



**REGIONE
LAZIO**

**DIREZIONE REGIONALE INFRASTRUTTURE,
AMBIENTE E POLITICHE ABITATIVE**

**LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI
PRATOLUNGO COMPRESA LA M.S. DELL'ALVEO E LA COSTITUZIONE
DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E
LAMINAZIONE DELLE PIENE - II LOTTO**

**PROGETTO ESECUTIVO
PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA**

**PROGETTO STRUTTURALE OPERA DI REGOLAZIONE
Relazione di calcolo Muri d'ala**

IMPRESA DI COSTRUZIONE:
ATI:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Dott. Dario Maturro



(capogruppo)



(mandante)

PROGETTISTI:

DIREZIONE DEI LAVORI
Ing. Severino Marasco



(mandataria)
Prof. Ing. Marco Petrangeli
Ing. Geol. Massimo Pietrantoni



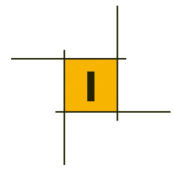
(mandante)
Ing. Luciano Landolfi
Ing. Roberto De Gennaro
Ing. Antonio Petti

STUDI GEOLOGICI:

Ing. Geol. Massimo Pietrantoni

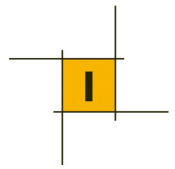
CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO		SCALA
	File name:		
	R	IN 122 ST - RE 105 - R 1	RIN122ST-RE105-R1
			-

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
0	07-11-2014	Ing. A.Melis	Ing. L.Landolfi	M. Petrangeli		Raccomandazioni Direzione Generale Dighe
1	08/07/2015	A. Tagliaferri	M. Pietrantoni	M. Petrangeli		Ottemperanza prescrizioni. Consegna definitiva
2						



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	4
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
5	CRITERI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	7
5.1	Analisi dei carichi.....	7
5.2	Combinazioni di carico.....	8
6	CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE.....	9
6.1	Criteri generali.....	9
6.2	Opere di sostegno: palancole provvisori.....	10
7	RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	12



1 PREMESSA

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una vasca di laminazione in linea, tramite uno sbarramento in terra trasversale al corso d'acqua. La regolazione avviene tramite un manufatto in calcestruzzo, formato da uno sfioratore composto di 4 soglie libere, con sistemi di regolazione e controllo delle portate presidiati da paratoie. A valle è prevista una vasca di dissipazione per riconvogliare le portate sfiorate nel fosso.

La descrizione dettagliata delle opere è riportata nella Relazione Generale oltre che nelle tavole progettuali.

In questa Relazione sono illustrati i risultati delle verifiche strutturali dei muri d'ala; per le verifiche geotecniche di rimanda alla specifica Relazione (elaborato ST-RE103).

Tutti i calcoli sono stati effettuati in accordo con quanto previsto dalle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"* (D.M. 14/01/2008) e successiva Circ. Min. del 02/02/2009 n.617 *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche"* e dal D.M. 26/06/2014 *"Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse)"*.

L'area in esame ricade in zona sismica 2B secondo la vigente classificazione (ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22.05.2009). Le verifiche sismiche sono state condotte secondo quanto previsto nella citata ordinanza e s.m.i., al D.M. 14/01/2008 e Circolare Min. del 02/02/2009 n. 617.

2 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- ✓ Eurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- ✓ Eurocodice 8. Sismica. Parte 5: aspetti geotecnici.
- ✓ Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003.
- ✓ Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- ✓ Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- ✓ Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche”.
- ✓ Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse). D.M. 26/06/2014.
- ✓ Delibera della Giunta regionale del Lazio n. 387 del 22.05.2009 Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28 Aprile 2006 e della DGR Lazio 766/03.
- ✓ Deliberazione 17 ottobre 2012, n. 489 Modifica dell’Allegato 2 della DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.
- ✓ Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo – C16/20: Magroni e opere di livellamento

classe di resistenza	C16/20 (Rck \geq 20 MPa)
classe di consistenza	S4
classe di esposizione	XF4

Calcestruzzo – C28/35: Opere in elevazione

classe di resistenza	C28/35 (Rck \geq 35 MPa)
classe di consistenza	S4
classe di esposizione	XC2

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

Per il dettaglio delle caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti si rimanda al Capitolato speciale d’appalto.

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera di regolazione, del tipo a gravità massiccia in calcestruzzo, ha uno sviluppo complessivo al coronamento di circa 58 m ed un'altezza pari a 11 m, misurata a partire dalla soglia sfiorante fino al punto più basso della superficie di fondazione a monte. Rispetto alla quota di coronamento l'altezza del manufatto è di 15.5m sempre rispetto al punto più basso della superficie di fondazione a monte. Rispetto al punto più basso del taglione a valle l'altezza dal coronamento è di 17m.

L'opera si sviluppa lungo un asse rettilineo ed è suddivisa in 5 conci con due diversi tipi di strutture: una classica trascinabile (suddivisa in 4 conci), con soglia di sfioro a quota 28.5 m s.l.m., seguita da una vasca di dissipazione ed una struttura scatolare (centrale) dove sono alloggiati le paratoie per la regolamentazione delle portate.

Il concio dove sono alloggiati le paratoie è situato al centro dell'opera di regolazione ed ha una larghezza e lunghezza totale rispettivamente pari a 7.6 m e 28.5 m con quota fondazione posta a 19.0 m s.l.m..

Al di sotto dell'opera di regolazione è prevista la realizzazione di uno schermo di tenuta, costituito da una diaframma strutturale in calcestruzzo.

I muri d'ala sono costituiti da un setto in cls di spessore 1m e di altezza variabile, che segue l'andamento della diga in terra; l'altezza massima in corrispondenza del viadotto di accesso all'opera di regolazione è pari a circa 12.5m. Nella parte posteriore del setto sono presenti 4 rostri di rinforzo, mentre la fondazione è costituita da una soletta di calcestruzzo di spessore pari a 1.5m che poggia su pali Ø1000mm ad interasse variabile e di lunghezza compresa tra 12m e 18m. La funzione di questi ultimi è esclusivamente quella di ridurre i cedimenti differenziali, che possono svilupparsi nel tempo, successivamente alla costruzione dell'opera in cls, provocati dal rinterro del corpo della diga. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica di calcolo del manufatto (elaborato ST-RE103).

Dato che i muri andatori, così come i manufatti sfioratori, non presentano problemi per ciò che riguarda il raggiungimento del carico limite in fondazione, lo scorrimento e il ribaltamento, le analisi condotte nel presente documento sono indirizzate solamente alla verifica strutturale dei vari elementi.

5 CRITERI DI CALCOLO DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura è stato effettuato attraverso un modello a piastra agli elementi finiti con l'utilizzo del software SAP2000. Poiché il paramento verticale risulta contrastato, per entrambi i muri, dal manufatto sfioratore, notevolmente rigido in direzione assiale, il modello è stato schematizzato ponendo lungo il perimetro dello sfioratore stesso una serie di vincoli alla traslazione. Nella figura che segue si mostra il modello realizzato.

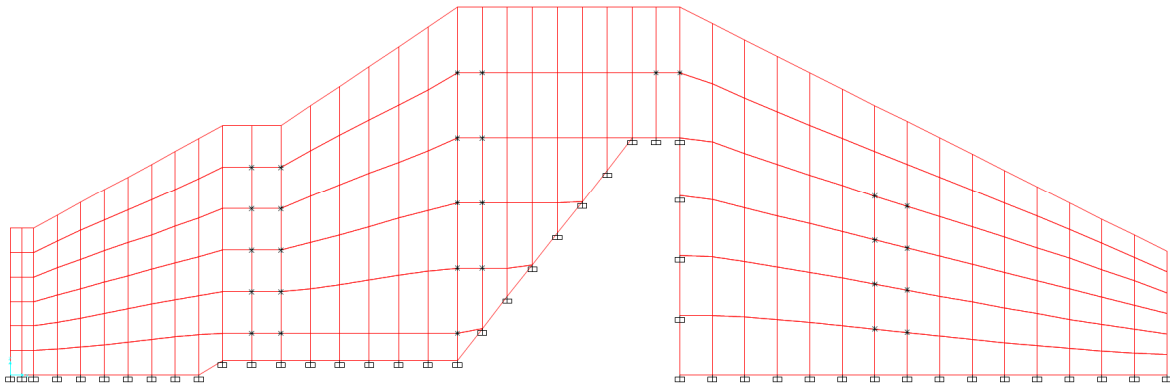


Fig. 3: Modello a piastra del muro d'ala

5.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Il peso proprio della struttura è stato valutato in automatico dal programma ponendo un $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ e prendendo in considerazione lo spessore reale degli elementi.

Peso impalcato

Il peso dell'impalcato è pari a:

$$P_{imp}=1.85\text{m}^2*6.5\text{m}*25\text{kN/m}^3=300 \text{ kN}$$

$$P_{pavimentazione}=0.04\text{m}*20 \text{ KN/m}^3*6.5\text{m}*3.5\text{m}=18 \text{ kN}$$

$$P_{imp_TOT}=318 \text{ kN}$$

Spinta della terra in fase statica

La spinta della terra è stata discretizzata, in funzione della variabilità dell'altezza del rilevato a tergo del muro, come pressione agente sul paramento attraverso la relazione:

$$p=k_0*\gamma_{terr}*H$$

in cui:

H=var. altezza di spinta;

$\gamma_{\text{terr}}=19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume del corpo diga;

$k_0=1-\text{sen}(35^\circ)=0.426$ coefficiente di spinta a riposo.

In merito a quest'ultimo, è stato scelto cautelativamente di considerare uno stato di spinta a riposo in quanto la struttura, almeno per la parte centrale, risulta essere puntonata, e dunque non sufficientemente flessibile da far attivare la spinta attiva nel terreno a tergo.

Spinta sovraccarichi accidentali

Si è considerata in fase statica una spinta aggiuntiva del terreno causata dal passaggio dei mezzi al di sopra della strada di servizio posta sul coronamento del corpo diga. Il carico uniformante distribuito verticale è stato valutato in 20 kN/m^2 .

Spinta della terra in fase sismica

In condizioni sismiche è stato considerato un incremento di spinta del terreno valutato attraverso la formula di Mononobe-Okabe, assumendo come coefficienti sismici orizzontale e verticale $k_h=0.309$ e $k_v=\pm 0.154$ (si rimanda al capitolo seguente per la determinazione numerica di tali coefficienti).

Il valore del coefficiente di spinta sismica risulta pari a $k_s=0.449$.

L'incremento sismico si valuta come differenza tra la risultante di spinta valutata con la formulazione di Mononobe-Okabe e la risultante di spinta a riposo agente in fase statica.

$$\Delta S = S_{MO} - S_{\text{riposo}}$$

5.2 Combinazioni di carico

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento a quanto segue:

	Peso proprio	Peso impalcato	Peso sovraccarichi mobili	Spinta terreno	Spinta sovraccarichi mobili	Incremento di spinta sismica
SLE 1	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0
SLE 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0
SLU 1	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0
SLU 2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0
Sisma	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	1.0

6 CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE

6.1 Criteri generali

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg \phi_d = \frac{tg \phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 1 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

6.2 Opere di sostegno: palancolati provvisori

Per le opere di sostegno le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1) [STR];

Combinazione 2: (A2+M2+R2) [GEO];

Approccio 2

(A1+M1+R3) [STR;GEO];

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

Tabella 3: D.M. 14/01/2008 – Coefficienti parziali per la resistenza (R) per le paratie

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Nella presente relazione saranno prese in considerazione gli approcci di calcolo di tipo [STR]; in merito a ciò, nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

In condizioni sismiche valgono le stesse prescrizioni relative alla fase statica, ponendo però pari all'unità i valori delle azioni agenti.

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in fase sismica può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici effettuata mediante i metodi dell'equilibrio limite: l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

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

dove:

a_{max} =accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g =accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T$$

in cui S_s è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e S_T quello che considera l'amplificazione topografica.

Facendo riferimento a quanto riportato nella relazione tecnica del manufatto (ST-RE100), si assumono i seguenti valori:

$a_g = 0.228g$ accelerazione orizzontale massima attesa ai sito

$S_s = 1.354$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica

$\beta_m = 1$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Risulta quindi.

$$k_h = 0.309$$

$$k_v = \pm 0.154.$$

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella che segue:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario; tale ipotesi è stata assunta cautelativamente nel calcolo dell'incremento sismico.

7 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Nelle figure che seguono si mostrano i risultati delle analisi per i vari stati limite.

STATO LIMITE ULTIMO

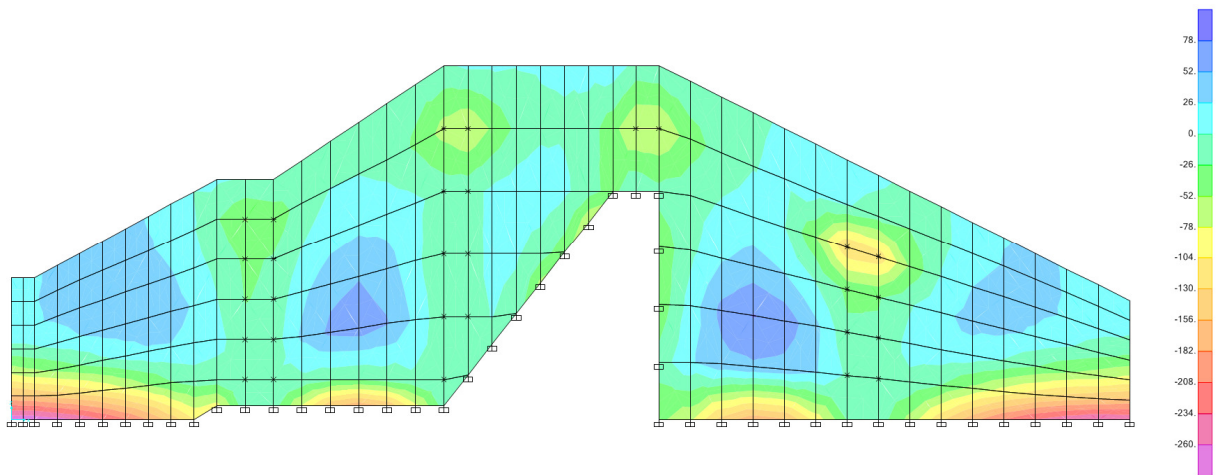


Fig. 4: SLU - Momenti M22 (relativi all'armatura verticale)

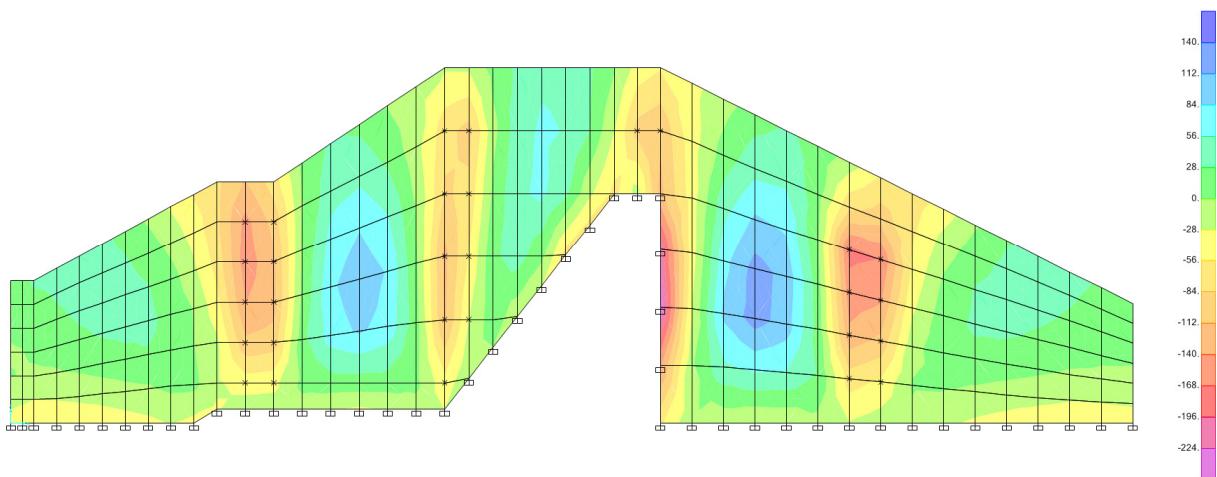


Fig. 5: SLU - Momenti M11 (relativi all'armatura orizzontale)

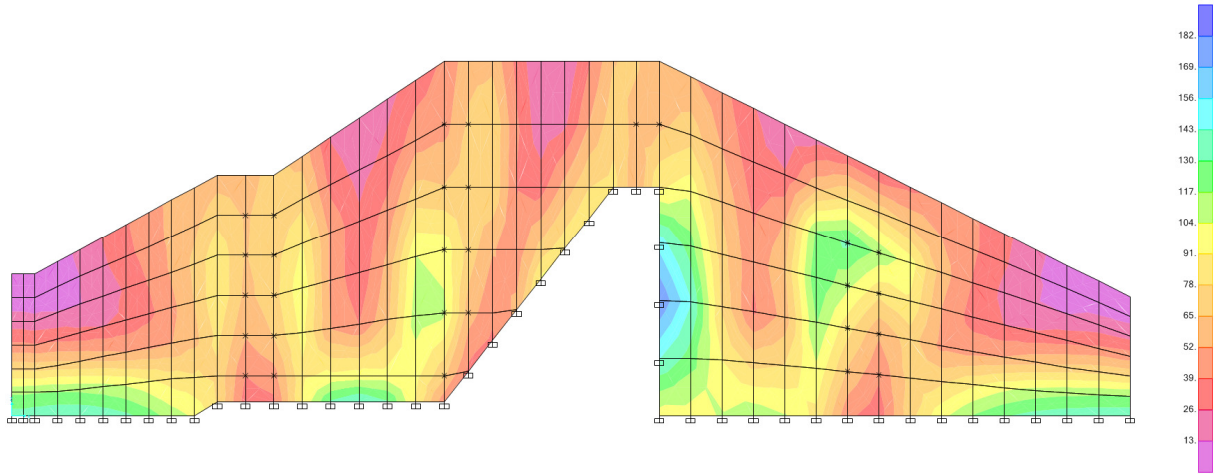
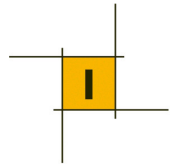


Fig. 6: SLU – Taglio V

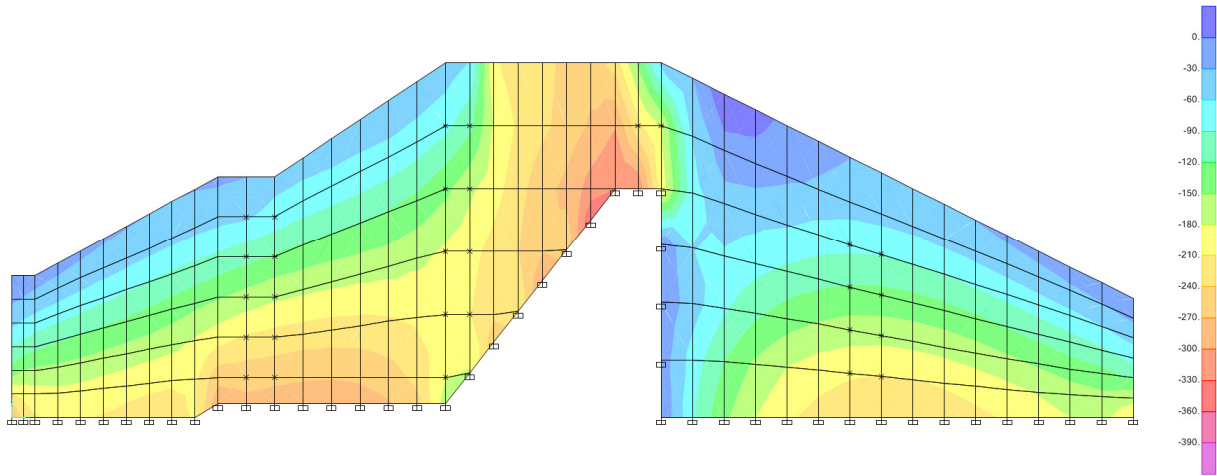


Fig. 7: SLU – Sforzo normale N

SISMA

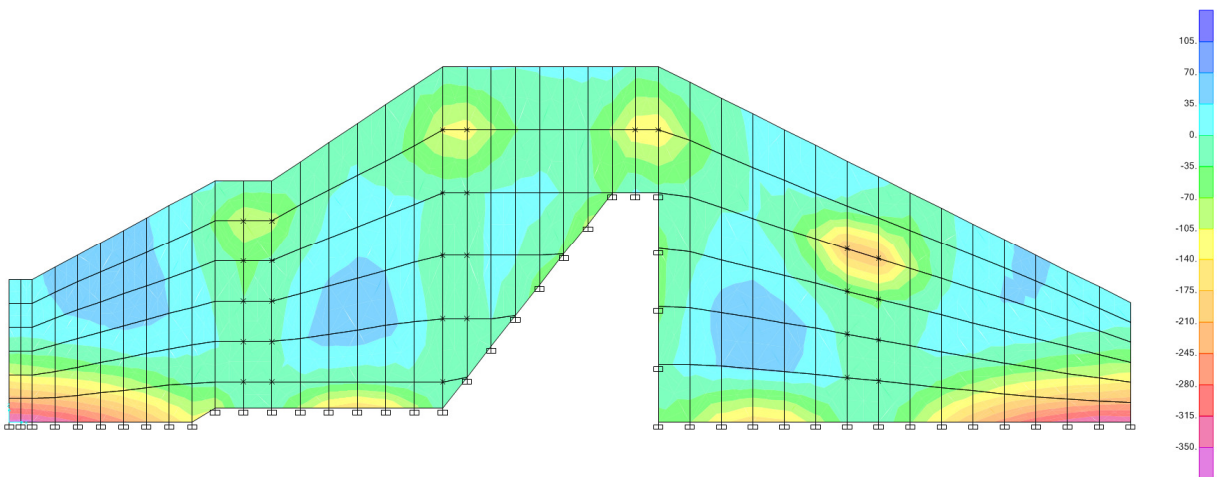


Fig. 8: SLU - Momenti M22 (relativi all'armatura verticale)

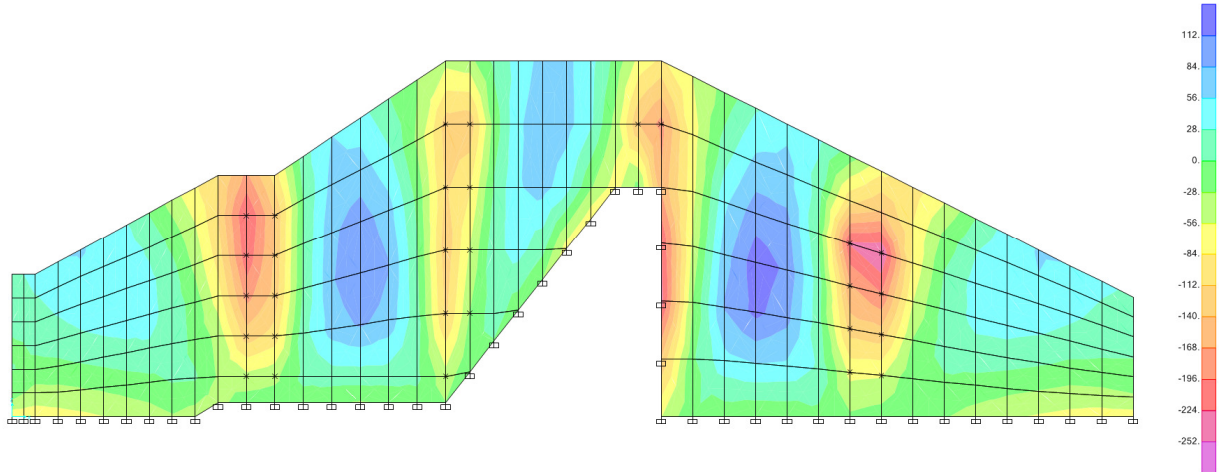
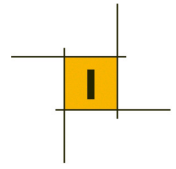


Fig. 9: SLU - Momenti M11 (relativi all'armatura orizzontale)

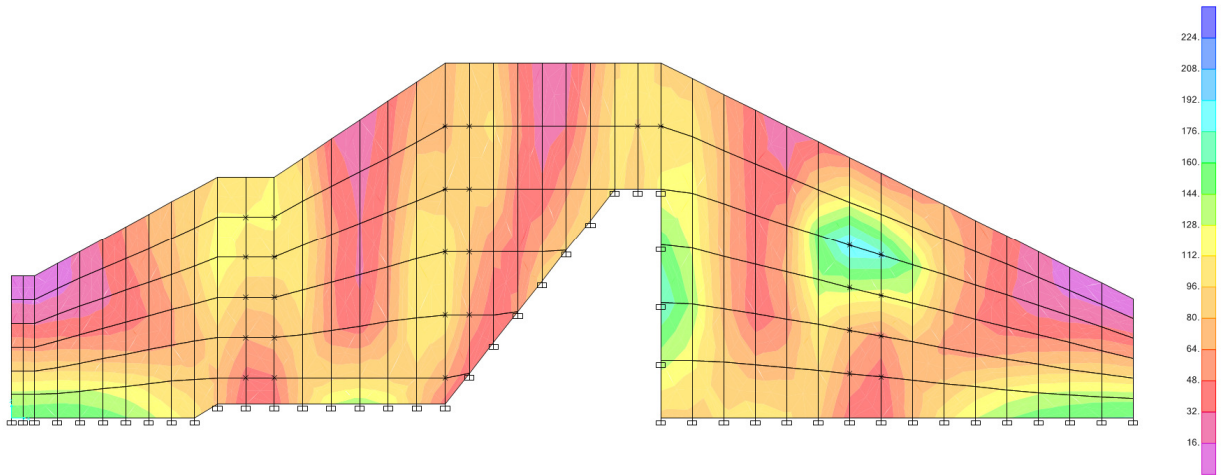


Fig. 10: SLU – Taglio V

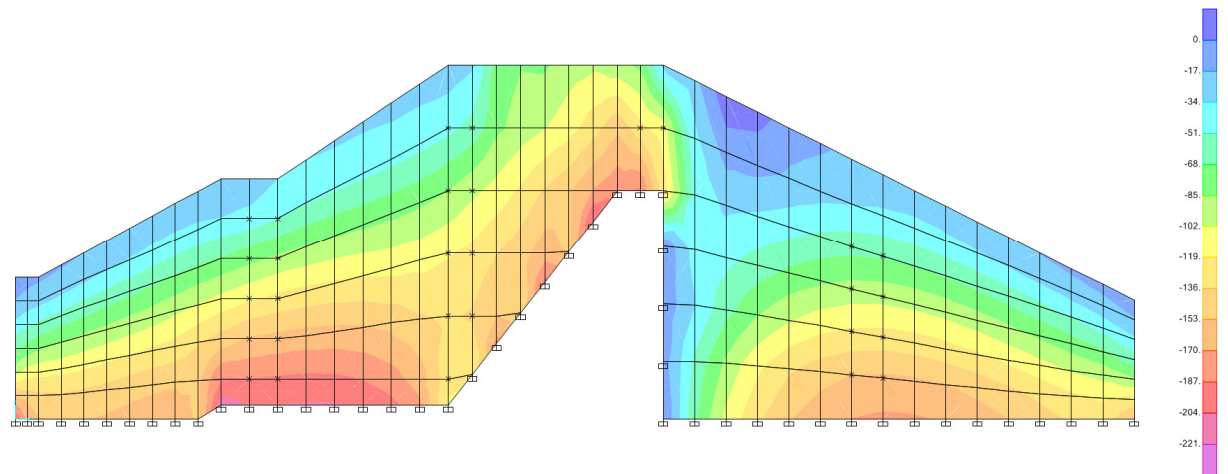


Fig. 11: SLU – Sforzo normale N

Nella tabella che segue si sintetizzano i valori delle sollecitazioni agenti nella sezione maggiormente sollecitata.

	SLU	SISMA
N (kN/m)	205	150
M22 (kNm/m)	275	350
M11 (kNm/m)	170	210
V (kN/m)	140	160

Verifica a pressoflessione

Armatura verticale

L'armatura verticale presente nel paramento verticale del muro è costituita uno strato di Ø20/20cm lato monte e uno strato di Ø20/20cm lato valle. Considerando una striscia di un metro lineare di muro (dunque una sezione resistente di dimensioni BxH=1.0mx1.0m), il momento resistente in condizioni statiche e sismiche risulta:

- **Statica:** $M_{Rd}=649 \text{ kN/m} > 275 \text{ kN/m}$
- **Sismica:** $M_{Rd}=626 \text{ kN/m} > 350 \text{ kN/m}$

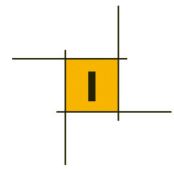
Armatura orizzontale

L'armatura orizzontale presente nel paramento verticale del muro è costituita uno strato di Ø16/30cm lato monte e uno strato di Ø16/30cm lato valle. Considerando una striscia di un metro lineare di muro (dunque una sezione resistente di dimensioni BxH=1.0mx1.0m), il momento resistente in condizioni statiche e sismiche risulta:

- **Statica:** $M_{Rd}=252 \text{ kN/m} > 150 \text{ kN/m}$
- **Sismica:** $M_{Rd}=252 \text{ kN/m} > 210 \text{ kN/m}$

Verifica a taglio

Il taglio massimo agente risulta pari a 160 kN/m. La resistenza a taglio relativa solamente al contributo del cls è pari a 281 kN/m. La verifica è soddisfatta.



Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

classe cls	Rck	30	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	25	N/mm ²
	fcd	14	
coeff. parziale	γc	1.5	
larghezza membratura resistene a V	bw	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1000	mm
altezza utile	d	900	mm
area della sezione	As	900000	mm ²
diametro ferro longitudinale	φl	16	mm
area armatura	Asl	201.1	mm ²
	strato	1	
	passo	300	mm
	nφ/strato	3	
area armatura totale	Af tot	670	mm ²
percentuale di armatura	ρl	0.0007	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σcp	0.00	N/mm ²
	k	1.47	
	vmin	0.31	
taglio resistente	Vrd1	195	kN
	Vrd2	281	kN
taglio sollecitante	Vcd	160	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γRd	1	
	Vrd	281	kN
	Vcd	<	Vrd
	verifica		