

# CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

## PROGETTO ESECUTIVO

00	07/2019	Prima emissione	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

## BRIGLIA DI MONTE: RELAZIONE DI CALCOLO

### ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:

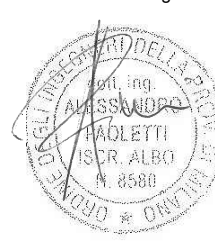


IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani  
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni  
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico  
 della mandataria.  
 Hydrodata S.p.A.  
 Ord. Ing. Torino N°7570L  
 Dott. Ing. Roberto Bertero  
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato  
 Etatec Studio Paoletti S.r.l.  
 Ord. Ing. Milano N°8580

 Prof. Ing. Alessandro Paoletti  
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	1	1	A	L	V	R	R	E	0	1	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 LUGLIO  
 2019

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE .....	5
3.2 CALCESTRUZZI.....	5
3.3 ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO .....	6
3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	6
<b>4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....</b>	<b>7</b>
<b>5. PARATIA DI PALI.....</b>	<b>8</b>
5.1 AZIONI AGENTI NEI PALI .....	8
5.2 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) .....	10
5.3 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE).....	13
<b>6. SOLETTONE DI VALLE .....</b>	<b>15</b>
6.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	15
6.2 AZIONI AGENTI NEI PALI .....	15
6.3 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) .....	15
6.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE).....	18
<b>7. SPERONI.....</b>	<b>19</b>
7.1 DESCRIZIONE DEGLI SPERONI.....	19
7.2 AZIONI AGENTI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) .....	20
7.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE).....	21
7.5 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE) .....	22
<b>8. MURI DI SOSTEGNO LATERALI.....</b>	<b>23</b>
8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	23
8.2 MURO 1.....	23
8.2.1 Verifiche di resistenza (SLU) .....	23
8.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio .....	26
8.3 MURO 2.....	27
8.3.1 Verifiche di resistenza (SLU) .....	27

8.3.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio .....	29
<b>9.</b>	<b>MURI DI SOSTEGNO FRONTALI.....</b>	<b>31</b>
9.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	31
9.2	MURO FRONTALE 1 .....	31
9.2.1	Geometria.....	31
9.2.2	Azioni agenti.....	32
9.2.3	Verifiche di resistenza (SLU) .....	32
9.2.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio .....	33
9.3	MURO FRONTALE 2 .....	34
9.3.1	Geometria.....	34
9.3.2	Azioni agenti.....	35
9.3.3	Verifiche di resistenza (SLU) .....	35
9.3.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio .....	36

## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale è redatta a supporto della progettazione esecutiva della Cassa di Espansione del Torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma.

Le verifiche contenute nella presente relazione riguardano gli elementi costituenti la briglia di monte e cioè, in particolare, la paratia di pali, sia nella configurazione temporanea di cantiere, sia nella sua configurazione definitiva, il solettone a valle di essa ed i muri di sostegno.

La normativa di riferimento e le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione sono riportati ai successivi §§ 2 e 3. Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento allo Studio Sismotettonico redatto a supporto della presente progettazione esecutiva di cui si riportano, al § 4, i parametri necessari per le verifiche delle opere costituenti la briglia. Segue, a partire dal § 5, l'illustrazione dei calcoli e delle verifiche svolte.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1]. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.2.2018, di seguito: NTC
- [2]. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019, di seguito: Circolare NTC
- [3]. Decreto Ministeriale del 26 giugno 2014: “Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (Dighe e Traverse)”, G.U. n.156 del 08.7.2014

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

Per tutte le strutture armate previste per la realizzazione della briglia di monte, al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI 11104:2016. In particolare, per le opere oggetto della presente relazione si adottano le seguenti classi di esposizione:

- XC4: corrosione indotta da carbonatazione - ambiente ciclicamente asciutto e bagnato;
- XF1: attacco dei cicli gelo/disgelo – moderata saturazione d’acqua, in assenza di agente disgelante;
- XF3: attacco dei cicli gelo/disgelo – elevata saturazione d’acqua, in assenza di agente disgelante.

Secondo la tabella 4.1.III delle NTC, sulla base delle classi di esposizione, le condizioni ambientali delle opere sono classificate come “aggressive”. I criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (§ 4.1.2.2.4.3) portano a definire i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

- per la combinazione frequente delle azioni:  $w_k \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$
- per la combinazione quasi permanente delle azioni:  $w_k \leq w_1 = 0,2 \text{ mm}$

#### 3.2 CALCESTRUZZI

##### Calcestruzzo per tutte le strutture armate esclusi i pali

Per i getti di tutte le strutture armate, ad eccezione dei pali, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C(32/40), che presenta le caratteristiche di Tabella 1.

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$		=	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$		=	32	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}$	$= f_{ck} + 8$	=	40	MPa
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk}$	$= 0,7 \cdot f_{ctm}$	=	2.11	MPa
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	$f_{ctm}$	$= 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	=	3.02	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	$= 1,2 \cdot f_{ctm}$	=	3.62	MPa
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	18.1	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd}$	$= f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.41	MPa
Compressione massima per combinazione caratteristica	$\sigma_{c,max}$	$= 0,60 \cdot f_{ck}$	=	19.2	MPa
Compressione massima per combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,max}$	$= 0,45 \cdot f_{ck}$	=	14.4	MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$	$= 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	=	33 346	MPa

**Tabella 1 – Caratteristiche del calcestruzzo C(32/40) per tutte le strutture armate esclusi i pali**

##### Calcestruzzo per i pali

Per la realizzazione dei pali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C(25/30), che presenta le caratteristiche di Tabella 2.

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$		=	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$		=	25	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}$	$= f_{ck} + 8$	=	33	MPa
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk}$	$= 0,7 \cdot f_{ctm}$	=	1.79	MPa
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	$f_{ctm}$	$= 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	=	2.56	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	$= 1,2 \cdot f_{ctm}$	=	3.07	MPa
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	14.2	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd}$	$= f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.19	MPa
Compressione massima per combinazione caratteristica	$\sigma_{c,max}$	$= 0,60 \cdot f_{ck}$	=	15.0	MPa
Compressione massima per combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,max}$	$= 0,45 \cdot f_{ck}$	=	11.3	MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$	$= 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	=	31 476	MPa

**Tabella 2 – Caratteristiche del calcestruzzo C(25/30) per i pali**

### 3.3 ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	$f_y \geq 450$ MPa
Limite di rottura	$f_t \geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato / $f_{ynom}$	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$ MPa
Tensione ammissibile in condizione di esercizio (comb. rara)	$\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa

### 3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale ( $C_{nom}$ ) è somma di due contributi, il copriferro minimo ( $C_{min}$ ) e la tolleranza di posizionamento ( $h$ ). Vale pertanto:  $C_{nom} = C_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, è assunta pari a 10 mm. In definitiva, considerate le Classi di esposizione ambientale sopra indicate, si adottano i seguenti copriferri:

- copriferro nominale: 55 mm
- tolleranza:  $\pm 10$  mm
- copriferro minimo: 45 mm

#### 4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito e della definizione dell'azione sismica si fa riferimento allo Studio Sismotettonico (documento BAG304SISRRE010) che fornisce i valori di PGA riportati in Tabella 3.

Periodo di ritorno (anni)	PGA (g)
475	0.176
1424 (SLV)	<b>0.288</b>
2475 (SLC)	0.361

Tabella 3 – Valori di PGA associati agli stati limite



## 5. PARATIA DI PALI

### 5.1 AZIONI AGENTI NEI PALI

I principali risultati ottenuti mediante il modello di calcolo della paratia riportato nelle Relazione Geotecnica, sono mostrati nelle seguenti figure, in termini di:

- Involuppo del momento flettente lungo i pali allo SLU (Figura 1). Dal momento che la paratia è costituita da due file di pali (pali secanti + pali affiancati) il grafico mostra il momento per singola gamba della paratia, che dovrà poi essere confrontato con la capacità strutturale della sezione; l'involuppo è pertanto relativo alle combinazioni di carico (A1+M1+R1) e sismica STR. Il valore massimo del momento flettente di progetto è pari a  $M_{Ed} = 2381,70 \text{ kNm/m}$ .
- Involuppo del momento flettente lungo i pali allo SLE (Figura 2). Dal momento che la paratia è costituita da due file di pali (pali secanti + pali affiancati) il grafico mostra il momento per singola gamba della paratia, che dovrà poi essere confrontato con la capacità strutturale della sezione. Le verifiche allo SLE sono eseguite ipotizzando il passaggio della piena con  $T_r = 200$  anni, durante la quale la condizione più sfavorevole per le verifiche strutturali della paratia di pali risulta quando  $H_{monte} = 143,50 \text{ m s.m.}$  e  $H_{valle} = 139,00 \text{ m s.m.}$  (v. Figura 2 della Relazione Geotecnica della briglia).

Le azioni trasmesse dagli speroni sulla testa della paratia in questa situazione progettuale (tenendo conto di un concio di lunghezza pari a 2,50 m) sono pari a  $V = 12,4 \text{ kN/m}$  ed  $M = 20,1 \text{ kNm/m}$ .

Il massimo valore di momento flettente così ottenuto è pari a  $M_{Ed,SLE} = 367,35 \text{ kNm/m}$ .

- Involuppo del taglio lungo i pali allo SLU (Figura 3). Dal momento che la paratia è costituita da due file di pali (pali secanti + pali affiancati) il grafico mostra il taglio per singola gamba della paratia, che dovrà poi essere confrontato con la capacità strutturale della sezione (si rimanda alla Relazione di Calcolo Strutturale); l'involuppo è pertanto relativo alle combinazioni di carico (A1+M1+R1) e sismica STR. Il valore massimo del taglio di progetto è pari a  $V_{Ed} = 555,09 \text{ kN/m}$ .

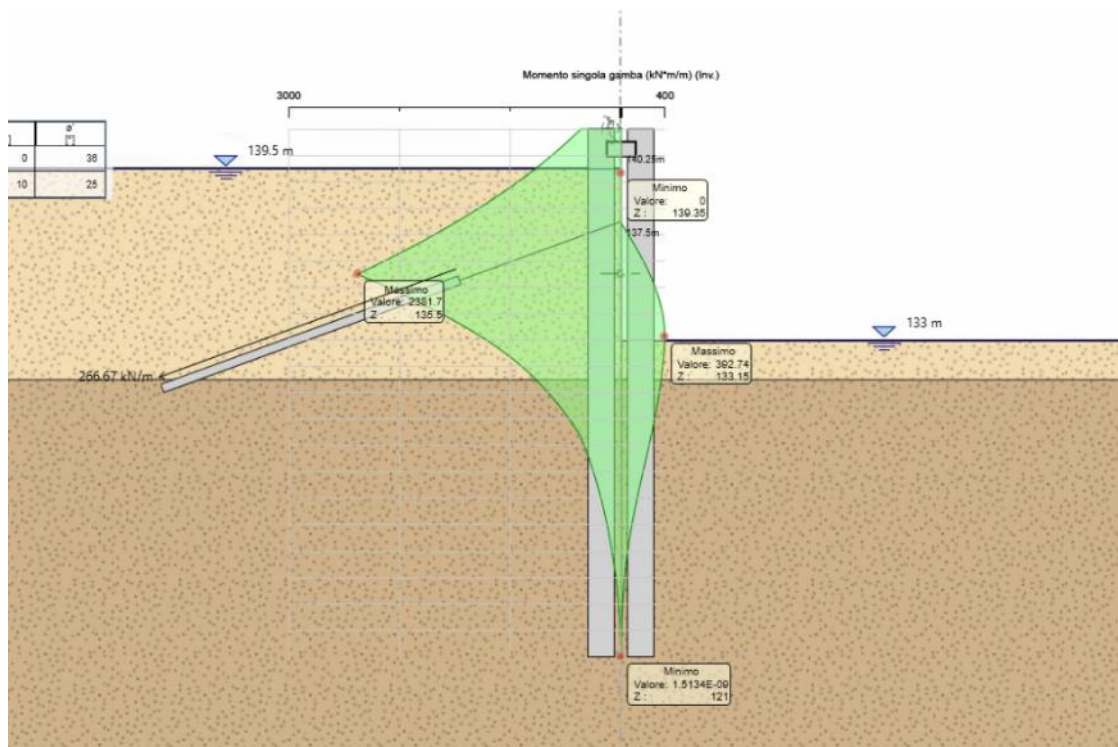


Figura 1 – Involuppo momento flettente lungo il palo (Combinazione SLU)

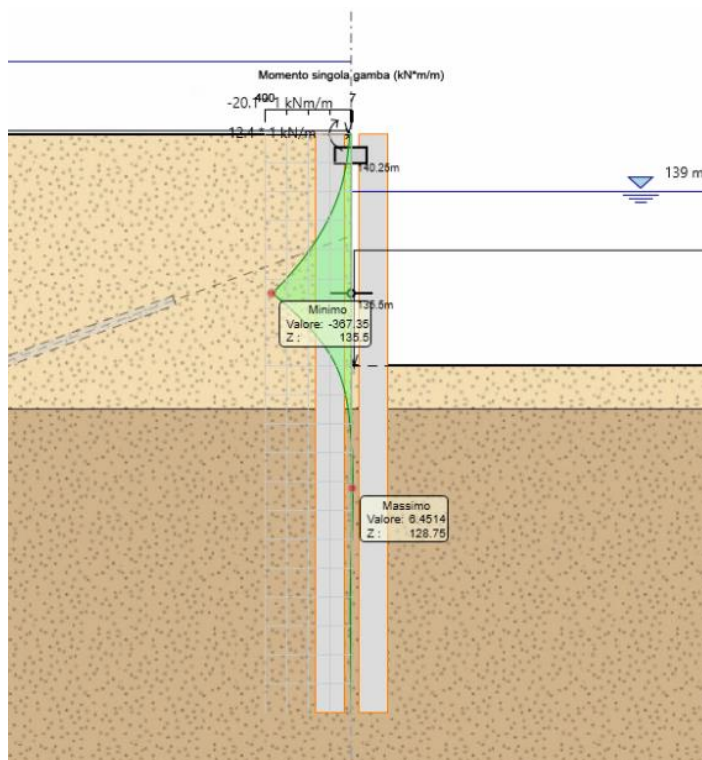


Figura 2 – Involuppo momento flettente lungo il palo (Combinazione SLE)

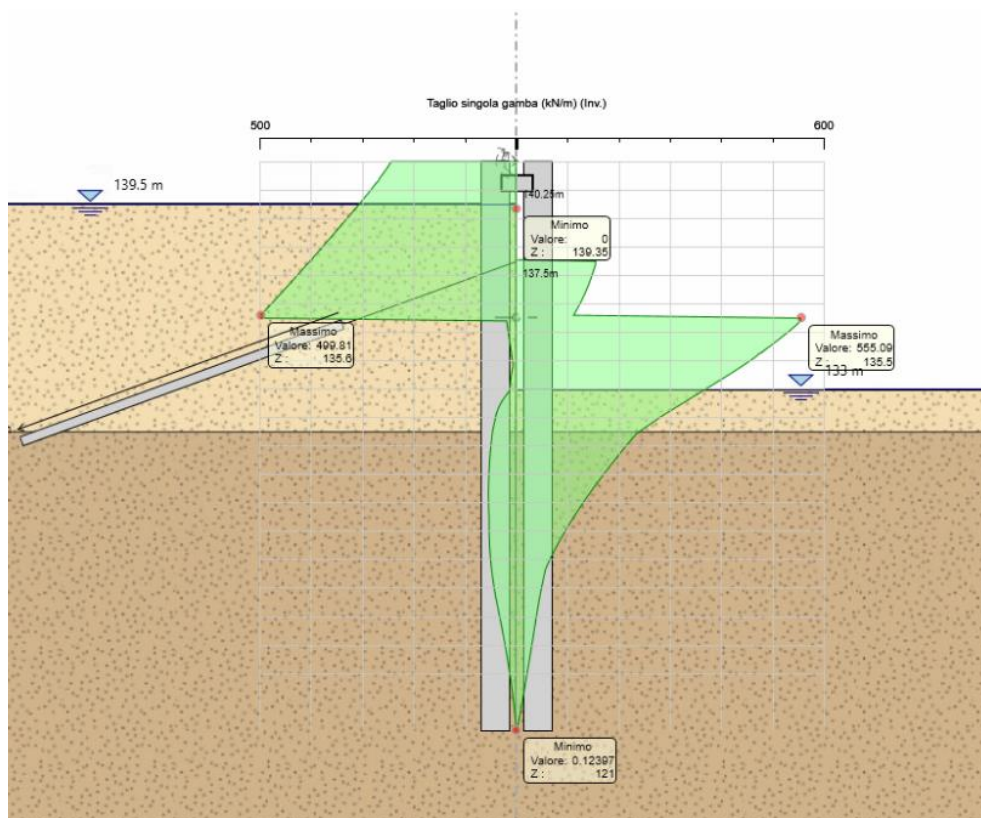


Figura 3 – Involuppo taglio lungo il palo

## 5.2 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

I pali che costituiscono la paratia assumono la configurazione descritta di seguito.

Pali secanti diametro  $\varnothing$  1000 mm, lunghezza  $L = 20$  m, spaziatura  $s = 0,80$  m

- Pali principali ("forti"), armati secondo il seguente schema:
  - Armatura principale lungo tutta la lunghezza del palo costituita da n. 24 barre  $\varnothing 24$  disposte lungo il perimetro della sezione, spirale  $\varnothing 10$  con passo di 20 cm.
  - Armatura aggiuntiva dalla quota 139,50 m s.m. alla quota 133,50 m s.m. costituita da n. 12 barre  $\varnothing 26$  disposte lungo il perimetro della sezione.
- Pali secondari ("deboli"), armati secondo il seguente schema:
  - Armatura principale lungo tutta la lunghezza del palo costituita da n. 10 barre  $\varnothing 24$  disposte lungo il perimetro della sezione, staffe  $\varnothing 10$  con passo di 20 cm.
  - Armatura aggiuntiva dalla quota 139,50 m s.m. alla quota 133,50 m s.m. costituita da n. 6 barre  $\varnothing 26$  disposte lungo il perimetro della sezione.

Pali accostati diametro  $\varnothing$  1000 mm, lunghezza  $L = 20$  m, spaziatura  $s = 1,00$  m

- Armatura principale lungo tutta la lunghezza del palo costituita da n. 24 barre  $\varnothing 24$  disposte lungo il perimetro della sezione, spirale  $\varnothing 10$  con passo di 20 cm.

- Armatura aggiuntiva dalla quota 139,50 m s.m. alla quota 133,50 m s.m. costituita da n. 24 barre Ø24 disposte lungo il perimetro della sezione.

### Verifica a flessione, pali secanti

Il momento resistente delle sezioni in esame è (Figura 10):

$M_{Rd} = 2.766 \text{ kNm}$  con armatura principale;

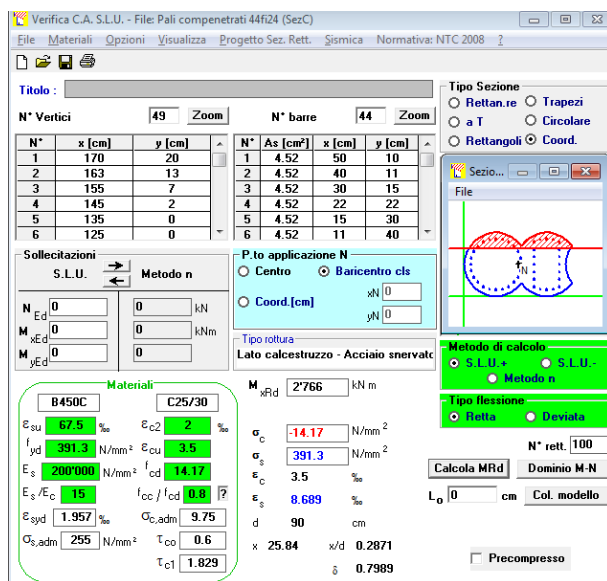
$M_{Rd} = 3.867 \text{ kNm}$  con armatura aggiuntiva.

Dal momento che

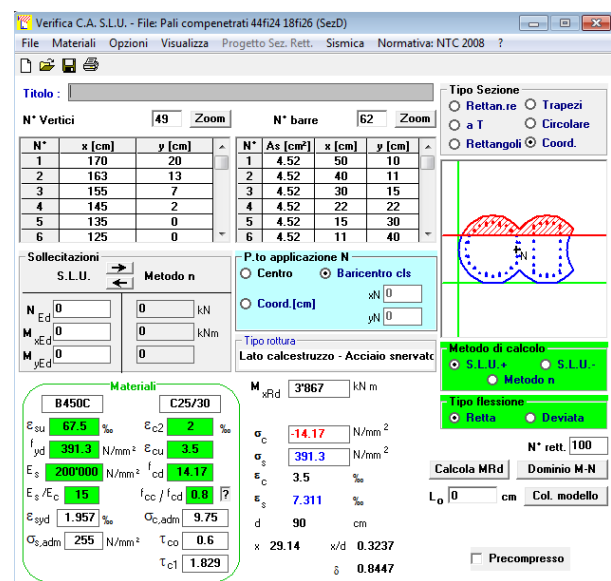
$M_{Rd} > M_{Ed} = 2.257,12 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura principale;

$M_{Rd} > M_{Ed} = 3.810,72 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura aggiuntiva;

la verifica a flessione è soddisfatta (siccome la verifica riguarda due pali affiancati, i valori di  $M_{Ed}$  sono quelli calcolati come descritto al precedente § 5.1, moltiplicati per 1,6).



(a)



(b)

Figura 4 – Calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  per la sezione dei pali secanti: con armatura principale (a) e con armatura aggiuntiva (b)

### Verifica a flessione, pali accostati

Il momento resistente delle sezioni in esame è (Figura 10):

$M_{Rd} = 1.521 \text{ kNm}$  con armatura principale;

$M_{Rd} = 2.655 \text{ kNm}$  con armatura aggiuntiva;

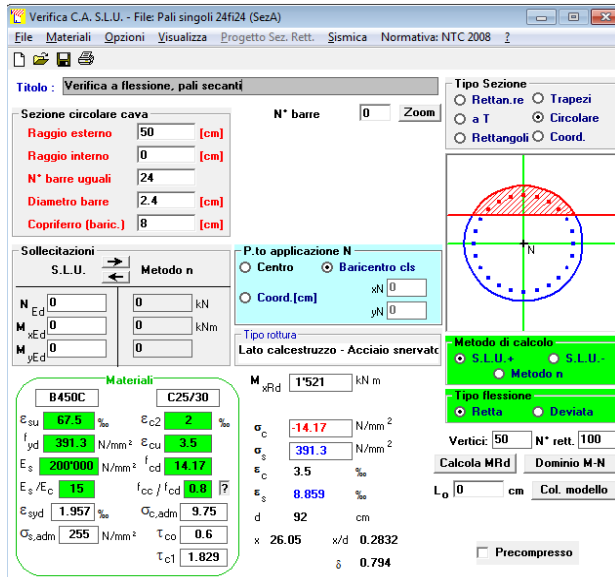
Dal momento che

$M_{Rd} > M_{Ed} = 1.410,70 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura principale;

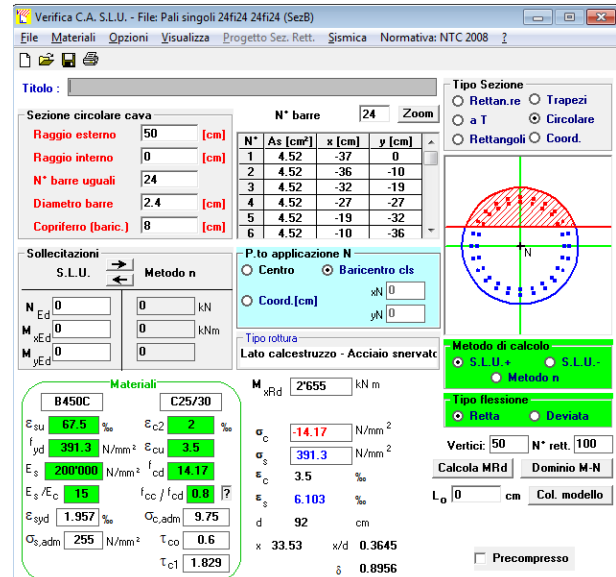


$M_{Rd} > M_{Ed} = 2.381,70 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura aggiuntiva;

la verifica a flessione è soddisfatta.



(a)



(b)

**Figura 5 – Calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  per la sezione dei pali accostati: con armatura principale (a) e con armatura aggiuntiva (b)**

### Verifica a taglio

La verifica a taglio viene eseguita nella condizione più conservativa, ossia facendo riferimento ai pali accostati; la sezione in cui si verifica il massimo taglio è dotata di armatura aggiuntiva.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.

Per la sezione in esame, il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a  $\theta = 21.80^\circ$  e:

d	=	64.6	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sw}$	=	157.1	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale
s	=	200	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	83.5	°	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
v	=	0.5	-	
$\alpha_c$	=	1.000	-	Coefficiente maggiorativo

Con questi dati, la resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 1.547,70 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed} = 555,09 \text{ kN}$ , la verifica a taglio è soddisfatta.

### 5.3 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)

#### Verifica pali secanti

La verifica per i pali secanti viene eseguita ipotizzando di poter modellare la sezione in maniera semplificata mediante un rettangolo equivalente di dimensioni 145 x 85 cm, armato mediante n. 10 barre Ø24 per lembo, copriferro c = 5 cm.

Il momento di prima fessurazione  $M_f$  è il momento flettente limite della sezione inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,13 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione rettangolare equivalente si ha che il momento di prima fessurazione è pari a  $M_f = 468,10 \text{ kNm}$ ;

Siccome il momento di prima fessurazione è inferiore a quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 367,35 \text{ kNm/m} \times 1,60\text{m} = 587,76 \text{ kNm}$ ), si ha formazione di fessure. La verifica di fessurazione viene eseguita in accordo alle indicazioni delle NTC, assumendo il valore limite dell'apertura delle fessure pari a  $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ .

La verifica viene ricondotta alla forma:  $w_k \leq w_2$ .

Per la valutazione del valore caratteristico dell'apertura delle fessure si è adottato l'approccio dell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1):  $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  dove:

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$  con c il copriferro dell'armatura longitudinale,  $k_1=0.8$  (barre ad aderenza migliorata),  $k_2=0,5$  per la flessione,  $k_3=3,4$ ,  $k_4=0,425$  e  $\rho_{p,eff}$  la percentuale di armatura con riferimento all'area tesa efficace di calcestruzzo;
- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$  con  $\sigma_s$  tensione nell'armatura tesa della sezione fessurata,  $\alpha_e$  il rapporto di omogeneizzazione,  $k_t=0,4$  per carichi di lunga durata e  $f_{ct,eff}$  valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo all'insorgere della fessurazione (assunto pari a  $f_{ctm}$  in quanto il carico è successivo alla fase di curing).

Il valore di apertura delle fessure ottenuto è  $w_k = 0,24 \text{ mm}$ , pertanto la verifica è soddisfatta.

#### Verifica pali accostati

Per la sezione dei pali accostati si ha che il momento di prima fessurazione è pari a  $M_f = 339,1 \text{ kNm}$ .

Poichè il momento di prima fessurazione è inferiore a quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 367,35 \text{ kNm}$ ), si ha formazione di fessure. La verifica di fessurazione viene eseguita in accordo alle indicazioni delle NTC, assumendo il valore limite dell'apertura delle fessure pari a  $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ .

La verifica viene ricondotta alla forma:  $w_k \leq w_2$ .

Per la valutazione del valore caratteristico dell'apertura delle fessure si è adottato l'approccio dell'Eurocodice 2 (UNI ENV 1992-1-1):  $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  dove:

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$  con  $c$  il copriferro dell'armatura longitudinale,  $k_1=0.8$  (barre ad aderenza migliorata),  $k_2=0,5$  per la flessione,  $k_3=3,4$ ,  $k_4=0,425$  e  $\rho_{p,eff}$  la percentuale di armatura con riferimento all'area tesa efficace di calcestruzzo;
- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$  con  $\sigma_s$  tensione nell'armatura tesa della sezione fessurata,  $\alpha_e$  il rapporto di omogeneizzazione,  $k_t=0,4$  per carichi di lunga durata e  $f_{ct,eff}$  valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo all'insorgere della fessurazione (assunto pari a  $f_{ctm}$  in quanto il carico è successivo alla fase di curing).

Il valore di apertura delle fessure ottenuto è  $w_k = 0,06 \text{ mm}$ , pertanto la verifica è soddisfatta.

## 6. SOLETTONE DI VALLE

### 6.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La paratia risulta vincolata dalla presenza di un solettone di base, avente uno spessore di 2,50 m, una lunghezza di circa 20 m e quota dell'estradosso 135,50 m s.m.

Due file di pali  $\varnothing$  1000 mm in calcestruzzo armato gettati in opera della lunghezza di 8 m (calcolata a partire dalla quota 133,00 m s.m.), aventi spaziatura longitudinale pari a 1,50 m, contribuiscono a garantire la stabilità del solettone nei confronti delle azioni orizzontali derivanti dalla paratia, in particolare durante le piene ed in caso di azioni sismiche.

Infine, a valle del solettone viene creato un dreno mediante la posa di una massicciata in massi ciclopici, dello spessore di 3 m ed avente lunghezza pari a 16 m.

### 6.2 AZIONI AGENTI NEI PALI

A partire dai risultati del modello di calcolo della paratia riportati nella Relazione Geotecnica, si ricavano le azioni sollecitanti alla testa di ogni palo, che possono essere calcolate come:

$$T \text{ (kN/m)} = (F_x + W \cdot k_H) - 0.50 \cdot S_P - U$$

dove  $F_x$  è il valore massimo della reazione al vincolo fisso lungo tutte le fasi di calcolo analizzate,  $W \cdot k_H$  è la forza inerziale in caso di sisma,  $S_P$  è la spinta passiva e  $U$  la spinta dell'acqua lungo il lato verticale di valle della soletta. Tutte le azioni devono essere moltiplicate per gli opportuni coefficienti parziali definiti ai paragrafi precedenti.

L'azione trasversale così calcolata deve inoltre essere moltiplicata per la spaziatura longitudinale dei pali ( $s = 1,50$  m) e divisa per il numero di pali presenti lungo ogni allineamento ( $n = 2$ ).

Si ottengono quindi le seguenti azioni trasversali in testa al palo da utilizzare per la verifica strutturale dei pali:

- $T \text{ (SLU)} = 1.370,84 \text{ kN}$
- $T \text{ (SLE)} = 210,09 \text{ kN}$

### 6.3 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

I pali che costituiscono la paratia assumono la configurazione descritta di seguito.

Pali diametro  $\varnothing$  1000 mm, lunghezza  $L = 8$  m, spaziatura  $s = 1,50$  m

- Armatura principale lungo tutta la lunghezza del palo costituita da n. 24 barre  $\varnothing 24$  disposte lungo il perimetro della sezione, spirale  $\varnothing 10$  con passo di 20 cm.
- Armatura aggiuntiva dalla testa del palo per una lunghezza di 2,50 m (misurati a partire da q. 133 m s.m.) costituita da n. 24 barre  $\varnothing 24$  disposte lungo il perimetro della sezione.



## Verifica a flessione

Il momento resistente delle sezioni in esame è (Figura 6):

$M_{Rd} = 1.521 \text{ kNm}$  con armatura principale;

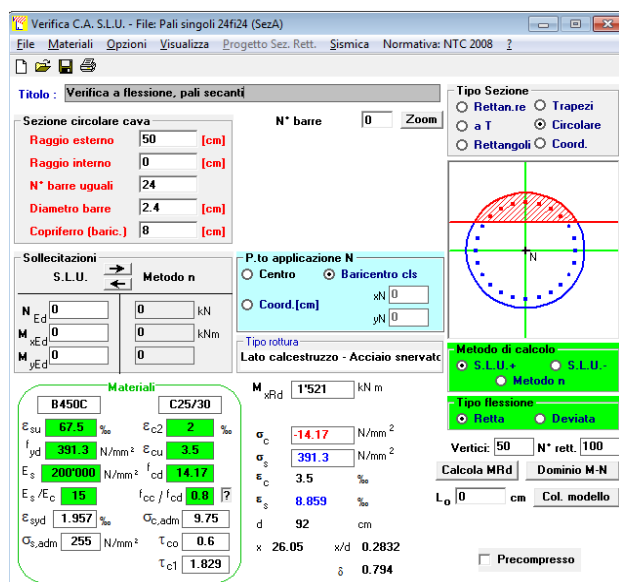
$M_{Rd} = 2.655 \text{ kNm}$  con armatura aggiuntiva.

Dal momento che (Figura 7)

$M_{Rd} > M_{Ed} = 513.11 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura principale;

$M_{Rd} > M_{Ed} = 2.280,67 \text{ kNm}$  per la sezione con armatura aggiuntiva;

la verifica a flessione è soddisfatta.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali singoli 24f24 (SezA)**

**TITOLO:** Verifica a flessione, pali secanti

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.4 [cm]
- Copri ferro (baric.): 8 [cm]

**Tipologia Sezione**

- ☐ Rettang. re
- ☐ Trapezi
- ☐ a T
- ☒ Circolare
- ☐ Rettangoli
- ☐ Coord.

**Sollecitazioni S.L.U.**

**Metodo n**

**P.to applicazione N**

- ☐ Centro
- ☒ Baricentro cls
- ☐ Coord. [cm]

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

- B450C:  $\epsilon_{su} = 67.5 \%$ ,  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s/E_c = 15$ ,  $\epsilon_{s,adm} = 1.957 \%$ ,  $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
- C25/30:  $\epsilon_{c2} = 2 \%$ ,  $\epsilon_{cu} = 3.5 \%$ ,  $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 9.75$ ,  $\tau_{c1} = 1.829$

**Calcolo M<sub>Rd</sub>**

$M_{Rd} = 1.521 \text{ kNm}$

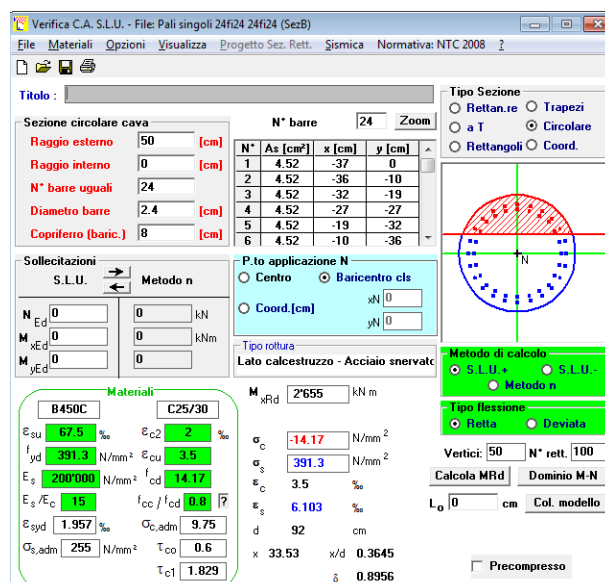
**Vertici:** 50 N° rett. 100

**Calcola M<sub>Rd</sub>** **Dominio M-N**

**Col. modello**

☐ Precompresso

(a)



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali singoli 24f24 24f24 (SezB)**

**TITOLO:**

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.4 [cm]
- Copri ferro (baric.): 8 [cm]

**Tipologia Sezione**

- ☐ Rettang. re
- ☐ Trapezi
- ☐ a T
- ☒ Circolare
- ☐ Rettangoli
- ☐ Coord.

**Sollecitazioni S.L.U.**

**Metodo n**

**P.to applicazione N**

- ☐ Centro
- ☒ Baricentro cls
- ☐ Coord. [cm]

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

- B450C:  $\epsilon_{su} = 67.5 \%$ ,  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s/E_c = 15$ ,  $\epsilon_{s,adm} = 1.957 \%$ ,  $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
- C25/30:  $\epsilon_{c2} = 2 \%$ ,  $\epsilon_{cu} = 3.5 \%$ ,  $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 9.75$ ,  $\tau_{c1} = 1.829$

**Calcolo M<sub>Rd</sub>**

$M_{Rd} = 2.655 \text{ kNm}$

**Vertici:** 50 N° rett. 100

**Calcola M<sub>Rd</sub>** **Dominio M-N**

**Col. modello**

☐ Precompresso

(b)

**Figura 6 – Calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  per la sezione dei pali accostati: con armatura principale (a) e con armatura aggiuntiva (b)**

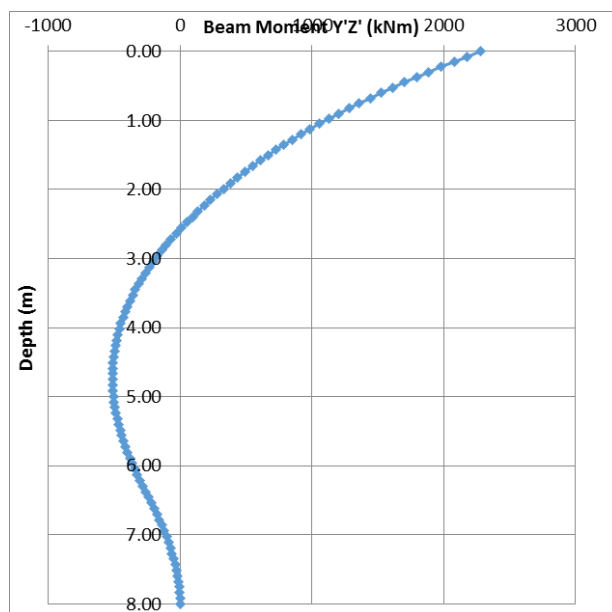


Figura 7 – Momento flettente lungo il palo (SLU)

### Verifica a taglio

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.

Per la sezione in esame, il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a  $\theta = 21.80^\circ$  e:

d	=	64.6	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sw}$	=	157.1	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale
s	=	200	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	83.5	°	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
v	=	0.5	-	
$\alpha_c$	=	1.000	-	Coefficiente maggiorativo

La resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 1.547,70 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed} = 1364 \text{ kN}$ , (Figura 8) la verifica a taglio è soddisfatta.

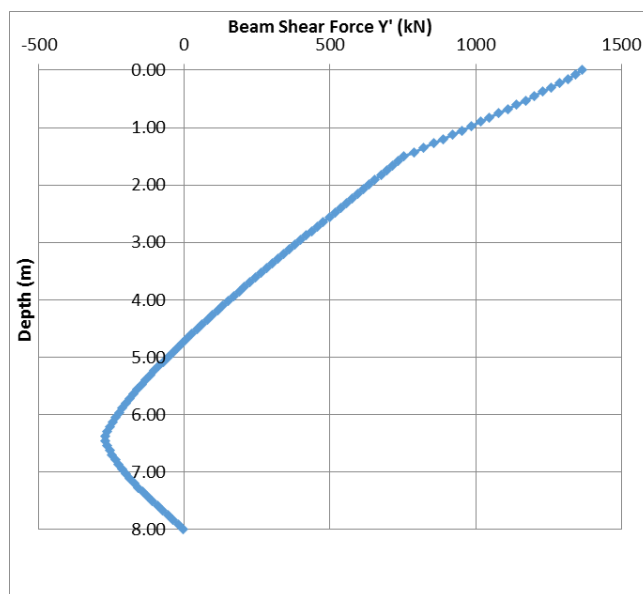


Figura 8 – Taglio lungo il palo (SLU)

#### 6.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)

Per la sezione in esame dei pali si ha che il momento di prima fessurazione è pari a  $M_f = 339$  kNm.

Poiché il momento di prima fessurazione è superiore a quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 331,09$  kNm, Figura 9), non si ha formazione di fessure e la verifica è soddisfatta.

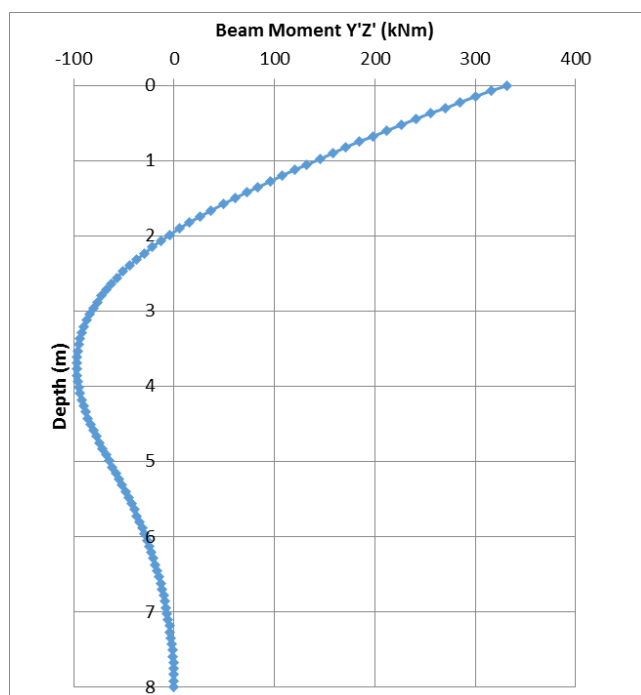


Figura 9 – Momento flettente lungo il palo (SLE)

## 7. SPERONI

### 7.1 DESCRIZIONE DEGLI SPERONI

Gli speroni che costituiscono il pettine della briglia sono elementi in calcestruzzo armato, incastrati sulla soglia di sfioro costituita dalla trave di testa dei pali, disposti ad interasse di 4,5 m. Sono elementi alti 3 m (da q. 141 a q. 144 m s.m.), con spessore di 0,5 m. La sezione di base è inscritta in un rettangolo di 2,00 x 0,50 m e presenta due raccordi circolari di 0,25 m di raggio; questa sezione si raccorda con quella sommitale, che ha forma circolare di 0,25 m di raggio.

### 7.2 AZIONI AGENTI E COMBINAZIONI DI CARICO

In analogia con i calcoli svolti nella Relazione Geotecnica della briglia, per le verifiche strutturali all'SLU degli speroni si ipotizza a favore di sicurezza che questi siano completamente ostruiti, e pertanto le azioni agenti sono:

- la spinta idrostatica da monte e, se presente, da valle;
- la spinta dinamica da monte;
- l'urto di un corpo galleggiante con massa di 500 kg (al metro) e tempo di impatto di 1/10 di secondo.

Le prime due azioni sono variabili nel corso dell'evento di piena e raggiungono il valore massimo a circa 12 ore dall'inizio della piena, quando cioè il livello idrico a valle è alla 141,00 m s.m. e quello a monte alla 147,00 m s.m. In questo istante le risultanti delle azioni agenti sono:

- forza idrostatica:  $F_S = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot [(147-141)^2 - (147-144)^2] \text{ m}^2 = 135 \text{ kN/m}$  (a q. 142,33 m s.m.)
- forza dinamica:  $F_D = 1.000 \text{ kg} \cdot (3 \text{ m/s})^2 \cdot 3 \text{ m} = 27 \text{ kN/m}$  (a q. 142,50 m s.m.)
- urto:  $F_U = 500 \text{ kg} \cdot 3 \text{ m/s} / 0,1 \text{ s} = 15 \text{ kN/m}$  (a q. 144,00 m s.m.)

Alla base di ciascuno sperone (interasse di 4,5 m) agiscono quindi il momento flettente ed il taglio:

- forza idrostatica:  $M_S = 808 \text{ kNm}$        $V_S = 608 \text{ kN}$
- forza dinamica:  $M_D = 182 \text{ kNm}$        $V_D = 122 \text{ kN}$
- urto:  $M_U = 203 \text{ kNm}$        $V_U = 68 \text{ kN}$

Per le verifiche di resistenza allo SLU le azioni sopra calcolate si considerano, a favore di sicurezza, concomitanti e applicate tutte con il coefficiente parziale per le azioni accidentali  $\gamma_Q = 1,5$ . Pertanto, per le verifiche di resistenza all'SLU si hanno il momento ed il taglio di progetto agenti alla base di ciascuno sperone:

$$M_{Ed,SLU} = (808+182+203) \cdot 1,5 = 1.790 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,SLU} = (608+122+68) \cdot 1,5 = 1.197 \text{ kN}$$

Per le combinazioni frequenti e quasi permanente, per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio, si considera l'acqua a monte al livello massimo raggiunto in occasione della piena con tempo di ritorno di 200 anni, e cioè 145,10 m s.m., e si trascura, a favore di sicurezza, la spinta idrostatica da valle. In questa condizione le risultanti delle azioni agenti su ciascuno sperone sono:

- forza idrostatica:  $F_S = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot [(145,1-141)^2 - (145,1-144)^2] \text{ m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 39 \text{ kN}$  (a q. 142,21 m s.m.)

- forza dinamica:  $F_D = 1.000 \text{ kg} \cdot (2 \text{ m/s})^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 6 \text{ kN}$  (a q. 142,50 m s.m.)
- urto:  $F_U = 500 \text{ kg} \cdot 2 \text{ m/s} / 0,1 \text{ s} = 10 \text{ kN}$  (a q. 144,00 m s.m.)

Pertanto, per le verifiche all'SLE il momento agente alla base di ciascuno sperone è:

$$M_{Ed,SLE} = 86 \text{ kNm}$$

### 7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

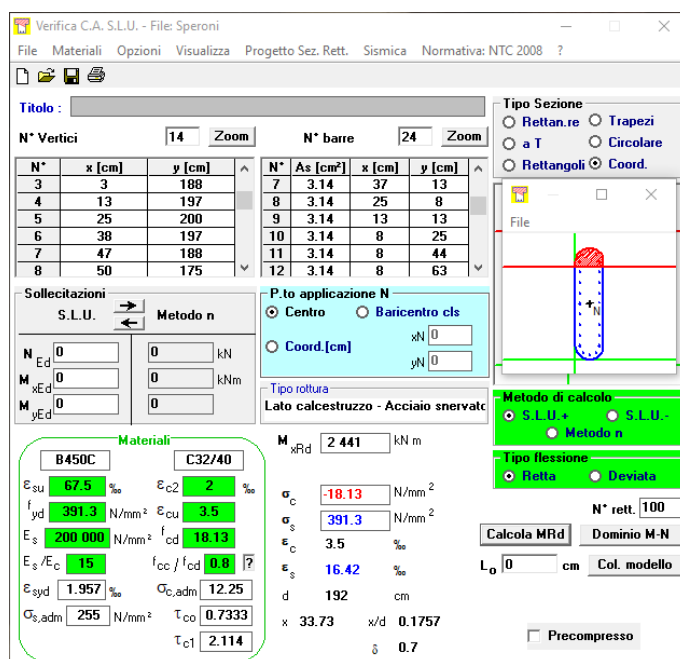
La sezione di base degli speroni presenta un'altezza complessiva di 2,0 m ed una larghezza di 0,50 m ed è rastremata agli estremi con due semicerchi di 0,25 m di raggio. L'armatura è costituita da n. 24 barre Ø20 disposte lungo il perimetro della sezione, oltre che da staffoni orizzontali Ø14 con passo di 20 cm.

#### Verifica a flessione

Il momento resistente della sezione in esame è (Figura 10):

$$M_{Rd} = 2.441 \text{ kNm}$$

Siccome  $M_{Rd} > M_{Ed} = 1.790 \text{ kNm}$ , la verifica a flessione è soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Speroni

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° Vertici 14 Zoom N° barre 24 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
3	3	188	7	3.14	37	13
4	13	197	8	3.14	25	8
5	25	200	9	3.14	13	13
6	38	197	10	3.14	8	25
7	47	188	11	3.14	8	44
8	50	175	12	3.14	8	63

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 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

Materiali  
 B450C C32/40  
 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> 18.13 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> 12.25 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>Rd</sub> 2.441 kNm  
 σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 16.42 ‰  
 d 192 cm  
 x 33.73 x/d 0.1757  
 δ 0.7

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola M<sub>Rd</sub> Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Figura 10 – Calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  per la sezione di base degli speroni

#### Verifica a taglio

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.

Per la sezione in esame, il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a:

$$\theta = 21.80^\circ$$

Le resistenze di progetto a “taglio trazione” ed a “taglio compressione” sono, rispettivamente:

$$V_{Rsd} = 2.032,2 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha]$$

$$V_{Rcd} = 2.106,5 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot n \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)]$$

dove:

d	=	150	cm	Altezza utile della sezione
A <sub>sw</sub>	=	308	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale
s	=	200	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
v	=	0.5	-	
α <sub>c</sub>	=	1.000	-	Coefficiente maggiorativo

La resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 2.032 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed} = 1.197 \text{ kN}$ , la verifica a taglio è soddisfatta.

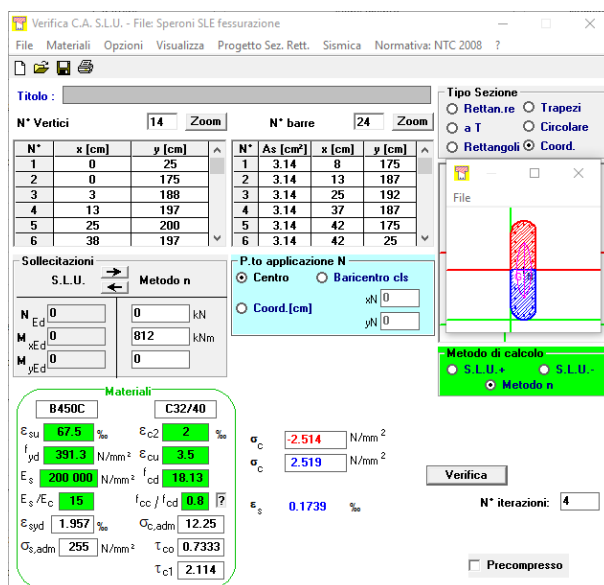
#### 7.4 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)

Il momento di prima fessurazione  $M_f$  è il momento flettente limite della sezione inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione di base dello sperone si ha che il momento di prima fessurazione è pari a  $M_f = 812 \text{ kNm}$  (v. Figura 11).

Siccome il momento di prima fessurazione è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 86 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Speroni SLE fessurazione**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**TITOLO :**

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 24 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	25
2	0	175
3	3	188
4	13	197
5	25	200
6	38	197

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	8	175
2	3.14	13	187
3	3.14	25	192
4	3.14	37	187
5	3.14	42	175
6	3.14	42	25

**Sollecitazioni S.L.U. Metodo n**

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 812 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**

B450C C32/40

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>: 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.9  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.7333  
 τ<sub>c1</sub>: 2.114

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
 a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 11 – Calcolo del momento di prima fessurazione per la sezione di base degli speroni

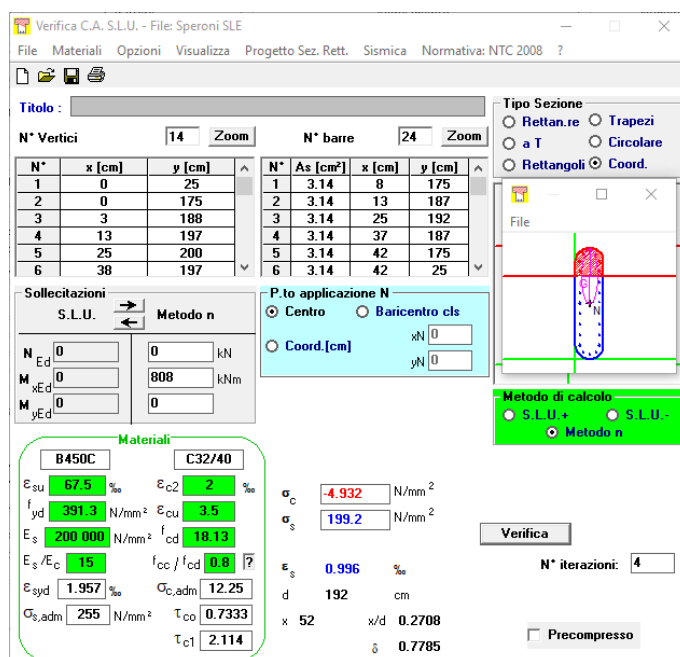
## 7.5 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE)

In esercizio con M<sub>Ed,SLE</sub> = 86 kNm, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente (v. Figura 12):

$$\sigma_c = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 21 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Speroni SLE**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**TITOLO :**

N° Vertici: 14 Zoom N° barre: 24 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	25
2	0	175
3	3	188
4	13	197
5	25	200
6	38	197

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	8	175
2	3.14	13	187
3	3.14	25	192
4	3.14	37	187
5	3.14	42	175
6	3.14	42	25

**Sollecitazioni S.L.U. Metodo n**

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 808 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**

B450C C32/40

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>: 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.9  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.7333  
 τ<sub>c1</sub>: 2.114

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
 a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

σ<sub>c</sub>: -4.932 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 199.2 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.996 ‰  
 d: 192 cm  
 x: 52 x/d: 0.2708  
 ρ: 0.7785

Figura 12 – Calcolo delle tensioni in esercizio alla base degli speroni

## 8. MURI DI SOSTEGNO LATERALI

### 8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per la descrizione di questi muri si rimanda al § 8.1 della Relazione Geotecnica.

### 8.2 MURO 1

#### 8.2.1 Verifiche di resistenza (SLU)

La geometria del Muro 1 ed i criteri di calcolo delle azioni agenti sono riportati al § 8 della Relazione Geotecnica; adottando le stesse ipotesi, nelle condizioni statiche e sismiche si ottengono le azioni sollecitanti di progetto per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo di Tabella 4.

	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>A quota 141,00 m s.m.</u>			
<u>(alla base del paramento con spessore 1,5 m):</u>			
Combinazione statica	93	275	70
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	175	260	93
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	182	289	98
<u>Alla base del paramento:</u>			
Combinazione statica	938	1 061	318
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	1 441	1 013	425
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	1 519	1 125	449
<u>Nella fondazione, a filo con il paramento:</u>			
Combinazione statica	1 225	-	283
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	2 147	-	583
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	2 236	-	603

**Tabella 4 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLU**

#### Paramento - Sezione a q. 141,00 - Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare: B = 100 cm  
H = 150 cm
- Armatura al lembo compresso (5 Ø20): A'<sub>f</sub> = 15,71 cm<sup>2</sup>
- Armatura al lembo teso (5 Ø20): A<sub>f</sub> = 15,71 cm<sup>2</sup>

e con la minima azione assiale di progetto N<sub>Ed</sub> = 260 kN, dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.050 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo M<sub>Rd</sub> > M<sub>Ed</sub>, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.



#### Paramento - Sezione a q. 141,00 - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC, prescindendo a favore di sicurezza dall'azione assiale di compressione. Con:

$b_w$	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	135	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	1571	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_1$	=	0,0012	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,3849	-	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,3227	MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 348 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

#### Paramento - Sezione alla base - Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:	$B =$	100	cm
	$H =$	350	cm
- Armatura al lembo compresso (5 Ø24):	$A'_f =$	22,62	cm <sup>2</sup>
- Armatura al lembo teso (5 Ø24):	$A_f =$	22,62	cm <sup>2</sup>

e con la minima azione assiale di progetto  $N_{Ed} = 1.013 \text{ kN}$ , dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 4.697 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

#### Paramento - Sezione alla base - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC, prescindendo a favore di sicurezza dall'azione assiale di compressione. Con:

$b_w$	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	315	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	2262	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_1$	=	0,0007	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$

$$k = 1,2520 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$$

$$v_{min} = 0,2774 \text{ MPa} [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 617 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

#### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a flessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:  $B = 100 \text{ cm}$   
 $H = 250 \text{ cm}$
- Armatura al lembo compresso (5 Ø24):  $A'_{f} = 22,62 \text{ cm}^2$
- Armatura intermedia (2 strati Ø20/40 cm):  $A'_{f} = 7,85+7,85 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø24):  $A_f = 22,62 \text{ cm}^2$

dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 2.842 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

#### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC.

Con:

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{Larghezza minima della sezione}$$

$$d = 225 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 3833 \text{ mm}^2 \quad \text{Area dell'armatura longitudinale tesa}$$

$$\rho_1 = 0,0017 - \text{Rapporto geometrico armatura tesa } [A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$$

$$\sigma_{cp} = 0,0 \text{ MPa} \quad \text{Tensione media di compressione } [N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$$

$$k = 1,2981 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$$

$$v_{min} = 0,2928 \text{ MPa} [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 617 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

## 8.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le azioni sollecitanti di progetto allo SLE, ottenute ponendo pari a 1 tutti i coefficienti parziali delle azioni, sono riportati in Tabella 5.

	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>
	[kNm]	[kN]
A quota 141,00 m s.m. (alla base del paramento con spessore 1,5 m)	71	268
Alla base del paramento	743	1 029
Nella fondazione, a filo con il paramento	962	-

**Tabella 5 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLE**

### Paramento - Sezione a q. 141,00 - Verifica a fessurazione

Il momento di prima fessurazione  $M_f$  è il momento flettente limite della sezione inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 268 \text{ kN}$ , si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 428 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 71 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

### Paramento - Sezione a q. 141,00 - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 71 \text{ kNm}$ , e  $N_{Ed,SLE} = 268 \text{ kN}$  di compressione, la sezione risulta interamente compressa e la tensione massima nel calcestruzzo risulta:

$$\sigma_c = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

Siccome il valore calcolato è minore di quello limite indicato al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportato al precedente § 3.2 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

### Paramento - Sezione alla base - Verifica a fessurazione

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 1.028 \text{ kN}$ , si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 6.050 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 743 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

#### Paramento - Sezione alla base - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 743 \text{ kNm}$ , e  $N_{Ed,SLE} = 1.028 \text{ kN}$  di compressione, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente:

$$\sigma_c = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 0,8 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

#### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a fessurazione

Per la sezione in esame si ha che il momento di prima fessurazione è pari a

$$M_f = 2.820 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 962 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

#### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 962 \text{ kNm}$ , le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente:

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

$$\sigma_s = 159 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

## **8.3 MURO 2**

### **8.3.1 Verifiche di resistenza (SLU)**

La geometria del Muro 2 ed i criteri di calcolo delle azioni agenti sono riportati al § 8 della Relazione Geotecnica; adottando le stesse ipotesi, nelle condizioni statiche e sismiche si ottengono le azioni sollecitanti di progetto per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo di Tabella 6.

	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>
	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>Alla base del paramento:</u>			
Combinazione statica	371	454	185
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	504	439	231
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	534	485	245
<u>Nella fondazione, a filo con il paramento:</u>			
Combinazione statica	594	-	56
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	1 219	-	169
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	1 266	-	173

**Tabella 6 - Muro laterale 2 - Azioni di progetto all'SLU**

#### Paramento - Sezione alla base - Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare: B = 100 cm  
H = 200 cm
- Armatura al lembo compresso (5 Ø20): A'<sub>f</sub> = 15,71 cm<sup>2</sup>
- Armatura al lembo teso (5 Ø20): A<sub>f</sub> = 15,71 cm<sup>2</sup>

e con la minima azione assiale di progetto N<sub>Ed</sub> = 439 kN, dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.587 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo M<sub>Rd</sub> > M<sub>Ed</sub>, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

#### Paramento - Sezione alla base - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC, prescindendo a favore di sicurezza dall'azione assiale di compressione. Con:

b <sub>w</sub>	=	100 cm	Larghezza minima della sezione
d	=	180 cm	Altezza utile della sezione
A <sub>sl</sub>	=	1571 mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
ρ <sub>l</sub>	=	0,0009 -	Rapporto geometrico armatura tesa [A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> · d) ≤ 0,02]
σ <sub>cp</sub>	=	0,0 MPa	Tensione media di compressione [N <sub>Ed</sub> /A <sub>c</sub> ≤ 0,2 f <sub>cd</sub> ]
k	=	1,3333 -	[1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2]
v <sub>min</sub>	=	0,3048 MPa	[0,035 k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup> ]

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 406 \text{ kN}$$

Siccome V<sub>Rd</sub> > V<sub>Ed</sub>, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a flessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:  $B = 100 \text{ cm}$   
 $H = 200 \text{ cm}$
- Armatura al lembo compresso (5 Ø24):  $A'_f = 22,62 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø24):  $A_f = 22,62 \text{ cm}^2$

dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.678 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

### Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC.

Con:

$b_w$	=	100 cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	180 cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	2.262 mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_1$	=	0,0013	- Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0 MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,3333	- $[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,3048 MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 458 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

### 8.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le azioni sollecitanti di progetto allo SLE, ottenute ponendo pari a 1 tutti i coefficienti parziali delle azioni, sono riportati in Tabella 7.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
	[kNm]	[kN]
Alla base del paramento	287	433
Nella fondazione, a filo con il paramento	462	-

**Tabella 7 – Muro laterale 2 - Azioni di progetto all'SLE**

Paramento - Sezione alla base - Verifica a fessurazione

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 433$  kN, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 1.930 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 287$  kNm), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Paramento - Sezione alla base - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 287$  kNm, e  $N_{Ed,SLE} = 433$  kN di compressione, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente:

$$\sigma_c = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 7,1 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a fessurazione

Per la sezione in esame si ha che il momento di prima fessurazione è pari a

$$M_f = 1.825 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 462$  kNm), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 462$  kNm, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente:

$$\sigma_c = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 112 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

## 9. MURI DI SOSTEGNO FRONTALI

### 9.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli elementi in oggetto sono le pareti verticali che verranno realizzate trasversalmente al flusso della corrente all'estremo di valle dei quattro conci laterali del solettone (due in sponda destra e due, simmetrici, in sponda sinistra; v. Figura 13).

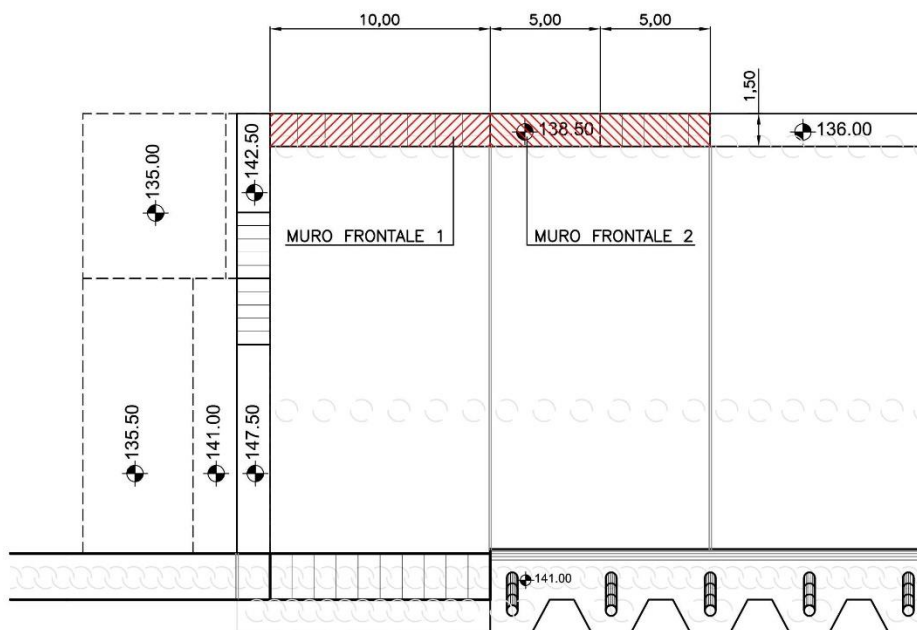


Figura 13 – Planimetria della sponda sinistra della briglia, con indicazione dei muri frontali 1 e 2

Si tratta di muri in calcestruzzo armato gettati in opera, che presentano paramenti verticali e spessore costante di 1,50 m e che risultano incastrati al solettone di valle (quest'ultimo di 2,5 m di spessore). La base di questi muri è a q. 135,50 m s.m. (quota di estradosso del solettone) e la sommità si sviluppa da 136,00 m s.m. fino a 142,50 m s.m.

### 9.2 MURO FRONTALE 1

#### 9.2.1 Geometria

La geometria del Muro frontale 1 è riportata in Figura 14. L'altezza massima (a partire dall'incastro costituito dall'estradosso del solettone) è di 7,00 m, quella minima di 3,00 m. Lo spessore del paramento è costante di 1,50 m e la quota del terreno a tergo coincide con quella della sommità del muro. Analogamente ai muri laterali 1 e 2, l'acqua nel terreno a monte del muro è assunta, a favore di sicurezza, a quota 137,00 m s.m.

Il calcolo è condotto cautelativamente sulla sezione di maggiore altezza, considerando il terreno di riempimento con i parametri della U.G. 2A con andamento orizzontale.



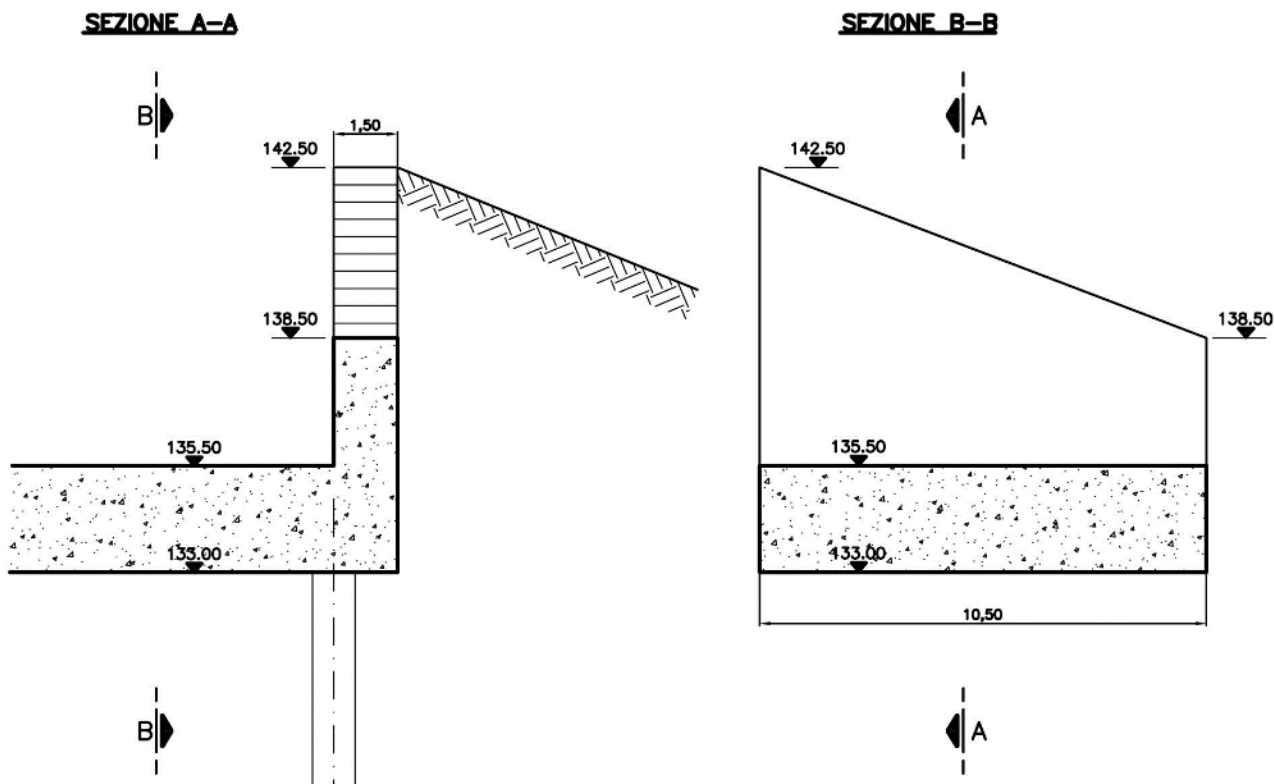


Figura 14 – Geometria del Muro frontale 1

### 9.2.2 Azioni agenti

Le ipotesi ed i metodi di calcolo delle azioni, compresi quelli dell'azione sismica, sono gli stessi adottati per i muri laterali descritti al § 8 della Relazione Geotecnica.

Alla base del muro agiscono le azioni sollecitanti di progetto di Tabella 8.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kN]	[kN]
Combinazione statica	280	322	148
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	371	311	182
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	394	344	194

Tabella 8 – Muro frontale 1 – Azioni di progetto all'SLU alla base

### 9.2.3 Verifiche di resistenza (SLU)

#### Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:
 

B = 100 cm

H = 150 cm

- Armatura al lembo compresso (5 Ø24):  $A'_f = 22,62 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø24):  $A_f = 22,62 \text{ cm}^2$

e con la minima azione assiale di progetto  $N_{Ed} = 311 \text{ kN}$ , dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.447 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

#### Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC, prescindendo a favore di sicurezza dall'azione assiale di compressione. Con:

$b_w$	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	135	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	2262	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_1$	=	0,0017	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,3849	-	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,3227	MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 393 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

### 9.2.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le azioni sollecitanti di progetto allo SLE, ottenute ponendo pari a 1 tutti i coefficienti parziali delle azioni, sono riportati in Tabella 9

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
	[kNm]	[kN]
Alla base del muro	215	308

**Tabella 9 – Muro frontale 1 - Azioni di progetto all'SLE alla base**

#### Verifica a fessurazione

Il momento di prima fessurazione  $M_f$  è il momento flettente limite della sezione inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 308 \text{ kN}$ , si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 1.128 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 215 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

#### Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 215 \text{ kNm}$ , e  $N_{Ed,SLE} = 308 \text{ kN}$  di compressione, le massime tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano:

$$\sigma_c = 0,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 17,28 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportati ai precedenti §§ 3.2 e 3.3 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

### **9.3 MURO FRONTALE 2**

#### **9.3.1 Geometria**

La geometria del Muro frontale 2 è riportata in Figura 15. L'altezza massima (a partire dall'incastro costituito dall'estradosso del solettone) è di 3,00 m, quella minima di 0,50 m. Lo spessore del paramento è costante di 1,50 m e la quota del terreno a tergo coincide con quella della sommità del muro. Analogamente ai muri laterali 1 e 2, l'acqua nel terreno a monte del muro è assunta cautelativamente a quota 137,00 m s.m.

Il calcolo è condotto cautelativamente sulla sezione di maggiore altezza, considerando il terreno di riempimento con i parametri della U.G. 2A con andamento orizzontale.

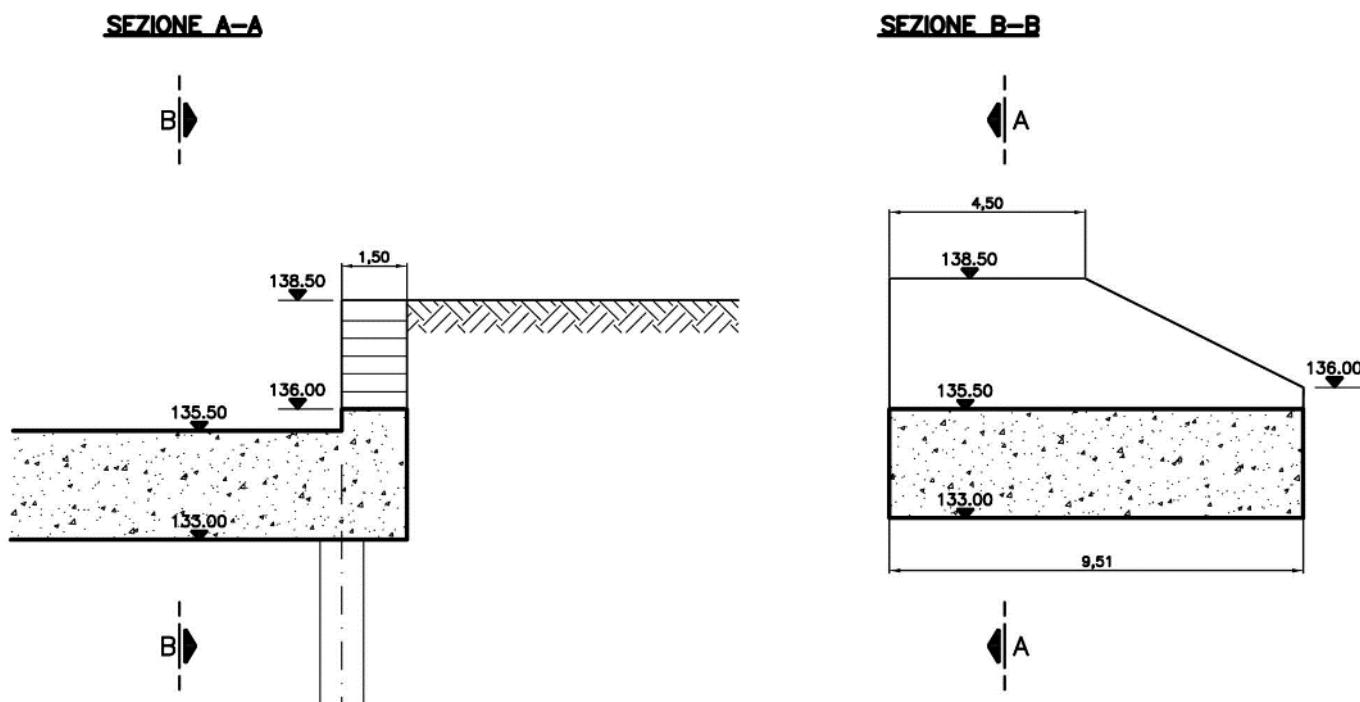


Figura 15 – Geometria del Muro frontale 2

### 9.3.2 Azioni agenti

Le ipotesi ed i metodi di calcolo delle azioni, compresi quelli dell'azione sismica, sono gli stessi adottati per i muri laterali descritti al § 8 della Relazione Geotecnica. Alla base del muro agiscono le azioni sollecitanti di progetto di Tabella 10.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kN]	[kN]
Combinazione statica	24	122	37
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	42	118	50
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	44	131	53

Tabella 10 – Muro frontale 2 – Azioni di progetto all'SLU alla base

### 9.3.3 Verifiche di resistenza (SLU)

#### Verifica a pressoflessione

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:  $B = 100 \text{ cm}$   
 $H = 150 \text{ cm}$
- Armatura al lembo compresso (5 Ø20):  $A'_f = 15,71 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø20):  $A_f = 15,71 \text{ cm}^2$

e con la minima azione assiale di progetto  $N_{Ed} = 118 \text{ kN}$ , dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 953 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

#### Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC, prescindendo a favore di sicurezza dall'azione assiale di compressione. Con:

$b_w$	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	135	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	1571	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_1$	=	0,0012	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,3849	-	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,3227	MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 348 \text{ kN}$$

Siccome  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

#### **9.3.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio**

Le azioni sollecitanti di progetto allo SLE, ottenute ponendo pari a 1 tutti i coefficienti parziali delle azioni, sono riportati in Tabella 11.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
	[kNm]	[kN]
Alla base del muro	18	120

**Tabella 11 – Muro frontale 2 - Azioni di progetto all'SLE alla base**

#### Verifica a fessurazione

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 120 \text{ kN}$ , si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 1.047 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 18 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 18 \text{ kNm}$ , e  $N_{Ed,SLE} = 120 \text{ kN}$  di compressione, la sezione risulta interamente compressa e la massima tensione nel calcestruzzo risulta:

$$\sigma_c = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

Siccome il valore calcolato è minore del valore limite indicato al § 4.1.2.2.5 delle NTC e riportato al precedente § 3.2 ( $\sigma_{c,max} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.