



DGR 6273/2022 - OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA SUL  
COLATORE GANDIOLO E DELL'ATTRAVERSAMENTO SULLA SP243  
IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA  
CUP: B18H22000760002

**OGGETTO:**

SERVIZIO PER LA REDAZIONE  
DEL PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO ESECUTIVO



**P&P Consulting Engineers Studio Associato**  
Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)  
+39 035 3235700 - fax +39 035 3235750  
E-mail: info@pepconsultingengineers.it

Timbro:



**Livello di Progetto:**

PFTE ☐  
Esecutivo ☒

**Elaborato:**

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO  
MURI CONTROTERRA

**Autor:**

MM

**Codice:**

140\_21\_SC

**Scala:**

1 : 50

**Data:**

Maggio 2024

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:
00	31/05/2024	Prima emissione

**Tavola:**

**B.03**



## **INDICE**

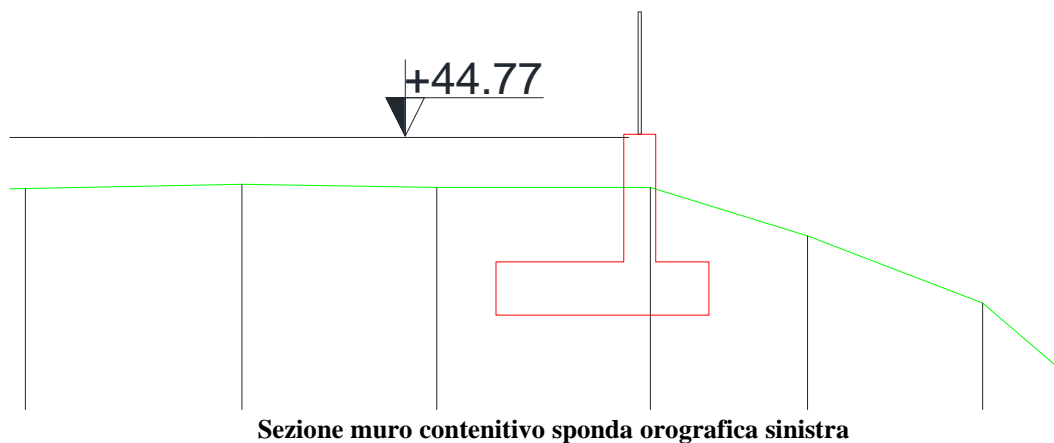
<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>5</b>
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1 CALCESTRUZZO .....	6
3.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA .....	9
3.3 MATERIALE DEL RILEVATO .....	9
<b>4. TERRENO .....</b>	<b>10</b>
<b>5. DESCRIZIONE DEL SOFTWARE .....</b>	<b>12</b>
<b>6. VERIFICA MURO SPONDA OROGRAFICA SINISTRA .....</b>	<b>13</b>
6.1 GEOMETRIA DEL MURO .....	13
6.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	14
6.3 PARAMETRI DEI TERRENI CONSIDERATE NELLE ANALISI.....	18
6.4 DESCRIZIONE DEI CARICHI .....	19
6.4.1 Spinta su parapetto .....	19
6.4.2 Sovraccarico veicolare .....	20
6.4.3 Azioni sismiche .....	20
6.1 COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	23
6.2 DISTRIBUZIONI DI SPINTE E PRESSIONI.....	24
6.2.1 Coefficienti di spinta.....	24
6.2.2 Pressioni .....	26
6.3 SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI.....	33
6.4 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE.....	37
6.4.1 Tensioni trasmesse sul terreno.....	37
6.4.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	37
6.4.3 Verifica a ribaltamento .....	37
6.4.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno .....	38
6.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO .....	39
6.6 DIMENSIONAMENTO ARMATURA .....	41
6.6.1 Parametri per dimensionamento armatura.....	41
6.6.2 Sollecitazioni e verifiche strutturali.....	42
<b>7. VERIFICA MURO SPONDA OROGRAFICA DESTRA .....</b>	<b>46</b>
7.1 GEOMETRIA DEL MURO .....	46
7.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	48
7.3 PARAMETRI DEI TERRENI CONSIDERATE NELLE ANALISI.....	53

7.4	DESCRIZIONE DEI CARICHI .....	54
7.4.1	Sovraccarico veicolare .....	54
7.4.2	Urto da traffico veicolare .....	54
7.4.3	Azioni sismiche .....	55
7.1	COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	59
7.2	DISTRIBUZIONI DI SPINTE E PRESSIONI.....	60
7.2.1	Coefficienti di spinta-configurazione 1 .....	60
7.2.2	Coefficienti di spinta-configurazione 2.....	62
7.2.3	Pressioni-configurazione 1 .....	65
7.2.4	Pressioni-configurazione 2 .....	72
7.3	SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI.....	79
7.3.1	Configurazione 1.....	79
7.3.2	Configurazione 2.....	83
7.4	VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE- CONFIGURAZIONE 1.....	86
7.4.1	Tensioni trasmesse sul terreno.....	86
7.4.2	Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	87
7.4.3	Verifica a ribaltamento .....	87
7.4.4	Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno .....	87
7.5	VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE- CONFIGURAZIONE 2.....	88
7.5.1	Tensioni trasmesse sul terreno.....	88
7.5.2	Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	89
7.5.3	Verifica a ribaltamento .....	89
7.5.4	Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno .....	89
7.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO-CONDIZIONE1 .....	90
7.7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO-CONDIZIONE2 .....	94
7.8	DIMENSIONAMENTO ARMATURA .....	98
7.8.1	Parametri per dimensionamento armatura.....	98
7.8.2	Sollecitazioni e verifiche strutturali.....	98
7.8.3	Verifiche locali.....	107
8.	SINTESI CONCLUSIVA .....	111
8.1	MURO SPONDA OROGRAFICA SINISTRA .....	111
8.1	MURO SPONDA OROGRAFICA DESTRA.....	113

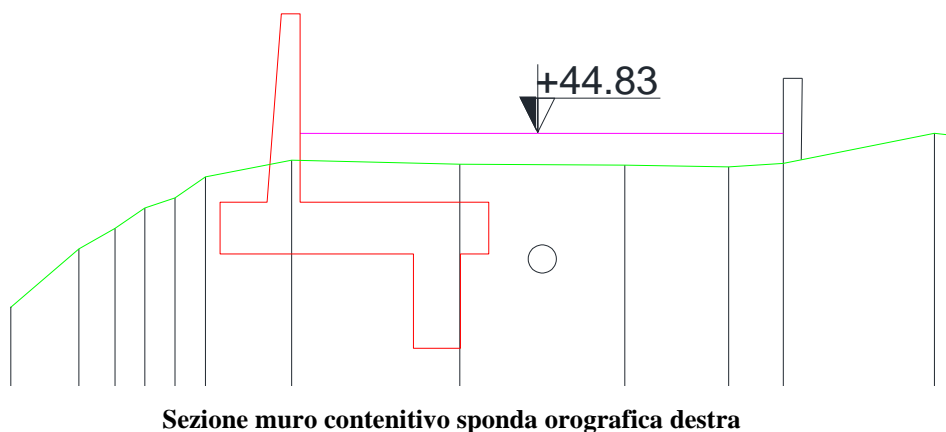
## **1. DESCRIZIONE DELL'OPERA**

La presente relazione riferisce al dimensionamento ed alla verifica dei muri di contenimento presenti sull'argine destro e sinistro del canale a monte del nuovo manufatto.

Nel dettaglio il muretto posizionato sull'argine sinistro ha la funzione di contenimento del terrapieno che costituisce il percorso pedonale. In testa alla parete è inoltre installato il parapetto.



Il manufatto posizionato in corrispondenza della sponda orografica destra sarà invece caratterizzato da un parapetto in calcestruzzo al fine di costituire un ritegno alla possibile fuoriuscita di veicoli.



## **2. RIFERIMENTI NORMATIVI**

Per il calcolo e la verifica delle strutture si è fatto riferimento alle seguenti normative:

- DM 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) coordinato con la circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019
- IstruzioniCNR\_DT207\_2008
- Circolare esplicativa n. 7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento;
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche;
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio;
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra;
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."
- UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."
- UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- UNI EN 1992-1-1: 2005 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."
- UNI EN 1992-2: 2006 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."

### **3. MATERIALI**

Per le opere strutturali dell'edificio saranno impiegati i materiali aventi le caratteristiche ed i dosaggi di seguito riportati.

#### **3.1 CALCESTRUZZO**

Per tutte le strutture si impiegherà calcestruzzo conforme alla norma UNI EN 206-1, avente le seguenti caratteristiche:

##### **Conglomerato cementizio per le sottofondazioni**

–Classe di resistenza a compressione.....**C 16/20**

##### **Calcestruzzo per fondazioni, ed elementi in elevazione**

Classe di resistenza a compressione.....**C 32/40**

Controllo di accettazione .....**tipo A**

Resistenza caratteristica cubica a compressione  $R_{ck}$ .....**40 N/mm<sup>2</sup>**

Classe di esposizione.....**XC4-XF2**

Classe di consistenza.....**S4**

Massimo rapporto acqua/cemento.....**A/C  $\leq$  0,50**

Aria aggiunta.....**SI (extra aria 4%)**

Contenuto minimo di cemento .....**340 kg/m<sup>3</sup>**

Spacing.....**<200um**

Aggregati .....**non gelivi**

Diametro massimo inerti .....**Dmax 32mm**

I valori nominali di copriferro negli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono stabiliti come segue:



Le Norme tecniche del 2008<sup>[N3]</sup> nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che "al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature".

Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1<sup>[N4]</sup> per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$$

in cui

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ e } \Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0_{IN101}$$

$c_{min,b}$  è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature.

Per armature ordinarie  $c_{min,b}$  è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

Per armature da precompressione post-tese  $c_{min,b}$  è pari al diametro delle guaine a sezione circolare o alla dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore, nel caso di guaine a sezione rettangolare.

Per armature da precompressione pre-tese  $c_{min,b}$  è pari a 2 volte il diametro del trefolo o del filo liscio, a 1,5 volte il diametro del trefolo o del filo liscio nei solai, a 3 volte il diametro del filo indentato<sup>[N10]</sup>.

Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32mm, la norma raccomanda di maggiorare  $c_{min,b}$  di 5 mm.

$c_{min,dur}$  è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N (Fig. 3.1), 4.4N (Fig. 3.2) e 4.5N (Fig. 3.3) in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4. Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- n1** per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2;
- n2** se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1;
- n3** per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1;
- n4** se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.



**FIGURA 3.2**

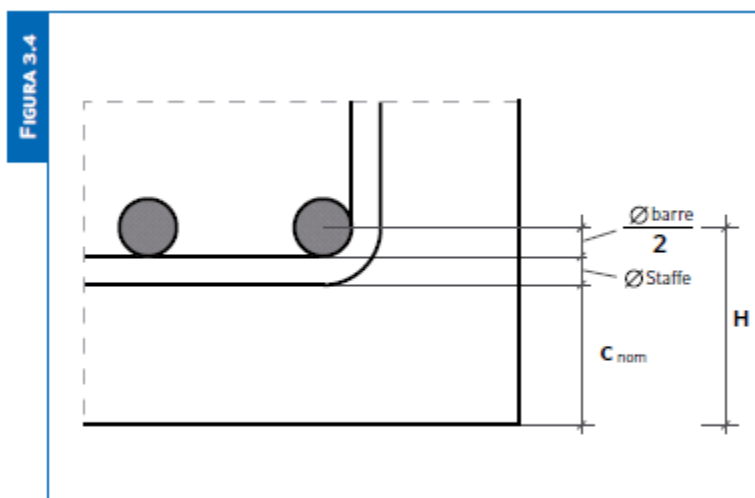
Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1<sub>[N4]</sub> che prescrive i valori del copriferro minimo  $c_{min,dur}$  con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

**FIGURA 3.3**

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Prospetto 4.5N estratto dalla UNI EN 1992-1-1<sub>[N4]</sub> che prescrive i valori del copriferro minimo  $c_{min,dur}$  con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione.



Calcolo della misura del distanziale da posizionare sulle barre longitudinali in funzione della dimensione delle armature e del copriferro  $c_{nom}$

$\Delta c_{dev}$  è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.  
Può essere ridotta a:

- $5 \text{ mm} \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri;
- $0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$  se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Nel caso in cui la superficie esterna del calcestruzzo sia irregolare, il valore di  $c_{min}$  deve essere incrementato di almeno 5 mm.

Nel caso di un calcestruzzo soggetto a fenomeni abrasivi, è possibile aumentare il valore del copriferro di uno strato sacrificale in funzione della classe di abrasione:

- $k_1 = 5 \text{ mm}$  per la classe di abrasione XM1 (abrasione lieve);
- $k_2 = 10 \text{ mm}$  per la classe di abrasione XM2 (abrasione notevole);
- $k_3 = 15 \text{ mm}$  per la classe di abrasione XM3 (abrasione estrema) <sub>(N101)</sub>

Nel caso di getti di calcestruzzo contro terra occorre utilizzare  $c_{nom} > 40 \text{ mm}$  con terreno preparato, altrimenti  $c_{nom} > 75 \text{ mm}$ .

Si ricorda che l'Eurocodice 2 prevede un'armatura di superficie nel caso che i copriferri siano superiori a 70 mm (appendice J).

Una volta stabilito lo spessore del copriferro  $c_{nom}$ , lo spessore del distanziatore, generalmente posizionato sulle barre longitudinali, è dato dalla relazione di seguito riportata (vedi Fig. 3.4):

$$H = c_{nom} + \varnothing \text{ staffe} + \frac{\varnothing \text{ barre}}{2}$$

Si adottano pertanto, relativamente ad ogni elemento strutturale, i seguenti valori di copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

### 3.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo	<b>B450C</b>
Tensione caratt. Snervamento $f_{yk}$	<b>450 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione caratt. Rottura $f_{tk}$	<b>540 N/mm<sup>2</sup></b>

Il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio è: **m=15**

### 3.3 MATERIALE DEL RILEVATO

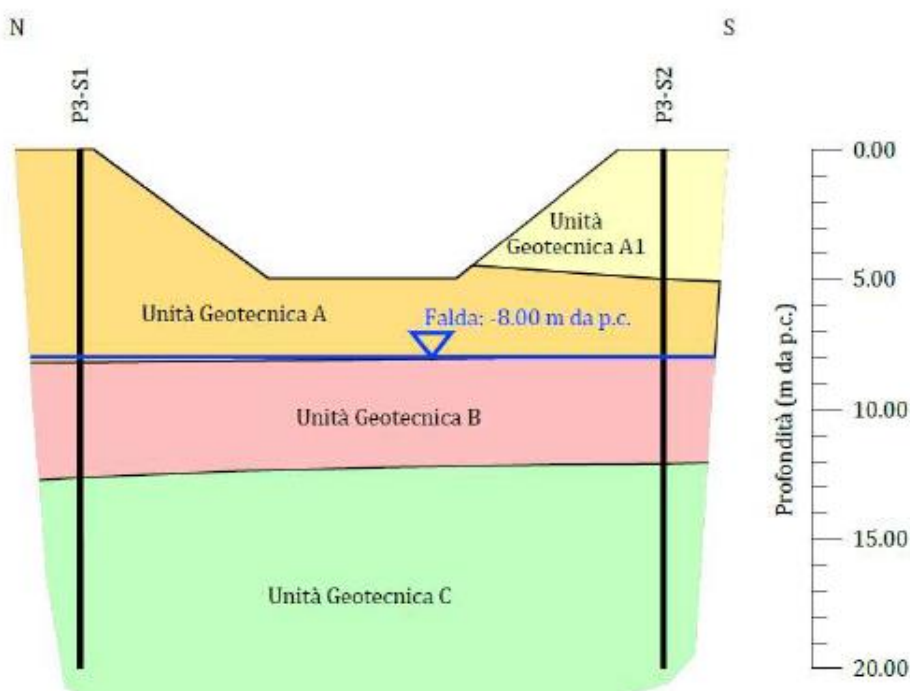
A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato stradale in rettilineo con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso dell'unità di volume	<b><math>\gamma = 19 \text{ kN/m}^3</math></b>
Angolo di attrito	<b><math>f^\circ = 35^\circ</math></b>
Coesione efficace	<b><math>c' = 0 \text{ kPa}</math></b>

#### 4. TERRENO

La relazione geologica e geotecnica riporta in dettaglio le caratteristiche geologiche e meccaniche del terreno determinate sulla base di prove in situ e in laboratorio.

La successione stratigrafica, espressa in termini di unità geotecniche, sulla base delle informazioni desunte dalle indagini eseguite e dai risultati delle prove di laboratorio effettuate, può essere sintetizzata come di seguito riportato:



Modello geotecnico di riferimento dell'area

##### UNITÀ GEOTECNICA A

Depositi alluvionali: limo con argilla, localmente argilloso, localmente debolmente sabbioso, molto consistente.

Profondità: da 0.00-5.00 m da p.c. a -8.00 m da p.c.

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma_N = 1.89$
Peso di volume saturo (t/mc)	$\gamma_{SAT} = 2.04$
Coesione non drenata (kg/cmq)	$c_U = 0.40-0.60$
Modulo Edometrico (kg/cmq)	$E = 25-30$

##### UNITÀ GEOTECNICA A1

- Depositi alluvionali: sabbia, da limosa a debolmente limosa moderatamente addensata, con locali intercalazioni da centimetriche a decimetriche di limo con sabbia, argilloso.
- Profondità: da -0.00÷-5.00 m da p.c. (presente solo localmente).

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma_N = 1.83$
Peso di volume saturo (t/mc)	$\gamma_{SAT} = 1.99$
Densità relativa (%)	$D_r = 45-50$
Coesione efficace (kg/cmq)	$c' = 0.00$
Angolo di resistenza al taglio (°)	$\phi' = 28-29$
Modulo Edometrico (kg/cmq)	$M = 80-100$

#### **UNITÀ GEOTECNICA B**

- Depositi alluvionali: argilla limosa, localmente con limo, torbosa, con locali intercalazioni decimetriche di torba.
- Profondità: da -8.00 m da p.c. a -12.00÷-12.60 m da p.c.

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma_N = 1.89$
Peso di volume saturo (t/mc)	$\gamma_{SAT} = 2.04$
Coesione non drenata (kg/cmq)	$c_U = 0.10-0.15$
Modulo Edometrico (kg/cmq)	$M = 15-20$

#### **UNITÀ GEOTECNICA C**

- Depositi alluvionali/fluvioglaciali: sabbia, da fine a medio fine, localmente grossolana, localmente deb. limosa, moderatamente addensata.
- Profondità: da -12.00÷-12.60 m da p.c. a -20.00 m da p.c. (massima profondità raggiunta dalle indagini)

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma_N = 1.89$
Peso di volume saturo (t/mc)	$\gamma_{SAT} = 2.04$
Coesione efficace (kg/cmq)	$c' = 0.00$
Angolo di resistenza al taglio (°)	$\phi' = 30-32$
Modulo elastico (kg/cmq)	$E = 280-300$

I sondaggi effettuati hanno messo in evidenza l'esistenza di falda idrica ad una profondità di circa 5 metri dall'attuale livello stradale in corrispondenza del terrapieno.

L'analisi di 2° livello per l'amplificazione sismica di sito dell'area oggetto di intervento, eseguita utilizzando il metodo Regione Lombardia, ha fornito, relativamente ai periodi  $0.1 \div 0.5$  s e  $0.5 \div 0.15$  s, valori di  $F_a$  di sito pari a 1.0 e 1.5 per la categoria di sottosuolo C, entrambi inferiori ai corrispettivi valori di soglia comunale definiti da Regione Lombardia ( $1.8 \pm 0.1$  e  $2.3 \pm 0.1$  per la categoria di sottosuolo B); in fase di verifiche geotecniche e strutturali, si potrà quindi adottare lo spettro previsto da normativa per la categoria di sottosuolo C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati*

*da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s, ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina ).*

La verifica di liquefazione eseguita indica che i depositi presenti nell'area di intervento non risultano suscettibili al fenomeno.

## **5. DESCRIZIONE DEL SOFTWARE**

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

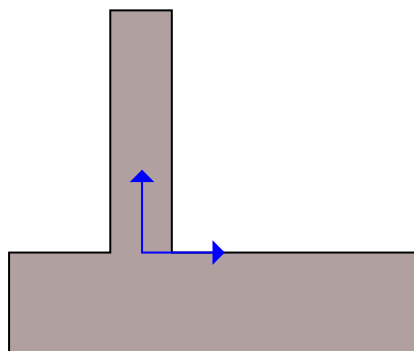
Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.31

## 6. VERIFICA MURO SPONDA OROGRAFICA SINISTRA

### 6.1 GEOMETRIA DEL MURO

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (esprese in centimetri) positive verso destra

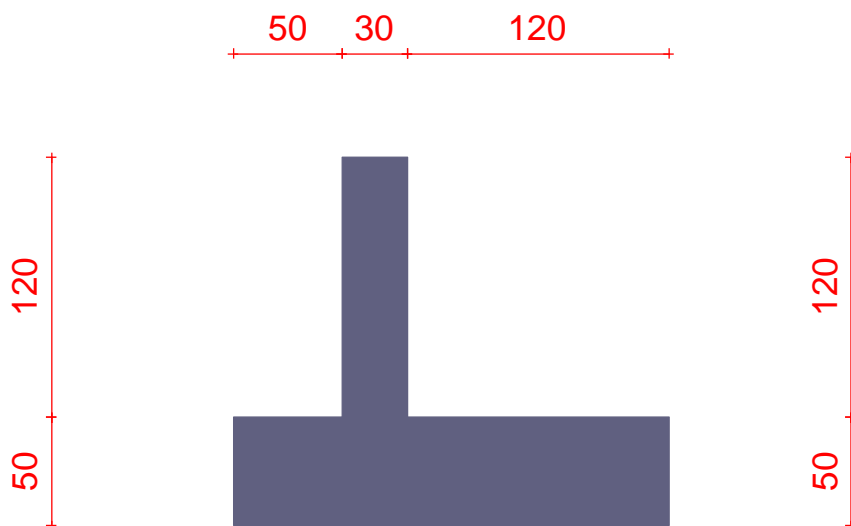
Ordinate Y (esprese in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro

Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 200 cm
Altezza totale del muro	: 170 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m <sup>3</sup>
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m <sup>3</sup>

Paramento

Base inf.	: 30 cm
Base sup.	: 30 cm
Altezza	: 120 cm
Disassamento	: 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 50 cm
Alt.interna	: 50 cm
Alt.esterna	: 50 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza	: 30 cm
Altezza a sx	: 50 cm
Altezza a dx	: 50 cm
Sfalsamento	: 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 120 cm
Alt.interna	: 50 cm
Alt.esterna	: 50 cm
Disassamento	: 0 cm

## **6.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI**

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le



spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assial-simmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche:

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Mononobe-Okabe

Metodo di calcolo della portanza del terreno : Vesic

Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

### **Descrizione del metodo di calcolo delle spinte**

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

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.

Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.

Superficie di rottura piana.

Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.

La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.

Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.

Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.

L'effetto delle accelerazioni  $k_h$  e  $k_v$  viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente  $K_{a/p}$  viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno.

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

$\delta$  = angolo di attrito terreno-muro.

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo  $\theta$  è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

### **Descrizione del metodo di calcolo della portanza**

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Vesic, nel caso generale:

$$Q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{\lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

$\gamma$  = peso di volume dello strato di fondazione;

$B$  = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico  $B = B_f - 2e$ );

$L$  = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico  $L = L_f - 2e$ );

$c$  = coesione dello strato di fondazione;

$c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;

$q$  = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ( $\beta > 0$ ) e  $\phi = 0$ , Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \text{ con } N_\gamma = -2 \cdot \sin \beta$$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g'_c = \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g_q = (1 - \text{tg} \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg} \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left( \text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left( \frac{D}{B_f} \right) \quad \left( \text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

$\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;

$c_a$  = aderenza alla base della fondazione;

$\eta$  = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ( $\eta = 0$  se orizzontale);

$\beta$  = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

\* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff.  $s_i$  insieme a  $i_i$ .

### **Verifiche delle membrature in cemento armato**

Le verifiche degli elementi in c.a. sono state condotte agli stati limite in accordo al D.M. 17/01/18.

### **6.3 PARAMETRI DEI TERRENI CONSIDERATE NELLE ANALISI**

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m<sup>3</sup>)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

AI: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

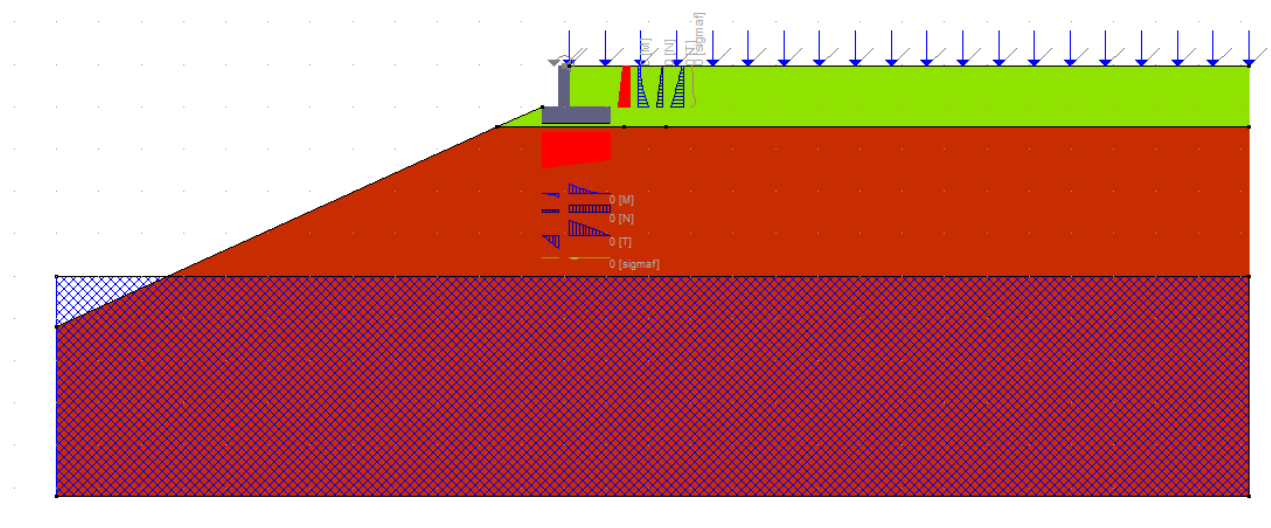
Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Ko	E	G
1	Materiale rilevato per	1900	1900	35,00	0,000	0,000	0,43	240	92
2	Aipo A	2040	1890	0,00	0,150	0,600	1,00	30	15



Profilo superiore della falda

N	X [cm]	Y [cm]
1	-1500	-500
2	2025	-500

## 6.4 DESCRIZIONE DEI CARICHI

### 6.4.1 Spinta su parapetto

Carico n.1

Tipo di carico: concentrato

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 0 cm

Y (asse Z globale): 120 cm

Condizione: Permanenti

Componente Fx: 0,00 daN/cm

Componente Fy: 0,00 daN/cm

Condizione: Variabili

Componente Fx: -1,50 daN/cm

Componente Fy: 0,00 daN/cm

Carico n.2

Tipo di carico: coppia

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 0 cm

Y (asse Z globale): 120 cm

Condizione: Permanenti

Valore: 0,00 daN cm/cm

Condizione: Variabili

Valore: 165,00 daN cm/cm

#### **6.4.2 Sovraccarico veicolare**

Tipo di carico: Carichi uniforme

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm<sup>2</sup>

Comp.variabale di carico uniforme a monte : -0.21 daN/cm<sup>2</sup>

#### **6.4.3 Azioni sismiche**

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.

Localizzazione dell'opera: Lodi, Castelnuovo Bocca D'adda

Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV

Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.0829 g

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.5

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.38

Punto di applicazione della forza dinamica: a metà altezza del muro

Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove:  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_m$  sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente  $S_s$  di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di  $S_s$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente  $S_T$  di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di  $S_T$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.



L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto  $E_d$  agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove:  $\gamma$  è il peso specifico del terreno;

$K$  è il coefficiente di spinta del terreno;

$h$  è l'altezza del muro;

$E_{ws}$  è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche\*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove:  $\gamma$  è il peso specifico del terreno saturo;

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

\*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:  $h$  è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

$z$  è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove:  $\beta_s$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima  $a_g$ .

Il coefficiente  $S_S$  di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di  $S_S$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente  $S_T$  di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di  $S_T$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

## **6.1 COMBINAZIONI DI CALCOLO**

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato  $n$  uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0.3	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0	0

## 6.2 DISTRIBUZIONI DI SPINTE E PRESSIONI

### 6.2.1 Coefficienti di spinta

Coefficienti di spinta sul paramento a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	Ka
1	15	15	120	0	1	EQU-1	0.33
1	15	15	120	0	2	EQU-2	0.33
1	15	15	120	0	3	EQU-3	0.38
1	15	15	120	0	4	EQU-4	0.38
1	15	15	120	0	5	STR-1	0.33
1	15	15	120	0	6	STR-2	0.33
1	15	15	120	0	7	STR-3	0.33
1	15	15	120	0	8	STR-4	0.33

1	15	15	120	0	9	GEO-1	0.41
1	15	15	120	0	10	GEO-2	0.41
1	15	15	120	0	11	SIS-1	0.36
1	15	15	120	0	12	SIS-2	0.36
1	15	15	120	0	13	SLE-1	0.33
1	15	15	120	0	14	SLE-2	0.33

Coefficienti di spinta sul filo mensola a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>a</sub>
1	135	135	120	-50	1	EQU-1	0.33
1	135	135	120	-50	2	EQU-2	0.33
1	135	135	120	-50	3	EQU-3	0.38
1	135	135	120	-50	4	EQU-4	0.38
1	135	135	120	-50	5	STR-1	0.33
1	135	135	120	-50	6	STR-2	0.33
1	135	135	120	-50	7	STR-3	0.33
1	135	135	120	-50	8	STR-4	0.33
1	135	135	120	-50	9	GEO-1	0.41
1	135	135	120	-50	10	GEO-2	0.41
1	135	135	120	-50	11	SIS-1	0.36
1	135	135	120	-50	12	SIS-2	0.36
1	135	135	120	-50	13	SLE-1	0.33
1	135	135	120	-50	14	SLE-2	0.33

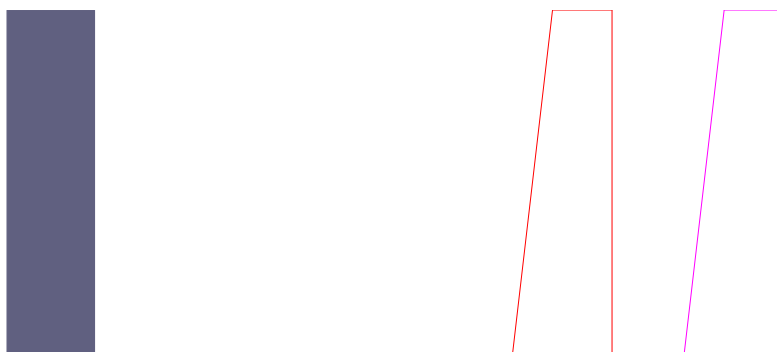
Coefficienti di spinta sul filo mensola a valle							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>p</sub>

1	65	65	0	-50	1	EQU-1	1.3
1	65	65	0	-50	2	EQU-2	1.3
1	65	65	0	-50	3	EQU-3	1.3
1	65	65	0	-50	4	EQU-4	1.3
1	65	65	0	-50	5	STR-1	1.3
1	65	65	0	-50	6	STR-2	1.3
1	65	65	0	-50	7	STR-3	1.3
1	65	65	0	-50	8	STR-4	1.3
1	65	65	0	-50	9	GEO-1	0.98
1	65	65	0	-50	10	GEO-2	0.98
1	65	65	0	-50	11	SIS-1	1.3
1	65	65	0	-50	12	SIS-2	1.3
1	65	65	0	-50	13	SLE-1	1.3
1	65	65	0	-50	14	SLE-2	1.3

### 6.2.2 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

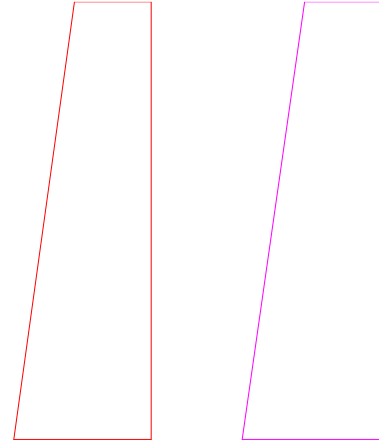
#### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1



N.	tratto di calcolo	terreno	acqua	totale
----	-------------------	---------	-------	--------

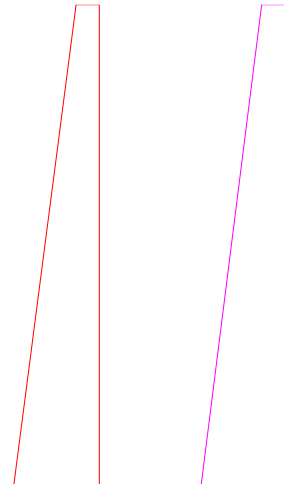
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.11	0	-0.17	0	0	0	0	0	-0.11	0	-0.17	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2



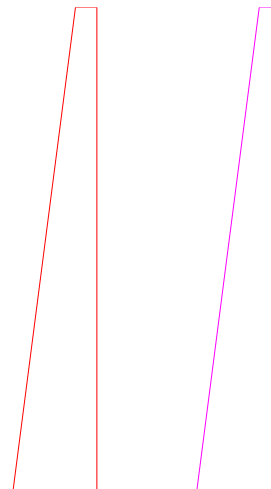
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.11	0	-0.19	0	0	0	0	0	-0.11	0	-0.19	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3



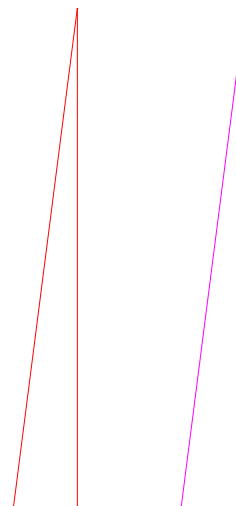
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.03	0	-0.11	0	0	0	0	0	-0.03	0	-0.11	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.03	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.03	0	-0.1	0

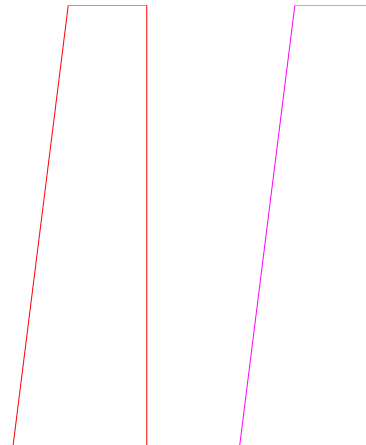
### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	0	0	-0.08	0	0	0	0	0	0	0	-0.08	0

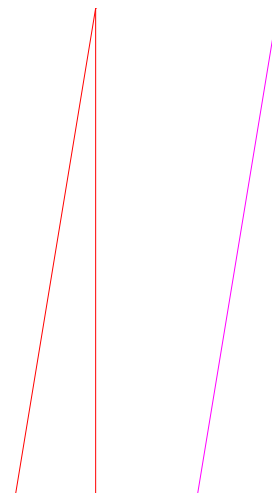


### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2



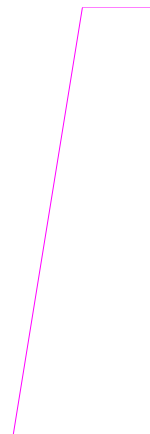
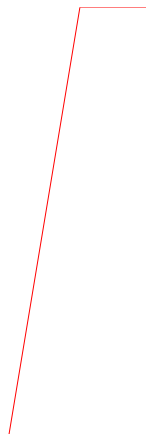
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.11	0	-0.18	0	0	0	0	0	-0.11	0	-0.18	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-3



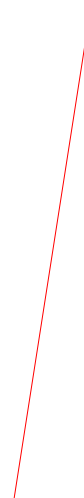
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	0	0	-0.1	0	0	0	0	0	0	0	-0.1	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-4



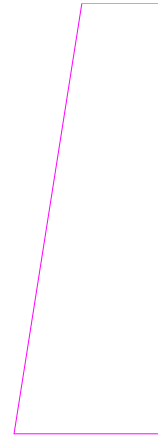
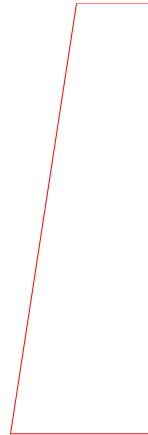
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.11	0	-0.2	0	0	0	0	0	-0.11	0	-0.2	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	0	0	-0.09	0	0	0	0	0	0	0	-0.09	0

**Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-2**



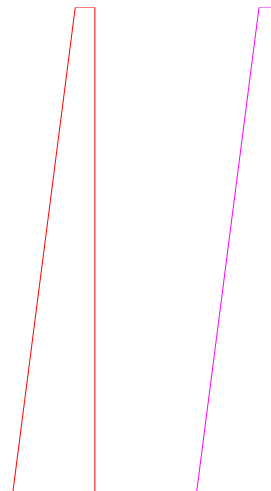
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.11	0	-0.2	0	0	0	0	0	-0.11	0	-0.2	0

**Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1**



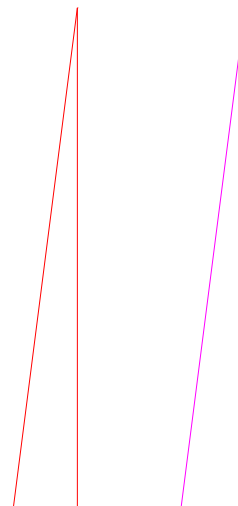
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.03	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.03	0	-0.1	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2



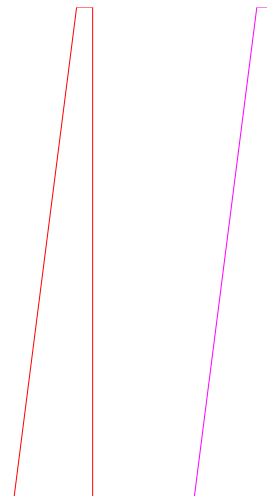
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.02	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.1	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	0	0	-0.08	0	0	0	0	0	0	0	-0.08	0

## Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-2



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	15	120	15	0	-0.02	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.1	0

## 6.3 SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI

### Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-30.6
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-24.62
Spinta del terreno a monte	0	26	-26.09	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	2.77	0
Carichi applicati al muro	0	120	-2.25	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-37.8

### Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-37.4
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-30.1

Spinta del terreno a monte	0	25	-27.92	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.39	0
Carichi applicati al muro	0	120	-2.25	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-37.8

### Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	18	-14.83	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0
Carichi applicati al muro	0	120	-0.45	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-7.56
Forza di inerzia dovuta al muro	26	-3	-2.41	-1.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	75	60	-1.94	-0.97

### Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	16	-13.94	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0
Carichi applicati al muro	0	120	-0.45	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-7.56
Forza di inerzia dovuta al muro	26	-3	-2.41	1.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	75	60	-1.94	0.97

### Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	7	-9.15	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0

### Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	25	-27	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0
Carichi applicati al muro	0	120	-2.25	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-37.8

### Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-44.2
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-35.57
Spinta del terreno a monte	0	7	-11.9	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	4.01	0

### Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-44.2
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-35.57



Spinta del terreno a monte	0	24	-29.75	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	4.01	0
Carichi applicati al muro	0	120	-2.25	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-37.8

#### Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	17	-14.11	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0
Carichi applicati al muro	0	120	-0.45	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-7.56
Forza di inerzia dovuta al muro	26	-3	-1.61	-0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	75	60	-1.29	-0.65

#### Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	26	-3	0	-34
Peso proprio del terreno/acqua a monte	75	60	0	-27.36
Spinta del terreno a monte	0	16	-13.51	0
Spinta del terreno a valle	0	-33	3.08	0
Carichi applicati al muro	0	120	-0.45	0
Carichi su terreno a monte	75	0	0	-7.56
Forza di inerzia dovuta al muro	26	-3	-1.61	0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	75	60	-1.29	0.65

## **6.4 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE**

### **6.4.1 Tensioni trasmesse sul terreno**

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 1 daN/cm <sup>2</sup>
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 5.1 cm (comb. STR-3)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 323 daN cm (comb. STR-2)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 200 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.62 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.55 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-4)

### **6.4.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.36
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.36
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 99 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 29 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1.1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.12

### **6.4.3 Verifica a ribaltamento**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: EQU-1
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 2614 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -11516 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1.15
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 3.83

#### **6.4.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 24 °
Profondità del piano di posa	: 50 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.095 daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 30 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0019 daN/cm <sup>3</sup>
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 16.4 °
Base efficace	: 192 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 29.3 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 99.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 148.7 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 1.07

#### **Tabella dei coefficienti di capacità portante**

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 30$	$N_q = 18$	$N_g = 22$
Coefficienti di forma	$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_g = 1$
Coefficienti di profondità	$d_c = 1.1$	$d_q = 1.07$	$d_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.5$	$i_q = 0.53$	$i_g = 0.37$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 0.84$	$g_q = 0.31$	$g_g = 0.31$

## 6.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: GEO-2
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 2.12
Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conci	: 100 cm
X centro della superficie critica	: 54 cm
Y centro della superficie critica	: 566 cm
Raggio della superficie critica	: 627 cm
Forza di bilancio	: 68.37 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 7.13 m <sup>3</sup> /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 14366 daN/m

### STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

#### Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-14.3	74	0	0.46	-89	-27	143	3	0	3	0	1047	-527
2	-8.7	51	0	0.46	-40	-27	94	7	0	7	0	1974	-625
3	-5.1	27	0	0.46	-2	32	56	12	0	12	0	3438	-657
4	-3.8	4	0.48	0	13	31	41	2	0	2	0	1068	-65
5	0.2	82	0.48	0	56	26	2	31	0	31	0	24795	54
6	5.7	38	0	0.46	116	26	62	14	0	14	0	3989	857
7	9.4	44	0	0.46	156	34	102	14	0	14	0	4066	1443
8	17.2	128	0	0.46	236	44	182	35	0	35	0	10175	6462
9	28.3	115	0	0.46	346	67	292	20	0	20	0	6193	5969
10	39.2	121	0	0.46	433	94	378	7	0	7	0	2332	2718
		683						144	0	144		59075	15630

Coefficiente di sicurezza FS = 3.78

### STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

#### Combinazione GEO-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-14.3	74	0	0.46	-89	-27	143	3	0	3	0	1074	-527
2	-8.7	51	0	0.46	-40	-27	94	7	0	7	0	2004	-625
3	-5.1	27	0	0.46	-2	32	56	12	0	12	0	2302	-657
4	-3.8	4	0.48	0	13	31	41	2	0	2	0	1068	-65
5	0.2	82	0.48	0	56	26	2	31	22	53	0	24795	94
6	5.7	38	0	0.46	116	26	62	14	10	24	0	6880	1492
7	9.4	44	0	0.46	156	34	102	14	12	26	0	7335	2644
8	17.2	128	0	0.46	236	44	182	35	33	68	0	19349	12640
9	28.3	115	0	0.46	346	67	292	20	28	48	0	14064	14213
10	39.2	121	0	0.46	433	94	378	7	26	33	0	10335	12901
		683						144	131	275		89205	42111

Coefficiente di sicurezza FS = 2.12

#### STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

##### Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-14.3	74	0	0.58	-89	-27	143	3	0	3	0	1341	-484
2	-8.7	51	0	0.58	-40	-27	94	7	0	7	0	2517	-535
3	-5.1	27	0	0.58	-2	32	56	12	0	12	0	4103	-510
4	-3.8	4	0.6	0	13	31	41	2	0	2	0	1334	-45
5	0.2	82	0.6	0	56	26	2	31	5	36	0	30993	546
6	5.7	38	0	0.58	116	26	62	14	2	16	0	5885	1234
7	9.4	44	0	0.58	156	34	102	14	3	17	0	6088	1965
8	17.2	128	0	0.58	236	44	182	35	8	43	0	15503	8537
9	28.3	115	0	0.58	346	67	292	20	6	27	0	10099	8298
10	39.2	121	0	0.58	433	94	378	7	6	13	0	5320	5281
		683						144	30	176		83183	24287

Coefficiente di sicurezza FS = 3.43

#### STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

##### Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
--------	------	---	---	------	----	----	---	------	-------	------	-------	-------	-------

1	-14.3	74	0	0.58	-89	-27	143	3	0	3	0	1308	-470
2	-8.7	51	0	0.58	-40	-27	94	7	0	7	0	2454	-520
3	-5.1	27	0	0.58	-2	32	56	12	0	12	0	3995	-493
4	-3.8	4	0.6	0	13	31	41	2	0	2	0	1334	-43
5	0.2	82	0.6	0	56	26	2	31	5	35	0	30993	544
6	5.7	38	0	0.58	116	26	62	14	2	16	0	5741	1209
7	9.4	44	0	0.58	156	34	102	14	3	17	0	5939	1922
8	17.2	128	0	0.58	236	44	182	35	8	42	0	15128	8341
9	28.3	115	0	0.58	346	67	292	20	6	26	0	9857	8102
10	39.2	121	0	0.58	433	94	378	7	6	13	0	5194	5155
		683						144	30	172		81944	23746

Coefficiente di sicurezza FS = 3.45

## **6.6 DIMENSIONAMENTO ARMATURA**

### **6.6.1 Parametri per dimensionamento armatura**

Metodo di calcolo : D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 400 daN/cm<sup>2</sup>

Modulo elastico longitudinale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>

Rapporto Ea/Ec per calcolo tensioni in esercizio : 15

Rapporto Ea/Ec per calcolo ampiezza fessure : 7

Fyk (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cm<sup>2</sup>

Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15

Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5

Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7

Limite sigmac/fck : 0.45

Limite sigmaf/fyk : 0.8

Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm

Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5

Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4

Coefficiente Beta per punzonamento pali sull'angolo : 1.5

### **6.6.2 Sollecitazioni e verifiche strutturali**

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico

EpsS% max : 0.186 %

EpsC% max : 0.2 %

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

A<sub>s</sub>: area efficace dello strato superiore per metro

C<sub>s</sub>: copriferro medio dello strato superiore

A<sub>i</sub>: area efficace dello strato inferiore per metro

C<sub>i</sub>: copriferro medio dello strato inferiore

v<sub>ml</sub>: soddisfacimento delle percentuali minime di armatura

c<sub>res</sub>: combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta

M<sub>d</sub>: momento di calcolo

N<sub>d</sub>: sforzo normale di calcolo

M<sub>u</sub>: momento ultimo

N<sub>u</sub>: sforzo normale ultimo

c.s.: coefficiente di sicurezza

v<sub>res</sub>: soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c<sub>es</sub>: combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta

M<sub>e</sub>: momento in esercizio

N<sub>e</sub>: sforzo normale in esercizio

σ<sub>f</sub>: trazione massima sull'armatura

$\sigma_c$ : compressione massima sul calcestruzzo

$v_{es}$ : soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta

$c_f$ : combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione

$M_f$ : momento di calcolo per la verifica di fessurazione

$N_f$ : sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione

$S_{rm}$ : interasse delle fessure

$W_k$ : ampiezza caratteristica delle fessure

$v_f$ : soddisfacimento verifica fessurazione

$X$ : ascissa del baricentro della sezione

$Y$ : ordinata del baricentro della sezione

$H$ : altezza della sezione

$c_t$ : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

$V_{Sd}$ : taglio di calcolo

$V_{Rdc}$ : taglio resistente in assenza di armatura a taglio

$V_{Rdmax}$ : taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

$V_{Rds}$ : taglio resistente in presenza di armatura a taglio

$v_t$ : soddisfacimento verifica taglio

Paramento (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	$A_s$	$C_s$	$A_i$	$C_i$	$v_{ml}$	$c_{res}$	$M_d$	$N_d$	$M_u$	$N_u$	c.s.	$v_{res}$
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	30	7.7	4.8	7.7	4.8	ok	STR-4	151062	-1170	845640	-6550	5.6	ok
0	30	30	13.2	4.7	13.2	4.8	ok	STR-4	97528	-878	1381465	-12426	14.2	ok
0	60	30	14	4.7	14	4.8	ok	STR-2	59430	-450	1432467	-10847	24.1	ok
0	90	30	7.7	4.6	7.7	4.8	ok	STR-2	36510	-225	822824	-5071	22.5	ok

X	Y	H	$c_{es}$	$M_e$	$N_e$	$\sigma_f$	$\sigma_c$	$v_{es}$	$c_f$	$M_f$	$N_f$	$S_{rm}$	$W_k$	$v_f$
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	30	SLE-2	43710	-900	190	-6	ok	SLE-2	43710	-900	-	-	ok



0	30	30	SLE-2	25200	-675	61	-3	ok	SLE-2	25200	-675	-	-	ok
0	60	30	SLE-2	13710	-450	29	-1	ok	SLE-2	13710	-450	-	-	ok
0	90	30	SLE-2	7530	-225	28	-1	ok	SLE-2	7530	-225	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	30	STR-4	-2078	13361	-	-	ok
0	30	30	STR-4	-1503	14918	-	-	ok
0	60	30	STR-4	-1003	15185	-	-	ok
0	90	30	STR-4	-577	13251	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
-35	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	16079	-308	2307252	-44239	143	ok
-15	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	53412	-401	1608046	-12067	30.1	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	v <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	v <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
-35	-25	50	SLE-2	6188	-308	3	0	ok	SLE-2	6188	-308	-	-	ok
-15	-25	50	SLE-2	21988	-308	48	-1	ok	SLE-2	21988	-308	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-35	-25	50	STR-4	1364	19702	-	-	ok
-15	-25	50	STR-4	2256	19702	-	-	ok

Mensola di fondazione a monte (mensola destra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
15	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	-149686	-1122	-1607674	-12050	10.7	ok
45	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-84139	-984	-1808017	-21148	21.5	ok
75	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-38634	-984	-2954613	-75267	76.5	ok
105	-25	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	-10624	-1122	-6057616	-639727	570	ok

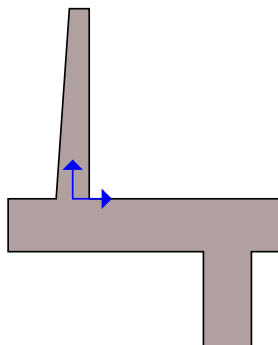
X	Y	H	C <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	V <sub>es</sub>	C <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
15	-25	50	SLE-2	-40071	-564	88	-2	ok	SLE-2	-40071	-564	-	-	ok
45	-25	50	SLE-2	-21704	-564	33	-1	ok	SLE-2	-21704	-564	-	-	ok
75	-25	50	SLE-2	-9513	-564	3	0	ok	SLE-2	-9513	-564	-	-	ok
105	-25	50	SLE-2	-2748	-564	0	0	ok	SLE-2	-2748	-564	-	-	ok

X	Y	H	C <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	V <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
15	-25	50	STR-4	-2398	19801	-	-	ok
45	-25	50	STR-4	-1845	19801	-	-	ok
75	-25	50	STR-4	-1261	19801	-	-	ok
105	-25	50	STR-4	-646	19801	-	-	ok

## 7. VERIFICA MURO SPONDA OROGRAFICA DESTRA

### 7.1 GEOMETRIA DEL MURO

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

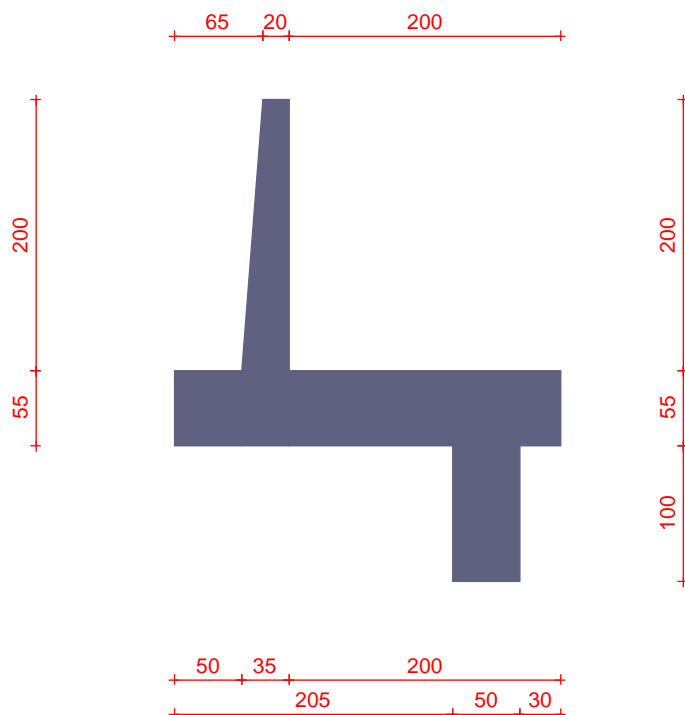
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro

Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



#### Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

#### Ingombro con accessori

Larghezza totale del muro	: 285 cm
Altezza totale del muro	: 355 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m <sup>3</sup>
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m <sup>3</sup>

#### Ingombro senza accessori

Larghezza totale del muro	: 285 cm
Altezza totale del muro	: 255 cm

#### Paramento

Base inf.	: 35 cm
Base sup.	: 20 cm
Altezza	: 200 cm
Disassamento	: 7.5 cm

#### Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 50 cm
Alt.interna	: 55 cm
Alt.esterna	: 55 cm
Disassamento	: 0 cm

#### Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza	: 35 cm
Altezza a sx	: 55 cm
Altezza a dx	: 55 cm
Sfalsamento	: 0 cm

#### Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 200 cm
Alt.interna	: 55 cm
Alt.esterna	: 55 cm

Disassamento : 0 cm

#### Denti inferiori

Dente n.1

Spostamento : 205 cm

Larghezza : 50 cm

Altezza : 100 cm

## **7.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI**

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assial-simmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche:

Metodo di calcolo della spinta del terreno a monte : Culomb

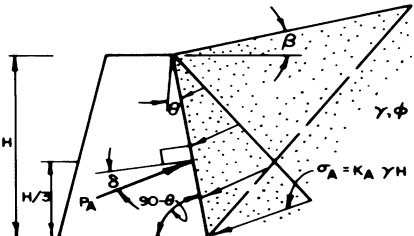
Metodo di calcolo della spinta del terreno a valle : Spinta a riposo +Wood

Metodo di calcolo della portanza del terreno : Eurocodice 7 + Brinch-Hansen

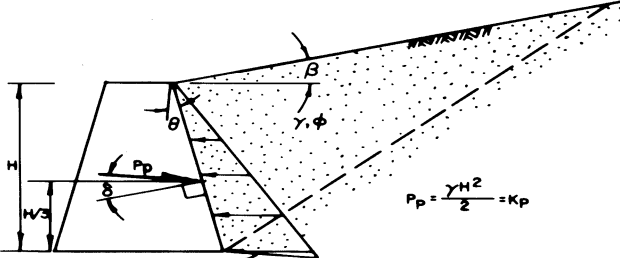
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

## Descrizione del metodo di calcolo delle spinte a monte

La teoria di Coulomb fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e considera l'equilibrio globale del cuneo di spinta alle spalle del muro di sostegno sottoposto alla forza nota del peso proprio ed alle due forze, note solo in direzione, costituite dalla reazione del terreno lungo la superficie di scorrimento e dalla spinta attiva agente sul paramento del muro.



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_A$$


$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

$$P_P = \frac{\gamma H^2}{2} K_P$$

$K_P$  VALUES ARE SATISFACTORY FOR  $\delta \leq \phi/3$  BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR  $\delta > \phi/3$  AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo, nella generalizzazione analitica di Muller/Breslau, sono:

Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.

Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.

Superficie di rottura piana.

Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.

La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.

Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.

Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.

Scrivendo le equazioni di equilibrio lungo la superficie di rottura unitamente alla condizione di rottura sopra menzionata e massimizzando la spinta derivante dal calcolo al variare dell'angolo si perviene all'equazione della spinta attiva:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove  $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[ \sin \vartheta \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono:

$\theta$  = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale.

$\delta$  = angolo di attrito terreno-muro.

$\varepsilon$  = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale.

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno.

Utilizzando la medesima formulazione della spinta attiva e minimizzando la spinta conseguente al variare dell'angolo, si perviene all'equazione della spinta passiva:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p$$

dove  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_p = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[ \sin \vartheta \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono gli stessi del caso attivo.

Questa teoria ci fornisce il valore in modulo della spinta, attiva o passiva, la sua direzione, normale al paramento ma incrementata dell'angolo di attrito  $\delta$  (muro-terreno), ed il punto di applicazione, posto a 2/3 della profondità considerata (quindi ad 1/3 dell'altezza del muro partendo dalla base, indipendentemente dall'inclinazione del paramento).

### Descrizione del metodo di calcolo delle spinte a valle

Numerosi esperimenti hanno mostrato che le pressioni orizzontali che si sviluppano lungo l'altezza di un'opera di sostegno sono considerevolmente dipendenti dalla grandezza e dalla direzione dei movimenti globali del muro (traslazione, rotazione), oltre che dal tipo di terreni e dal modo con cui sono stati compattati.

Nel caso in cui le deformazioni siano impedita da una struttura che non cede in alcun punto (per traslazione sulla base o per rotazione attorno ad un centro) la pressione esercitata può essere prossima alla **spinta a riposo** (at-rest pressure), espressa in genere come frazione della pressione litostatica verticale efficace agente in quel punto, secondo la relazione:

$$\sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} \cdot K_0$$

Il valore  $K_0$  viene appunto chiamato *coefficiente di spinta a riposo* e dipende dalla natura del materiale, nonché dalla precisa storia tensionale subita dal terreno nel passato, e quindi anche dal livello di compattazione e dalle condizioni presenti in sito.

Una delle relazioni più note ed utilizzate per il calcolo nel caso di **terreni normalconsolidati**, specialmente nel caso dei granulari, è la legge di Jaky (1944):

$$K_0(NC) = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \cdot \left[\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}\right]$$

spesso usata, per la trascurabile differenza numerica, nella forma semplificata:

$$K_0(NC) = 1 - \sin \phi'$$

Numerose altre relazioni empiriche sono presenti in letteratura, la maggior parte create per poter valutare il coefficiente di spinta  $K_0$  nei casi di terreni coesivi normalconsolidati mediante grandezze specifiche, come ad esempio gli indici plastici.

In tutti gli altri casi la pressione orizzontale può essere valutata in modo attendibile solamente attraverso una misurazione diretta in sito, mediante l'installazione di celle di carico oppure eseguendo prove geotecniche pressiometriche. In ogni caso spetta sempre al progettista valutare per quali opere il regime di spinta può approssimarsi alla spinta a riposo e quale valore attribuire al coefficiente di spinta  $K_0$ .

Il software *WallCAD* utilizza come coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  il valore inserito dall'utente nel DB terreni, e con esso calcola la spinta sul lato di applicazione, considerata agente sempre nella sola direzione orizzontale.

## AZIONI SISMICHE

Con questo metodo vengono messe in conto nelle combinazioni sismiche le azioni dovute alle inerzie delle masse sismiche (il muro stesso, il terreno portato e la parte dei carichi che diventa massa sismica); la componente verticale del sisma produce variazione di questi carichi e quindi modifica l'azione di progetto. Per mettere in conto anche un incremento dovuto alla componente orizzontale del sisma non è possibile ricorrere alle metodologie dell'equilibrio limite, in quanto siamo lontani da tale situazione; si può invece utilizzare la formulazione alternativa basata sulla propagazione elastica secondo la teoria di Wood (1973), descritta in seguito.

La **formulazione di Wood** è quella usualmente impiegata per muri rigidamente vincolati o di cantina, in cui si associa tale incremento alla spinta litostatica valutata con coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ ; questa modalità di calcolo si ottiene selezionando il metodo "Spinta a riposo + Wood". L'incremento di spinta è proporzionale all'altezza del fronte di spinta e del coefficiente sismico orizzontale, mentre non dipende dalla natura del terreno; questo perché è una teoria basata sulla propagazione dell'onda



sismica in un mezzo elastico isotropo, quindi lontano dalle condizioni di rottura del terreno. Il valore di tale incremento è:

$$\Delta P_E = \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot k_h$$

dove

$\gamma_s$  = peso specifico medio del terreno.

$k_h$  = coefficiente sismico orizzontale ( $\beta_m \cdot S \cdot a_g/g$ ).

$H_s$  = altezza complessiva del fronte di spinta del terreno.

Il peso specifico medio viene valutato sull'altezza del fronte di spinta, considerando nelle zone fuori falda il peso naturale del terreno; in presenza di falda si distingue in base alla permeabilità del mezzo: se il mezzo è dinamicamente permeabile se ne considera il peso immerso, sommando poi una componente idrodinamica, altrimenti si considera il peso saturo di un mezzo monofase.

L'incremento di spinta viene sovrapposto alla spinta a riposo ed applicato come una pressione uniforme, costante con l'altezza; si osservi che tale incremento cresce, a parità di coefficiente sismico, con l'altezza del fronte di spinta e quindi diventa rilevante su opere particolarmente alte.

### **Descrizione del metodo di calcolo della portanza**

La capacità portante valutata attraverso la formula proposta nell'appendice D dell'Eurocodice EC7 (vers. EN 1997-1:2005), risulta nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q$$

dove:

$\gamma'$  = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

$B$  = larghezza efficace della fondazione

(depurata dell'eventuale eccentricità del carico  $B = B_f - 2e$ );

$L$  = lunghezza efficace della fondazione

(depurata dell'eventuale eccentricità del carico  $L = L_f - 2e$ );

$c$  = coesione dello strato di fondazione;

$c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;

$q$  = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

$N_y, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante;

$s_y, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$i_y, i_c, i_q$  = fattori di inclinazione del carico;

$b_y, b_c, b_q$  = fattori di inclinazione del piano di posa;

I coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = t g^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot t g \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot t g \phi$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1); \quad s'_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L}$$

$$i_c = \frac{i_q - (1 - i_q)}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}} \right); \quad i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}; \quad \text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot t g \phi); \quad b'_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2); \quad b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot t g \phi)^2$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

$\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;

$c_a$  = aderenza alla base della fondazione;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

$\alpha$  = inclinazione della base della fondazione con l'orizzontale;

### **7.3 PARAMETRI DEI TERRENI CONSIDERATE NELLE ANALISI**

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

AI: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

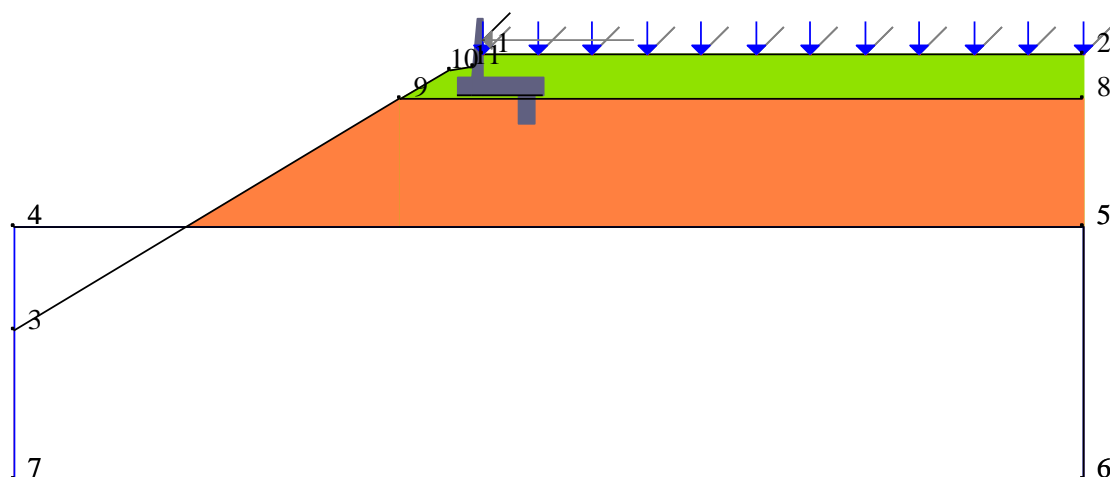
Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Ko	E	G
1	Materiale rilevato per	1900	1900	35,00	0,000	0,000	0,43	240	92
2	Aipo A1	2000	1830	29,00	0,000	0,000	0,52	100	39



Profilo superiore della falda

N	X [cm]	Y [cm]
1	-1500	-500
2	2025	-500

## 7.4 DESCRIZIONE DEI CARICHI

### 7.4.1 Sovraccarico veicolare

Tipo di carico: Carichi uniforme

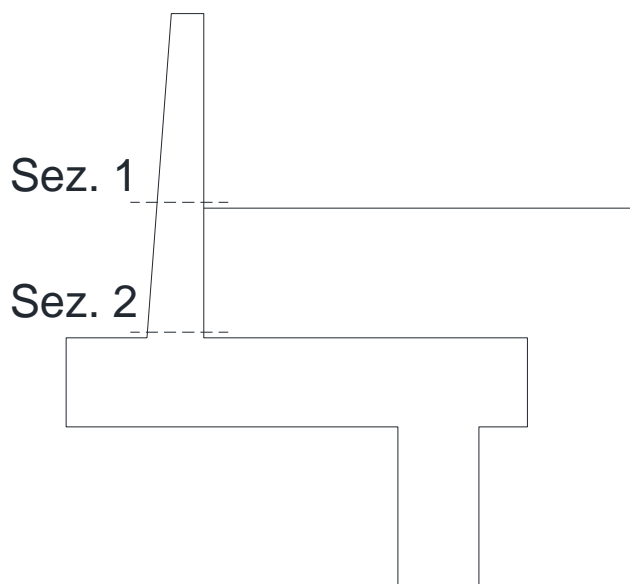
Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm<sup>2</sup>

Comp.variabale di carico uniforme a monte : -0.21 daN/cm<sup>2</sup>

### 7.4.2 Urto da traffico veicolare

Con ferimento a quanto previsto al capitolo 3.6.3.3.1 delle NTC2018, è stato considerato un carico da urto veicolare pari a 500 kN applicato ad un'altezza dal piano campagna pari a 50 cm.

Per le verifiche locali dell'elemento in c.a. tale carico è stato considerato come agente su di un tratto di parete di estensione pari a 1.5 m. Considerando una diffusione delle sollecitazioni a 45° nell'elemento, sono state identificate due sezioni di verifica con differente larghezza:



sezione 1: a livello del piano campagna (+0.8 m rispetto all'estradosso della suola di fondazione, larghezza sezione per le verifiche pari a 2.5m)

Le azioni sollecitanti risultano pari a:

$$M_{ed} = 500 \text{ kN} \cdot 0.5 \text{ m} / 2.5 \text{ m} = 100 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 500 \text{ kN} / 2.5 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}$$

sezione 2: in corrispondenza della suola di fondazione (larghezza sezione per le verifiche pari a 4.1m)

Le azioni sollecitanti risultano pari a:

$$M_{ed} = 500 \text{ kN} \cdot 1.3 \text{ m} / 4.1 \text{ m} = 159 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 500 \text{ kN} / 4.1 \text{ m} = 122 \text{ kN/m}$$

Per l'esecuzione delle verifiche globali tale carico è stato considerato come distribuito su tutta la parete di estensione pari a 1000 cm:

Condizione: Variabili

Componente  $F_x$ : -50,00 daN/cm

Componente  $F_y$ : 0,00 daN/cm

Tale carico è inoltre stato considerato in combinazione con il carico verticale distribuito da traffico veicolare.

#### **7.4.3 Azioni sismiche**

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.

Localizzazione dell'opera: Lodi, Castelnuovo Bocca D'adda

Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV

Accelerazione relativa  $A_g/g$  massima attesa al suolo: 0.0829 g

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.5

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito ( $\beta_s$ ): 0.2

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri ( $\beta_m$ ): 0.38

Punto di applicazione della forza dinamica: a metà altezza del muro

Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove:  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_m$  sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente  $S_s$  di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di  $S_s$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente  $S_T$  di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di  $S_T$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto  $E_d$  agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove:  $\gamma$  è il peso specifico del terreno;

$K$  è il coefficiente di spinta del terreno;

$h$  è l'altezza del muro;

$E_{ws}$  è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche\*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove:  $\gamma$  è il peso specifico del terreno saturo;

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

\*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h} \cdot z$$

dove:  $h$  è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

$z$  è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove:  $\beta_s$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima  $a_g$ .

Il coefficiente  $S_s$  di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di  $S_s$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente  $S_T$  di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di  $S_T$  sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

## **7.1 COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate per le due Configurazioni analizzate:

Configurazione 1: carichi variabili da transito veicolare

Configurazione : carichi variabili urto+ transito veicolare

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Configurazione 1									
Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1.5	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1.5	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0.3	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1.5	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1.5	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1.3	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0	0



Configurazione 2									
Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M1	R3	1	EQU-1	0.9	1	0	0
EQU	A3	M1	R3	2	EQU-2	1.1	1	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0.3	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0.3	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1	1	0	0
STR	A1	M1	R3	3	STR-3	1.3	0	0	0
STR	A1	M1	R3	4	STR-4	1.3	1	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	2	GEO-2	1	1	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0.3	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0.3	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0
SLE	A0	M0	R0	2	SLE-2	1	0.3	0	0

## 7.2 DISTRIBUZIONI DI SPINTE E PRESSIONI

### 7.2.1 Coefficienti di spinta-configurazione 1

Coefficienti di spinta sul paramento a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	Ka
1	18	18	80	0	1	EQU-1	0.27
1	18	18	80	0	2	EQU-2	0.27
1	18	18	80	0	3	EQU-3	0.31
1	18	18	80	0	4	EQU-4	0.31
1	18	18	80	0	5	STR-1	0.27
1	18	18	80	0	6	STR-2	0.27

1	18	18	80	0	7	STR-3	0.27
1	18	18	80	0	8	STR-4	0.27
1	18	18	80	0	9	GEO-1	0.34
1	18	18	80	0	10	GEO-2	0.34
1	18	18	80	0	11	SIS-1	0.3
1	18	18	80	0	12	SIS-2	0.3
1	18	18	80	0	13	SLE-1	0.27
1	18	18	80	0	14	SLE-2	0.27

Coefficienti di spinta sul paramento a valle							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>a</sub>
1	15	18	40	0	1	EQU-1	0.43
1	15	18	40	0	2	EQU-2	0.43
1	15	18	40	0	3	EQU-3	0.43
1	15	18	40	0	4	EQU-4	0.43
1	15	18	40	0	5	STR-1	0.43
1	15	18	40	0	6	STR-2	0.43
1	15	18	40	0	7	STR-3	0.43
1	15	18	40	0	8	STR-4	0.43
1	15	18	40	0	9	GEO-1	0.51
1	15	18	40	0	10	GEO-2	0.51
1	15	18	40	0	11	SIS-1	0.43
1	15	18	40	0	12	SIS-2	0.43
1	15	18	40	0	13	SLE-1	0.43
1	15	18	40	0	14	SLE-2	0.43

Coefficienti di spinta sul filo mensola a monte
---

Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>p</sub>
1	218	218	80	-155	1	EQU-1	0.27
1	218	218	80	-155	2	EQU-2	0.27
1	218	218	80	-155	3	EQU-3	0.31
1	218	218	80	-155	4	EQU-4	0.31
1	218	218	80	-155	5	STR-1	0.27
1	218	218	80	-155	6	STR-2	0.27
1	218	218	80	-155	7	STR-3	0.27
1	218	218	80	-155	8	STR-4	0.27
1	218	218	80	-155	9	GEO-1	0.34
1	218	218	80	-155	10	GEO-2	0.34
1	218	218	80	-155	11	SIS-1	0.3
1	218	218	80	-155	12	SIS-2	0.3
1	218	218	80	-155	13	SLE-1	0.27
1	218	218	80	-155	14	SLE-2	0.27

## 7.2.2 Coefficienti di spinta-configurazione 2

Coefficienti di spinta sul paramento a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>a</sub>
1	18	18	80	0	1	EQU-1	0.27
1	18	18	80	0	2	EQU-2	0.27
1	18	18	80	0	3	EQU-3	0.31
1	18	18	80	0	4	EQU-4	0.31
1	18	18	80	0	5	STR-1	0.27
1	18	18	80	0	6	STR-2	0.27
1	18	18	80	0	7	STR-3	0.27

1	18	18	80	0	8	STR-4	0.27
1	18	18	80	0	9	GEO-1	0.34
1	18	18	80	0	10	GEO-2	0.34
1	18	18	80	0	11	SIS-1	0.3
1	18	18	80	0	12	SIS-2	0.3
1	18	18	80	0	13	SLE-1	0.27
1	18	18	80	0	14	SLE-2	0.27

Coefficienti di spinta sul paramento a valle							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>a</sub>
1	15	18	40	0	1	EQU-1	0.43
1	15	18	40	0	2	EQU-2	0.43
1	15	18	40	0	3	EQU-3	0.43
1	15	18	40	0	4	EQU-4	0.43
1	15	18	40	0	5	STR-1	0.43
1	15	18	40	0	6	STR-2	0.43
1	15	18	40	0	7	STR-3	0.43
1	15	18	40	0	8	STR-4	0.43
1	15	18	40	0	9	GEO-1	0.51
1	15	18	40	0	10	GEO-2	0.51
1	15	18	40	0	11	SIS-1	0.43
1	15	18	40	0	12	SIS-2	0.43
1	15	18	40	0	13	SLE-1	0.43
1	15	18	40	0	14	SLE-2	0.43

Coefficienti di spinta sul filo mensola a monte			
Strato	Tratto di calcolo		Coefficiente

N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>p</sub>
1	218	218	80	-155	1	EQU-1	0.27
1	218	218	80	-155	2	EQU-2	0.27
1	218	218	80	-155	3	EQU-3	0.31
1	218	218	80	-155	4	EQU-4	0.31
1	218	218	80	-155	5	STR-1	0.27
1	218	218	80	-155	6	STR-2	0.27
1	218	218	80	-155	7	STR-3	0.27
1	218	218	80	-155	8	STR-4	0.27
1	218	218	80	-155	9	GEO-1	0.34
1	218	218	80	-155	10	GEO-2	0.34
1	218	218	80	-155	11	SIS-1	0.3
1	218	218	80	-155	12	SIS-2	0.3
1	218	218	80	-155	13	SLE-1	0.27
1	218	218	80	-155	14	SLE-2	0.27

Coefficienti di spinta sul filo mensola a valle							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K <sub>p</sub>
1	68	68	29	-155	1	EQU-1	0.43
1	68	68	29	-155	2	EQU-2	0.43
1	68	68	29	-155	3	EQU-3	0.43
1	68	68	29	-155	4	EQU-4	0.43
1	68	68	29	-155	5	STR-1	0.43
1	68	68	29	-155	6	STR-2	0.43
1	68	68	29	-155	7	STR-3	0.43
1	68	68	29	-155	8	STR-4	0.43
1	68	68	29	-155	9	GEO-1	0.51

1	68	68	29	-155	10	GEO-2	0.51
1	68	68	29	-155	11	SIS-1	0.43
1	68	68	29	-155	12	SIS-2	0.43
1	68	68	29	-155	13	SLE-1	0.43
1	68	68	29	-155	14	SLE-2	0.43

### 7.2.3 Pressioni-configurazione 1

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

#### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1



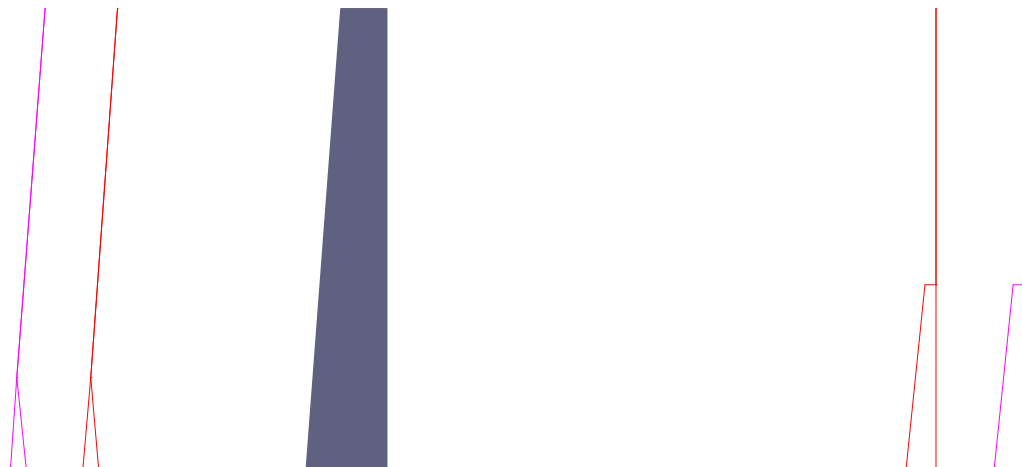
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.09	0	-0.12	0	0	0	0	0	-0.09	0	-0.12	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2



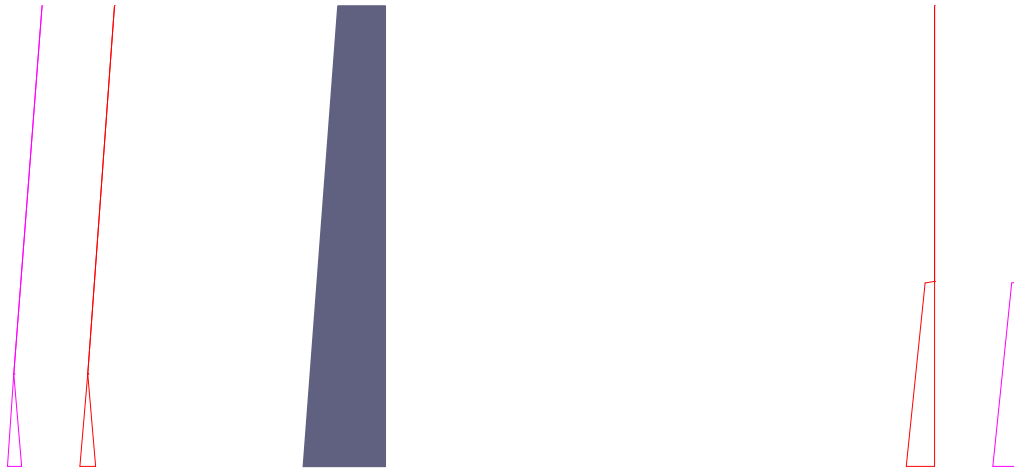
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.09	0	-0.13	0	0	0	0	0	-0.09	0	-0.13	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3



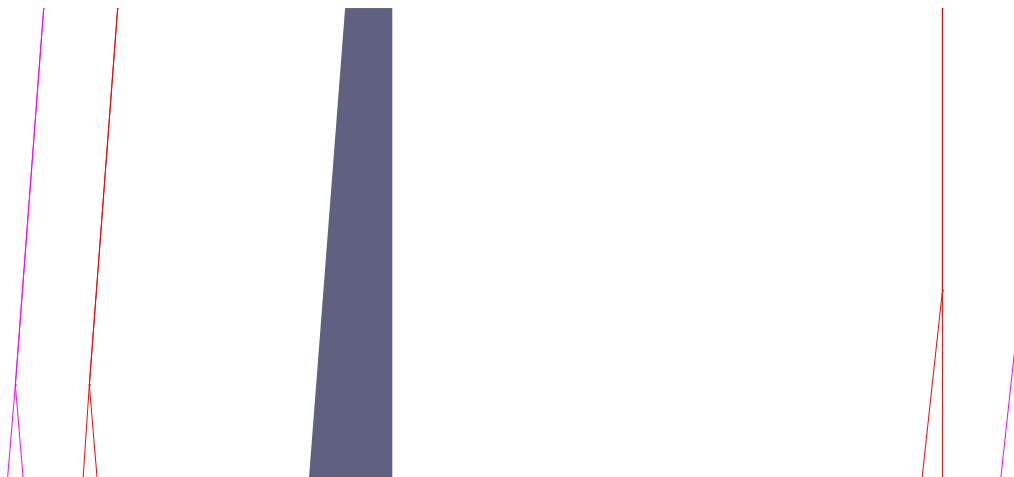
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.07	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.07	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

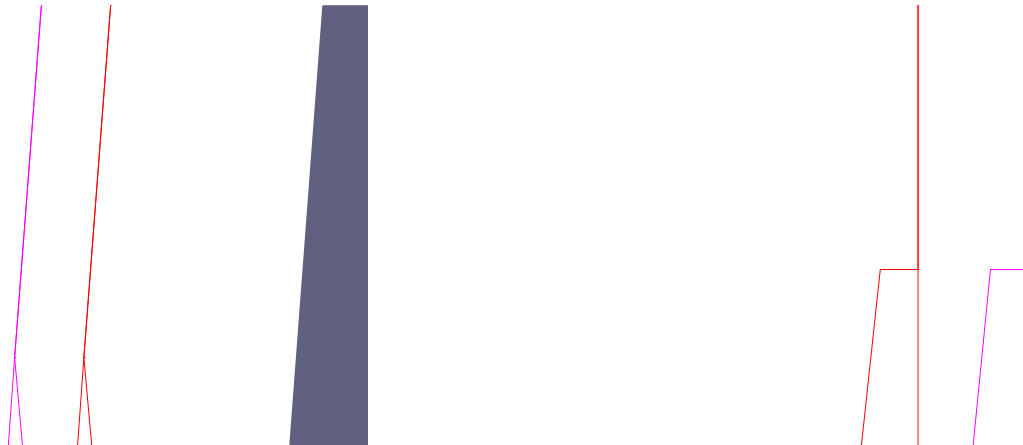
### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.04	0	0	0	0	0	0	0	-0.04	0

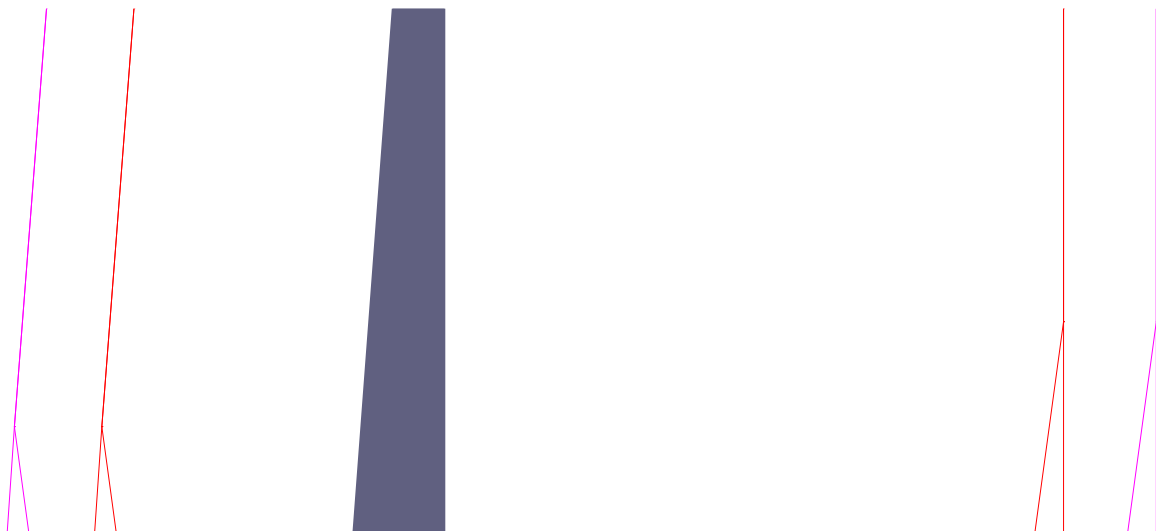


### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.09	0	-0.13	0	0	0	0	0	-0.09	0	-0.13	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-3



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	0	0	-0.05	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-4



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.09	0	-0.14	0	0	0	0	0	-0.09	0	-0.14	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1



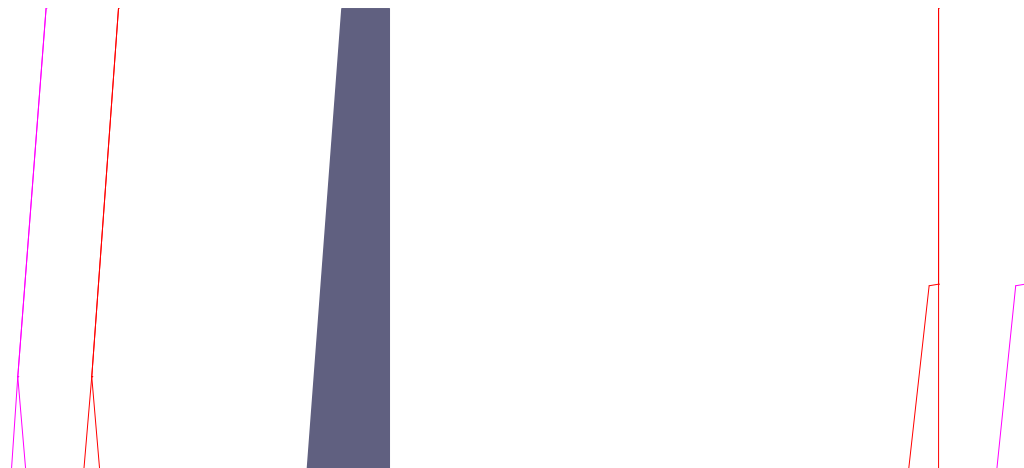
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	0	0	-0.05	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-2



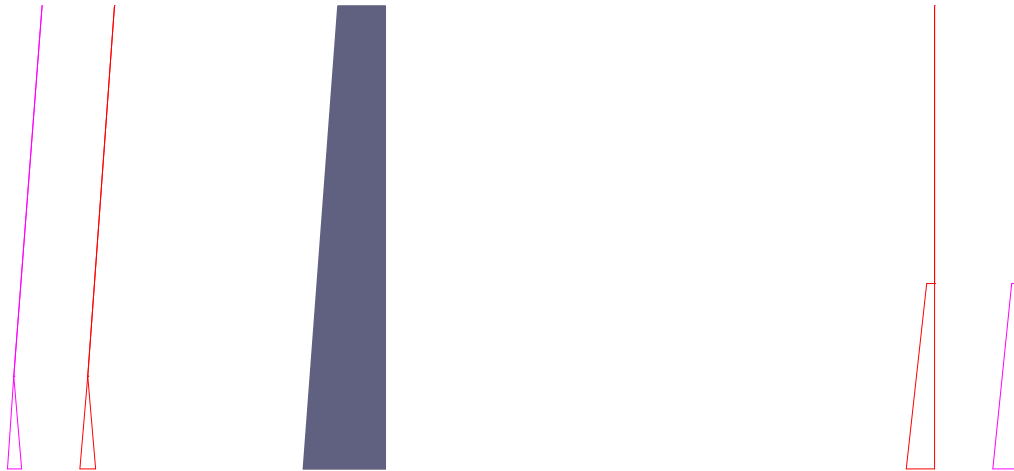
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.09	0	-0.15	0	0	0	0	0	-0.09	0	-0.15	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1



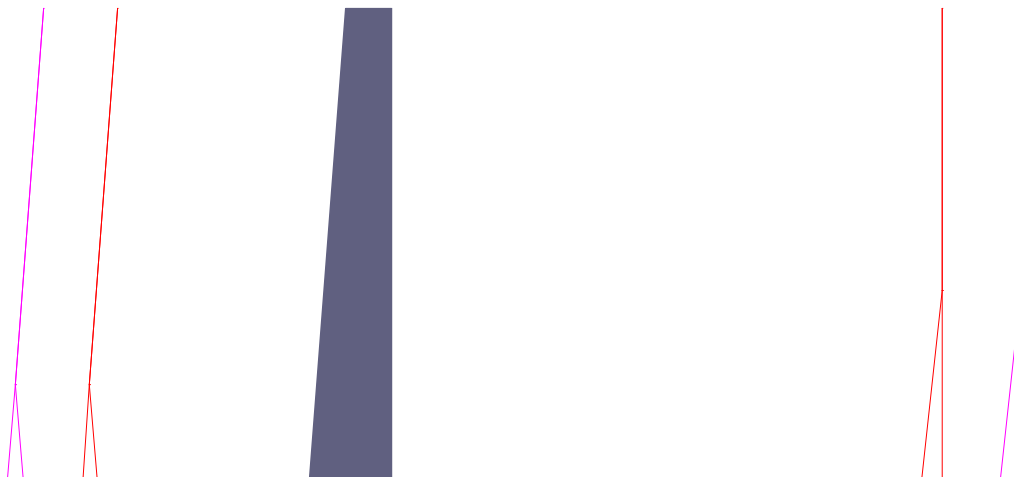
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2



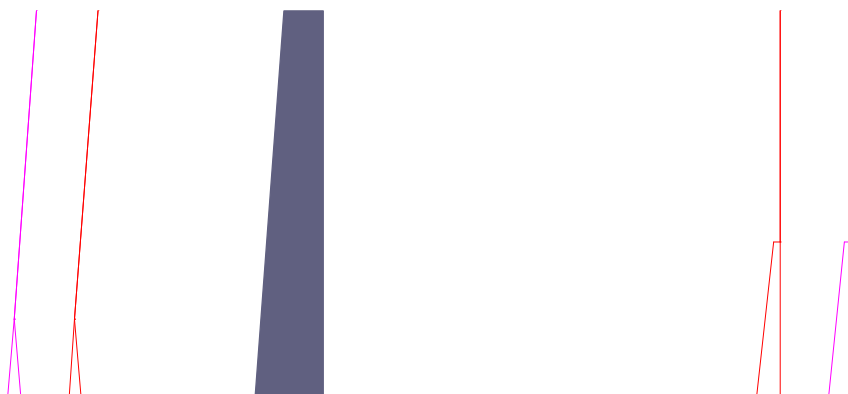
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.04	0	0	0	0	0	0	0	-0.04	0

## Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-2

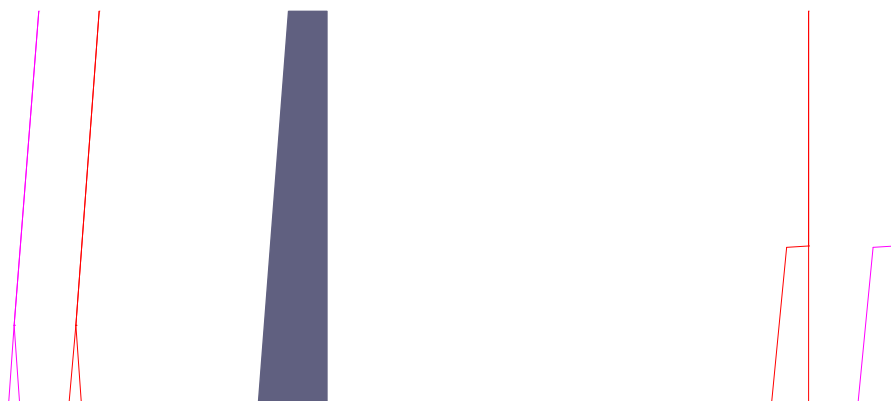


N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### 7.2.4 Pressioni-configurazione 2

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (V<sub>X1</sub>, V<sub>Y1</sub>) sino ad un valore (V<sub>X2</sub>, V<sub>Y2</sub>). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

## Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.06	0	-0.09	0	0	0	0	0	-0.06	0	-0.09	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2



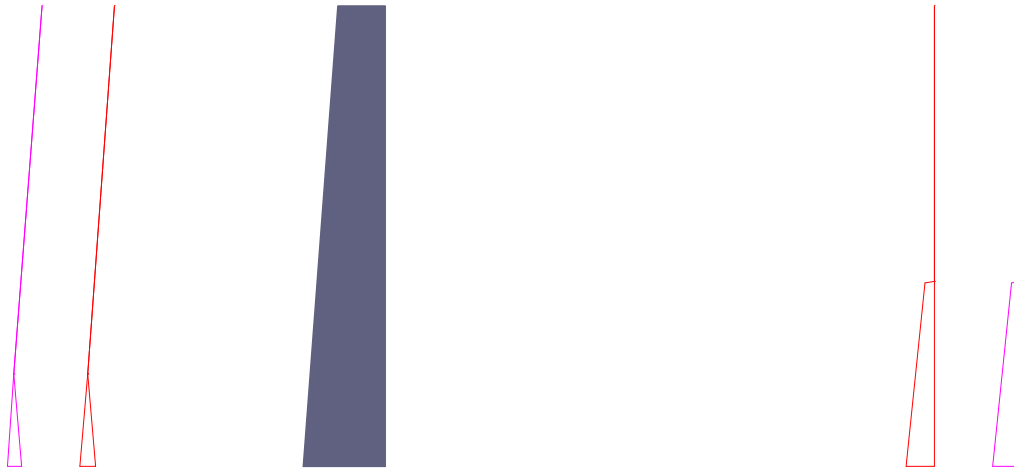
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.06	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.06	0	-0.1	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3



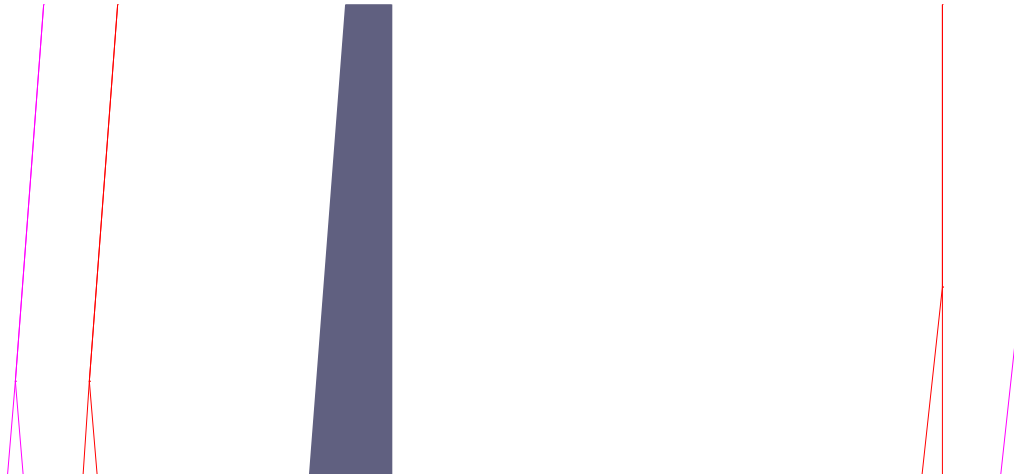
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.07	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.07	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4



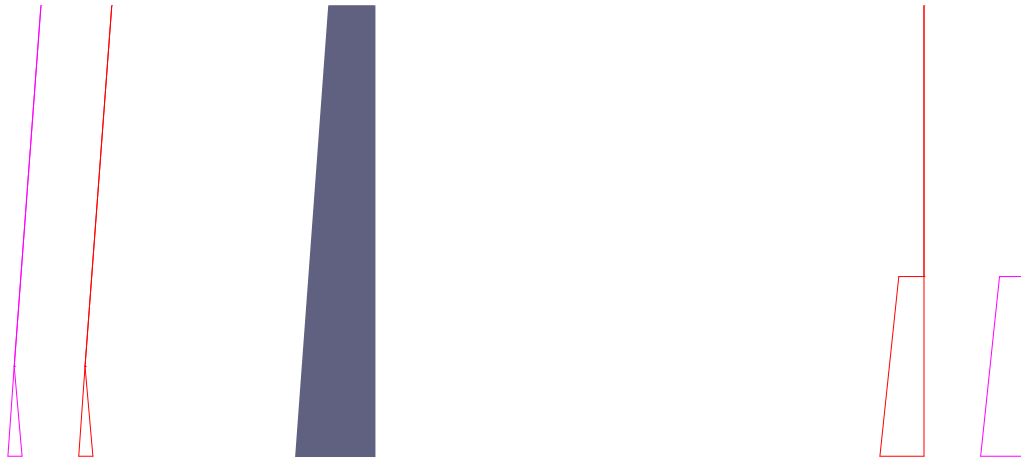
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1



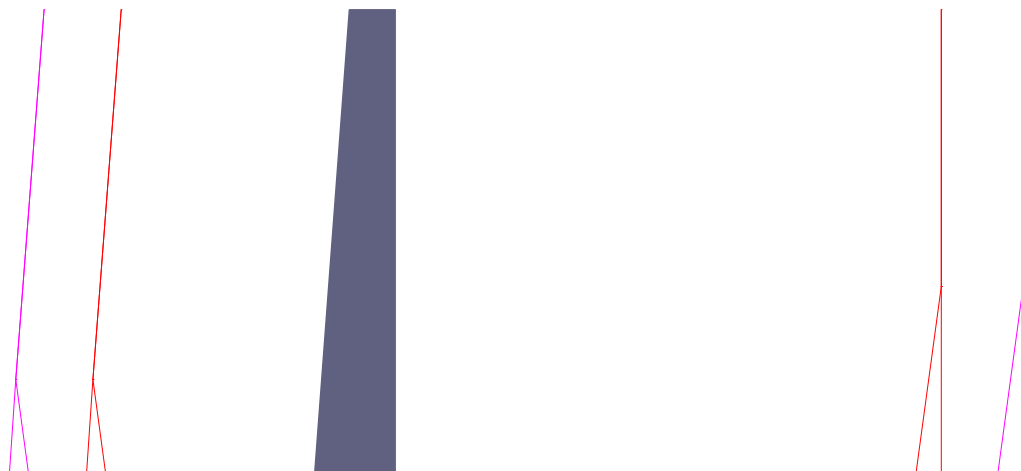
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.04	0	0	0	0	0	0	0	-0.04	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.06	0	-0.1	0	0	0	0	0	-0.06	0	-0.1	0

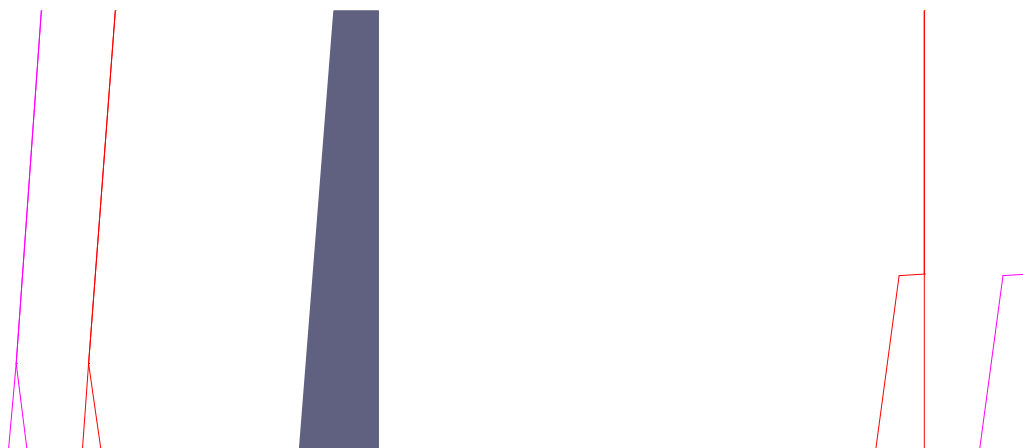
### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-3



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	0	0	-0.05	0



### Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-4



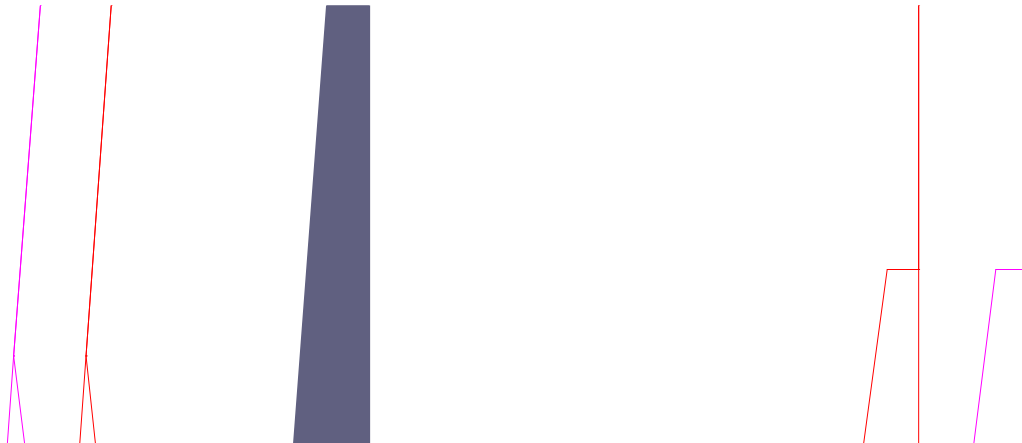
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.06	0	-0.11	0	0	0	0	0	-0.06	0	-0.11	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1



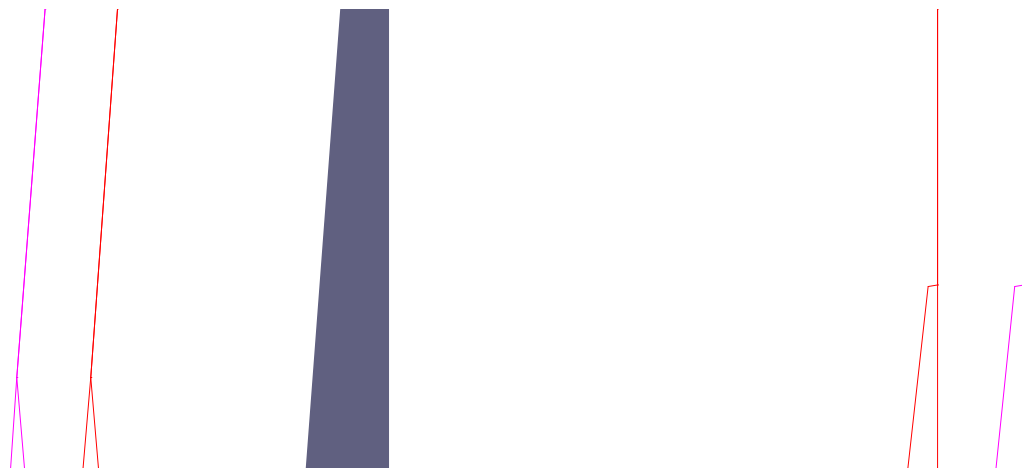
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.05	0	0	0	0	0	0	0	-0.05	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-2



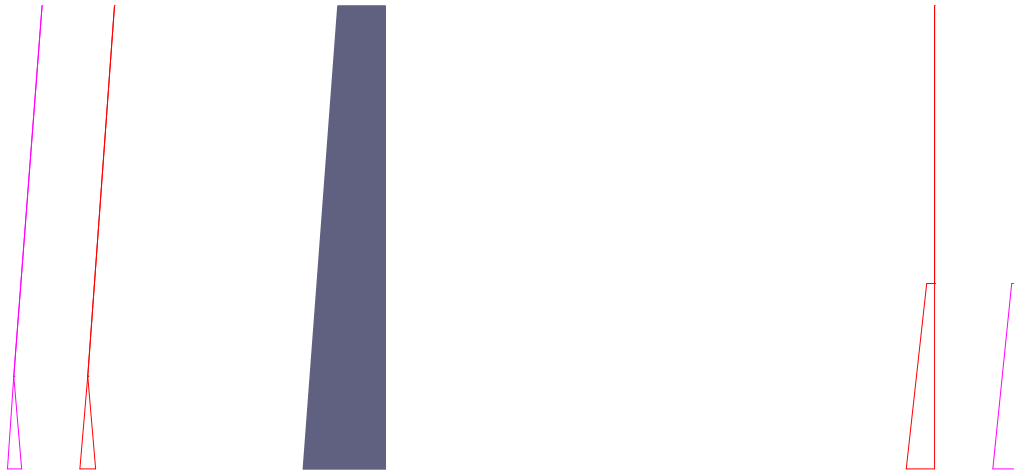
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.07	0	-0.12	0	0	0	0	0	-0.07	0	-0.12	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1



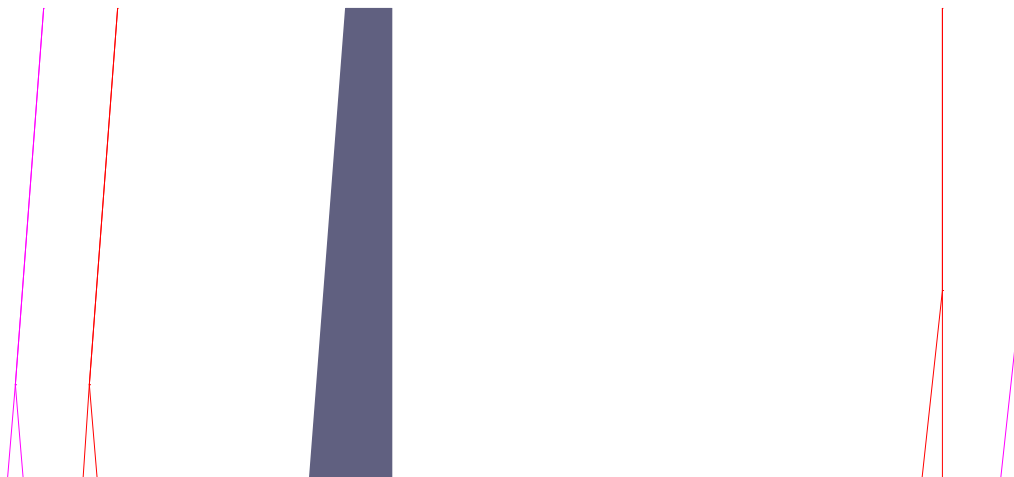
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2



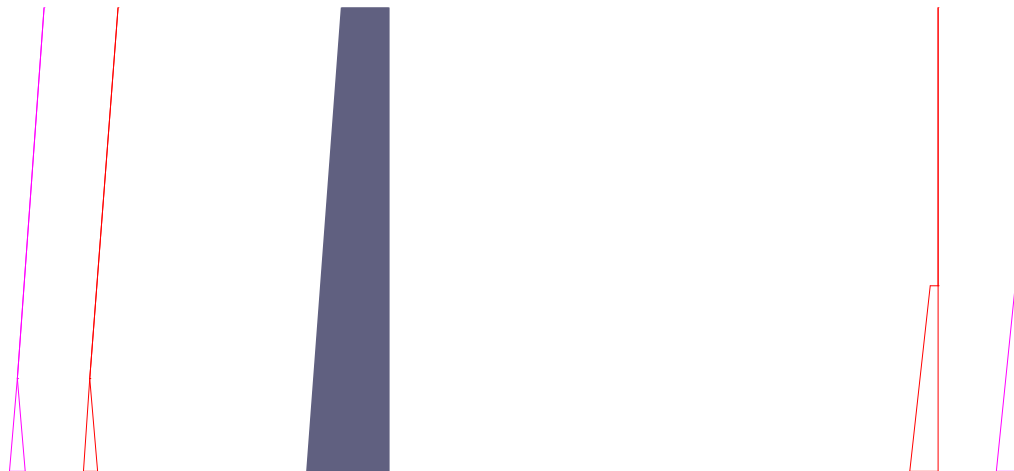
N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

### Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	0	0	-0.04	0	0	0	0	0	0	0	-0.04	0

## Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-2



N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>	V <sub>x1</sub>	V <sub>y1</sub>	V <sub>x2</sub>	V <sub>y2</sub>
1	18	200	18	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18	80	18	0	-0.02	0	-0.06	0	0	0	0	0	-0.02	0	-0.06	0

## 7.3 SINTESI DELLE SOLLECITAZIONI

### 7.3.1 Configurazione 1

Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-58.89
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-27.36
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.05
Spinta del terreno a monte	0	-53	-32.86	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	12.39	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-63

### Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-71.98
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-33.44
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.72
Spinta del terreno a monte	0	-55	-35.7	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	15.15	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-63

### Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-63	-21.55	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-4.64	-2.32
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-2.15	-1.08

### Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-65	-20.27	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0

Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-4.64	2.32
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-2.15	1.08

#### Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-77	-14.22	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0

#### Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-54	-34.28	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-63

#### Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-85.07
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-39.52
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-4.4
Spinta del terreno a monte	0	-77	-18.48	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	17.9	0

#### Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-85.07
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-39.52
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-4.4
Spinta del terreno a monte	0	-56	-38.54	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	17.9	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-63

#### Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-65	-20.4	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-3.09	-1.55
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-1.44	-0.72

#### Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-66	-19.54	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0

Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-3.09	1.55
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-1.44	0.72

### 7.3.2 Configurazione 2

#### Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-58.89
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-27.36
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.05
Spinta del terreno a monte	0	-57	-26.17	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	12.39	0
Carichi applicati al muro	0	130	-50	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-42

#### Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-71.98
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-33.44
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.72
Spinta del terreno a monte	0	-59	-29.01	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	15.15	0
Carichi applicati al muro	0	130	-50	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-42

#### Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44



Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-63	-21.55	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi applicati al muro	0	130	-15	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-4.64	-2.32
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-2.15	-1.08

#### Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-65	-20.27	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi applicati al muro	0	130	-15	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-4.64	2.32
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-2.15	1.08

#### Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-77	-14.22	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0

### Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-58	-27.59	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi applicati al muro	0	130	-50	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-42

### Combinazione di carico STR-3

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-85.07
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-39.52
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-4.4
Spinta del terreno a monte	0	-77	-18.48	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	17.9	0

### Combinazione di carico STR-4

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-85.07
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-39.52
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-4.4
Spinta del terreno a monte	0	-60	-31.86	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	17.9	0
Carichi applicati al muro	0	130	-50	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-42

### Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-65	-20.4	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi applicati al muro	0	130	-15	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-3.09	-1.55
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-1.44	-0.72

### Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x <sub>p</sub>	y <sub>p</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	77	-17	0	-65.44
Peso proprio del terreno/acqua a monte	118	40	0	-30.4
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-40	18	0	-3.38
Spinta del terreno a monte	0	-66	-19.54	0
Spinta del terreno a valle	0	-94	13.77	0
Carichi applicati al muro	0	130	-15	0
Carichi su terreno a monte	118	0	0	-12.6
Forza di inerzia dovuta al muro	77	-17	-3.09	1.55
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	118	40	-1.44	0.72

## 7.4 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE- CONFIGURAZIONE 1

### 7.4.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 1

Pressione limite sul terreno per abbassamento : 1.5 daN/cm<sup>2</sup>

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 19.2 cm (comb. STR-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: -788 daN cm (comb. STR-1)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 285 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.43 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.92 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-4)

#### **7.4.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.6
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.6
Schema di rottura considerato per i denti in fondazione	: C (superficie orizzontale a valle dei denti)
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 162 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 34 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1.1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 2.89

#### **7.4.3 Verifica a ribaltamento**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: EQU-4
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 913 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -17683 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 19.38

#### **7.4.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 24 °
Profondità del piano di posa	: 95 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.181 daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 35 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0019 daN/cm <sup>3</sup>
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 11.9 °
Base efficace	: 240 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 34.3 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 162.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 2249.4 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 9.9

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 46$	$N_q = 33$	$N_g = 45$
Coefficienti di forma	$s_c = 1.14$	$s_q = 1.14$	$s_g = 0.93$
Coefficienti di profondità	$d_c = 0$	$d_q = 0$	$d_g = 0$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.64$	$i_q = 0.65$	$i_g = 0.51$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 0$	$g_q = 0$	$g_g = 0$

## **7.5 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE- CONFIGURAZIONE 2**

### **7.5.1 Tensioni trasmesse sul terreno**

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 1.5 daN/cm <sup>2</sup>

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 48.9 cm (comb. STR-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 6911 daN cm (comb. STR-2)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 281 cm (comb. STR-2)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 1.09 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.53 daN/cm <sup>2</sup> (comb. STR-3)

#### **7.5.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.6
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.6
Schema di rottura considerato per i denti in fondazione	: C (superficie orizzontale a valle dei denti)
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 141 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 78 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1.1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.11

#### **7.5.3 Verifica a ribaltamento**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: EQU-1
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 9250 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -21448 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1.15
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 2.02

#### **7.5.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: STR-2
Verifica peggiore per condizione	: LT (lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 24 °
Profondità del piano di posa	: 95 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.181 daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 35 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0019 daN/cm <sup>3</sup>
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 28.8 °
Base efficace	: 195 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 77.6 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 141.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 460.3 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 2.33

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 46$	$N_q = 33$	$N_g = 45$
Coefficienti di forma	$s_c = 1.12$	$s_q = 1.11$	$s_g = 0.94$
Coefficienti di profondità	$d_c = 0$	$d_q = 0$	$d_g = 0$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.21$	$i_q = 0.23$	$i_g = 0.1$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 0$	$g_q = 0$	$g_g = 0$

## **7.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO-CONDIZIONE1**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore	: GEO-2
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 1.11
Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conci	: 100 cm

X centro della superficie critica : -766 cm  
Y centro della superficie critica : 1075 cm  
Raggio della superficie critica : 1561 cm  
Forza di bilancio : -21.12 daN/cm  
Volume spostato dalla superficie critica : 30.99 m<sup>3</sup>/m  
Peso spostato dalla superficie critica : 58846 daN/m

# STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

## Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.44	-890	-466	125	2	0	2	0	1795	-338
2	-1.9	102	0	0.44	-812	-444	46	14	0	14	0	9901	-749
3	1.8	102	0	0.44	-714	-414	52	26	0	26	0	17488	1242
4	5.5	102	0	0.44	-613	-380	152	36	0	36	0	23982	5374
5	9.3	103	0	0.44	-512	-343	253	45	0	45	0	29517	11268
6	13.1	104	0	0.44	-411	-303	354	52	0	52	0	34189	18530
7	17	106	0	0.44	-310	-258	456	59	0	59	0	38056	26747
8	20.6	91	0	0.44	-217	-215	549	53	0	53	0	34166	29005
9	23.9	93	0	0.44	-132	-173	633	55	0	55	0	35667	34931
10	26.1	25	0	0.44	-79	-148	687	15	0	15	0	9535	10100
11	27.6	56	0	0.44	-43	-130	723	33	0	33	0	21658	24091
12	28.7	3	0	0.44	-16	-118	750	2	0	2	0	1296	1490
13	29	14	0	0.44	-8	-66	758	10	0	10	0	6792	7884
14	29.7	23	0	0.44	7	-22	773	21	0	21	0	13738	16255
15	32.7	143	0	0.44	75	-75	841	75	0	75	0	49250	63012
16	36.5	62	0	0.44	162	-54	928	29	0	29	0	19559	27090
17	38.3	38	0	0.44	202	-33	968	14	0	14	0	9380	13422
18	40.9	102	0	0.44	254	-12	1020	27	0	27	0	18342	27296
19	43.4	32	0	0.56	306	10	1072	6	0	6	0	5071	6594
20	46.7	146	0	0.56	356	36	1122	14	0	14	0	12001	16198



21	49.9	28	0	0.56	424	73	1190	0	0	0	0	322	446
		1539						588	0	588		391706	339888

Coefficiente di sicurezza FS = 1.15

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

### Combinazione GEO-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.44	-890	-466	125	2	0	2	0	1803	-338
2	-1.9	102	0	0.44	-812	-444	46	14	0	14	0	9917	-749
3	1.8	102	0	0.44	-714	-414	52	26	0	26	0	17463	1242
4	5.5	102	0	0.44	-613	-380	152	36	0	36	0	23877	5374
5	9.3	103	0	0.44	-512	-343	253	45	0	45	0	29306	11268
6	13.1	104	0	0.44	-411	-303	354	52	0	52	0	33850	18530
7	17	106	0	0.44	-310	-258	456	59	0	59	0	37576	26747
8	20.6	91	0	0.44	-217	-215	549	53	0	53	0	33649	29005
9	23.9	93	0	0.44	-132	-173	633	55	0	55	0	35044	34931
10	26.1	25	0	0.44	-79	-148	687	15	0	15	0	9355	10100
11	27.6	56	0	0.44	-43	-130	723	33	0	33	0	21225	24091
12	28.7	3	0	0.44	-16	-118	750	2	0	2	0	1269	1490
13	29	14	0	0.44	-8	-66	758	10	0	10	0	6650	7884
14	29.7	23	0	0.44	7	-22	773	21	0	21	0	13443	16255
15	32.7	143	0	0.44	75	-75	841	75	33	107	0	69192	90665
16	36.5	62	0	0.44	162	-54	928	29	14	43	0	27954	39763
17	38.3	38	0	0.44	202	-33	968	14	8	22	0	14510	21353
18	40.9	102	0	0.44	254	-12	1020	27	21	48	0	31838	48822
19	43.4	32	0	0.56	306	10	1072	6	6	13	0	9933	13410
20	46.7	146	0	0.56	356	36	1122	14	27	42	0	33663	47316
21	49.9	28	0	0.56	424	73	1190	0	5	5	0	4404	6379
		1539						588	114	703		465920	453537

Coefficiente di sicurezza FS = 1.11

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

### Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.55	-890	-466	125	2	0	3	0	2279	-246
2	-1.9	102	0	0.55	-812	-444	46	14	0	14	0	12546	-225
3	1.8	102	0	0.55	-714	-414	52	26	0	26	0	22107	2204
4	5.5	102	0	0.55	-613	-380	152	36	0	36	0	30246	6736
5	9.3	103	0	0.55	-512	-343	253	45	0	45	0	37143	12986
6	13.1	104	0	0.55	-411	-303	354	52	0	53	0	42928	20557
7	17	106	0	0.55	-310	-258	456	59	0	59	0	47680	29028
8	20.6	91	0	0.55	-217	-215	549	53	0	54	0	42720	31063
9	23.9	93	0	0.55	-132	-173	633	55	0	56	0	44513	37077
10	26.1	25	0	0.55	-79	-148	687	15	0	15	0	11886	10673
11	27.6	56	0	0.55	-43	-130	723	33	0	34	0	26974	25389
12	28.7	3	0	0.55	-16	-118	750	2	0	2	0	1613	1568
13	29	14	0	0.55	-8	-66	758	10	0	11	0	8453	8278
14	29.7	23	0	0.55	7	-22	773	21	0	21	0	17090	17031
15	32.7	143	0	0.55	75	-75	841	75	8	83	0	67354	72608
16	36.5	62	0	0.55	162	-54	928	29	3	33	0	26852	31296
17	38.3	38	0	0.55	202	-33	968	14	2	16	0	13193	15876
18	40.9	102	0	0.55	254	-12	1020	27	5	32	0	26792	33518
19	43.4	32	0	0.7	306	10	1072	6	1	8	0	7715	8470
20	46.7	146	0	0.7	356	36	1122	14	6	21	0	21226	24202
21	49.9	28	0	0.7	424	73	1190	0	1	2	0	1600	1875
		1539						588	26	623		512909	389964

Coefficiente di sicurezza FS = 1.32

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

### Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.55	-890	-466	125	2	0	2	0	2223	-238
2	-1.9	102	0	0.55	-812	-444	46	14	0	14	0	12238	-206
3	1.8	102	0	0.55	-714	-414	52	26	0	25	0	21563	2173
4	5.5	102	0	0.55	-613	-380	152	36	0	35	0	29501	6602
5	9.3	103	0	0.55	-512	-343	253	45	0	44	0	36228	12706
6	13.1	104	0	0.55	-411	-303	354	52	0	52	0	41868	20096
7	17	106	0	0.55	-310	-258	456	59	0	58	0	46501	28363
8	20.6	91	0	0.55	-217	-215	549	53	0	52	0	41662	30342
9	23.9	93	0	0.55	-132	-173	633	55	0	54	0	43409	36209
10	26.1	25	0	0.55	-79	-148	687	15	0	15	0	11591	10422
11	27.6	56	0	0.55	-43	-130	723	33	0	33	0	26305	24789
12	28.7	3	0	0.55	-16	-118	750	2	0	2	0	1573	1531
13	29	14	0	0.55	-8	-66	758	10	0	10	0	8243	8082
14	29.7	23	0	0.55	7	-22	773	21	0	21	0	16665	16627
15	32.7	143	0	0.55	75	-75	841	75	8	81	0	65679	70882
16	36.5	62	0	0.55	162	-54	928	29	3	32	0	26183	30549
17	38.3	38	0	0.55	202	-33	968	14	2	16	0	12864	15497
18	40.9	102	0	0.55	254	-12	1020	27	5	31	0	26124	32716
19	43.4	32	0	0.7	306	10	1072	6	1	8	0	7522	8267
20	46.7	146	0	0.7	356	36	1122	14	6	20	0	20694	23621
21	49.9	28	0	0.7	424	73	1190	0	1	2	0	1560	1830
		1539						588	26	607		500195	380859

Coefficiente di sicurezza FS = 1.31

## 7.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO-CONDIZIONE2

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : GEO-2

Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1

Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.15

Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop

Passo dei conci : 100 cm  
X centro della superficie critica : -766 cm  
Y centro della superficie critica : 1075 cm  
Raggio della superficie critica : 1561 cm  
Volume spostato dalla superficie critica : 30.99 m<sup>3</sup>/m  
Peso spostato dalla superficie critica : 58846 daN/m

# STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

## Combinazione GEO-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.44	-890	-466	125	2	0	2	0	1795	-338
2	-1.9	102	0	0.44	-812	-444	46	14	0	14	0	9901	-749
3	1.8	102	0	0.44	-714	-414	52	26	0	26	0	17488	1242
4	5.5	102	0	0.44	-613	-380	152	36	0	36	0	23982	5374
5	9.3	103	0	0.44	-512	-343	253	45	0	45	0	29517	11268
6	13.1	104	0	0.44	-411	-303	354	52	0	52	0	34189	18530
7	17	106	0	0.44	-310	-258	456	59	0	59	0	38056	26747
8	20.6	91	0	0.44	-217	-215	549	53	0	53	0	34166	29005
9	23.9	93	0	0.44	-132	-173	633	55	0	55	0	35667	34931
10	26.1	25	0	0.44	-79	-148	687	15	0	15	0	9535	10100
11	27.6	56	0	0.44	-43	-130	723	33	0	33	0	21658	24091
12	28.7	3	0	0.44	-16	-118	750	2	0	2	0	1296	1490
13	29	14	0	0.44	-8	-66	758	10	0	10	0	6792	7884
14	29.7	23	0	0.44	7	-22	773	21	0	21	0	13738	16255
15	32.7	143	0	0.44	75	-75	841	75	0	75	0	49250	63012
16	36.5	62	0	0.44	162	-54	928	29	0	29	0	19559	27090
17	38.3	38	0	0.44	202	-33	968	14	0	14	0	9380	13422
18	40.9	102	0	0.44	254	-12	1020	27	0	27	0	18342	27296
19	43.4	32	0	0.56	306	10	1072	6	0	6	0	5071	6594
20	46.7	146	0	0.56	356	36	1122	14	0	14	0	12001	16198

21	49.9	28	0	0.56	424	73	1190	0	0	0	0	322	446
		1539						588	0	588		391706	339888

Coefficiente di sicurezza FS = 1.15

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

### Combinazione SIS-1

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.55	-890	-466	125	2	0	3	0	2285	-246
2	-1.9	102	0	0.55	-812	-444	46	14	0	14	0	12558	-225
3	1.8	102	0	0.55	-714	-414	52	26	0	26	0	22088	2204
4	5.5	102	0	0.55	-613	-380	152	36	0	36	0	30168	6736
5	9.3	103	0	0.55	-512	-343	253	45	0	45	0	36987	12986
6	13.1	104	0	0.55	-411	-303	354	52	0	53	0	42678	20557
7	17	106	0	0.55	-310	-258	456	59	0	59	0	47327	29028
8	20.6	91	0	0.55	-217	-215	549	53	0	54	0	42341	31063
9	23.9	93	0	0.55	-132	-173	633	55	0	56	0	44058	37077
10	26.1	25	0	0.55	-79	-148	687	15	0	15	0	11754	10673
11	27.6	56	0	0.55	-43	-130	723	33	0	34	0	26659	25389
12	28.7	3	0	0.55	-16	-118	750	2	0	2	0	1593	1568
13	29	14	0	0.55	-8	-66	758	10	0	11	0	8349	8278
14	29.7	23	0	0.55	7	-22	773	21	0	21	0	16876	17031
15	32.7	143	0	0.55	75	-75	841	75	8	83	0	40259	72608
16	36.5	62	0	0.55	162	-54	928	29	3	33	0	26440	31296
17	38.3	38	0	0.55	202	-33	968	14	2	16	0	12981	15876
18	40.9	102	0	0.55	254	-12	1020	27	5	32	0	26331	33518
19	43.4	32	0	0.7	306	10	1072	6	1	8	0	7550	8470
20	46.7	146	0	0.7	356	36	1122	14	6	21	0	20737	24202
21	49.9	28	0	0.7	424	73	1190	0	1	2	0	1561	1875
		1539						588	26	623		481581	389964

Coefficiente di sicurezza FS = 1.23

# STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Combinazione SIS-2

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-5	63	0	0.55	-890	-466	125	2	0	2	0	2229	-238
2	-1.9	102	0	0.55	-812	-444	46	14	0	14	0	12250	-206
3	1.8	102	0	0.55	-714	-414	52	26	0	25	0	21545	2173
4	5.5	102	0	0.55	-613	-380	152	36	0	35	0	29423	6602
5	9.3	103	0	0.55	-512	-343	253	45	0	44	0	36071	12706
6	13.1	104	0	0.55	-411	-303	354	52	0	52	0	41618	20096
7	17	106	0	0.55	-310	-258	456	59	0	58	0	46147	28363
8	20.6	91	0	0.55	-217	-215	549	53	0	52	0	41283	30342
9	23.9	93	0	0.55	-132	-173	633	55	0	54	0	42954	36209
10	26.1	25	0	0.55	-79	-148	687	15	0	15	0	11459	10422
11	27.6	56	0	0.55	-43	-130	723	33	0	33	0	25989	24789
12	28.7	3	0	0.55	-16	-118	750	2	0	2	0	1553	1531
13	29	14	0	0.55	-8	-66	758	10	0	10	0	8139	8082
14	29.7	23	0	0.55	7	-22	773	21	0	21	0	16451	16627
15	32.7	143	0	0.55	75	-75	841	75	8	81	0	38587	70882
16	36.5	62	0	0.55	162	-54	928	29	3	32	0	25771	30549
17	38.3	38	0	0.55	202	-33	968	14	2	16	0	12652	15497
18	40.9	102	0	0.55	254	-12	1020	27	5	31	0	25662	32716
19	43.4	32	0	0.7	306	10	1072	6	1	8	0	7357	8267
20	46.7	146	0	0.7	356	36	1122	14	6	20	0	20204	23621
21	49.9	28	0	0.7	424	73	1190	0	1	2	0	1521	1830
		1539						588	26	607		468866	380859

Coefficiente di sicurezza FS = 1.23

## **7.8 DIMENSIONAMENTO ARMATURA**

### **7.8.1 Parametri per dimensionamento armatura**

Metodo di calcolo : D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 400 daN/cm<sup>2</sup>

Modulo elastico longitudinale E<sub>c</sub> : 336428 daN/cm<sup>2</sup>

Rapporto E<sub>a</sub>/E<sub>c</sub> per calcolo tensioni in esercizio : 15

Rapporto E<sub>a</sub>/E<sub>c</sub> per calcolo ampiezza fessure : 7

F<sub>yk</sub> (tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio): 4500 daN/cm<sup>2</sup>

Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio : 1.15

Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo : 1.5

Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7

Limite sigmac/fck : 0.45

Limite sigmaf/fyk : 0.8

Ampiezza limite delle fessure : 0.3 mm

Coefficiente Beta<sub>2</sub> per calcolo ampiezza fessure : 0.5

Coefficiente Beta per punzonamento pali interni : 1.15

Coefficiente Beta per punzonamento pali sul bordo : 1.4

Coefficiente Beta per punzonamento pali sull'angolo : 1.5

### **7.8.2 Sollecitazioni e verifiche strutturali**

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico

Eps<sub>S</sub>% max : 0.186 %

Eps<sub>C</sub>% max : 0.2 %

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

A<sub>s</sub>: area efficace dello strato superiore per metro

C<sub>s</sub>: copriferro medio dello strato superiore

$A_i$ : area efficace dello strato inferiore per metro

$C_i$ : copriferro medio dello strato inferiore

$v_{ml}$ : soddisfacimento delle percentuali minime di armatura

$c_{res}$ : combinazione di carico critica per la verifica di resistenza in pressoflessione retta

$M_d$ : momento di calcolo

$N_d$ : sforzo normale di calcolo

$M_u$ : momento ultimo

$N_u$ : sforzo normale ultimo

c.s.: coefficiente di sicurezza

$v_{res}$ : soddisfacimento della resistenza alla pressoflessione retta

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

$c_{es}$ : combinazione di carico critica delle tensioni in esercizio in pressoflessione retta

$M_e$ : momento in esercizio

$N_e$ : sforzo normale in esercizio

$\sigma_f$ : trazione massima sull'armatura

$\sigma_c$ : compressione massima sul calcestruzzo

$v_{es}$ : soddisfacimento tensioni ammissibili a pressoflessione retta

$c_f$ : combinazione di carico critica per la verifica di fessurazione

$M_f$ : momento di calcolo per la verifica di fessurazione

$N_f$ : sforzo normale di calcolo per la verifica di fessurazione

$S_{rm}$ : interasse delle fessure

$W_k$ : ampiezza caratteristica delle fessure

$v_f$ : soddisfacimento verifica fessurazione

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

$c_t$ : combinazione di carico critica per la verifica a taglio



VSd: taglio di calcolo

VRdc: taglio resistente in assenza di armatura a taglio

VRdmax: taglio resistente massimo dell'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

VRds: taglio resistente in presenza di armatura a taglio

$v_t$ : soddisfacimento verifica taglio

### Configurazione 1

Paramento (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	35	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-2	26344	-1415	4124619	-221481	157	ok
1	30	33	25.9	4.4	25.9	4.6	ok	STR-4	7737	-1475	2992487	-570366	387	ok
2	60	30	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-3	-2715	-1148	-1378161	-582612	508	ok
3	90	28	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-3	-1675	-861	-1083339	-556982	647	ok
5	120	26	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-3	-857	-597	-769428	-536253	898	ok
6	150	24	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-3	-323	-355	-471633	-517862	>999	ok

X	Y	H	C <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	V <sub>es</sub>	C <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	35	SLE-2	4491	-1394	0	-1	ok	SLE-2	4491	-1394	-	-	ok
1	30	33	SLE-1	-2217	-1122	0	0	ok	SLE-1	-2217	-1122	-	-	ok
2	60	30	SLE-1	-2088	-883	0	0	ok	SLE-1	-2088	-883	-	-	ok
3	90	28	SLE-1	-1288	-662	0	0	ok	SLE-1	-1288	-662	-	-	ok
5	120	26	SLE-1	-659	-459	0	0	ok	SLE-1	-659	-459	-	-	ok
6	150	24	SLE-1	-249	-273	0	0	ok	SLE-1	-249	-273	-	-	ok
7	180	21		-	-	-	-	ok	SLE-1	-38	-104	-	-	ok

X	Y	H	C <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	V <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	

0	0	35	STR-4	-745	17157	-	-	ok
1	30	33	STR-4	-449	19647	-	-	ok
2	60	30	STR-2	-147	15884	-	-	ok
3	90	28	STR-4	32	15274	-	-	ok
5	120	26	STR-4	22	14611	-	-	ok
6	150	24	STR-4	13	13767	-	-	ok
7	180	21	STR-4	5	11953	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
-38	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	6957	-330	7977717	-378096	>999	ok
-18	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	22956	-330	2290832	-32901	99.8	ok

X	Y	H	C <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	V <sub>es</sub>	C <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
-38	-28	55	SLE-2	3782	-254	0	0	ok	SLE-2	3782	-254	-	-	ok
-18	-28	55	SLE-2	12727	-254	20	-1	ok	SLE-2	12727	-254	-	-	ok

X	Y	H	C <sub>t</sub>	V <sub>Sd</sub>	V <sub>Rdc</sub>	V <sub>Rdmax</sub>	V <sub>Rds</sub>	V <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-38	-28	55	STR-4	580	21196	-	-	ok
-18	-28	55	STR-4	1029	21196	-	-	ok

Mensola di fondazione a monte (mensola destra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
18	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	600335	-1542	1586829	-4076	2.64	ok

48	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	487054	-1542	1612309	-5105	3.31	ok
78	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	367879	-1542	1657943	-6950	4.51	ok
108	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	247501	-1542	1756439	-10945	7.1	ok
138	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	130611	-1542	2092944	-24713	16	ok
168	-28	55	14.2	4.6	7.7	4.6	no	STR-3	16958	-396	3355893	-78318	198	ok
198	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	3437	-865	3726402	-938025	>999	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	v <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
18	-28	55	SLE-2	319642	-433	853	-13	ok	SLE-2	319642	-433	-	-	ok
48	-28	55	SLE-2	249680	-433	660	-10	ok	SLE-2	249680	-433	-	-	ok
78	-28	55	SLE-2	181696	-433	473	-7	ok	SLE-2	181696	-433	-	-	ok
108	-28	55	SLE-2	117445	-433	296	-5	ok	SLE-2	117445	-433	-	-	ok
138	-28	55	SLE-2	58682	-433	135	-2	ok	SLE-2	58682	-433	-	-	ok
168	-28	55	SLE-1	13044	-304	18	0	ok	SLE-2	14490	-398	-	-	ok
198	-28	55	SLE-2	1849	-398	0	0	ok	SLE-2	1849	-398	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	V <sub>Sd</sub>	V <sub>Rdc</sub>	V <sub>Rdmax</sub>	V <sub>Rds</sub>	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
18	-28	55	STR-4	3626	21363	-	-	ok
48	-28	55	STR-4	3900	21363	-	-	ok
78	-28	55	STR-4	4019	21363	-	-	ok
108	-28	55	STR-4	3981	21363	-	-	ok
138	-28	55	STR-4	3786	21363	-	-	ok
168	-28	55	STR-4	932	21270	-	-	ok
198	-28	55	STR-4	425	21270	-	-	ok

**Dente (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)**

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	v <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
---	---	---	----------------	----------------	----------------	----------------	-----------------	------------------	----------------	----------------	----------------	----------------	------	------------------

cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
163	-125	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	548	-3641	149653	-994879	273	ok
163	-95	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	8309	-3153	2358380	-895040	284	ok
163	-65	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	25001	-2427	6295346	-611192	252	ok
163	-55	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	31751	-2302	6922639	-501999	218	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	v <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	v <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
163	-125	50	SLE-2	-1050	-1871	0	0	ok	SLE-1	-1567	-1545	-	-	ok
163	-95	50	SLE-2	-1640	-1496	0	0	ok	SLE-1	-4462	-1170	-	-	ok
163	-65	50	SLE-1	-8314	-795	0	0	ok	SLE-1	-8314	-795	-	-	ok
163	-55	50	SLE-1	-9674	-670	2	0	ok	SLE-1	-9674	-670	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
163	-125	50	STR-2	184	20081	-	-	ok
163	-95	50	STR-2	395	20030	-	-	ok
163	-65	50	STR-2	633	19978	-	-	ok
163	-55	50	STR-2	718	19961	-	-	ok

## Configurazione 2

Paramento (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	v <sub>ml</sub>	c <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	v <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
0	0	35	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-2	667239	-1593	1792755	-4281	2.69	ok
1	30	33	25.9	4.4	25.9	4.6	ok	STR-2	504265	-1320	2292510	24404	4.55	ok
2	60	30	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-2	348547	-1074	1519935	-4683	4.36	ok
3	90	28	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-2	198325	-850	1211605	11927	6.11	ok

5	120	26	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-2	49060	-647	966725	25510	19.7	ok
6	150	24	15.4	4.6	15.4	4.6	ok	STR-3	-323	-355	-471633	-517862	>999	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	v <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	v <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
0	0	35	SLE-2	199491	-1450	433	-13	ok	SLE-2	199491	-1450	-	-	ok
1	30	33	SLE-2	149728	-1182	214	-9	ok	SLE-2	149728	-1182	-	-	ok
2	60	30	SLE-2	103102	-940	264	-9	ok	SLE-2	103102	-940	-	-	ok
3	90	28	SLE-2	58596	-719	161	-6	ok	SLE-2	58596	-719	-	-	ok
5	120	26	SLE-2	14257	-516	34	-2	ok	SLE-2	14257	-516	-	-	ok
6	150	24	SLE-1	-249	-273	0	0	ok	SLE-1	-249	-273	-	-	ok
7	180	21		-	-	-	-	ok	SLE-1	-38	-104	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
0	0	35	STR-2	-5499	17126	-	-	ok
1	30	33	STR-2	-5298	19627	-	-	ok
2	60	30	STR-2	-5087	15907	-	-	ok
3	90	28	STR-2	-4972	15273	-	-	ok
5	120	26	STR-2	-4979	14617	-	-	ok
6	150	24	STR-4	13	13767	-	-	ok
7	180	21	STR-4	5	11953	-	-	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	v <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	v <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
-38	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	33668	-254	1825391	-13750	54.2	ok
-18	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-4	95490	-330	1624799	-5610	17	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	V <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
-38	-28	55	SLE-2	12359	-254	19	0	ok	SLE-2	12359	-254	-	-	ok
-18	-28	55	SLE-2	35354	-254	82	-1	ok	SLE-2	35354	-254	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	V <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
-38	-28	55	STR-4	2347	21196	-	-	ok
-18	-28	55	STR-4	3713	21196	-	-	ok

Mensola di fondazione a monte (mensola destra) (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)

X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	C.S.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
18	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-590425	-1051	-1554332	-2766	2.63	ok
48	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-478931	-1051	-1571221	-3447	3.28	ok
78	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-358935	-1051	-1602007	-4689	4.46	ok
108	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-240115	-1051	-1666360	-7291	6.94	ok
138	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-132149	-1051	-1848612	-14697	14	ok
168	-28	55	14.2	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-57451	-617	-3609279	-38788	62.8	ok
198	-28	55	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	-10473	-617	-8469380	-499301	809	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	V <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	V <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
18	-28	55	SLE-1	269696	-169	732	-11	ok	SLE-1	269696	-169	-	-	ok
48	-28	55	SLE-1	205769	-169	556	-8	ok	SLE-1	205769	-169	-	-	ok
78	-28	55	SLE-1	146108	-169	392	-6	ok	SLE-1	146108	-169	-	-	ok
108	-28	55	SLE-1	91818	-169	242	-4	ok	SLE-1	91818	-169	-	-	ok

138	-28	55	SLE-1	44000	-169	111	-2	ok	SLE-1	44000	-169	-	-	ok
168	-28	55	SLE-1	13044	-304	18	0	ok	SLE-1	13044	-304	-	-	ok
198	-28	55	SLE-2	-2059	-398	0	0	ok	SLE-2	-2059	-398	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
18	-28	55	STR-2	-3467	21295	-	-	ok
48	-28	55	STR-2	-3912	21295	-	-	ok
78	-28	55	STR-2	-4034	21295	-	-	ok
108	-28	55	STR-2	-3834	21295	-	-	ok
138	-28	55	STR-2	-3310	21295	-	-	ok
168	-28	55	STR-2	-2123	21236	-	-	ok
198	-28	55	STR-2	-955	21236	-	-	ok

**Dente (sezioni longitudinali) (attraversate da barre trasversali)**

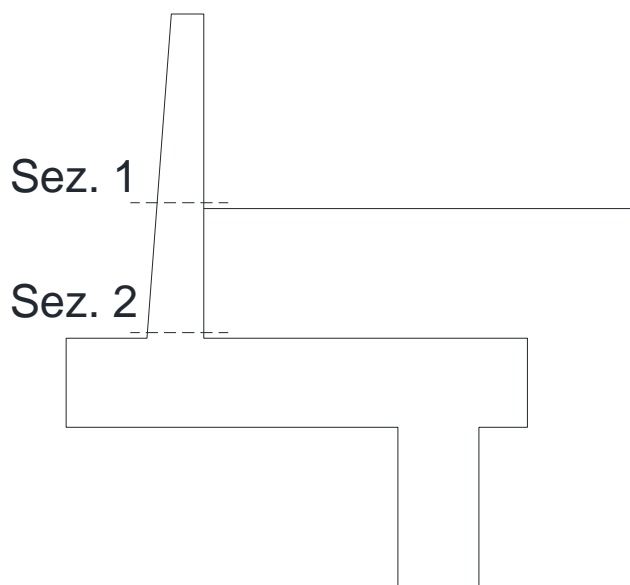
X	Y	H	A <sub>s</sub>	C <sub>s</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	V <sub>ml</sub>	C <sub>res</sub>	M <sub>d</sub>	N <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	c.s.	V <sub>res</sub>
cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm			daN cm	daN		daN cm		
163	-125	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-3	-2037	-2008	-973526	-959410	478	ok
163	-95	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	9941	-159	2064847	-32949	208	ok
163	-65	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	18893	216	1064429	12190	56.3	ok
163	-55	50	7.7	4.6	7.7	4.6	no	STR-2	22940	341	1002458	14917	43.7	ok

X	Y	H	c <sub>es</sub>	M <sub>e</sub>	N <sub>e</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	v <sub>es</sub>	c <sub>f</sub>	M <sub>f</sub>	N <sub>f</sub>	S <sub>rm</sub>	W <sub>k</sub>	v <sub>f</sub>
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>			daN cm	daN	cm	mm	
163	-125	50	SLE-1	-1567	-1545	0	0	ok	SLE-1	-1567	-1545	-	-	ok
163	-95	50	SLE-1	-4462	-1170	0	0	ok	SLE-1	-4462	-1170	-	-	ok
163	-65	50	SLE-1	-8314	-795	0	0	ok	SLE-1	-8314	-795	-	-	ok
163	-55	50	SLE-1	-9674	-670	2	0	ok	SLE-1	-9674	-670	-	-	ok

X	Y	H	c <sub>t</sub>	VSd	VRdc	VRdmax	VRds	v <sub>t</sub>
cm	cm	cm		daN	daN	daN	daN	
163	-125	50	STR-2	99	19721	-	-	ok
163	-95	50	STR-2	225	19669	-	-	ok
163	-65	50	STR-2	377	19648	-	-	ok
163	-55	50	STR-2	433	19648	-	-	ok

### 7.8.3 Verifiche locali

Si riportano di seguito le verifiche locali inerenti le due sezioni identificate della seguente immagine.



#### Sez.1

Sollecitazioni SLU:

$$M_{ed} = 500 \text{ kN} \cdot 0.5 \text{ m} / 2.5 \text{ m} = 100 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 500 \text{ kN} / 2.5 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}$$

Si riporta di seguito la scheda di verifica a pressoflessione:



Verifica C.A. S.L.U. - File: parapetto sponda destra-Sez01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	29

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,39	5
2	15,39	24

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 100 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
 τ<sub>c1</sub> 2,029

M<sub>xRd</sub> 134,2 kN m

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 14,14 ‰  
 d 24 cm  
 x 4,763 x/d 0,1984  
 δ 0,7

La verifica risulta rispettata.

Si riporta di seguito la scheda di verifica a taglio:

### Caratteristiche della sezione

#### GEOMETRIA

H = 100 cm altezza sezione  
 b<sub>w</sub> = 29 cm larghezza sezione  
 h' = 5 cm copriferro  
 d = 95 cm altezza utile

#### ARMATURA TESA

φ = 14 m diametro armatura  
 n° = 10 numero barre  
 A<sub>s</sub> = 15,4 cm² area dell'armatura tesa  
 ρ<sub>l</sub> = 0,0053 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)

#### AZIONI DI COMPRESSIONE

N<sub>Ed</sub> = 0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)  
 σ<sub>cp</sub> = 0,00 a tensione media di compressione

### Resistenza senza armatura a taglio

#### RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V<sub>Rd</sub> = 122 kN

**Progetto esecutivo – Relazione tecnica e di calcolo muri controterra**

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

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

**Caratteristiche della sezione armata a taglio**

ARMATURA A TAGLIO

$\phi$	=	8	m	diametro staffe
$n^\circ$	=	5		numero bracci
$A_{sw}$	=	2.0	<sup>2</sup> cm	area dell'armatura trasversale
$s$	=	40	cm	passo delle staffe
$\alpha$	=	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$\vartheta$	=	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
$\alpha_c$	=	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
				per membrane non compresse
				1
				$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
				per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
				1.25
				$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
$\nu f_{cd}$	=	8.70	Mp a	resistenza a compressione ridotta ( $\nu f_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )

**Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio**

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO  
TRAZIONE"

$$V_{Rsd} = 210 \text{ kN}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO  
COMPRESSIONE"

$$V_{Rcd} = 1079 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$$V_{Rd} = 210 \text{ kN} \text{ resistenza di calcolo } \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \quad \text{OK!}$$

Sez.2

Sollecitazioni SLU:

$$M_{ed} = 500 \text{ kN} \cdot 1.3 \text{ m} / 4.1 \text{ m} = 159 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 500 \text{ kN} / 4.1 \text{ m} = 122 \text{ kN/m}$$

Si riporta di seguito la scheda di verifica a pressoflessione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: parapetto sponda destra-Sez02

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,39	5
2	15,39	30

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 159 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
S.L.U. + S.L.U. -  
Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
τ<sub>c1</sub> 2,029

M<sub>xRd</sub> 170,3 kNm

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 18,55 ‰  
d 30 cm  
x 4,762 x/d 0,1587  
δ 0,7

La verifica risulta rispettata.

Si riporta di seguito la scheda di verifica a taglio:

### Caratteristiche della sezione

#### GEOMETRIA

H =	100	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	35	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	95	cm	altezza utile

#### ARMATURA TESA

φ =	14	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A <sub>s</sub> =	15,4	cm²	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0,0044		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)

#### AZIONI DI COMPRESSIONE

N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0,00	a	tensione media di compressione

### Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A  
TAGLIO

V<sub>Rd</sub> = 139 kN

OK!

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$$\begin{aligned} f_{ck} & \text{ espresso in MPa} \\ k & = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \\ v_{\min} & = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \end{aligned}$$

## **8. SINTESI CONCLUSIVA**

Si riporta per ogni elemento strutturale le verifiche risultate dimensionanti.

### **8.1 MURO SPONDA OROGRAFICA SINISTRA**

#### **Tensioni trasmesse sul terreno**

Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.62 daN/cm<sup>2</sup> (comb. STR-4)

Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.55 daN/cm<sup>2</sup> (comb. STR-4)

#### **Verifica allo scorrimento sul piano di posa**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : STR-2

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 99 daN

Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 0 daN

Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 29 daN

Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1.1

Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1

Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.12

#### **Verifica a ribaltamento**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : EQU-1

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 2614 daN cm

Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : 11516 daN cm

Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1.15

Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 3.83

#### **Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : STR-2

Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 99.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 148.7 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.4
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 1.07

### **Stabilita' del pendio con il metodo di Bishop**

Combinazione GEO-2

Coefficiente di sicurezza FS = 2.12

### **Verifiche strutturali**

#### Sez longitudinali

Verifica a flessione

Md,max = 151062 < 845640 daN·cm      Kr=5.6      VERIFICATO

Verifica a taglio

VEd,max = 2078 < 13361 daN      VERIFICATO

#### Mensola di valle

Verifica a flessione

Md,max = 53412 < 1608046 daN·cm      Kr=30.1      VERIFICATO

Verifica a taglio

VEd,max = 2256 < 19702 daN      VERIFICATO

#### Mensola di monte

Verifica a flessione

Md,max = 149686 < 1607674 daN·cm      Kr=10.7      VERIFICATO

Verifica a taglio

VEd,max = 2398 < 19702 daN      VERIFICATO

## **8.1 MURO SPONDA OROGRAFICA DESTRA**

### **Tensioni trasmesse sul terreno**

Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 1.09 daN/cm<sup>2</sup> (comb. STR-4)

Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.53 daN/cm<sup>2</sup> (comb. STR-3)

### **Verifica allo scorrimento sul piano di posa**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : STR-2

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 141 daN

Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 78 daN

Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1.1

Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1

Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.11

### **Verifica a ribaltamento**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : EQU-4

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 9250 daN cm

Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -21448 daN cm

Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1.15

Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.02

### **Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno**

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore : STR-2

Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 141.2 daN/cm

Carico ultimo della fondazione : 460.3 daN/cm

Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm

Coefficiente parziale gammaR carico limite : 1.4

Coefficiente limite verifica al carico limite : 1

Coefficiente di sicurezza al carico limite : 2.33

### **Stabilita' del pendio con il metodo di Bishop**

Combinazione GEO-2

Coefficiente di sicurezza FS = 1.11

## **Verifiche strutturali**

### Sez longitudinali

Verifica a flessione

$M_{d,max} = 667239 < 1792755 \text{ daN}\cdot\text{cm}$        $K_r=2.69$       VERIFICATO

Verifica a taglio

$V_{Ed,max} = 5499 < 17126 \text{ daN}$       VERIFICATO

### Mensola di valle

Verifica a flessione

$M_{d,max} = 95490 < 1624799 \text{ daN}\cdot\text{cm}$        $K_r=17.0$       VERIFICATO

Verifica a taglio

$V_{Ed,max} = 3713 < 21196 \text{ daN}$       VERIFICATO

### Mensola di monte

Verifica a flessione

$M_{d,max} = 590425 < 1554332 \text{ daN}\cdot\text{cm}$        $K_r=2.63$       VERIFICATO

Verifica a taglio

$V_{Ed,max} = 4034 < 21295 \text{ daN}$       VERIFICATO

### Mensola di monte

Verifica a flessione

$M_{d,max} = 600335 < 1586829 \text{ daN}\cdot\text{cm}$        $K_r=2.64$       VERIFICATO

Verifica a taglio

$V_{Ed,max} = 4019 < 21363 \text{ daN}$       VERIFICATO

Muretto

Verifica a flessione

$M_{d,max} = 100 \text{ kNm/m} < 134 \text{ kNm/m}$        $K_r=1.34$       VERIFICATO

Verifica a taglio

$V_{Ed,max} = 200 \text{ kN/m} < 210 \text{ kN/m}$       VERIFICATO