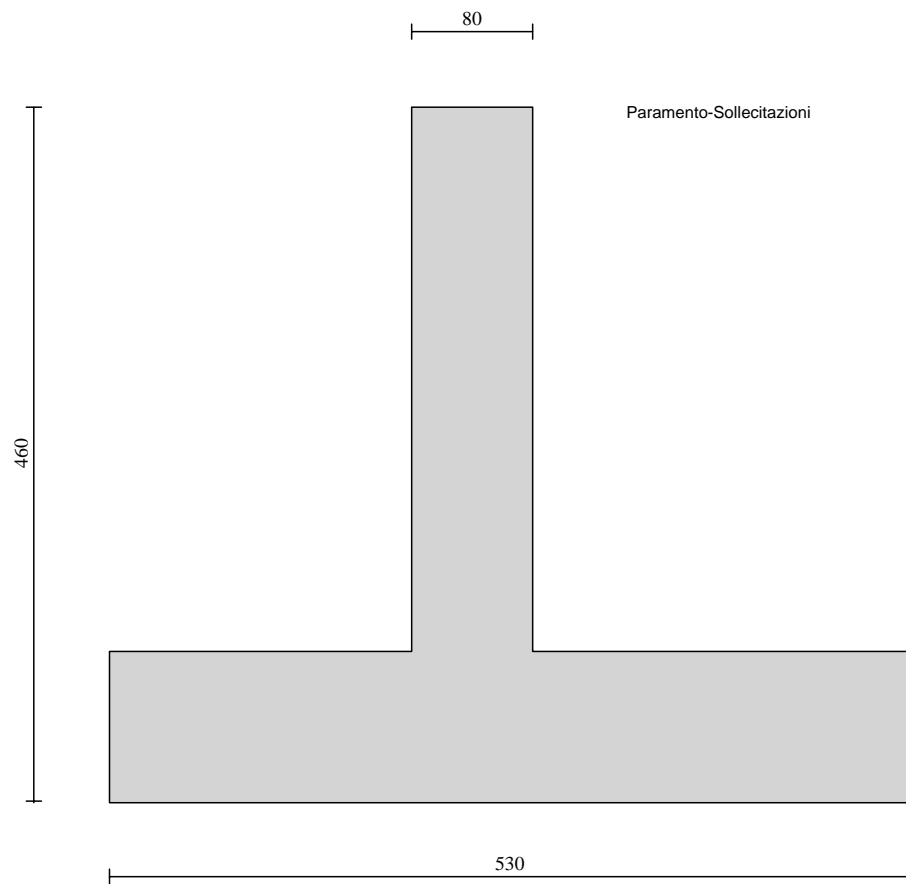


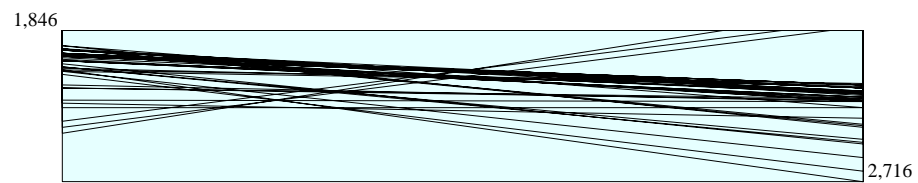
VALLE

MONTE

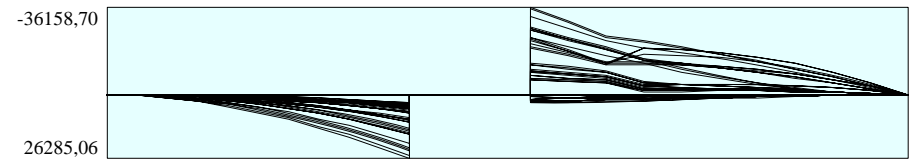
80



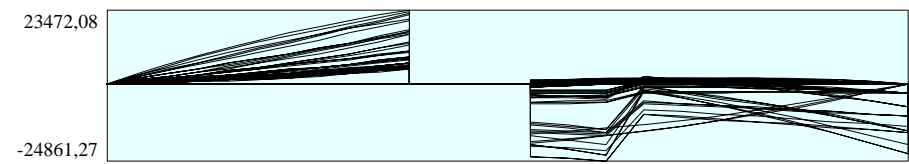




Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

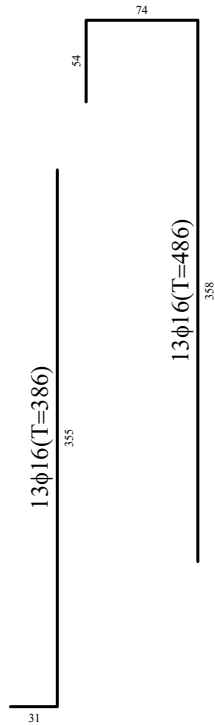
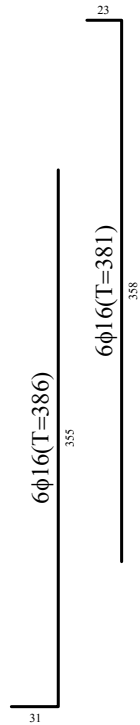
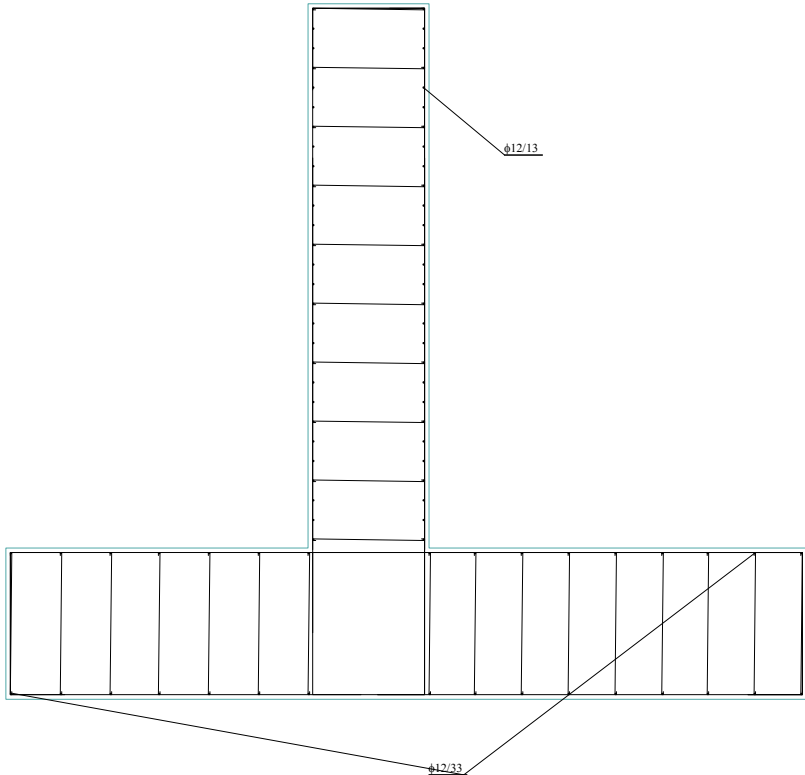
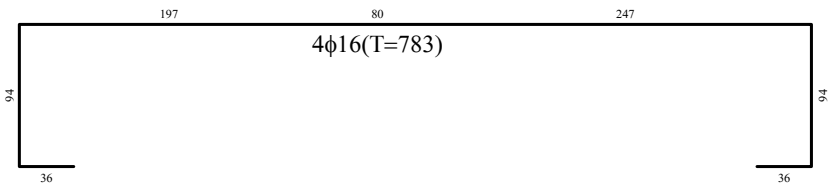
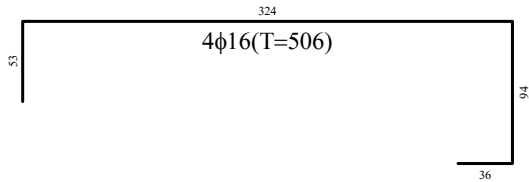
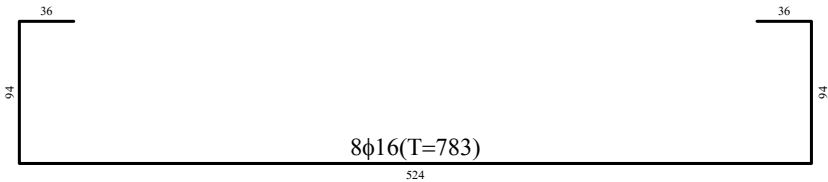
C=1.83
R=6.28 m
X= -1.27 Y= 0.42



Terreno 1
 $\gamma=1800 \text{ kg/mc}$ $c=0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi=35.0^\circ$ $\delta=23^\circ$

Terreno 2
 $\gamma=1800 \text{ kg/mc}$ $c=0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi=35.0^\circ$ $\delta=23^\circ$

6φ8/mq



6φ8/mq