

Comune di CASALE MONFERRATO

Provincia di ALESSANDRIA

**SITO DI INTERESSE NAZIONALE DI
CASALE MONFERRATO – INTERVENTO DI
BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA
PERMANENTE DI TRATTO DEL CANALE
LANZA IN ADIACENZA ALL'AREA EX
STABILIMENTO ETERNIT**

RELAZIONE DI CALCOLO

Progettista: Dr. Ing. DEMAGISTRIS PAOLO

Via F.lli Sosso, 4

15033 - CASALE MONF.TO (AL)

Tel. (0142) 45 46 44

paolodemagistris@studiodemagistris.com

paolo.demagistris@ingpec.eu

INDICE ARGOMENTI

RIFERIMENTI DI PROGETTO	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
RELAZIONE ILLUSTRATIVA	4
METODO DI CALCOLO:	6
MATERIALI IMPIEGATI	7
PROGETTO / VERIFICA SPONDE	8
VERIFICA PLATEA DI FONDO	9
VERIFICA MURI IN ELEVAZIONE	21
TIPOLOGIA H = 2,40	27
TIPOLOGIA H = 4,50	44
PASSERELLA OPERA DI PRESA	58
BASAMENTO DI FONDAZIONE OPERA DI PRESA	62
IL CALCOLATORE DELLE STRUTTURE	72

RIFERIMENTI DI PROGETTO

Lavori di : Sito di interesse nazionale di Casale Monferrato – Intervento di bonifica/messa in sicurezza permanente di tratto del canale Lanza in adiacenza all'area ex stabilimento Eternit

Proprietà: Demanio Regionale

Gestore: Coutenza Canali Lanza Mellana e Roggia Fuga

Progettista dei lavori strutturali: Ing. DEMAGISTRIS Paolo con studio in Via F.lli Sosso n. 4, 15033 Casale Monferrato (AL)

Impresa costruttrice delle opere in c.a. :

.....

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

DECRETO LL.PP. 09/01/1996

- "Norme tecniche per le opere in cemento armato ed a struttura metallica".
- "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

D.M.17/GENNAIO/200 : "Nuove norme tecniche per le costruzioni" .

LEGGE 05/11/71 N. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a strutture metalliche".

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Nell'ambito delle opere di risanamento e riqualificazione dello stabilimento Eternit e zone limitrofe intrapreso dall'Amministrazione di Casale M.to, rientra anche parte del canale Lanza, almeno per il tratto che lambisce la zona dell'ex stabilimento.

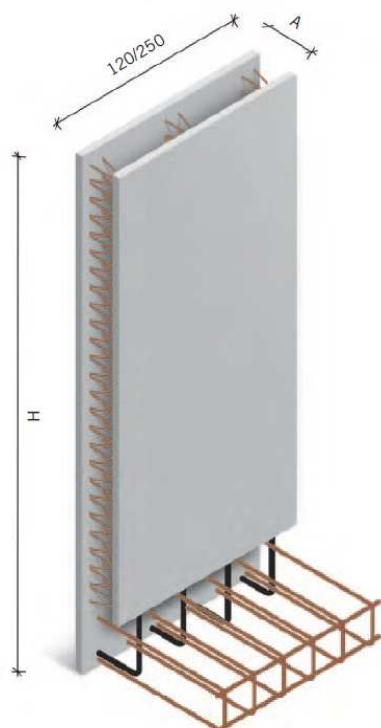
Con la presente operazione

Le soluzioni analizzate si possono così riassumere:

1. alveo eseguito con getto in opera di fondo e delle sponde;
2. esecuzione del fondo con un getto in opera e pareti con lastre prefabbricate in cls;
3. alveo e pareti in un unico elemento prefabbricato;
4. fondo con getto in opera e pareti con bi-lastra prefabbricata ed armata con getto di completamento tra le due lastre, getto opportunamente armato.

Dopo un'accurata analisi delle varie soluzioni quella che permette di coniugare la velocità esecutiva con la semplicità e un conveniente aspetto economico è risultata l'ultima che prevede l'impiego della bi-lastra per le sponde. Potrebbe sembrare vantaggiosa anche la terza soluzione con un unico elemento prefabbricato per fondo e sponde, ma la ristrettezza della zona operativa e le dimensioni dell'elemento prefabbricato hanno sconsigliato tale soluzione.

Il tratto interessato dall'intervento parte dal ponte di via XX Settembre e si sviluppa verso monte (alla "diga") per circa m. 390,00, fino alla preesistente briglia di fondo.



Sommariamente i lavori prevedono uno sbancamento del fondo di circa cm. 55 e la risagomatura delle sponde, ad ottenere una larghezza del fondo del canale di circa m. 9,50, superiore all'attuale dimensione. Le sponde saranno mantenute quasi verticali, a riprendere la sezione che si ritrova da valle del ponte di via XX Settembre e per un lungo tratto.

Terminati i lavori di sbancamento si procederà con la stesura di un geotessuto di media pesantezza (500 – 600 gr/mq) su cui si disporrà uno strato di misto naturale dello spessore di circa cm. 25,

sull'estradosso del quale verrà gettato uno strato di magrone di livellamento, armato con rete elettrosaldata, dello spessore di circa cm. 10. Successivamente si disporrà il getto di circa cm. 25 di conglomerato cementizio armato a formare il fondo del canale. Sul fondo si disporranno le armature di ripresa per la successiva esecuzione delle sponde con l'impiego dell'elemento prefabbricato in bi-lastra armata (spessore totale 5+20+5) e successivo getto interno alle due lastre, getto che verrà opportunamente armato. Questa modalità esecutiva permette di sveltire enormemente l'esecuzione delle sponde in quanto, pur completando con un getto tra le due lastre, quest'ultimo non richiede le operazioni di casseratura e scasseratura ed inoltre non occorre attendere che il cls sia completamente indurito prima di immettere l'acqua nel canale in quanto la superficie a contatto è rappresentata dalla lastra prefabbricata.

Contestualmente alla posa degli elementi prefabbricati si procederà con il riempimento a ridosso degli stessi in modo da contenere l'elemento prefabbricato in fase di getto e di ripristinare la naturale scarpata del soprastante argine, sul lato sinistro orografico. Sul lato destro si provvederà al getto di una soletta in cemento armato per eseguire un piccolo camminamento di manutenzione.

METODO DI CALCOLO:

- Agli stati limite : NTC 2008

TIPOLOGIA STRUTTURALE.

La sezione del canale viene suddivisa in tre segmenti strutturali:

1. Le sponde, una per lato, considerate come mensole incastrate sul fondo
2. Il letto considerato come piastra su suolo elastico

Le sponde oltre la spinta del terreno avranno anche la spinta idraulica, il fondo avrà la spinta idraulica e la sottospinta del terreno.

LOCALIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è localizzata a Casale M.to (AL), strada alla diga, in prossimità del “parco Eternot”.

ALTEZZA DEL SITO: 120.00 mt sul livello del mare.

Sisma

Latitudine 45°,1343 - longitudine 8°,4582

Zona sismica : 4

a_g: 0,047

Categoria suolo di fondazione: D (depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti)

Categoria topografica: T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $\leq 15^\circ$)

Classe d'uso: II (normali affollamenti, senza funzione pubblica e senza contenuti pericolosi per l'ambiente)

Coefficiente d'uso $C_u = 1$

Vita nominale $V_n = 50$ anni

Periodo di riferimento $V_R = 100$ anni

Smorzamento viscoso: 5 %

MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO CEMENTIZIO C 25/30:

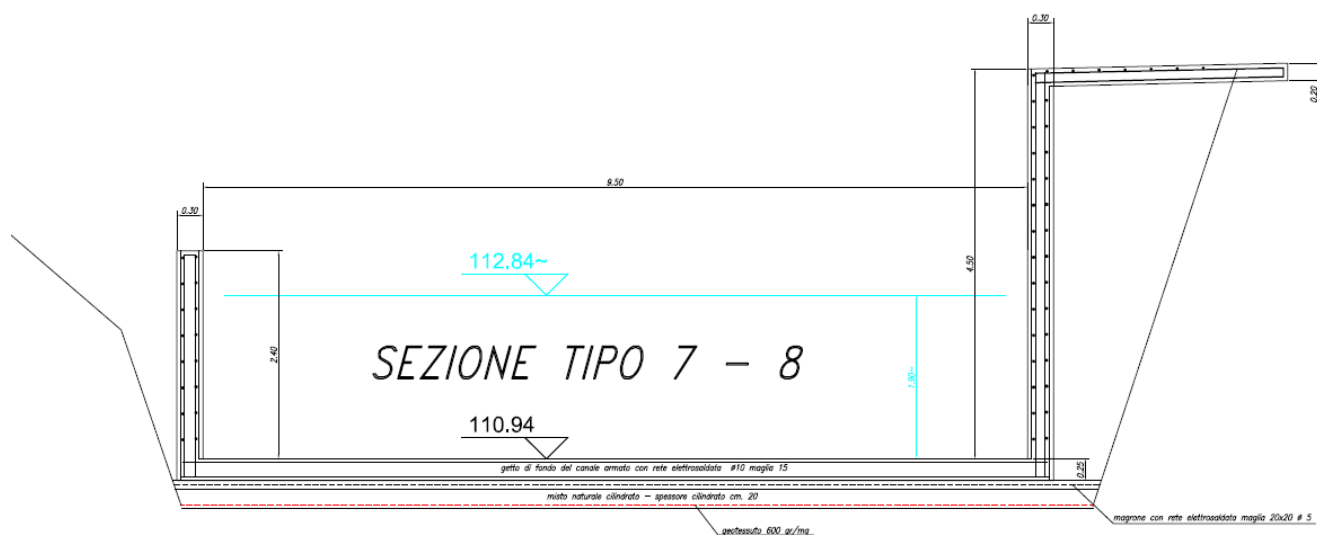
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Copriferro minimo cm 4

ACCIAIO PER CONGLOMERATO CEMENTIZIO:

- Classe B 450 C

PROGETTO / VERIFICA SPONDE

Le due sponde hanno un'altezza minima di m. 2,40; la sponda destra orografica raggiunge progressivamente l'altezza di m. 4.50.



VERIFICA PLATEA DI FONDO

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 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Richiami teorici - Metodi di analisi

Calcolo - Analisi ad elementi finiti

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni

$$\begin{aligned}\phi_x &= -dw/dy \\ \phi_y &= dw/dx\end{aligned}$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo sponda (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Metodo calcolo portanza

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi 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 $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c , d_q , d_γ sono i fattori di profondità; s_c , s_q , s_γ sono i fattori di forma; i_c , i_q , i_γ sono i fattori di inclinazione del carico; b_c , b_q , b_γ sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c , g_q , g_γ sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2 \left(1 - \left[1 - \frac{H}{A_f c_a} \right]^{0.5} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$$

per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$

per $\eta > 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi=0$ $b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$

per $\phi>0$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$

$$b_q = e^{-2\eta \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \operatorname{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

per $\phi=0$ $g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$

per $\phi>0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \operatorname{tg} \beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato atspondarso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

Disposizione delle armature

Le armature vengono disposte secondo due direzioni, una principale ed una secondaria. Per il calcolo delle stesse si fa riferimento ai valori nodali delle sollecitazioni ottenute dall'analisi ad elementi finiti. Per la disposizione delle stesse occorre suddividere la piastra in in numero di strisce opportuno nelle due direzioni.

Il programma utilizza strisce della larghezza di circa un metro.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descrizione	Descrizione materiale
TC	Tipo calcestruzzo
Rck	Resistenza cubica caratteristica, espresso in [kg/cm ²]
γ _{cls}	Peso specifico calcestruzzo, espresso in [kg/m ³]
E	Modulo elastico calcestruzzo, espresso in [kg/cm ²]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogeneizzazione
TA	Tipo acciaio

n°	Descrizione	TC	Rck	γ _{cls}	E	ν	n	TA
			[kg/cm ²]	[kg/m ³]	[kg/cm ²]			
1	Materiale 1	Rck 250	250,00	2500	306658,85	0.200	15.00	B450C

Geometria

Coordinate contorno esterno

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	0,00	0,00	2	9,50	0,00	3	9,50	10,00	4	0,00	10,00

Spessori piastra

Spessore costante 25,00 [cm]

Tipologie sponde

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia sponda
B	Base sponda espressa in [cm]
H	Altezza sponda espressa in [cm]
B _a	Base ala inferiore sponda espressa in [cm]
H _a	Altezza ala inferiore sponda espressa in [cm]
sm	Spessore magrone espresso in [m]
Mat	Indice materiale sponda
C/T	Tipo sponda (T: Sponda, C: Cordolo (assorbe solo sforzo normale di trazione e/o compressione))

n°	B	H	B _a	H _a	sm	Mat	C/T
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]		
1	30	250	--	--	0,00	1	T
2	30	450	--	--	0,00	1	T

Caratteristiche sponde

Simbologia adottata

n°	Identificativo della sponda
Tipo	Indice tipologia sponda
X _i	Ascissa punto iniziale espressa in [m]
Y _i	Ordinata punto iniziale espressa in [m]
X _f	Ascissa punto finale espressa in [m]
Y _f	Ordinata punto finale espressa in [m]
K _w	Aliquota costante Winkler
D	Piano di posa espresso in [m]

n°	Tipo	X _i [m]	Y _i [m]	X _f [m]	Y _f [m]	K _w	D [m]
1	1	0,29	0,28	0,30	9,91	1,00	1,00
2	1	9,28	9,90	9,29	0,34	1,00	1,00

Descrizione terreni

Caratteristiche fisico meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
τ_l	Tensione tangenziale, per calcolo portanza micropali con il metodo di Bustamante-Doix, espressa in [kg/cm ²]
α	Coeff. di espansione laterale

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]
LIMO SCIOLTO	1400,0	1870,0	21.32	14.21	0,100	0,050
SABBIA E LIMO POCO AD	1580,0	1890,0	29.68	19.79	0,000	0,000
GHIAIA SABBIOSA	2240,0	2240,0	42.00	28.00	0,000	0,000

Descrizione stratigrafia e falda

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno associato allo strato

N	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-3,2	-3,2	-3,2	LIMO SCIOLTO
2	-4,1	-4,1	-4,1	SABBIA E LIMO POCO AD
3	-4,4	-4,4	-4,4	GHIAIA SABBIOSA

Costante di Winkler

Direzione	Simbolo	K _w [Kg/cm ² /cm]
Verticale	K _{wv}	0.116
Orizzontale	K _{wo}	Calcolata dal programma (K _{wo} =K _{wv} *tan(ϕ))

Convenzioni adottate

Carichi e reazioni vincolari

Fz	Carico verticale positivo verso il basso
Fx	Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.
Fy	Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.
Mx	Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.
My	Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

Sollecitazioni

Mx	Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).
My	Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).
Mxy	Momento flettente XY.

Condizioni di carico

Carichi distribuiti

Simbologia adottata

Ic	Indice carico
P _{is}	Punto inferiore sinistro del carico espresso in [m]
P _{sd}	Punto superiore destro del carico espresso in [m]
Q _{Z1}	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore sinistro espresso in [kg/mq]
Q _{Z2}	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore destro espresso in [kg/mq]
Q _{Z3}	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore sinistro espresso in [kg/mq]
Q _{Z4}	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore destro espressa in [kg/mq]
Q _X	Componente orizzontale del carico in direzione X espressa in [kg/mq]
Q _Y	Componente orizzontale del carico in direzione Y espressa in [kg/mq]

Condizione n° 1 - BATTENTE H2O (1,60 - 1600Kg/mq)

Carichi distribuiti

Ic	P _{is} [m]	P _{sd} [m]	Q _{Z1} [kg/mq]	Q _{Z2} [kg/mq]	Q _{Z3} [kg/mq]	Q _{Z4} [kg/mq]	Q _X [kg/mq]	Q _Y [kg/mq]
1	0,00; 0,00	9,93; 10,14	1600,00	1600,00	1600,00	1600,00	0,00	0,00

Normativa - Coefficienti di sicurezza

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR	(A2) - GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1, fav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1, sfav}$	1.50	1.30
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q1, fav}$	0.00	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q1, sfav}$	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)
Capacità portante	1.00	1.80
Scorrimento	1.00	1.10
Ribaltamento	1.50	1.50

Elenco combinazioni di calcolo

Numero combinazioni definite 1

Simbologia adottata

CP Coefficiente di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 - A1-M1-R1

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
BATTENTE H2O (1,60 - 1600Kg/mq)	1.00

Impostazioni di analisi

Portanza fondazione superficiale

Metodo calcolo portanza: Hansen

Criterio di media calcolo strato equivalente: Ponderata

Riduzione portanza per effetto eccentricità: Meyerhof

Fattore di rigidezza della sovrastruttura 0.00

Sponde solidali con la platea

Risultati inviluppo

Spostamenti

Piastra

Spostamenti massimi e minimi della piastra

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

w Spostamento verticale, espresso in [cm]

u Spostamento direzione X, espresso in [cm]

v Spostamento direzione Y, espresso in [cm]

ϕ_x Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]

ϕ_y Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]

p Pressione sul terreno (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cmq]

kw Costante di Winkler (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cm²/cm]. Il valore viene stampato solo se si è utilizzato il modello di interazione

Tra parentesi l'indice del nodo in cui si sono misurati i valori massimi e minimi

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
156	9,50	10,00	w	3,042521	[cm]	1	MAX
31	4,90	0,00		2,181017		1	MIN
155	9,28	9,90	ϕ_x	0,002710	[°]	1	MAX
115	0,30	9,91		-0,002590		1	MIN
140	4,60	10,00	ϕ_y	0,000286	[°]	1	MAX
31	4,90	0,00		-0,000372		1	MIN
156	9,50	10,00	p	0,352162	[kg/cmq]	1	MAX
31	4,90	0,00		0,252446		1	MIN

Sollecitazioni

Piastra

Sollecitazioni massime e minime piastra

Simbologia adottata

In	Indice nodo modello
Mx	Momento X espresso in [kgm]
My	Momento Y espresso in [kgm]
Mxy	Momento XY espresso in [kgm]
Tx	Taglio X, espresso in [kg]
Ty	Taglio Y, espresso in [kg]
Nx	Tensione normale X espressa in [kg/cm ²]
Ny	Tensione normale Y espressa in [kg/cm ²]
Nxy	Tensione tangenziale XY espressa in [kg/cm ²]

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
156	9,50	10,00	Mx	380,28	[kgm]	1	MAX
140	4,60	10,00		-3322,55		1	MIN
98	9,29	0,34	My	375,34	[kgm]	1	MAX
60	4,55	4,98		-557,54		1	MIN
156	9,50	10,00	Mxy	528,27	[kgm]	1	MAX
124	0,00	10,00		-583,77		1	MIN

Verifiche strutturali

Verifica a flessione

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE (platea di fondo canale Lanza)

Dati

Base.....	=	100	cm
Altezza.....	=	25	cm
Momento flettente.....	=	3322	daNm
Rck.....	=	250	daN/cm ²
fyk.....	=	4500	daN/cm ²
Af (tesa).....	=	4.71	cm ² 6 ϕ 10 / 100
Af' (compressa).....	=	4.71	cm ² 6 ϕ 10 / 100
Copriferro.....	=	3	cm

Risultati calcolo

Momento Resistente.....	=	3868.39	daNm
Asse neutro.....	=	2.92	cm
Coefficiente di sicurezza.....	=	1.16	

Sponde

Simbologia adottata

X	Ascissa sezione espressa in [cm]
A _{fi}	Area di armatura lembo inferiore espressa in [cmq]
A _{fs}	Area di armatura lembo superiore espressa in [cmq]
M _u	Momento ultimo espresso in [kgm]
N _u	Sforzo normale ultimo espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza

It	X	A _{fi}	A _{fs}	M _u	N _u	FS
	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	
1	0,00	14,07	4,02	147720	0	341.297
	963,00	14,07	4,02	147720	0	681.110
2	0,00	14,07	4,02	0	0	1000.000
	956,00	14,07	4,02	147720	0	559.443

Verifica a taglio

Sponde

Simbologia adottata

Tratto	Ascissa iniziale e finale del tratto staffe, espressa in [cm]
A _{sta} , A _{sag}	Area sataffe e area sagomati, espressa in [cmq]
V _{Rcd}	Resistenza di calcolo a taglio compressione, espresso in [kg]
V _{Rsda}	Resistenza di calcolo a taglio trazione staffe, espresso in [kg]
V _{Rsdb}	Resistenza di calcolo a taglio trazione sagomati, espresso in [kg]
V _{Rd}	Taglio resistente (min(V _{Rcd} , V _{Rsda} +V _{Rsdb})), espresso in [kg]
T	Taglio agente, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra V _{Rd} /T)

It	Tratto	A _{sta} - A _{sag}	V _{Rcd}	V _{Rsda}	V _{Rsdb}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cmq]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0,0 - 288,9	6,92 - 0,00	148897	1278607	0	148897	2306	64.578
	288,9 - 674,1	6,75 - 0,00	148897	1662189	0	148897	1507	98.783
	674,1 - 963,0	6,92 - 0,00	148897	1278607	0	148897	1980	75.187
2	0,0 - 286,8	6,97 - 0,00	148897	1278607	0	148897	2017	73.835
	286,8 - 669,2	6,80 - 0,00	148897	1662189	0	148897	1479	100.691
	669,2 - 956,0	6,97 - 0,00	148897	1278607	0	148897	2399	62.077

Verifiche geotecniche

Carico limite

Piastra

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kg]
N _p	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kg]
Pu	Portanza ultima, espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espressa in [kg]

FS Fattore di sicurezza a carico limite (Pd/N). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

Ic	N	Np	Pu	Pd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	275963	0	28761278	28761278	100.000 (1)

Armature

Armature piastra

Direzione principale armature 0,00 [°]
 Direzione secondaria armature -90,00 [°]
 Numero tratti complessivi 20
 Ampiezza singolo tratto 1,00 [m]
 Distanza fra le sezioni di calcolo del singolo tratto 0,25 [m]

Maglia superiore (4 ϕ 10) x (4 ϕ 10)
 Maglia inferiore (4 ϕ 10) x (4 ϕ 10)

n°	Gruppo	Tipo	Lembo	Dir	nf ϕ	L
					[mm]	[m]
2	B	Lungo	Superiore	X	9 ϕ 10	10,04
4	D	Lungo	Inferiore	X	2 ϕ 10	1,33
5	E	Lungo	Inferiore	X	2 ϕ 10	1,33
6	F	Lungo	Inferiore	X	4 ϕ 10	1,08
7	G	Lungo	Inferiore	X	6 ϕ 10	1,08
8	H	Lungo	Inferiore	X	3 ϕ 10	0,83
9	I	Lungo	Inferiore	X	1 ϕ 10	2,33
11	K	Lungo	Inferiore	Y	2 ϕ 10	10,54
12	L	Lungo	Inferiore	Y	2 ϕ 10	0,61
14	N	Lungo	Superiore	Y	11 ϕ 10	10,54

VERIFICA MURI IN ELEVAZIONE

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 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

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 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 incrementati i soli carichi variabili.

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

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

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_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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:

$$Q_u = c N_c d_{c1} c + q N_q d_{q1} i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma1} i_\gamma$$

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:

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

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

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

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:

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

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.

TIPOLOGIA H = 2,40

Normativa

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
$\gamma_{c'}$	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:

Carichi	Effetto		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:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione 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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		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:

Parametri		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 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

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	

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	2,40 [m]
Spessore in sommità	0,20 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,20 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	3,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,70 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,25 [m]
Spessore magrone	0,00 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	Rck 250
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	250,0 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	306658,85 [kg/cm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

Tensione di snervamento σ_{fa}

4588,0 [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	1,00	0,00	0,00
2	4,00	0,70	13,13
3	7,00	0,80	1,91
4	8,00	0,80	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]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 1,50 [m]

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 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/cm²]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a	
LIMO SCIOLTO	1400	1870	21.32	14.21	0,100	0,020	
SABBIE E LIMI	1580	1890	29.68	19.79	0,100	0,020	
GHIAIA SABBIOSA ADD	2170	2170	2170	42.00	28.00	0,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

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

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	3,20	0,00	1,22	0,00	LIMO SCIOLTO
2	0,50	0,00	3,25	0,00	SABBIE E LIMI
3	0,30	0,00	0,00	0,00	GHIAIA SABBIOSA ADD

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 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° 3 - 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° 4 - 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° 5 - 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° 6 - 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° 7 - 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° 8 - 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° 9 - 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° 10 - 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° 11 - 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° 12 - 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° 13 - 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° 14 - 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° 15 - 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° 16 - 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° 17 - 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° 18 - 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° 19 - 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° 20 - 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° 21 - 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

Ordinarie

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

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

Calcolo della portanza

metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità

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]	--	1,08	--	8,70	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,09	--	6,03	--
3	EQU - [1]	--	--	11,95	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,80
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,40	--	9,88	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,41	--	9,83	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,05	--	5,91	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,05	--	5,98	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	13,45	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	14,52	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,76
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,77
13	SLEQ - [1]	--	1,45	--	10,00	--
14	SLEF - [1]	--	1,45	--	10,00	--
15	SLER - [1]	--	1,45	--	10,00	--
16	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,43	--	9,91	--
17	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,42	--	9,94	--
18	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,43	--	9,91	--
19	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,42	--	9,94	--
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,43	--	9,91	--
21	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,42	--	9,94	--

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

Identificazione del sito

Latitudine	45.137155
Longitudine	8.450886
Comune	Casale Monferrato
Provincia	Alessandria
Regione	Piemonte
Punti di interpolazione del reticolo	13582 - 13360 - 13359 - 13581
Tipo di opera	
Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso pericolose	II - Normali affollamenti e industrie non
Vita di riferimento	50 anni
Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo a_g	0.38 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.05$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.52$
Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g	0.19 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.26$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	3512,50 [kg]
Baricentro del muro	X=-1,25 Y=-2,07
Superficie di spinta	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = -2,65
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,65 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	159,87	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	156,69	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	31,75	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -2,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	11,45	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,01	[°]	
Spinta falda	1237,50	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,00	[m]	Y = -2,15 [m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1394,19	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3193,00	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	657,20	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	7855,78	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3193,00	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1394,19	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,40	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Risultante in fondazione	3484,11	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1291,54	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	11.95
--	-------

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	73,32	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	71,86	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	14,56	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -2,47 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	11,45	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,63	[°]	
Incremento sismico della spinta	18,98	[kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,00	[m]	Y = -2,47 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	56,19	[°]	
Spinta falda	1125,00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,00	[m]	Y = -2,15 [m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]	

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	36,85	[kg]		
Inerzia verticale del muro	18,43	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1252,31	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3549,25	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3549,25	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1252,31	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,44	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Risultante in fondazione	3763,71	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,43	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1544,86	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	20992,16	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,0282	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,1636	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 12.59$	$N_q = 4.93$	$N_\gamma = 1.77$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,61$	$i_q = 0,61$	$i_\gamma = 0,01$
Fattori profondità	$d_c = 1,02$	$d_q = 1,01$	$d_\gamma = 1,01$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 7.88$	$N'_q = 3.06$	$N'_\gamma = 0.03$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.05
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.91

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 7

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	0,60	300,00	0,94	3,15
3	1,20	600,00	3,80	7,54
4	1,80	900,00	54,27	220,69
5	2,40	1200,00	343,43	821,56

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 7

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	1,75	-198,03	-39,51
3	3,50	515,52	1041,81

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 7

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
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	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, 20	6,79	4,52	0	0	1000,00	8423	--	--
2	0,60	100, 20	6,79	4,52	230302	-725	767,67	8462	--	--
3	1,20	100, 20	6,79	4,52	227393	-1439	378,99	8500	--	--
4	1,80	100, 20	6,79	4,52	130748	-7884	145,28	8538	--	--
5	2,40	100, 20	6,79	5,65	19709	-5640	16,42	8576	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 7

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
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

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.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 25	5,50	5,50	0	0	1000,00	9772	--	--
2	1,75	100, 25	5,50	5,50	0	-4570	23,08	9772	--	--
3	3,50	100, 25	5,50	5,50	0	4570	8,87	9772	--	--

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

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]= -1,59 Y[m]= 1,59

Raggio del cerchio R[m]= 4,74

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,16

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,02

Larghezza della striscia dx[m]= 0,29

Coefficiente di sicurezza C= 1.76

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	149,10	70.47	140,52	0,86	17.34	0,08	0,00
2	394,15	62.20	348,67	0,62	17.34	0,08	0,00
3	563,91	55.42	464,28	0,51	17.34	0,08	0,00
4	727,93	49.68	554,98	0,44	17.34	0,08	0,03
5	867,64	44.56	608,76	0,40	17.34	0,08	0,06
6	980,90	39.86	628,67	0,37	17.34	0,08	0,09
7	1073,19	35.47	622,70	0,35	17.34	0,08	0,11
8	1160,62	31.30	603,03	0,34	17.34	0,08	0,13
9	1247,24	27.32	572,40	0,32	17.34	0,08	0,15
10	1320,49	23.47	525,95	0,31	17.34	0,08	0,16
11	1683,09	19.74	568,34	0,30	17.34	0,08	0,17
12	680,37	16.08	188,50	0,30	17.34	0,08	0,03
13	362,51	12.50	78,46	0,29	17.34	0,08	0,04
14	390,67	8.96	60,88	0,29	17.34	0,08	0,04
15	409,57	5.46	39,00	0,29	17.34	0,08	0,05
16	419,31	1.98	14,51	0,29	17.34	0,08	0,05
17	419,95	-1.49	-10,92	0,29	17.34	0,08	0,05
18	411,50	-4.97	-35,64	0,29	17.34	0,08	0,05
19	393,91	-8.47	-58,00	0,29	17.34	0,08	0,04
20	367,07	-12.00	-76,29	0,29	17.34	0,08	0,04
21	330,87	-15.57	-88,83	0,30	17.34	0,08	0,03
22	285,36	-19.21	-93,90	0,30	17.34	0,08	0,02
23	231,25	-22.94	-90,12	0,31	17.34	0,08	0,01
24	126,68	-26.77	-57,05	0,32	17.34	0,08	0,00
25	30,44	-30.73	-15,55	0,33	17.34	0,08	0,00

$\Sigma W_i = 15027,69$ [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 5493,33$ [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 4029,12$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 7213,08$ [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	0,60	300,00	300,00	0,00	0,94	0,00	3,15
3	1,20	600,00	600,00	0,02	3,80	1,25	7,54
4	1,80	900,00	900,00	45,77	59,50	211,25	274,62
5	2,40	1200,00	1200,00	327,39	423,85	793,84	1024,15

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	0,60	300,00	300,00	0,00	0,47	0,00	1,56
3	1,20	600,00	600,00	0,02	1,89	1,25	4,36
4	1,80	900,00	900,00	45,77	49,97	211,25	215,92
5	2,40	1200,00	1200,00	325,52	332,99	781,25	787,48

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]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,75	-210,27	-134,45	-52,70	13,87
3	3,50	463,51	634,87	992,90	1041,81

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,75	-209,86	-203,75	-53,92	-47,56
3	3,50	461,98	482,10	1000,35	1016,69

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/cm ²]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	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, 20	6,79	4,52	0	0	1000,00	8423	--	--
2	0,60	100, 20	6,79	4,52	230302	0	767,67	7861	--	--
3	1,20	100, 20	6,79	4,52	227393	-8	378,99	8500	--	--
4	1,80	100, 20	6,79	4,52	122860	-7401	136,51	8538	--	--
5	2,40	100, 20	6,79	5,65	15042	-5313	12,54	8576	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0,00	100, 20	6,79	4,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	100, 20	6,79	4,52	0,15	0,00	-2,03	-2,19
3	1,20	100, 20	6,79	4,52	0,31	0,00	-4,05	-4,51
4	1,80	100, 20	6,79	4,52	1,18	0,15	2,97	-14,02
5	2,40	100, 20	6,79	5,65	8,32	0,54	235,36	-61,25

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 [cm ²]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cm ²]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cm ²]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cm ²]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cm ²]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cm ²]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

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.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 25	5,50	5,50	0	0	1000,00	9772	--	--
2	1,75	100, 25	5,50	5,50	0	-4570	21,74	9772	--	--
3	3,50	100, 25	5,50	5,50	0	4570	7,20	9772	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 25	5,50	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1,75	100, 25	5,50	5,50	3,69	-0,03	-22,01	189,12
6	3,50	100, 25	5,50	5,50	8,48	0,54	434,46	-50,55

TIPOLOGIA H = 4,50

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

Ordinarie

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

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

Calcolo della portanza

metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità

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

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	9,93	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	10,67	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	7,66	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	8,13	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,92	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,09	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,19
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,21
9	SLEQ - [1]	--	99,99	--	12,75	--
10	SLEF - [1]	--	99,99	--	12,75	--
11	SLER - [1]	--	99,99	--	12,75	--
12	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	11,04	--
13	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	11,50	--
14	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	11,04	--
15	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	11,50	--
16	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	11,04	--
17	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	11,50	--

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

Calcolo del carico limite

Calcolo della stabilità globale

Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Culmann

metodo di Meyerhof

metodo di Fellenius

Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	45.137155
Longitudine	8.450886
Comune	Casale Monferrato
Provincia	Alessandria
Regione	Piemonte
Punti di interpolazione del reticolo	13582 - 13360 - 13359 - 13581

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso pericolose	II - Normali affollamenti e industrie non
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.38 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.83$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.91$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.19 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.88$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.44$

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

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]

Peso muro	4562,50 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,99 Y=-3,45

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,00	Y = -4,75
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,00	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,75	[m]

Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale) 0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica	1047,43	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	993,78	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	330,95	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,84 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	18,42	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,55	[°]	

Incremento sismico della spinta	1116,74	[kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,84 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48,37	[°]	

Spinta falda	1125,00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,00	[m]	Y = -4,25 [m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00 [m]
Inerzia del muro	265,93	[kg]	
Inerzia verticale del muro	132,96	[kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Reazione vincolare	-534	[kg]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3978,04	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5379,25	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5379,25	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3978,04	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Risultante in fondazione	6690,38	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	36,48	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	53420,66	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,1454	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,1454	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 29.38	N _q = 17.75	N _γ = 14.84
Fattori forma	s _c = 1,00	s _q = 1,00	s _γ = 1,00

Fattori inclinazione	$i_c = 0,35$	$i_q = 0,35$	$i_\gamma = 0,05$
Fattori profondità	$d_c = 1,02$	$d_q = 1,01$	$d_\gamma = 1,01$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 10.63$	$N'_q = 6.35$	$N'_\gamma = 0.79$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	9.93

Sollecitazioni paramento

Combinazione 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	0,00	0,00	533,81
2	1,13	562,50	618,98	566,59
3	2,25	1125,00	1274,86	599,95
4	3,38	1687,50	2193,24	1225,10
5	4,50	2250,00	4458,90	3155,10

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

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	1,75	1269,18	1450,49
3	3,50	5076,72	2900,98

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione 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, 20	6,79	5,65	0	0	1000,00	8423	--	--
2	1,13	100, 20	12,44	5,65	7167	-7886	12,74	10381	--	--
3	2,25	100, 20	12,44	5,65	6947	-7873	6,18	10453	--	--
4	3,38	100, 20	19,23	5,65	8746	-11367	5,18	12135	--	--
5	4,50	100, 20	12,44	6,79	3884	-7697	1,73	10596	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione 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	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 valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 25	5,65	5,65	0	0	1000,00	9772	--	--
2	1,75	100, 25	5,65	5,65	0	4694	3,70	9772	--	--
3	3,50	100, 25	5,65	5,65	0	4694	0,92	9772	--	--

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	2564,22	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	2482,04	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	643,96	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,67 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,54	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	49,01	[°]	
Incremento sismico della spinta	1522,91	[kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,67 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	44,57	[°]	
Spinta falda	1125,00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,00	[m]	Y = -4,25 [m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00 [m]
Inerzia del muro	265,93	[kg]	
Inerzia verticale del muro	132,96	[kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Reazione vincolare	-162	[kg]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5508,81	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5721,88	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5721,88	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5508,81	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Risultante in fondazione	7942,72	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	43,91	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	43822,41	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,1546	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,1546	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 20.02	N _q = 10.13	N _γ = 6.23
Fattori forma	s _c = 1,00	s _q = 1,00	s _γ = 1,00
Fattori inclinazione	i _c = 0,26	i _q = 0,26	i _γ = 0,63
Fattori profondità	d _c = 1,02	d _q = 1,01	d _γ = 1,01

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

$$N'_c = 5.36$$

$$N'_q = 2.68$$

$$N'_\gamma = 3.95$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 99.99

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 7.66

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 3

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	161,73
2	1,13	562,50	200,39	194,52
3	2,25	1125,00	456,84	348,33
4	3,38	1687,50	1516,42	1736,52
5	4,50	2250,00	4808,96	4522,27

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 3

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	1,75	1410,97	1612,54
3	3,50	5643,90	3225,08

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 3

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
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	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, 20	6,79	5,65	0	0	1000,00	8423	--	--
2	1,13	100, 20	12,44	5,65	25215	-8983	44,83	10381	--	--
3	2,25	100, 20	12,44	5,65	21577	-8762	19,18	10453	--	--
4	3,38	100, 20	19,23	5,65	12816	-11517	7,59	12135	--	--
5	4,50	100, 20	12,44	6,79	3593	-7678	1,60	10596	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 3

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
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

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.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 25	5,65	5,65	0	0	1000,00	9772	--	--
2	1,75	100, 25	5,65	5,65	0	4694	3,33	9772	--	--
3	3,50	100, 25	5,65	5,65	0	4694	0,83	9772	--	--

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	2564,22	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	2482,04	[kg]

Componente verticale della spinta statica	643,96	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,67 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,54	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	49,01	[°]	
Incremento sismico della spinta	1522,91	[kg]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,67 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	44,57	[°]	
Spinta falda	1125,00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 0,00	[m]	Y = -4,25 [m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00 [m]
Inerzia del muro	265,93	[kg]	
Inerzia verticale del muro	132,96	[kg]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]	
Reazione vincolare	-162	[kg]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5508,81	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5721,88	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	20215,72	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	59076,45	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5721,88	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5508,81	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,70	[m]
Risultante in fondazione	7942,72	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	43,91	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.92
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 7

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]= -1,43 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 5,27

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,18

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,80

Larghezza della striscia dx[m]= 0,32

Coefficiente di sicurezza C= 1.19

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	835,80	76.13	811,42	1,33	17.34	0,08	0,00
2	1242,99	64.78	1124,53	0,75	17.34	0,08	0,00
3	1473,11	57.47	1242,01	0,59	17.34	0,08	0,00
4	1653,25	51.45	1292,96	0,51	22.32	0,08	0,00
5	1836,40	46.15	1324,42	0,46	24.51	0,08	0,04
6	1988,13	41.33	1313,01	0,43	24.51	0,08	0,07
7	2111,76	36.85	1266,39	0,40	24.51	0,08	0,10
8	2212,30	32.61	1192,36	0,38	24.51	0,08	0,12
9	2293,88	28.57	1097,10	0,36	24.51	0,08	0,14
10	2380,37	24.68	994,02	0,35	24.51	0,08	0,15
11	2461,45	20.91	878,53	0,34	24.51	0,08	0,17
12	2645,09	17.23	783,60	0,33	24.51	0,08	0,18
13	2326,87	13.63	548,17	0,33	24.51	0,08	0,04
14	444,88	10.07	77,82	0,32	24.51	0,08	0,04
15	472,49	6.56	53,99	0,32	24.51	0,08	0,05
16	488,44	3.07	26,18	0,32	24.51	0,08	0,05
17	492,85	-0.40	-3,48	0,32	24.51	0,08	0,05
18	485,76	-3.88	-32,90	0,32	24.51	0,08	0,05
19	467,11	-7.38	-59,97	0,32	24.51	0,08	0,05
20	436,75	-10.90	-82,56	0,33	24.51	0,08	0,04
21	394,48	-14.46	-98,50	0,33	24.51	0,08	0,03
22	340,10	-18.08	-105,56	0,34	24.51	0,08	0,03
23	273,83	-21.78	-101,60	0,34	24.51	0,08	0,01
24	162,76	-25.58	-70,27	0,35	24.51	0,08	0,00
25	40,71	-29.50	-20,05	0,37	24.51	0,08	0,00

$\Sigma W_i = 29961,59$ [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 13451,62$ [kg]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 10924,11$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 8442,54$ [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	161,48	533,81
2	1,13	562,50	562,50	200,10	618,98	194,26	566,59
3	2,25	1125,00	1125,00	454,33	1274,86	335,91	599,95
4	3,38	1687,50	1687,50	1434,74	2193,24	1110,26	1736,52
5	4,50	2250,00	2250,00	4113,55	4808,96	2879,28	4522,27

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	579,98	635,29
2	1,13	562,50	562,50	661,60	719,02	596,19	642,75
3	2,25	1125,00	1125,00	1341,45	1445,69	612,78	649,13
4	3,38	1687,50	1687,50	2183,93	2287,37	943,42	1063,92
5	4,50	2250,00	2250,00	3933,48	4163,04	2261,87	2644,17

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]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,75	1121,00	1410,97	1281,14	1612,54
3	3,50	4483,99	5643,90	2562,28	3225,08

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,75	1068,13	1158,55	1220,72	1324,06
3	3,50	4272,51	4634,21	2441,44	2648,12

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
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]

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, 20	6,79	5,65	0	0	1000,00	8423	--	--
2	1,13	100, 20	12,44	5,65	7167	-7886	12,74	10381	--	--
3	2,25	100, 20	12,44	5,65	6947	-7873	6,18	10453	--	--
4	3,38	100, 20	19,23	5,65	8746	-11367	5,18	12135	--	--
5	4,50	100, 20	12,44	6,79	3593	-7678	1,60	10596	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,00	100, 20	6,79	5,65	0,00	0,44	0,00	0,00
2	1,13	100, 20	12,44	5,65	14,31	0,44	366,81	-112,08
3	2,25	100, 20	12,44	5,65	28,78	0,45	737,75	-225,29
4	3,38	100, 20	19,23	5,65	39,65	0,74	776,46	-352,83
5	4,50	100, 20	12,44	6,79	81,33	1,83	2162,88	-622,98

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
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 valle

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

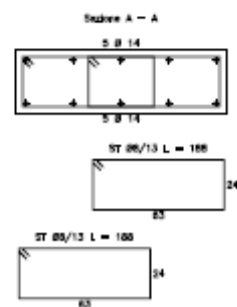
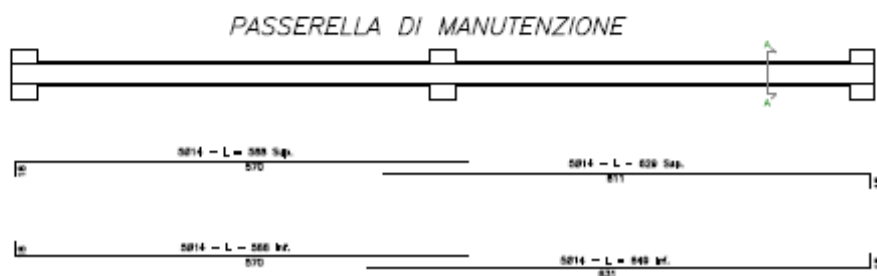
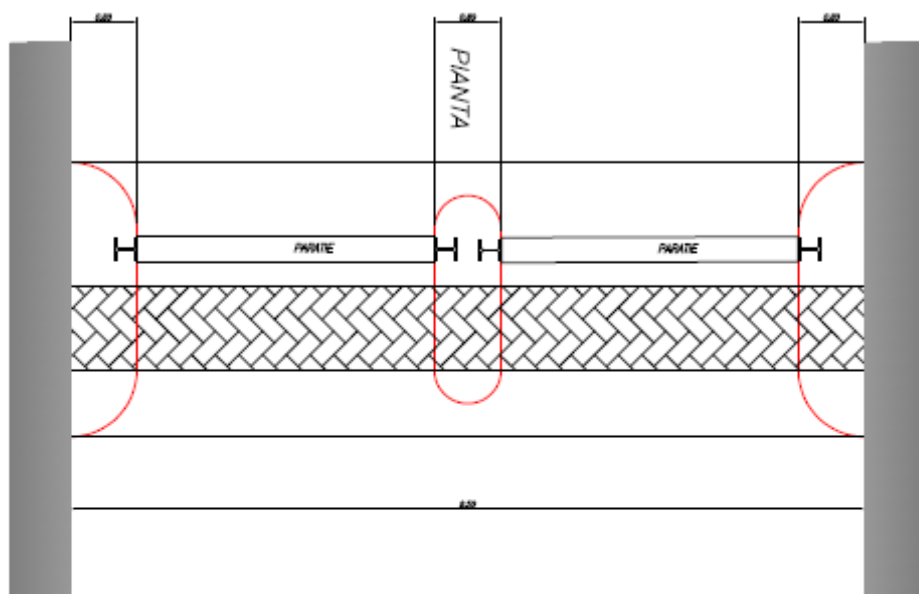
Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 25	5,65	5,65	0	0	1000,00	9772	--	--
2	1,75	100, 25	5,65	5,65	0	4694	3,33	9772	--	--
3	3,50	100, 25	5,65	5,65	0	4694	0,83	9772	--	--

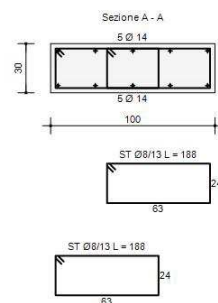
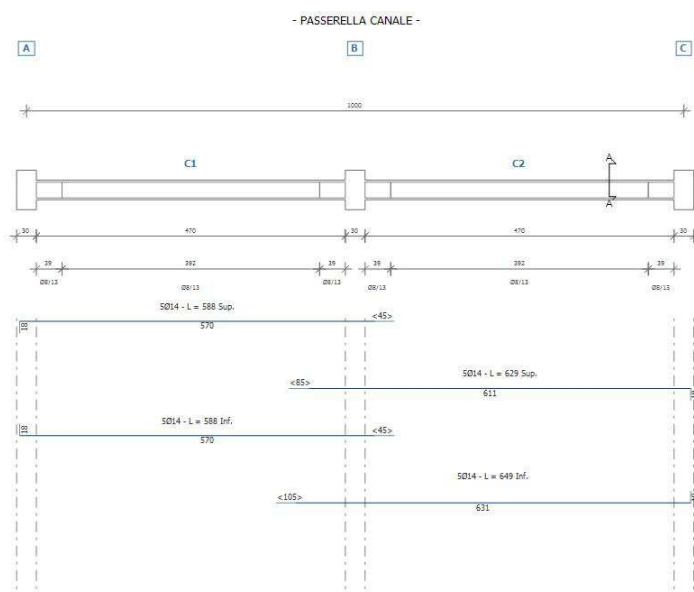
Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0,00	100, 25	5,65	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1,75	100, 25	5,65	5,65	20,09	0,71	1016,06	-121,76
6	3,50	100, 25	5,65	5,65	80,38	1,42	4064,26	-487,06

PASSERELLA OPERA DI PRESA



Caratteristiche dell'armatura



Lunghezza totale: 10,00 m
Calcestruzzo: C25/30

Numero di campate: 2
Acciaio d'armatura: B450C

Armatura longitudinale

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	As [cm ²]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	5 Ø 14	7,70	540	48	588
2	Corrente - Superiore	5 Ø 14	7,70	581	48	629
3	Corrente - Inferiore	5 Ø 14	7,70	540	48	588
4	Corrente - Inferiore	5 Ø 14	7,70	601	48	649

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

Armatura trasversale

Campata	Ampiezza campo [cm]	Φ [mm]	Passo s [cm]	Ast [cm ²]	Bracci
1	39	8	13	2,01	4
1	392	8	13	2,01	4
1	39	8	13	2,01	4
2	39	8	13	2,01	4
2	392	8	13	2,01	4
2	39	8	13	2,01	4

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC § 4.1.3)

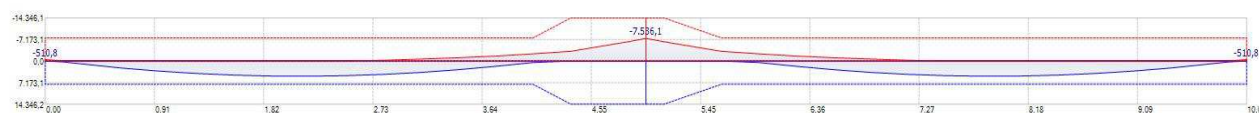
Campo di rottura

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	εc [‰]	εs [‰]	Campo	ξ	ξlim	Verifica
1	0,00	-510,8	3,50	20,22	III	0,148	0,45	SI
1	1,25	611,5	3,50	20,22	III	0,148	0,45	SI
1	2,19	5.028,3	3,50	20,22	III	0,148	0,45	SI
1	5,00	-7.536,1	3,50	14,97	III	0,190	0,45	SI
2	0,00	-7.536,1	3,50	14,97	III	0,190	0,45	SI
2	2,81	5.028,3	3,50	20,22	III	0,148	0,45	SI

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando $\xi < \xi_{lim}$

Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC § 4.1.2.3.4)

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Momento massimo

Momento minimo

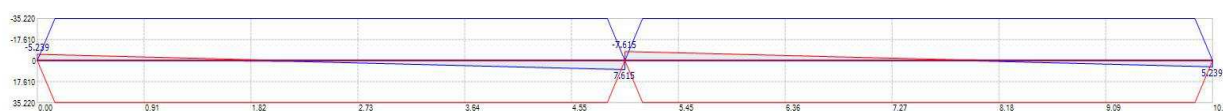
Momento resistente

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	Mrd [kg m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,00	-510,8	7,70	7,70	-7.755,3	15,18	SI
1	1,25	611,5	7,70	7,70	7.755,3	12,68	SI
1	2,19	5.028,3	7,70	7,70	7.755,3	1,54	SI
1	5,00	-7.536,1	15,39	15,39	-14.346,1	1,90	SI
2	0,00	-7.536,1	15,39	15,39	-14.346,1	1,90	SI

2	2,81	5.028,3	7,70	7,70	7.755,3	1,54	SI
---	------	---------	------	------	---------	------	----

Verifica di resistenza a taglio (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Andamento della sollecitazione tagliante.



Taglio massimo

Taglio minimo

Taglio resistente

Campata	Ascissa [m]	α	θ	Vsd [kg]	VRd [kg]	VRsd [kg]	VRcd [kg]	Verifica
1	0,15	90°	21,8	4.843	11.755	35.220	57.118	SI
1	0,54	90°	21,8	3.927	11.755	35.220	57.118	SI
1	0,54	90°	21,8	3.878	11.755	35.220	57.118	SI
1	4,46	90°	21,8	6.254	14.516	35.220	57.118	SI
1	4,46	90°	21,8	6.304	14.516	35.220	57.118	SI
1	4,85	90°	21,8	7.219	14.516	35.220	57.118	SI
2	0,15	90°	21,8	7.219	14.516	35.220	57.118	SI
2	0,54	90°	21,8	6.304	11.755	35.220	57.118	SI
2	0,54	90°	21,8	6.254	11.755	35.220	57.118	SI
2	4,46	90°	21,8	3.878	11.755	35.220	57.118	SI
2	4,46	90°	21,8	3.927	11.755	35.220	57.118	SI
2	4,85	90°	21,8	4.843	11.755	35.220	57.118	SI

α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. θ rispetta il limite: $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$ (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2)

Verifica di fessurazione (cfr NTC § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Ordinario

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	-332,9	7,70	7,70	0,000	0,000	0,400	SI
1	1,56	836,8	7,70	7,70	0,000	0,000	0,400	SI
1	5,00	-4.871,8	15,39	15,39	0,084	0,144	0,400	SI
2	0,00	-4.871,8	15,39	15,39	0,084	0,144	0,400	SI
2	2,81	3.289,9	7,70	7,70	0,107	0,181	0,400	SI
2	5,00	-332,9	7,70	7,70	0,000	0,000	0,400	SI

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	-309,3	7,70	7,70	0,000	0,000	0,300	SI
1	1,56	879,1	7,70	7,70	0,000	0,000	0,300	SI
1	5,00	-4.719,6	15,39	15,39	0,079	0,134	0,300	SI
2	0,00	-4.719,6	15,39	15,39	0,079	0,134	0,300	SI
2	2,81	3.062,1	7,70	7,70	0,075	0,128	0,300	SI
2	5,00	-309,3	7,70	7,70	0,000	0,000	0,300	SI

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	σ_c [kg/cm ²]	σ_c limite [kg/cm ²]	σ_s trazione [kg/cm ²]	σ_s comp. [kg/cm ²]	σ_s limite [kg/cm ²]	Verifica
1	0,00	-356,6	7,70	7,70	-4,40	-152,29	200,01	-19,07	3.669,72	SI
1	1,56	794,5	7,70	7,70	-9,81	-152,29	445,62	-42,50	3.669,72	SI
1	2,19	3.517,6	7,70	7,70	-43,42	-152,29	1.973,05	-188,16	3.669,72	SI
1	5,00	-5.328,5	15,39	15,39	-47,20	-152,29	1.541,41	-311,02	3.669,72	SI
2	0,00	-5.328,5	15,39	15,39	-47,20	-152,29	1.541,41	-311,02	3.669,72	SI
2	2,81	3.517,6	7,70	7,70	-43,42	-152,29	1.973,05	-188,16	3.669,72	SI
2	3,44	794,5	7,70	7,70	-9,81	-152,29	445,62	-42,50	3.669,72	SI
2	5,00	-356,6	7,70	7,70	-4,40	-152,29	200,01	-19,07	3.669,72	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.15 § 4.1.2.2.5.1

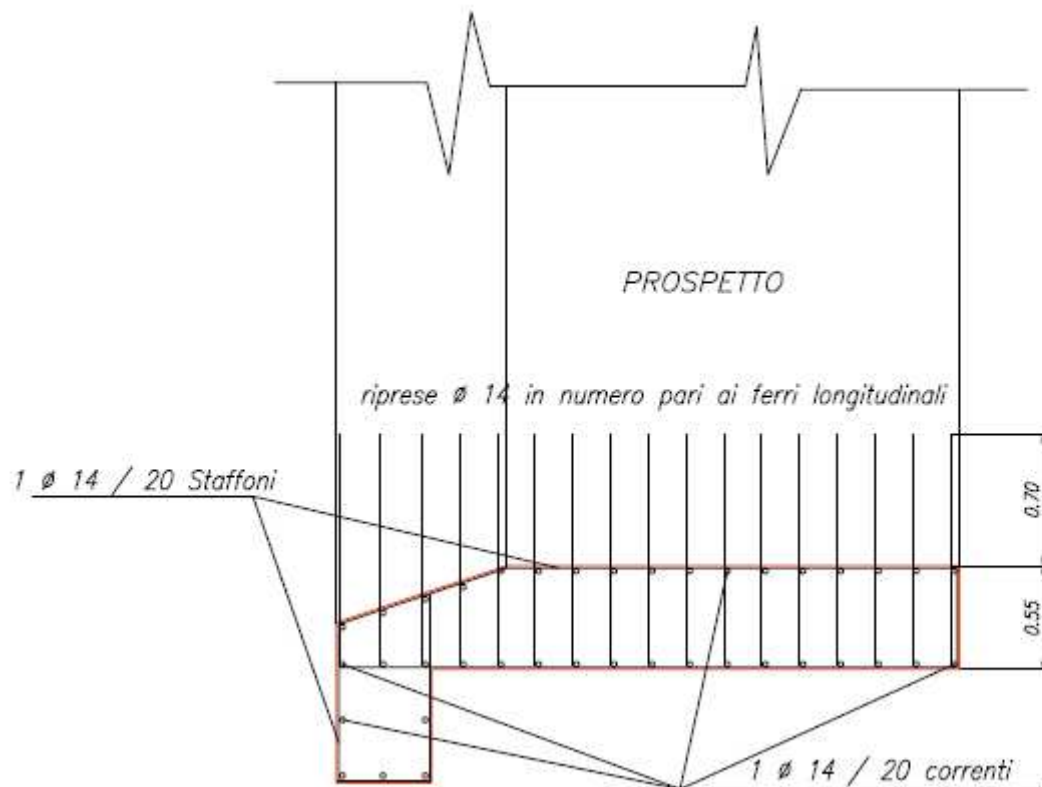
σ_s limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.17 § 4.1.2.2.5.2

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Ac [cm ²]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	σ_c [kg/cm ²]	σ_c limite [kg/cm ²]	Verifica
1	0,00	-309,3	3.000,00	7,70	7,70	-3,82	-114,22	SI
1	1,56	879,1	3.000,00	7,70	7,70	-10,85	-114,22	SI
1	2,19	3.062,1	3.000,00	7,70	7,70	-37,80	-114,22	SI
1	5,00	-4.719,6	3.000,00	15,39	15,39	-41,80	-114,22	SI
2	0,00	-4.719,6	3.000,00	15,39	15,39	-41,80	-114,22	SI
2	2,81	3.062,1	3.000,00	7,70	7,70	-37,80	-114,22	SI
2	3,44	879,1	3.000,00	7,70	7,70	-10,85	-114,22	SI
2	5,00	-309,3	3.000,00	7,70	7,70	-3,82	-114,22	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.16 § 4.1.2.2.5.1

BASAMENTO DI FONDAZIONE OPERA DI PRESA



Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione 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	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

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.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,00	100, 55	12,32	12,32	0	0	1000,00	17539	--	--
2	0,60	100, 55	12,32	12,32	0	24393	33,38	17539	--	--
3	1,20	100, 55	12,32	12,32	0	24393	8,68	17539	--	--

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, 55	20,01	12,32	0	0	1000,00	17539	--	--
2	1,05	100, 55	12,32	12,32	0	-24393	12,82	17539	--	--
3	2,10	100, 55	12,32	12,32	0	-24393	4,11	17539	--	--

Verifica sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=50 [cm]

A_{fi}=7,70 [cmq] A_{fs}=7,70 [cmq]

Sollecitazioni M=4547,1 [kgm] T=11362,1 [kg]

Momento ultimo sezione M_u = 13845,18 [kgm]

Coeff.sicurezza sezione = 3,04

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	11362,88	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	11362,11	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	132,21	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,10	[m]	Y = -2,85	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,67	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	38,39	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	6448,58	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,06	[m]	Y = -1,54	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11362,11	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14553,06	[kg]
Resistenza passiva dente di fondazione	-7158,98	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	7233,05	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	31482,03	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15127,76	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	10584,89	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Risultante in fondazione	18463,18	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	34,98	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3018,37	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

4.35

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 4

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]

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}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0,00	100, 55	12,32	12,32	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	100, 55	12,32	12,32	1,76	0,44	98,02	-19,22
3	1,20	100, 55	12,32	12,32	6,91	0,85	384,93	-75,46

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}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0,00	100, 55	20,01	12,32	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,05	100, 55	12,32	12,32	3,11	-0,34	-33,91	172,98
3	2,10	100, 55	12,32	12,32	8,51	-0,42	-92,93	474,07

Verifica sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=50 [cm]

$A_{fi}=7,70$ [cmq] $A_{fs}=7,70$ [cmq]

Sollecitazioni M=3497,8 [kgm] T=8740,1 [kg]

Momento ultimo sezione $M_u = 13845,18$ [kgm]

Coeff.sicurezza sezione = 3,96

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 4

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

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]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kgm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kgm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
s_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0,00	9,24	6,16	-2125	0	0,0000	0,00	0,000
2	0,15	9,24	6,16	-2125	-1	0,0000	0,00	0,000
3	0,30	9,24	6,16	-2125	-4	0,0000	0,00	0,000
4	0,45	9,24	6,16	-2125	-15	0,0000	0,00	0,000
5	0,60	9,24	6,16	-2125	-35	0,0000	0,00	0,000
6	0,75	9,24	6,16	-2125	-68	0,0000	0,00	0,000
7	0,90	9,24	6,16	-2125	-118	0,0000	0,00	0,000
8	1,06	9,24	6,16	-2125	-187	0,0000	0,00	0,000
9	1,21	9,24	6,16	-2125	-280	0,0000	0,00	0,000
10	1,36	9,24	6,16	-2125	-398	0,0000	0,00	0,000
11	1,51	9,24	6,16	-2125	-546	0,0000	0,00	0,000
12	1,66	9,24	6,16	-2125	-727	0,0000	0,00	0,000
13	1,81	9,24	6,16	-2125	-944	0,0000	0,00	0,000
14	1,96	9,24	6,16	-2125	-1200	0,0000	0,00	0,000
15	2,11	9,24	6,16	-2125	-1499	0,0000	0,00	0,000
16	2,26	9,24	6,16	-2125	-1844	0,0000	0,00	0,000
17	2,41	9,24	6,16	-2125	-2238	0,0255	137,08	0,059
18	2,56	9,24	6,16	-2125	-2684	0,0333	137,08	0,078
19	2,71	9,24	6,16	-2125	-3186	0,0466	137,08	0,109
20	2,86	9,24	6,16	-2125	-3747	0,0604	137,08	0,141
21	3,02	9,24	6,16	-2125	-4371	0,0751	137,08	0,175

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1,50	12,32	12,32	-7087	0	0,0000	0,00	0,000
2	-1,38	12,32	12,32	7087	24	0,0000	0,00	0,000
3	-1,26	12,32	12,32	7087	95	0,0000	0,00	0,000
4	-1,14	12,32	12,32	7087	212	0,0000	0,00	0,000
5	-1,02	12,32	12,32	7087	376	0,0000	0,00	0,000
6	-0,90	12,32	12,32	7087	585	0,0000	0,00	0,000
7	-0,78	12,32	12,32	7087	839	0,0000	0,00	0,000
8	-0,66	12,32	12,32	7087	1138	0,0000	0,00	0,000
9	-0,54	12,32	12,32	7087	1481	0,0000	0,00	0,000
10	-0,42	12,32	12,32	7087	1867	0,0000	0,00	0,000
11	-0,30	12,32	12,32	7087	2297	0,0000	0,00	0,000
12	0,00	12,32	12,32	-7087	-2829	0,0000	0,00	0,000
13	0,21	12,32	12,32	-7087	-2443	0,0000	0,00	0,000

14	0,42	12,32	12,32	-7087	-2068	0,0000	0,00	0,000
15	0,63	12,32	12,32	-7087	-1705	0,0000	0,00	0,000
16	0,84	12,32	12,32	-7087	-1359	0,0000	0,00	0,000
17	1,05	12,32	12,32	-7087	-1032	0,0000	0,00	0,000
18	1,26	12,32	12,32	-7087	-729	0,0000	0,00	0,000
19	1,47	12,32	12,32	-7087	-451	0,0000	0,00	0,000
20	1,68	20,01	12,32	-7467	-208	0,0000	0,00	0,000
21	1,89	12,32	12,32	-7087	-52	0,0000	0,00	0,000
22	2,10	20,01	12,32	-7467	0	0,0000	0,00	0,000

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	8740,68	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	8740,09	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	101,70	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,10	[m]	Y = -2,85 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,67	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	38,39	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	6448,58	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,06	[m]	Y = -1,54 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8740,09	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14522,55	[kg]
Resistenza passiva dente di fondazione	-6979,54	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14960,07	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7968,06	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Risultante in fondazione	16949,74	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28,04	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1156,77	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	108650,27	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,4684	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,3616	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 16.15	N _q = 7.30	N _γ = 3.62
Fattori forma	s _c = 1,00	s _q = 1,00	s _γ = 1,00
Fattori inclinazione	i _c = 0,56	i _q = 0,56	i _γ = 0,00
Fattori profondità	d _c = 1,04	d _q = 1,02	d _γ = 1,02

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

$$N'_c = 9.41$$

$$N'_q = 4.17$$

$$N'_\gamma = 0.02$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.00

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

7.26

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 5

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	0,60	584,93	1931,97
3	1,20	2297,00	3757,12

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 5

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	1,05	-1032,22	-1503,15
3	2,10	-2828,94	-1855,02

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 5

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]

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}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,00	100, 55	12,32	12,32	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	100, 55	12,32	12,32	1,76	0,44	98,02	-19,22
3	1,20	100, 55	12,32	12,32	6,91	0,85	384,93	-75,46

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}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0,00	100, 55	20,01	12,32	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,05	100, 55	12,32	12,32	3,11	-0,34	-33,91	172,98
3	2,10	100, 55	12,32	12,32	8,51	-0,42	-92,93	474,07

Verifica sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=50 [cm]

A_{fi}=7,70 [cmq] A_{fs}=7,70 [cmq]

Sollecitazioni M=3497,8 [kgm] T=8740,1 [kg]

Momento ultimo sezione M_u = 13845,18 [kgm]

Coeff.sicurezza sezione = 3,96

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	8740,68	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	8740,09	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	101,70	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,10	[m]	Y = -2,85 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,67	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	38,39	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	6448,58	[kg]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,06	[m]	Y = -1,54 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8740,09	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14522,55	[kg]
Resistenza passiva dente di fondazione	-6979,54	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14960,07	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7968,06	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Risultante in fondazione	16949,74	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	28,04	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1156,77	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	108650,27	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,4684	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,3616	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 16.15$	$N_q = 7.30$	$N_\gamma = 3.62$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,56$	$i_q = 0,56$	$i_\gamma = 0,00$
Fattori profondità	$d_c = 1,04$	$d_q = 1,02$	$d_\gamma = 1,02$

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

$N'_c = 9.41$	$N'_q = 4.17$	$N'_\gamma = 0.02$
---------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.26

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	14.00
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	ing. De Magistris Paolo
Licenza	AIU18294U

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

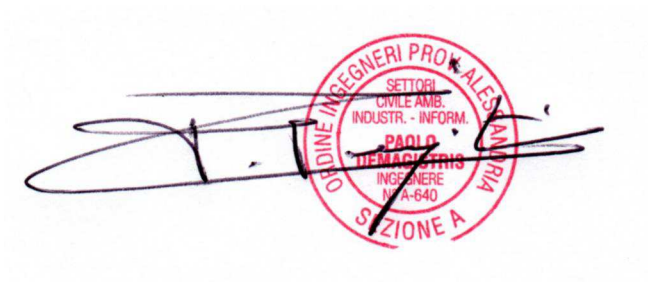
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Casale 25/06/2018

Il progettista
(Ing. Paolo Demagistris)

IL CALCOLATORE DELLE STRUTTURE



=====

*La presente relazione è costituita da n. 72 fogli, compreso questo, il cui retro
è lasciato completamente bianco*
