





**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELLA DIGA DI GIUDEA  
A GELLO NEL COMUNE DI PISTOIA (PT)**



**PROGETTO DEFINITIVO**

Elaborato <b>ET14</b>	Nome Elaborato:  <b>RELAZIONE SULLE STRUTTURE SCARICHI E OPERE ACCESSORIE</b>	Scala:  -
		Data:  09/10/2020

Settore:  Sede Firenze Via de Sanctis, 49 Cod. Fiscale e P.I. 06111950488 Organizzazione dotata di Sistema di Gestione Integrato certificato in conformità alla normativa ISO9001 – ISO14001 – OHSAS18001 – SA8000	
<b>PROGETTAZIONE :</b> <b>PROGETTISTA - PROJECT MANAGER :</b> ING. GIOVANNI SIMONELLI <b>GEOLOGO:</b> DOTT. GEOL. FILIPPO LANDINI <b>ESPROPRI:</b> GEOM. ANDREA PATRIARCHI	<b>COLLABORATORI :</b> DOTT. GEOL. CARLO FERRI GEOM. MATTEO MASI
<b>CONSULENTI TECNICI :</b>  ING. DAVID SETTESOLDI  DOTT. GEOL. SIMONE FIASCHI  ING. GIOVANNI CANNATA	<b>COMMESSA I.T. :</b> INGT-TPLPD-PBAAC252 <b>RESPONSABILE COMMITTENTE :</b> ING. CRISTIANO AGOSTINI
<b>DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANI :</b> ING. ANDREA DE CATERINI	<b>RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :</b> ING. LEONARDO ROSSI

Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
02	09/10/2020	Seconda Emissione	Pinelli	Settesoldi
01	27/12/2019	Prima Emissione	Pinelli	Settesoldi



**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE INTERVENTI PREVISTI .....</b>	<b>3</b>
3.1	CANALE SCOLMATORE .....	5
3.2	MANUFATTO TIPO I: PONTE IN ACCIAIO SU CANALE SCOLMATORE .....	9
3.3	MANUFATTO TIPO II-III: PONTI IN CLS SU CANALE SCOLMATORE.....	10
3.4	MANUFATTO TIPO IV – IMMISSIONE CANALE SCOLMATORE NEL RIO TAZZERA E PONTE IV .....	11
3.5	MANUFATTO TIPO V – PONTE SU RIO TAZZERA .....	12
3.6	MANUFATTO TIPO VI – PONTE SU RIO TAZZERA .....	13
3.7	FABBRICATO IN MURATURA – LOCALE VALVOLE .....	14
3.8	SCARICO DI FONDO E OPERA DI PRESA CONDOTTA DI ADDUZIONE .....	15
<b>4</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI .....</b>	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>PERICOLOSITÀ SISMICA.....</b>	<b>17</b>
<b>6</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO .....</b>	<b>18</b>
6.1	VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO .....	18
6.2	VERIFICHE CANALI A C E VASCHE IN C.A .....	18
6.3	VERIFICA OPERE ACCESSORIE IN ACCIAIO.....	19
6.4	METODO DI VERIFICA UTILIZZATO .....	19
6.5	CARICHI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE .....	19
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
6.7	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	20
6.8	MODELLAZIONE MANUFATTI SCATOLARI.....	23
6.8.1	<i>SPINTA IN PRESENZA DI FALDA.....</i>	<i>23</i>
6.8.2	<i>SPINTA A RIPOSO .....</i>	<i>23</i>
6.8.3	<i>SPINTA IN PRESENZA DI SISMA .....</i>	<i>23</i>
6.8.4	<i>SCATOLARE TIPO 2a-c-d-e.....</i>	<i>24</i>
6.8.5	<i>SCATOLARE TIPO 2b.....</i>	<i>27</i>
6.8.6	<i>SCATOLARE TIPO 3.....</i>	<i>30</i>
6.8.7	<i>SCATOLARE TIPO 4a-b.....</i>	<i>32</i>
6.8.8	<i>SCATOLARE PER PONTE TIPO I.....</i>	<i>34</i>
6.8.9	<i>SCATOLARE PER PONTE TIPO II-III.....</i>	<i>37</i>
6.8.10	<i>SCATOLARE PER PONTE TIPO IV-V.....</i>	<i>39</i>
6.8.11	<i>SCATOLARE PER PONTE TIPO VI .....</i>	<i>41</i>
6.9	IMPALCATO IN ACCIAIO SU PONTE TIPO I .....	43
6.10	MANUFATTO VALVOLE .....	44
6.11	SCARICO DI FONDO E OPERA DI PRESA CONDOTTA DI ADDUZIONE .....	47
<b>7</b>	<b>FASCICOLO DEI CALCOLI STRUTTURALI.....</b>	<b>54</b>
<b>8</b>	<b>PIANO DI MANUTENZIONE.....</b>	<b>56</b>
8.1	FONDAZIONI.....	56
8.2	STRUTTURE IN C.A. IN ELEVATO.....	56

8.3 STRUTTURE IN MURATURA..... 56

## **1 PREMESSA**

La presente relazione strutturale è parte integrante del progetto definitivo degli interventi di adeguamento della diga di Giudea ubicata a Gello nel Comune di Pistoia (Prov. PT).

La relazione strutturale è redatta in conformità delle normative e raccomandazioni di riferimento elencate al successivo paragrafo.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Legge n. 1086 del 05/11/1971**  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge n. 64 del 02/02/1974**  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Circolare Ministeriale n. 11951 del 14/02/1974**  
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (D.M. 26 Giugno 2014)**
- **Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018)**
- **Istruzioni MIT DG Dighe Luglio 2018**  
Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 Giugno 2014 e al D.M. 17 Gennaio 2018 in merito alle verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Procedura MIT DG Dighe Marzo 2019**  
Procedura per la rivalutazione sismica delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**  
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

### 3 DESCRIZIONE INTERVENTI PREVISTI

Allo stato attuale la diga di Giudea presenta carenze che non garantiscono le minime condizioni di sicurezza idraulica previste dalle norme del D.M. del 26 giugno 2014.

L'interventi strutturali previsti consistono in:

- realizzazione manufatti scatolari a C in cemento armato per canale scolmatore;
- realizzazione impalcato in acciaio su canale scolmatore;
- realizzazione manufatti scatolari in cemento armato per ponte su canale scolmatore;
- realizzazione manufatti scatolari a C in cemento armato su Rio Tazzera;
- realizzazione vasche di dissipazione in cemento armato su Rio Tazzera;
- realizzazione manufatti scatolari in cemento armato per ponte su Rio Tazzera;
- realizzazione manufatto valvole con struttura portante in muratura.

Si descrivono nel seguito gli interventi previsti.



Figura 3-1 – Planimetria generale



### 3.1 CANALE SCOLMATORE

Si prevede la realizzazione di un canale scolmatore con sezione a C in cemento armato.

Il canale avrà larghezza pari a 10 m dalla sezione SF001 fino alla sezione SF008. Dalla sezione SF008 alla sezione SF012 il canale avrà una larghezza variabile tra 10m e 2,5 m. Dalla sezione SF012 in poi il canale avrà larghezza costante pari a 2,5 m.

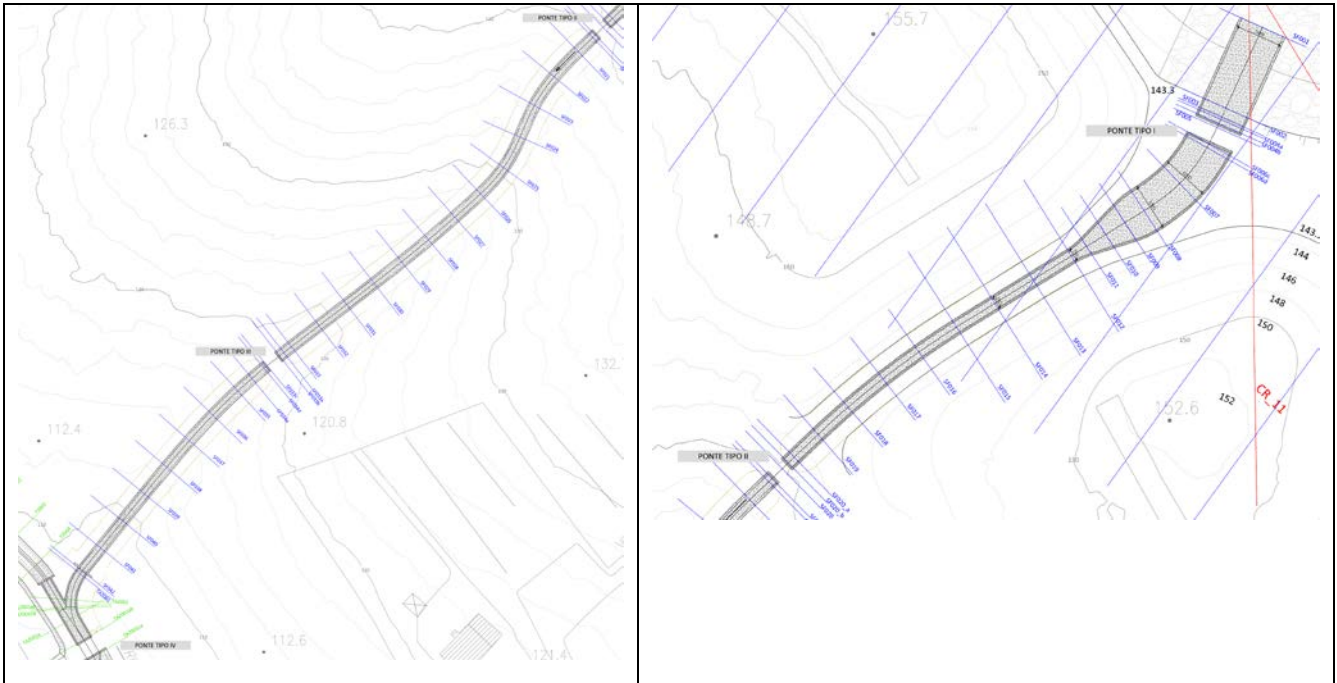


Figura 3-2 – Planimetria canale scolmatore

In corrispondenza della sezione SF002 è prevista la realizzazione dello sfioro.

Il canale avrà un'altezza variabile da 0.1m a 5,3m in corrispondenza dello sfioro. A questo punto l'altezza del canale varia da 4.3m in corrispondenza della sezione SF005 ad un'altezza di 4.87m in corrispondenza della sezione SF019.

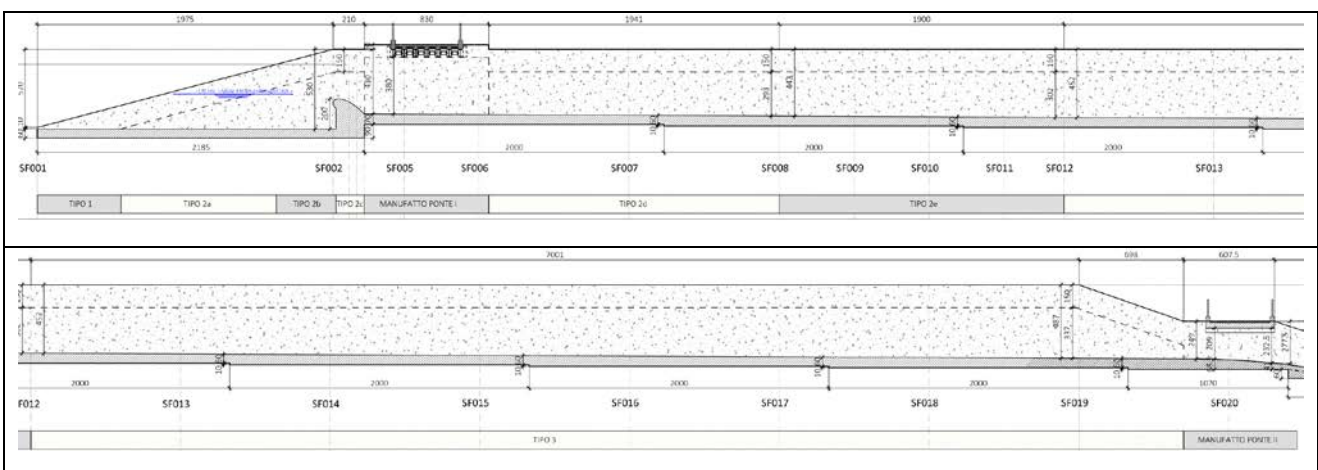


Figura 3-3 – Prospetto canale scolmatore da sez. SF001 a sez. SF020

In corrispondenza della sezione SF019 l'altezza delle sponde del canale diminuisce rapidamente fino a raggiungere l'altezza di 2.5 m prima della sezione SF020. Alla sezione SF021 l'altezza delle sponde è pari a

1.5 m e rimane pressoché costante fino alla sezione SF040 in cui l'altezza delle sponde aumenta fino a 2.6 m.

Dalla sezione SF040 alla sezione SF042 è presente una vasca di dissipazione ad altezza costante.

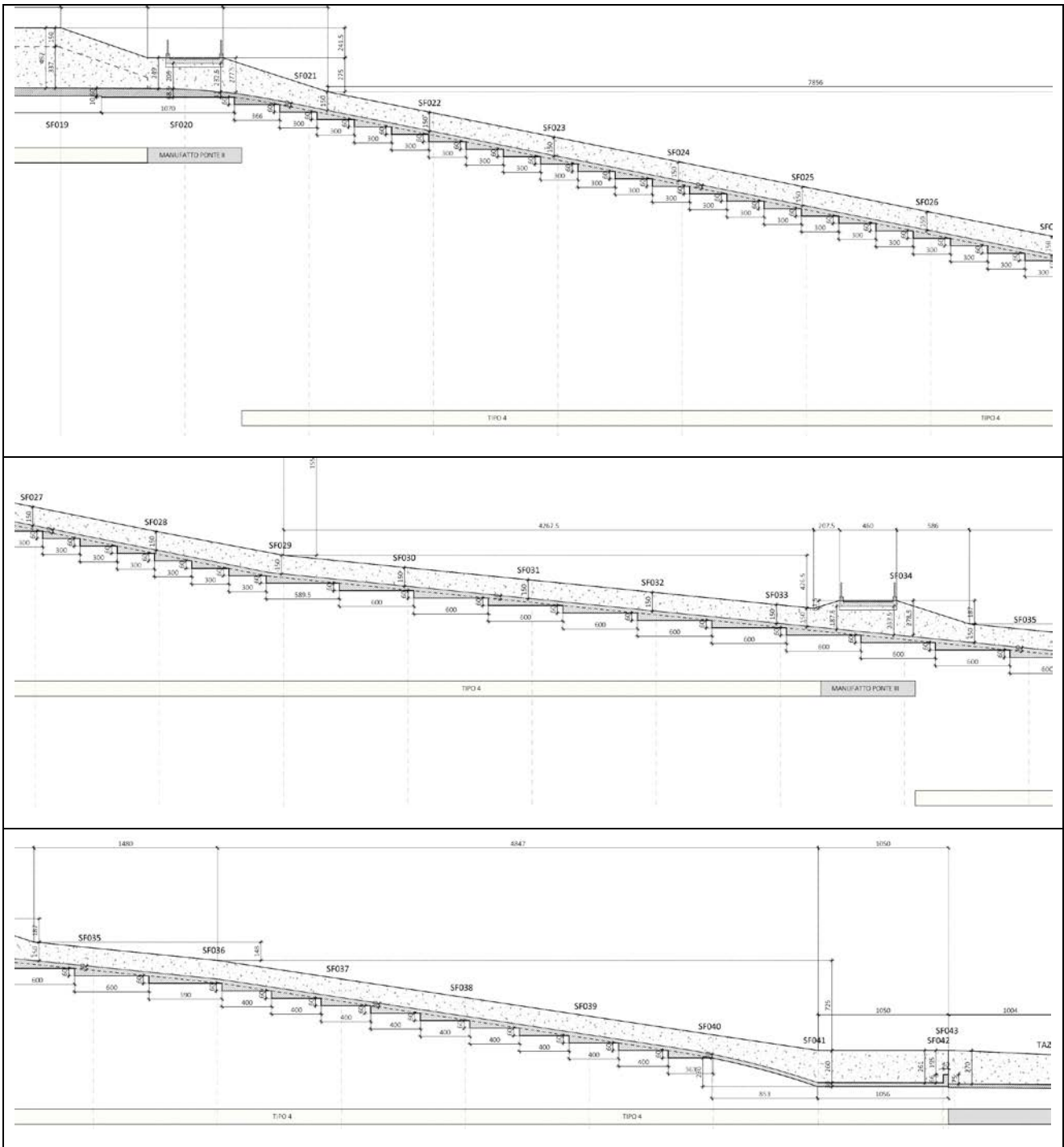


Figura 3-4 – Prospetto canale scolmatore da sez. SF020 a sez. SF042

Si riportano di seguito i tipologici delle sezioni del canale scolmatore con l'indicazione delle altezze e degli spessori di platea e pareti.

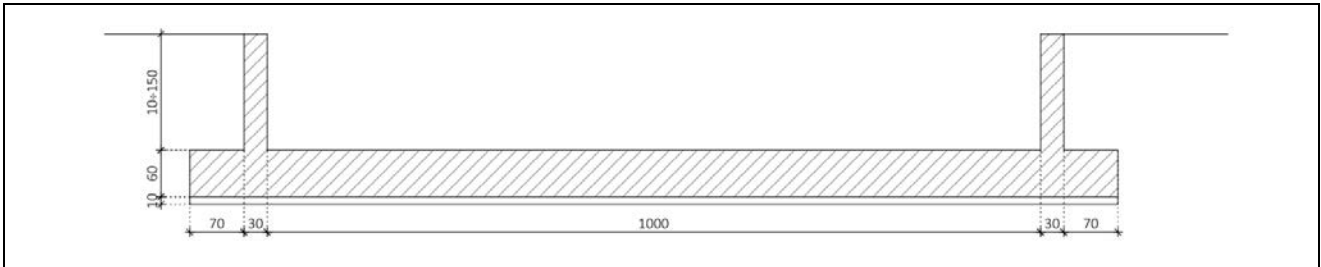


Figura 3-5 – Sezione tipo 1

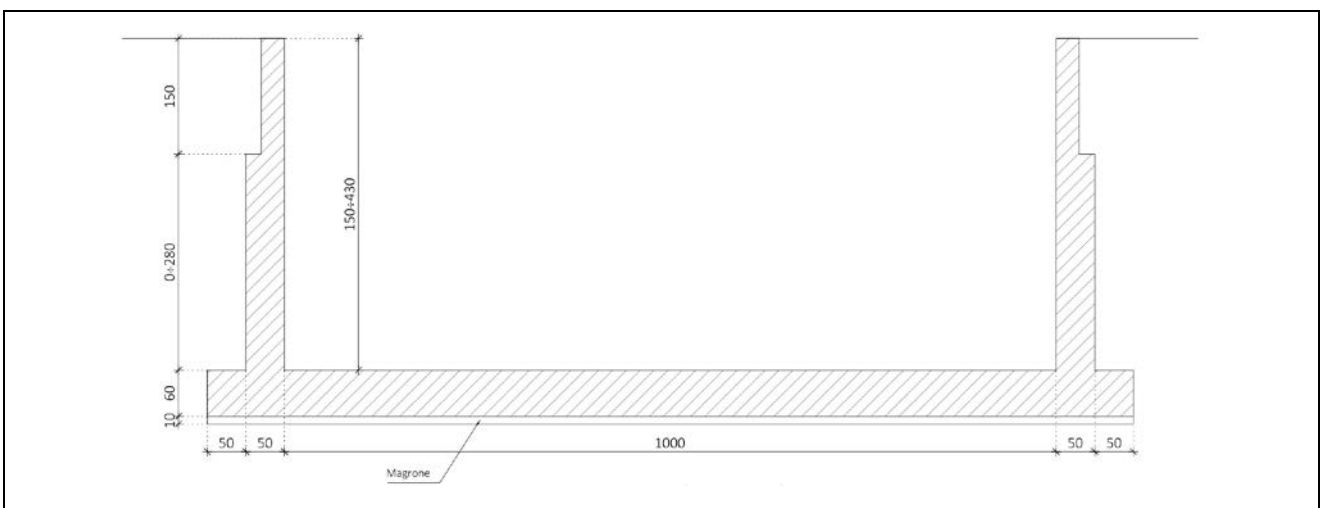


Figura 3-6 – Sezione tipo 2a



Figura 3-7 – Sezione tipo 2b

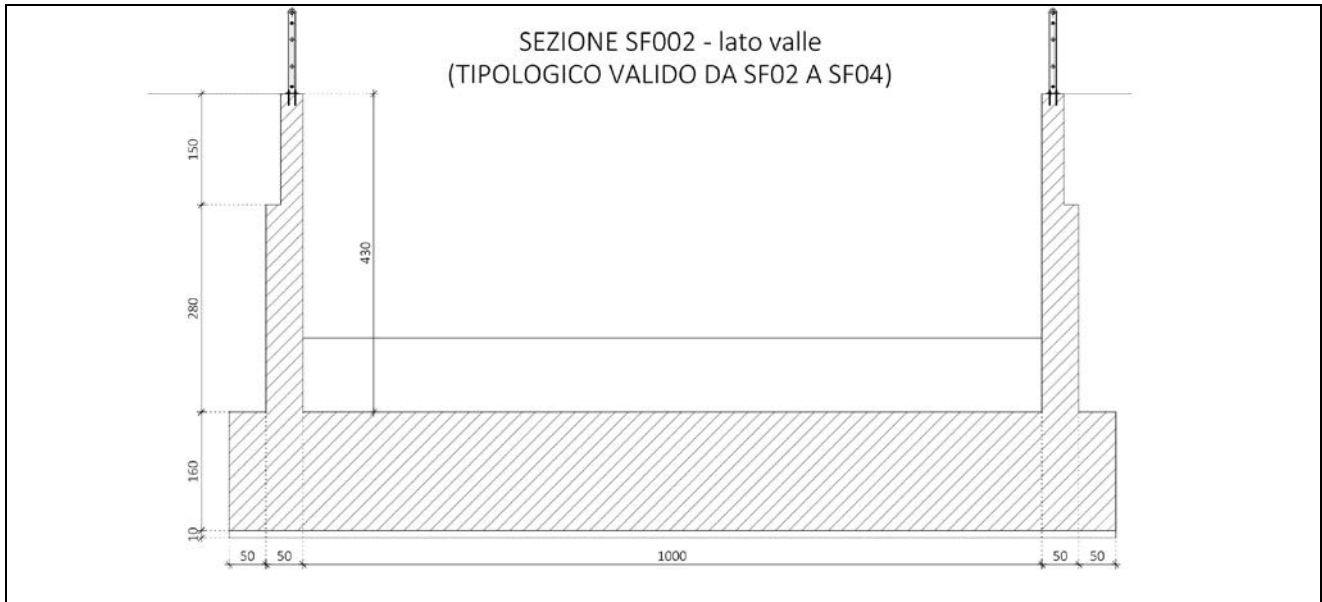


Figura 3-8 – Sezione tipo 2c (in corrispondenza dello sfioro)



Figura 3-9 – Sezione tipo 2d

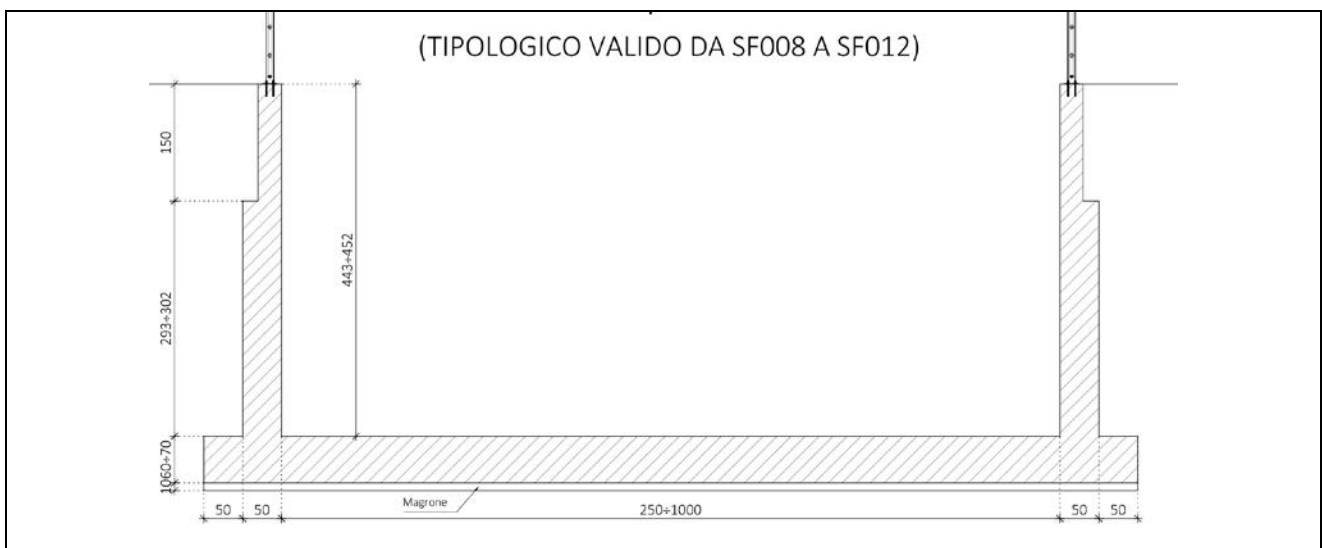


Figura 3-10 – Sezione tipo 2e

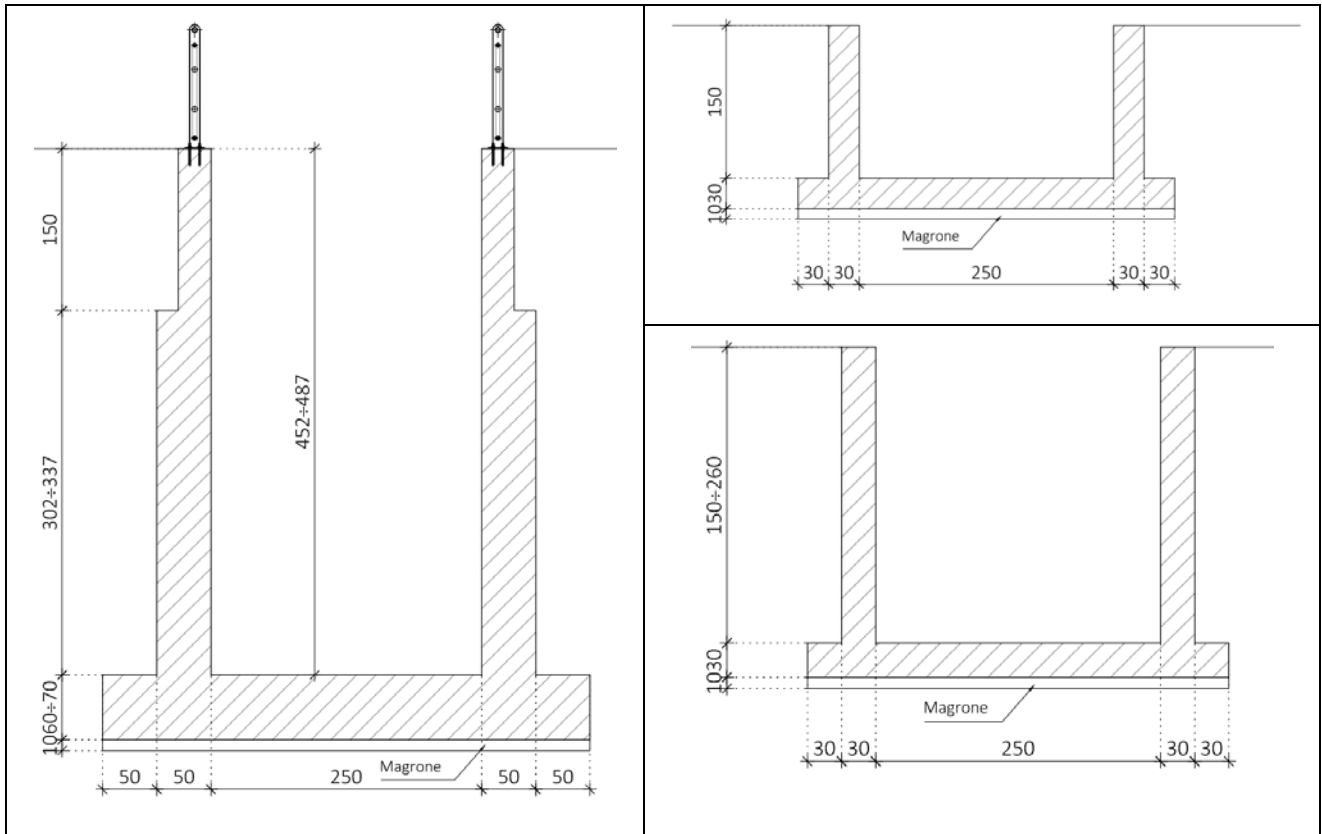


Figura 3-11 – Sezione tipo 3 (H=4.87m), sezione tipo 4a (H=1.50m), sezione tipo 4b (H=2.6m)

### 3.2 MANUFATTO TIPO I: PONTE IN ACCIAIO SU CANALE SCOLMATORE

Si prevede la realizzazione di un ponte di lunghezza pari a 10m in corrispondenza delle sezioni SF005 e SF006.

Il ponte sarà realizzato con struttura portante in acciaio costituita da 7 profilati tipo HEB500 passo 75 centimetri sopra i quali sarà realizzata una soletta in cemento armato di spessore pari a 20 centimetri.

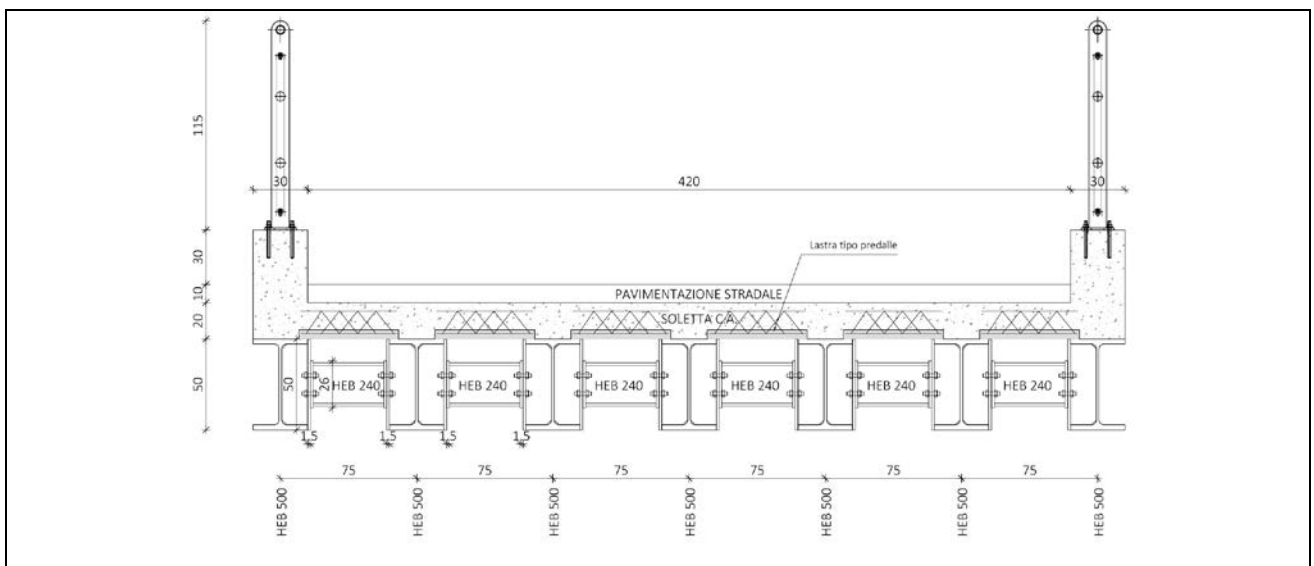


Figura 3-12 – Impalcato ponte in acciaio

### 3.3 MANUFATTO TIPO II-III: PONTI IN CLS SU CANALE SCOLMATORE

Si prevedono due attraversamenti con luce pari a 2,5 m da realizzare con scatolari in cemento armato gettato in opera.

L'impalcato avrà larghezza pari a 4,6 m e spessore pari a 0,35 m.

Platea e parati avranno spessore pari a 0,3m.

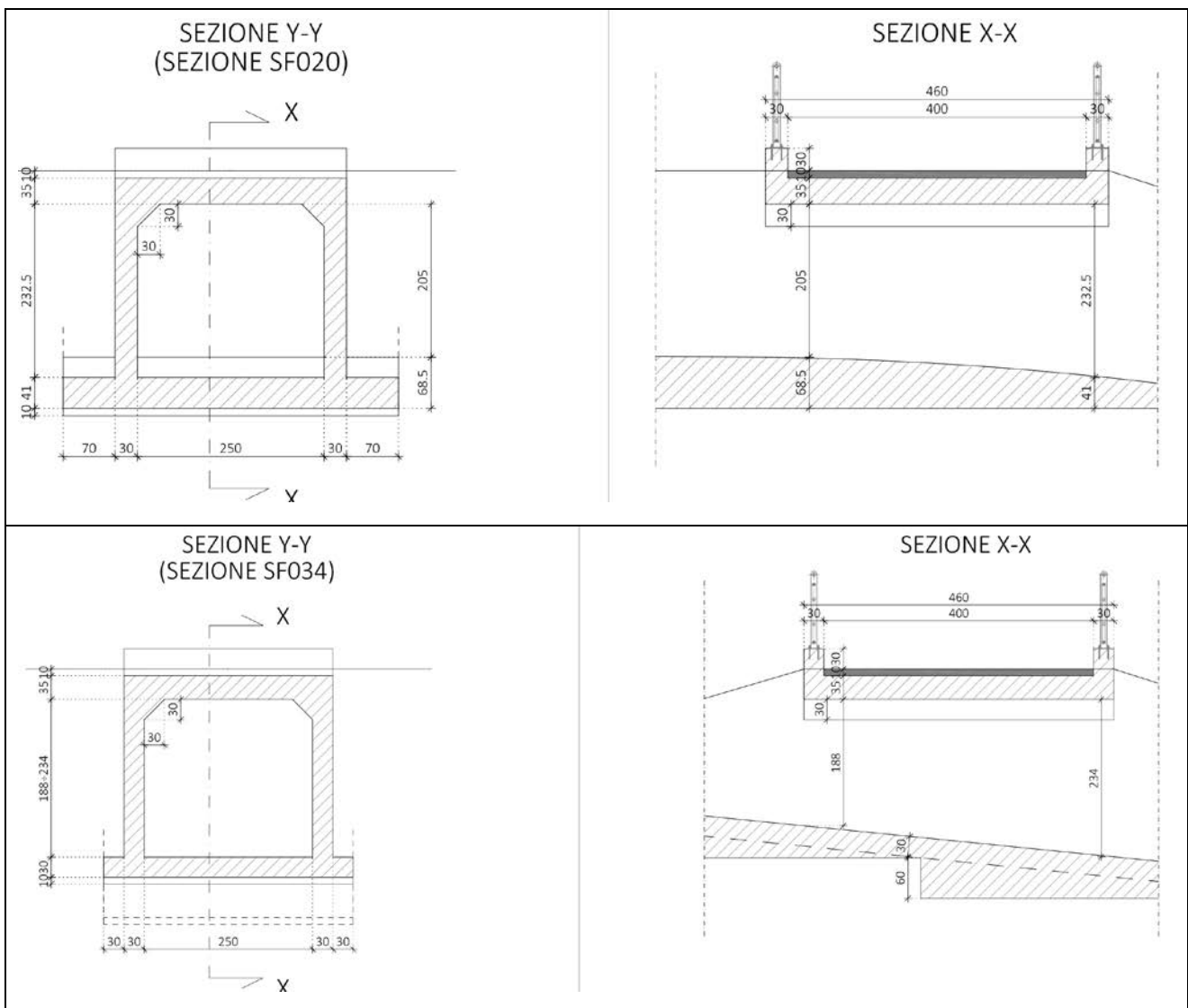


Figura 3-13 – Ponte tipo II e ponte tipo III

### 3.4 MANUFATTO TIPO IV – IMMISSIONE CANALE SCOLMATORE NEL RIO TAZZERA E PONTE IV

In corrispondenza delle sezioni comprese tra TAZ01 e TAZ03d si prevede la realizzazione di un manufatto in cemento armato per l'immissione del canale scolmatore nel Rio Tazzera.

I canali di entrata avranno larghezza pari a 2.5 m. Il canale in uscita avrà larghezza pari a 4 m.

E' prevista la realizzazione di un ponte con struttura scatolare in cemento armato gettato in opera con luce pari a 4 m.

L'impalcato avrà larghezza pari a 5,2 m e spessore pari a 0,45 m.

Platea e parati avranno spessore pari a 0,4 m.

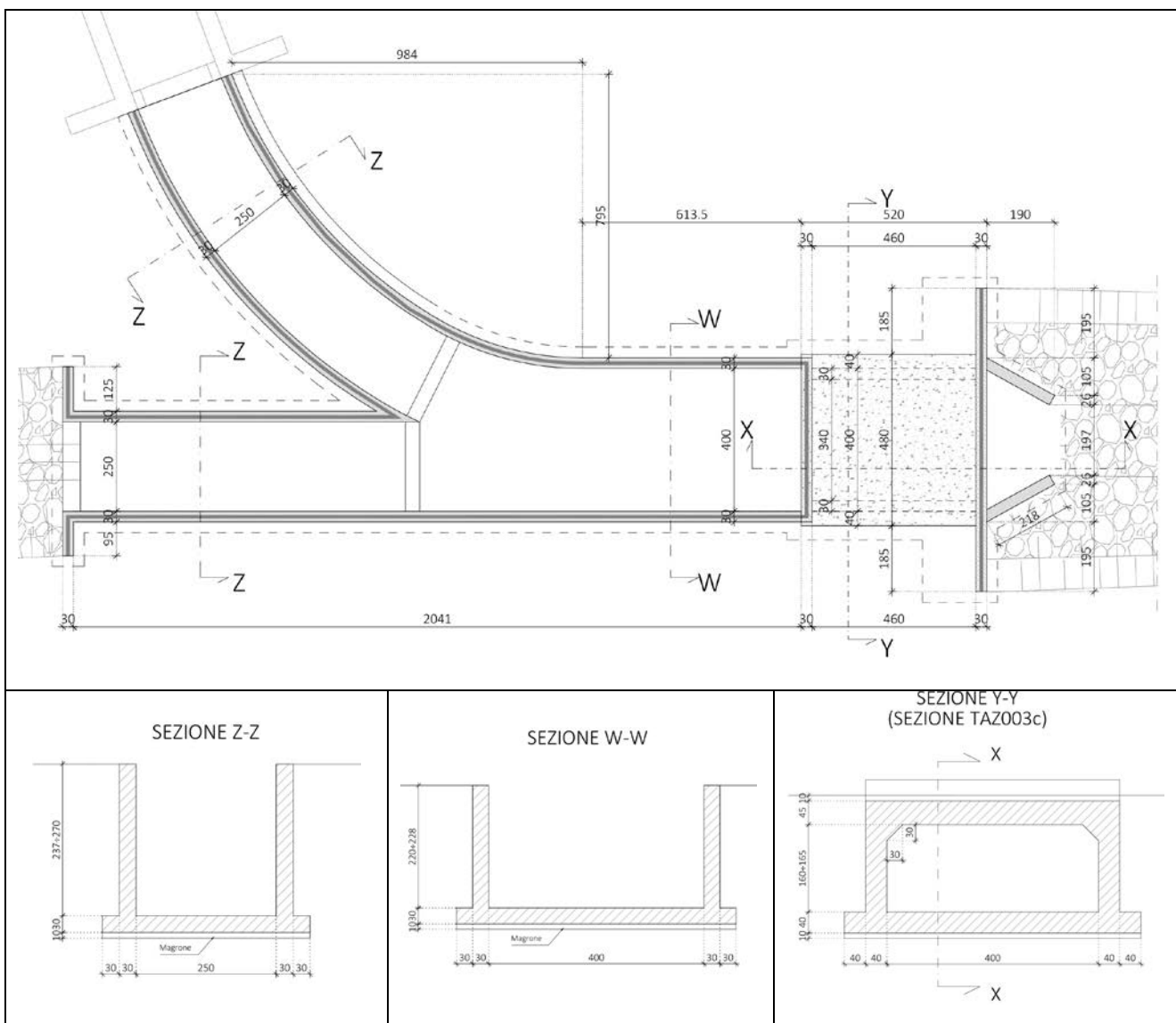


Figura 3-14 – Manufatto tipo IV

### 3.5 MANUFATTO TIPO V – PONTE SU RIO TAZZERA

In corrispondenza delle sezioni comprese tra TAZ10a e TAZ10c si prevede la realizzazione di un attraversamento con luce pari a 4 m da realizzare con scatolari in cemento armato gettato in opera.

L'impalcato avrà larghezza pari a 5,2 m e spessore pari a 0,45 m.

Platea e parati avranno spessore pari a 0,4 m.

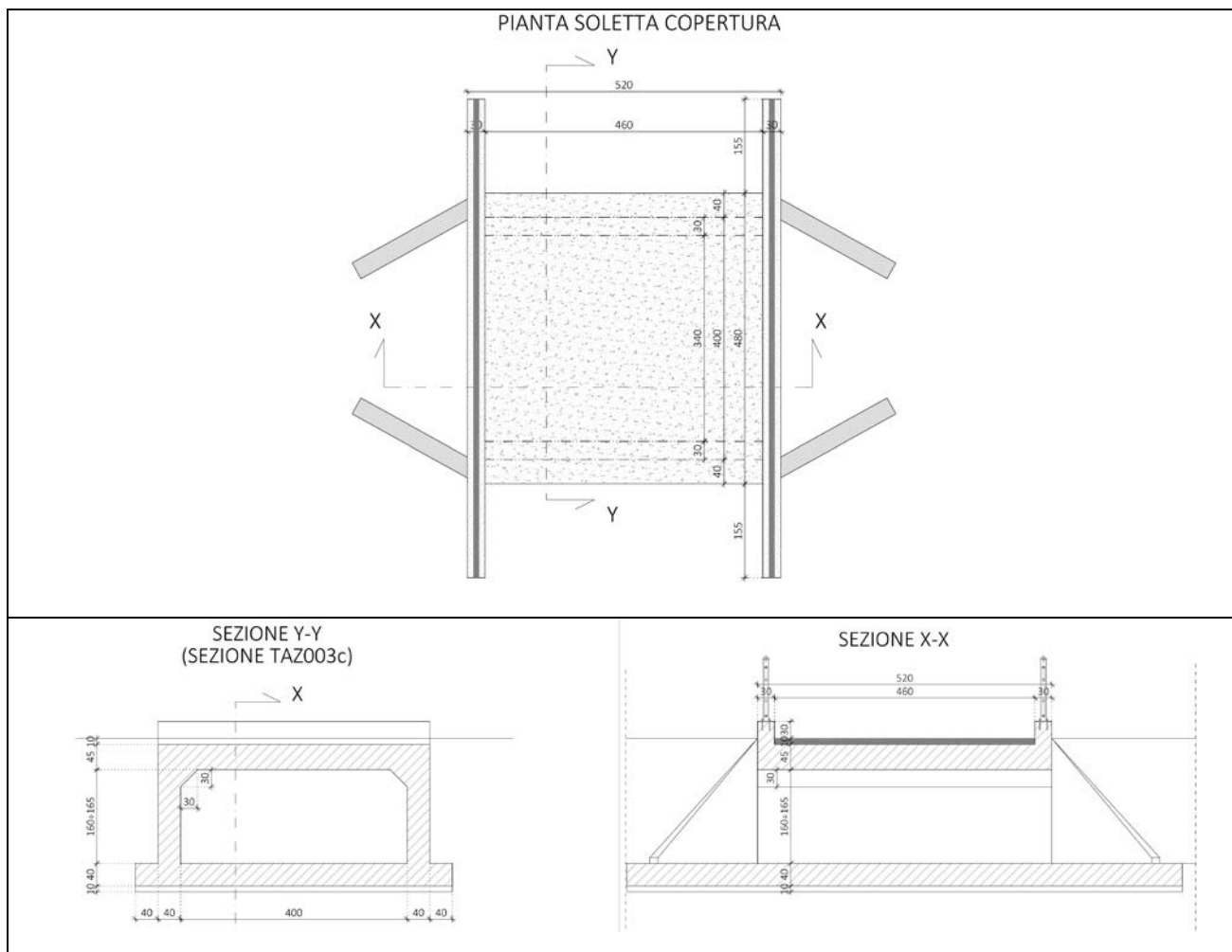


Figura 3-15 – Manufatto ponte tipo V



### 3.6 MANUFATTO TIPO VI – PONTE SU RIO TAZZERA

In corrispondenza delle sezioni comprese tra TAZ16 e TAZ18b si prevede la realizzazione di un attraversamento con luce pari a 4 m da realizzare con scatolari in cemento armato gettato in opera.

L'impalcato sarà inclinato di 70° circa rispetto al canale, avrà larghezza pari a 6,5m e spessore pari a 0,45 m. Platea e parati avranno spessore pari a 0,4 m.

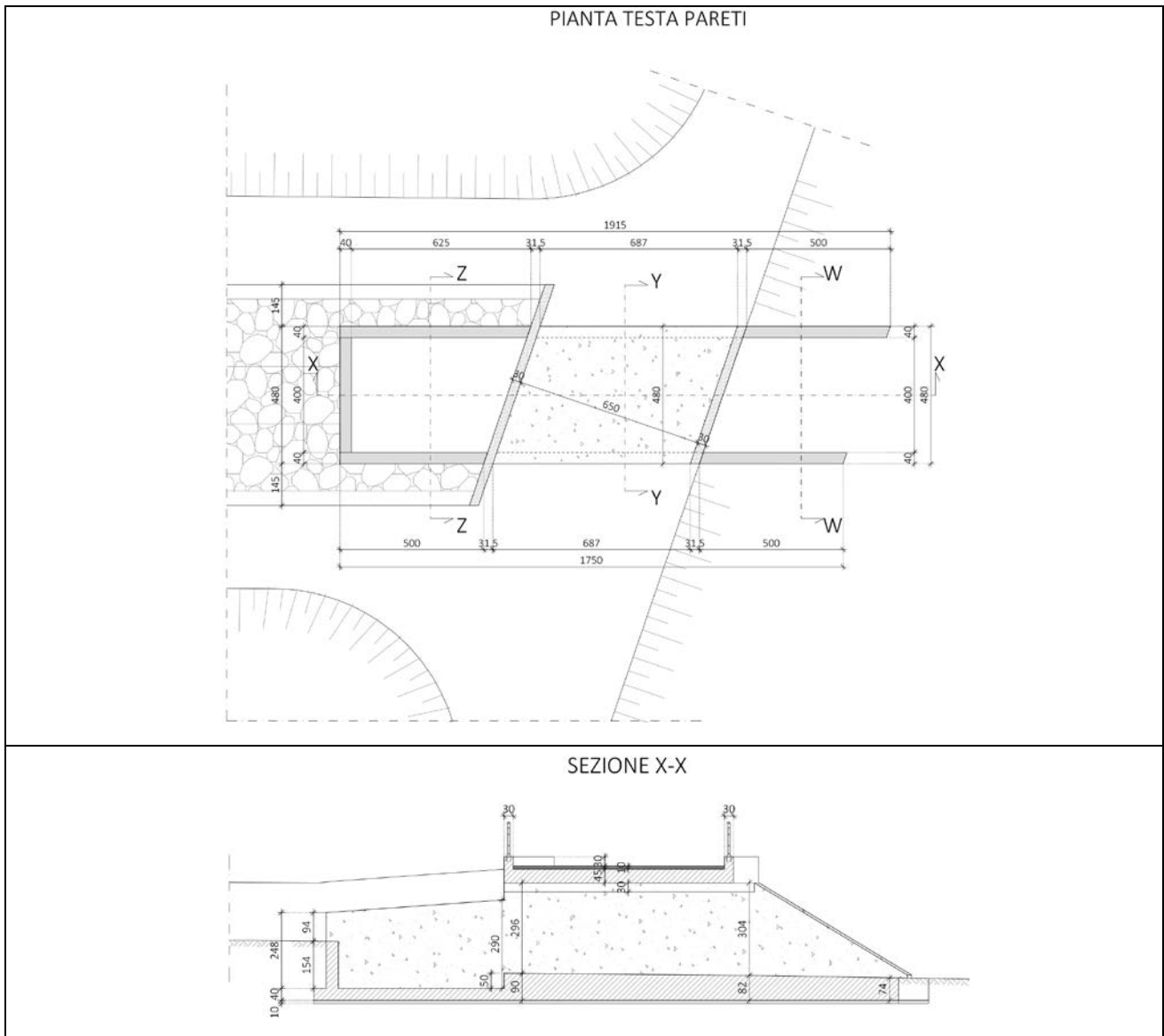


Figura 3-16 – Manufatto ponte tipo VI

### 3.7 FABBRICATO IN MURATURA – LOCALE VALVOLE

Si prevede la realizzazione di un manufatto in muratura portante per l'alloggio delle valvole di scarico.

Il fabbricato avrà forma quadrata pari a 600x600 centimetri. L'altezza massima del fabbricato misurata dall'estradosso della platea di fondazione è pari a 404 centimetri.

La muratura sarà realizzata con elementi artificiali in laterizio semipieni da 30 centimetri impostati su una scatola di fondazione costituita da una platea in cemento armato da 50 centimetri e stecche in cemento armato da 30 centimetri.

Il solaio di copertura è previsto a lastre tipo *predalles* di dimensione 4+16+4=24 centimetri.

Le gronde sono previste in cemento armato gettate in opera.

Perimetralmente al fabbricato sarà realizzato un muro di contenimento di altezza massima pari a 510 centimetri e spessore variabile da 30 a 50 centimetri.

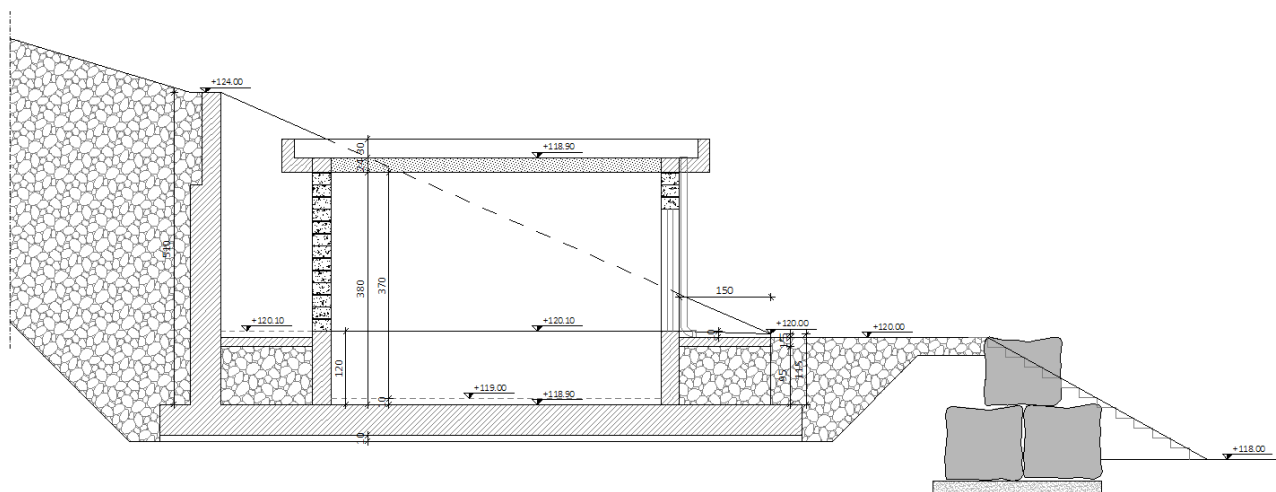


Figura 3-17 – Locale valvole

### 3.8 SCARICO DI FONDO E OPERA DI PRESA CONDOTTA DI ADDUZIONE

Si prevede la realizzazione di un pozzetto in c.a. parzialmente interrato costituito da due vasche con la funzione di scarico di fondo e di opera di presa della condotta di adduzione.

La platea e le pareti del pozzetto sono previste di spessore pari a 50 centimetri.

Le dimensioni esterne del pozzetto sono pari a 620x300 centimetri e altezza pari a 200/400 centimetri dall'estradosso della fondazione.

Il pozzetto sarà chiuso superiormente con grigliato elettroforgiato tipo *Orsogril*.

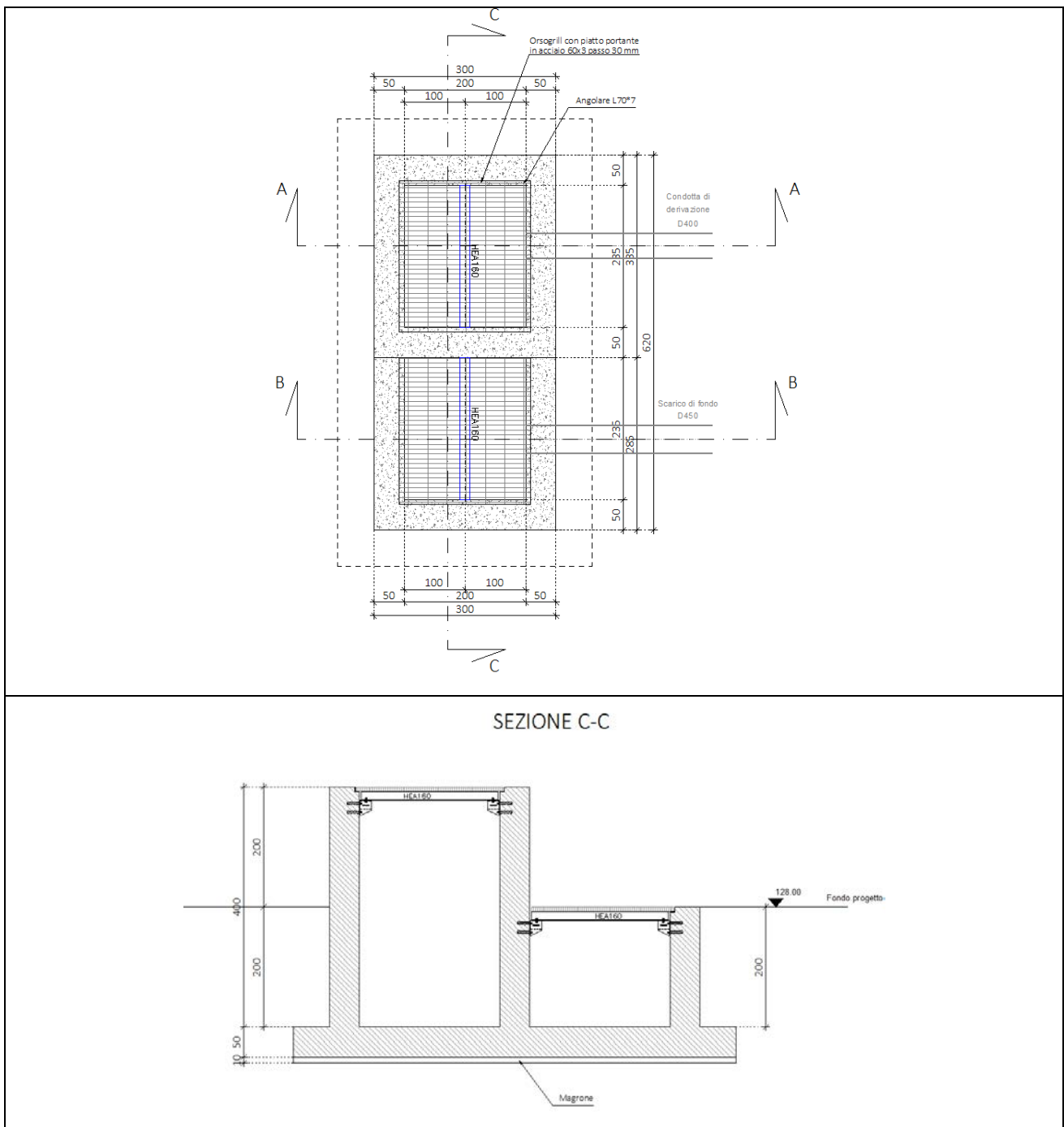


Figura 3-18 – Scarico di fondo

## 4 MATERIALI IMPIEGATI

Si riporta di seguito la tabella materiali inserita negli elaborati grafici:

### CALCESTRUZZO PER OPERE IN C.A.

- Tipo di conglomerato:	Calcestruzzo strutturale normale a prestazione garantita secondo le norme UNI EN 206-1 e UNI 11104
- Classe di resistenza:	C32/40 - $R_{ck} > 40 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione:	XC4 (ciclicamente asciutto e bagnato)
- Classe di consistenza:	S5
- Rapporto A/C:	Max 0.50
- Cemento:	Tipo CEM I (Cemento Portland) classe 42.5 R secondo UNI EN 197-1
- Aggregato:	normale, di origine naturale artificiale
- Diametro max. inerte:	20 mm secondo la norma UNI 12620

### SOTTOFONDAZIONI (MAGRONI), FONDAZIONI NON ARMATE E GETTI DI RIEMPIMENTO

- Tipo di conglomerato:	Calcestruzzo strutturale normale a prestazione garantita secondo le norme UNI EN 206-1 UNI 11104
- Resistenza caratteristica a compressione:	C12/15 ( $R_{ck} = 150 \text{ Kg/cm}^2$ )
- Classe di consistenza:	S4 (fluida)

### ACCIAIO PER ARMATURA C.A.

- Tipo di armature:	Barre ad aderenza migliorata tipo B450C, in conformita' al D.M. 14/01/08
- Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ (frattile 5%)
- Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ (frattile 5%)
- Rapporto resistenza e tensione snervamento:	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$ (frattile 10%)
- Rapporto medio valore effettivo e nominale:	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$ (frattile 10%)
- Allungamento uniforme al carico massimo:	$(\Delta g)_k \geq 7.5\%$ (frattile 10%)

### CARPENTERIA METALLICA

- Tipo di acciaio:	Acciaio S275JR [UNI EN 10025:1995] (Fe430) $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ ; $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$ Zincatura a caldo
--------------------	--

### MURATURA PORTANTE

- Tipo di muratura:	Elementi resistenti artificiali in laterizio semipieni (percentuale di foratura $\leq 45\%$ ) di tipo alleggerito
- Resistenza blocchi:	$f_{bk} \geq 10 \text{ MPa}$ ; $f_{bm} \geq 12 \text{ MPa}$
- Tipo di malta:	Cementizia
- Classe di resistenza malta:	M10 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ )

## 5 PERICOLOSITÀ SISMICA

I parametri sismici del sito sono calcolati in base a quanto prescritto dal D.M. del 26 Giugno 2014 relativamente agli interventi eseguiti su dighe esistenti come indicato nel cap. H.3.4.1.

Per la definizione della azioni sismiche, l'invaso di Gello è considerato come una **diga strategica**.

La **vita nominale**  $V_N$  è assunta pari a **100 anni** e il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2, di conseguenza la **vita di riferimento**  $V_R$  è pari a **200 anni** in coerenza con le tabelle H.1 e H.2 del succitato Decreto.

Nella relazione ET14B - Relazione sismotettonica, modellazione sismica e analisi di risposta sismica locale sono riportati gli spettri di risposta utilizzati per la verifica dello scarico di superficie (Verifiche Scolmatore) e gli spettri di risposta utilizzati per lo scarico di fondo (Verifiche Diga).

## 6 RELAZIONE DI CALCOLO

### 6.1 VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

Per le verifiche delle opere di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera;
- Collasso per carico limite verticale;
- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

Tali verifiche sono eseguite secondo le seguenti fasi:

- Calcolo profondità di infissione pali e tiranti (se presenti)
- Calcolo della spinta del terreno e dell'acqua
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni del muro, dei pali e dei tiranti (se presenti), progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

### 6.2 VERIFICHE CANALI A C E VASCHE IN C.A

La soluzione costruttiva adottata prevede la realizzazione di scatolari in cemento armato.

Platea, pareti e solette di copertura saranno realizzate in cemento armato.

Per le verifiche strutturali e geotecniche sono stati realizzati modelli bidimensionali agli elementi finiti.

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma di calcolo utilizzato è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma  $\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{p}$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

### 6.3 VERIFICA OPERE ACCESSORIE IN ACCIAIO

La soluzione costruttiva adottata prevede la realizzazione opere accessorie in acciaio.

Per le verifiche strutturali e geotecniche è stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti.

### 6.4 METODO DI VERIFICA UTILIZZATO

Sono applicate le norme di calcolo e le verifiche col metodo degli stati limite, così come previsto dal Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 e dal DM 26 giugno 2014.

### 6.5 CARICHI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE

- Peso proprio struttura (computato automaticamente dal programma)
- Spinta idrostatica (computata automaticamente dal programma)
- Spinta del terreno sulle opere controterra (computato automaticamente dal programma)
- Carico automezzi sul terreno: Esercizio: 2000 daN/m<sup>2</sup>
- Carico su platea locale valvole: Permanente: 250 daN/m<sup>2</sup>  
Esercizio: 600 daN/m<sup>2</sup>
- Carico su platea scarico di fondo: Permanente: 250 daN/m<sup>2</sup>  
Esercizio: 600 daN/m<sup>2</sup>
- Carico su solaio di copertura locale valvole: Proprio: 330 daN/m<sup>2</sup>  
Permanente: 360 daN/m<sup>2</sup>  
Esercizio: 100 daN/m<sup>2</sup>
- Carico su grigliato scarico di fondo: Proprio: 100 daN/m<sup>2</sup>  
Permanente: 0 daN/m<sup>2</sup>  
Esercizio: 200 daN/m<sup>2</sup>
  
- Carico su impalcati ponte: Schema di carico 1 e schema di carico 2 punto 5.1.3.3.3 NTC 2018
- **SISMA MANUFATTI:**  
Parametri utilizzati:  
Vita nominale:  $V_N \geq 100$  anni  
Classe d'uso: IV  $\Rightarrow C_U = 2,0$   
Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \cdot C_U = 100$  anni  
Comune: Pistoia (PT)

### 6.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano tutte le combinazioni delle azioni significative utilizzate per le rispettive verifiche agli stati limite di esercizio ed ultimi.

Le combinazioni delle azioni sono stata effettuate con il seguente metodo:

Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione frequente (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione sismica (SLV)

$$G_1 + G_2 + E + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione eccezionale (SLV)

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Il valore dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili,  $\Psi_{ji}$ , sono da determinarsi in accordo con la tab. 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

## 6.7 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa permeabilità e bassa porosità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione è ovunque di compressione ed al più uguale a zero;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale per la combinazione di azione prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

con  $f_{ctm}$  resistenza a trazione del calcestruzzo determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini opportunamente confezionati (vedi par. 11.2.10.2, D.M. 14/01/08).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo il valore in (N/mm<sup>2</sup>):

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2.2 \ln[1 + f_{cm} / 10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di aperture della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:



$W_1 = 0.2 \text{ mm}$
$W_2 = 0.3 \text{ mm}$
$W_3 = 0.4 \text{ mm}$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità dell'armatura alla corrosione.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici.

<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

<b>Gruppi di esigenze</b>	<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Combinazione delle azioni</b>	<b>Armatura</b>			
			<b>Sensibile (acciai da precompresso)</b>		<b>Poco sensibile (acciai ordinari)</b>	
			<b>Stato limite</b>	$w_d$	<b>Stato limite</b>	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap.fessure	$\leq w_2$	ap.fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap.fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	-	ap.fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap.fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV – Criterio di scelta dello stato limite di fessurazione

#### **Verifica stato limite di decompressione e di formazione delle fessure**

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione, omogeneizzata non fessurata.

#### **Verifica stato limite di apertura delle fessure**

Il valore di calcolo di apertura delle fessure  $w_d$  non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella tabella 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 * w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} * \Delta_{sm}$$

## 6.8 MODELLAZIONE MANUFATTI SCATOLARI

### 6.8.1 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### 6.8.2 SPINTA A RIPOSO

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma z K_0 + p_v K_0 \\ S &= 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H\end{aligned}$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

### 6.8.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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

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

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $\Sigma'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

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

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

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

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

$$\Delta S = \Sigma' - S$$

dove il coefficiente A vale

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

#### 6.8.4 SCATOLARE TIPO 2a-c-d-e

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota della tremilennaria ( $Q_w=+140,335$  s.l.m).



Figura 6-1 – Schema scatolare tipo 2a-c-d-e



Figura 6-2 – Modellazione molle scatolare tipo 2a-c-d-e

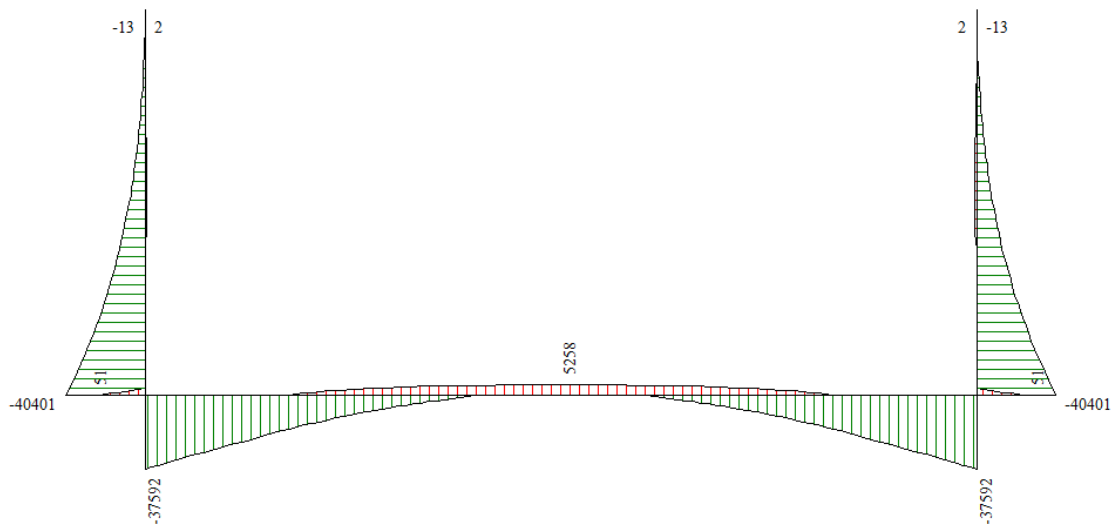


Figura 6-3 – Sollecitazione M scatolare tipo 2a-c-d-e

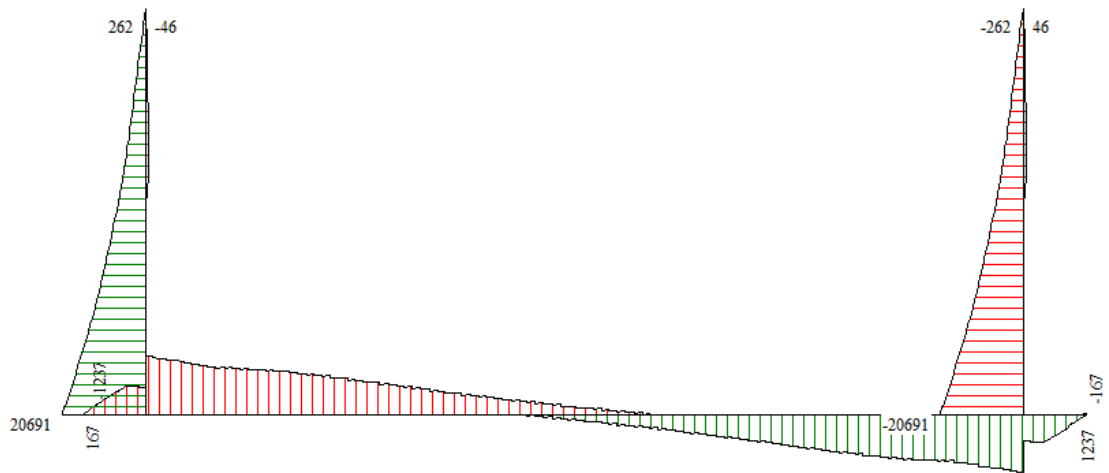


Figura 6-4 – Sollecitazione T scatolare tipo 2a-c-d-e

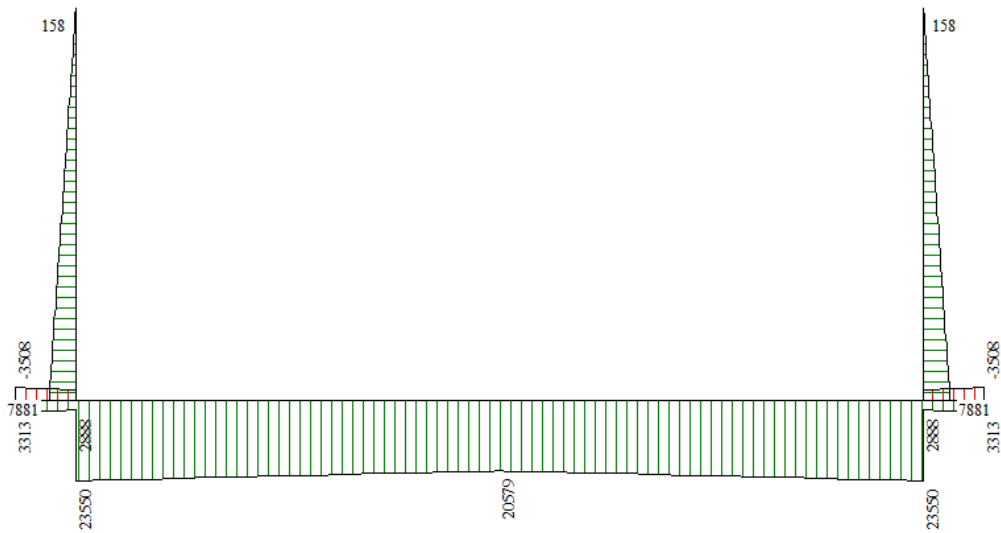


Figura 6-5 – Sollecitazione N scatolare tipo 2a-c-d-e

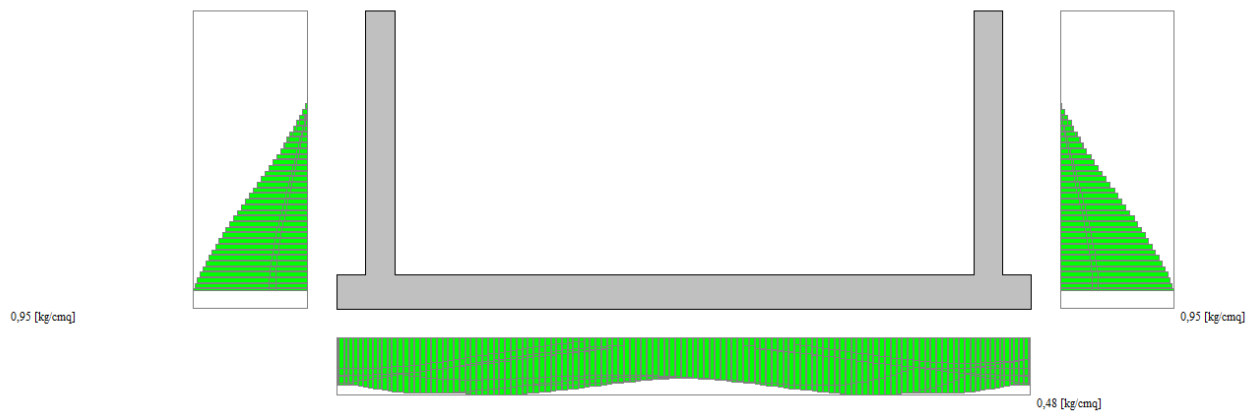


Figura 6-6 – Pressioni in fondazione scatolare tipo 2a-c-d-e

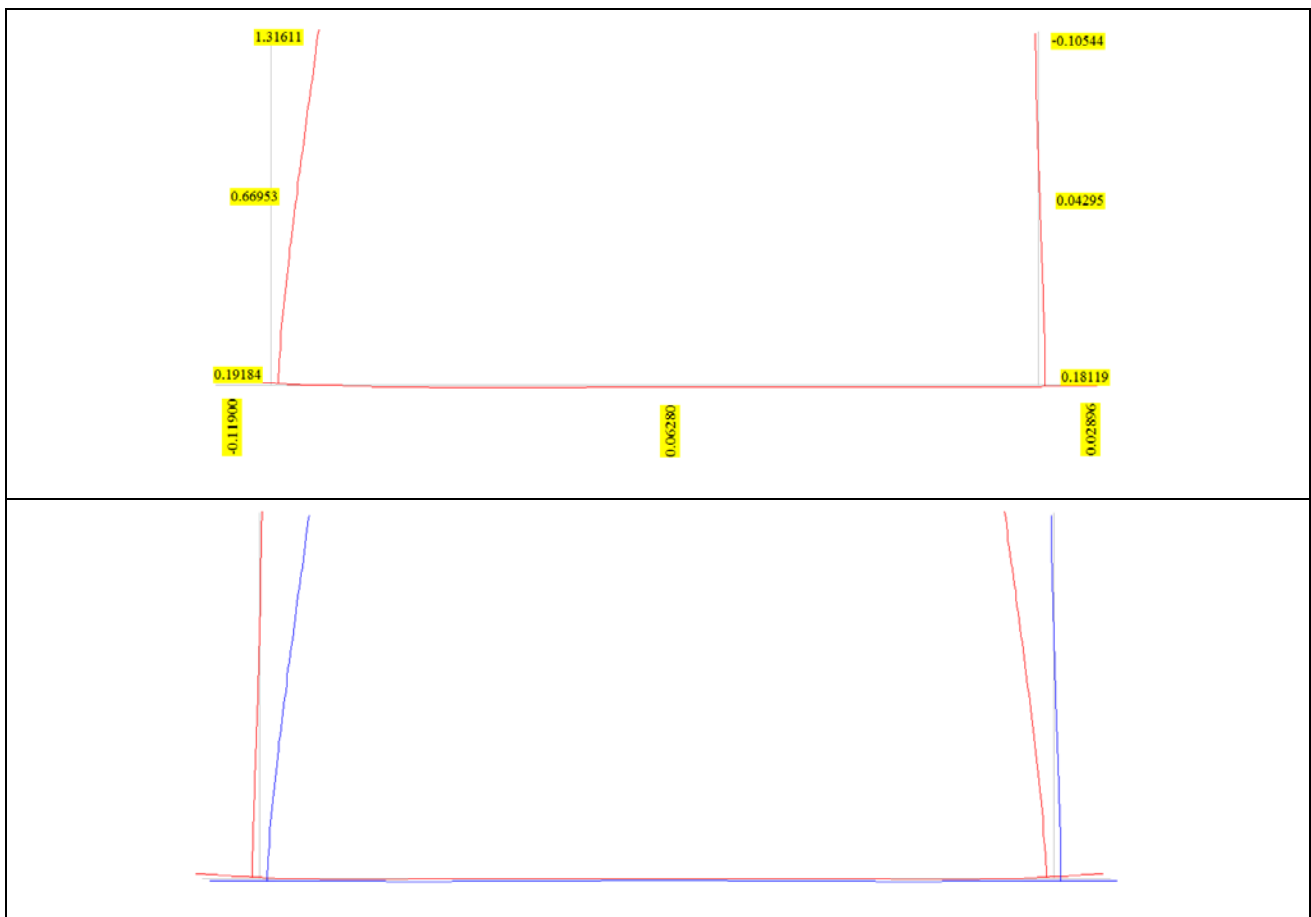


Figura 6-7 – Deformata (massimo spostamento e involucro) scatolare tipo 2a-c-d-e

### 6.8.5 SCATOLARE TIPO 2b

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota della tremilennaria ( $Q_w=+140,335$  s.l.m).

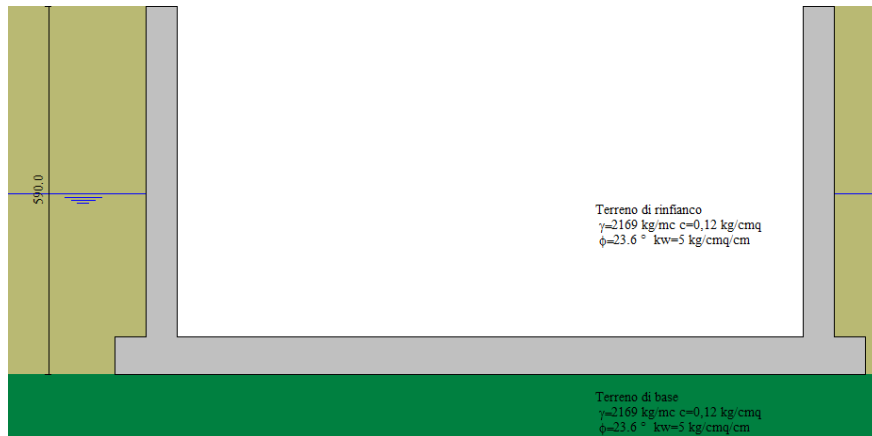


Figura 6-8 – Schema scatolare tipo 2b

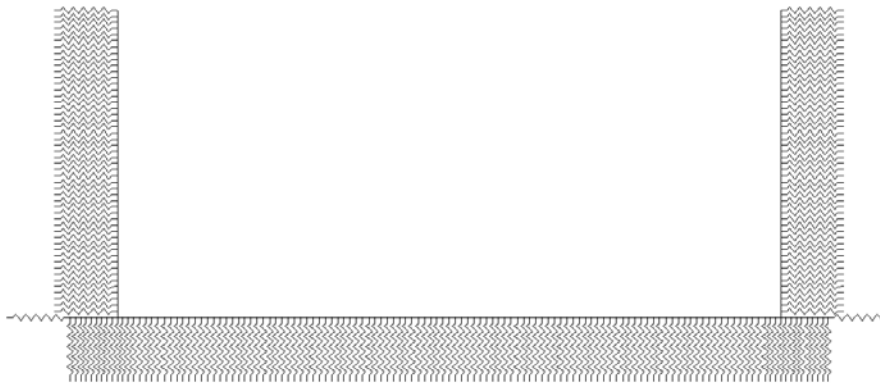


Figura 6-9 – Modellazione molle scatolare tipo 2b

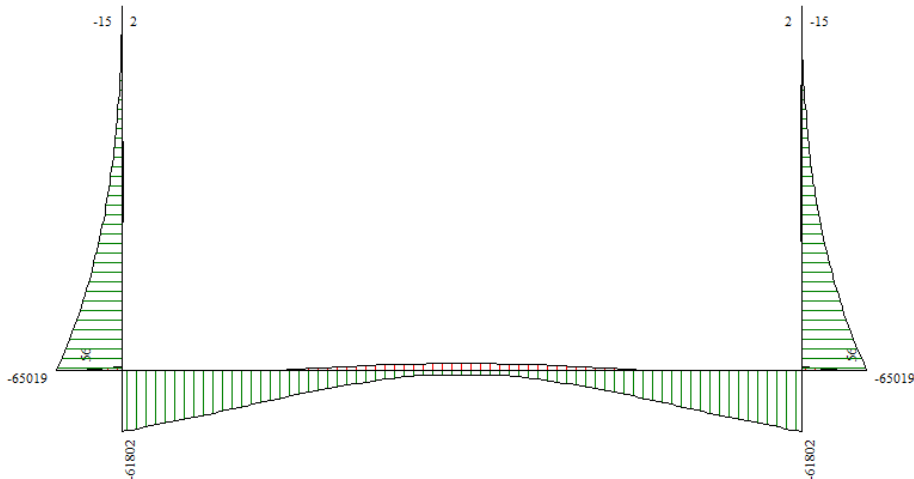


Figura 6-10 – Sollecitazione M scatolare tipo 2b

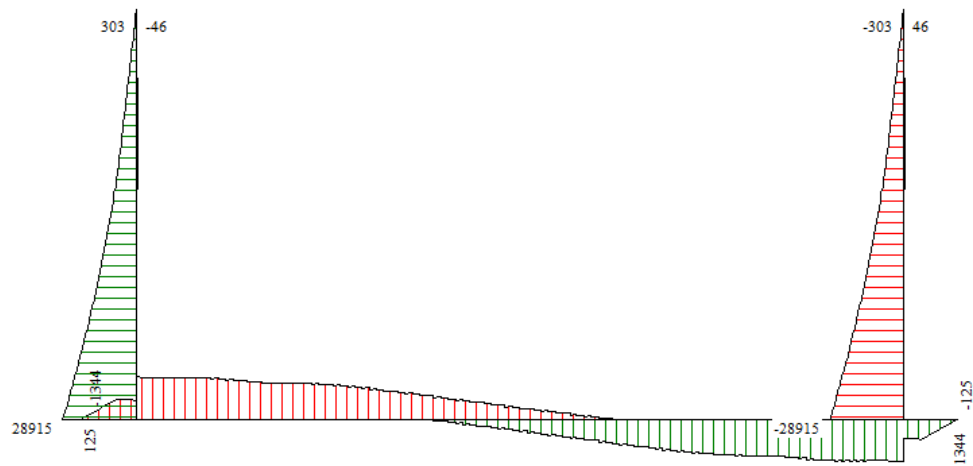


Figura 6-11 – Sollecitazione T scatolare tipo 2b

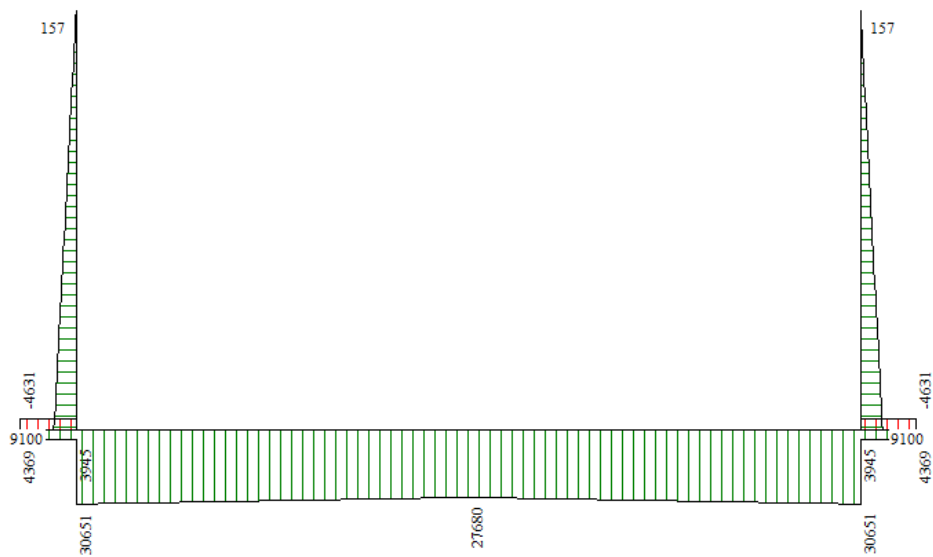


Figura 6-12 – Sollecitazione N scatolare tipo 2b

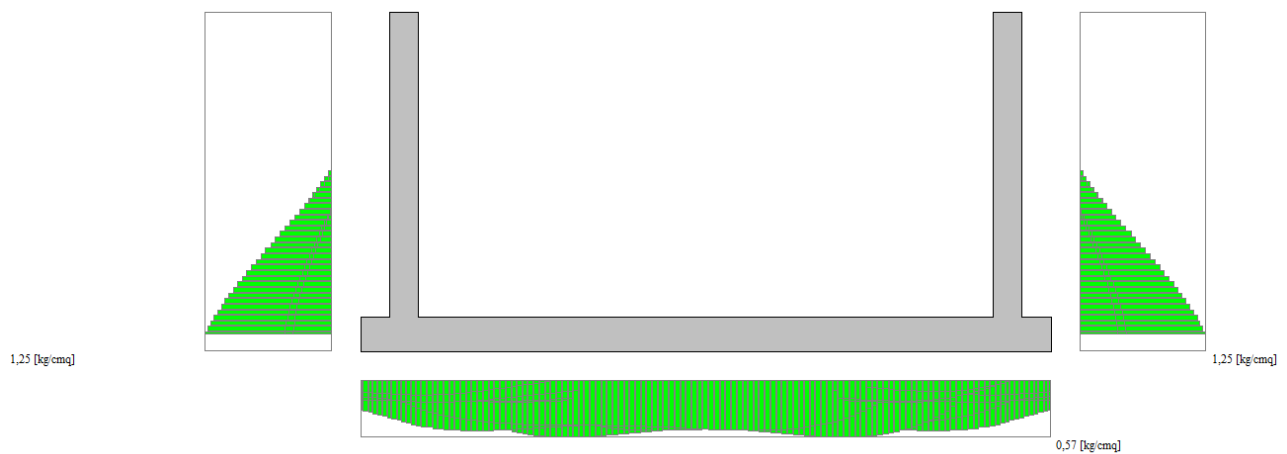


Figura 6-13 – Pressioni in fondazione scatolare tipo 2b



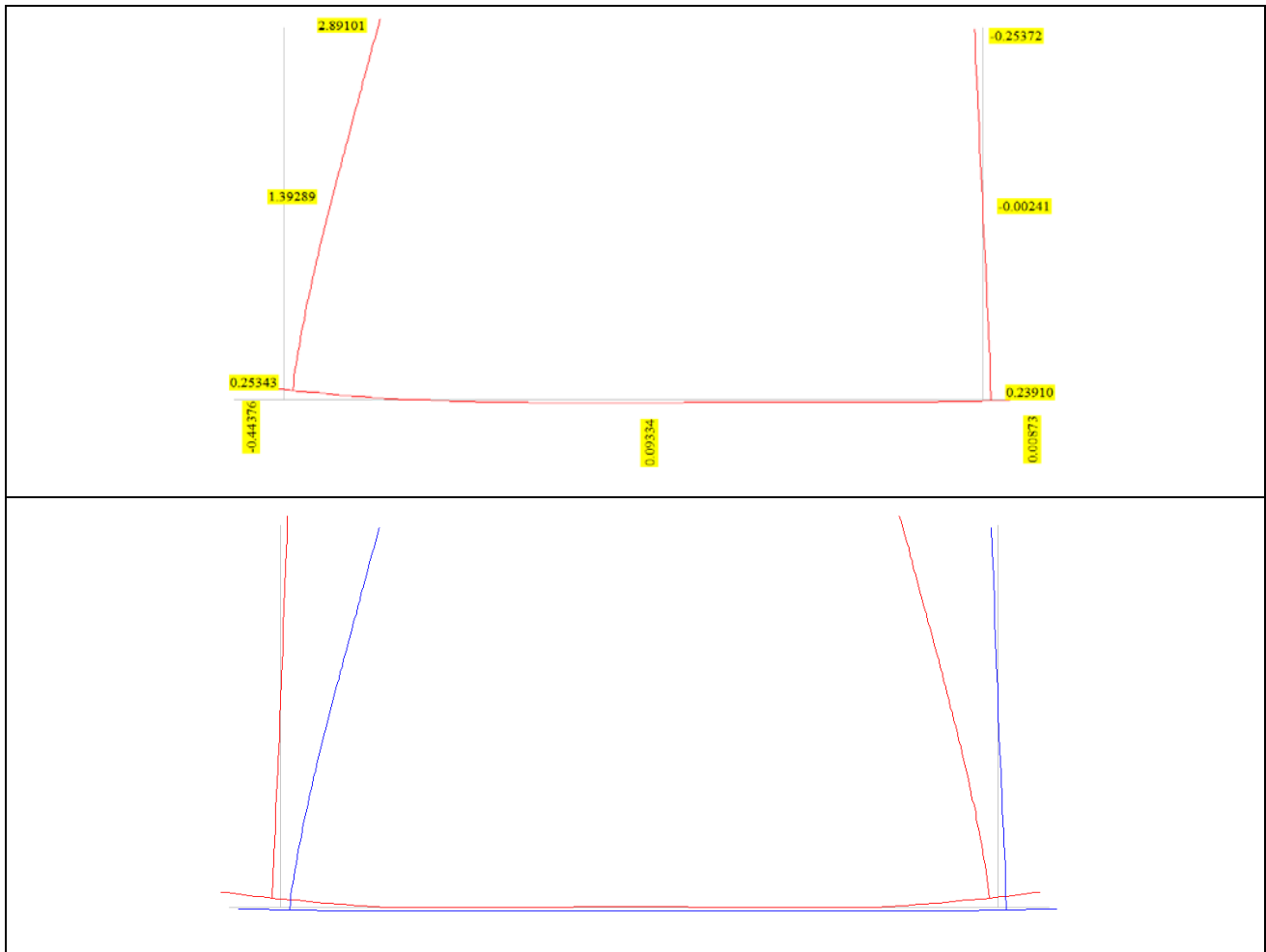


Figura 6-14 – Deformata (massimo spostamento e involucro) scatolare tipo 2b

### 6.8.6 SCATOLARE TIPO 3

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota della tremilennaria ( $Q_w=+140,335\text{ s.l.m.}$ ).

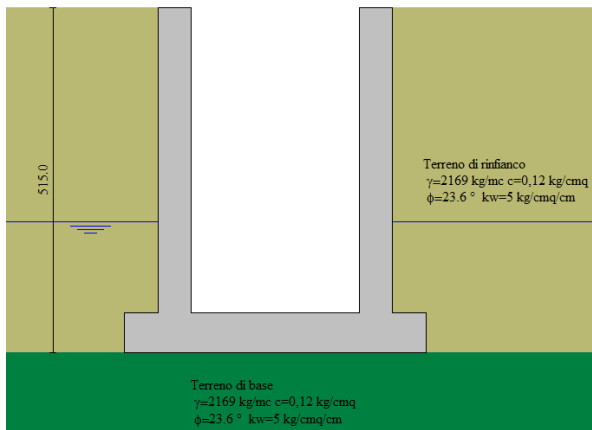


Figura 6-15 – Schema scatolare tipo 3

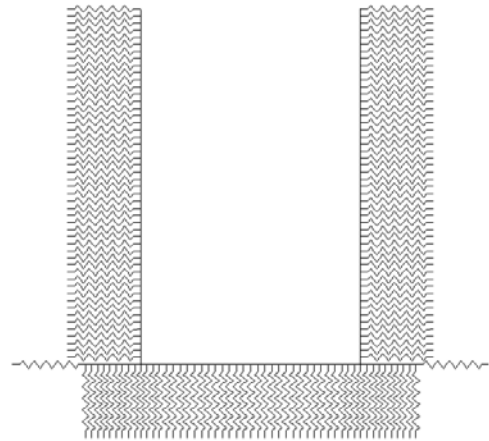


Figura 6-16 – Modellazione molle scatolare tipo 3

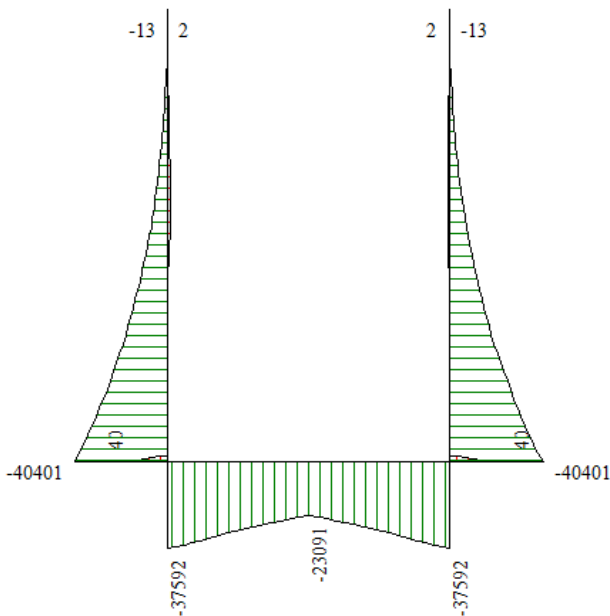


Figura 6-17 – Sollecitazione M scatolare tipo 3

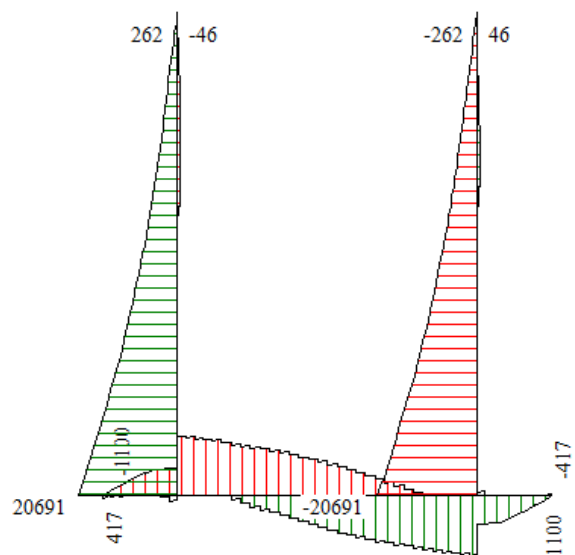
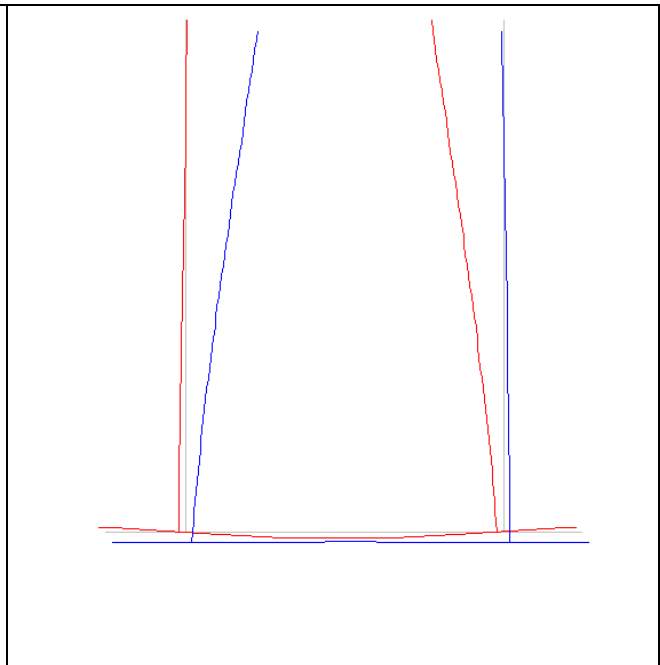
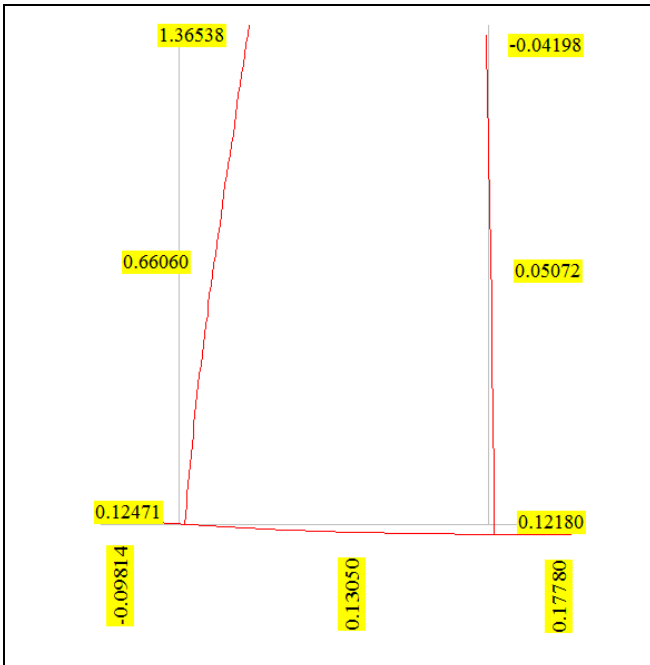
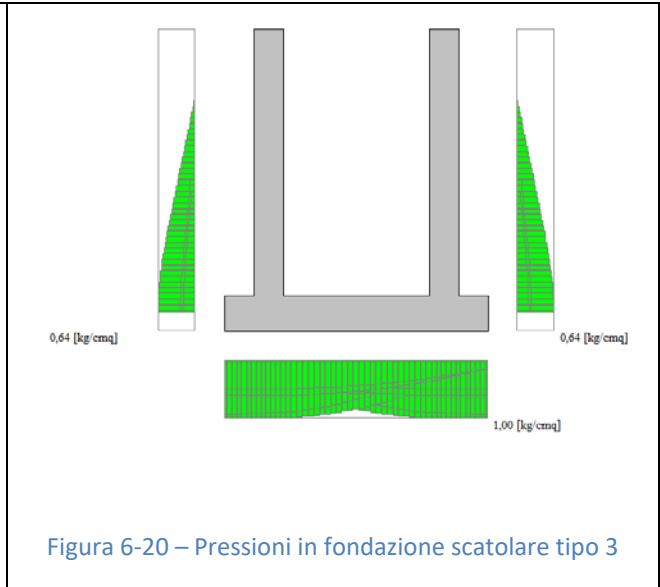
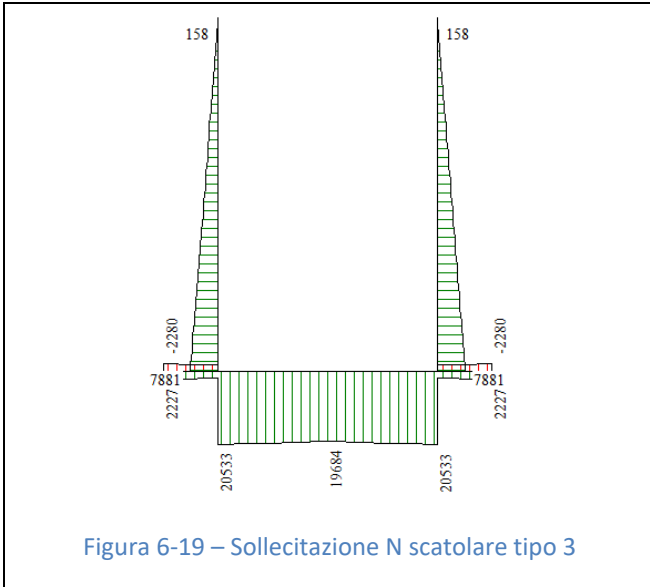


Figura 6-18 – Sollecitazione T scatolare tipo 3

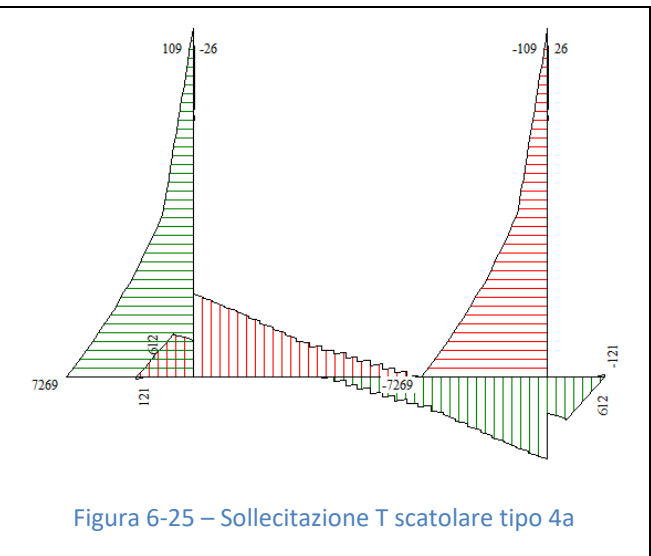
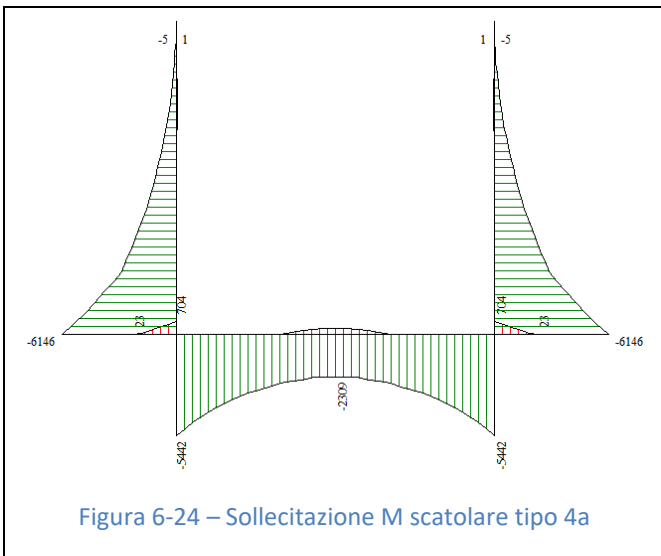
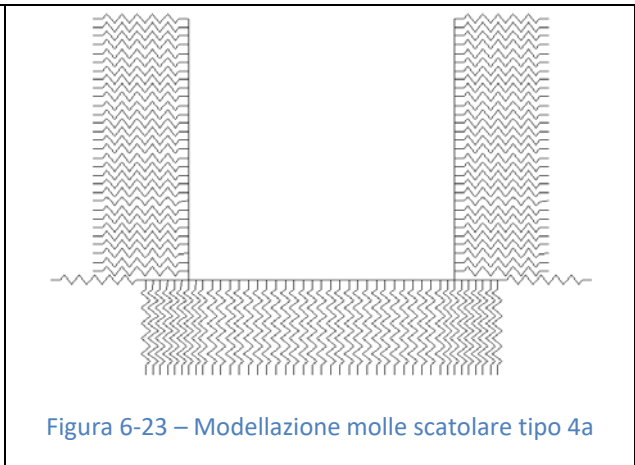
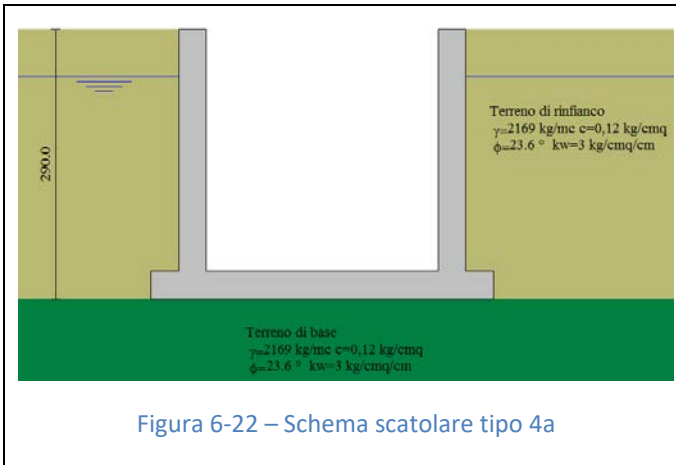


6.8.7 SCATOLARE TIPO 4a-b

A tergo dell’opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d’opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota del piano campagna per il muro tipo 4a di altezza 1.5m e alla quota di -0.5m dal piano campagna per il muro tipo 4b di altezza pari a 2.6m.

Si riportano di seguito i risultati grafici relativi al muro 4b di altezza maggiore.



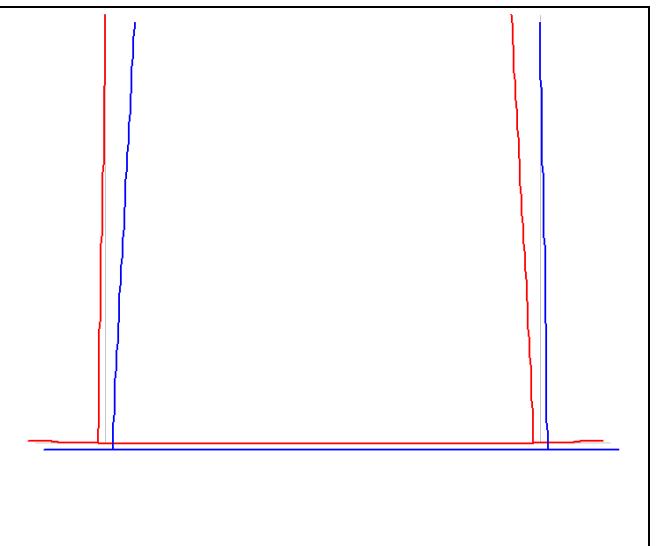
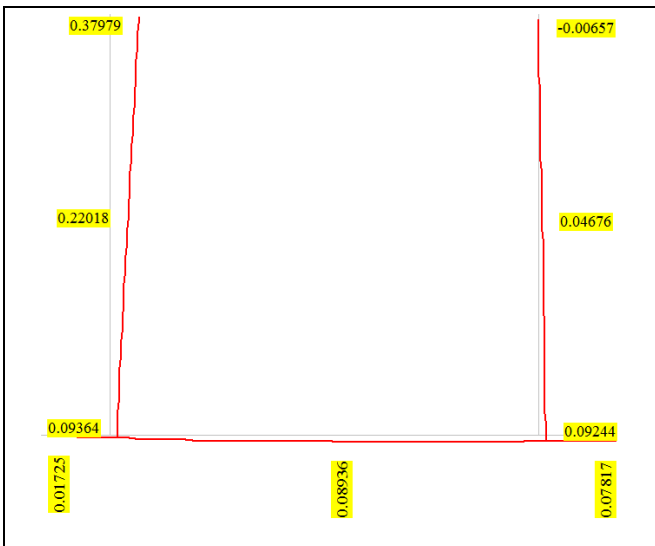
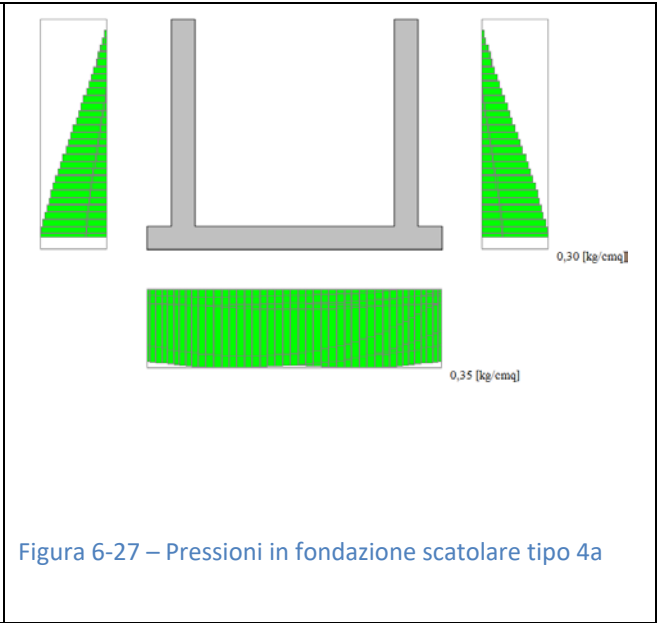
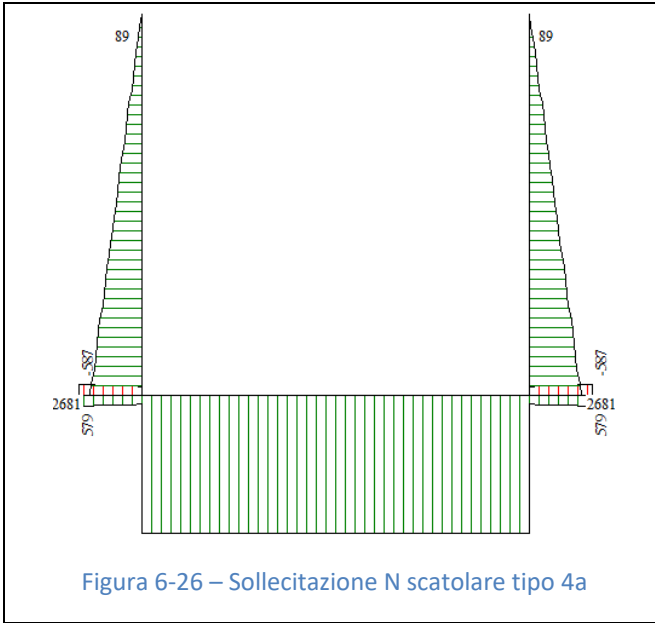


Figura 6-28 – Deformata (massimo spostamento e involuppo) scatolare tipo 4a

### 6.8.8 SCATOLARE PER PONTE TIPO I

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota della tremilennaria ( $Q_w=+140,335\text{ s.l.m}$ ).

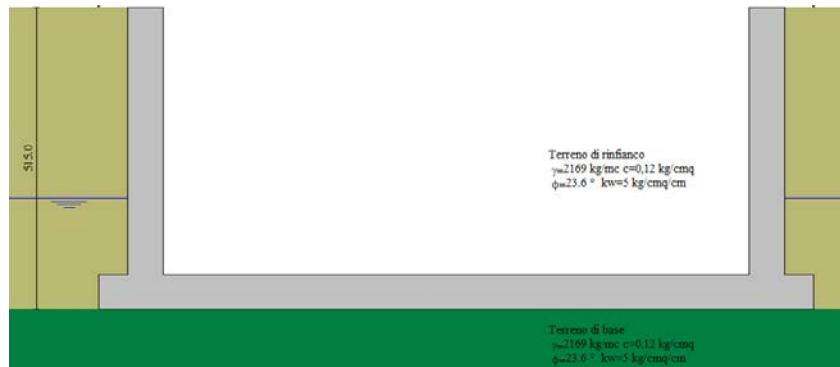


Figura 6-29 – Schema manufatto scatolare per ponte tipo I



Figura 6-30 – Modellazione molle manufatto scatolare per ponte tipo I

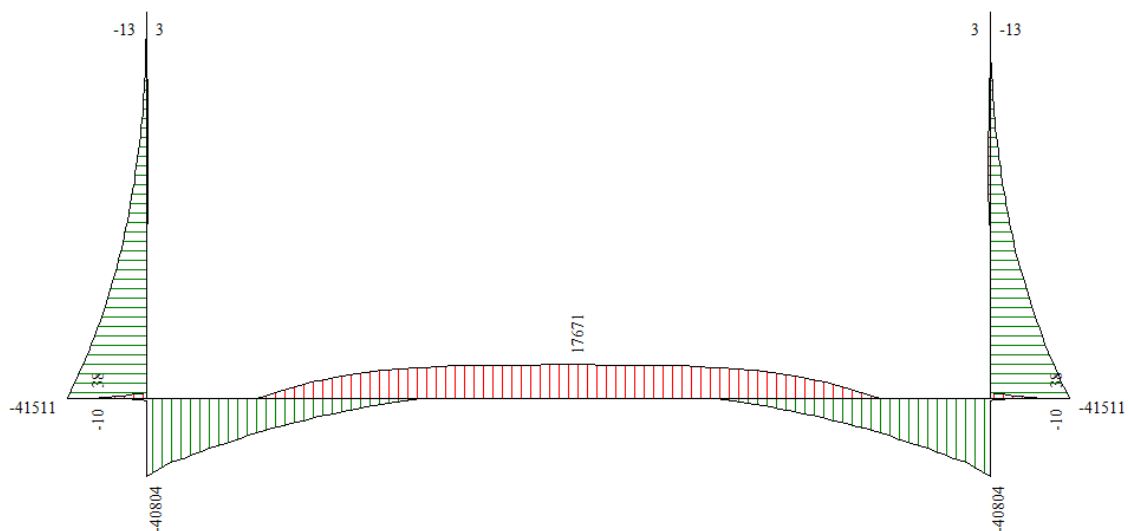


Figura 6-31 – Sollecitazione M manufatto scatolare per ponte tipo I

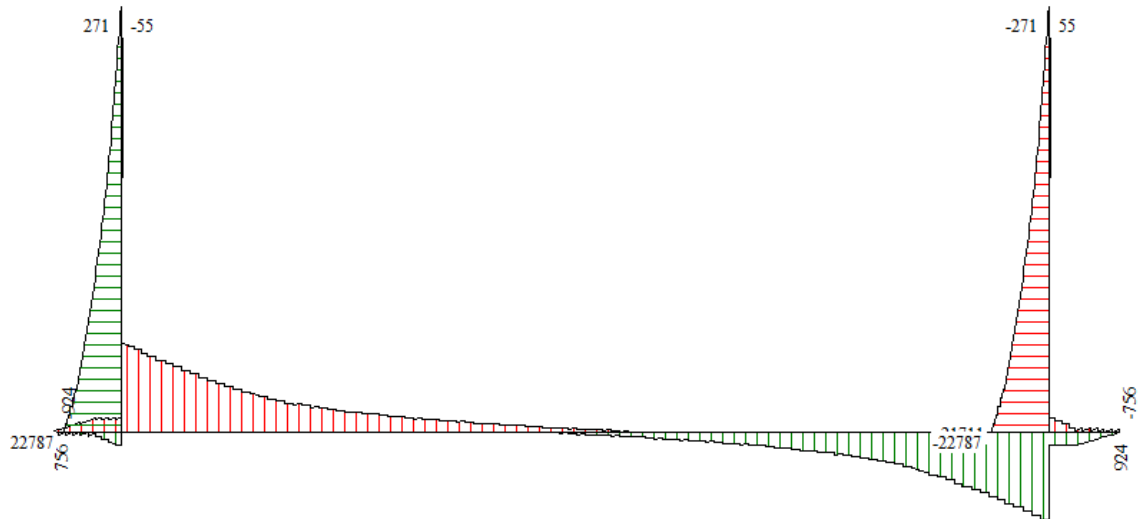


Figura 6-32 – Sollecitazione T manufatto scatolare per ponte tipo I

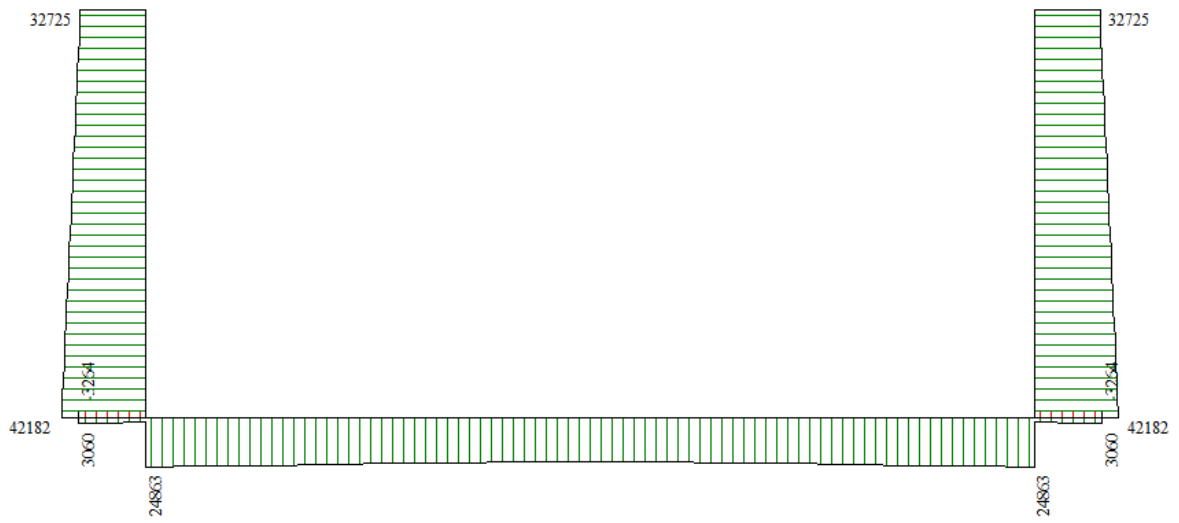


Figura 6-33 – Sollecitazione N manufatto scatolare per ponte tipo I

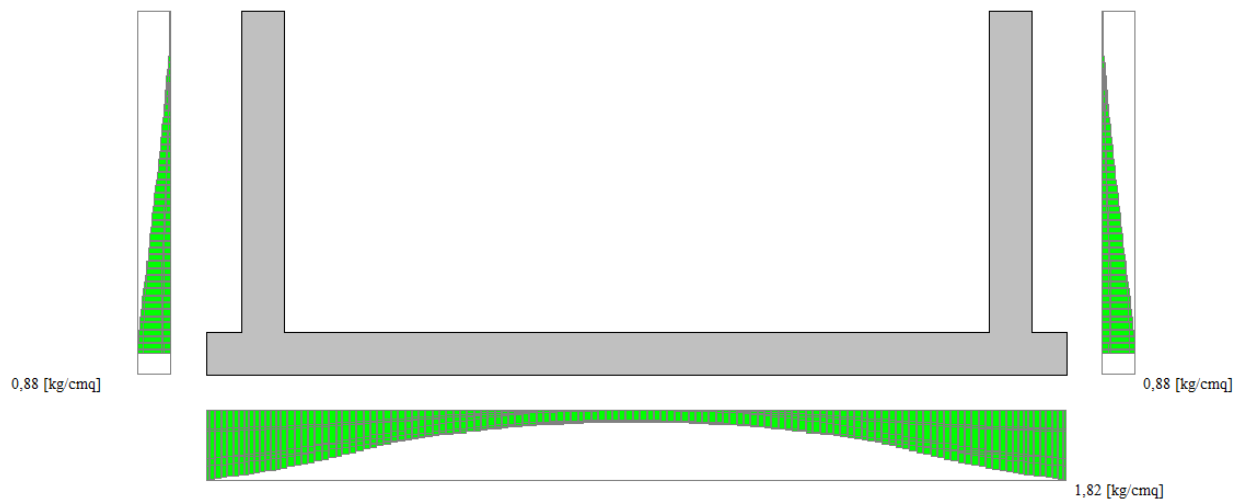


Figura 6-34 – Pressioni in fondazione manufatto scatolare per ponte tipo I

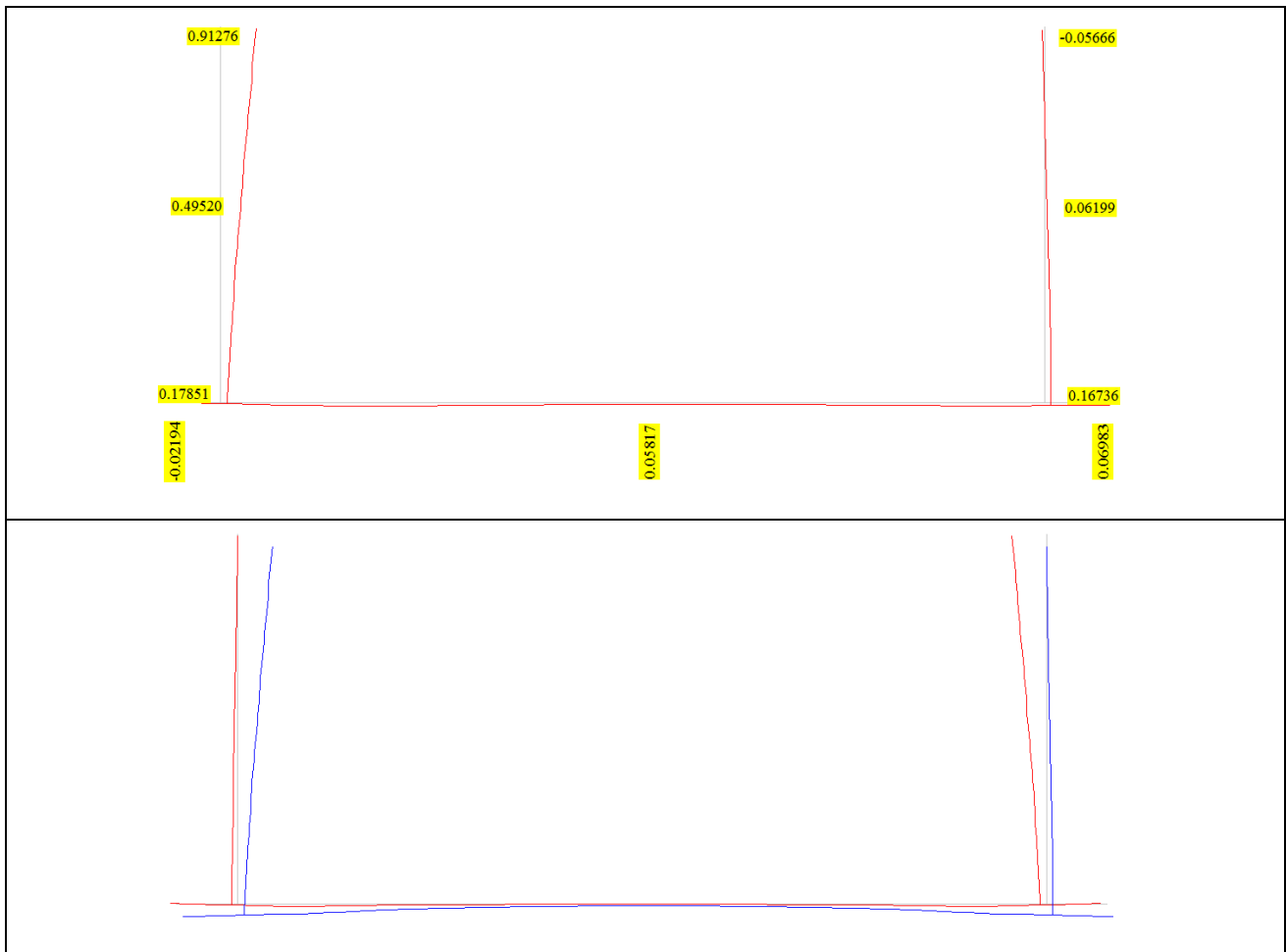


Figura 6-35 – Deformata (massimo spostamento e involucro) manufatto scatolare per ponte tipo I



### 6.8.9 SCATOLARE PER PONTE TIPO II-III

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota del piano campagna.

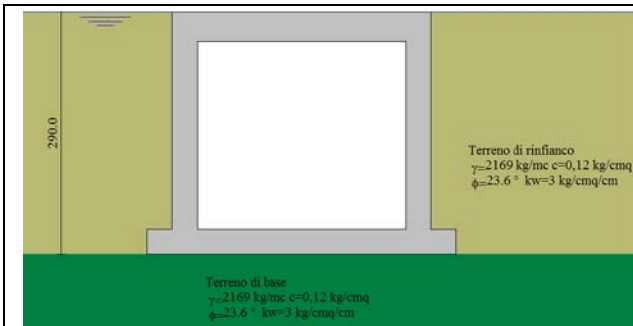


Figura 6-36 – Schema scatolare per ponte tipo II-III

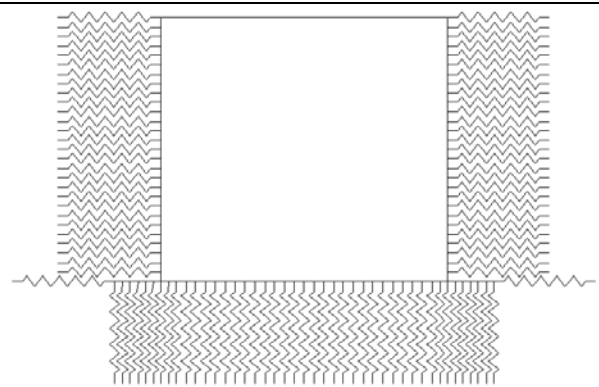


Figura 6-37 – Molle scatolare per ponte tipo II-III

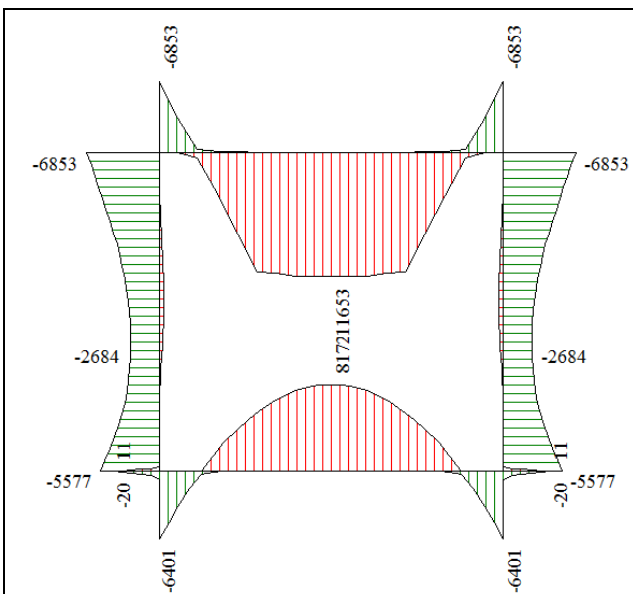


Figura 6-38 – Sollecit. M scatolare per ponte tipo II-III

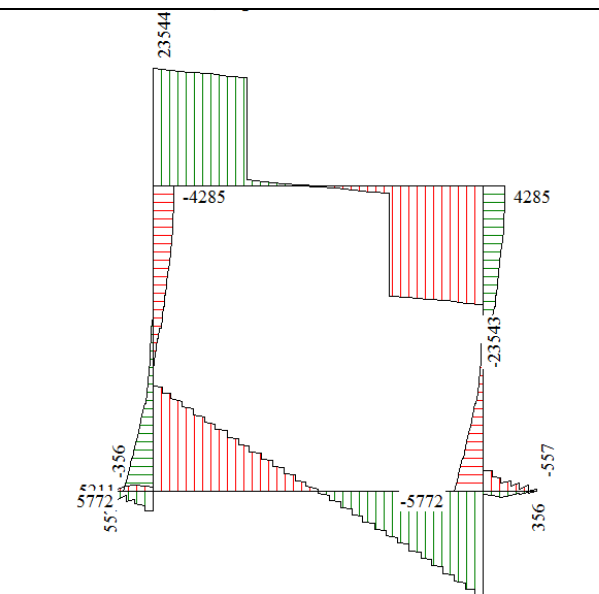
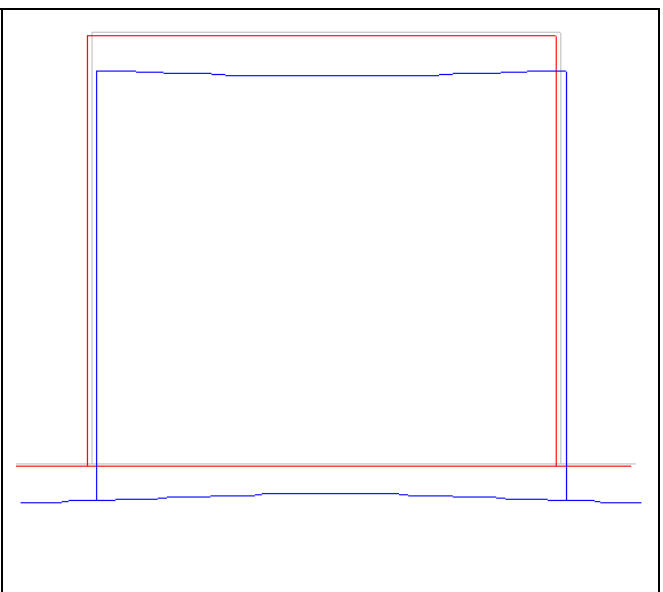
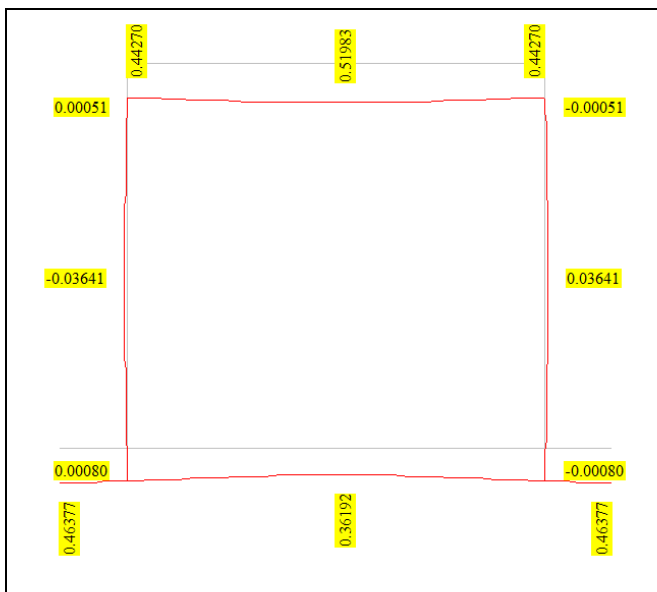
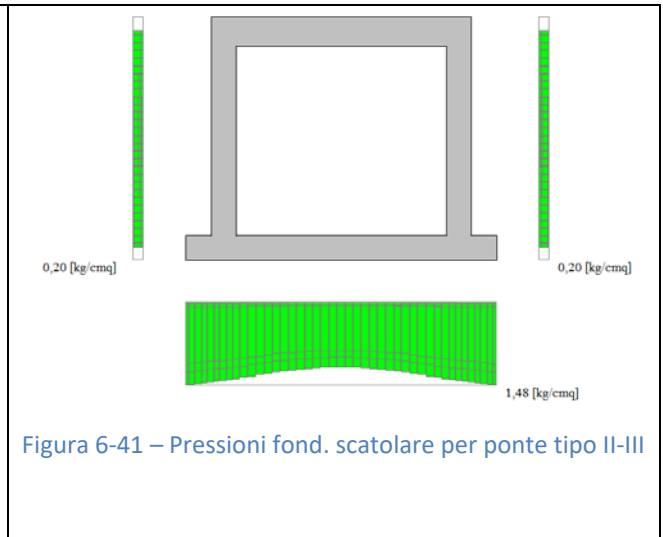
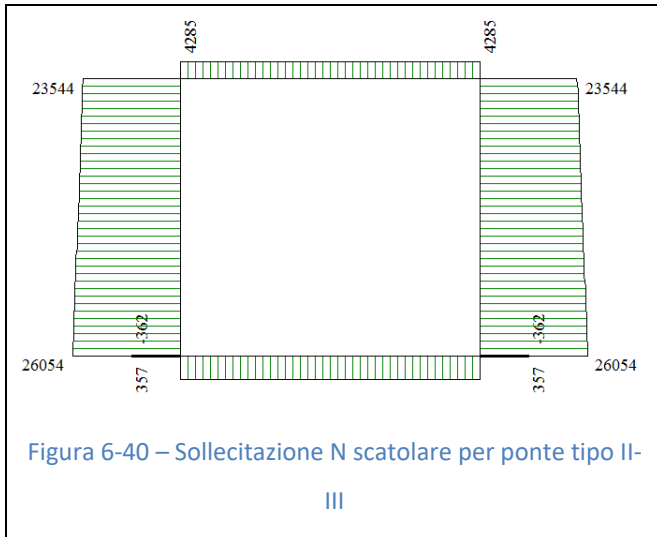


Figura 6-39 – Sollecitazione T scatolare per ponte tipo II-III



### 6.8.10 SCATOLARE PER PONTE TIPO IV-V

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota del piano campagna.

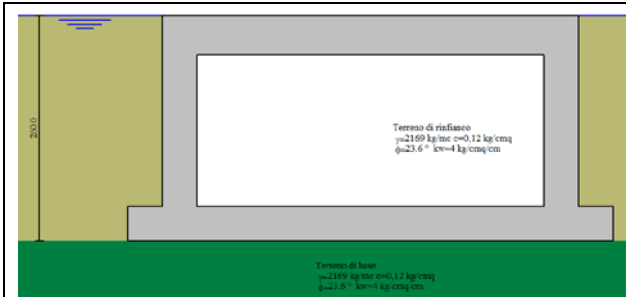


Figura 6-43 – Schema scatolare per ponte tipo IV-V

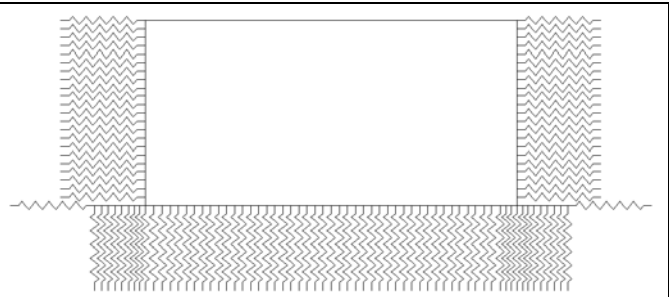


Figura 6-44 – Molle scatolare per ponte tipo IV-V

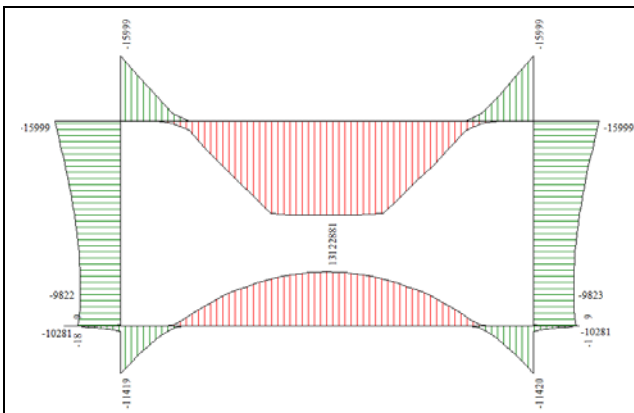


Figura 6-45 – Sollecit. M scatolare per ponte tipo IV-V

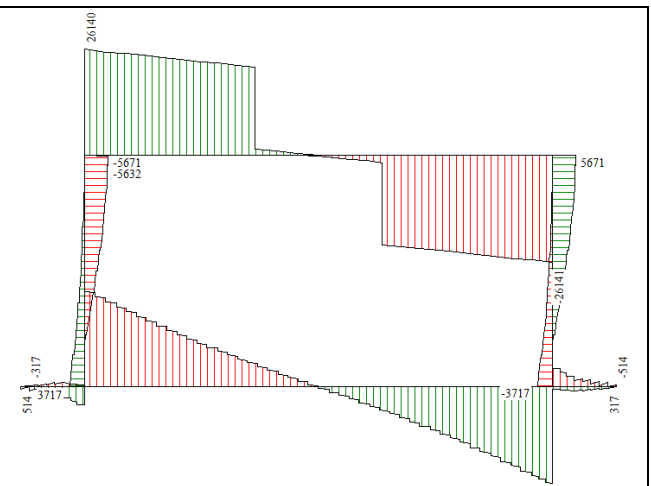


Figura 6-46 – Sollecitazione T scatolare per ponte tipo IV-V

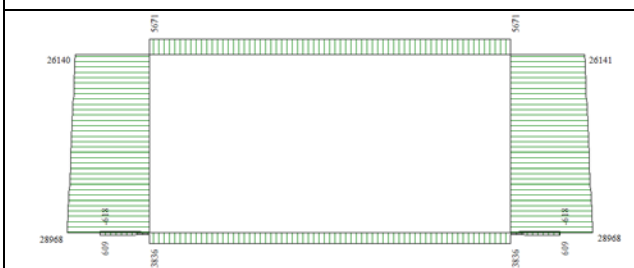


Figura 6-47 – Sollecitazione N scatolare per ponte tipo IV-V

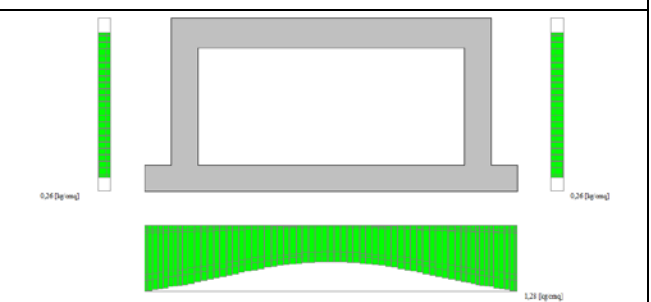


Figura 6-48 – Pressioni fond. scatolare per ponte tipo IV-V

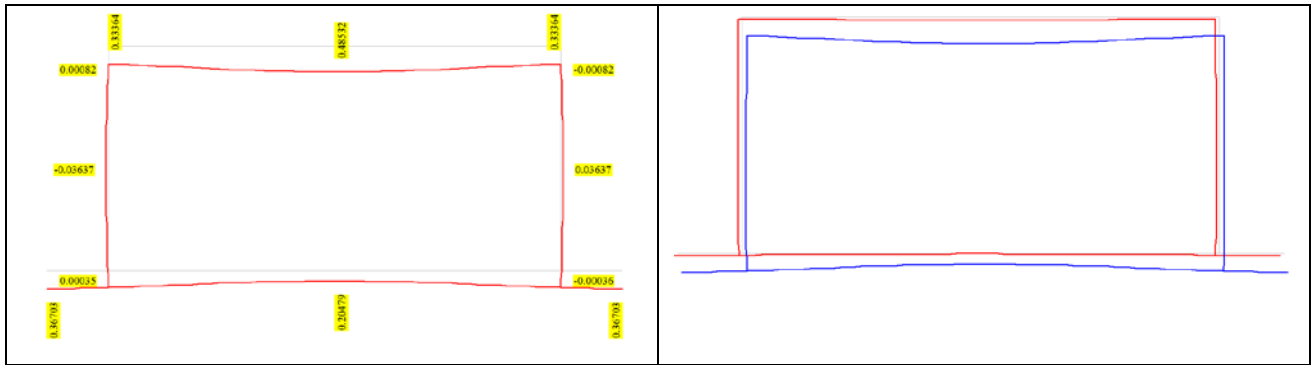


Figura 6-49 – Deformata (massimo spostamento e involucro) scatolare per ponte tipo IV-V

### 6.8.11 SCATOLARE PER PONTE TIPO VI

A tergo dell'opera di sostegno si considera la presenza di un carico accidentale dovuto alla possibile presenza di mezzi d'opera (carico  $q_{acc}=2000\text{daN/mq}$ ).

La falda a tergo dei muri è considerata cautelativamente pari alla quota del piano campagna.

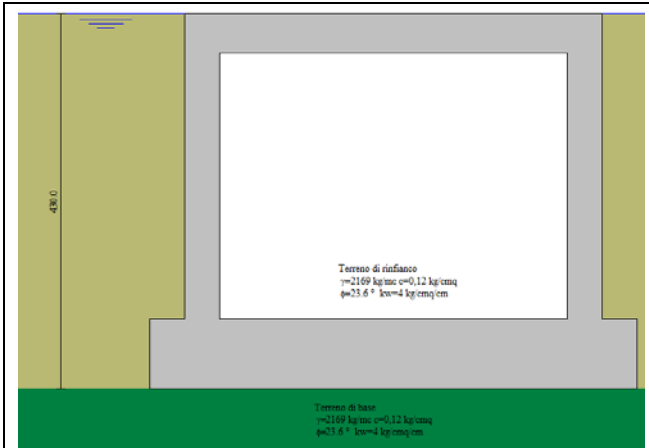


Figura 6-50 – Schema scatolare per ponte tipo VI

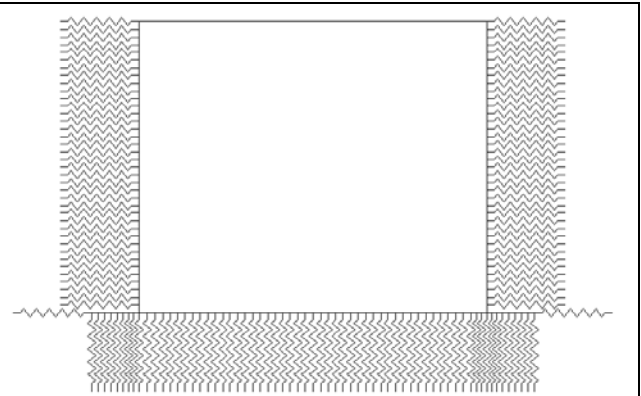


Figura 6-51 – Molle scatolare per ponte tipo VI

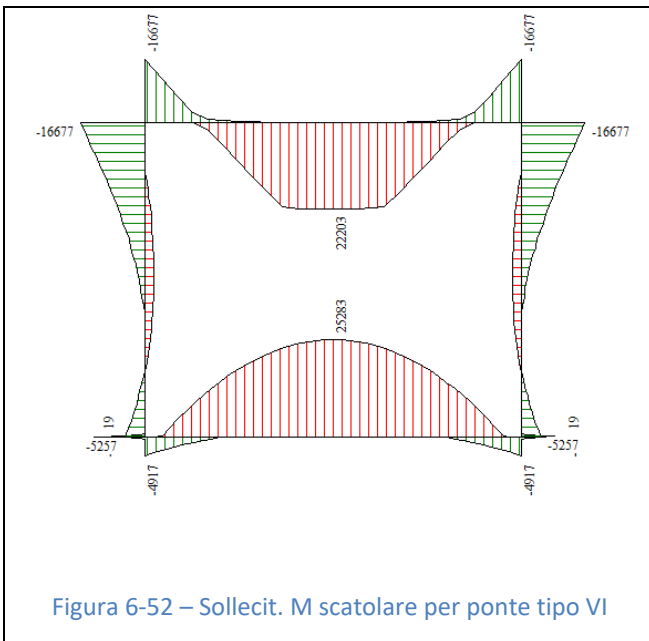


Figura 6-52 – Sollecit. M scatolare per ponte tipo VI

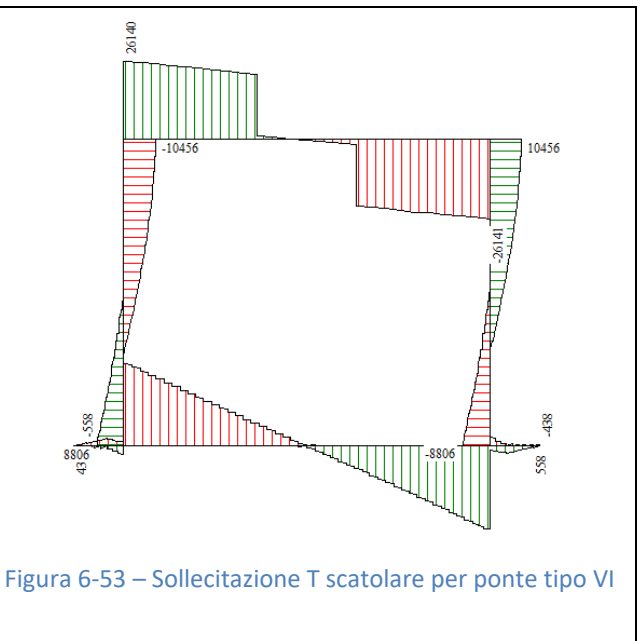
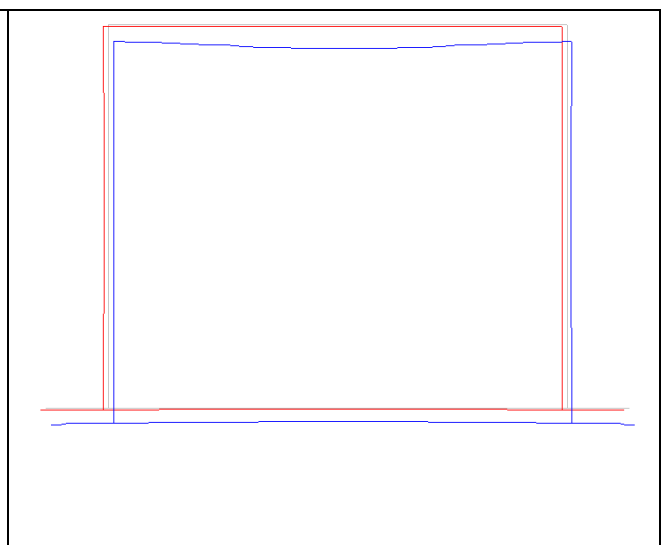
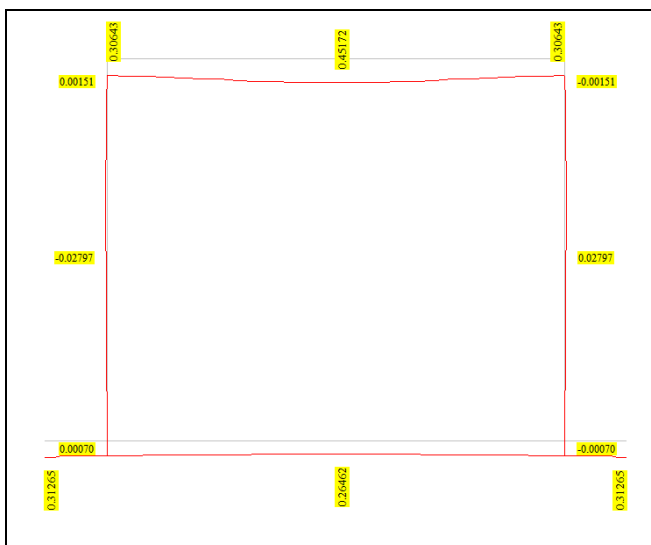
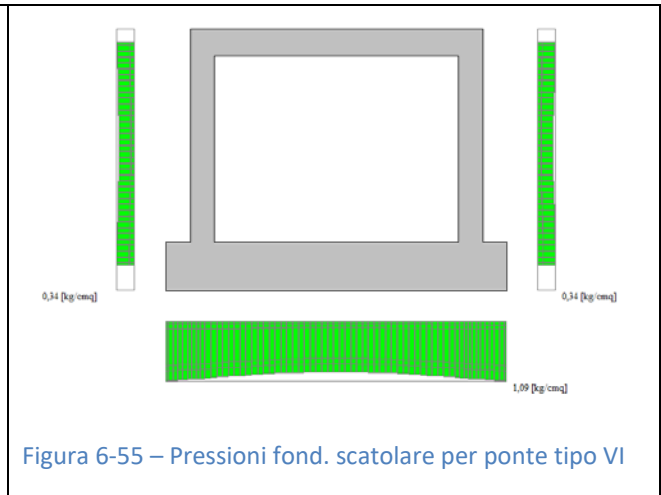
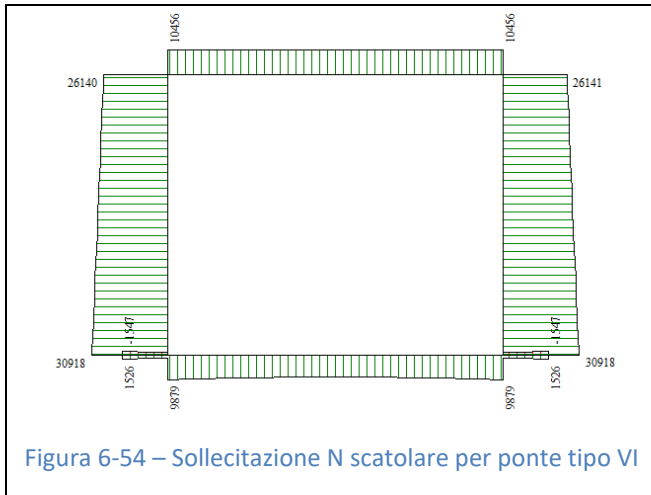


Figura 6-53 – Sollecitazione T scatolare per ponte tipo VI



## 6.9 IMPALCATO IN ACCIAIO SU PONTE TIPO I

Le verifiche relative all'impalcato delle passerelle sono svolte secondo i criteri della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di trave semplicemente appoggiata.

Le verifiche sono state eseguite mediante programma di calcolo agli elementi finiti.

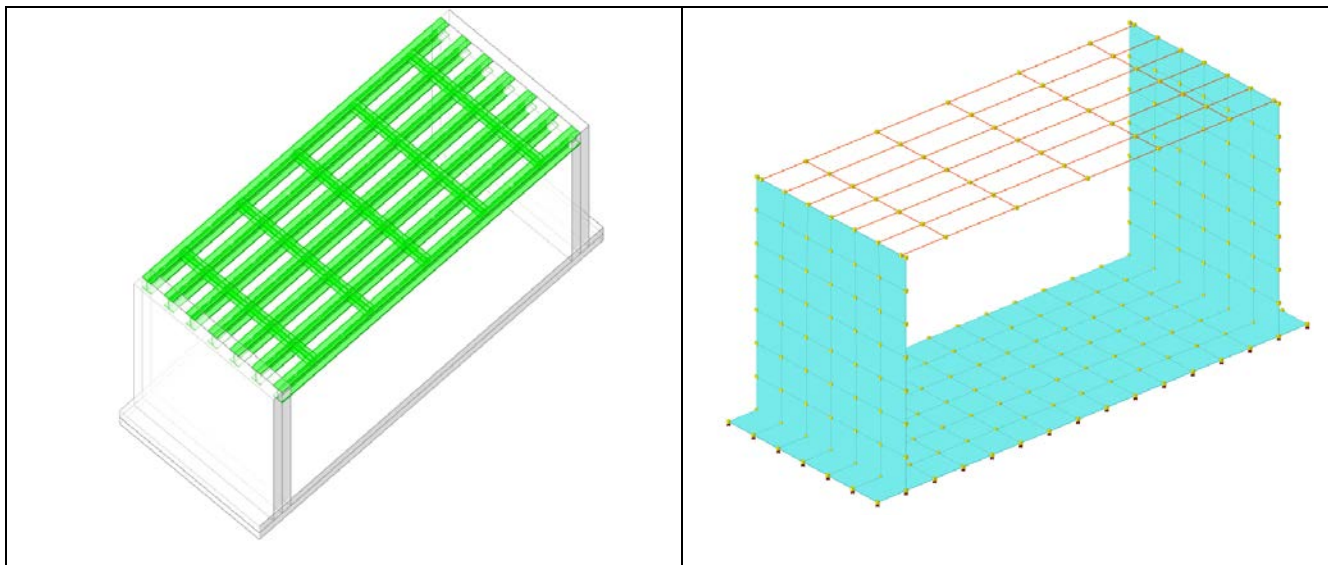


Figura 6-57 – Modello di calcolo passerelle in acciaio

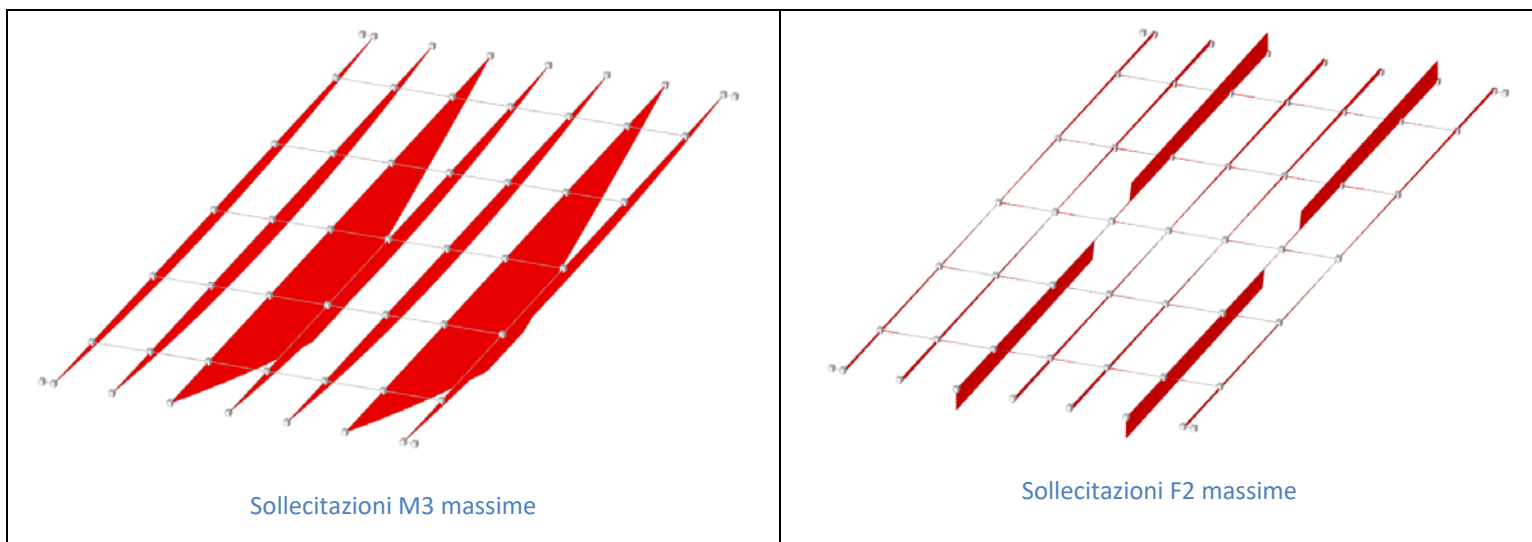


Figura 6-58 – Sollecitazioni passerelle in acciaio

## 6.10 MANUFATTO VALVOLE



**Verifica ai sensi del punto 4.5.6.4 del D.M. 17 gennaio 2018 (Statica):**

- a) le pareti strutturali della costruzione sono continue da fondazione a sommità;  
 b) nessuna altezza di interpiano è superiore a 3,5m;  
 c) edificio con numero di piani inferiore a 3 (entro e fuori terra);  
 d) pianta dell'edificio iscrivibile in un rettangolo con rapporto fra lato maggiore e lato minore inferiore a 3.  
 e) snellezza massima della muratura:

$$\lambda := \frac{(380 \cdot \text{cm} - 120 \cdot \text{cm})}{30 \cdot \text{cm}} \quad \lambda = 8.7 < 12$$

f) il carico variabile per i solai non è superiore a 300kgf/m<sup>2</sup>

f) Area delle sezioni di muratura resistenti alle azioni orizzontali:

$$A_x := (600 + 600) \cdot \text{cm} \cdot 30 \cdot \text{cm} \quad A_x = 3.60 \text{ m}^2$$

$$A_y := (600 + 238.5 + 238.5) \cdot \text{cm} \cdot 30 \cdot \text{cm} \quad A_y = 3.23 \text{ m}^2$$

Area della sezione di muratura resistente alle azioni verticali:

$$A := A_x + (540 + 208.5 + 208.5) \cdot \text{cm} \cdot 30 \cdot \text{cm} \quad A = 6.47 \text{ m}^2$$

*Analisi dei carichi:*

$$\text{Carico Copertura:} \quad P_1 := (330 + 360 + 100) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot (7 \cdot \text{m} \cdot 7 \cdot \text{m}) \quad P_1 = 38710 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso muratura:} \quad P_2 := A \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (380 \cdot \text{cm} - 120 \cdot \text{cm}) \quad P_2 = 21872 \text{ kgf}$$

$$\text{Carico alla base della muratura:} \quad P_{\text{tot}} := P_1 + P_2 \quad P_{\text{tot}} = 60582 \text{ kgf}$$

*Tensione media sulla muratura:*

$$\sigma := \frac{P_{\text{tot}}}{0.65 \cdot A} \quad \sigma = 1.44 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \quad \sigma_{\text{m.amm}} = 12.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

*Tensione media sul terreno:*

$$\text{Dimensioni platea:} \quad a := 600 \cdot \text{cm} \quad b := 600 \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{\text{terr.}} := \frac{P_{\text{tot}}}{a \cdot b} \quad \sigma_{\text{terr.}} = 0.17 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## Verifica ai sensi del punto 7.8.1.9 del D.M 17 gennaio 2018 (Sismica):

(Rif. 7.2.2)

### Regolarità in pianta:

- a) configurazione compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzioni di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

### Regolarità in altezza:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. a) le pareti strutturali della costruzione sono continue da fondazione a sommità;

### La struttura risulta regolare in pianta ed in altezza

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

$$\left. \begin{array}{l} x_1 := 600 \cdot \text{cm} \\ x_2 := 600 \cdot \text{cm} \end{array} \right\} > 50\% \cdot 600 \cdot \text{cm} = 300 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} y_1 := (238.5 + 238.5) \cdot \text{cm} \quad y_1 = 477 \text{ cm} \\ y_2 := 600 \cdot \text{cm} \end{array} \right\} > 50\% \cdot 600 \cdot \text{cm} = 300 \text{ cm}$$

- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 7.8.III, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali.

In base alla risposta sismica locale si ha:

$$a_g = 0,279 \cdot g$$

$$S = 1377$$

da:

$$a_g \cdot S = 0,379 \cdot g$$

**Tabella 7.8.II – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.**

Accelerazione di picco del terreno $a_g S^{(1)}$		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

<sup>(1)</sup>  $S_T$  si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Da:

$$A_x = 360 \text{ m}^2$$

$$A_y = 323 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 360 \text{ m}^2 \\ A_y = 323 \text{ m}^2 \end{array} \right\} > 6\% \cdot (60 \cdot \text{cm} \cdot 60 \cdot \text{cm}) = 216 \text{ m}^2$$

- ~~Verifica~~

$$\sigma = \frac{P_{tt}}{0,65 \cdot A}$$

$$\sigma = 144 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

<

$$0,25 \cdot \sigma_{nam} = 32 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

## 6.11 SCARICO DI FONDO E OPERA DI PRESA CONDOTTA DI ADDUZIONE

Le verifiche relative all'impalcato delle passerelle sono svolte secondo i criteri della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di trave semplicemente appoggiata.

Le verifiche sono state eseguite mediante programma di calcolo agli elementi finiti.

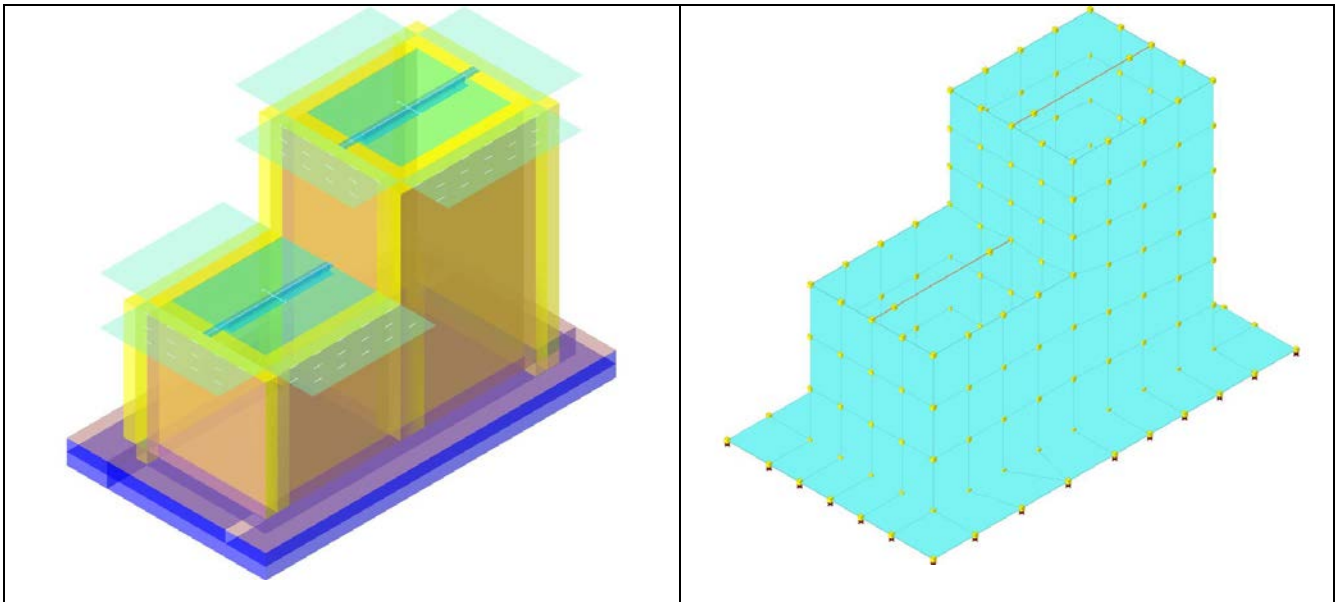


Figura 6-59 – Modello di calcolo scarico di fondo

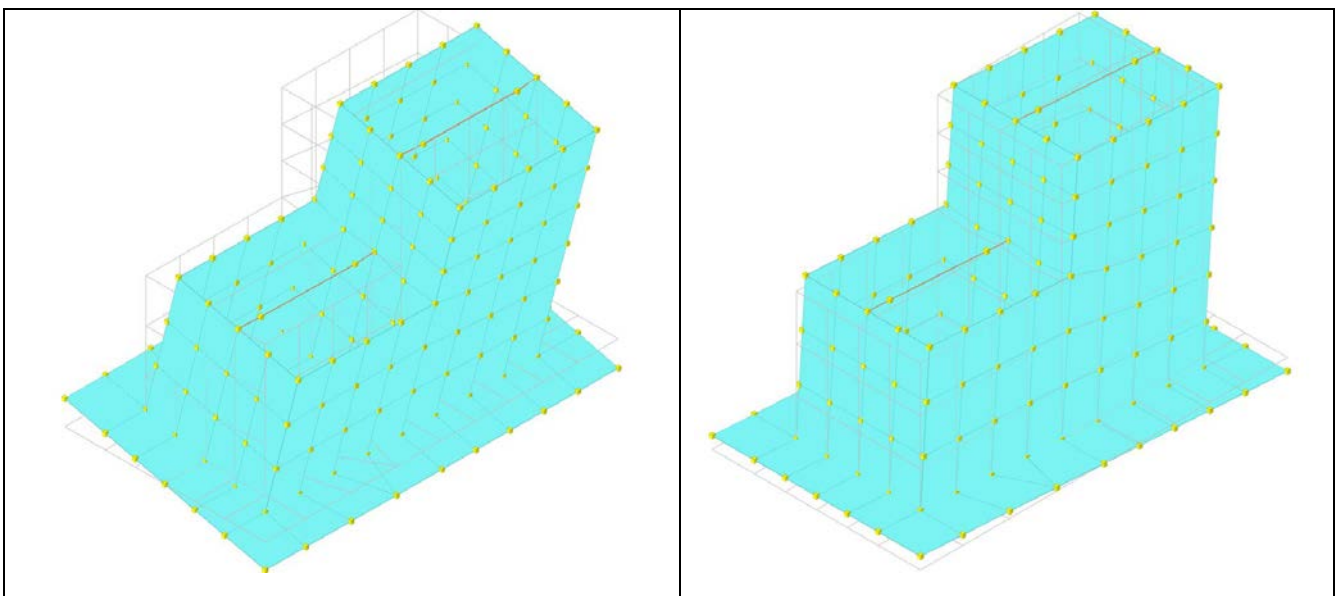


Figura 6-60 – Deformate - scarico di fondo

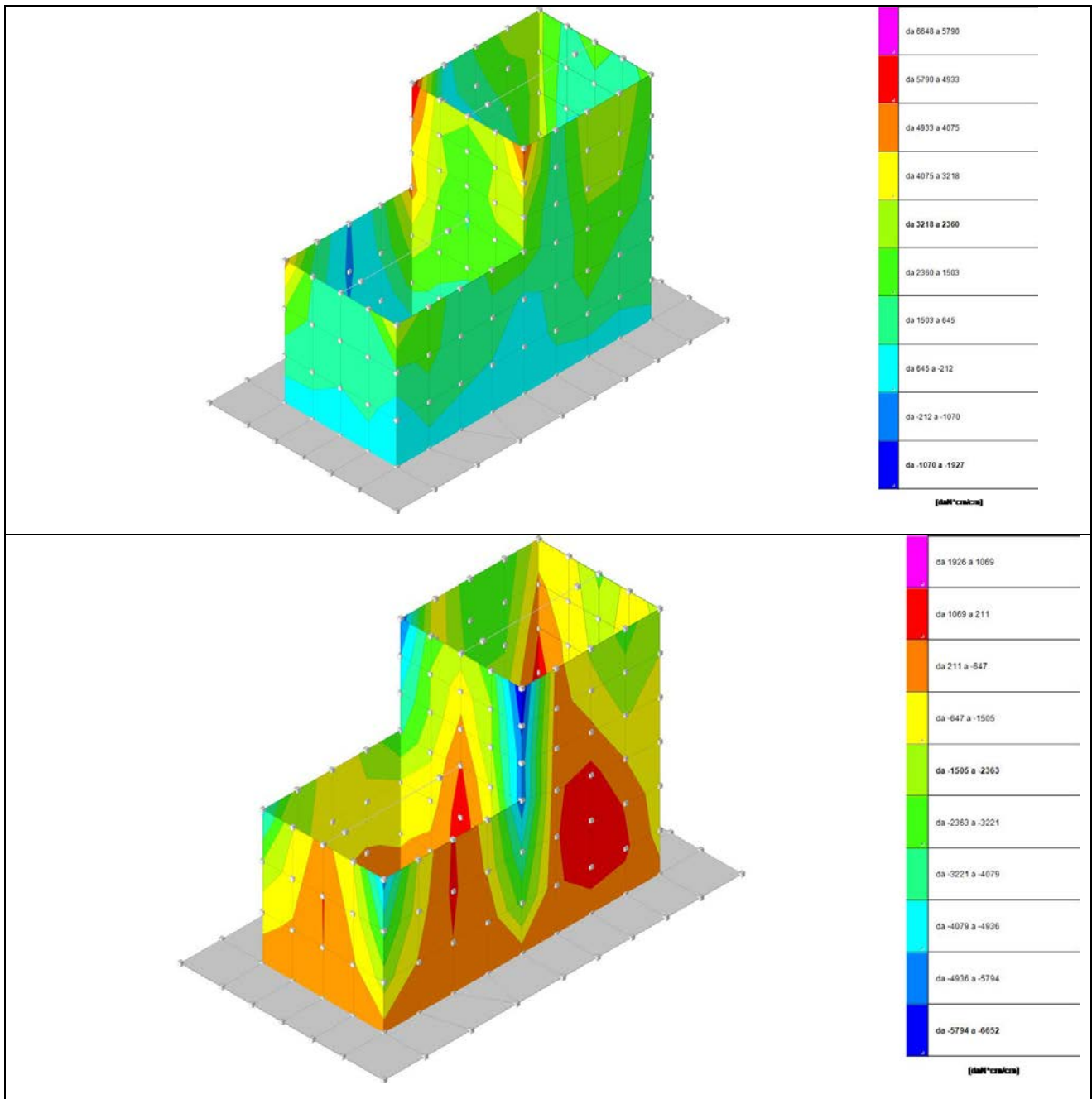


Figura 6-61 – Sollecitazioni Moo massime e minime - scarico di fondo

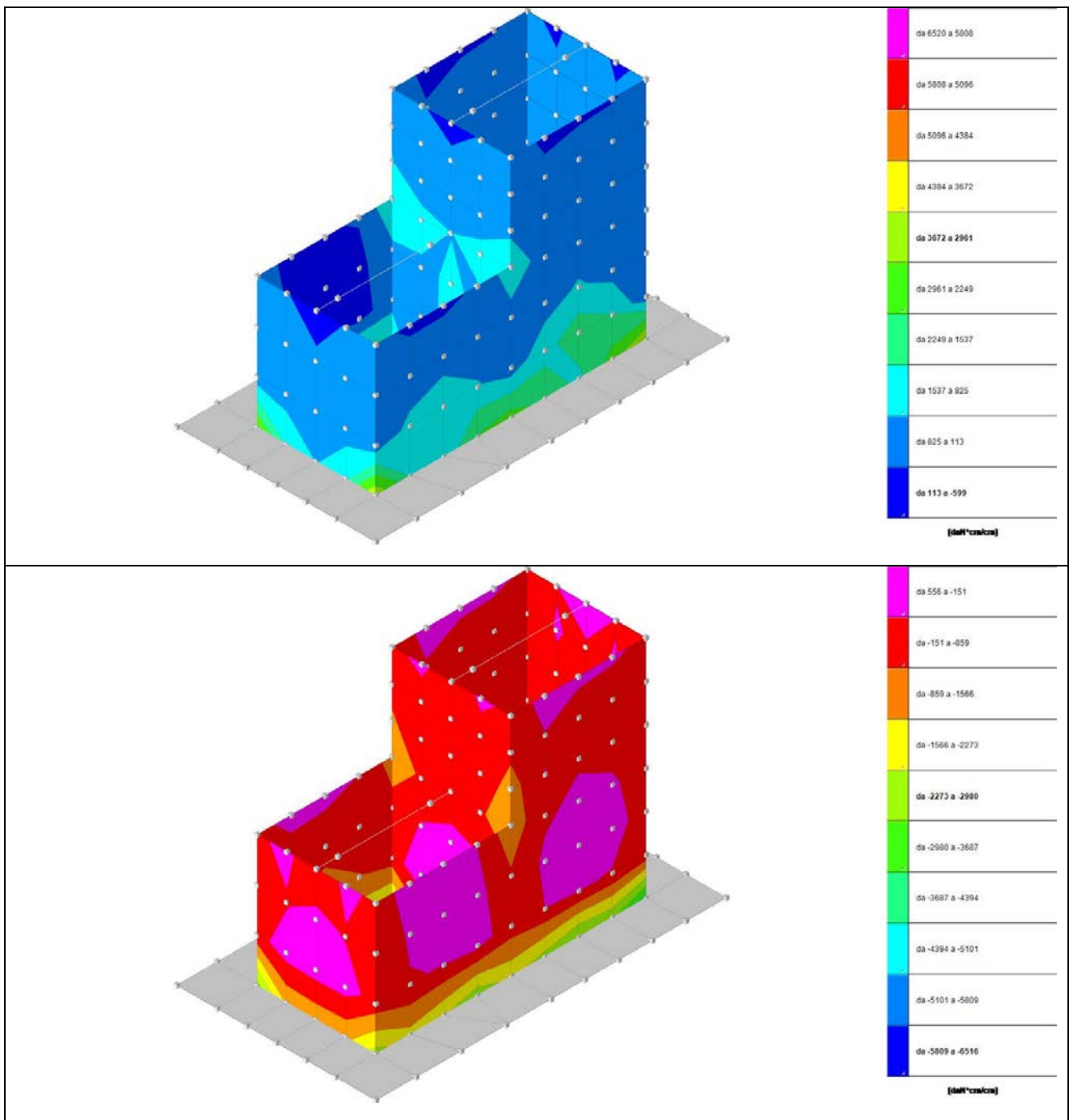


Figura 6-62 – Sollecitazioni Mzz massime e minime - scarico di fondo

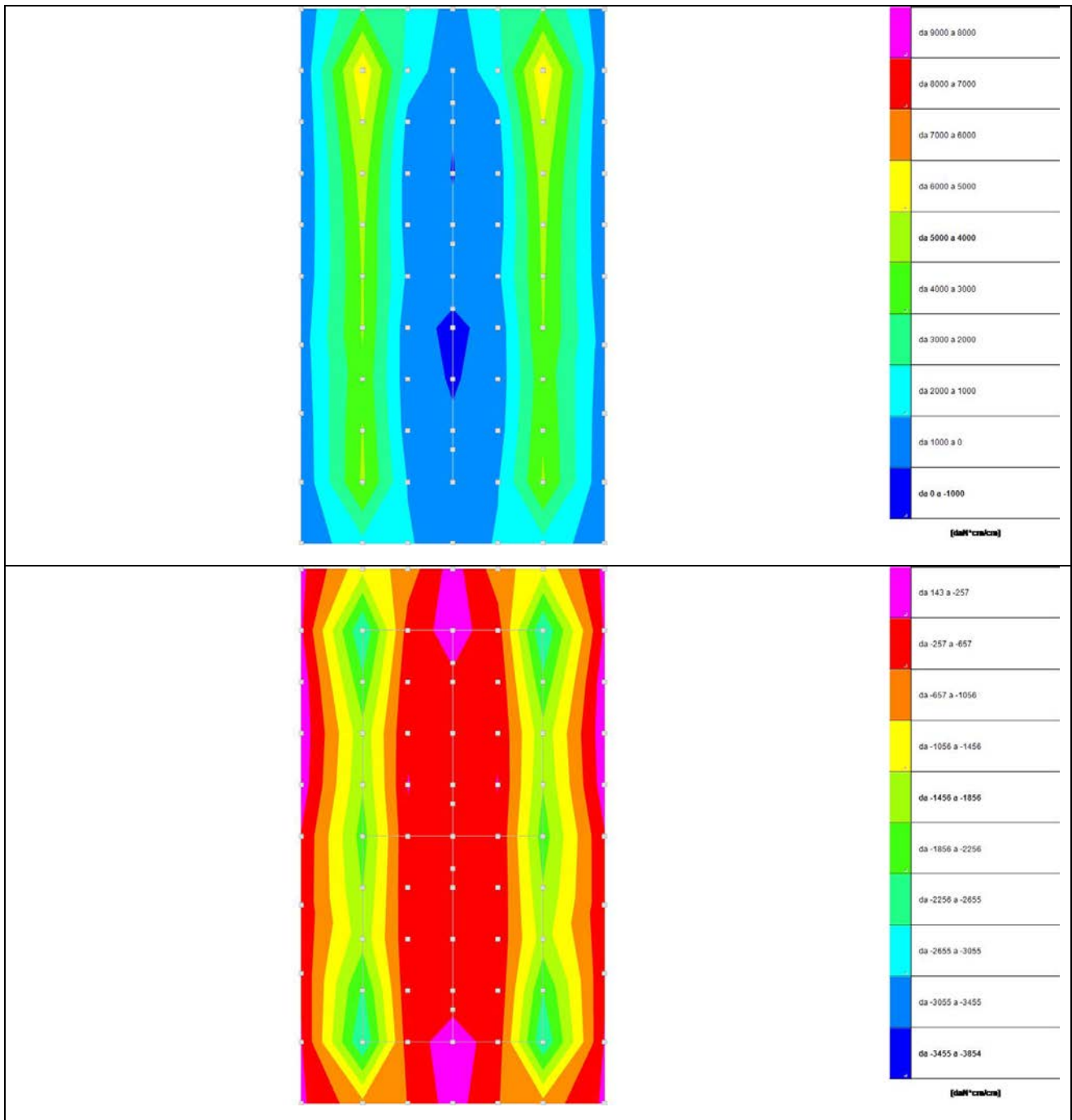


Figura 6-63 – Sollecitazioni Mxx massime e minime - scarico di fondo

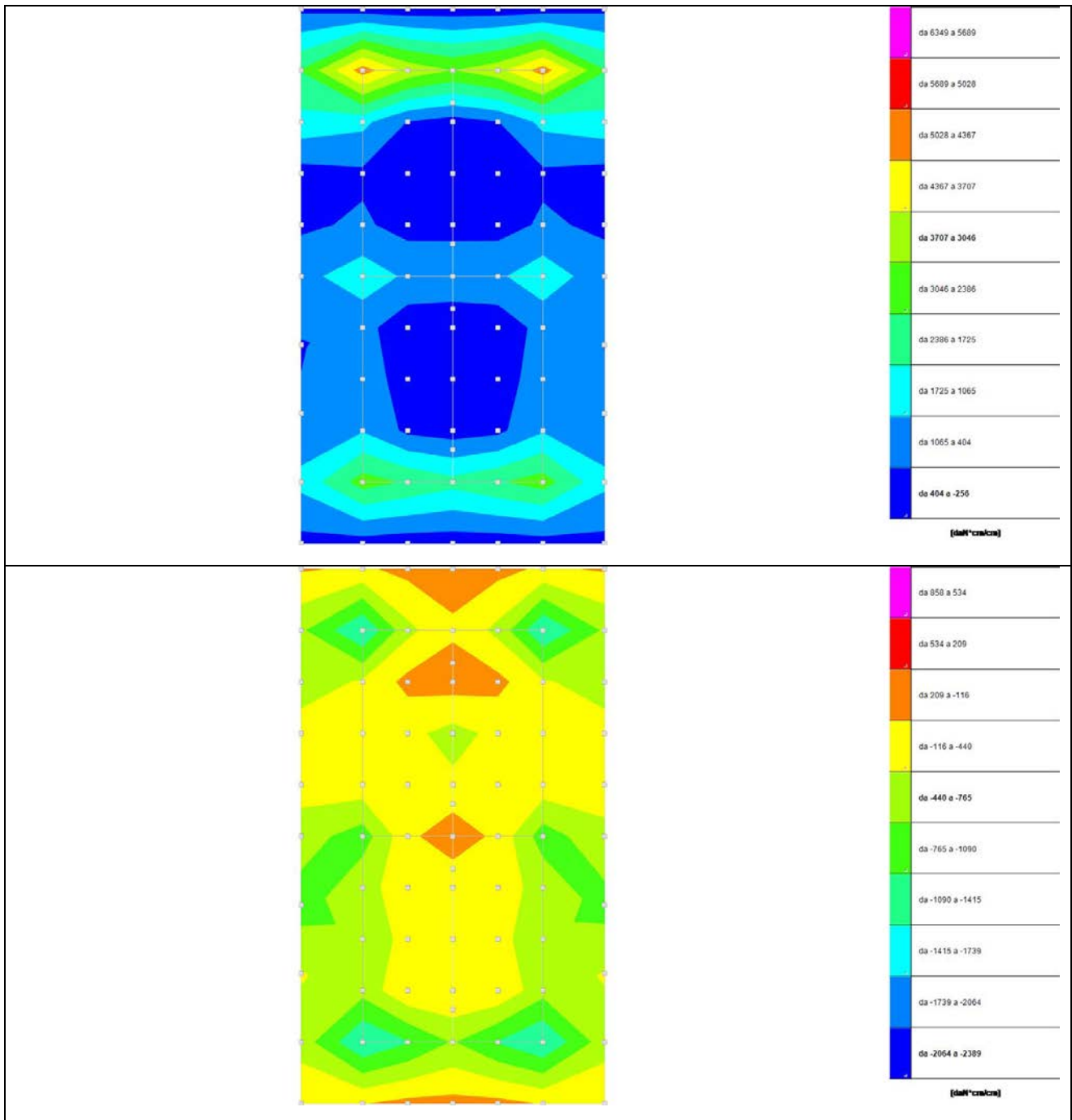


Figura 6-64 – Sollecitazioni Myy massime e minime - scarico di fondo



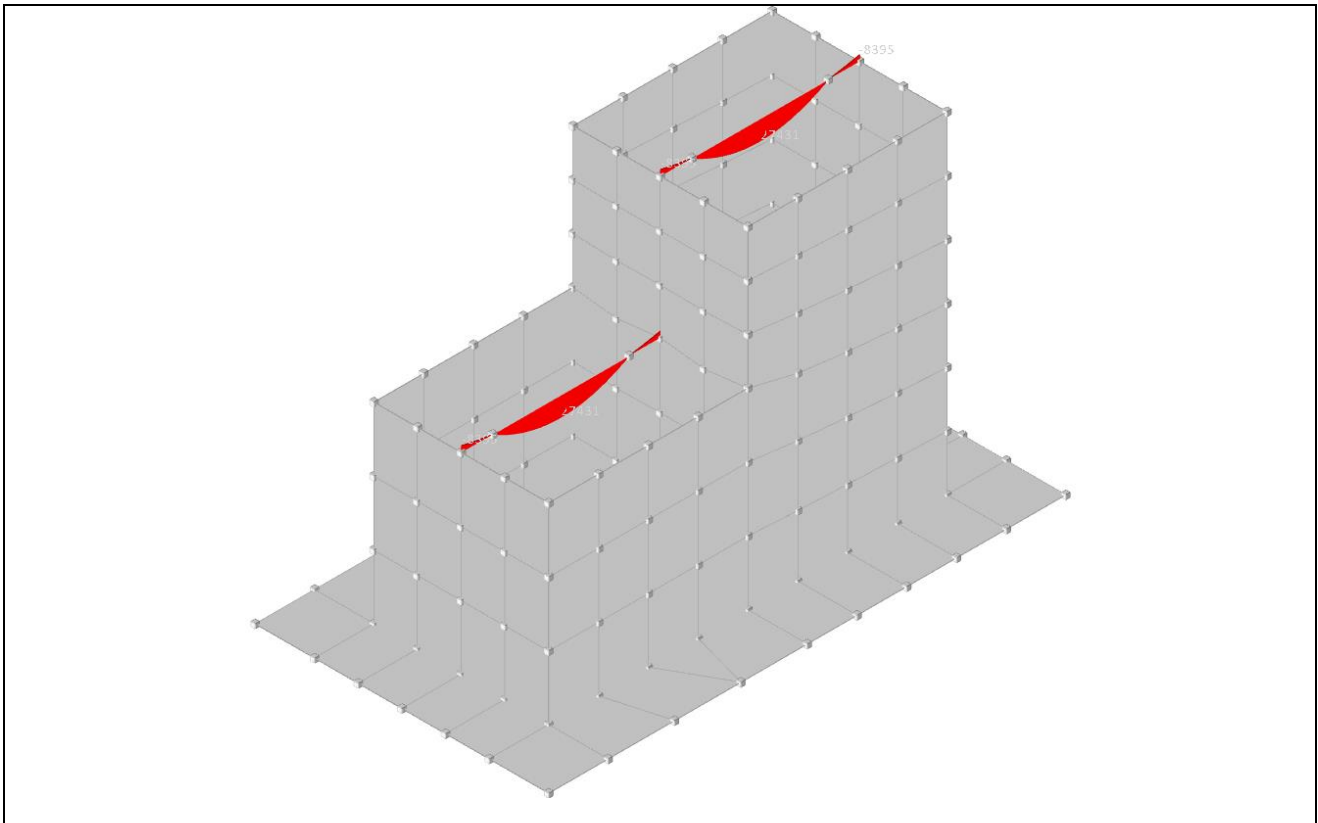


Figura 6-65 – Sollecitazioni M3 - scarico di fondo

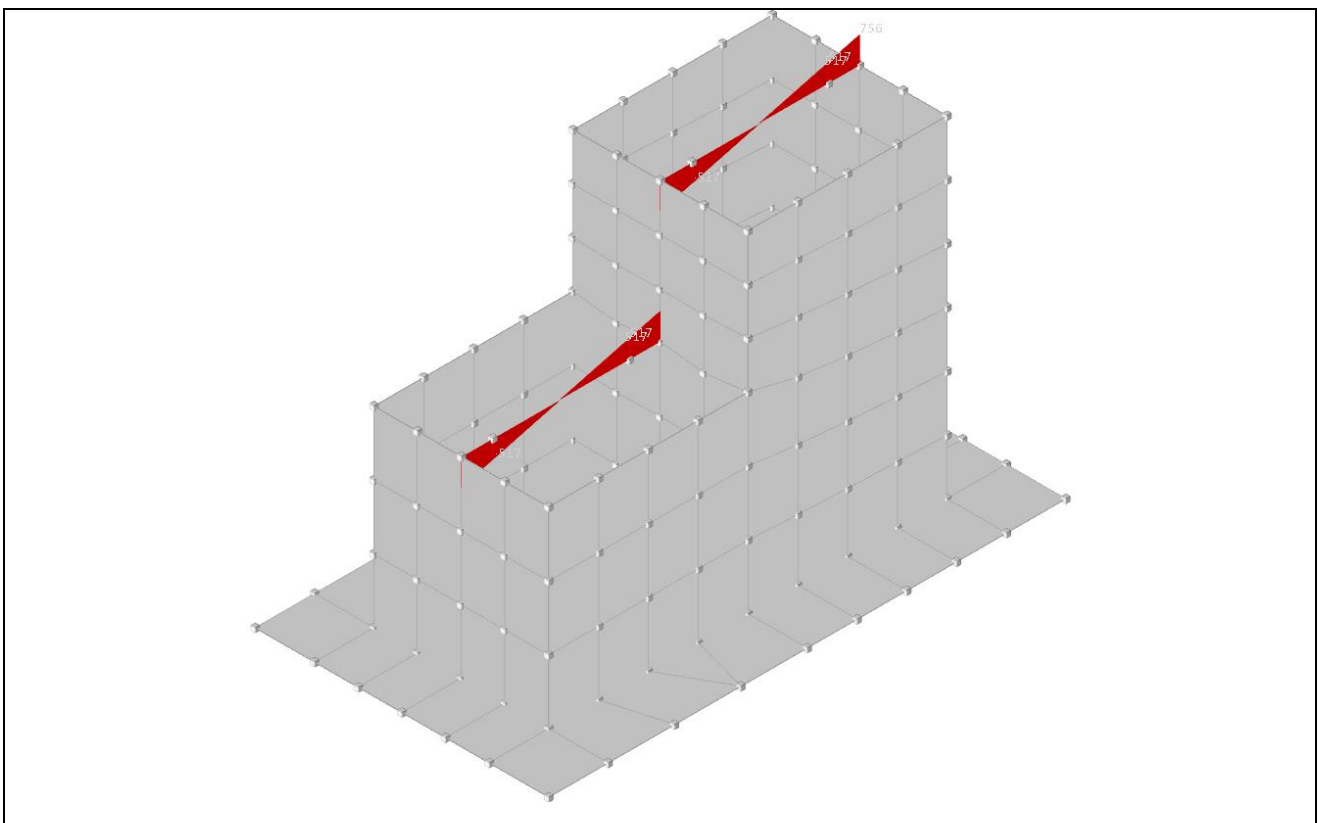


Figura 6-66 – Sollecitazioni F2 - scarico di fondo

## 7 FASCICOLO DEI CALCOLI STRUTTURALI

### **Tipo di analisi svolta per scatolari in c.a.**

L'analisi degli scatolari è stata eseguita con il programma di calcolo SCAT 14.0 della Atzec Informatica. Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e alla verifica di scatolari aperti e chiusi in cemento armato.

### **Generalità sull'analisi strutturale manufatto in acciaio**

L'analisi della struttura è stata eseguita con il programma di calcolo agli elementi finiti SismiCAD 12.14 (Concrete s.r.l.).

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un programma agli elementi finiti elastoplastico. Le procedure di progettazione si possono sostanzialmente dividere in tre fasi:

- il preprocessore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- il post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo per le paratie**

Titolo	SCAT – Software strutture scatolari
Versione	14.01c
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU39417G

### **Precisazioni su analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo per i manufatti

Titolo	SismiCAD 12
Versione	12.14
Produttore	Concrete s.r.l, Padova (PD)
Licenza	SW-7851662

### **Affidabilità dei codici di calcolo**

La documentazione fornita dai produttori dei software contiene la descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### **Modalità di presentazione dei risultati**

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

### **Informazioni generali sull'elaborazione**

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

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

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

## 8 PIANO DI MANUTENZIONE

In relazione alle strutture sopra descritte, è possibile individuare un programma di manutenzione al fine di assicurarne la corretta conservazione, funzionalità e permanenza dei livelli di sicurezza previsti in fase di progetto.

A prescindere dal presente piano di manutenzione, tutte le strutture interessate dovranno essere verificate da parte di un tecnico abilitato in caso di eventi eccezionali, urti particolarmente gravi, sisma di rilevante entità, esplosioni, ecc.

### 8.1 FONDAZIONI

Non sono previsti interventi di manutenzione periodica nell'arco della vita utile dei manufatti.

Qualora le opere in elevato manifestassero segni di cedimento differenziale delle fondazioni a causa di particolari eventi o comportamenti anomali del terreno, saranno comunque possibili interventi di consolidamento localizzato con opportune tecniche (rinforzi, micropali, ecc.).

Detti interventi di carattere eccezionale dovranno essere in ogni caso oggetto di studio appropriato da parte di un tecnico abilitato.

### 8.2 STRUTTURE IN C.A. IN ELEVATO

Le strutture in cemento armato in elevato dovranno essere soggette ad ispezioni visive quinquennali nelle parti a vista.

Dovranno essere verificate l'assenza di lesioni, cretture, distacchi del copriferro ed in generale il perfetto ricoprimento di tutte le armature in acciaio.

In caso di danni alla superficie del calcestruzzo si dovrà procedere alla riparazione con le seguenti fasi:

- o Asportazione delle parti friabili con spicconatura, scalpellatura, spazzolatura, ecc;
- o Applicazione di idoneo prodotto protettivo anticorrosione sulle armature;
- o Applicazione di specifica malta reoplastica protettiva, eventualmente preceduta da primer aggrappante secondo le indicazioni della scheda tecnica fornita dal produttore della stessa.

### 8.3 STRUTTURE IN MURATURA

I paramenti murari, siano essi faccia vista od intonacati, dovranno essere soggetti ad ispezioni visive con periodicità quinquennale, verificandone l'integrità, l'assenza di lesioni e infiltrazioni di umidità.

In caso di distacchi dell'intonaco, corrosione dei commenti di malta o danni ai blocchi da costruzione, essi dovranno essere ripristinati con malte idonee da parte di personale specializzato.

In caso di infiltrazioni di umidità dovranno essere ripristinati gli impianti, i manti impermeabilizzanti e/o le lattonomie che ne originano la causa.