

## FIUME PANARO (PROVINCIA DI MODENA)

AVVIO ADEGUAMENTO STRUTTURALE E FUNZIONALE DEL SISTEMA ARGINALE ALLA PORTATA PROGETTUALE DI RIFERIMENTO, TRAMITE INTERVENTI DI SISTEMAZIONE MORFOLOGICA DELL'ALVEO, ADEGUAMENTO IN QUOTA E IN SAGOMA, A VALLE DELLA CASSA AL CONFINE PROVINCIALE. INTERVENTO REALIZZABILE PER STRALCI FUNZIONALI.

(Ordinanza n. 8 del 23/06/2015, allegato 1, codice intervento n. 11784, come modificata Ordinanza n. 2 del 23/02/2016)

(MO-E-1346)

### PROGETTO ESECUTIVO

STRALCIO NUOVO RILEVATO ARGINALE IN SINISTRA IDRAULICA

TRA IL PONTE SANT'AMBROGIO E LA CONFLUENZA CON IL T. TIEPIDO IN COMUNE DI MODENA

NOVEMBRE 2020

ELABORATO:

### RELAZIONE SISMICA E DELLE STRUTTURE

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA
00	PRIMA EMISSIONE	NOVEMBRE 2020	P. Meda	P. Meda
01				

RUP: *Dott. Ing. FEDERICA PELLEGRINI*

Supporto al RUP: *Dott. Geol. STEFANO PARODI*

ATI:

MANDATARIA



20133 MILANO – via Bassini, 23 – tel. 0226681264  
fax 0226681553 – E-Mail: etatec@etatec.it

*Prof. Ing. ALESSANDRO PAOLETTI*  
*Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI*  
*Dott. Ing. STEFANO CROCI*  
*Dott. Ing. FILIPPO MALINGENGO*  
*Dott. Ing. VINCENZO CICCARELLI*

MANDANTI

**STUDIO PAOLETTI**  
INGEGNERI ASSOCIATI

20133 MILANO – via Bassini, 23 – tel. 0226681264  
fax 0226681553 – E-Mail: studiopaoletti@etatec.it

*Dott. Ing. CRISTINA GIUSEPPINA PASSONI*

*Studio Associato di Geologia Spada*  
*di Orlandi Gian Marco e Bianchi Susanna*



24020 RANICA (BG) – via Donizetti, 17  
tel. 035516090-035513738  
E-Mail: info@studiogeospada.it

*Dott. Geol. GIAN MARCO ORLANDI*  
*Dott. Geol. SUSANNA BIANCHI*



**ARCHITETTURA E CITTA' STUDIO ASSOCIATO**  
architettura e paesaggio

43123 PARMA – via Archimede, 2  
tel. 0521491914, fax 0521243969  
E-Mail: info@assarch.it

*Dott. Arch. PAOLA CAVALLINI*  
*Dott. Arch. MICHELE MUSIARI*



28047 OLEGGIO (NO) – viale Paganini, 9  
tel. 032194885, fax 0321961008  
PEC atuttoprogetto@pec.it, E-Mail info@atuttoprogetto.com

*Geom. PAOLO MASSARA*  
*Geom. FILIPPO BELLONI*  
*Geom. VALENTINA MANTOAN*



46020 QUINGENTOLE (MN) – Strada Fienili, 39/a  
tel. 038642287, fax 038642591  
E-Mail: mail@archeologica.it

*Dott. ALBERTO MANICARDI*  
*Dott.ssa ELISA LERCO*

TIPOLOGIA

PE

COMMESSA

250–28

DOCUMENTO

ATTI

NUMERO

A.6

SCALA

## INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE .....	6
3.2 CALCESTRUZZO.....	6
3.3 ACCIAIO DI ARMATURA .....	7
3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	7
4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	9
5. NUOVO MURO ARGINALE – SEZIONI 34÷41.....	11
5.1 DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO IN PROGETTO .....	11
5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO .....	12
5.2.1 SITUAZIONI PROGETTUALI .....	12
5.2.2 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	12
5.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	14
5.2.4 CARICHI E SOVRACCARICHI.....	15
5.2.5 AZIONI SISMICHE .....	16
5.3 AZIONI AGENTI .....	17
5.4 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	18
5.4.1 SCORRIMENTO.....	18
5.4.2 RIBALTAMENTO .....	19
5.4.3 CARICO LIMITE.....	20
5.5 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	22
5.5.1 STATO LIMITE ULTIMO .....	22
5.5.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	24
6. ADEGUAMENTO MURO ESISTENTE – SEZIONI 95÷99.....	26
6.1 PREMESSE.....	26
6.2 CARATTERISTICHE DEL MURO ESISTENTE .....	26
6.3 DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO IN PROGETTO.....	29
6.4 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	30
6.4.1 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	31

6.4.2	CARICHI E SOVRACCARICHI .....	31
6.4.3	AZIONI SISMICHE .....	33
6.5	AZIONI AGENTI .....	33
6.6	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	35
6.6.1	SCORRIMENTO.....	35
6.6.2	RIBALTAMENTO .....	36
6.6.3	CARICO LIMITE.....	36
6.7	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	38
6.7.1	STATO LIMITE ULTIMO .....	38
6.7.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	40
7.	SCATOLARE 2,00 X 2,00 M .....	42
7.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	42
7.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	42
7.2.1	CRITERI DI VERIFICA .....	42
7.2.2	PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	43
7.2.3	CARICHI E SOVARCCARICHI.....	43
7.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	45
7.3	MODELLO DI CALCOLO.....	46
7.3.1	CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO .....	46
7.3.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	47
7.4	AZIONI AGENTI .....	48
7.5	RISLUTATI DEL MODELLO DI CALCOLO.....	49
7.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	53
7.6.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE .....	53
7.6.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	54
7.7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	56
7.7.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	56
7.7.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	56
7.7.3	VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	57
8.	MURI D'ALA DELLO SCATOLARE 2,00 X 2,00 M .....	58
8.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	58
8.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	58
8.3	CARICHI AGENTI ED AZIONI SOLLECITANTI.....	59
8.4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	59
8.5	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	61
9.	MURI DI RACCORDO DELLO SCATOLARE 2,00 X 2,00 M .....	63
9.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	63
9.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	63
9.2.1	CRITERI DI VERIFICA .....	63

9.2.2	PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI .....	63
9.2.3	CARICHI E SOVARCCARICHI .....	64
9.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	65
9.3	MODELLO DI CALCOLO .....	66
9.3.1	CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO .....	66
9.3.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	66
9.4	AZIONI AGENTI .....	67
9.5	RISLUTATI DEL MODELLO DI CALCOLO .....	68
9.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	72
9.6.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE .....	72
9.6.2	VERIFICHE A TAGLIO .....	73
9.7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	74
9.7.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ .....	74
9.7.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	74
9.7.3	VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO .....	74
10.	MURI DI RACCORDO DELLE TUBAZIONI Ø1000 .....	76
10.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	76
10.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO .....	76
10.2.1	CRITERI DI VERIFICA .....	76
10.2.2	PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI .....	76
10.2.3	CARICHI E SOVARCCARICHI .....	77
10.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	78
10.3	AZIONI AGENTI .....	78
10.4	AZIONI INTERNE .....	80
10.5	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	81
10.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	82

## 1. PREMESSA

La presente relazione sismica e delle strutture è redatta a supporto della progettazione definitiva dei lavori di adeguamento strutturale e funzionale del sistema arginale sul Fiume Panaro (provincia di Modena) relativi allo stralcio del nuovo rilevato arginale in sinistra idraulica, tra il ponte Sant’Ambrogio e la confluenza con il Torrente Tiepido in Comune di Modena. In particolare, sono di seguito illustrate ed analizzate le verifiche strutturali che consentono la definizione delle opere e dei manufatti.

Nel §2 e nel §3 sono riportati la normativa di riferimento e le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere, nel §4 sono presentati i criteri che hanno portato alla definizione delle azioni sismiche di riferimento.

Seguono le verifiche delle strutture in oggetto, e cioè:

- del nuovo muro arginale previsto in corrispondenza delle sezioni 34÷41 (§ 5);
- dell’adeguamento del muro arginale esistente in corrispondenza delle sezioni 95÷99 (§ 6);
- dello scatolare in calcestruzzo armato ordinario con dimensioni interne di 2,00x2,00 m, previsto in progetto in corrispondenza della sezione 85 (§ 7) e dei relativi muri d’ala e di raccordo lato fiume e lato campagna (§§ 8 e 9);
- dei muri di raccordo delle tubazioni Ø1000 di attraversamento dell’argine previste in corrispondenza delle sezioni 23 e 47bis (§ 10).

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche sono conformi alle norme:

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (di seguito NTC)
- Circolare Ministeriale del 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» (di seguito: Circolare NTC)

Si fa inoltre riferimento, per quanto riguarda le combinazioni di carico e le situazioni progettuali (v. successivo § 5.2.1), al D.M. 26 giugno 2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

Infine, per la determinazione dei parametri sismici con approccio probabilistico, si fa riferimento agli Allegati A e B del Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

Per tutte le strutture armate previste in progetto, 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 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione delle opere in c.a. si prevede l’utilizzo di calcestruzzo di classe C(32/40), che presenta le seguenti caratteristiche:

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	$f_{ctm}$	$= 1,2 \cdot f_{ctm}$	=	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**

La scelta della classe di resistenza è dettata non tanto da necessità strutturali di resistenza, ma da aspetti riguardanti la durabilità delle strutture.

### 3.3 ACCIAIO DI ARMATURA

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

- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450$  MPa
- Tensione a rottura caratteristica  $f_{tk} \geq 540$  MPa
- Allungamento totale al carico massimo  $A_{gt} \geq 7,5\%$
- Rapporto  $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$  e  $< 1,35$
- Rapporto  $(f_y / f_{ynom})_k \leq 1,25$
- Resistenza a trazione di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  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. Considerate le Classi di esposizione ambientale sopra indicate, sulla base della tabella



- copriferro nominale: 45 mm
- tolleranza:  $\pm 10$  mm
- copriferro minimo: 35 mm



- Categoria topografica T1;
- Categoria del suolo C (vds. “Relazione geologica, idrogeologica e sismica” All. A.4 del progetto).

è possibile ricavare, per il sito in esame, i seguenti parametri, necessari alla valutazione dell'azione sismica:

- $a_g = 0,190 \text{ g}$
- $S_S = 1,42$
- $S_T = 1,00$
- $a_{\max} = 2,652 \text{ m/s}^2$

Procedendo in maniera del tutto analoga, per le verifiche agli SLE si fa riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD). Quindi, essendo all'SLV  $P_{VR} = 63\%$ , le verifiche devono essere condotte assumendo:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = 75$  anni.

I parametri necessari alla valutazione dell'azione sismica all'SLD sono pertanto:

- $a_g = 0,073 \text{ g}$
- $S_S = 1,42$
- $S_T = 1,00$
- $a_{\max} = 1,107 \text{ m/s}^2$



## 5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

### 5.2.1 SITUAZIONI PROGETTUALI

Le situazioni progettuali prese in esame sono:

- in condizioni di piena: viene analizzato il regime transitorio della falda, conseguente al passaggio in alveo della piena di progetto;
- in condizioni sismiche: con il livello di falda stazionario viene analizzata l'introduzione delle azioni sismiche.

Infatti, in conformità con le indicazioni del vigente regolamento per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta di cui al DM 26 giugno 2014, l'azione sismica di progetto viene introdotta nelle condizioni idriche di esercizio, ammettendo di fatto la non contemporaneità di piena e sisma, cioè di due eventi eccezionali indipendenti.

Le verifiche di stabilità agli SLU riguardano entrambe le situazioni progettuali; sono soddisfatte se viene rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e  $R_d = R/\gamma_R$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

### 5.2.2 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le analisi sono condotte su sezioni trasversali, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, e riguardano le verifiche sia di tipo geotecnico che di tipo strutturale.

Le verifiche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite (v. § 6.5.3.1.1 NTC):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - o scorrimento sul piano di posa
  - o collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
  - o ribaltamento
  - o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - o Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di tipo geotecnico di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è contenuta nella "Relazione geotecnica", Allegato A.5 del progetto. In condizioni statiche, le rimanenti verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3),

tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i materiali riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC, riportate nelle successive Tabella 2 e Tabella 3, e dei coefficienti parziali per le resistenze della Tabella 6.5.I delle NTC, riportati in Tabella 4.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC)**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC)**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

**Tabella 4 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche dei muri in condizioni statiche (Tabella 6.5.I NTC)**

In conformità con le indicazioni del vigente regolamento per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta di cui al DM 26 giugno 2014, i coefficienti parziali della spinta dell'acqua sono quelli dei carichi permanenti  $\gamma_{G1}$ .

Per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.6 delle NTC. Quindi vengono



## 5.2.4 CARICHI E SOVRACCARICHI

I coefficienti di spinta del terreno lato fiume, in condizioni di spinta attiva, sono:

- in condizioni statiche:  $K_a = 0,244$
- in condizioni sismiche:  $K_{aE,up} = 0,312$  e  $K_{aE,down} = 0,304$  (Mononobe-Okabe)

In condizioni di piena, il livello idrico lato fiume in condizioni di piena è assunto a quota 35,80 m s.l.m.

La spinta idrostatica dell'acqua è:

$$S = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,90 \text{ m})^2 = 18,1 \text{ kN/m}$$

agente ad un'altezza di  $1,90/3 = 0,63$  m dal piano di fondazione.

Il peso dell'acqua sulla fondazione lato fiume è:

$$P_a = 0,90 \text{ m} \cdot 1,50 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 13,5 \text{ kN/m}$$

Il peso del terreno agente sulla fondazione lato fiume è:

$$P_t = 0,90 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot (20-10) \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m} \text{ (peso di volume efficace)}$$

Sia il peso dell'acqua che quello del terreno sopra calcolati hanno un braccio di 1,45 m rispetto al punto estremo lato campagna della fondazione.

L'andamento delle sottopressioni in fondazione si ricava dal calcolo del moto di filtrazione illustrato al § 6.2 della "Relazione Geotecnica", Allegato A.5 del progetto. In Figura 2 si riporta un ingrandimento della Figura 27 della citata Relazione Geotecnica, che si riferisce alla condizione idraulica presente al tempo  $t=72$  ore (inizio discesa), cioè all'istante in cui le sottopressioni raggiungono il valore massimo.

Dalla figura si evince che la risultante delle sottopressioni è pari a

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot 1,13 \text{ m} \cdot 1,05 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 5,9 \text{ kN/m}$$

con un braccio di

$$b = 1,80 - 1,05/3 = 1,45 \text{ m}$$

rispetto al punto estremo della fondazione lato campagna.





### 5.3 AZIONI AGENTI

Si riportano di seguito le azioni di progetto agenti nelle combinazioni di carico considerate nelle verifiche.

#### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	33,0	33,0	0,0	0,0	26,7
Peso terreno lato fiume	4,5	4,5	0,0	0,0	6,1
Peso terreno lato campagna	4,8	4,8	0,0	0,0	1,2
Spinta terreno lato fiume	1,3	0,5	1,2	-0,6	0,0
Spinta idrostatica lato fiume	18,1	0,0	23,5	14,8	0,0
Peso acqua lato fiume	13,5	13,5	0,0	0,0	-18,2
Sottopressioni	5,9	-7,7	0,0	11,1	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>48,6</b>	<b>24,7</b>	<b>25,4</b>	<b>15,7</b>

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	33,0	33,0	0,0	0,0	26,7
sisma verticale	-1,7	-1,7	-	0,0	-1,3
sisma orizzontale	3,3	-	3,3	2,1	0,0
Peso terreno lato fiume	8,6	8,6	0,0	0,0	11,5
sisma verticale	-0,4	-0,4	0,0	0,0	-0,6
sisma orizzontale	0,9	0,0	0,9	0,6	0,0
Peso terreno lato campagna	4,8	4,8	0,0	0,0	1,2
sisma verticale	-0,2	-0,2	0,0	0,0	-0,1
sisma orizzontale	0,5	0,0	0,5	0,3	0,0
Spinta terreno lato fiume	2,3	0,9	2,1	-1,0	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>44,9</b>	<b>6,7</b>	<b>2,0</b>	<b>37,5</b>

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	33,0	33,0	0,0	0,0	26,7
sisma verticale	1,7	1,7	-	0,0	1,3
sisma orizzontale	3,3	-	3,3	2,1	0,0
Peso terreno lato fiume	8,6	8,6	0,0	0,0	11,5
sisma verticale	0,4	0,4	0,0	0,0	0,6
sisma orizzontale	0,9	0,0	0,9	0,6	0,0
Peso terreno lato campagna	4,8	4,8	0,0	0,0	1,2
sisma verticale	0,2	0,2	0,0	0,0	0,1
sisma orizzontale	0,5	0,0	0,5	0,3	0,0
Spinta terreno lato fiume	2,5	1,0	2,2	-1,1	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>44,9</b>	<b>6,7</b>	<b>2,0</b>	<b>37,5</b>

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	33,0	33,0	0,0	0,0	26,7
sisma verticale	-2,5	-2,5	-	0,0	-2,0
sisma orizzontale	5,0	-	5,0	3,1	0,0
Peso terreno lato fiume	8,6	8,6	0,0	0,0	11,5
sisma verticale	-0,6	-0,6	0,0	0,0	-0,9
sisma orizzontale	1,3	0,0	1,3	0,8	0,0
Peso terreno lato campagna	4,8	4,8	0,0	0,0	1,2
sisma verticale	-0,4	-0,4	0,0	0,0	-0,1
sisma orizzontale	0,7	0,0	0,7	0,5	0,0
Spinta terreno lato fiume	2,5	1,0	2,3	-1,1	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>43,8</b>	<b>9,2</b>	<b>3,3</b>	<b>36,5</b>

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	33,0	33,0	0,0	0,0	26,7
sisma verticale	2,5	2,5	-	0,0	2,0
sisma orizzontale	5,0	-	5,0	3,1	0,0
Peso terreno lato fiume	8,6	8,6	0,0	0,0	11,5
sisma verticale	0,6	0,6	0,0	0,0	0,9
sisma orizzontale	1,3	0,0	1,3	0,8	0,0
Peso terreno lato campagna	4,8	4,8	0,0	0,0	1,2
sisma verticale	0,4	0,4	0,0	0,0	0,1
sisma orizzontale	0,7	0,0	0,7	0,5	0,0
Spinta terreno lato fiume	2,8	1,1	2,5	-1,2	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>50,9</b>	<b>9,5</b>	<b>3,2</b>	<b>42,4</b>

## 5.4 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

### 5.4.1 SCORRIMENTO

Si riportano di seguito le verifiche a scorrimento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra l'azione orizzontale di progetto e quella resistente di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	24,7	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	48,6	-
Resistenza:	$R$	34,0	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,10	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	30,9	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1,25</b>	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	6,7	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	44,9	-
Resistenza:	$R$	31,4	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	31,4	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>4,68</b>	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione orizzontale:	$H_{ed}$	6,9	$kNm$
Carico verticale:	$V_{ed}$	49,6	-
Resistenza:	$R$	34,7	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza di calcolo:	$R_d$	34,7	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>5,05</b>	-

**5.4.2 RIBALTAMENTO**

Si riportano di seguito le verifiche a ribaltamento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra il momento resistente di progetto ed il momento ribaltante di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	52	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,15	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	45	$kNm$
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	25	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1,79</b>	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	36	$kNm$
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	36	$kNm$
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	3	$kNm$
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>10,97</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	42	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	42	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	3	kNm
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>13,20</b>	-

### 5.4.3 CARICO LIMITE

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante della fondazione. Siccome risulta che il rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione verticale di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	49	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	25	kN
Sovaccarico laterale:	$q$	17,10	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0,35	m
Base efficace:	$B_{eff}$	1,10	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,12	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,24	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,22	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	166	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	183	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,40	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	131	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>2,69</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	45	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	7	kN
Sovraccarico laterale:	$q$	16,25	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0,11	m
Base efficace:	$B_{eff}$	1,58	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,62	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,72	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,71	-
Coefficiente sismico:	$k_h$	0,26	-
Coefficiente sismico:	$z_c$	0,91	-
Coefficiente sismico:	$z_q$	0,84	-
Coefficiente sismico:	$z_\gamma$	0,84	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	705	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	1.115	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	929	
<b>Verifica:</b> $N_{Rd}/N_{Ed}$		<b>20,69</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	50	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	7	kN
Sovraccarico laterale:	$q$	17,96	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0,10	m
Base efficace:	$B_{eff}$	1,59	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,64	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,74	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,73	-
Coefficiente sismico:	$k_h$	0,26	-
Coefficiente sismico:	$z_c$	0,91	-
Coefficiente sismico:	$z_q$	0,84	-
Coefficiente sismico:	$z_\gamma$	0,84	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	766	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	1.221	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	1.018	
<b>Verifica:</b> $N_{Rd}/N_{Ed}$		<b>20,52</b>	-

## 5.5 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Sia per il paramento che per la fondazione è prevista un'armatura principale composta da barre Ø10 su entrambi i lati, poste ad interasse di 20 cm.

### 5.5.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le azioni sollecitanti di progetto per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono riportate in Tabella 7.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>Alla base del paramento:</b>			
Combinazione statica	5,4	15,2	23,9
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	1,2	14,5	2,1
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	1,2	16,1	2,2
<b>Nella fondazione, a filo con il paramento:</b>			
Combinazione statica	2,7	-	15,2
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	1,4	-	6,5
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	1,5	-	7,0

Tabella 7 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLU

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

Con questi dati:

- Sezione rettangolare:  $B = 100 \text{ cm}$   
 $H = 40 \text{ cm}$
- Armatura al lembo compresso (5 Ø10):  $A'_f = 3,93 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø10):  $A_f = 3,93 \text{ cm}^2$

e con la minima azione assiale di progetto  $N_{Ed} = 14,5 \text{ kN}$ , dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 61,4 \text{ kNm}$$

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:

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{Larghezza minima della sezione} \\
 d &= 40 \text{ cm} && \text{Altezza utile della sezione}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sl} &= 393 \text{ mm}^2 && \text{Area dell'armatura longitudinale tesa} \\
 \rho_l &= 0,0011 && \text{Rapporto geometrico armatura tesa } [A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02] \\
 \sigma_{cp} &= 0,0 \text{ MPa} && \text{Tensione media di compressione } [N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}] \\
 k &= 1,7559 && [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2] \\
 v_{min} &= 0,4607 \text{ MPa} && [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]
 \end{aligned}$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 113 \text{ kN}$$

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:  $B = 100 \text{ cm}$   
 $H = 40 \text{ cm}$
- Armatura al lembo compresso (5 Ø10):  $A'_f = 3,93 \text{ cm}^2$
- Armatura al lembo teso (5 Ø10):  $A_f = 3,93 \text{ cm}^2$

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

$$M_{Rd} = 58,8 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a flessione 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:

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{Larghezza minima della sezione} \\
 d &= 40 \text{ cm} && \text{Altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 393 \text{ mm}^2 && \text{Area dell'armatura longitudinale tesa} \\
 \rho_l &= 0,0011 && \text{Rapporto geometrico armatura tesa } [A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02] \\
 \sigma_{cp} &= 0,0 \text{ MPa} && \text{Tensione media di compressione } [N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}] \\
 k &= 1,7559 && [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2] \\
 v_{min} &= 0,4607 \text{ MPa} && [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]
 \end{aligned}$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 113 \text{ kN}$$



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

## 5.5.2 STATO 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 8.

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$
	[kNm]	[kN]
Alla base del paramento	4,2	15,1
Nella fondazione, a filo con il paramento	2,4	-

Tabella 8 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLE

### Paramento - 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, prescindendo cautelativamente dall'azione assiale di compressione, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 70 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quello sollecitante all'SLE ( $M_{Ed,SLE} = 4,2 \text{ kNm}$ ), non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

### Paramento - Verifica delle tensioni in esercizio

In esercizio con  $M_{Ed,SLE} = 4,2 \text{ kNm}$  e  $N_{Ed,SLE} = 15,1 \text{ kN}$ , le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono rispettivamente:

$$\sigma_c = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 13,4 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ( $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), 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:

$$M_f = 70 \text{ kNm}$$



## 6. ADEGUAMENTO MURO ESISTENTE – SEZIONI 95÷99

### 6.1 PREMESSE

Il tratto di intervento compreso tra le sezioni 95 e 99 di progetto è quello che corre parallelo al Torrente Tiepido, in prossimità della confluenza di quest'ultimo con il Fiume Panaro.

Sulla sommità della scarpata arginale di questo tratto è presente un muro in calcestruzzo armato, con sommità a quota 35,25 m s.l.m. circa.

E' pertanto necessario prevedere il sovrizzo del muro esistente, per renderle la sua quota di sommità idraulicamente coerente con le opere in progetto.

### 6.2 CARATTERISTICHE DEL MURO ESISTENTE

Le caratteristiche del muro esistente sono note sulla base della mirata campagna di indagine svolta alla fine 2019 da Parmageo, con rapporto finale datato dicembre 2019. Sono state eseguite prove sclerometriche, pacometriche, saggi localizzati con rimozione del copriferro, prove durometriche, carotaggi del calcestruzzo e verifiche dimensionali dell'estensione della fondazione.

Sono inoltre a disposizione alcuni elaborati del progetto del 2010 di realizzazione del muro "Lavori di somma urgenza – Interventi di messa in sicurezza di abitazioni e attività produttive alla confluenza tra il Torrente Tiepido e il Fiume Panaro – Comune di Modena località Fossalta" a firma dell'Ing. Adelio Pagotto e del Geom. Cristiano Caltabellotta. Gli elaborati disponibili sono:

- All. A – Relazione tecnico illustrativa
- All. B – Computo metrico estimativo
- All. 3 – Planimetria di progetto
- All. 4 – Sezioni tipo
- All. 6 – Particolari costruttivi

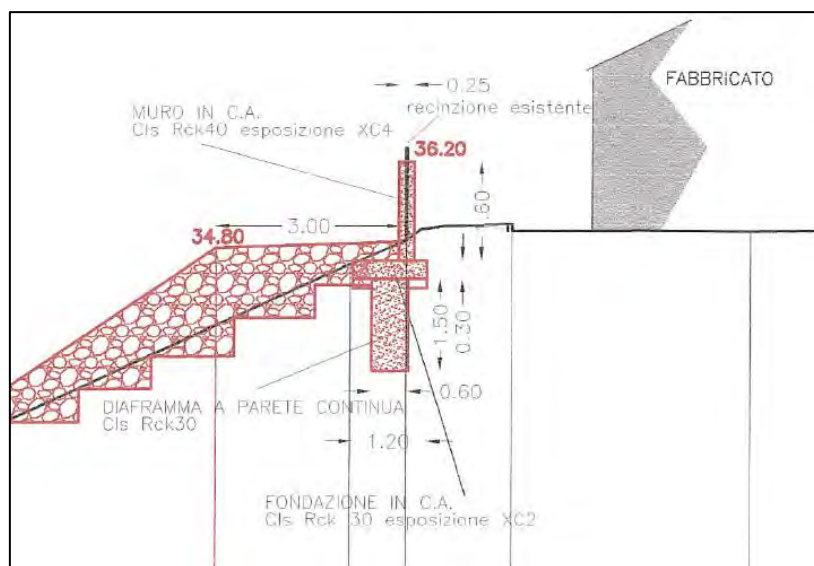
In Figura 3 si riporta uno stralcio del disegno "Sezioni tipo" del progetto 2010, da cui si evincono le seguenti informazioni riguardanti la geometria di progetto del muro:

Altezza totale:	1,90 m
Spessore del paramento:	0,25 m
Spessore della fondazione:	0,30 m

Lunghezza fondazione lato campagna: 0,20 m

Lunghezza fondazione lato fiume: 0,75 m

Lunghezza totale fondazione: 1,20 m



**Figura 3 – Stralcio del progetto 2010 del muro arginale**

Dai dati ricavati dalla recente campagna di indagini, ed in particolare dai valori della Figura 08 del citato rapporto Parmageo, si evince che nella realtà che l'altezza complessiva che l'estensione della fondazione variano lungo lo sviluppo del muro. Nello specifico:

- l'altezza del paramento arriva a raggiungere i 2 m circa;
- l'estensione della fondazione lato campagna è sempre di almeno 20 cm;
- l'estensione della fondazione lato fiume è sempre di almeno 75 cm;

Inoltre, l'esito del carotaggio in fondazione eseguito da Parmageo conferma che lo spessore della fondazione è di 30 cm.

In definitiva, ai fini dei dimensionamenti e delle verifiche di seguito illustrate, si è ricostruita la geometria del muro esistente rappresentata in Figura 4. Tale ricostruzione geometrica è ragionevolmente cautelativa, visti gli esiti delle indagini a disposizione e la discreta corrispondenza con i disegni progettuali. Riepilogando, la geometria adottata è la seguente:

Altezza totale: 2,30 m

Spessore del paramento: 0,25 m

Spessore della fondazione: 0,30 m

Lunghezza fondazione lato campagna: 0,20 m

Lunghezza fondazione lato fiume: 0,75 m

Lunghezza totale fondazione: 1,20 m

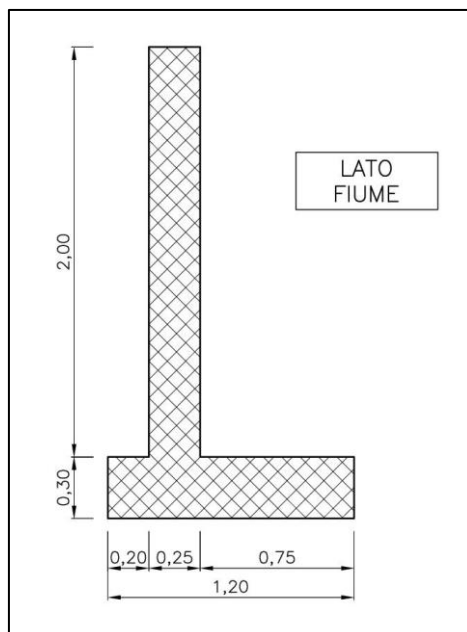


Figura 4 – Geometria adottata per il muro esistente

Il disegno “Particolari costruttivi” del progetto 2010 indica che l’armatura principale è costituita da barre Ø10 poste su entrambe le facce della fondazione e del paramento, ad interasse di 20 cm (v. Figura 5). Le indagini con pacometro e le successive scalpellature, eseguite per la misura diretta con calibro dei ferri, hanno confermato sia il passo delle armature che il loro diametro.

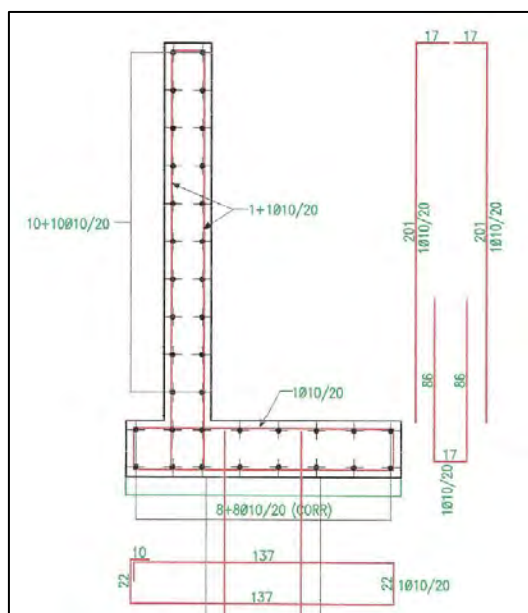


Figura 5 – Armatura del muro esistente tratta dal progetto 2010

Relativamente alle caratteristiche del calcestruzzo costituente il muro, gli elaborati progettuali indicano:

- per la fondazione:  $R_{ck}$  30, classe di esposizione XC2
- per il paramento:  $R_{ck}$  40, classe di esposizione XC4

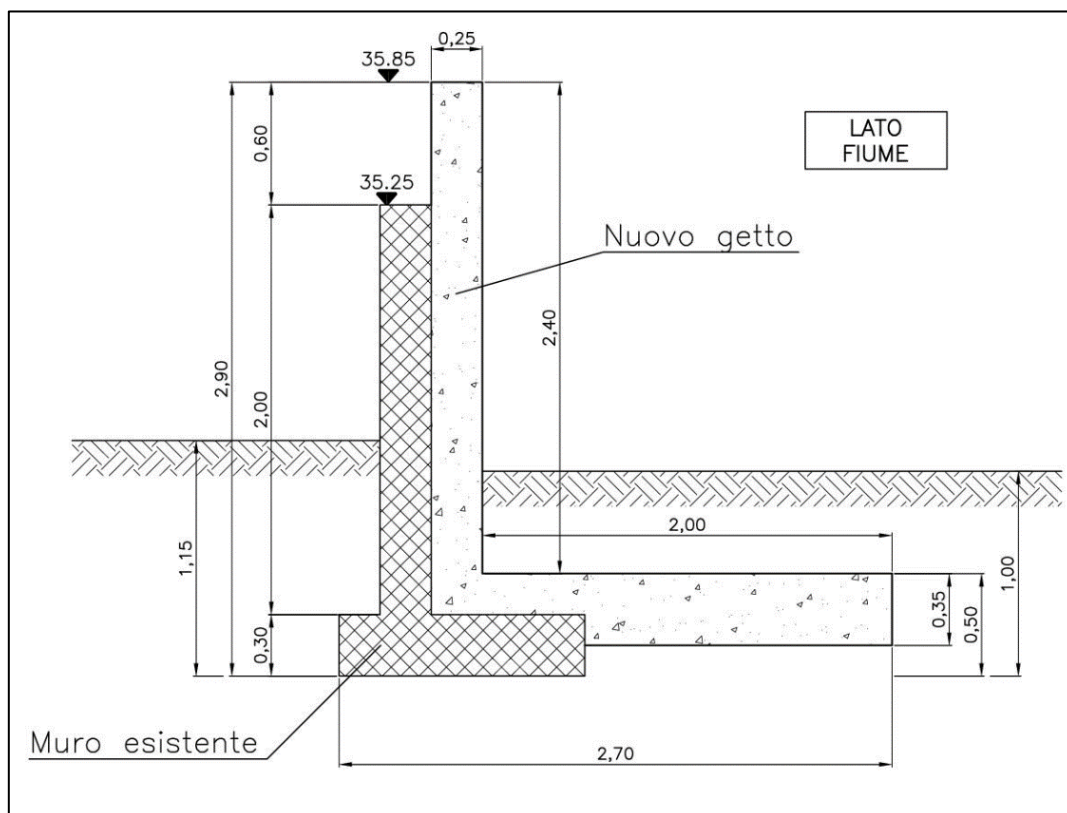
Le prove sclerometriche condotte sul paramento indicano un valore di rimbalzo sempre superiore a 40, cui corrisponde (sclerometro orizzontale) una resistenza cubica a compressione di 40 MPa, quindi in perfetto accordo con le indicazioni del progetto 2010. Valori confermati anche dalle prove di resistenza a compressione sulle due carote estratte, che forniscono valori di resistenza a rottura di 45÷50 MPa (da considerarsi come valori “cubici”, visto il rapporto  $H/\varnothing \approx 1$ ).

Infine, le prove durometriche sull'acciaio di armatura hanno fornito valori di resistenza a rottura pari a: 345 N/mm<sup>2</sup>, 410 N/mm<sup>2</sup>, 420 N/mm<sup>2</sup> e 440 N/mm<sup>2</sup>. Questi valori appaiono bassi per l'acciaio tipo B450C che si può ragionevolmente pensare sia stato impiegato per la realizzazione del muro nel 2010. Non si ritiene comunque necessario un approfondimento in quanto le caratteristiche di resistenza dell'armatura del muro esistente non hanno incidenza sulle verifiche illustrate nel seguito.

### 6.3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

L'intervento in progetto consiste nell'adeguamento in quota e nel rinforzo del muro esistente. Non è sufficiente il semplice sovrizzo del paramento sia evidentemente per il soddisfacimento delle verifiche di stabilità globale, sia perché le armature presenti nel paramento sono insufficienti.

La soluzione prevista è quella riportata in Figura 6, con la formazione di un getto continuo sia lungo la fondazione che lungo il paramento. Il nuovo getto sarà armato prescindendo dall'armatura del muro esistente, a cui sarà collegato mediante ferri ad esso inghiassati; per le verifiche di stabilità globale si considera invece la sezione complessiva formata dal muro esistente e dal nuovo getto.



**Figura 6 – Geometria di calcolo dell'adeguamento del muro lungo il T. Tiepido**

Le principali dimensioni geometriche del muro così modificato sono:

Quota testa muro:	35,85 m s.l.m.
Altezza totale:	2,90 m
Spessore totale del paramento:	0,50 m
Spessore della nuova fondazione:	0,35 m
Lunghezza fondazione lato fiume:	2,00 m
Lunghezza totale fondazione:	2,70 m

Lo spessore minimo del terreno di rinfranco lato campagna (lato Hotel), misurato dal piano di fondazione, è di 1,15 m; lato fiume, il terreno verrà modellato prevedendo un ricoprimento minimo della ciabatta di 0,50 m, cioè 1,00 m rispetto al piano di fondazione.

#### 6.4 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

Relativamente alle situazioni progettuali ed ai metodi di calcolo e di verifica, valgono le medesime considerazioni illustrate ai precedenti §§ 5.2.1 e 5.2.2 con riferimento al nuovo muro arginale previsto in corrispondenza delle sezioni 34÷41.





Il peso del terreno agente sulla fondazione lato fiume è:

$$P_t = 2,00 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot (20-10) \text{ kN/m}^3 = 10,0 \text{ kN/m} \text{ (peso di volume efficace)}$$

Sia il peso dell'acqua che quello del terreno sopra calcolati hanno un braccio di 1,70 m rispetto al punto estremo lato campagna della fondazione.

L'andamento delle sottopressioni in fondazione si ricava dal calcolo del moto di filtrazione illustrato al § 10.2 della "Relazione Geotecnica", Allegato A.5 del progetto. In Figura 7 si riporta un ingrandimento della Figura 72 della citata Relazione Geotecnica, che si riferisce alla condizione idraulica presente al tempo  $t=72$  ore (inizio discesa), cioè all'istante in cui le sottopressioni raggiungono il valore massimo.

Dalla figura si evince che la risultante delle sottopressioni è pari a

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot 1,85 \text{ m} \cdot 2,09 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 19,3 \text{ kN/m}$$

con un braccio di

$$b = 2,70 - 2,09/3 = 2,00 \text{ m}$$

rispetto al punto estremo della fondazione lato campagna.

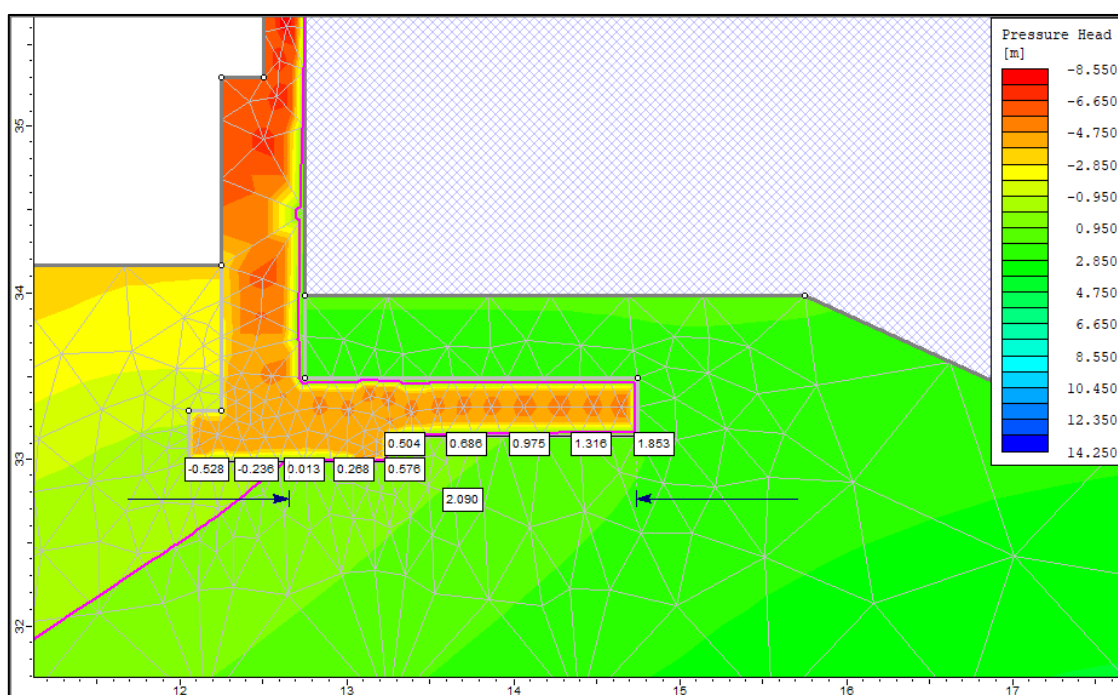


Figura 7 – Sottopressioni lungo il piano di fondazione al tempo  $t = 72$  ore



### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione	F [kN]	F <sub>v</sub> [kN]	F <sub>h</sub> [kN]	M <sub>rib</sub> [kNm]	M <sub>stab</sub> [kNm]
Peso proprio muro	53,4	53,4	0,0	0,0	46,8
sisma verticale	-2,7	-2,7	-	0,0	-2,3
sisma orizzontale	5,3	-	5,3	4,9	0,0
Peso terreno lato fiume	10,0	10,0	0,0	0,0	17,0
sisma verticale	-0,5	-0,5	0,0	0,0	-0,9
sisma orizzontale	1,0	0,0	1,0	0,8	0,0
Peso terreno lato campagna	3,2	3,2	0,0	0,0	0,3
sisma verticale	-0,2	-0,2	0,0	0,0	0,0
sisma orizzontale	0,3	0,0	0,3	0,2	0,0
Spinta terreno lato fiume	1,5	0,6	1,4	-0,9	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>44,9</b>	<b>6,7</b>	<b>2,0</b>	<b>37,5</b>

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione	F [kN]	F <sub>v</sub> [kN]	F <sub>h</sub> [kN]	M <sub>rib</sub> [kNm]	M <sub>stab</sub> [kNm]
Peso proprio muro	53,4	53,4	0,0	0,0	46,8
sisma verticale	2,7	2,7	-	0,0	2,3
sisma orizzontale	5,3	-	5,3	4,9	0,0
Peso terreno lato fiume	10,0	10,0	0,0	0,0	17,0
sisma verticale	0,5	0,5	0,0	0,0	0,9
sisma orizzontale	1,0	0,0	1,0	0,8	0,0
Peso terreno lato campagna	3,2	3,2	0,0	0,0	0,3
sisma verticale	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0
sisma orizzontale	0,3	0,0	0,3	0,2	0,0
Spinta terreno lato fiume	1,6	0,6	1,5	-1,0	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>44,9</b>	<b>6,7</b>	<b>2,0</b>	<b>37,5</b>

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F [kN]	F <sub>v</sub> [kN]	F <sub>h</sub> [kN]	M <sub>rib</sub> [kNm]	M <sub>stab</sub> [kNm]
Peso proprio muro	53,4	53,4	0,0	0,0	46,8
sisma verticale	-4,0	-4,0	-	0,0	-3,5
sisma orizzontale	8,0	-	8,0	7,3	0,0
Peso terreno lato fiume	10,0	10,0	0,0	0,0	17,0
sisma verticale	-0,8	-0,8	0,0	0,0	-1,3
sisma orizzontale	1,5	0,0	1,5	1,1	0,0
Peso terreno lato campagna	3,2	3,2	0,0	0,0	0,3
sisma verticale	-0,2	-0,2	0,0	0,0	0,0
sisma orizzontale	0,5	0,0	0,5	0,4	0,0
Spinta terreno lato fiume	1,6	0,7	1,5	-1,0	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>62,3</b>	<b>11,5</b>	<b>7,8</b>	<b>59,3</b>

## Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F <sub>v</sub>	F <sub>h</sub>	M <sub>rib</sub>	M <sub>stab</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	53,4	53,4	0,0	0,0	46,8
sisma verticale	4,0	4,0	-	0,0	3,5
sisma orizzontale	8,0	-	8,0	7,3	0,0
Peso terreno lato fiume	10,0	10,0	0,0	0,0	17,0
sisma verticale	0,8	0,8	0,0	0,0	1,3
sisma orizzontale	1,5	0,0	1,5	1,1	0,0
Peso terreno lato campagna	3,2	3,2	0,0	0,0	0,3
sisma verticale	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0
sisma orizzontale	0,5	0,0	0,5	0,4	0,0
Spinta terreno lato fiume	1,8	0,7	1,7	-1,1	0,0
<b>Risultanti:</b>		<b>72,3</b>	<b>11,6</b>	<b>7,7</b>	<b>68,9</b>

## 6.6 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

### 6.6.1 SCORRIMENTO

Si riportano di seguito le verifiche a scorrimento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra l'azione orizzontale di progetto e quella resistente di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

#### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione orizzontale:	H <sub>ed</sub>	54,2	kNm
Carico verticale:	V <sub>ed</sub>	89,0	-
Resistenza:	R	62,3	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,10	-
Resistenza di calcolo:	R <sub>d</sub>	56,7	kNm
<b>Verifica:</b>	<b>M<sub>Rd</sub>/M<sub>Ed</sub></b>	<b>1,04</b>	-

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione orizzontale:	H <sub>ed</sub>	8,0	kNm
Carico verticale:	V <sub>ed</sub>	63,9	-
Resistenza:	R	44,7	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza di calcolo:	R <sub>d</sub>	44,7	kNm
<b>Verifica:</b>	<b>M<sub>Rd</sub>/M<sub>Ed</sub></b>	<b>5,58</b>	-

#### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione orizzontale:	H <sub>ed</sub>	8,1	kNm
Carico verticale:	V <sub>ed</sub>	70,6	-
Resistenza:	R	49,4	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza di calcolo:	R <sub>d</sub>	49,4	kNm
<b>Verifica:</b>	<b>M<sub>Rd</sub>/M<sub>Ed</sub></b>	<b>6,08</b>	-

## 6.6.2 RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito le verifiche a ribaltamento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra il momento resistente di progetto ed il momento ribaltante di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	144	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,15	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	125	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	100	kNm
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>1,26</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	59	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	59	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	8	kNm
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>7,57</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Momento stabilizzante:	$M_{stab}$	69	kNm
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,00	-
Resistenza a ribaltamento:	$M_{Rd}$	69	kNm
Momento ribaltante:	$M_{Ed}$	8	kNm
<b>Verifica:</b>	<b><math>M_{Rd}/M_{Ed}</math></b>	<b>8,92</b>	-

## 6.6.3 CARICO LIMITE

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante della fondazione.

A favore di sicurezza, nel calcolo della capacità portante della fondazione si considera che quest'ultima abbia una larghezza  $B = 1,20$  m, pari alla sola fondazione del muro esistente, che si trova 0,15 m sotto alla quota della nuova ciabatta prevista lato fiume.

Siccome risulta che il rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione verticale di progetto è sempre  $\geq 1$ , le verifiche sono soddisfatte.

### Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	89	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	54	kN
Sovarccarico laterale:	$q$	21,85	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	0,10	m
Base efficace:	$B_{eff}$	1,00	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,06	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,15	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,13	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	124	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	124	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,40	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	89	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>1,00</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	64	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	8	kN
Sovarccarico laterale:	$q$	20,76	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	-0,28	m
Base efficace:	$B_{eff}$	0,65	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,67	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,76	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,76	-
Coefficiente sismico:	$k_h$	0,26	-
Coefficiente sismico:	$z_c$	0,91	-
Coefficiente sismico:	$z_q$	0,84	-
Coefficiente sismico:	$z_\gamma$	0,84	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	525	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	341	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	284	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>4,45</b>	-

### Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione verticale:	$N_{Ed}$	71	kN
Azione orizzontale:	$H_{Ed}$	8	kN
Sovraccarico laterale:	$q$	22,94	kN/m <sup>2</sup>
Eccentricità:	$e$	-0,28	m
Base efficace:	$B_{eff}$	0,63	m
Fattore di capacità portante:	$N_q$	33,30	-
Fattore di capacità portante:	$N_c$	46,12	-
Fattore di capacità portante:	$N_\gamma$	48,03	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_\gamma$	0,69	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_q$	0,78	-
Coefficiente inclinazione carico:	$i_c$	0,78	-
Coefficiente sismico:	$k_h$	0,26	-
Coefficiente sismico:	$z_c$	0,91	-
Coefficiente sismico:	$z_q$	0,84	-
Coefficiente sismico:	$z_\gamma$	0,84	-
Pressione limite:	$q_{lim}$	584	kN/m <sup>2</sup>
Resistenza limite:	$Q_{lim}$	369	kN
Coefficiente parziale:	$\gamma_R$	1,20	-
Resistenza di calcolo:	$N_{Rd}$	308	
<b>Verifica:</b>	<b><math>N_{Rd}/N_{Ed}</math></b>	<b>4,36</b>	-

## 6.7 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Come detto, le verifiche di resistenza vengono condotte prescindendo dal muro esistente.

Come si evince dagli elaborati grafici di progetto, sia per il paramento che per la fondazione è prevista un'armatura principale composta da barre Ø12 su entrambi i lati, poste ad interasse di 20 cm.

### 6.7.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le azioni sollecitanti di progetto per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo in condizioni di piena sono:

	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kN]	[kN]
<b>Alla base del paramento:</b>			
Combinazione statica	23,3	26,4	53,1
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	2,4	25,1	3,0
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	2,3	27,7	3,0
<b>Nella fondazione, a filo con il paramento:</b>			
Combinazione statica	17,5	-	3,7
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	13,0	-	-20,4
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	14,1	-	-23,5

**Tabella 10 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLU**











## 7. SCATOLARE 2,00 X 2,00 M

### 7.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto in esame è uno scatolare di scarico previsto in corrispondenza della sezione 85 di progetto. Le dimensioni interne sono di 2,00 x 2,00 m; lo spessore della soletta superiore e dei piedritti è di 40 cm, quello della soletta inferiore di 50 cm. Il massimo spessore del terreno di ricoprimento è di circa 3,50 m rispetto all'estradosso della soletta superiore.

La geometria dello scatolare è illustrata in Figura 8, in cui sono anche indicate, in rosso, le dimensioni in asse utilizzate per il calcolo dello scatolare.

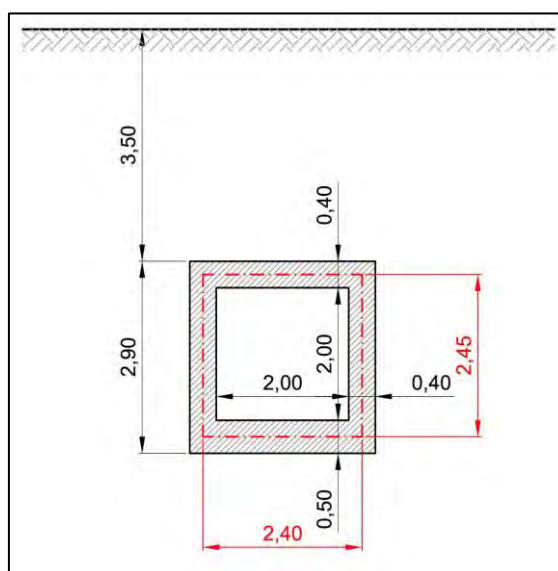


Figura 8 – Geometria di calcolo dello scatolare

### 7.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

#### 7.2.1 CRITERI DI VERIFICA

La sicurezza strutturale dell'opera è garantita attraverso la verifica dei seguenti stati limite:

**SLU** stati limite ultimi (capacità di evitare crolli e dissesti gravi, anche parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone, provocare danni ambientali e sociali ovvero mettere fuori servizio l'opera). Gli SLU da verificare sono quelli relativi alla resistenza degli elementi strutturali. I medesimi stati limite ultimi dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLV (stato limite di salvaguardia della vita).

**SLE** stati limite di esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di

esercizio). Gli SLE da verificare per ogni situazione di esercizio riguardano la verifica di danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (limitazione delle tensioni di esercizio, dell'apertura delle fessure e della deformabilità degli elementi strutturali). I medesimi stati limite di esercizio dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLD (stato limite di danno).

## 7.2.2 PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il terreno costituente il rinfranco laterale ed il ricoprimento superiore del tombino è quello utilizzato per la realizzazione del nuovo rilevato arginale di cui si riportano, in Tabella 12, i parametri geotecnici caratteristici.

<i>Livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i><math>\Phi'</math></i>	<i><math>\gamma</math> (kN/mc)</i>	<i><math>\gamma_s</math> (kN/mc)</i>
<i>Nuovo rilevato arginale</i>	<i>Limi e limi sabbiosi non plastici</i>	<i>65</i>	<i>10</i>	<i>30</i>	<i>19</i>	<i>20</i>

**Tabella 12 - Parametri geologico-tecnici**

Si assume inoltre, per il terreno di fondazione, un coefficiente di sottofondazione alla Winkler pari a  $k = 30.000 \text{ kN/m}^3$ .

## 7.2.3 CARICHI E SOVARCCARICHI

In Tabella 13 si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nelle analisi che seguono.

Si considera, sulla soletta superiore dello scatolare, il peso del terreno con lo spessore fino alla sommità arginale. Si considera inoltre il sovraccarico accidentale sulla sommità arginale pari a  $q = 20 \text{ k/m}^2$ .

Nella determinazione della spinta laterale del terreno di rinfranco, lo scatolare può essere considerato come una struttura indeformabile. Pertanto il terreno può essere considerato in uno stato di spinta a riposo, con coefficiente di spinta  $K_0 = 0,50$ .



$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo  $\beta$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari a 1 in quanto la struttura può considerarsi indeformabile.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene valutata con il metodo di Wood (1973), per terreni in condizioni di spinta a riposo.

## 7.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 14 sono riportate le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

	Carichi permanenti	Carichi permanenti portati					Carichi accidentali			Azioni sismiche					
		Terreno superiore	Spinta a riposo sx	Spinta a riposo dx	Spinta attiva sx	Spinta attiva dx	Acqua interna	Sovraccarico sup	Sovraccarico sx	Orizzontale			Verticale		
										Peso proprio	Terreno sx	Acqua interna	Peso proprio	Terreno superiore	Acqua interna
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	SLV1 SLD1	SLV2 SLD2	SLV3 SLD3	SLV4 SLD4	SLV5 SLD5	SLV6 SLD6
SLU1	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU2	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU3	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU4	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU5	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU6	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU7	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU8	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU9	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU10	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU11	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU12	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU13	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU14	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU15	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU16	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU17	1,3	1,3	0	0	1	1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU18	1	1	1,3	1,3	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU19	1	1	1,3	1,3	0	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0
SLU20	1	1	1,3	0	0	1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU21	1	1	1,3	0	0	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLV1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3
SLV2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3	-0,3
SLV3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1	1
SLV4	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1	-1
SLE1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE2	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE3	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE4	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLD1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3
SLD2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3	-0,3
SLD3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1	1
SLD4	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1	-1

Tabella 14 - Combinazioni di carico

Visto il numero ridotto dei carichi accidentali, si considera, per lo stato limite di esercizio in condizioni statiche, una sola serie di combinazioni di carico che involuppa gli stati limite di esercizio. Nello specifico, si considera la condizione di carico “rara”, ottenuta imponendo pari ad 1 i coefficienti parziali delle azioni variabili sfavorevoli e pari a 1 tutti i coefficienti di combinazione. Pertanto, anche le verifiche che le NTC prevedono per le condizioni di carico “frequente” e “quasi permanente” verranno condotte considerando la combinazione “rara”.

Nelle combinazioni “SLV1”÷”SLV4” le azioni sismiche che concorrono sono quelle calcolate all’SLV; analogamente, nelle combinazioni “SLD1”÷”SLD4” si considerano le azioni sismiche all’SLD.

## 7.3 MODELLO DI CALCOLO

### 7.3.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2020 vers. 1.2 della MIDAS IT Co, Ltd, un software general purpose che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti comprende beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, plane strain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

Il distributore è HARPACEAS s.r.l. di Milano e gli estremi della licenza sono gestiti attraverso chiavetta USB n.U001-09295 il cui titolare è lo Studio Meda S.r.l.

Per valutare l’affidabilità del software si è esaminata preliminarmente la documentazione a corredo fornita dal produttore. Tale documentazione contiene la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, oltre che casi prova risolti e commentati. Ogni esempio riportato comporta un processo di verifica generale che conferma la validità dei risultati dell’analisi strutturale. Questi risultati sono confrontati con i risultati teorici ed i risultati di letteratura. Ogni esempio viene anche confrontato con altri software simili. Gli esempi di verifica fanno riferimento ad analisi statiche, modali, a spettro di risposta, a Time History, ecc.

In definitiva, l’esame della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l’affidabilità e l’idoneità al caso in esame.

### 7.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura dello scatolare come un portale formato da n. 4 elementi “beam”, come rappresentato in Figura 9. Le dimensioni del portale modellato sono di 2,40 m di larghezza per 2,45 m di altezza, corrispondente agli assi degli elementi del manufatto reale.

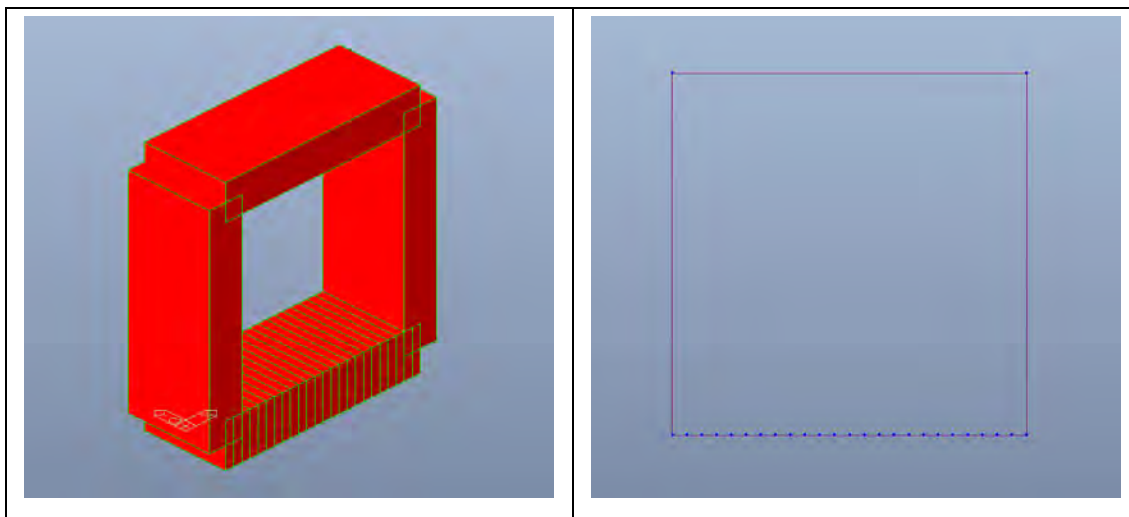


Figura 9 - Modello di calcolo: vista assonometrica (a sinistra) e frontale (a destra)

A tutti i nodi della soletta inferiore sono assegnate molle alla traslazione verticale per simulare il terreno di fondazione alla Winkler.

L’asse globale Z del modello è diretto verso l’alto; l’asse X in direzione trasversale.

Nei risultati del calcolo, gli sforzi e le forze sono positivi di trazione.

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura utilizzate sono i kN ed i m; quindi i momenti e le forze sono espressi in kNm e kN, gli sforzi in kN/m<sup>2</sup>.

Prima e durante l’elaborazione, il programma di calcolo esegue controlli che consentono di individuare eventuali errori di modellazione, così come la presenza nei risultati di nodi con spostamenti o rotazioni eccessivi. La risoluzione del modello numerico è svolta dal software regolarmente, completando correttamente il calcolo. Nessun errore o avvertimento è indicato nell’output del software.

I risultati del modello numerico, sia in termini di deformazioni che di sforzi ed azioni interne, sono stati sottoposti a controlli per comprovarne l’attendibilità. Non si sono riscontrate deformazioni o rotazioni anomale o non coerenti, tali da far sorgere dubbi circa la presenza di errori di modellazione. L’ordine di grandezza delle azioni interne e delle deformate calcolate appare ragionevole e coerente con la struttura in esame.



La corretta modellazione della struttura e dei carichi è stata verificata anche attraverso una verifica sulle reazioni vincolari, che sono risultate in equilibrio con i carichi agenti.

In definitiva, si può asserire che l'elaborazione è corretta e che i risultati sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 7.4 AZIONI AGENTI

### Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è tenuto automaticamente in conto dal software di calcolo, avendo assegnato agli elementi "beam" il loro reale spessore ed il peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### Peso del terreno superiore

Il peso del terreno sulla soletta superiore, con spessore 3,50 m, è:

$$p_t = 3,50 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 70,0 \text{ kN/m}^2$$

### Spinta a riposo terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{lat,sup} = 0,50 \cdot 3,50 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 35,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{lat,inf} = 0,50 \cdot (3,50+2,90) \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 64,0 \text{ kN/m}^2$$

### Spinta attiva terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{lat,sup} = 0,33 \cdot 3,50 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 23,1 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{lat,inf} = 0,33 \cdot (3,50+2,90) \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 42,2 \text{ kN/m}^2$$

### Acqua all'interno dello scatolare

Considerando cautelativamente lo scatolare completamente pieno, sulla soletta inferiore agisce il peso dell'acqua contenuta pari a:

$$p_{acqua,inf} = 2,0 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^2$$

mentre sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 alla quota della soletta superiore fino a 20 kN/m<sup>2</sup> alla quota della soletta inferiore.

### Sovraccarico accidentale sulla testa del rilevato

Si considera agente sulla soletta superiore il sovraccarico di

$$q = 20 \text{ kN/m}^2.$$

Questo sovraccarico genera un incremento della spinta del terreno (spinta a riposo) sui piedritti

di:

$$q_{lat} = 0,50 \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

### Azioni sismiche

Le forze inerziali sulle masse strutturali e sul carico permanente portato sulla soletta superiore (peso del terreno di ricoprimento) sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV:

$$k_h = 0,27$$

$$k_v = \pm 0,14$$

- all'SLD:

$$k_h = 0,11$$

$$k_v = \pm 0,06$$

La sovraspinta del terreno laterale (da sommare alla spinta in condizioni statiche), calcolata con la formulazione di Wood (1973), è:

- all'SLV:  $\Delta p_d = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 34,6 \text{ kN/m}^2$

- all'SLD:  $\Delta p_d = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 14,1 \text{ kN/m}^2$

essendo  $h_{tot} = 3,50 + 2,90 = 6,4 \text{ m}$

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente  $k_v$ . La sovraspinta sul piedritto destro, corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo  $H = 2,00 \text{ m}$  l'altezza d'acqua contenuta e  $z$  la quota generica a partire dal fondo dello scatolare.

## **7.5 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO**

Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle azioni interne all'SLU ed all'SLE:

- Figura 10: SLU - momenti flettenti
- Figura 11: SLU - azioni assiali
- Figura 12: SLU – tagli
- Figura 13: SLE - momenti flettenti
- Figura 14: SLE - azioni assiali

- Figura 15: SLE - tagli

In Figura 16 si riporta infine la deformata calcolata all'SLE.

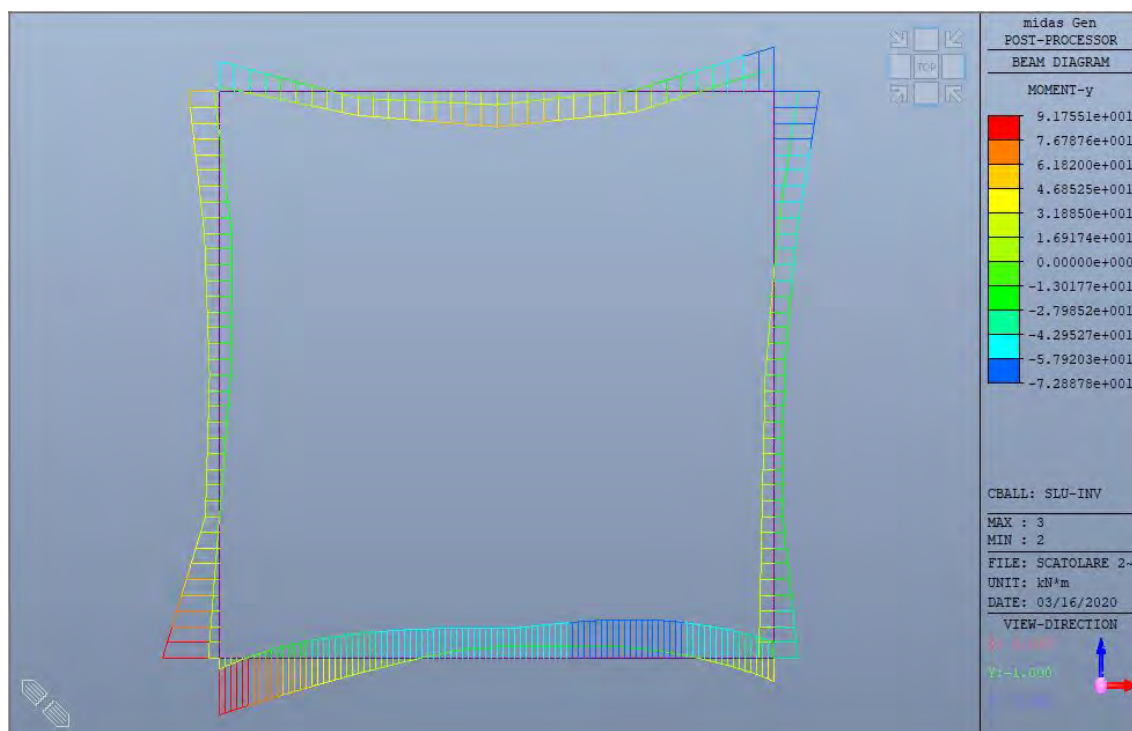


Figura 10 – Momenti flettenti all'SLU

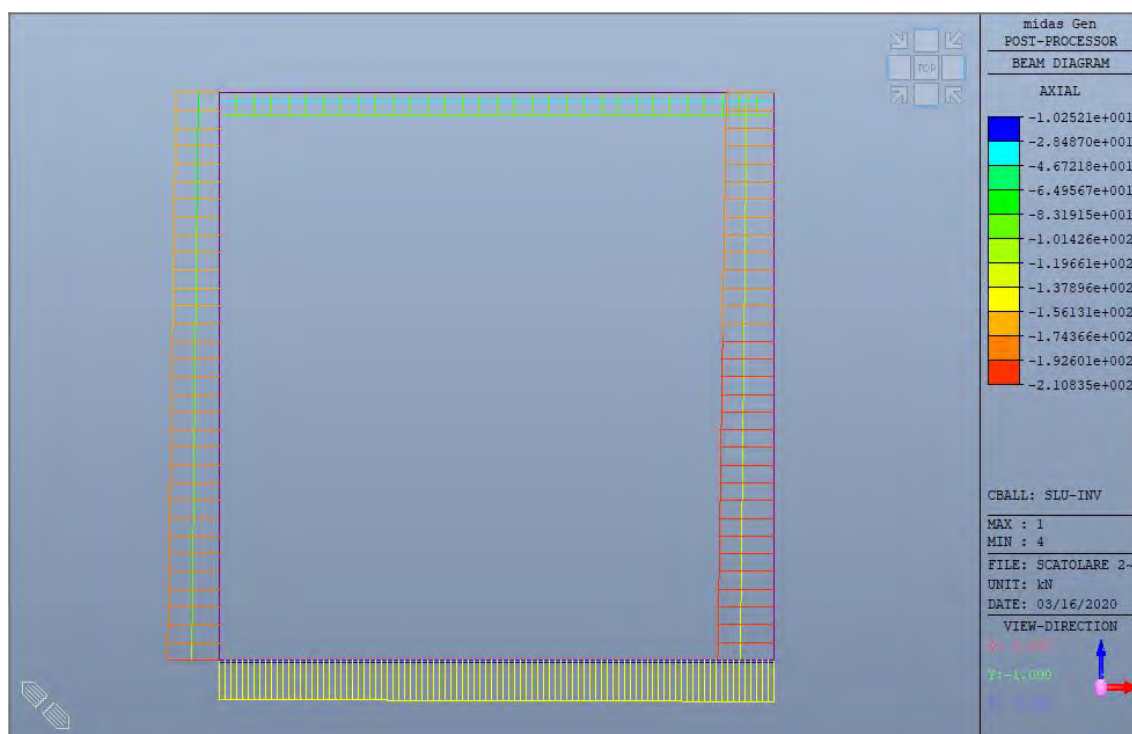


Figura 11 – Azioni assiali all'SLU

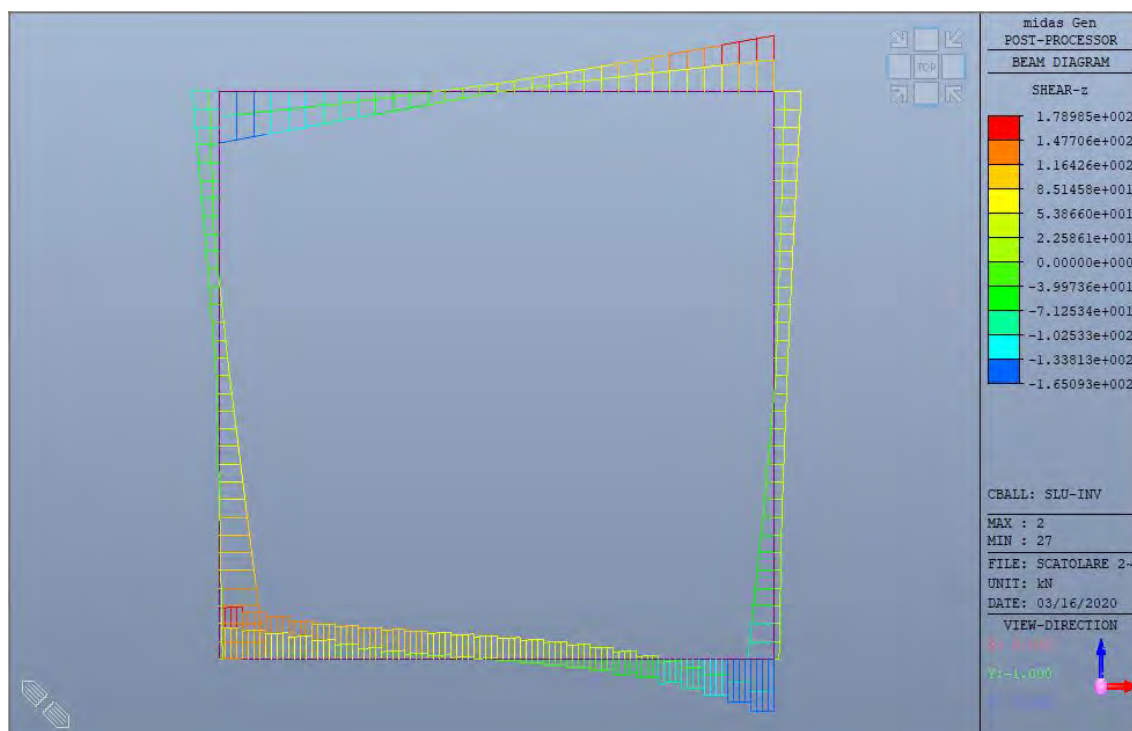


Figura 12 – Azioni di taglio all'SLU

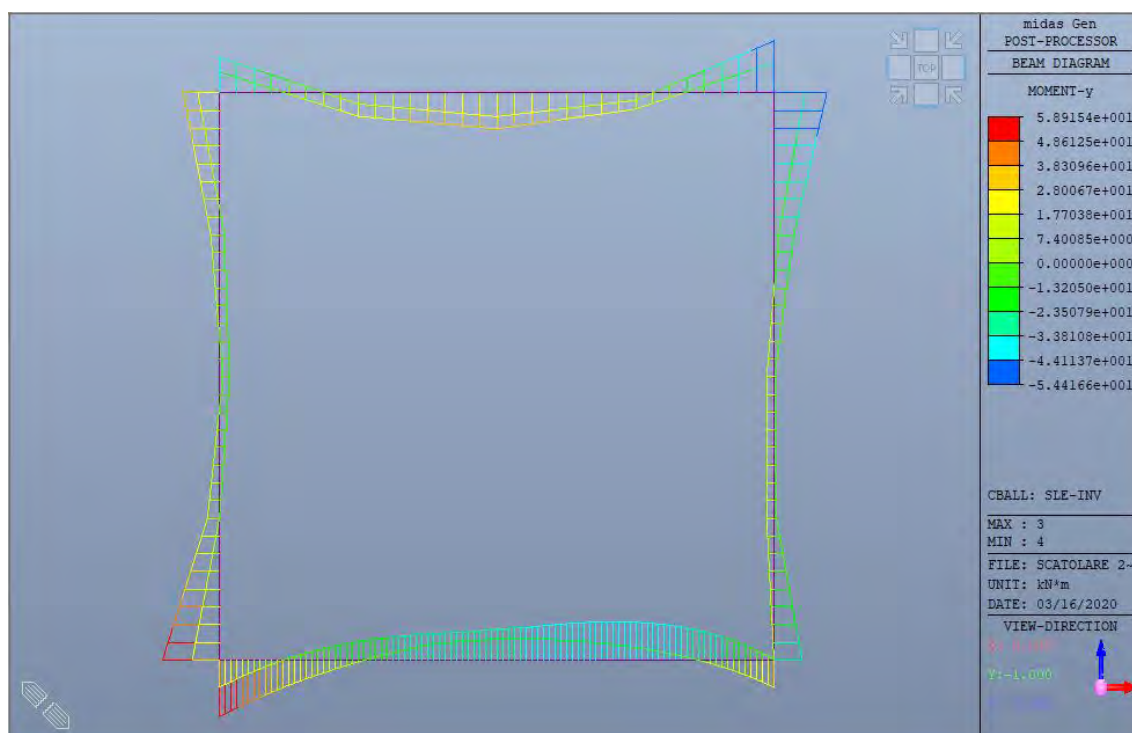
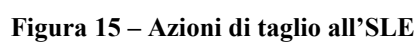


Figura 13 – Momenti flettenti all'SLE







**Piedritti**

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -72,89 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 154,37 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLV1})$$

$$M_{Ed} = 91,76 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 123,40 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLV1})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

$$- \text{ con } N_{Ed} = 154,37 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 160,1 \text{ kNm}$$

$$- \text{ con } N_{Ed} = 123,4 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 155,5 \text{ kNm}$$

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

**Soletta inferiore**

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -62,60 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 99,58 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU16})$$

$$M_{Ed} = 91,76 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 145,88 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLV1})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

$$- \text{ con } N_{Ed} = 99,58 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 196,2 \text{ kNm}$$

$$- \text{ con } N_{Ed} = 145,88 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 205,4 \text{ kNm}$$

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

**7.6.2 VERIFICHE A TAGLIO**

La resistenza di progetto degli elementi in esame, senza armature trasversali specifiche a taglio, si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC.

**Soletta superiore**

La combinazione taglio – azione assiale più sfavorevole è:

$$V_{Ed} = 160,8 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 32,92 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU17})$$

Con:

$b_w$	=	100	cm	Larghezza minima della sezione
$d$	=	34	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	1005	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_l$	=	0,0029	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0943	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,7559	-	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,4607	MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

55







## 8. MURI D'ALA DELLO SCATOLARE 2,00 X 2,00 M

### 8.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto di scarico previsto in corrispondenza della sezione 85 presenta, in corrispondenza del pozzetto in cui è ubicata la paratoia, due muri d'ala con la finzione di allungare il percorso di filtrazione al contatto tra il manufatto in calcestruzzo e l'argine. Questi muri, ortogonali all'asse dell'attraversamento, hanno una larghezza di 3,00 m per parte.

### 8.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

Le verifiche strutturali di questi elementi sono condotte in maniera semplificata, adottando semplici schemi statici e prendendo in esame strisce orizzontali di muro, assimilate a travi incastrate ad una estremità.

La sicurezza strutturale è garantita attraverso la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU stati limite ultimi (capacità di evitare crolli e dissesti gravi, anche parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone, provocare danni ambientali e sociali ovvero mettere fuori servizio l'opera). Gli SLU da verificare sono quelli relativi alla resistenza degli elementi strutturali.
- SLE stati limite di esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio). Gli SLE da verificare per ogni situazione di esercizio riguardano la verifica di danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (limitazione delle tensioni di esercizio e dell'apertura delle fessure).

Il terreno in cui sono immersi i muri in esame è quello utilizzato per la realizzazione del nuovo rilevato arginale, le cui caratteristiche sono riportate nella precedente Tabella 12.

I muri d'ala sono soggetti a spinte del terreno pressoché equilibrate. A favore di sicurezza, nelle verifiche si assume che:

- da monte (lato fiume) i muri siano soggetti alla spinta attiva del terreno in condizioni di spinta efficace, con quota della falda coincidente con la testa dell'argine;
- da valle (lato campagna) siano soggetti alla spinta a riposo, in assenza di acqua di falda.



Dal calcolo a rottura della sezione  $b=100$  cm,  $h=40$  cm, armata con 5+5 Ø20, si ha che il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = 205,4 \text{ kNm}$$

Essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a flessione è soddisfatta.

Il taglio agente è:

$$V_{Ed} = 33,0 \text{ kN} \cdot 1,3 = 42,9 \text{ kN}$$

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
$d$	=	35	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	1571	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_l$	=	0,0045	-	Rapporto geometrico armatura tesa [ $A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$ ]
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione [ $N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$ ]
$k$	=	1,7559	-	[ $1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ]
$v_{min}$	=	0,4607	MPa	[ $0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ ]

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 184,5 \text{ kN}$$

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

### Parte alta

In maniera del tutto analoga, il momento flettente agente è:

$$M_{Ed} = 51,3 \text{ kNm} \cdot 1,3 = 66,7 \text{ kNm}$$

ed il momento resistente ( $b=100$  cm,  $h=40$  cm, con 5+5 Ø16) è:

$$M_{Rd} = 137,4 \text{ kNm}$$

Essendo  $M_{Rd} > M_{Ed}$ , la verifica a flessione è soddisfatta.

Il taglio agente è:

$$V_{Ed} = 17,1 \text{ kN} \cdot 1,3 = 22,2 \text{ kN}$$

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
$d$	=	35	cm	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	1005	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$\rho_l$	=	0,0029	-	Rapporto geometrico armatura tesa $[A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02]$
$\sigma_{cp}$	=	0,0	MPa	Tensione media di compressione $[N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}]$
$k$	=	1,7559	-	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
$v_{min}$	=	0,4607	MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 159,7 \text{ kN}$$

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

## 8.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### Parte bassa

Il momento flettente agente allo stato limite di esercizio è:

$$M_{Ed} = 99,0 \text{ kNm}$$

Dal calcolo elastico della sezione, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono:

$$\sigma_c = 5,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 201 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ( $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

La verifica dell'ampiezza delle fessure si conduce per via indiretta, secondo le indicazioni del § C4.1.2.2.4.5 della Circolare NTC, ed in particolare delle tabelle C4.1.II e C4.1.III. Essendo il diametro massimo delle barre di 20 mm, la spaziatura di 200 mm e la tensione in esercizio di 200 MPa, si ha che l'ampiezza massima delle fessure è inferiore a  $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ , pertanto la verifica a fessurazione è soddisfatta, essendo quella in esame assimilabile ad una combinazione "frequente" delle azioni.

### Parte alta

Il momento flettente agente allo stato limite di esercizio è:

$$M_{Ed} = 51,3 \text{ kNm}$$

Dal calcolo elastico della sezione, le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono:

$$\sigma_c = 3,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ( $\sigma_{c,\max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,\max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

Essendo il diametro massimo delle barre di 16 mm, la spaziatura di 200 mm e la tensione in esercizio di 160 MPa, si ha che l'ampiezza massima delle fessure è inferiore a  $w_1 = 0,2 \text{ mm}$ , pertanto la verifica a fessurazione è soddisfatta.

## 9. MURI DI RACCORDO DELLO SCATOLARE 2,00 X 2,00 M

### 9.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto in esame è la struttura di raccordo dello scatolare 2,00 x 2,00 m previsto in corrispondenza della sezione 85 di progetto. Si tratta essenzialmente di una struttura ad 'U', con dimensioni interne sono di 2,20 x 2,20 m; lo spessore della soletta inferiore è di 50 cm, quello dei piedritti varia da 50 cm alla base fino a 30 cm in sommità.

La geometria dello scatolare è illustrata in Figura 18; in rosso è indicata la geometria utilizzata per il calcolo.

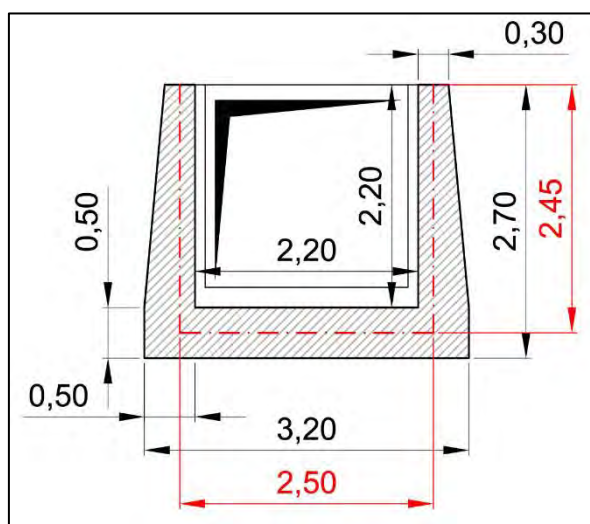


Figura 18 – Geometria di calcolo del manufatto

### 9.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

#### 9.2.1 CRITERI DI VERIFICA

I criteri di verifica sono i medesimi già illustrati al precedente § 7.2.1 per lo scatolare 2,00 x 2,00 m.

#### 9.2.2 PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il terreno costituente il rinfranco laterale ed il ricoprimento superiore del tombino è quello utilizzato per la realizzazione del nuovo rilevato arginale di cui si riportano, in Tabella 6, i parametri geotecnici caratteristici.



Livelli	Caratterizzazione litologica	$C_u$ (kPa)	$C'$ (kPa)	$\Phi'$	$\gamma$ (kN/mc)	$\gamma_s$ (kN/mc)
Nuovo rilevato arginale	Limi e limi sabbiosi non plastici	65	10	30	19	20

Tabella 15 - Parametri geologico-tecnici

Si assume inoltre, per il terreno di fondazione, un coefficiente di sottofondazione alla Winkler pari a  $k = 30.000 \text{ kN/m}^3$ .

### 9.2.3 CARICHI E SOVARCCARICHI

In Tabella 16 si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nelle analisi che seguono.

Carichi permanenti:	
1	Peso proprio
Carichi permanenti portati:	
2	Spinta a riposo sx
3	Spinta a riposo dx
Carichi accidentali:	
4	Acqua interna
Azioni sismiche - Componente H	
SLV1 - SLD1	Peso proprio
SLV2 - SLD2	Terreno sx
SLV3 - SLD3	Acqua interna
Azioni sismiche - Componente V	
SLV4 - SLD4	Peso proprio
SLV5 - SLD5	Acqua interna

Tabella 16 – Elenco dei carichi elementari

Nella determinazione della spinta laterale del terreno di rinfranco, il manufatto può essere considerato come una struttura indeformabile. Pertanto il terreno può essere considerato in uno stato di spinta a riposo, con coefficiente di spinta  $K_0 = 0,50$ .

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo  $\beta$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari a 1 in quanto la struttura può considerarsi indeformabile.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene valutata con il metodo di Wood (1973), per terreni in condizioni di spinta a riposo.

## 9.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 17 sono riportate le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

	Carichi permanenti	Carichi permanenti portati		Carichi accidentali	Azioni sismiche				
					Orizzontale			Verticale	
	Peso proprio	Spinta a riposo sx	Spinta a riposo dx	Acqua interna	Peso proprio	Terreno sx	Acqua interna	Peso proprio	Acqua interna
	1	2	3	4	SLV1 SLD1	SLV2 SLD2	SLV3 SLD3	SLV4 SLD4	SLV5 SLD5
SLU1	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0
SLU2	1,3	1,3	1,3	1,5	0	0	0	0	0
SLU3	1	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0
SLU4	1	1,3	1,3	1,5	0	0	0	0	0
SLV1	1	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3
SLV2	1	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3
SLV3	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1
SLV4	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1
SLE1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE2	1	1	1	1	0	0	0	0	0
SLD1	1	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3
SLD2	1	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3
SLD3	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1
SLD4	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1

Tabella 17 - Combinazioni di carico

Visto il numero ridotto dei carichi accidentali, si considera, per lo stato limite di esercizio in condizioni statiche, una sola serie di combinazioni di carico che involuppa gli stati limite di esercizio. Nello specifico, si considera la condizione di carico “rara”, ottenuta imponendo pari ad 1 i coefficienti parziali delle azioni variabili sfavorevoli e pari a 1 tutti i coefficienti di combinazione. Pertanto, anche le verifiche che le NTC prevedono per le condizioni di carico “frequente” e “quasi permanente” verranno condotte considerando la combinazione “rara”.

Nelle combinazioni “SLV1”÷”SLV4” le azioni sismiche che concorrono sono quelle calcolate all’SLV; analogamente, nelle combinazioni “SLD1”÷”SLD4” si considerano le azioni sismiche all’SLD.

## 9.3 MODELLO DI CALCOLO

### 9.3.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2020 vers. 1.2 della MIDAS IT Co, Ltd, descritto al precedente § 7.3.1, a cui si rimanda.

### 9.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura attraverso n. 3 elementi “beam”, come rappresentato in Figura 19. Le dimensioni del telaio modellato sono di 2,50 m di larghezza per 2,45 m di altezza.

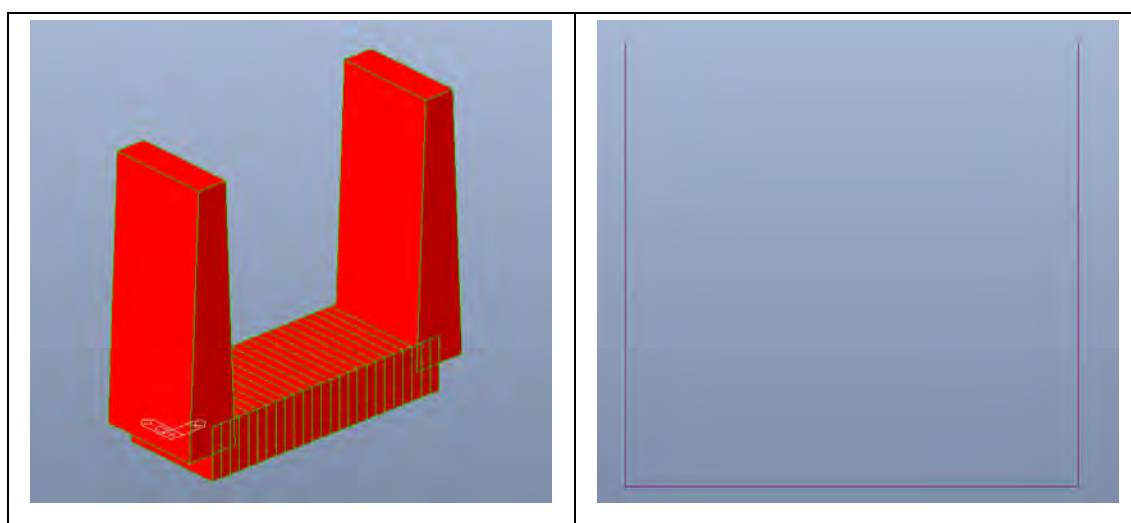


Figura 19 - Modello di calcolo: vista assonometrica (a sinistra) e frontale (a destra)

A tutti i nodi della soletta inferiore sono assegnate molle alla traslazione verticale per simulare il terreno di fondazione alla Winkler.

L’asse globale Z del modello è diretto verso l’alto; l’asse X in direzione trasversale.

Nei risultati del calcolo, gli sforzi e le forze sono positivi di trazione.

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura utilizzate sono i kN ed i m; quindi i momenti e le forze sono espressi in kNm e kN, gli sforzi in kN/m<sup>2</sup>.

Prima e durante l’elaborazione, il programma di calcolo esegue controlli che consentono di individuare eventuali errori di modellazione, così come la presenza nei risultati di nodi con spostamenti o rotazioni eccessivi. La risoluzione del modello numerico è svolta dal software regolarmente, completando correttamente il calcolo. Nessun errore o avvertimento è indicato nell’output del software.

I risultati del modello numerico, sia in termini di deformazioni che di sforzi ed azioni interne, sono stati sottoposti a controlli per comprovarne l'attendibilità. Non si sono riscontrate deformazioni o rotazioni anomale o non coerenti, tali da far sorgere dubbi circa la presenza di errori di modellazione. L'ordine di grandezza delle azioni interne e delle deformate calcolate appare ragionevole e coerente con la struttura in esame. La corretta modellazione della struttura e dei carichi è stata verificata anche attraverso una verifica sulle reazioni vincolari, che sono risultate in equilibrio con i carichi agenti.

In definitiva, si può asserire che l'elaborazione è corretta e che i risultati sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 9.4 AZIONI AGENTI

### Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è tenuto automaticamente in conto dal software di calcolo, avendo assegnato agli elementi "beam" il reale spessore ed il peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### Spinta a riposo terreno laterale

Si considera il terreno a tergo dei piedritti alla quota di sommità degli stessi. Nel calcolo della spinta laterale si considera inoltre, cautelativamente, un sovraccarico di 30 kN/m<sup>2</sup> in superficie, corrispondente alla presenza di terreno con uno spessore di 1,5 m.

Sui piedritti agisce quindi un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{lat,sup} = 0,50 \cdot 30 \text{ kN/m}^2 = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{lat,inf} = 15,0 \text{ kN/m}^2 + 0,50 \cdot 2,70 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 42,0 \text{ kN/m}^2$$

### Acqua all'interno dello scatolare

Considerando cautelativamente il canale completamente pieno, sulla soletta inferiore agisce il peso dell'acqua contenuta pari a:

$$p_{acqua,inf} = 2,2 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 22 \text{ kN/m}^2$$

mentre sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 in sommità fino a 22 kN/m<sup>2</sup> alla quota della soletta inferiore.

### Azioni sismiche

Le forze inerziali sulle masse strutturali e sul carico permanente portato sulla soletta superiore (peso del terreno di ricoprimento) sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV:

$$k_h = 0,27$$

$$k_v = \pm 0,14$$

- all'SLD:

$$k_h = 0,11$$

$$k_v = \pm 0,06$$

La sovraspinta del terreno laterale (da sommare alla spinta in condizioni statiche), calcolata con la formulazione di Wood (1973), è:

- all'SLV:  $\Delta p_d = a_{\max}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 22,7 \text{ kN/m}^2$

- all'SLD:  $\Delta p_d = a_{\max}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 9,2 \text{ kN/m}^2$

essendo cautelativamente  $h_{\text{tot}} = 2,70 + 1,50 = 4,2 \text{ m}$

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente  $k_v$ . La sovraspinta sul piedritto destro, corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo  $H = 2,20 \text{ m}$  l'altezza d'acqua contenuta e  $z$  la quota generica a partire dal fondo.

## 9.5 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle azioni interne all'SLU ed all'SLE:

- Figura 20: SLU - momenti flettenti
- Figura 21: SLU - azioni assiali
- Figura 22: SLU - tagli
- Figura 23: SLE - momenti flettenti
- Figura 24: SLE - azioni assiali
- Figura 25: SLE - tagli

In Figura 26 si riporta infine la deformata calcolata all'SLE.

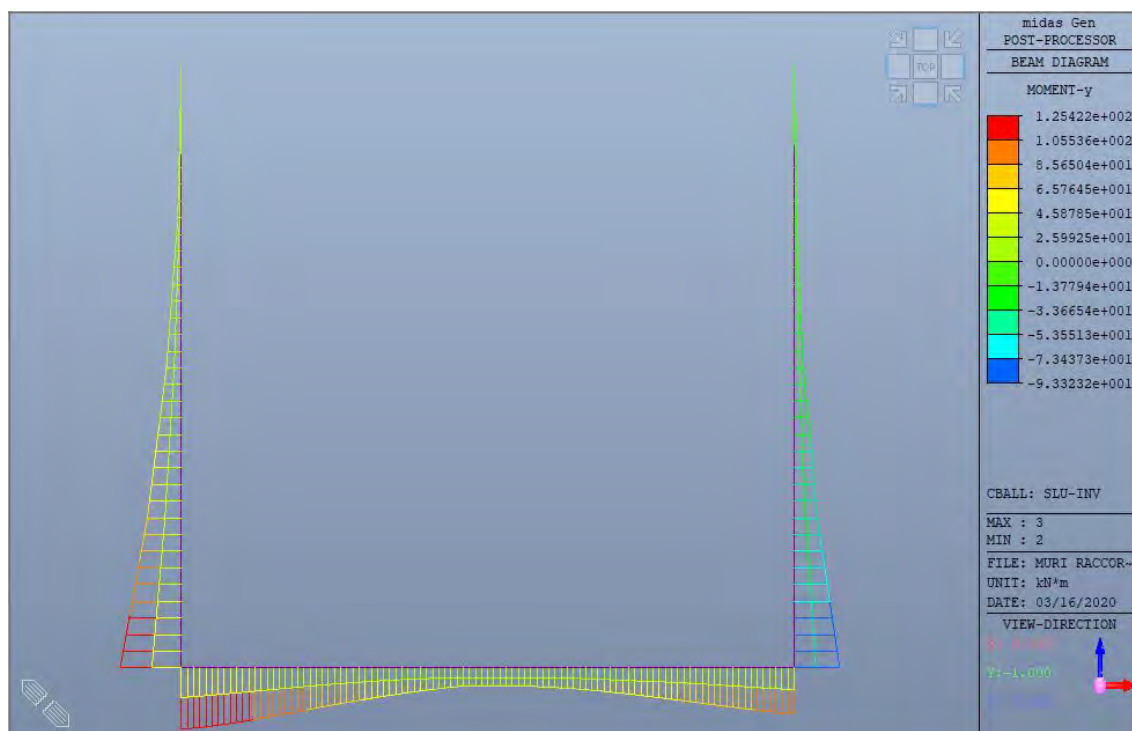


Figura 20 – Momenti flettenti all'SLU

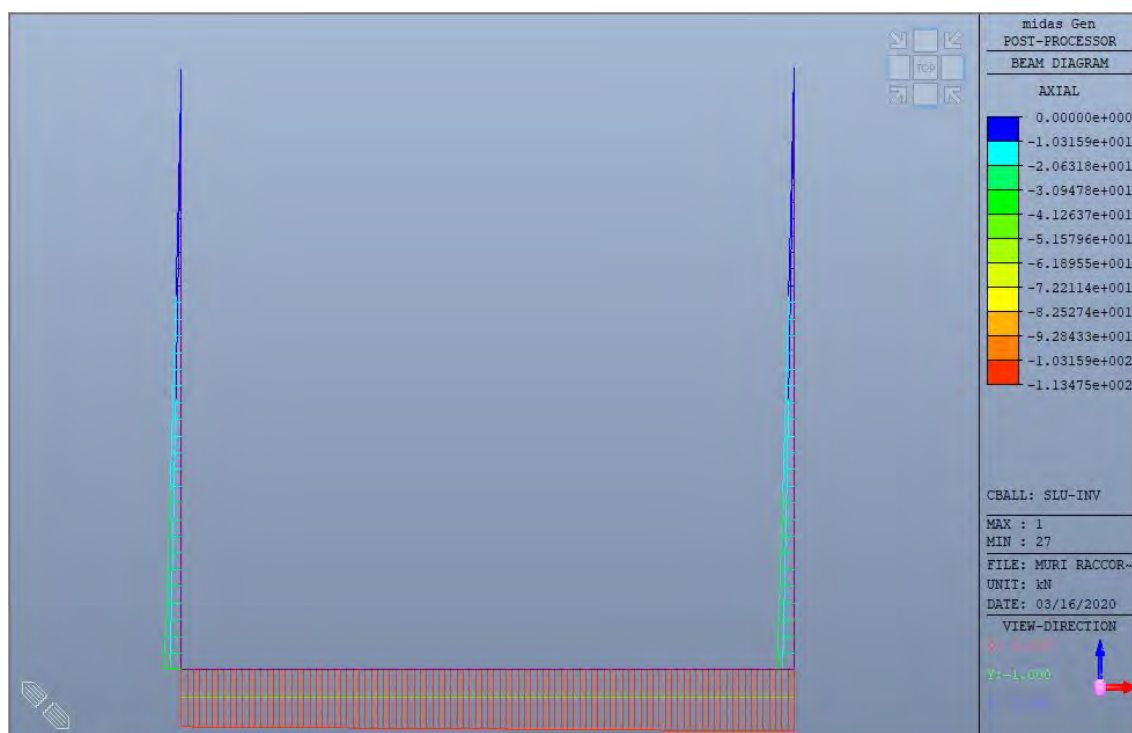


Figura 21 – Azioni assiali all'SLU



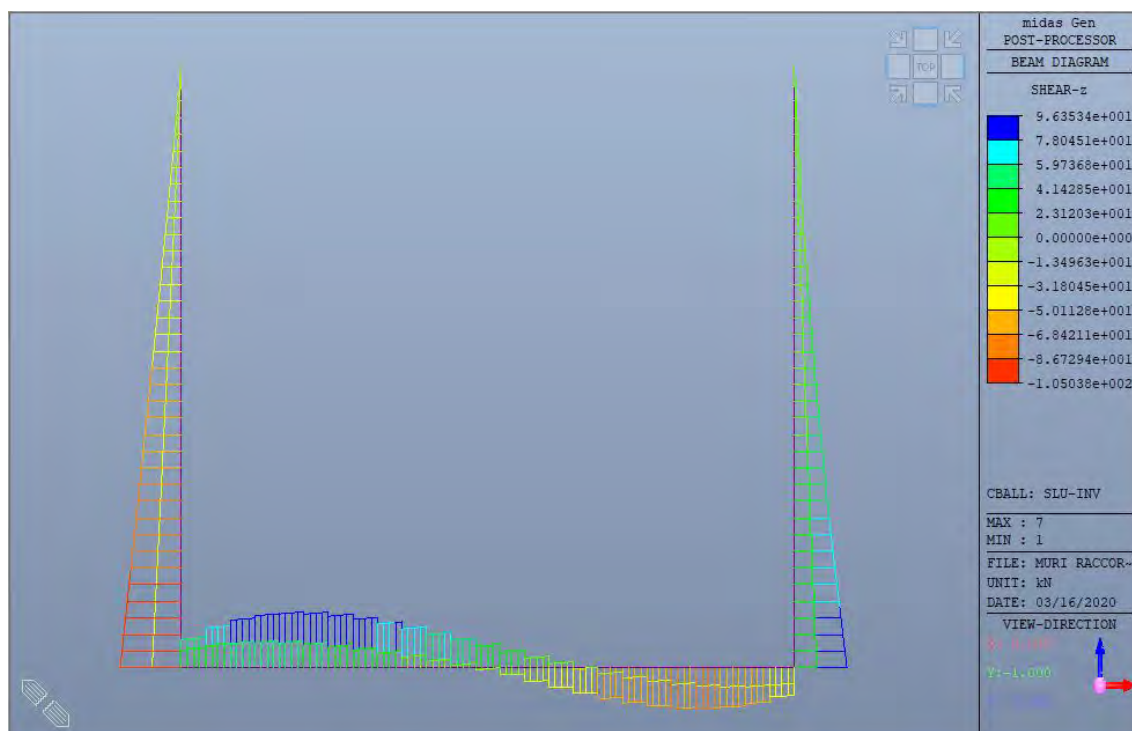


Figura 22 – Azioni di taglio all'SLU

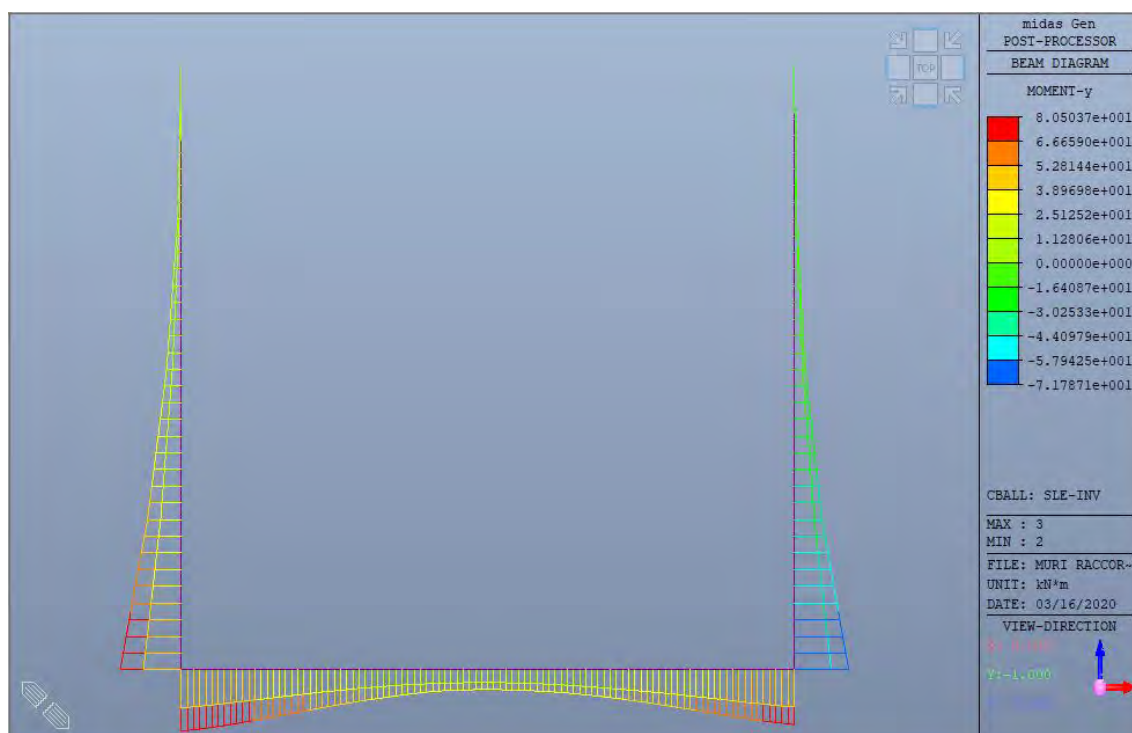


Figura 23 – Momenti flettenti all'SLE

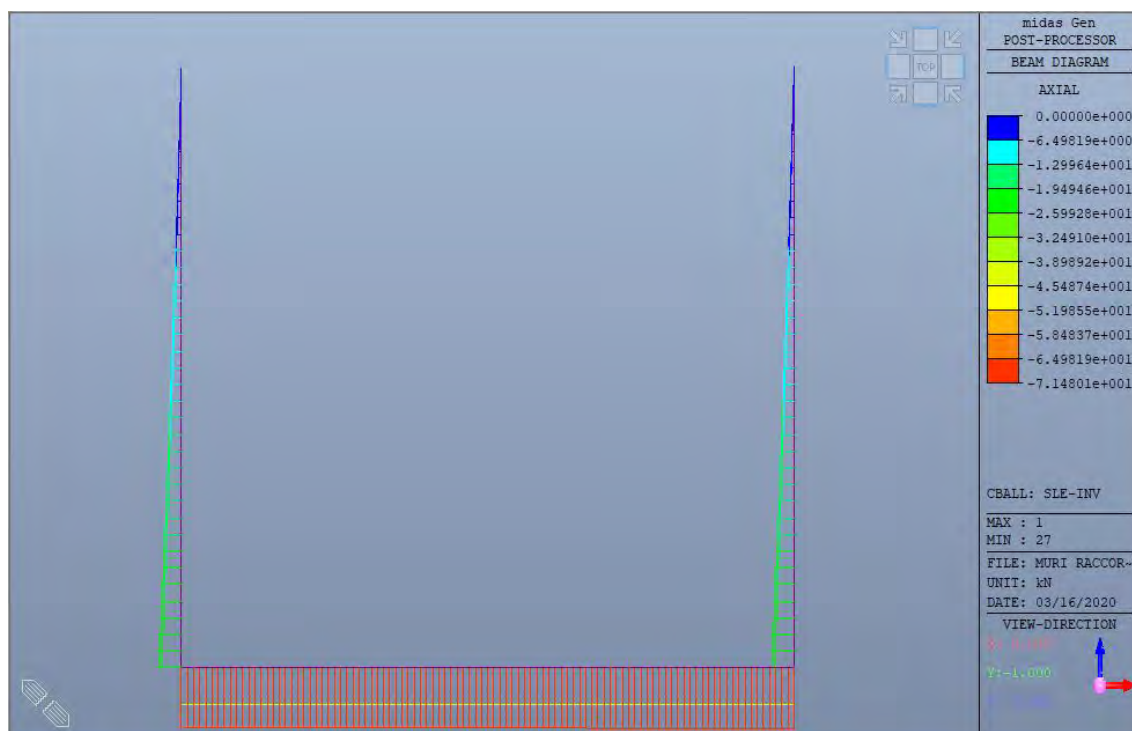


Figura 24 – Azioni assiali all'SLE

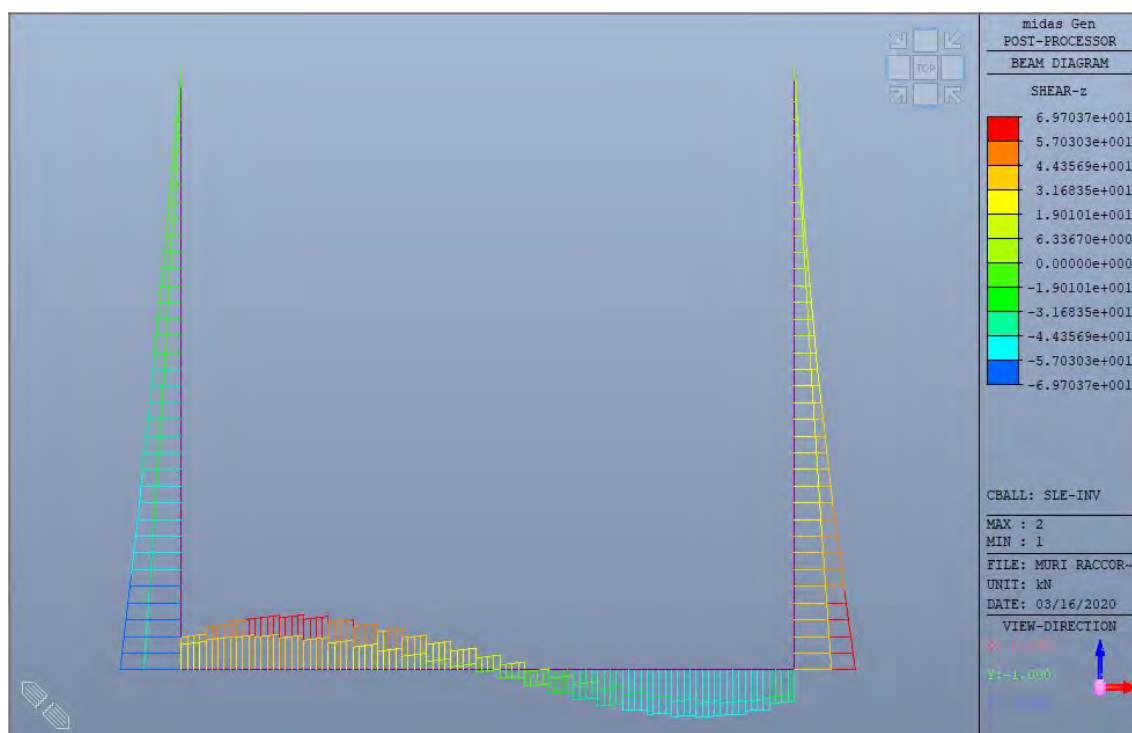


Figura 25 – Azioni di taglio all'SLE





Figura 26 – Deformata all'SLE

## 9.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La soletta ha spessore di 50 cm ed è armata con 5+5 Ø16.

La sezione più sollecitata dei piedritti è quella alla base, che ha spessore di 50 cm ed è armata con 5+5 Ø16.

Negli elementi strutturali in esame non sono previste armature specifiche a taglio.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU.

*(nel seguito, tutte le azioni assiali sono considerate positive se di compressione)*

### 9.6.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

#### Piedritti

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = 93,32 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 24,50 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU3})$$

$$M_{Ed} = 125,42 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 23,47 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLV2})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

$$\text{- con } N_{Ed} = 24,50 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 181,3 \text{ kNm}$$

$$\text{- con } N_{Ed} = 23,47 \text{ kN:} \quad M_{Rd} = 181,1 \text{ kNm}$$

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



$$\begin{aligned}\rho_1 &= 0,0023 - \text{Rapporto geometrico armatura tesa } [A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02] \\ \sigma_{cp} &= 0,2426 \text{ MPa} - \text{Tensione media di compressione } [N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}] \\ k &= 1,6742 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2] \\ v_{min} &= 0,4289 \text{ MPa} - [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]\end{aligned}$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 187,6 \text{ kN}$$

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

## 9.7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### 9.7.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Il massimo spostamento orizzontale a livello della soletta superiore, calcolato per le combinazioni SLE, è pari a 0,9 mm, del tutto ammissibile per l'opera in esame.

### 9.7.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La combinazione momento flettente – azione assiale più sfavorevole all'SLE nei piedritti è:

$$M_{Ed} = 80,50 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 24,06 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD2})$$

e nella soletta è:

$$M_{Ed} = 80,50 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 68,04 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD1})$$

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 24,06 \text{ kN}$  (minima azione assiale tra quelle sopra elencate), si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 118,1 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quelli sollecitanti all'SLE, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

### 9.7.3 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Con riferimento alle combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli riportate al precedente § 9.7.2 relativo alle verifiche a fessurazione, si ha:

- Piedritti:

$$M_{Ed} = 80,50 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 24,06 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \sigma_c = 3,7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 186 \text{ N/mm}^2$$

- Soletta:

$$M_{Ed} = 80,50 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 68,04 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \sigma_c = 3,7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 165 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ( $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

## 10. MURI DI RACCORDO DELLE TUBAZIONI Ø1000

### 10.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto in esame è la struttura di raccordo delle tubazioni Ø1000 di attraversamento del rilevato arginale previste in corrispondenza delle sezioni 23 e 47bis di progetto. Si tratta essenzialmente di una struttura ad 'U', con dimensioni interne sono di 1,80 m di larghezza per 1,50 m di altezza; lo spessore della soletta inferiore e dei piedritti è di 30 cm.

La geometria dello scatolare è illustrata in Figura 27.

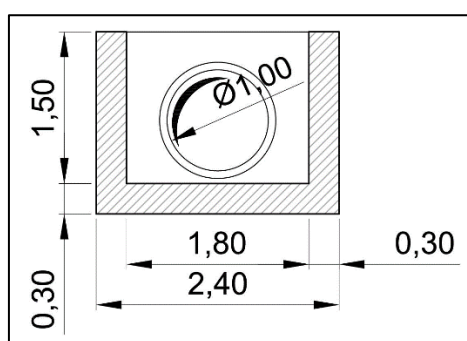


Figura 27 – Geometria di calcolo del manufatto

Vista la modestia del manufatto, di seguito si esegue una analisi semplificata al fine di verificare la sezione di base dei piedritti.

### 10.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

#### 10.2.1 CRITERI DI VERIFICA

I criteri di verifica sono i medesimi già illustrati al precedente § 7.2.1 per lo scatolare 2,00 x 2,00 m.

#### 10.2.2 PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il terreno costituente il rinfranco laterale ed il ricoprimento superiore del tombino è quello utilizzato per la realizzazione del nuovo rilevato arginale di cui si riportano, in Tabella 6, i parametri geotecnici caratteristici.

Livelli	Caratterizzazione litologica	$C_u$ (kPa)	$C'$ (kPa)	$\Phi'$	$\gamma$ (kN/mc)	$\gamma_s$ (kN/mc)
Nuovo rilevato arginale	Limi e limi sabbiosi non plastici	65	10	30	19	20

Tabella 18 - Parametri geologico-tecnici

### 10.2.3 CARICHI E SOVARCCARICHI

In Tabella 19 si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nelle analisi che seguono.

Carichi permanenti:	
1	Peso proprio
Carichi permanenti portati:	
2	Spinta laterale del terreno
Carichi accidentali:	
4	Acqua interna
Azioni sismiche - Componente H	
SLV1 - SLD1	Peso proprio
SLV2 - SLD2	Sovraspinta laterale del terreno
SLV3 - SLD3	Acqua interna
Azioni sismiche - Componente V	
SLV4 - SLD4	Peso proprio

Tabella 19 – Elenco dei carichi elementari

Nella determinazione della spinta laterale del terreno di rinfranco, il manufatto può essere considerato come una struttura indeformabile. Pertanto il terreno può essere considerato in uno stato di spinta a riposo, con coefficiente di spinta  $K_0 = 0,50$ .

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo  $\beta$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari a 1 in quanto la struttura può considerarsi indeformabile.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene valutata con il metodo di Wood (1973), per

terreni in condizioni di spinta a riposo.

## 10.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 20 sono riportate le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

	Peso proprio	Spinta laterale del terreno	Acqua interna	Peso proprio	Sovrappinta laterale del terreno	Acqua interna	Peso proprio
	1	2	3	SLV1 SLD1	SLV2 SLD2	SLV3 SLD3	SLV4 SLD4
SLU1	1	1,3	0	0	0	0	0
SLU2	1	1	1,5	0	0	0	0
SLV1	1	1	0	1	1	0	-0,3
SLV2	1	1	1	1	0	1	-0,3
SLE1	1	1	0	0	0	0	0
SLE2	1	1	1	0	0	0	0
SLD1	1	1	0	1	1	0	-0,3
SLD2	1	1	1	1	0	1	-0,3

Tabella 20 - Combinazioni di carico

Visto il numero ridotto dei carichi accidentali, si considera, per lo stato limite di esercizio in condizioni statiche, una sola serie di combinazioni di carico che involuppa gli stati limite di esercizio. Nello specifico, si considera la condizione di carico “rara”, ottenuta imponendo pari ad 1 i coefficienti parziali delle azioni variabili sfavorevoli e pari a 1 tutti i coefficienti di combinazione. Pertanto, anche le verifiche che le NTC prevedono per le condizioni di carico “frequente” e “quasi permanente” verranno condotte considerando la combinazione “rara”.

Nelle combinazioni “SLV1”÷”SLV4” le azioni sismiche che concorrono sono quelle calcolate all’SLV; analogamente, nelle combinazioni “SLD1”÷”SLD4” si considerano le azioni sismiche all’SLD.

## 10.3 AZIONI AGENTI

### Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è calcolato assumendo il peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### Spinta a riposo terreno laterale

Si considera il terreno a tergo dei piedritti alla quota di sommità degli stessi. Nel calcolo della

spinta laterale si considera inoltre, cautelativamente, un sovraccarico di  $20 \text{ kN/m}^2$  in superficie, corrispondente alla presenza di terreno con uno spessore di  $1,0 \text{ m}$ .

Sui piedritti agisce quindi un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{\text{lat,sup}} = 0,50 \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{lat,inf}} = 10,0 \text{ kN/m}^2 + 0,50 \cdot 1,50 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

### **Acqua all'interno dello scatolare**

Considerando cautelativamente il canale sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 alla quota della sommità fino a:

$$p_{\text{acqua}} = 1,5 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN/m}^2$$

alla quota della soletta inferiore.

### **Azioni sismiche**

Le forze inerziali sulle masse strutturali e sul carico permanente portato sulla soletta superiore (peso del terreno di ricoprimento) sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV:

$$k_h = 0,27$$

$$k_v = \pm 0,14$$

- all'SLD:

$$k_h = 0,11$$

$$k_v = \pm 0,06$$

La sovraspinta del terreno laterale (da sommare alla spinta in condizioni statiche), calcolata con la formulazione di Wood (1973), è:

$$\text{- all'SLV: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 13,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- all'SLD: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

essendo cautelativamente  $h_{\text{tot}} = 1,50 + 1,00 = 2,50 \text{ m}$

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente  $k_v$ . La sovraspinta sul piedritto destro, corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{\text{wd}}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo  $H = 1,50 \text{ m}$  l'altezza d'acqua contenuta e  $z$  la quota generica a partire dal fondo.



## 10.4 AZIONI INTERNE

Di seguito si riporta il calcolo dei valori caratteristici delle azioni interne generale dai carichi elementari sopra elencati.

Lo schema statico è quello di un'asta verticale di 1,50 m di altezza, incastrata alla base.

Peso proprio:

$$N = 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 11,25 \text{ kN/m}$$

Spinta laterale del terreno:

$$T_T = \frac{1}{2} \cdot (10+15) \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 18,75 \text{ kN/m} \cdot 0,70 \text{ m} = 13,13 \text{ kNm/m}$$

Spinta idrostatica dell'acqua interna:

$$T_A = \frac{1}{2} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,5 \text{ m})^2 = 11,25 \text{ kN/m}$$

$$M_A = 11,25 \text{ kN/m} \cdot (1,5/3) \text{ m} = 5,63 \text{ kNm/m}$$

Componente orizzontale dell'azione sismica sulla massa del calcestruzzo:

$$T_{E,pp,H} = 11,25 \text{ kN/m} \cdot 0,27 = 3,04 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$M_{E,pp,H} = 3,04 \text{ kN/m} \cdot 1,5/2 \text{ m} = 2,28 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$T_{Epp,H} = 11,25 \text{ kN/m} \cdot 0,11 = 1,24 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLD}$$

$$M_{E,pp,H} = 1,24 \text{ kN/m} \cdot 1,5/2 \text{ m} = 0,93 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLD}$$

Sovrappinta laterale del terreno:

$$T_{wood} = 13,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = 20,25 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$M_{wood} = 20,25 \text{ kN/m} \cdot 1,5/2 \text{ m} = 15,19 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$T_{wood} = 5,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = 8,25 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLD}$$

$$M_{wood} = 8,25 \text{ kN/m} \cdot 1,5/2 \text{ m} = 6,19 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLD}$$

Sovrappinta dell'acqua nello scatolare (dall'integrazione del diagramma parabolico):

$$T_{E,acqua} = 3,53 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$M_{E,acqua} = 3,19 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$T_{E,acqua} = 1,44 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLD}$$

$$M_{E,acqua} = 0,61 \text{ kNm/m} \quad \text{all'SLD}$$

Componente verticale dell'azione sismica sulla massa del calcestruzzo:

$$N_{E,pp,V} = 11,25 \text{ kN/m} \cdot 0,14 = 1,58 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLV}$$

$$N_{Epp,V} = 11,25 \text{ kN/m} \cdot 0,06 = 0,68 \text{ kN/m} \quad \text{all'SLD}$$

Combinando i valori caratteristici sopra calcolati con i criteri illustrati al precedente § 10.2.4



$$k = 1,9129 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$$

$$V_{min} = 0,5238 \text{ MPa} [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 108,0 \text{ kN}$$

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

## 10.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La combinazione momento flettente – azione assiale più sfavorevole all'SLE è:

$$M_{Ed} = 20,25 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 11,05 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD1})$$

Per la sezione in esame, con  $N_{Ed,SLE} = 11,05 \text{ kN}$ , si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 40,7 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore di quelli sollecitanti all'SLE, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

I corrispondenti valori degli sforzi nel calcestruzzo e nell'acciaio sono:

$$M_{Ed} = 20,25 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 11,05 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \sigma_c = 3,3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 151 \text{ N/mm}^2$$

siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ( $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$  e  $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ), le verifiche sono soddisfatte.

Milano, novembre 2020

I PROFESSIONISTI INCARICATI:

ETATEC STUDIO PAOLETTI s.r.l.

Prof. Ing. Alessandro Paoletti

STUDIO PAOLETTI INGEGNERI ASSOCIATI

Dott. Ing. Stefano Croci

STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA SPADA

Dott. Geol. Mario Spada

A+C\_ARCHITETTURA E CITTA' STUDIO ASSOCIATO

Arch. Paola Cavallini

A TUTTO PROGETTO – STUDIO ASSOCIATO DEI GEOMETRI PAOLO MASSARA E  
FILIPPO BELLONI SOCIETA' SEMPLICE

Geom. Paolo Massara

SAP SOCIETA' ARCHEOLOGICA S.R.L.

Dott. Alberto Manicardi