

DOMANDA DI AUTORIZZAZIONE UNICA E VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE  
PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI  
ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI

**IMPIANTO IDROELETTRICO DI RONDANERA NEI COMUNI DI TRAVO E  
COLI (PC) SUL FIUME TREBBIA**

Elaborato:

*Relazione di calcolo strutturale*

Committente

IDROELETTRICA VALLE DEI MULINI srl

Tecnico incaricato



Data: febbraio 2021

## **1. PREMESSA**

La presente relazione illustra i calcoli statici delle opere strutturali previste per la realizzazione dell'impianto idroelettrico "Rondanera" nei Comuni di Travo e Coli (PC). Nello specifico vengono trattati il dimensionamento statico e le conseguenti verifiche delle strutture del corpo centrale che ospiterà gli organi elettromeccanici.

Il manufatto, realizzato in calcestruzzo armato, è situato in sponda sinistra del fiume Trebbia. Strutturalmente gli elementi di fondazione e il canale di scarico sono manufatti in c.a. di adeguato spessore per la distribuzione al terreno sottostante delle sollecitazioni agenti sulla struttura; le pareti e i solai, anch'essi in cemento armato, sono dimensionati per resistere ai carichi verticali ed alle sollecitazioni orizzontali.

## **2. NORMATIVA APPLICATA**

- DM 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21.01.2019 n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 2.

### **3. MATERIALI IMPIEGATI**

#### *3.1 CALCESTRUZZO PER OPERE STRUTTURALI IN C.A.*

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 31476 \text{ Mpa}$
Classe di consistenza	S3-S4
Classe di esposizione	XC1-XC2
Diametro massimo inerte	32 mm

#### *3.2 ACCIAIO PER OPERE STRUTTURALI IN C.A.*

Tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

#### **4. METODO DI CALCOLO**

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita considerando le condizioni di carico più gravose ed avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite in accordo con le normative vigenti.

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

## 5. CORPO CENTRALE

### 5.1 ANALISI DEI CARICHI

#### CARICHI VERTICALI

##### Platea canale di sghiaio

$G1 = 10 \text{ kN/m}^2$	peso proprio
$Q = 15 \text{ kN/m}^2$	carico idrostatico ( $\gamma_{\text{acqua}}=10 \text{ kN/m}^3$ )

##### Piastra di fondazione corpo principale

$G1 = 10 \text{ kN/m}^2$	peso proprio
$G2_1 = 400 \text{ kN}$	carico appoggio coclee
$Q = 20 \text{ kN/m}^2$	carico idrostatico ( $\gamma_{\text{acqua}}=10 \text{ kN/m}^3$ )

##### Solaio a quota +195.53

$G1 = 10 \text{ kN/m}^2$	peso proprio
$Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$	carico neve

##### Solaio a quota +196.38

$G1 = 7.5 \text{ kN/m}^2$	peso proprio
$G2 = 200 \text{ kN}$	carico appoggio coclee, generatori e organi accessori
$Q = 2 \text{ kN/m}^2$	sovraccarico variabile

##### Muri in elevazione

Sono stati applicati i carichi dovuti alle sollecitazioni indotte dagli organi idromeccanici (griglie, paratoie e panconi).

#### CARICHI ORIZZONTALI

##### Spinta del terreno

La spinta è valutata con riferimento ai seguenti parametri:

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\Phi = 30^\circ$
- coesione  $c = 0 \text{ kN/m}^2$
- coefficiente di spinta attiva  $k_a = 0.33$ .

### Carichi idrostatici

Sono stati applicati i carichi dovuti alla spinta dell'acqua sui muri dell'edificio ( $\gamma_{\text{acqua}}=10 \text{ kN/m}^3$ ).

### Carichi sismici

Le sollecitazioni sismiche sono determinate mediante analisi dinamica lineare, con riferimento ai seguenti parametri:

Classe d'uso: II;

Vita nominale: 50 anni;

Categoria di sottosuolo: B;

Categoria topografica: T1;

Parametri delle forme spettrali allo SLV:  $a_g = 0.103 g$     $F_o = 2.521$     $T_{c^*} = 0.409 \text{ s}$ ;

Classe di duttilità: CD "B";

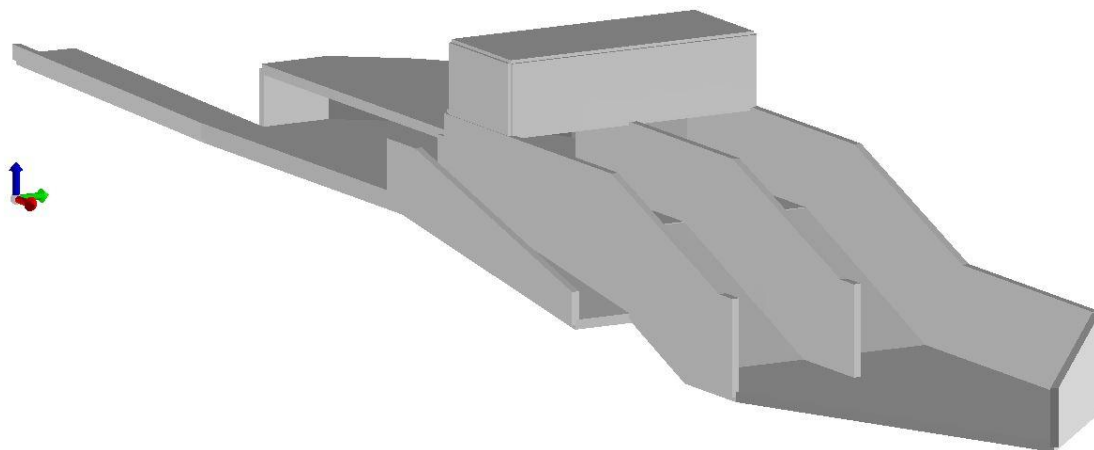
Fattore di struttura  $q = 1.6$ ;

### Carichi da vento

Si omette il calcolo dei carichi da vento in quanto ampiamente inferiori a quelli trasmessi dalle altre azioni orizzontali.

I casi di carico precedentemente elencati sono stati applicati al modello di calcolo con riferimento alle combinazioni delle azioni di cui ai paragrafi §2.5.2 e §2.5.3 delle NTC.

## 5.2 VERIFICHE STRUTTURALI



*Vista del modello FEM della struttura*

### 5.2.1 Verifiche agli SLU

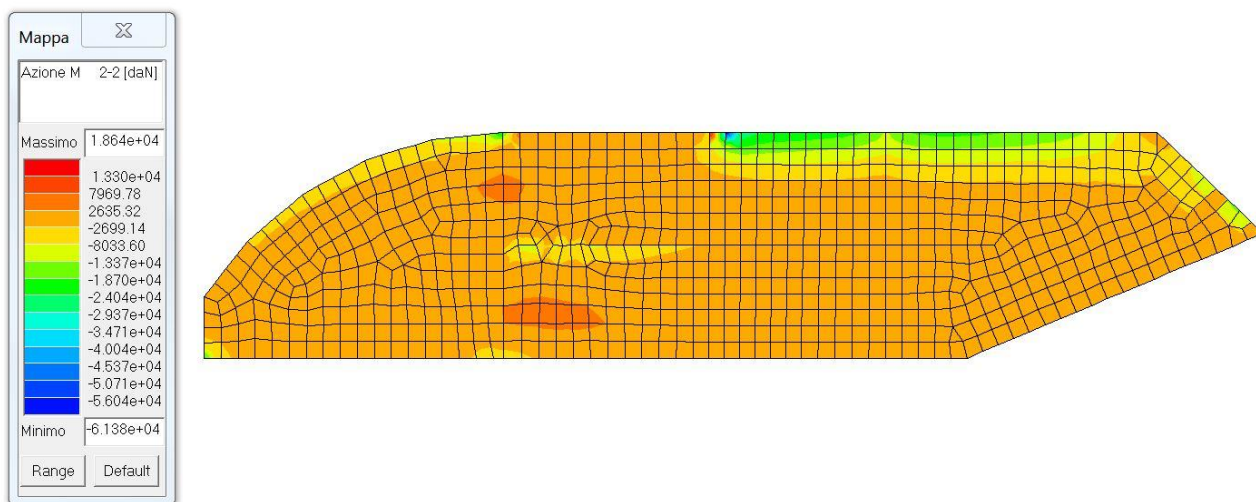
#### PLATEA DI FONDAZIONE

##### Verifica a pressoflessione

L'armatura principale della piastra è costituita, superiormente e inferiormente, da ferri  $\Phi 12/20$  in entrambe le direzioni. Lo spessore dell'elemento è pari a 40 cm.

La figura seguente mostra l'andamento del momento flettente fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.





*Piastra di fondazione – Momento  $M_y$*

Sulla quasi totalità dell'elemento il momento è positivo (sono tese le fibre superiori della piastra) e presenta valori inferiori a  $M_{Ed} = 79.7 \text{ kNm/m}$ .

Il momento resistente della sezione armata inferiormente e superiormente con ferri  $\Phi 12/20 \text{ cm}$  è pari a  $M_{Rd} = 80.3 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

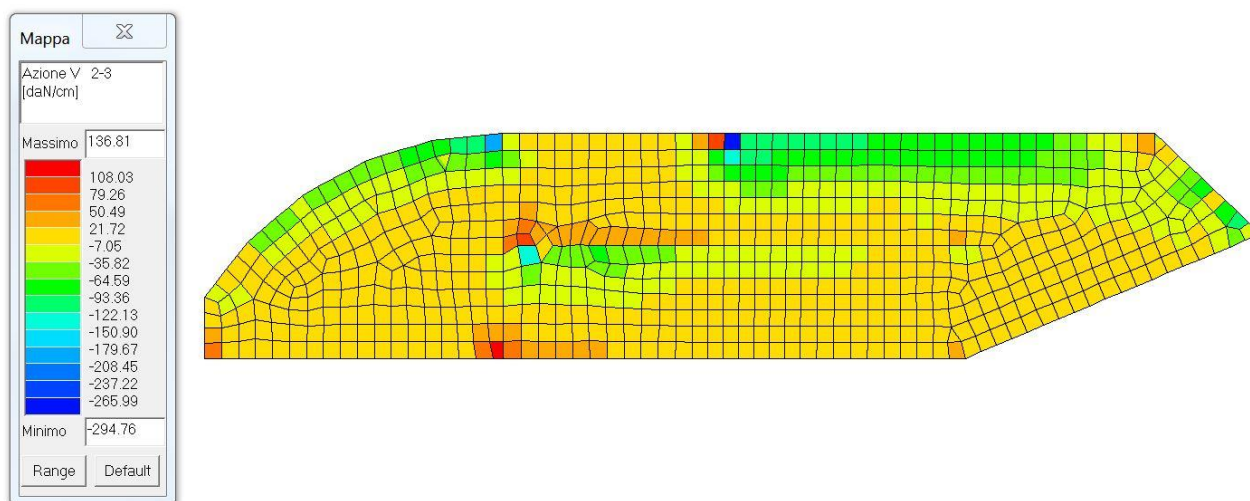
Tuttavia in corrispondenza dell'incastro del muro sinistro sono presenti picchi di momento negativo (sono tese le fibre inferiori della piastra) fino a  $M_{Ed} = 187 \text{ kNm/m}$  (tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo).

In queste zone l'armatura viene pertanto integrata con ferri  $\Phi 16/20 \text{ cm}$  inferiormente e superiormente. Il corrispondente momento resistente è pari a  $M_{Rd} = 207.7 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

#### Verifica a taglio

La figura seguente mostra l'andamento del taglio fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Piastra di fondazione – Taglio Vy*

Tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo, il taglio massimo è pari a  $V_{Ed} = 122.13 \text{ kN/m}$ .

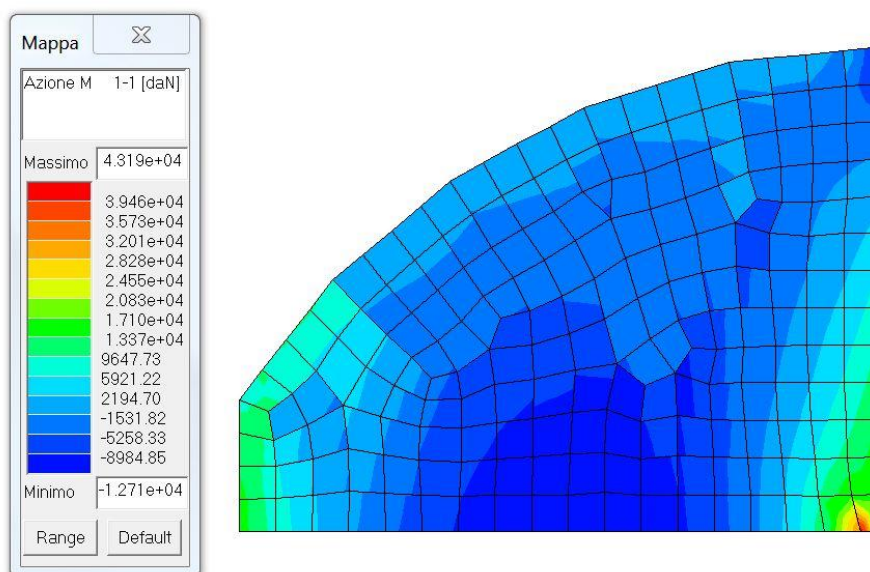
Non è necessario disporre una specifica armatura a taglio in quanto è sufficiente la resistenza calcolata con riferimento al §4.1.2.3.5.1 delle NTC2018.

#### SOLAIO A QUOTA +195.53

##### Verifica a pressoflessione

L'armatura principale della piastra è costituita, superiormente e inferiormente, da ferri  $\Phi 20/20$  in entrambe le direzioni. Lo spessore della piastra è pari a 40 cm.

La figura seguente mostra l'andamento del momento flettente fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Solaio a quota +195.53 – Momento Mx*

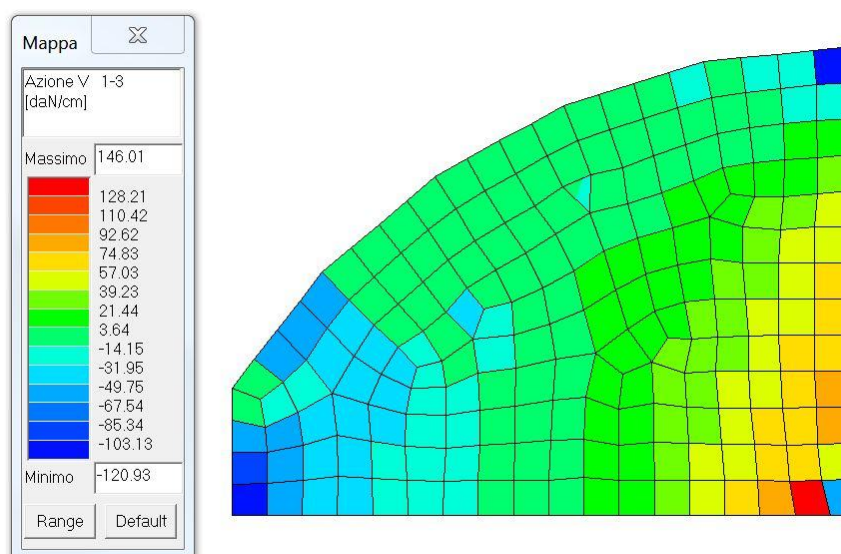
Il momento massimo è pari a  $M_{Ed} = 171 \text{ kNm/m}$ .

Il momento resistente è pari a  $M_{Rd} = 207.7 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

#### Verifica a taglio

La figura seguente mostra l'andamento del taglio fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Solaio a quota +195.53 – Taglio Vx*

Tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo, il taglio massimo è pari a  $V_{Ed} = 92.62 \text{ kN/m}$ .

Non è necessario disporre una specifica armatura a taglio in quanto è sufficiente la resistenza calcolata con riferimento al §4.1.2.3.5.1 delle NTC2018,  $V_{Rd} = 167.23 \text{ kN/m}$

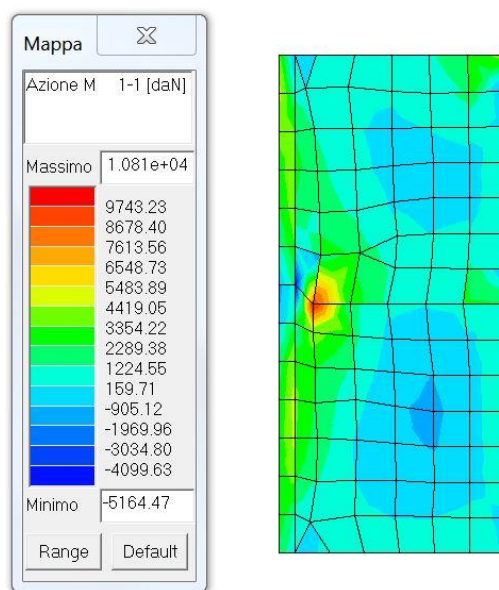
Risulta pertanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

#### PIASTRA A QUOTA +196.38

##### Verifica a pressoflessione

L'armatura principale della piastra è costituita, superiormente e inferiormente, da ferri  $\Phi 16/20$  in entrambe le direzioni. Lo spessore dell'elemento è pari a 30 cm.

La figura seguente mostra l'andamento del momento flettente fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Solaio a quota +196.38 – Momento Mx*

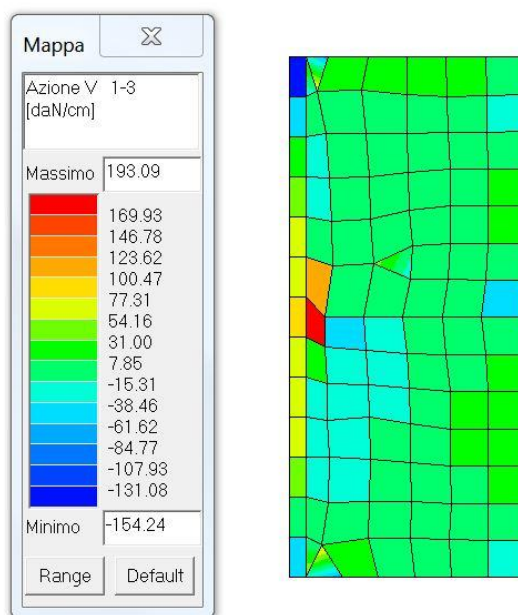
Tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo, il momento massimo è pari a  $M_{Ed} = 54.8 \text{ kNm/m}$ .

Il momento resistente è pari a  $M_{Rd} = 97 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

#### Verifica a taglio

La figura seguente mostra l'andamento del taglio fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Solaio a quota +196.38 – Taglio Vx*

Tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo, il taglio massimo è pari a  $V_{Ed} = 77.3 \text{ kN/m}$ .

Non è necessario disporre una specifica armatura a taglio in quanto è sufficiente la resistenza calcolata con riferimento al §4.1.2.3.5.1 delle NTC2018,  $V_{Rd} = 124.7 \text{ kN/m}$

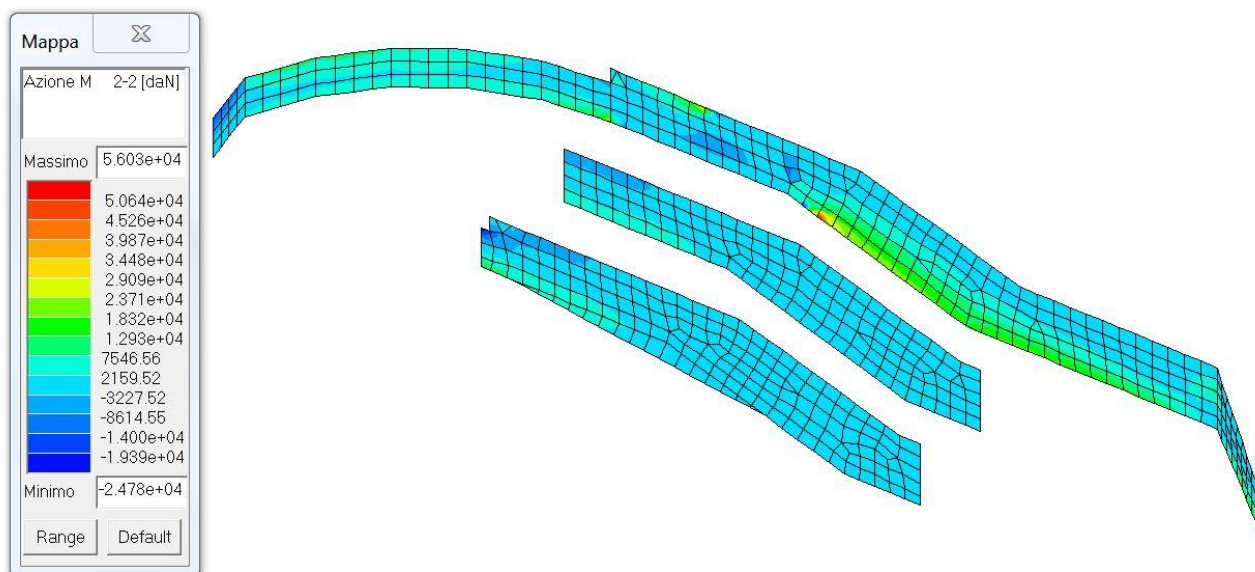
## MURI IN ELEVAZIONE

### Verifica a pressoflessione

L'armatura principale è costituita, su entrambi i lati, da ferri  $\Phi 12/20$  in entrambe le direzioni. Lo spessore degli elementi è pari a 35 cm.

La figura seguente mostra l'andamento del momento flettente fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



Muri in elevazione – Momento  $M_z$ 

Sulla quasi totalità degli elementi il momento presenta valori inferiori a  $M_{Ed} = 32.3 \text{ kNm/m}$ .

Il momento resistente della sezione armata su entrambi i lati con ferri  $\Phi 12/20 \text{ cm}$  è pari a  $M_{Rd} = 69.2 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

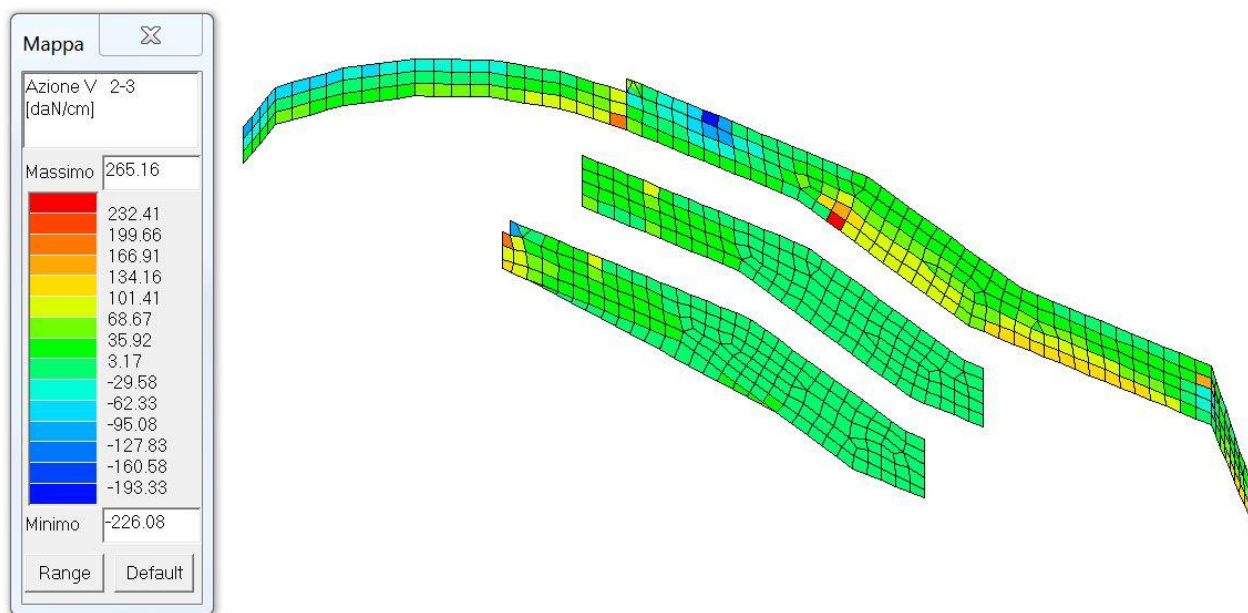
Tuttavia in corrispondenza dell'incastro del muro sinistro sulla platea sottostante sono presenti sollecitazioni fino a  $M_{Ed} = 129.3 \text{ kNm/m}$  (tralasciando i picchi puntuali dovuti alla schematizzazione del calcolo).

In queste zone l'armatura viene pertanto integrata con ferri  $\Phi 16/20 \text{ cm}$  su entrambi i lati. Il corrispondente momento resistente è pari a  $M_{Rd} = 176.9 \text{ kNm/m}$ . In favore di sicurezza non sono state considerate le sollecitazioni assiali di compressione.

Risulta pertanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

### Verifica a taglio

La figura seguente mostra l'andamento del taglio fuori piano corrispondente alla configurazione più sfavorevole agli SLU, nella direzione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.



*Muri in elevazione – Taglio Vz*

Il taglio massimo è pari a  $V_{Ed} = 134.2$  kN/m.

Non è necessario disporre una specifica armatura a taglio in quanto è sufficiente la resistenza calcolata con riferimento al §4.1.2.3.5.1 delle NTC2018.