



Regione PUGLIA



MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE



Autorità Portuale di Taranto



Convenzione Sogesid S.p.A. - Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare  
Regione Puglia - Autorità Portuale di Taranto del 19 Luglio 2011

## INTERVENTI PER IL DRAGAGGIO DI 2,3 Mm<sup>3</sup> DI SEDIMENTI IN AREA MOLO POLISETTORIALE E PER LA REALIZZAZIONE DI UN PRIMO LOTTO DELLA CASSA DI COLMATA FUNZIONALE ALL'AMPLIAMENTO DEL V SPORGENTE DEL PORTO DI TARANTO PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato					Elaborato				
<b>RELAZIONE SULLE STRUTTURE</b>					<b>ED 009</b>				
Redatto da					GRUPPO DI LAVORO				
 <p><b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Carlo MESSINA</p> <p>Responsabile Servizio Operativo Bonifiche e Rifiuti : Ing. Enrico BRUGIOTTI</p> <p>Project Manager : Ing. Giuseppe ALFANO</p>					<p>Ing. G. ALFANO - Ing. R. GRADO (Opere Civili, Idraulica e Impiantistica)</p> <p>Geol. P. MARTINES - Geol. V. SPECCHIO (Geologia)</p> <p>Ing. F. LEO (Geotecnica, Sismica e Strutture)</p> <p>Ing. A. LUCIANO (Impianti Trattamento)</p> <p>Ing. M. TARTAGLINI (Opere Marittime)</p> <p>Ing. B. FERRARO (Computi metrici)</p> <p>Dott. C. CORSI - Biol. S. RANIA (Caratterizzazione Ambientale dei Sedimenti)</p> <p>Arch. K. ELIA - Arch. E. CONFORTI - Dott.ssa F. MONCADA - Geom. M. TEMPESTA (Elaborazioni grafiche)</p>				
					Il Responsabile del Procedimento				
Cod. Commessa		Codice			Nome file				
PUG102		PD	ED	0	0	9	0	Data : Ottobre 2012	
							rev. 0		PUG102PDED009_0
Rev.	Data	Descrizione modifica					verificato		approvato
0	ott/2012	1 <sup>a</sup> Emissione							

## INDICE

<b>1. PREMESSE.....</b>	<b>2</b>
<b>2. CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI MATERIALI ...</b>	<b>3</b>
2.1. Materiali.....	3
2.2. Geometrie.....	4
<b>3. CRITERI DI VERIFICA DELL'OPERA.....</b>	<b>5</b>
3.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	7
3.2. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni sismiche (SLV).....	8
3.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	9
3.4. Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (STR).....	10
3.5. Verifiche di stabilità geotecniche (GEO/EQU).....	10
<b>4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>12</b>
<b>5. AZIONI CONSIDERATE E COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>15</b>
5.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU - SLV).....	16
5.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	18
<b>6. ANALISI NUMERICHE .....</b>	<b>19</b>
6.1. Descrizione del modello tridimensionale agli elementi finiti.....	19
6.2. Modello costitutivo dei terreni.....	20
6.3. Ipotesi di calcolo.....	21
6.4. Fasi di calcolo.....	23
6.5. Analisi in condizioni sismiche.....	28
<b>7. RISULTATI ANALISI NUMERICHE TRIDIMENSIONALI .....</b>	<b>32</b>
7.1. Verifiche Stati limite ultimi geotecnici (GEO-EQU).....	32
7.2. Analisi in condizioni di esercizio (SLE).....	42
7.3. Configurazione finale.....	45
<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI DELL'OPERA .....</b>	<b>51</b>
8.1. Verifiche configurazione di progetto (SLU-SLV).....	53
8.2. Verifiche configurazione finale (SLU-SLV).....	64

## **1. PREMESSE**

Le impostazioni di calcolo e le verifiche illustrate nella presente relazione sono state eseguite in conformità alle vigenti normative riportate sinteticamente nel seguito:

DM 14/1/2008 – Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni.

UNI EN 1993-5:2007 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e EN palancole

“Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime” – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI).

Le verifiche di stabilità e di sicurezza presentate sono riferite alla configurazione di progetto dell'opera con riempimento della colmata a quota +1.50 m slm ultimato.

Per completezza vengono inoltre rappresentati gli esiti delle verifiche nella configurazione finale del manufatto ad ultimazione dei lavori di dragaggio dei fondali antistanti a quota -16.5 m slm e di realizzazione della sovrastruttura del futuro piazzale a quota +2.5 m slm.

Queste ultime verifiche, sebbene finalizzate a fornire un giudizio di pratica fattibilità dell'opera in condizioni maggiormente gravose, hanno volutamente un carattere orientativo in quanto nelle modellazioni si è tenuto conto di specifiche fasi ed accorgimenti costruttivi non direttamente rientranti nel presente progetto e per i quali potranno comunque essere previste modifiche in futuro.

## 2. CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI MATERIALI

### 2.1. Materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali da impiegare nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate nel seguito.

#### Calcestruzzi

In fase di progettazione, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono definite, in funzione della sua resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ , dalle seguenti relazioni:

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83R_{ck}$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ (classi < C50/60)
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk, 5\%} = 0.70 f_{ctm}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.20 f_{ctm}$
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.30}$
Coefficiente di Poisson	$\nu_c = 0.20$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha_c = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Per le verifiche agli stati limite ultimi, si definiscono le seguenti resistenze di calcolo.

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$  coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c = 1.50$  coefficiente parziale di sicurezza comprensivo delle incertezze del modello e della geometria.

#### Calcestruzzo di riempimento del cofferdam

Per la realizzazione del manufatto, il progetto prevede il getto tra palancole di calcestruzzo plastico di classe C12/15 si seguenti caratteristiche:

$R_{ck}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctk,5\%}$ (MPa)	$f_{cfm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (MPa)	$\nu_c$ (-)	$\alpha_c$ ( $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ )
15	12	20.0	1.57	1.10	1.89	27000.0	0.2	10

## Acciaio

### Acciaio per palancole

Le palancole da infiggere sono costituite da acciaio tipo S240GP, normato secondo la EN 10248 le cui caratteristiche sono di seguito riepilogate.

Tipo acciaio	S 240	GP
$f_t$	340 MPa	Tensione a rottura
$f_y$	240.0 MPa	Tensione di snervamento
$\gamma_m$	1.05 -	Coefficiente di materiale
$f_d$	228.6 MPa	Tensione di calcolo di snervamento
E	210000 MPa	Modulo elastico

## 2.2. Geometrie

Le caratteristiche geometriche delle palancole sono di seguito riportate:

### **Palancole AU 20s**

b	750 mm	Larghezza del profilo
h	444 mm	Altezza del profilo
t	12 mm	Spessore frontale
s	10 mm	Spessore ali laterali
$A_s$	16500 mm <sup>2</sup> /m	Area della sezione
$J_y$	4444 x 10 <sup>5</sup> mm <sup>4</sup> /m	Inerzia della sezione
$W_{pl}$	2339 x 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> /m	Modulo di resistenza plastico della sezione
$W_{el}$	1155 x 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> /m	Modulo di resistenza elastico della sezione

### 3. CRITERI DI VERIFICA DELL'OPERA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU,SLV) ed agli stati limite di esercizio (SLE) sono state svolte secondo le indicazioni della normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.

Alla luce delle elevate caratteristiche di rigidezza e di massa derivanti dalla particolare geometria, il comportamento dell'opera in esame è intermedio tra una opera di sostegno in cui la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del manufatto e a quello del terreno direttamente agente su di esso, ed una di tipo flessibile (paratia) in cui la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera.

Nelle verifiche svolte il manufatto è stato comunque cautelativamente assimilato ad una opera di sostegno, considerando i seguenti stati limite:

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza strutturale degli elementi di sostegno;

#### SLU di tipo geotecnico e di equilibrio (GEO-EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

#### Stati limite di esercizio SLE

- Valutazione degli spostamenti raggiunti nelle varie fasi costruttive e dei cedimenti della colmata retrostante.

Nel caso degli stati limite ultimi STR e GEO occorre accertare che la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza, sia soddisfatta per ogni stato limite considerato

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
  - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
  - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

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	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

**Tab. 6.5.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

**Tab. 6.8.I** - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab. 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

### 3.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni caso i valori di progetto degli effetti delle azioni ( $E_d$ ) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie in fase di costruzione:* valori di progetto delle azioni permanenti  $G_i$  e contemporanea presenza delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo per i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_q$  e per i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  i valori definiti nei capitoli relativi alle singole strutture studiate.

- *Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie:* valori di progetto delle azioni permanenti  $G_i$  e contemporanea presenza delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo per i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_q$  e per i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  i valori definiti nei capitoli relativi alle singole strutture studiate.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

### 3.2. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni sismiche (SLV)

Anche in questo caso, i valori di progetto degli effetti delle azioni ( $E_d$ ) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *Combinazioni per situazioni di progetto sismiche*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  con i valori frequenti delle azioni variabili  $Q_j$  e con il valore di progetto dell'azione sismica  $A_{Ed}$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_j \psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo per i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_1$  e per i coefficienti di combinazione  $\psi_{2j}$  i valori definiti nei capitoli relativi alle singole strutture studiate.

In accordo con il DM 14/01/2008, le verifiche sono state condotte nel rispetto degli stati limite ultimi relative al solo SLV. Come per le verifiche statiche, anche in campo sismico la verifica per le opere di sostegno deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 ed M2) e per le resistenze (R1, R2), secondo le note combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R2.

In tutti i casi, per le verifiche sismiche i coefficienti A1 e A2 sono adottati con valore pari a 1.0.

### 3.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

*Combinazione caratteristica (o rara):*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

*Combinazione frequente:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

*Combinazione quasi permanente:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio vengono valutati gli spostamenti del manufatto competenti alle diverse fasi costruttive. In particolare, nel caso in esame è stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni  $E_d$  risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni  $C_d$ , esplicitando pertanto le prestazioni attese per l'opera stessa e confrontandole con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili. Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura. Nelle verifiche è stato imposto di limitare gli spostamenti ad un valore massimo, comunque esiguo rispetto alle importanti profondità di scavo e corrispondente al 3% dell'altezza a sbalzo del manufatto nelle varie configurazioni analizzate.

Come sopra esposto, le analisi hanno inoltre permesso di valutare anche i cedimenti della colmata corrispondenti ad un riempimento fino a quota +1.50.

La modellazione delle fasi successive ha infine permesso di stimare gli spostamenti competenti alla configurazione finale dell'opera con i sovraccarichi di esercizio agenti direttamente sul piazzale terminato.

### **3.4. Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (STR)**

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. Come anticipato, l'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

Nel caso della configurazione di progetto della colmata riempita fino a quota +1.50 m slm, in mancanza di sovraccarichi permanenti e variabili agenti a tergo del manufatto di sostegno, i risultati dell'analisi STR (A1+M1) possono essere ottenuti moltiplicando quelli dell'analisi SLE x 1.3.

Nel caso delle verifiche della configurazione finale si può procedere analogamente imponendo cautelativamente che le sollecitazioni STR (A1+M1) risultino pari a quelli dell'analisi SLE x 1.4: tale metodologia di analisi porta a risultati in linea al metodo che prevede l'amplificazione delle azioni (peso di volume del terreno x 1.3 e azioni accidentali x 1.5), ed in ogni caso cautelativi ai fini delle verifiche di resistenza.

Per l'analisi di stati limite in condizioni sismiche, si adopera sempre la Combinazione A1+M1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

### **3.5. Verifiche di stabilità geotecniche (GEO/EQU)**

Come precedentemente esposto, nelle verifiche geotecniche l'opera in esame è stata assimilata ad una opera di sostegno per cui gli stati limite ultimi considerati (scorrimento, ribaltamento, capacità portante dell'appoggio e stabilità globale) vengono implicitamente analizzati nelle modellazioni tridimensionali amplificando i sovraccarichi permanenti e di esercizio per i coefficienti amplificativi  $\gamma_G$  e  $\gamma_q$  variabili da caso a caso.

In particolare, per le verifiche allo scorrimento, della capacità portante e di stabilità globale, le quali in tutti i casi dipendono essenzialmente dalla profondità di infissione del manufatto nei terreni di imposta che risulta differente nelle varie fasi costruttive, il coefficiente di sicurezza minimo ai sensi del DM08 ( $FS_{DM08}$ ) è stato verificato implementando una procedura numerica basata sulla riduzione dei parametri di resistenza dei terreni, e conseguentemente delle

resistenze. In tal modo i valori di  $c'$  e  $\varphi'$  adottati nelle verifiche A2+M2+R2 sono stati ulteriormente ridotti secondo le seguenti relazioni:

- $c'_{SLU/SLV\ GEO} = c'(M2) / FS_{DM08}$
- $\varphi'_{SLU/SLV\ GEO} = \arctan(\tan \varphi'(M2) / FS_{DM08})$

verificando il soddisfacimento della condizione di equilibrio del sistema.

Nel caso delle verifiche allo scorrimento e della capacità portante per le quali il coefficiente R2 assume valore unitario,  $FS_{DM08}$  è stato posto pari a 1.0, per cui il raggiungimento della condizione di equilibrio del sistema risulta il requisito minimo per il soddisfacimento delle relative verifiche.

Viceversa nelle verifiche di stabilità globale per le quali R2 è pari a 1.1, i parametri di resistenza al taglio di calcolo sono valutati imponendo  $FS_{DM08}=1.1$  nel seguente modo:

- $c'_{SLU/SLV\ GEO} = c'(M2) / 1.1$
- $\varphi'_{SLU/SLV\ GEO} = \arctan(\tan \varphi'(M2) / 1.1)$

Nel caso della verifica a ribaltamento sono state eseguite le verifiche secondo la combinazione EQU+M2 imponendo analoghi accorgimenti nelle seguenti modalità:

- peso per unità di volume del calcestruzzo plastico ridotto e pari a  $0.9 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 22.5 \text{ kN/m}^3$  in modo da tenere conto del fattore  $\gamma_G$  (permanenti favorevoli);
- valori dei parametri di resistenza al taglio dei terreni “spingenti” presente a tergo del manufatto opportunamente ridotti nel seguente modo:
  - $c'_{SLU/SLV\ GEO} = c'(M2) / 1.1$
  - $\varphi'_{SLU/SLV\ GEO} = \arctan(\tan \varphi'(M2) / 1.1)$
 in modo da simulare l'incremento delle azioni permanenti per effetto del coefficiente amplificativo  $\gamma_G$  (permanenti sfavorevoli) uguale a 1.1;

Nella tabella seguente vengono rappresentati i valori dei parametri di resistenza al taglio di progetto per i vari casi analizzati:

Termini stratigrafici	Caratteristiche		A2-M2-R2 (R2=1.0)		A2-M2-R2 (R2=1.1)	
	$c'_k$	$\varphi'_k$	$c'_d$	$\varphi'_d$	$c'_d$	$\varphi'_d$
Sabbie limose organiche	0	15	0	12,1	0,0	11,0
Limi argillosi sabbiosi	15	26	12	21,3	10,9	19,5
Argille grigio azzurre	50	25	40	20,5	36,4	18,7
Materiale dragato ricollocato	0	12	0	9,7	0,0	8,8
Materiale di colmata consolidato	0	25	0	20,5	0,0	18,7

#### 4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Di seguito vengono riportate in sintesi i parametri relativi alla caratterizzazione sismica delle opere in oggetto.

In accordo con il DM 14/01/2008, le verifiche sulle paratie sono condotte nel rispetto degli stati limiti ultimi relative al solo SLV (cap. 7.1).

##### Periodo di riferimento per l'azione sismica

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

Dove:

- $V_R$  = periodo di riferimento per l'azione sismica;
- $V_N$  = vita nominale dell'opera strutturale (è il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata). Per il caso in oggetto  $V_N \geq 50$  anni: *Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;*
- $C_U$  = classe d'uso. Per il caso in oggetto  $C_U = 1.5$  (classe d'uso III): *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

##### Parametri caratteristici della sollecitazione sismica

- $T_R$  = tempo di ritorno
- $T_c^*$  = parametro necessario per la costruzione dello spettro elastico di risposta;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- $F_0$  = fattore che quantifica amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale

Porto di Taranto - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per sito su superficie piana e sottosuolo rigido				
STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_c^*$
SLV	712	0.140	2.488	0.324

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 17.14090      LATITUDINE: 40.51970

Ricerca per comune      REGIONE: Puglia      PROVINCIA: Taranto      COMUNE: Taranto

Elaborazioni grafiche:  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione:  
 superficie rigata

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$ : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 75 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE:
 

SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
SLD - $P_{VR} = 63\%$	75

Stati limite ultimi - SLU:
 

SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni:  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO  
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie  
 - - - - - Strategia scelta

## PORTO DI TARANTO - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO D.M. 14/01/08 – (A) PROGRAMMA SPETTRI - CSLP

Sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, si calcola infine il valore massimo dell'accelerazione  $a_{max}$  da considerare nelle analisi di progetto.

Tale valore deriva dall'accelerazione massima in condizione di sito di riferimento pianeggiante su suolo rigido, adeguatamente amplificata per tener conto dell'effetto delle specifiche condizioni stratigrafiche e topografiche.

L'amplificazione locale viene introdotta utilizzando i due coefficiente seguenti:

- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica = calcolato secondo la Tabella 3.2.V del DM 14/01/08, variabile per ogni stato limite di riferimento;

- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografico = calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo Tabella 3.2.VI;

L'accelerazione massima di riferimento, tenendo conto delle amplificazioni, è calcolata quindi con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = S \cdot a_g$$

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche, la relazione geologica indica una categoria di sottosuolo di tipo D che corrisponde ad un coefficiente amplificativo  $S_S = 1.8$ .

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dalle opere di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna lievemente inclinati; per tale motivo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono state eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo Tabella 3.2.IV e Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo  $S_T = 1,0$ . I valori utilizzati nelle verifiche sismiche in corrispondenza delle opere sono riassunti nella Tabella seguente.

Porto di Taranto - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica – Sezioni tipo di progetto				
STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_{\max}$ (g)	$F_0$	$T^*_c$
SLV	712	0.252	2.488	0.324

## 5. AZIONI CONSIDERATE E COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni di tipo permanente e variabile nelle modellazioni vengono di seguito descritte:

– *Azioni permanenti G*

Le azioni di tipo permanente contemplate nelle modellazioni sono costituite dalle spinte dei terreni agenti a tergo del manufatto e dal peso proprio della sovrastruttura del futuro piazzale.

– *Azioni variabili Q*

– Le azioni variabili modellate nelle analisi svolte sono:

- Sovraccarico di banchina “q”, di entità pari a 40 kPa, costituito da un carico verticale uniformemente ripartito sull’area di impronta della nuova banchina ed a tergo della stessa: ai sensi del DM’08, tale azione è stata assimilata ad una categoria di azione tipo C (ambienti suscettibili di affollamento).
- Tiro alla bitta “T”, di entità pari a 1000 kN in considerazione della portata specifica delle bitte da installare nella nuova banchina (100 t). L’azione è stata simulata per mezzo di una forza orizzontale agente in testa alla paratia di banchina.

Sulla base di quanto precedentemente esposto, le verifiche STR, GEO ed EQU in condizioni statiche e sismiche sono riferite a due configurazioni implementate nei corrispondenti steps di calcolo delle modellazioni tridimensionali condotte con il codice Plaxis:

- Configurazione di progetto: realizzazione manufatto e riempimento colmata a tergo fino a quota intermedia +1.50 (Fase 4).
- Configurazione finale: dragaggio dei fondali antistanti a -16.5 m slm; manufatto ultimato e comprensivo della sovrastante piastra di banchina e sovrastruttura del futuro piazzale a +2.5 m slm; sovraccarichi agenti in virtù delle varie combinazioni di carico (Fase 8).

Nel primo caso in particolare sono state eseguite anche le verifiche in condizioni sismiche considerando cautelativamente valori di  $a_{max}$  corrispondenti a tempi di ritorno competenti all’opera comunque ultimata. Nelle tabelle seguenti vengono rappresentate le differenti combinazioni di carico considerate nelle verifiche relative alla configurazione finale di cui alla Fase 8; per la configurazione intermedia – Fase 4 - , le verifiche saranno condotte non considerando evidentemente i sovraccarichi variabili.

## 5.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU - SLV)

### SLU di tipo strutturale (STR)

Combinazione STR statica	
<b>Combinazione SLU (parametri del terreno M1)</b>	$E_d = 1.4 \times (G + Q_{1k} + Q_{2k})$
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta (T = 1000 kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina (q = 40 kPa)

Combinazione STR sismica	
<b>Combinazione SLV (parametri del terreno M1)</b>	$E_d = E + G + \psi_{2j} Q_{jk}$
E (azioni sismiche)	sovraspinta sismica azione idrodinamica
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta (T = 1000 kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina (q = 40 kPa)
$\psi_{21}$	0.0
$\psi_{22}$	0.6

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

*Verifica scorrimento, capacità portante e stabilità globale*

Combinazione GEO1 statica Variabile principale: $q_{\text{banchina}}$	
<b>Combinazione SLU (parametri del terreno M2)</b>	$E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{2k}$
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
$\gamma_G$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti A2)	1.0 (azione sfavorevole)
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = sovraccarico banchina (q = 40 kPa) $Q_{2k}$ = tiro alla bitta (T = 1000 kN)
$\gamma_q$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti A2)	1.3 (azione sfavorevole)
$\psi_{02}$	0.6

Combinazione GEO2 statica Variabile principale: $T_{bitta}$	
<b>Combinazione SLU (parametri del terreno M2)</b>	$E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{2k}$
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
$\gamma_G$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti A2)	1.0 (azione sfavorevole)
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta ( $T = 1000$ kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina ( $q = 40$ kPa)
$\gamma_q$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti A2)	1.3 (azione sfavorevole)
$\psi_{02}$	0.7

Combinazione GEO – Sismica	
<b>Combinazione SLU (parametri del terreno M2)</b>	$E_d = E + G + \psi_{21} Q_{1k} + \psi_{22} Q_{2k}$
E (azione sismica)	sovraspinta sismica azione idrodinamica
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta ( $T = 1000$ kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina ( $q = 40$ kPa)
$\psi_{21}$	0.0
$\psi_{22}$	0.6

#### SLU di tipo geotecnico (EQU-GEO)

##### Verifica ribaltamento

Combinazione EQU1 statica • Variabile principale: $q_{banchina}$	
<b>Combinazione SLU (parametri del terreno M2)</b>	$E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{2k}$
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni amplificate peso proprio riempimento cls plastico ridotto
$\gamma_G$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti EQU)	1.1 (azione sfavorevole) 0.9 (azione sfavorevole)
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = sovraccarico banchina ( $q = 40$ kPa) $Q_{2k}$ = tiro alla bitta ( $T = 1000$ kN)
$\gamma_q$ (coefficiente parziale dei carichi variabili EQU)	1.5 (azione sfavorevole)
$\psi_{02}$	0.6

Combinazione EQU 2 statica	
Variabile principale: $T_{bitta}$	
Combinazione SLU (parametri del terreno M2)	$E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q \psi_{02} Q_{2k}$
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni amplificate peso proprio riempimento cls plastico ridotto
$\gamma_G$ (coefficiente parziale dei carichi permanenti EQU)	1.1 (azione sfavorevole) 0.9 (azione sfavorevole)
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta (T = 1000 kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina (q = 40 kPa)
$\gamma_q$ (coefficiente parziale dei carichi variabili EQU)	1.5 (azione sfavorevole)
$\psi_{02}$	0.7

Combinazione EQU – Sismica	
Combinazione SLU (parametri del terreno M2)	$E_d = E + G + \psi_{21} Q_{1k} + \psi_{22} Q_{2k}$
E (azione sismica)	sovraspinta sismica azione idrodinamica
G (carichi permanenti)	spinte dei terreni pesi propri permanenti
Q (carichi variabili)	$Q_{1k}$ = tiro alla bitta (T = 1000 kN) $Q_{2k}$ = sovraccarico banchina (q = 40 kPa)
$\psi_{21}$	0.0
$\psi_{22}$	0.6

## 5.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Gli spostamenti del manufatto durante le principali fasi costruttive e nella configurazione finale sono stati valutati nella combinazione di carico quasi permanente descritta dalla relazione:

$$E_d = G + \psi_{21} \times Q_k + \psi_{22} \times Q_k$$

con

$$Q_1 = 40 \text{ kPa (sovraccarico di banchina);}$$

$$Q_2 = 1000 \text{ kN (tiro alla bitta);}$$

$$\psi_{21} = 0.6 \text{ (sovraccarico di banchina);}$$

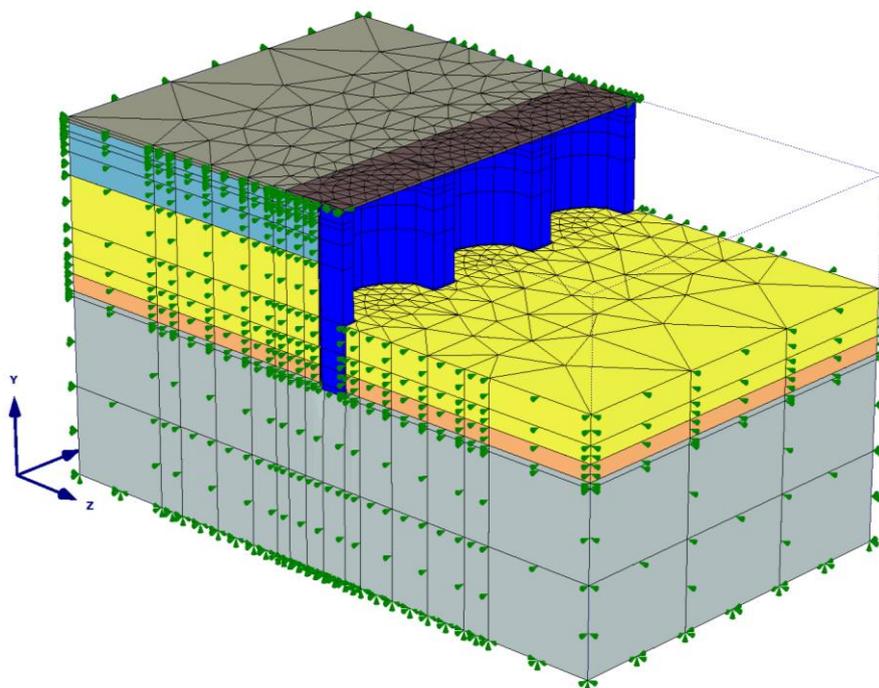
$$\psi_{22} = 0.0 \text{ (tiro alla bitta).}$$

## 6. ANALISI NUMERICHE

### 6.1. Descrizione del modello tridimensionale agli elementi finiti

A verifica delle ipotesi progettuali sono state eseguite specifiche analisi numeriche tridimensionali mediante il codice di calcolo Plaxis 3D Foundation in grado di simulare le reali fasi costruttive e le varie condizioni di carico agenti nelle configurazioni intermedie di progetto e finali, sia in condizione statiche che sismiche.

*Geometria del modello.* La discretizzazione agli elementi finiti si compone di 6695 elementi a 15 nodi ed è stata schematizzata con un blocco di materiale di dimensioni in pianta 67.12 x 110 m, corrispondenti a tre arcate, e di altezza pari a 62.5 m.



In particolare, le dimensioni trasversali Z del modello sono state opportunamente scelte in modo che le condizioni al contorno adottate non influenzino la soluzione ottenuta, mentre la altezza del modello Y è stata scelta pari a circa  $2*H$ , con H lunghezza delle palancole.

I vincoli adottati nelle frontiere del modello sono spostamenti orizzontali e verticali impediti alla base e orizzontali lateralmente.

*Proprietà dei materiali.* Le palancole sono state modellate mediante elementi “wall” considerando uno spessore equivalente di 16.46 cm ed un modulo di elasticità E pari a 210 GPa. Il riempimento con calcestruzzo plastico, la trave di coronamento, la piastra di banchina

e la sovrastruttura del piazzale sono schematizzati attraverso elementi di volume in modo da rappresentare accuratamente la posizione e le dimensioni reali. Nelle analisi tali elementi sono stati schematizzati come un mezzo elastico lineare caratterizzato dai seguenti valori di riferimento:

Termina	Comportamento	Rck (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$
Calcestruzzo plastico	Non-porous	15	25	27000	0.15
Calcestruzzo armato (banchina, trave coronamento)	Non-porous	35	25	32500	0.15
Sovrastruttura piazzale	Non-porous	-	20	80	0.20

## 6.2. Modello costitutivo dei terreni

Con riferimento al quadro stratigrafico in esame, nelle analisi il terreno è stato assimilato ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche  $\varepsilon_{pv}$  e distorsionali plastiche  $\gamma_p$  (modello “Hardening Soil”).

Il comportamento in campo elastico è definito da un modulo di Young  $E'$  funzione dello stato tensionale efficace attraverso la relazione

$$E' = E'_{ref} \cdot \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m$$

dove  $p_{ref} = 100\text{kPa}$  è una pressione di riferimento,  $E_{ref}$  è il modulo di Young per un valore della tensione principale efficace minima  $\sigma'_3=100\text{kPa}$ , ed  $m$  dipende dalle caratteristiche del terreno.

Il modello è dotato di due superfici di plasticizzazione di equazione:

$$f_s = \frac{1}{E'_{50}} \frac{q}{\left( 1 - 0.9 \frac{q}{q_f} \right)} - \frac{2q}{E'} - \gamma^p = 0$$

$$f_v = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p'_c = 0$$

Per la superficie  $f_s$  il parametro di incrudimento è funzione delle deformazioni distorsionali plastiche attraverso il parametro  $E'_{50}$ , mentre per la superficie  $f_v$  l'incrudimento dipende dalle deformazioni volumetriche plastiche attraverso il parametro  $E'_{oed}$ .

Nell'equazione il parametro  $E'_{50}$  dipende dallo stato tensionale presente attraverso la relazione:

$$E'_{50} = E'_{50ref} \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m$$

e, per un percorso di carico a partire da condizioni isotrope e normalmente consolidate, il parametro  $E_{50}$  coincide con il modulo di Young secante, definito in corrispondenza del 50% del deviatore a rottura  $q_f$ . La deformabilità, fissato un valore di riferimento  $E'_{50ref}$  dipende quindi dalla tensione principale minima  $\sigma'_3$ . Il parametro  $p'$  è la pressione efficace media,  $\tilde{q}$  è una misura generalizzata del deviatore delle tensioni, che tiene conto della dipendenza della resistenza al taglio da  $\sigma'_3$ ,  $a$  è un parametro da cui dipende la forma della superficie di plasticizzazione sul piano  $\tilde{q} - p'$ , funzione del coefficiente di spinta a riposo in condizioni di normal consolidazione  $k_{0NC}$ . La pressione di preconsolidazione  $p'_c$  individua la dimensione della superficie di plasticizzazione nel piano  $\tilde{q} - p'$ , ed  $p'$  è funzione delle deformazioni volumetriche plastiche  $\varepsilon_{pv}$  tramite una legge di incrudimento simile a quella del modello Cam Clay (Roscoe e Burland, 1968), in cui  $p'_c$  è legata a  $\varepsilon_{pv}$  tramite il modulo  $E'_{0ed}$ .

Il parametro  $E'_{0ed}$  che governa le deformazioni volumetriche dovute al carico di compressione, dipende dallo stato tensionale presente attraverso la relazione:

$$E'_{0ed} = E'_{0edref} \left( \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_1}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m$$

dove  $E'_{0edref}$  è il modulo tangente in condizioni edometriche di primo carico valutato per un valore della tensione principale efficace massima  $\sigma'_1=100\text{kPa}$ , ed  $m$  dipende dalle caratteristiche del terreno. La legge di flusso è di tipo associato per la superficie  $f_v$ ; la legge di flusso adottata per la superficie  $f_s$  è di tipo non associato e deriva dalla teoria della dilatanza proposta da Rowe (1962).

### 6.3. Ipotesi di calcolo

Le analisi numeriche sono state svolte in termini di tensioni efficaci assumendo per i terreni cautelativamente condizioni drenate in tutti i casi.

I valori dei parametri di resistenza al taglio e dei moduli  $E'_{50ref}$  ed  $E'_{0edref}$  di riferimento sono stati ricavati a partire dalla interpretazione delle prove geotecniche disponibili. Il valore del modulo  $E'$  che regola il comportamento in campo elastico in condizioni di scarico-ricarico è stato assunto compreso tra 2.5 e  $3.0 \cdot E_{50}$ . Per tutti i materiali è stato inoltre assunto nullo l'angolo di dilatanza a rottura  $\Psi = 0$ . Nel codice Plaxis è possibile attribuire uno specifico

valore al parametro  $R_{inter}$ , che regola la resistenza al taglio all'interfaccia attraverso le formule:

$$c'_{inter} = R_{inter} * c'_{ref}$$

$$\tan \phi'_{inter} = R_{inter} * \phi'_{ref}$$

nel caso dei terreni interagenti con le palancole è stato attribuito un valore di R pari a 0.3 competente al contatto terreno-palancola, mentre per il contatto palancola – calcestruzzo, nell'ipotesi di perfetta aderenza, è stato assunto un valore di R unitario.

Nel modello HS, il grado di sovraconsolidazione OCR individua la pressione di preconsolidazione  $p'_c$  da cui dipende la dimensione della superficie di plasticizzazione nel piano  $\tilde{q} - p'$  e con essa la rigidezza lungo stress path di compressione. Nelle analisi svolte i terreni di imposta superficiali sono stati cautelativamente considerati normalmente consolidati, per cui lo stato tensionale iniziale è stato preliminarmente valutato considerando un valore del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  calcolato a partire dalla formula di Jacky; nel caso delle argille azzurre basali è stato attribuito un valore di OCR cautelativamente pari a 4.0.

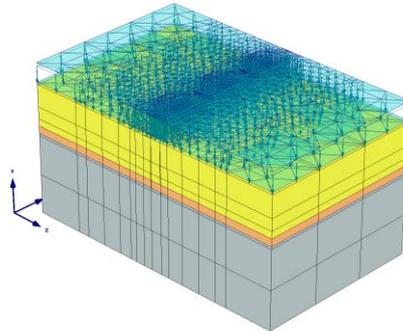
Nella Tabella seguente sono riepilogate le proprietà fisiche ed i parametri di resistenza al taglio assegnati ai terreni nelle analisi numeriche.

Formazione	OCR	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_{50ref}$ (MPa)	$E_{0edref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	m
Sabbie limose organiche	1	15.0	0	15	2.5	2.5	7.5	0.5
Limi argillosi sabbiosi	1	18.5	15	26	15.0	15.0	45.0	0.7
Argille grigio azzurre	4	19.5	50	25	50.0	50.0	125.0	0.8
Materiale dragato ricollocato	1	13.0	0	12	2.0	2.0	5.0	0.5
Materiale di colmata consolidato	1	15.0	0	25	7.5	7.5	22.5	0.5

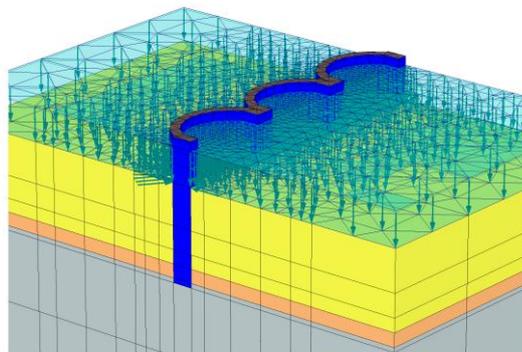
#### 6.4. Fasi di calcolo

Per ogni modello numerico sono state implementate le seguenti fasi di calcolo:

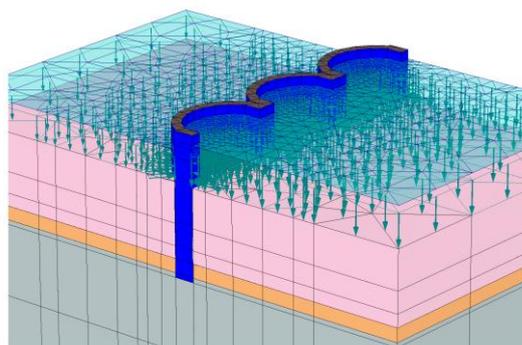
- 1) Fase di equilibrio litostatico relativo a fondale attuale quota -7.5 m slm: azzeramento degli spostamenti;



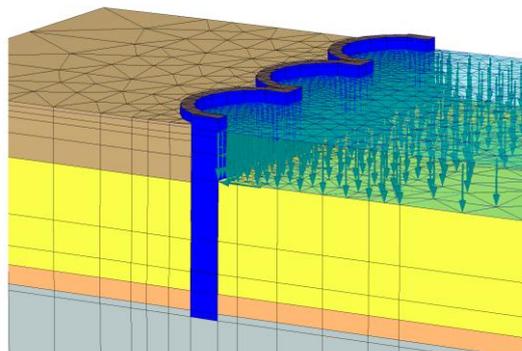
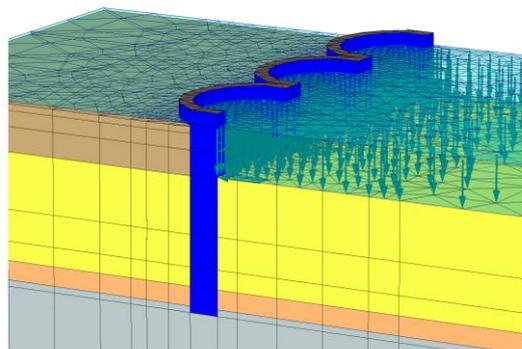
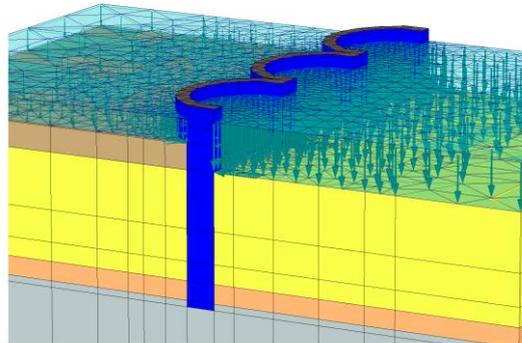
- 2) Realizzazione del cofferdam: messa in opera delle palancole “wished in place” da quota +2.0 m slm fino a -28.5 slm; contemporanea bonifica e riempimento con calcestruzzo fluido del materiale interno da quota -1.0 m slm a -21.5 m slm; realizzazione trave di coronamento di altezza 3.0 m fino a +2.0 m slm: azzeramento degli spostamenti;



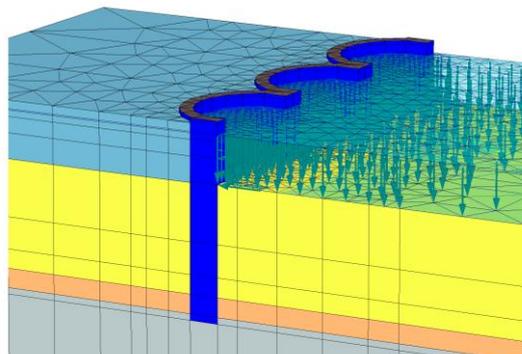
- 3) Analisi del comportamento dell'opera con piezometrica lato terra posta a quota -2.0 m slm; azzeramento degli spostamenti;



- 4) Realizzazione colmata a tergo del manufatto fino a quota +1.5 (eseguito in tre steps di calcolo, riempimento fino a -3.5, +0.0 e +1.5 m slm): azzeramento degli spostamenti;



- 5) Consolidazione del materiale di colmata: azzeramento degli spostamenti;



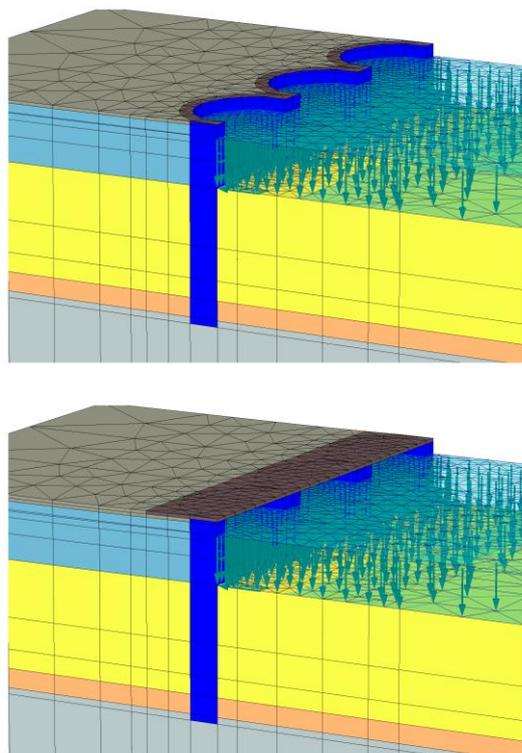
Le analisi di verifica strutturali e geotecniche SLU in condizioni statiche e sismiche sono state eseguite con riferimento alla configurazione di progetto individuata dalla Fase 4.

In particolare, nelle analisi l'azione sismica è stata valutata come un incremento di spinta agente sul paramento lato terra. Tale incremento è stato calcolato come differenza della spinta complessiva sismica e statica comprensiva delle forze di inerzia e successivamente ripartita in maniera uniforme sull'intera parete del manufatto ( $p_{EQK} = \Delta S/L$ ) nel tratto con colmata a tergo compreso tra +1.5 e -21.5 m slm costituito da calcestruzzo plastico compreso tra le due palancole, considerando cautelativamente le caratteristiche meccaniche dei terreni di colmata sciolti.

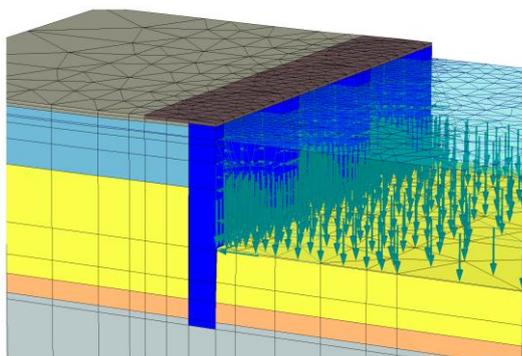
Come anticipato, il modello tridimensionale ha permesso di valutare anche le condizioni di stabilità dell'opera nelle condizioni finali a dragaggi e sovrastruttura del piazzale ultimati.

A tal fine le fasi di calcolo implementate sono risultate le seguenti:

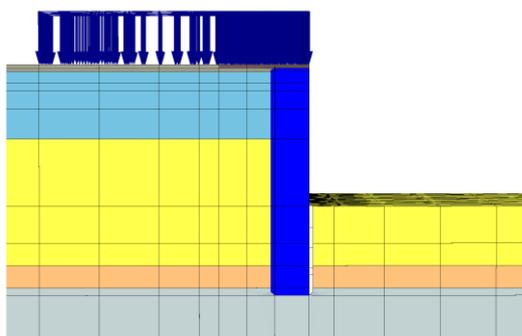
- 6) Realizzazione sovrastruttura piazzale fino a quota +2.5 m slm in due steps di calcolo (rispettivamente fino a quota +2.0 e 2.5 m slm) e della struttura di banchina (quota +2.5 m slm);



- 7) dragaggio dei fondali antistanti il manufatto a quota -16.5 m slm: azzeramento degli spostamenti;



- 8) applicazione dei sovraccarichi di esercizio relativi alle varie combinazioni di carico.



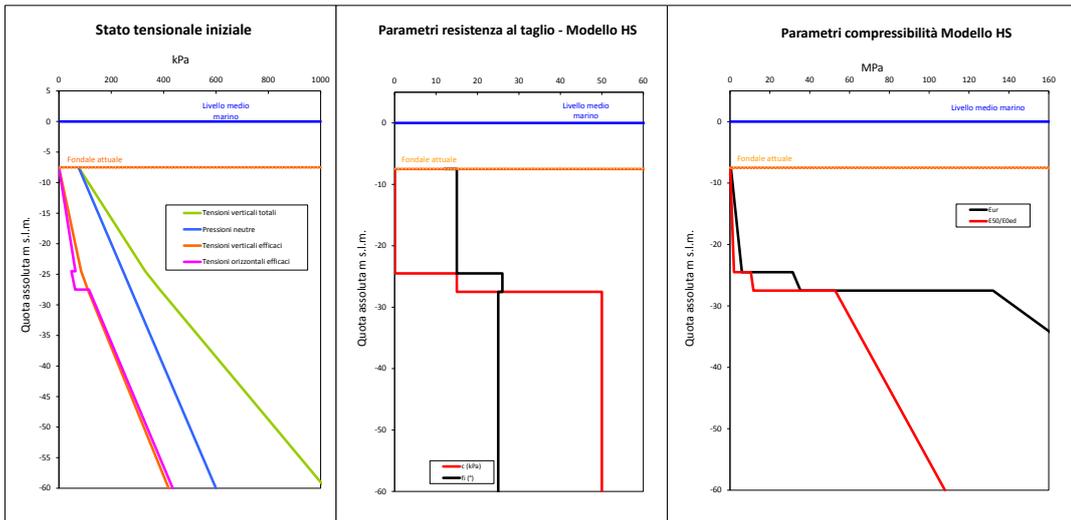
Anche in questo caso sono state eseguite le analisi di verifica strutturali e geotecniche SLU in condizioni statiche e sismiche, considerando, analogamente al caso precedente, l'azione sismica come un carico distribuito sul manufatto.

L'inizializzazione dello stato tensionale efficace è effettuata in due fasi: nella prima fase, detta "procedura  $K_0$ ", si attiva la gravità e si procede al calcolo delle tensioni efficaci verticali al calcolo delle tensioni orizzontali sulla base dei valori del coefficiente di spinta a riposo assunti.

Nei grafici riepilogativi seguenti sono rappresentate le condizioni geostatiche adottate nella modellazione relative alle condizioni iniziali ed al riempimento della colmata a +1.50 m slm, sia con materiale dragato che "consolidato" dotato di migliori caratteristiche meccaniche.

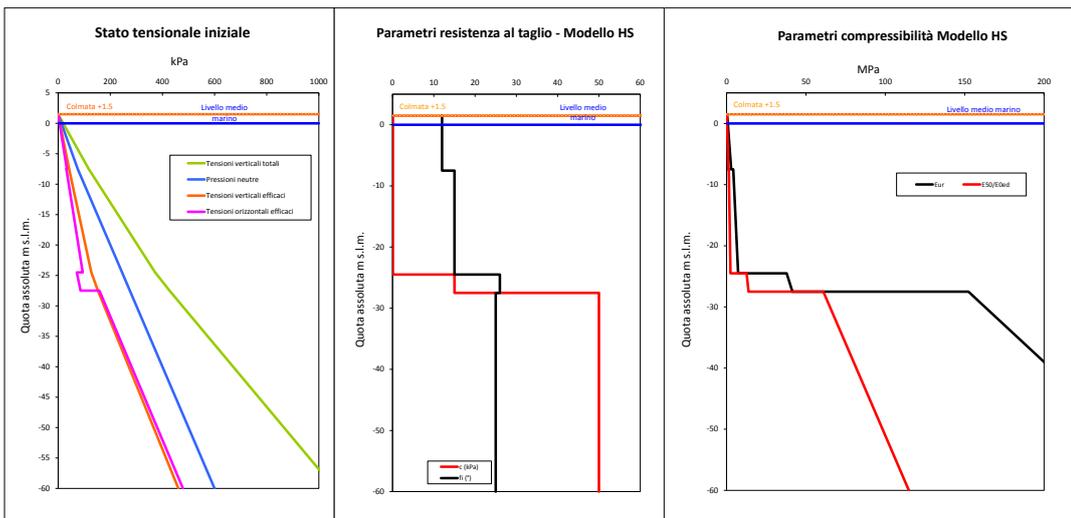
Condizioni iniziali – Fase 1

Stratigrafia		OCR	Z	Zpc	$\gamma$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$k_\alpha$	$\sigma'_{h1}$	c'	$\phi'$	$\rho_{sat}$	m	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	$E_{ur.ref}$	$E_{ur}/E_{50.ref}$	$E_{50.ref}$	$E_{50d.ref}$	$E_{50d}$	$E_{ur}$	$E_{ur}$	
		m	m	m	kN/m <sup>3</sup>	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	°	kPa		-	-	kPa	-	kPa	kPa	MPa	MPa	Eur	
Sabbie limose organiche		1	-7.5	0.0	15	75	75	0	0.74	0	0.1	15	100	0.5	0.061	0.061	7500	3	2500	2500	152	0.2	0.2	0.5
Limi argillosi sabbiosi		1	-24.5	-17.0	18.5	330	245	85	0.56	48	15	26	100	0.7	0.700	0.918	45000	3	15000	15000	10494	10.5	13.8	31.5
Argille grigio azzurre		4	-27.5	-20.0	19.5	386	275	111	1.04	115	90	25	100	0.8	1.056	1.040	125000	2.5	50000	50000	52803	52.8	52.0	132.0
			-60.0	-52.5		1019	600	419		435					2.158	2.106					107917	107.9	105.4	269.0



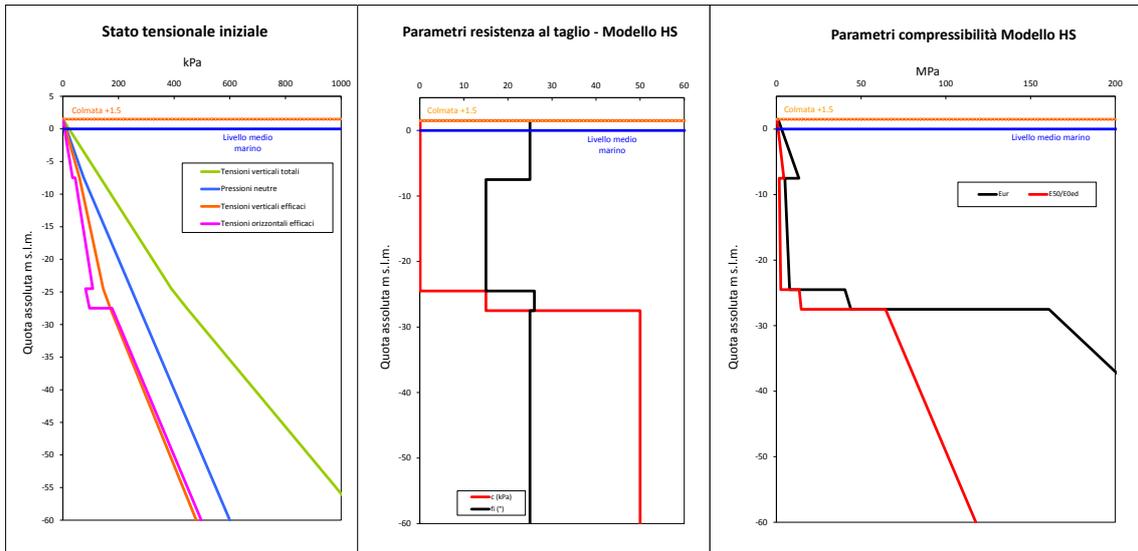
Realizzazione colmata +1.50 m slm – Fase 4

Stratigrafia		OCR	Z	Zpc	$\gamma$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$k_\alpha$	$\sigma'_{h1}$	c'	$\phi'$	$\rho_{sat}$	m	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	$E_{ur.ref}$	$E_{ur}/E_{50.ref}$	$E_{50.ref}$	$E_{50d.ref}$	$E_{50d}$	$E_{ur}$	$E_{ur}$	
		m	m	m	kN/m <sup>3</sup>	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	°	kPa		-	-	kPa	-	kPa	kPa	MPa	MPa	Eur	
Colmata		-	1.5	0.0	13	0	0	0	0.79	0	0.1	12	100	0.5	0.068	0.068	5000	2.5	2000	2000	137	0.1	0.1	0.3
Sabbie limose organiche		1	-7.5	-9.0	15	117	75	42	0.74	31	0.1	15	100	0.5	0.560	0.650	7500	3	2500	2500	1401	1.4	1.6	4.2
Limi argillosi sabbiosi		1	-24.5	-26.0	18.5	372	245	127	0.56	94			100	0.7	0.670	1.126					2426	2.4	2.8	7.3
Argille grigio azzurre		4	-27.5	-29.0	19.5	428	275	153	1.06	158	90	25	100	0.8	1.219	1.198	125000	2.5	50000	50000	60947	60.9	59.9	152.4
			-60.0	-61.5		1061	600	461		478					2.296	2.242					114801	114.8	112.1	287.0



**Colmata dopo la consolidazione +1.50 m slm – Fase 5**

Porto di Taranto		Analisi in condizioni di esercizio - Parametri utilizzati nelle analisi numeriche - Riempimento colmata +1.50 - materiale consolidato																						
Stratigrafia		Parametri Modello Hardening Soil																						
		valori di calcolo																						
quota p.c.	Peso acqua	10	$\gamma_w$	10	$\text{kN/m}^3$																			
prof 1° falda	quota p.c.	1,5	$Z_{pc}$	1,5	m slm																			
prof 2° falda	prof 1° falda	0	$Z_w - 1$	0	m slm																			
Stratigrafia	OCR	Z	$Z_{pc}$	$\gamma$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$k_0$	$\sigma'_{h0}$	c'	$\phi^0$	$\rho_{int}$	m	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	$E_{ur,net}$	$E_{s/E_{ur,net}}$	$E_{50,net}$	$E_{50,net}$	$E_{50}$	$E_{50}$	$E_{50}$	$E_{ur}$	
	-	m	m	$\text{kN/m}^3$	kPa	kPa	kPa		kPa	kPa	°	kPa				kPa		kPa	kPa	kPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Colmata	1	1.5	0.0	15	0	0	0	0.58	0	0.1	25	100	0.5	0.046	0.046	22500	3	7500	7500	347	0.3	0.3	1.0	
Sabbie limose organiche	1	-7.5	-9.0	15	135	75	60		35					0.590	0.775					4423	4.4	5.8	13.3	
		-7.5	-9.0	15	135	75	60	0.74	44	0.1	15	100	0.5	0.668	0.776	7500	3	2500	2500	1671	1.7	1.9	5.0	
		-24.5	-26.0	15	390	245	145		107					1.037	1.203					2591	2.6	3.0	7.8	
Limii argillosi sabbiosi	1	-24.5	-26.0	18.5	390	245	145	0.56	81	15	26	100	0.7	0.898	1.230	45000	3	15000	15000	13475	13.5	18.5	40.4	
		-27.5	-29.0	18.5	446	275	171		96					0.977	1.352					14658	14.7	20.3	44.0	
Argille grigio azzurre	4	-27.5	-29.0	19.5	446	275	171	1.04	177	50	25	100	0.8	1.287	1.264	125000	2.5	50000	50000	64554	64.4	63.2	160.9	
		-60.0	-61.5	19.5	1079	600	479		497					2.354	2.299					117719	117.7	114.9	294.3	



**6.5. Analisi in condizioni sismiche**

Come anticipato, nelle analisi l'azione sismica è stata valutata come un incremento di spinta agente sul paramento lato terra comprensiva delle forze di inerzia e successivamente ripartita in maniera uniforme sull'intera parete del manufatto ( $p=\Delta S/L$ ) nel tratto di manufatto costituito da calcestruzzo plastico compreso tra le due palancole.

L'azione sismica è stata calcolata mediante il metodo pseudostatico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

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

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale valutato in funzione del coefficiente  $\beta_m$  che nel caso in esame assume un valore pari a 0.31 come da Tab. 7.11.II. di cui al DM08.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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

Sulla base delle ipotesi assunte  $k_h$  risulta pari a 0.0781. Alla luce delle specifiche caratteristiche dell'opera nelle analisi si è ritenuto ragionevole assumere  $a_v=0$ .

In campo sismico la spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) KH^2 + E_{ws}$$

dove

- H è l'altezza del muro;
- $E_{ws}$  è la spinta idrodinamica dell'acqua;
- $\gamma^*$  è il peso specifico del terreno;
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il primo termine di  $E_d$  rappresenta la spinta dello scheletro solido del terreno, in cui il coefficiente K è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe. e assume differenti valori per le diverse definizioni della tangente dell'angolo  $\theta$ , specificate in funzione della presenza o meno dell'acqua di porosità e del comportamento di quest'ultima in presenza dell'azione sismica.

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \varphi' - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]}$$

$$\beta > \varphi' - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

con:

- $\varphi$  è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- $\psi, \beta$  è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

- $\delta$  è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
- $\theta$  è l'angolo definito nei punti 1 e 2.

Nella formula, il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno  $\phi'$  risulta dal valore caratteristico  $\phi'_k$  diviso il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_m$ , prima definito. La scelta del peso dell'unità di volume del terreno  $\gamma^*$  è condizionata, così come l'angolo  $\theta$ , dalla presenza e dal comportamento dell'acqua. Nel caso in esame valgono le relazioni valide nel caso di terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

La sovrappressione dell'acqua sulla banchina, dovuta all'effetto idrodinamico è funzione del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , nonché dell'altezza del battente d'acqua e può essere calcolata come:

$$q(z) = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

essendo  $h$  l'altezza del pelo libero dalla quota di valle del terreno; tale risultante è applicata a  $3/5 h$  dalla quota del pelo libero.

Nelle seguenti tabelle riepilogative vengono rappresentati i valori delle spinte sismiche totali  $p_{EQK}$  ottenute sommando gli effetti inerziali nelle due configurazioni geometriche di calcolo (Fasi 4 e 8) nelle due combinazioni fondamentali A1+M1 e A2+M2. Queste sono state simulate numericamente imponendo delle sovrappressioni neutre dotate di analoga entità e distribuzione con la profondità nei cluster di materiale a diretto contatto con le palancole a tergo del manufatto: a tal fine per non influenzare le distribuzioni delle tensioni efficaci agenti sugli elementi di volume, per questi elementi è stato adottato un comportamento di tipo "non porous".

Fase 4

Riempimento colmata +1.5													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
eazione di calcolo													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
Termine	H	Quota strati (m slim)			Quota falda	$\gamma$	$\gamma_w$	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	ka	$\sigma'_{ha}$	$S_v$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	kaS	$\sigma'_{haS}$	$S_{L,SISMA}$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	$k_b$	$E_{es}$	
-	m	da (m)	a (m)	m	m	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	(kPa)	(kPa)	-	(kPa)	(kN)	kPa	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	kN	Kpa	(kN)	(kN)	-	kN/m	
colmata conso	23,50	1,50	0,00	0,00	15,00	10,00	22,50	22,50	0,63	14,08	10,56	0,00	0,00	0,00	1,07	24,05	18,04	0,00	0,00	0,00	0,078	251,66		
colmata conso		0,00	-7,50		15,00		135,00	60,00	0,63	37,54	193,54	0,00	0,00	0,00	1,07	64,14	330,72	0,00	0,00	0,00	0,00			
SLO		-7,50	-21,50		15,00		345,00	130,00	0,56	72,39	769,51	0,00	0,00	0,00	0,86	112,13	1233,87	0,00	0,00	0,00	0,00			
tot													973,60			0,00			1582,63			0,00		

Riempimento colmata +1.5													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
eazione di calcolo													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
Termine	H	Quota strati (m slim)			Quota falda	$\gamma$	$\gamma_w$	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	ka	$\sigma'_{ha}$	$S_v$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	kaS	$\sigma'_{haS}$	$S_{L,SISMA}$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	$k_b$	$E_{es}$	
-	m	da (m)	a (m)	m	m	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	(kPa)	(kPa)	-	(kPa)	(kN)	kPa	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	kN	Kpa	(kN)	(kN)	-	kN/m	
colmata conso	23,50	1,50	0,00	0,00	15,00	10,00	22,50	22,50	0,69	15,42	11,56	0,00	0,00	0,00	1,06	23,90	17,92	0,00	0,00	0,00	0,078	251,66		
colmata conso		0,00	-7,50		15,00		135,00	60,00	0,69	41,11	211,99	0,00	0,00	0,00	1,06	63,73	328,61	0,00	0,00	0,00	0,00			
SLO		-7,50	-21,50		15,00		345,00	130,00	0,62	81,02	854,90	0,00	0,00	0,00	1,07	139,00	1419,08	0,00	0,00	0,00	0,00			
tot													1078,46			0,00			1765,61			0,00		

Condizioni sismiche	E <sub>d</sub> (kN/m)		ΔS <sub>EQK</sub>	Δs <sub>EQK</sub>	Fi	P <sub>EQK</sub>
	A1+M1 stat	A1+M1 sism	kN/m	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/m
Fase 4	974	1834	861	36,6	2,5	39,1

Condizioni sismiche	E <sub>d</sub> (kN/m)		ΔS <sub>EQK</sub>	Δs <sub>EQK</sub>	Fi	P <sub>EQK</sub>
	A2+M2	A2+M2 sism	kN/m	kN/m	kN/m/m	kN/m/m
Fase 4	1078	2017	939	39,9	2,5	42,4

Fase 8

Riempimento colmata +2.5													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
eazione di calcolo													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
Termine	H	Quota strati (m slim)			Quota falda	$\gamma$	$\gamma_w$	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	ka	$\sigma'_{ha}$	$S_v$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	kaS	$\sigma'_{haS}$	$S_{L,SISMA}$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	$k_b$	$E_{es}$	
-	m	da (m)	a (m)	m	m	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	(kPa)	(kPa)	-	(kPa)	(kN)	kPa	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	kN	Kpa	(kN)	(kN)	-	kN/m	
colmata conso	23,50	2,00	0,00	0,00	15,00	10,00	30,00	30,00	0,38	11,27	11,27	10,00	3,76	7,51	0,58	17,26	17,26	10,00	5,75	11,51	0,078	251,66		
colmata conso		0,00	-7,50		15,00		142,50	67,50	0,38	25,36	137,37	0,00	0,00	0,00	0,58	38,84	210,38	0,00	0,00	0,00	0,00			
SLO		-7,50	-21,50		15,00		352,50	137,50	0,56	76,57	713,52	0,00	0,00	0,00	0,86	118,60	1102,06	0,00	0,00	0,00	0,00			
tot													862,17			113,66			1329,70			175,42		

Riempimento colmata +2.5													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
eazione di calcolo													CONDIZIONI STATICHE						CONDIZIONI SISMICHE					
Termine	H	Quota strati (m slim)			Quota falda	$\gamma$	$\gamma_w$	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	ka	$\sigma'_{ha}$	$S_v$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	kaS	$\sigma'_{haS}$	$S_{L,SISMA}$ (kN)	q	$\sigma'_{haq}$	$S_q$ (kN)	$k_b$	$E_{es}$	
-	m	da (m)	a (m)	m	m	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	(kPa)	(kPa)	-	(kPa)	(kN)	kPa	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	kN	Kpa	(kN)	(kN)	-	kN/m	
colmata conso	23,50	2,00	0,00	0,00	15,00	10,00	30,00	30,00	0,45	13,50	13,50	10,00	4,50	9,00	0,68	20,43	20,43	10,00	6,81	13,62	0,078	251,66		
colmata conso		0,00	-7,50		15,00		142,50	67,50	0,45	30,37	164,53	0,00	0,00	0,00	0,68	45,96	248,97	0,00	0,00	0,00	0,00			
SLO		-7,50	-21,50		15,00		352,50	137,50	0,62	85,69	812,45	0,00	0,00	0,00	1,07	147,01	1350,85	0,00	0,00	0,00	0,00			
tot													990,47			130,00			1620,24			214,38		

Condizioni sismiche	E <sub>d</sub> (kN/m)		ΔS <sub>EQK</sub>	Δs <sub>EQK</sub>	Fi	P <sub>EQK</sub>
	A1+M1 stat	A1+M1 sism	kN/m	kN/m/m	kN/m/m	kN/m/m
Fase 8	976	1757	781	33,2	2,5	35,7

Condizioni sismiche	E <sub>d</sub> (kN/m)		ΔS <sub>EQK</sub>	Δs <sub>EQK</sub>	Fi	P <sub>EQK</sub>
	A2+M2	A2+M2 sism	kN/m	kN/m	kN/m/m	kN/m/m
Fase 8	1120	2086	966	41,1	2,5	43,6

## **7. RISULTATI ANALISI NUMERICHE TRIDIMENSIONALI**

### **7.1. Verifiche Stati limite ultimi geotecnici (GEO-EQU)**

In quanto segue vengono sinteticamente rappresentati i risultati delle analisi numeriche eseguite e riferite alle combinazioni di carico competenti agli stati limite geotecnici GEO ed EQU.

Sulla base di quanto esposto nel Capitolo 3, assumendo un valore del coefficiente riduttore  $FS_{DM08}$  (associato al valore di combinazione R2) pari a 1.0 per le verifiche geotecniche allo scorrimento e della capacità portante, e pari a 1.1 per le verifiche di stabilità globale e di ribaltamento EQU, nelle analisi è stata sistematicamente raggiunta la condizione di equilibrio del sistema.

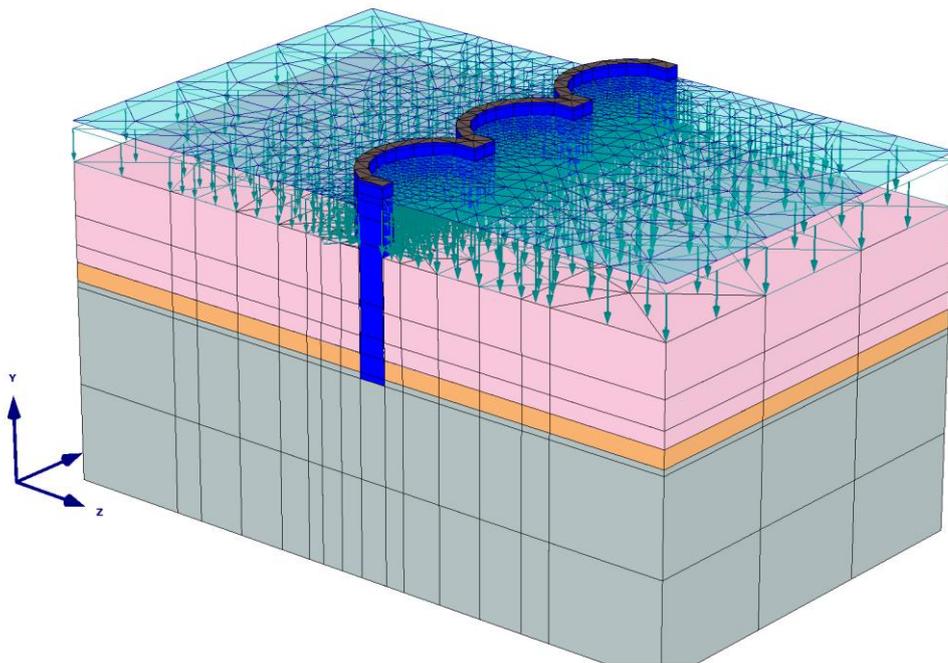
Il requisito minimo per il soddisfacimento delle relative verifiche risulta quindi soddisfatto in tutti i casi.

Dalle analisi in condizioni di esercizio si evince inoltre che sia nella configurazione di progetto che in quella finale, gli spostamenti dell'opera attesi risultano limitati ed inferiori al 2.0-2.5% della altezza totale a sbalzo del manufatto.

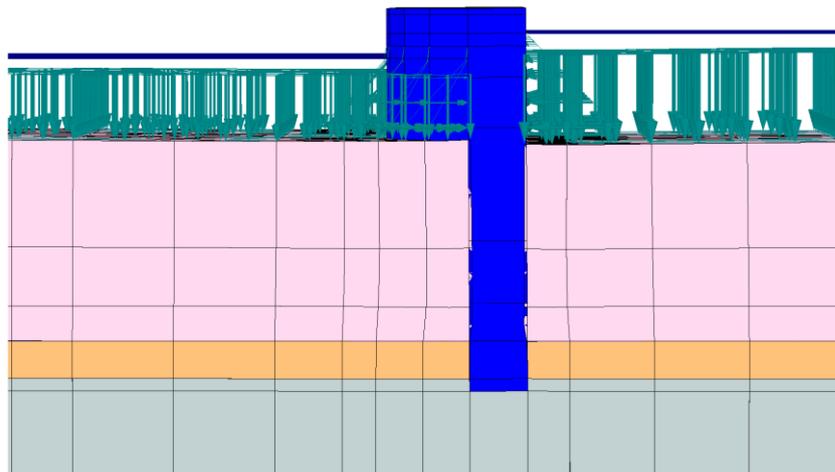
### **Configurazione di progetto – Fase 3**

In quanto segue vengono rappresentati gli esiti delle analisi numeriche relativamente alla fase intermedia 3 relativa alla realizzazione del manufatto ed abbassamento della piezometrica a tergo a quota -2.0 m slm.

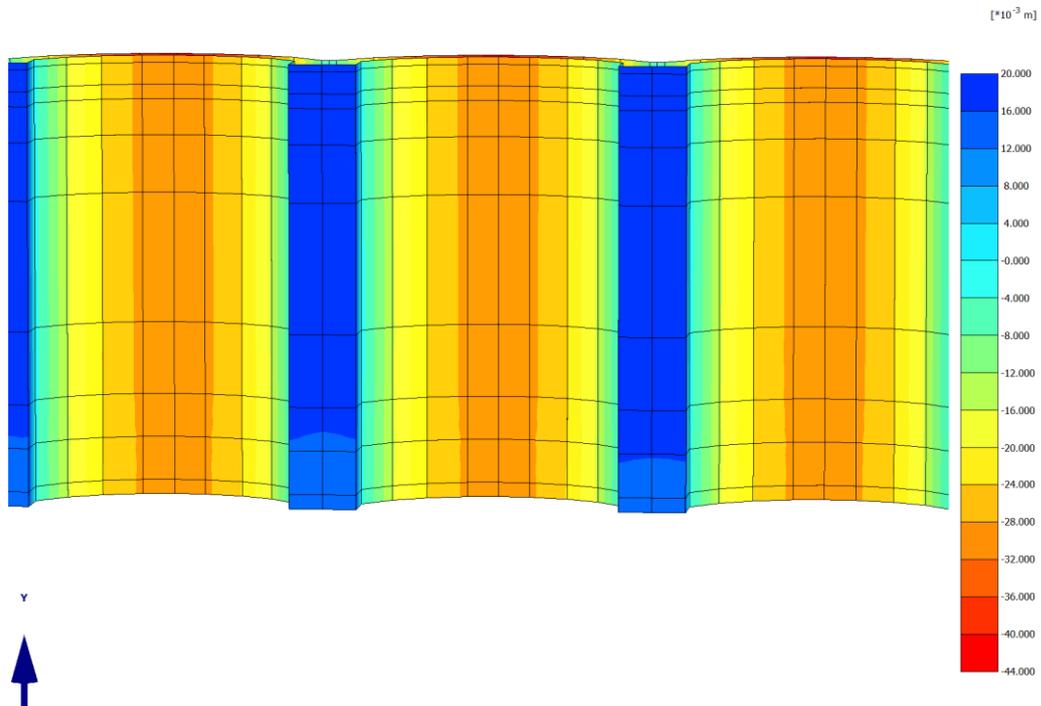
#### **Deformata del modello – Combinazione sismica (ingrandito 5 volte)**



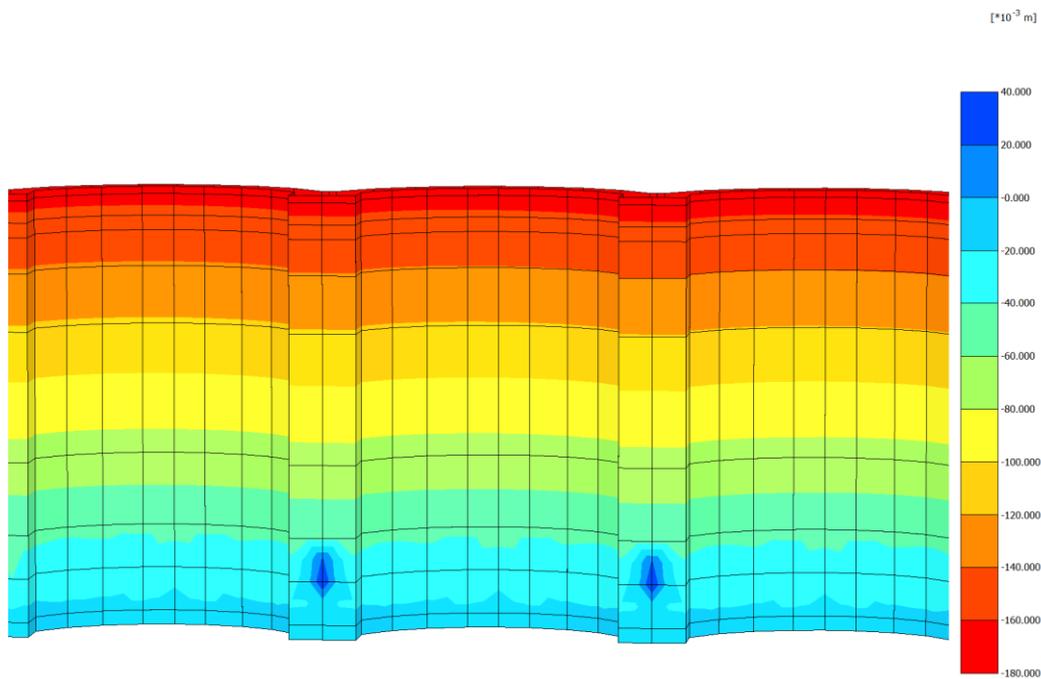
Particolare manufatto. Si può notare la differenza di carico idraulico agente.



Spostamenti verticali manufatto Uy



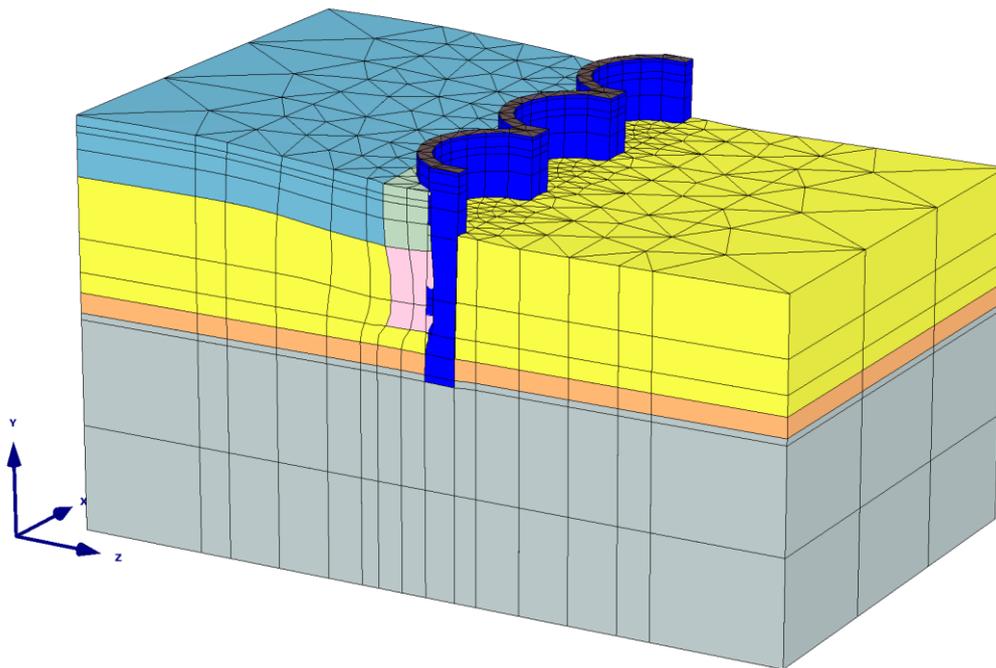
Spostamenti orizzontali manufatto Uz



#### **Configurazione di progetto – Fase 4**

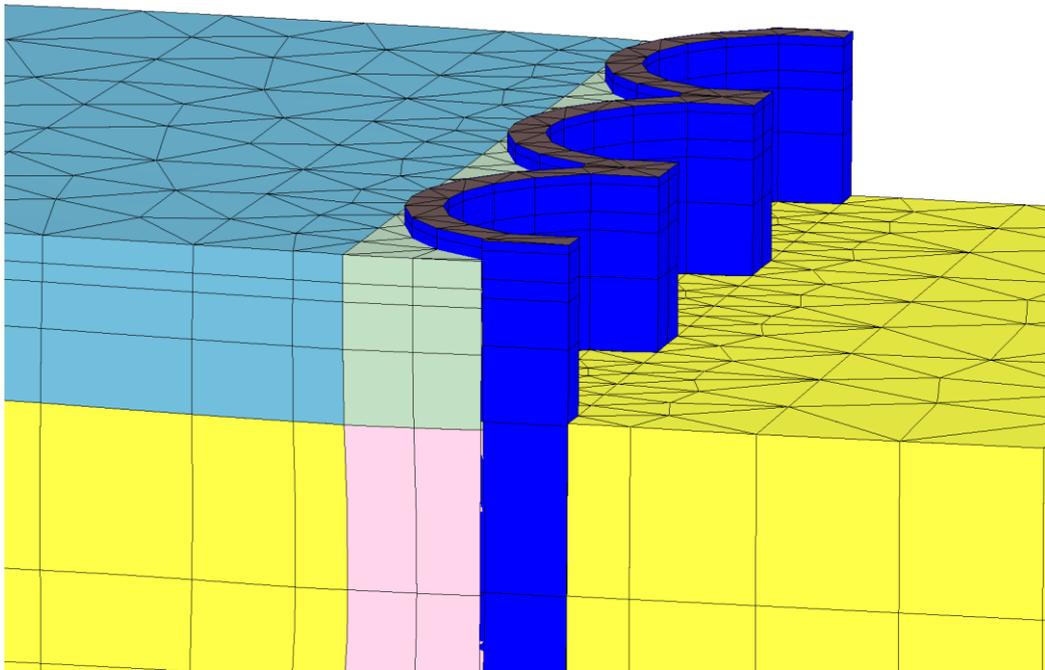
Come era lecito attendersi, le condizioni maggiormente gravose sono state ottenute nella verifica EQU-M2 in condizioni sismiche. Nelle figure seguenti sono rappresentate graficamente le deformate ottenute ed alcune grandezze caratteristiche quali: spostamenti verticali  $U_y$ , spostamenti orizzontali  $U_z$  e resistenza al taglio mobilitata.

#### **Deformata del modello – Combinazione sismica (ingrandito 5 volte)**

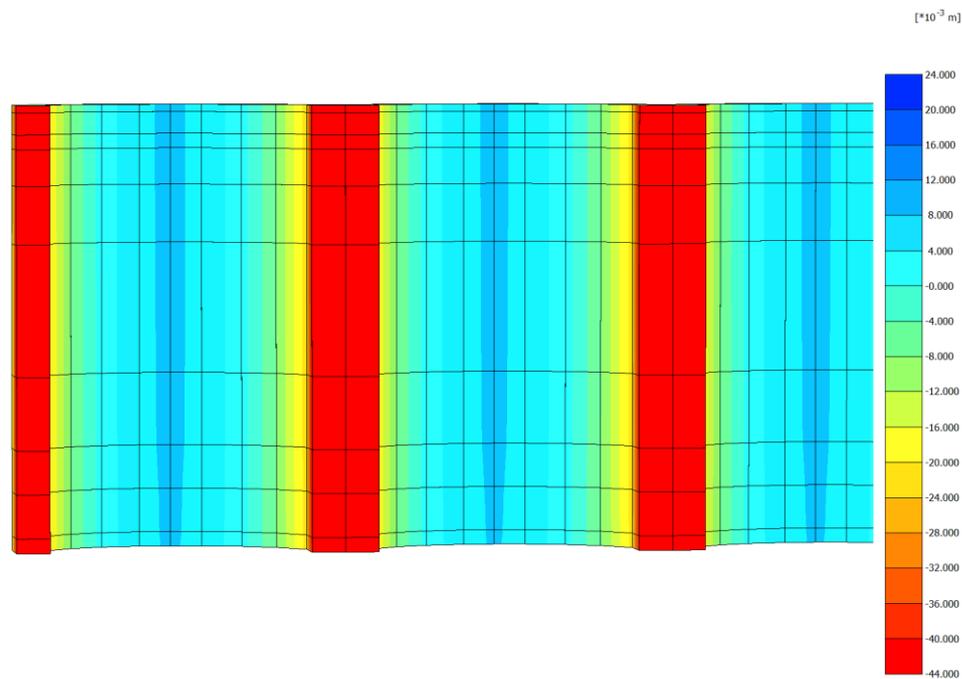


Particolare manufatto

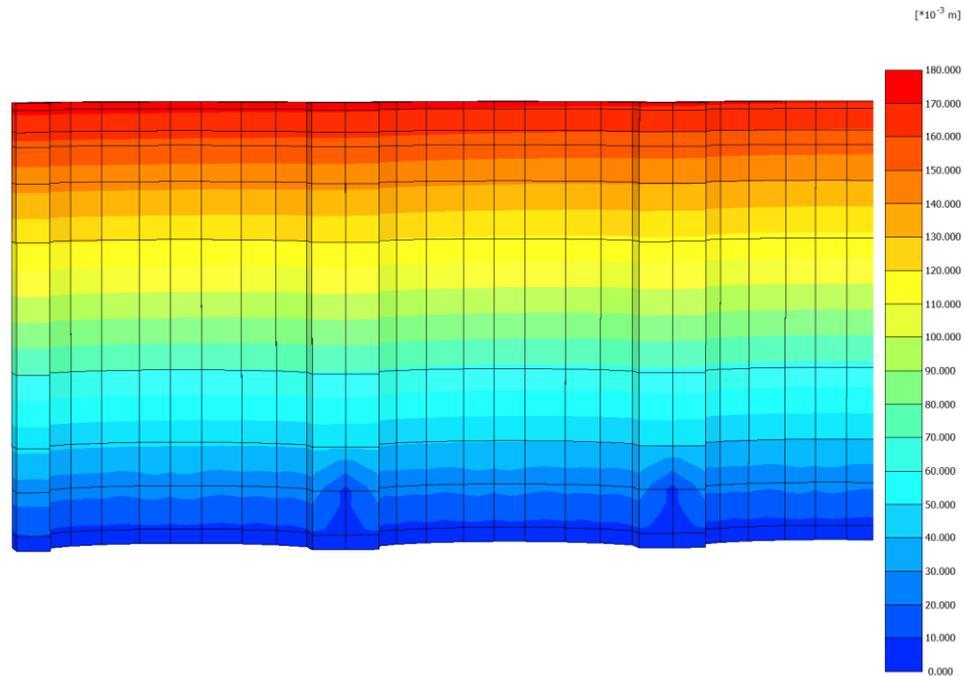
Da notare la presenza dei cluster a tergo del manufatto “non porous” in grado di simulare la sovraspinta sismica



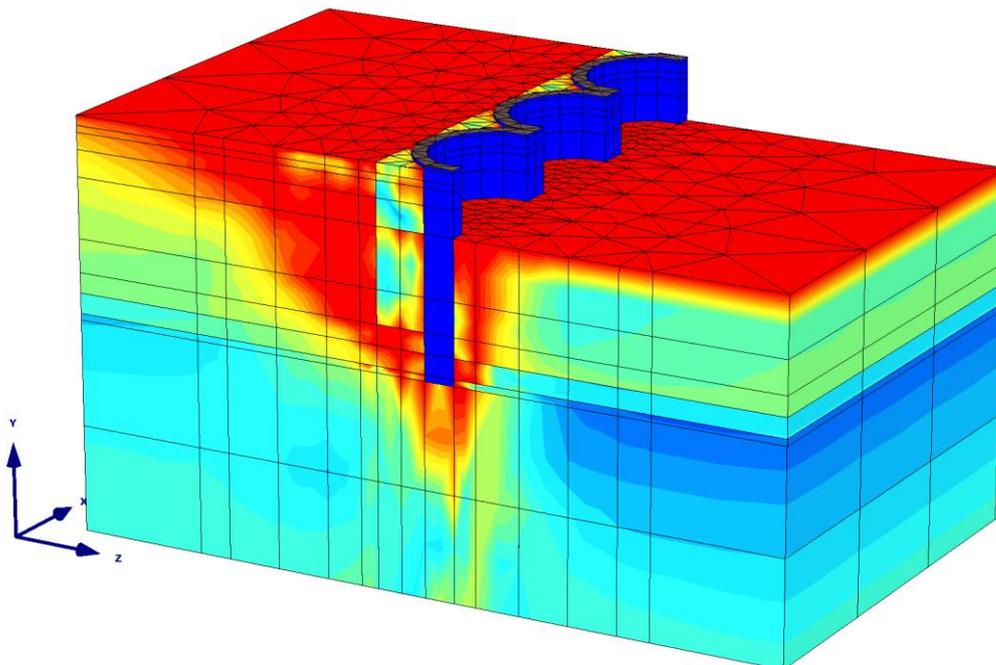
Spostamenti verticali manufatto  $U_y$



Spostamenti orizzontali manufatto Uz



Sforzi di taglio mobilitati



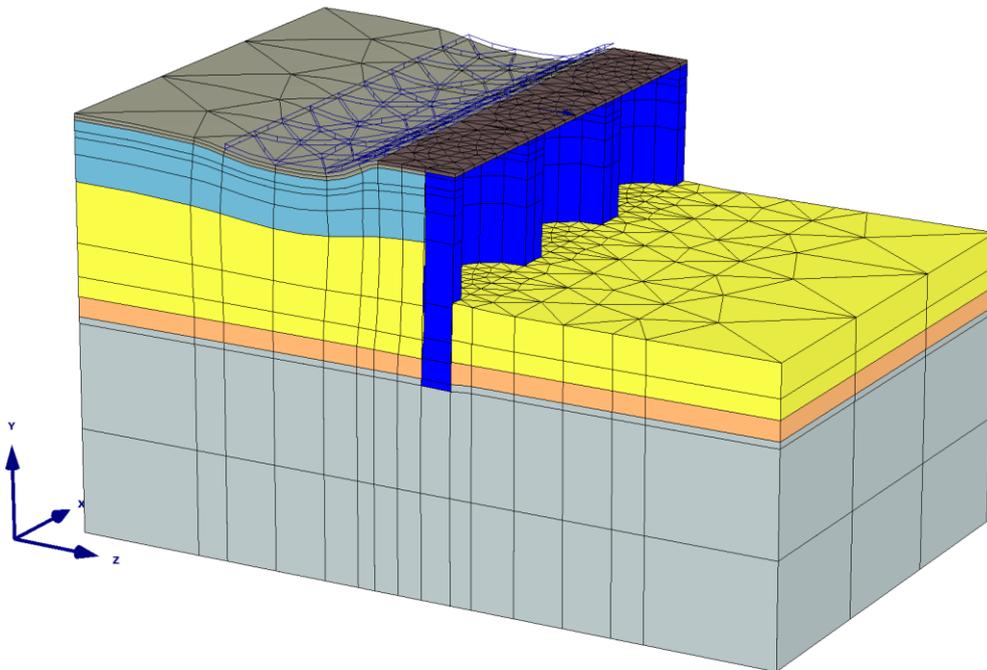
Gli spostamenti del manufatto induce fenomeni di plasticizzazione nel cuneo di spinta retrostante.

### **Configurazione finale – Fase 8**

Ad un primo approfondimento della configurazione finale, da un punto di vista geotecnico, le condizioni maggiormente gravose sono state ottenute nella verifica EQU-M2 per la combinazione di carico in condizioni statiche che prevede come azione variabile principale il sovraccarico di banchina caratteristico di 40 kPa.

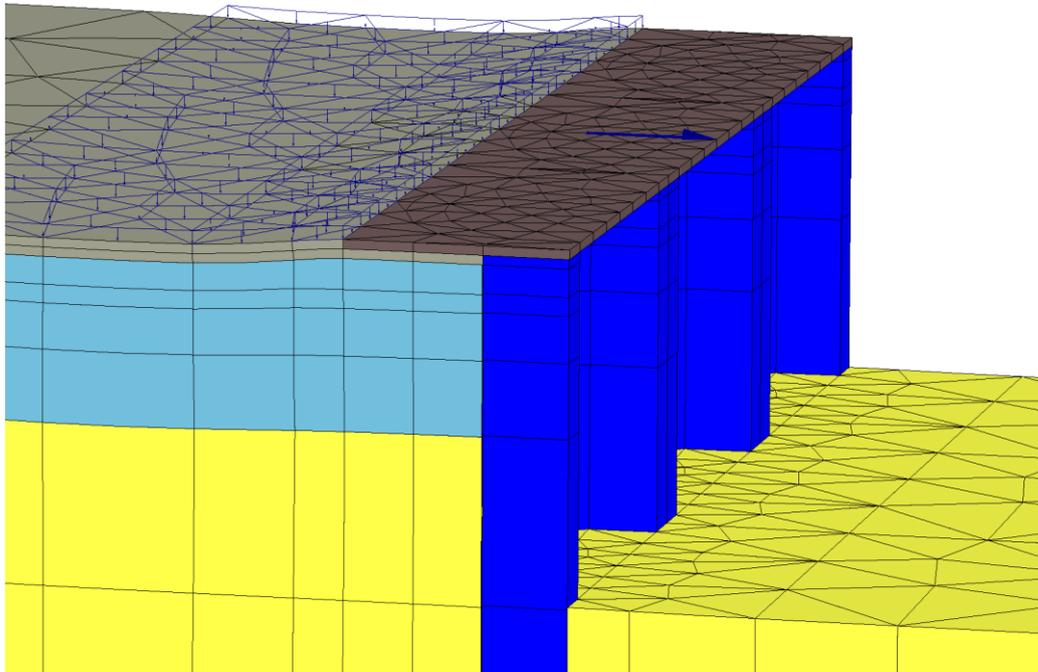
Con riferimento a tale combinazione di carico nelle figure seguenti sono rappresentati graficamente gli esiti delle modellazioni svolte.

Deformata del modello – combinazione EQU-M2 – sovraccarico di banchina carico principale  
(ingrandito 5 volte)

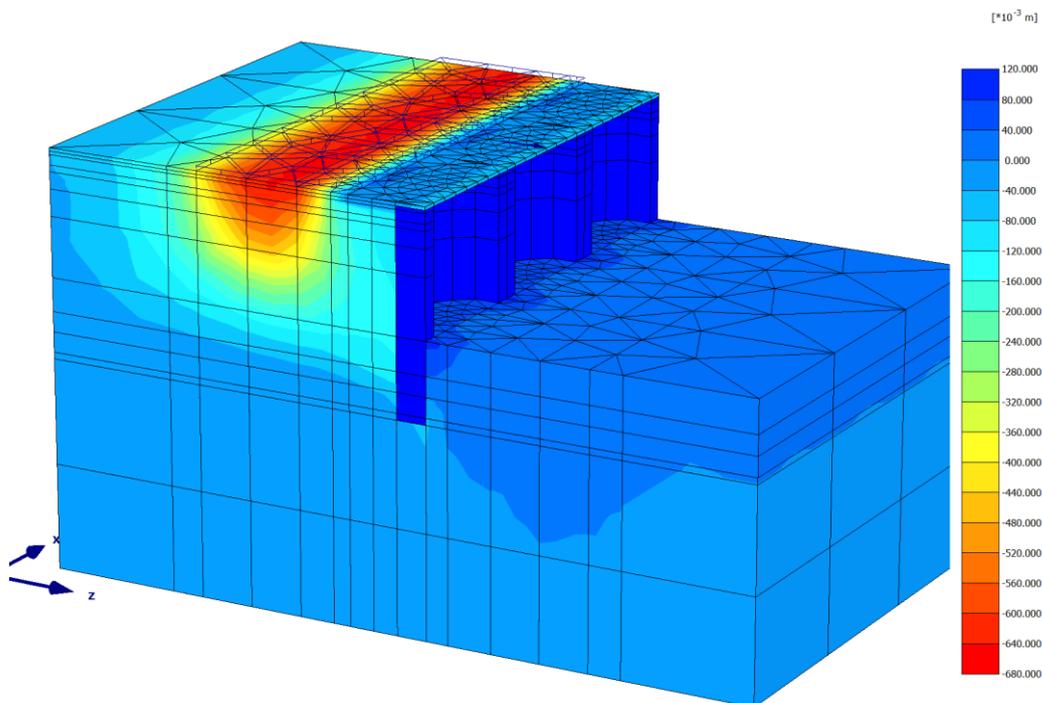


Particolare manufatto: sovraccarichi di banchina e tiro alla bitta

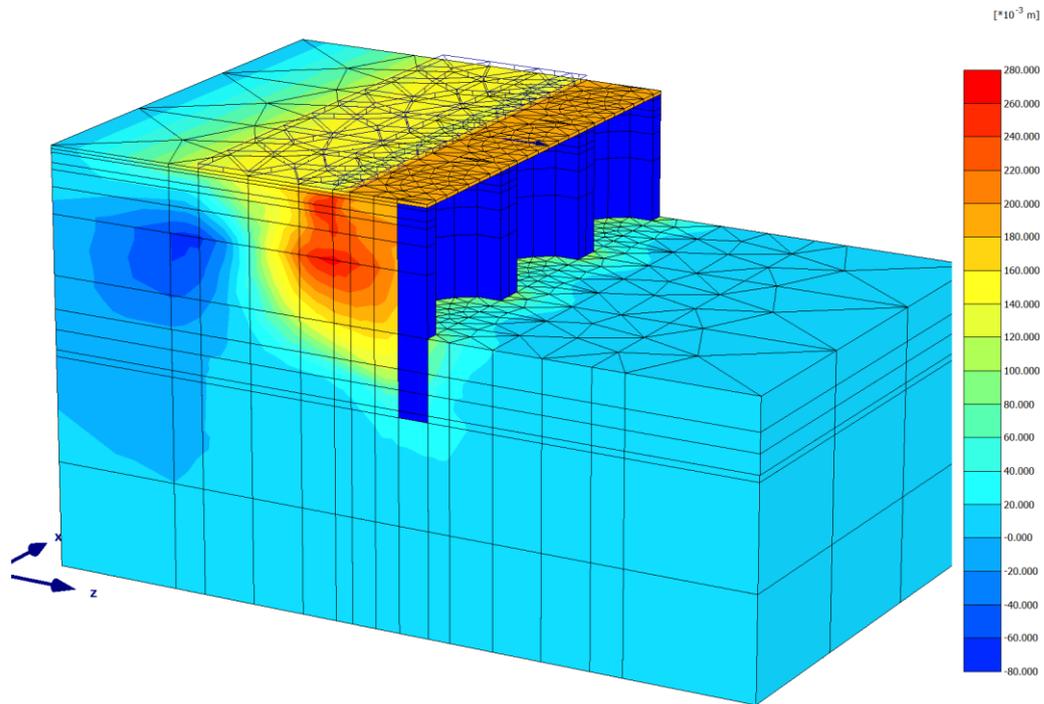
Nel caso della verifica EQU a ribaltamento il sovraccarico agente direttamente sulla banchina non è presente in quanto a favore di sicurezza



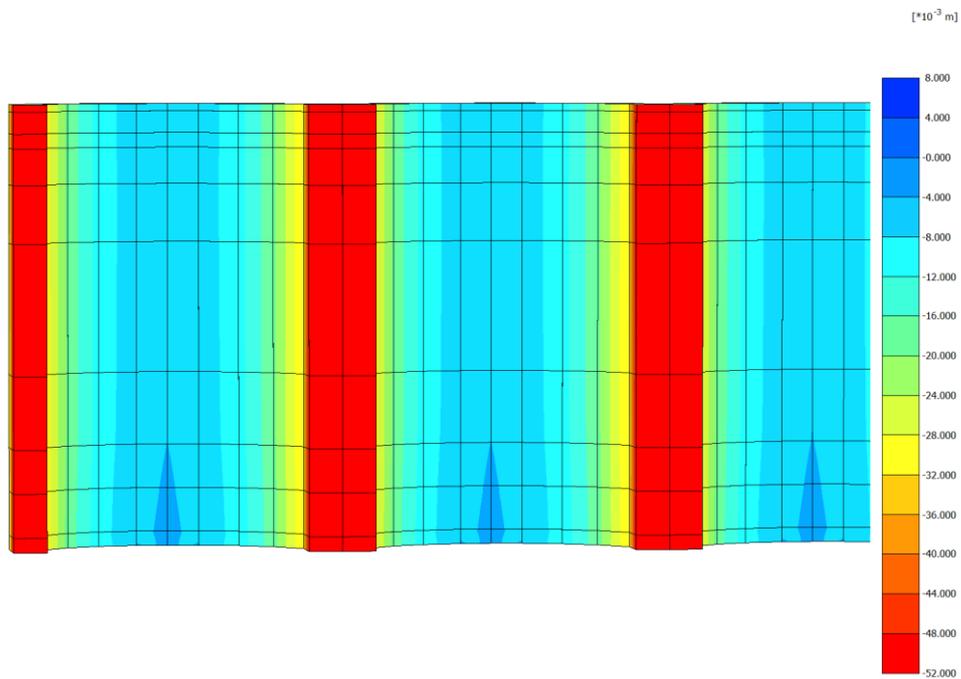
Spostamenti verticali  $U_y$



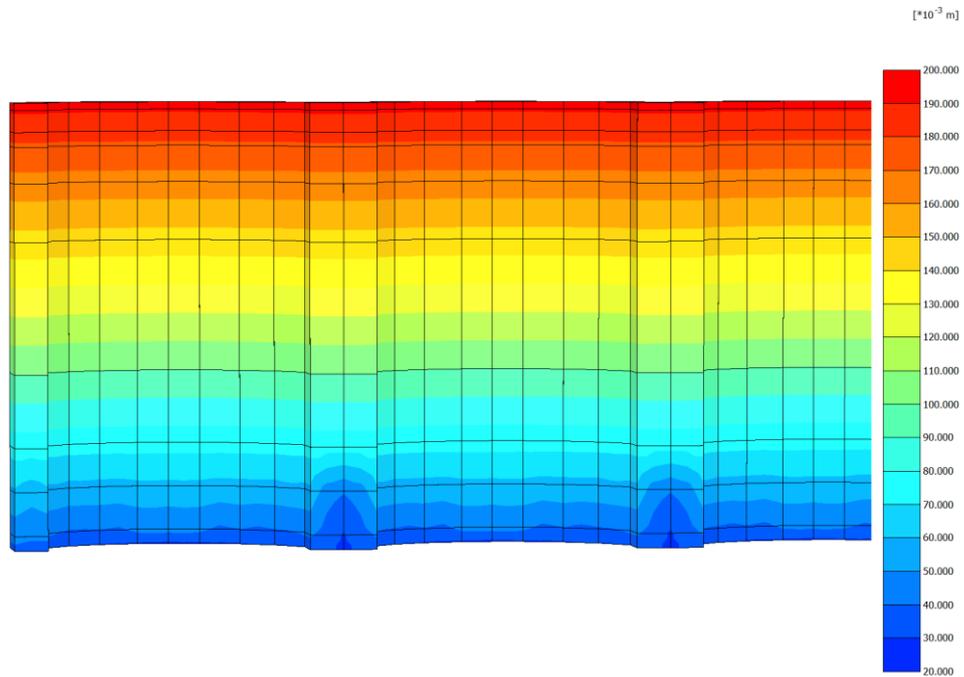
Spostamenti orizzontali Uz



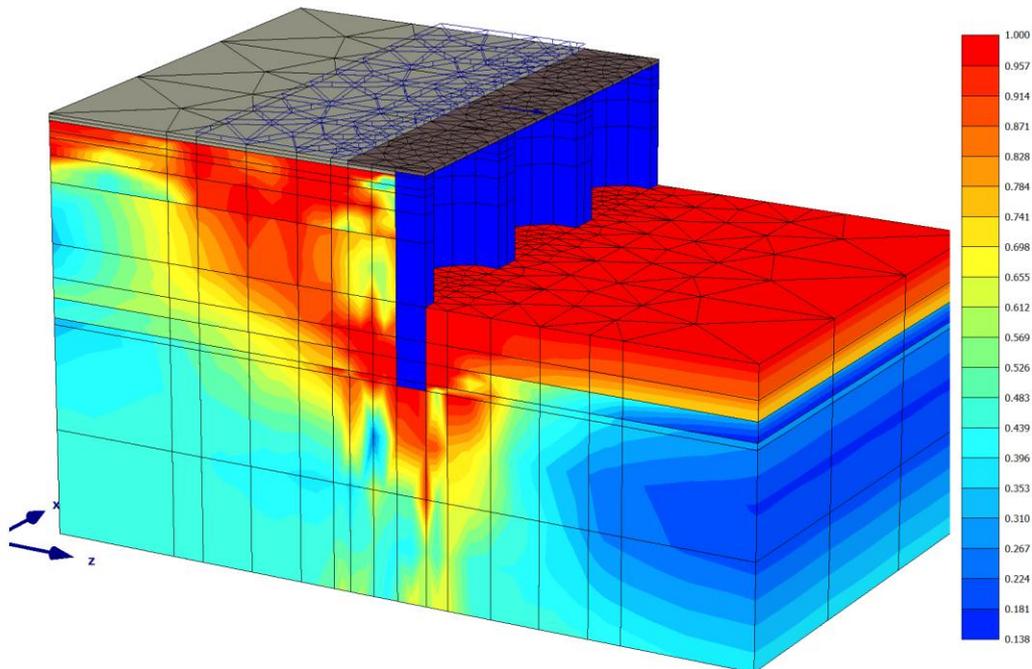
Spostamenti verticali manufatto Uy



Spostamenti orizzontali manufatto Uz



Sforzi di taglio mobilitati

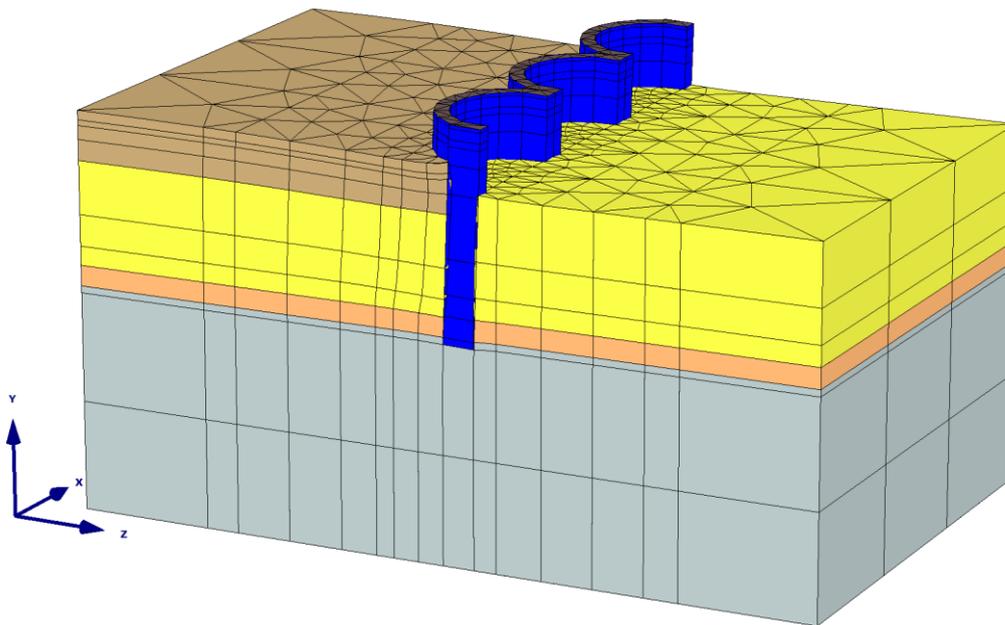


## 7.2. Analisi in condizioni di esercizio (SLE)

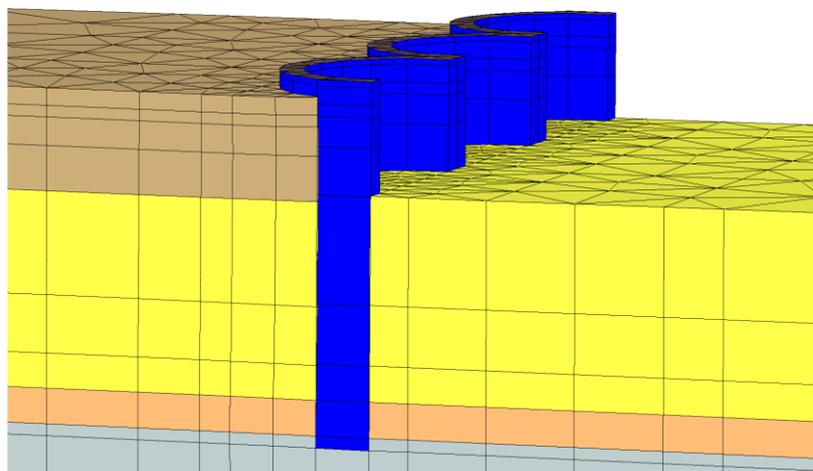
### **Configurazione di progetto – Fase 4**

I cedimenti massimi successivi alla prima collocazione dei materiali di dragaggio in colmata fino a quota +1.5, risultano nell'ordine dei 110 cm.

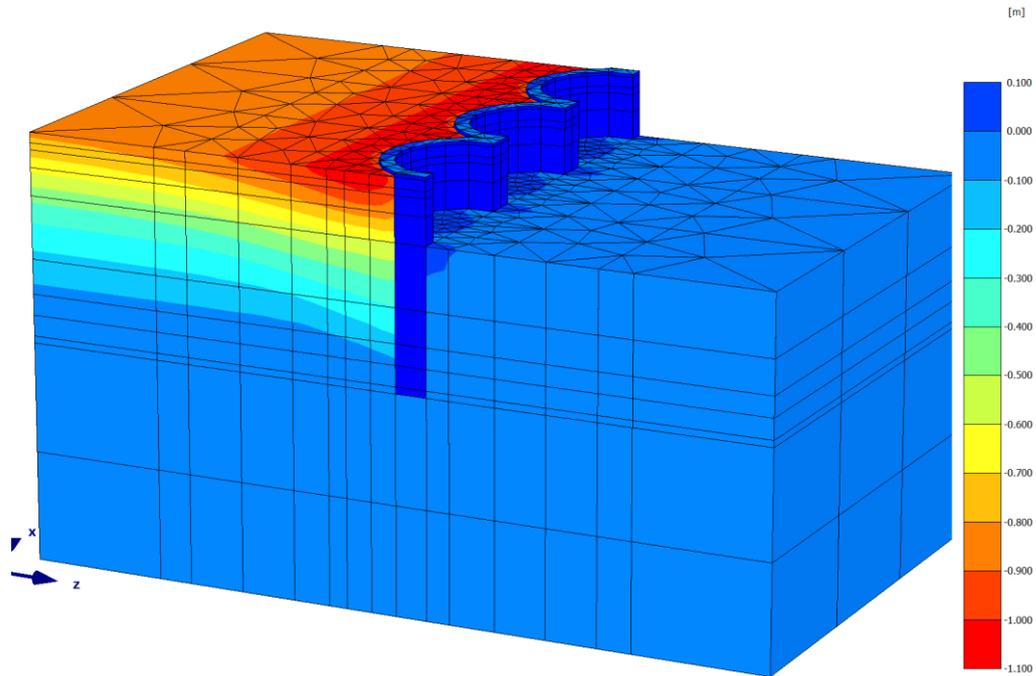
Deformata del modello (ingrandito 5 volte)



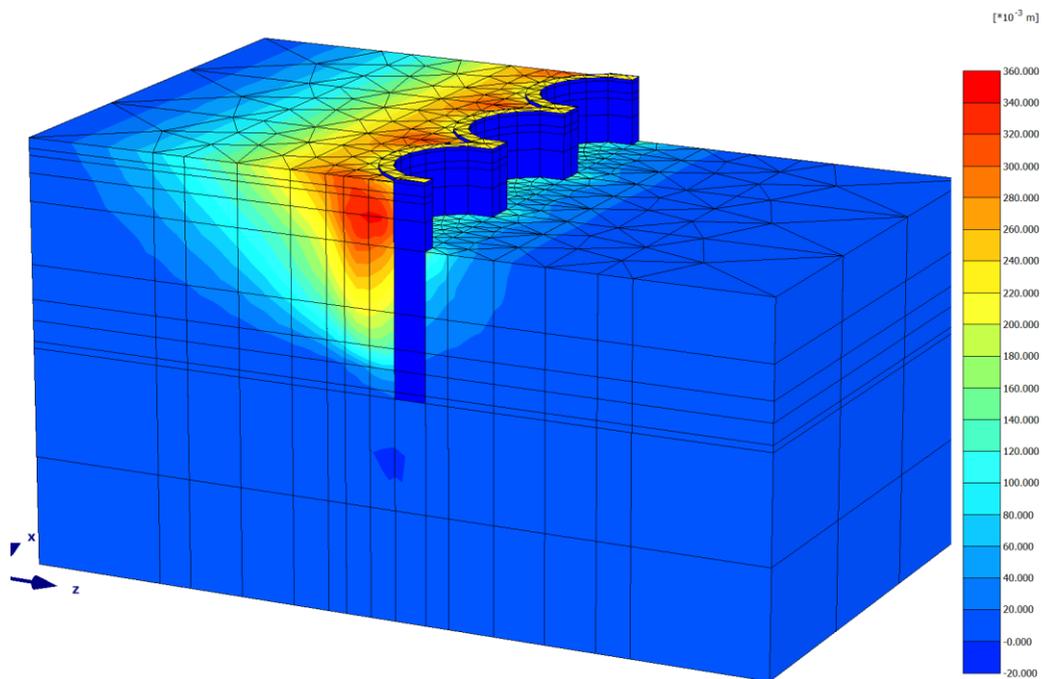
Deformata del modello – particolare manufatto (true view)



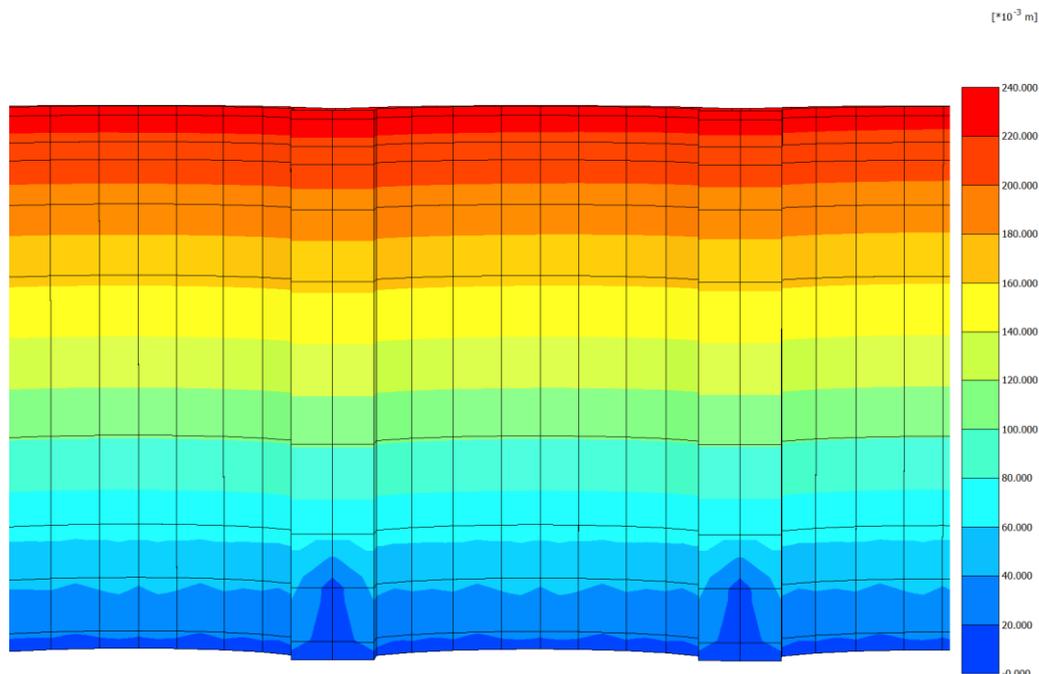
Spostamenti verticali Uy



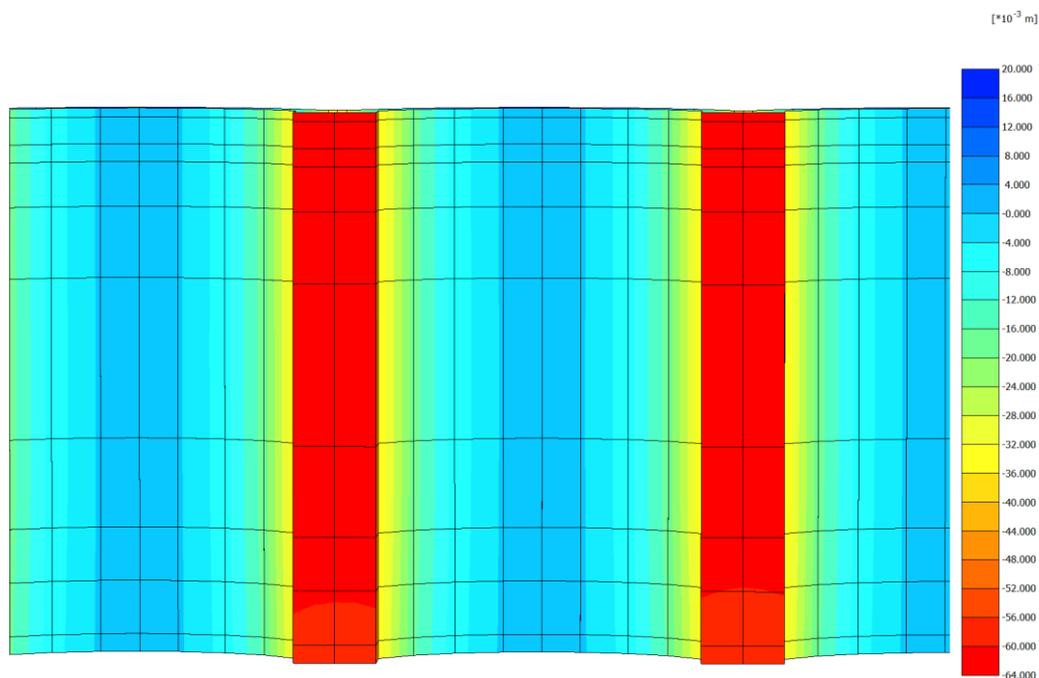
Spostamenti orizzontali Uz



Spostamenti orizzontali Uz – particolare manufatto



Spostamenti verticali Uy – particolare manufatto



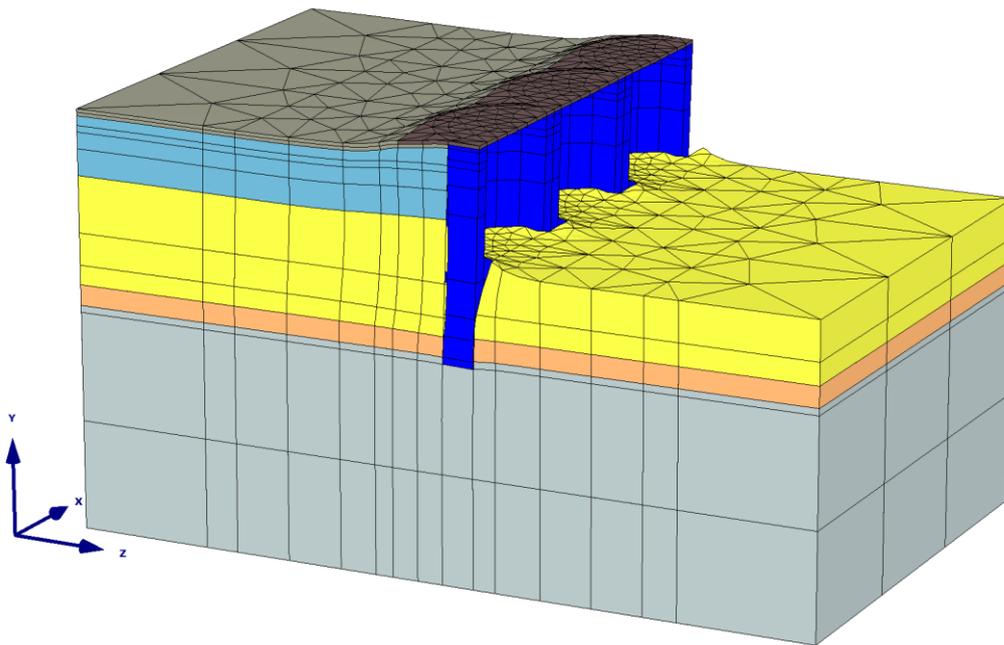
Il valore dello spostamento orizzontale massimo del manufatto risulta pari a 23.5 cm, valore che riferito ad una altezza a sbalzo del manufatto in tale configurazione di 11 m, corrisponde al  $2.14 < 3.0\%$  limite prescritto.

### 7.3. Configurazione finale

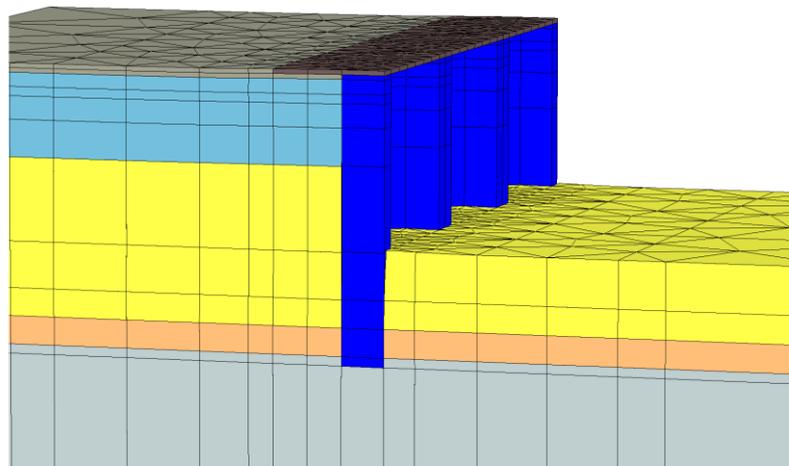
Per completezza si riportano anche i valori degli spostamenti a seguito del dragaggio dei fondali antistanti l'opera fino a -16.5 m slm ed i valori dei cedimenti ottenuti nella configurazione finale con i sovraccarichi di esercizio agenti.

#### **Fase 7 – Dragaggio dei fondali**

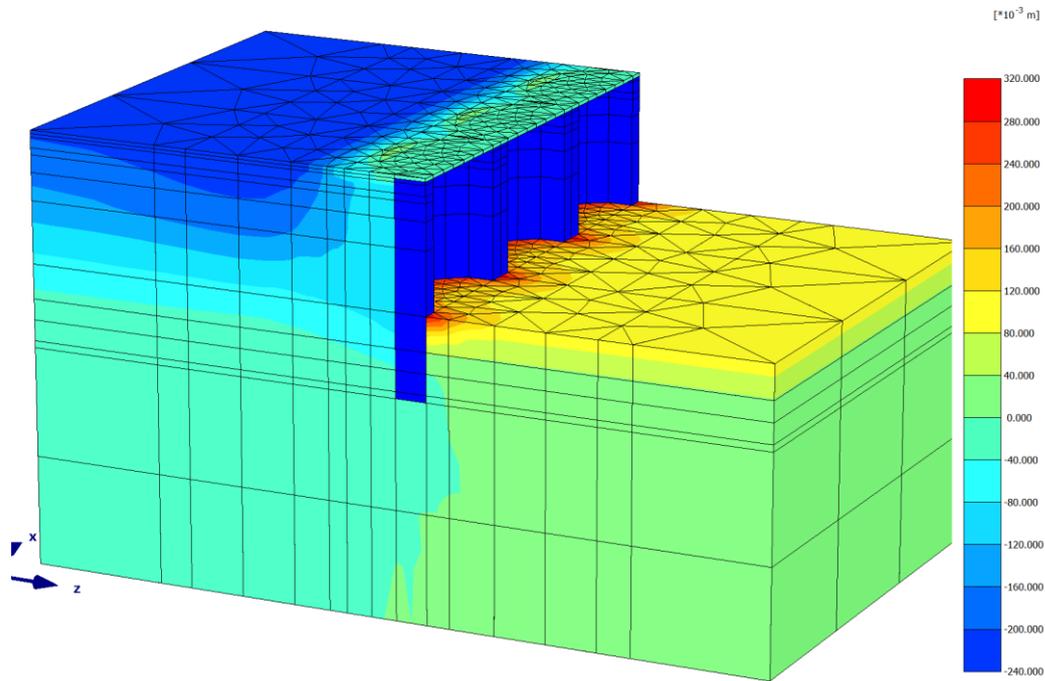
Deformata del modello (ingrandito 10 volte)



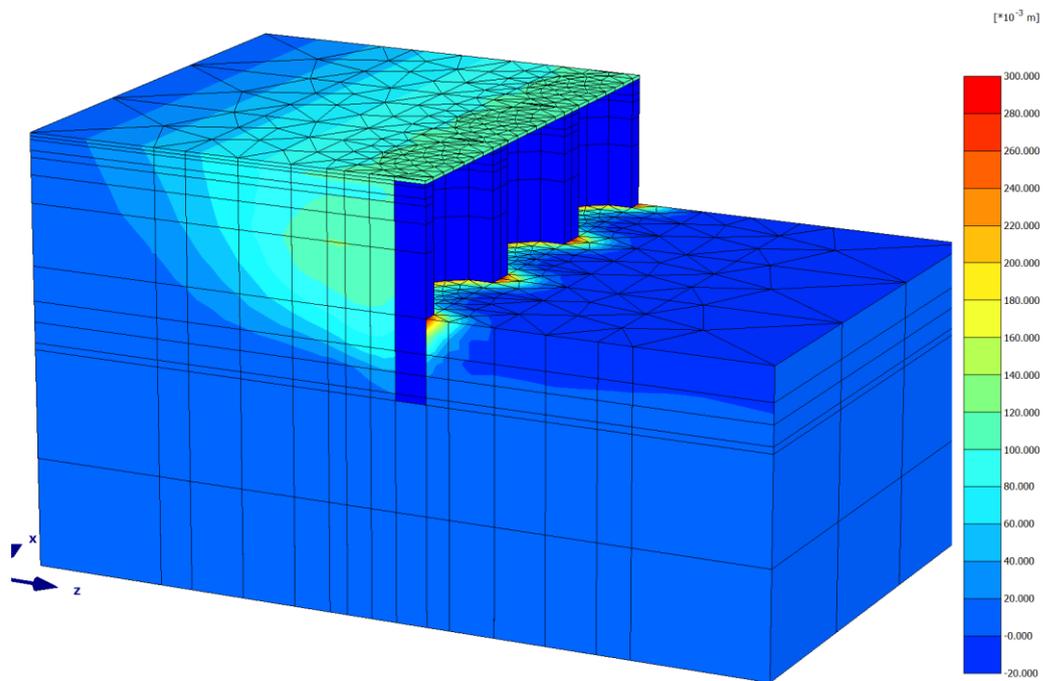
Deformata del modello – particolare manufatto (ingrandito 10 volte)



Spostamenti verticali Uy

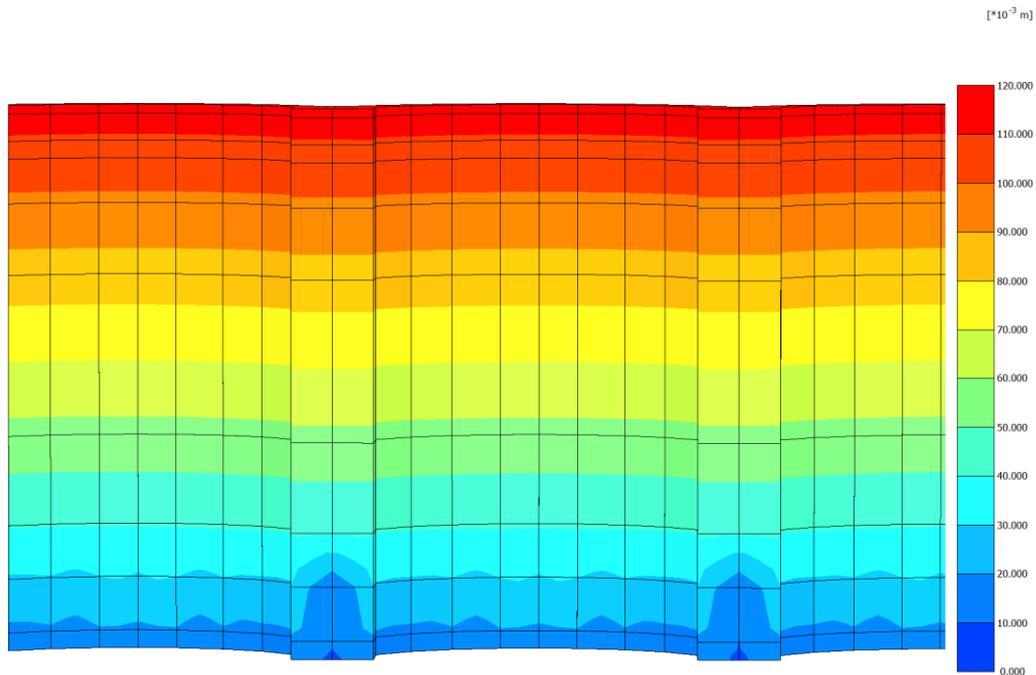


Spostamenti orizzontali Uz

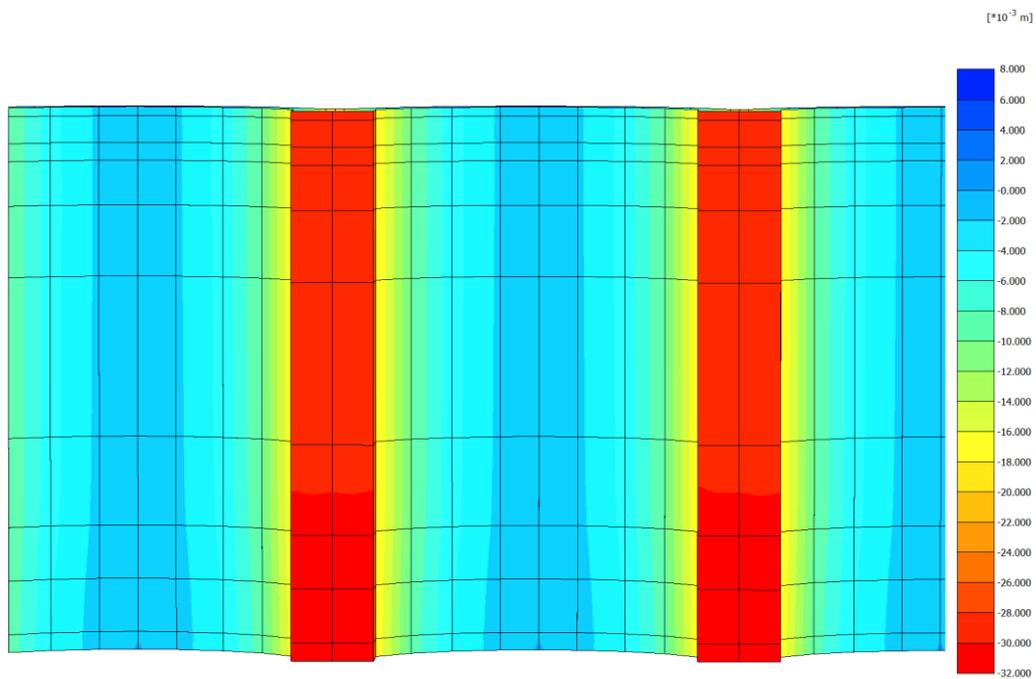


(massimo spostamento orizzontale delle palancole = 11.5 cm)

Spostamenti orizzontali Uz – particolare manufatto



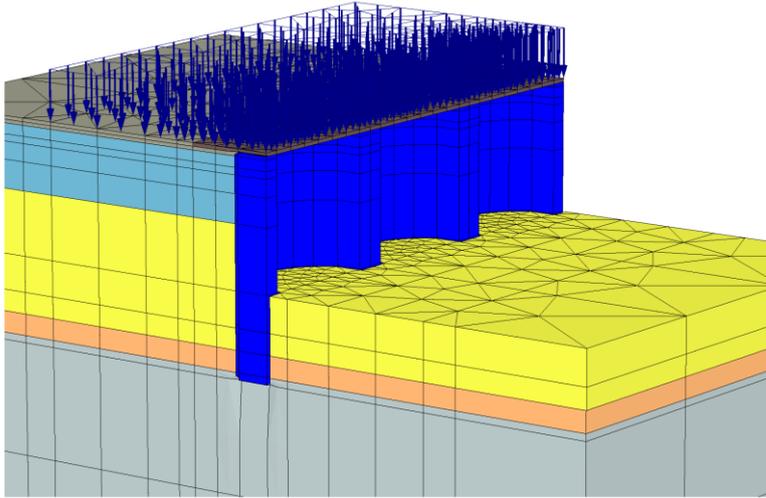
Spostamenti verticali Uy – particolare manufatto



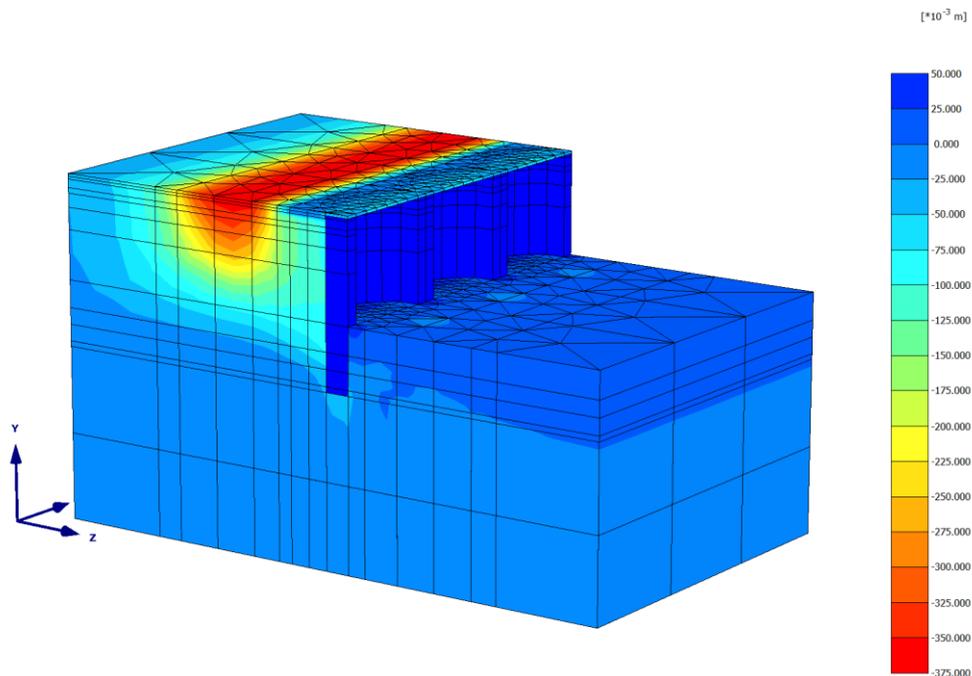
## **Fase 8 – Sovraccarichi di esercizio**

Con riferimento ai sovraccarichi di esercizio nella configurazione finale, i cedimenti stimati sono nell'ordine dei 25-30 cm.

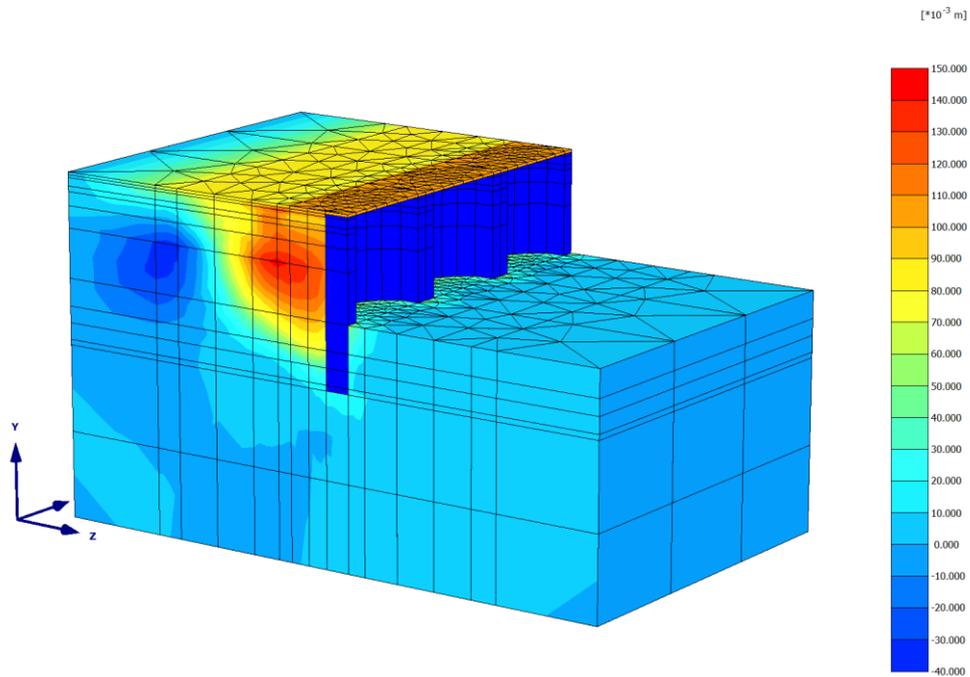
### Deformata del modello (ingrandito 5 volte)



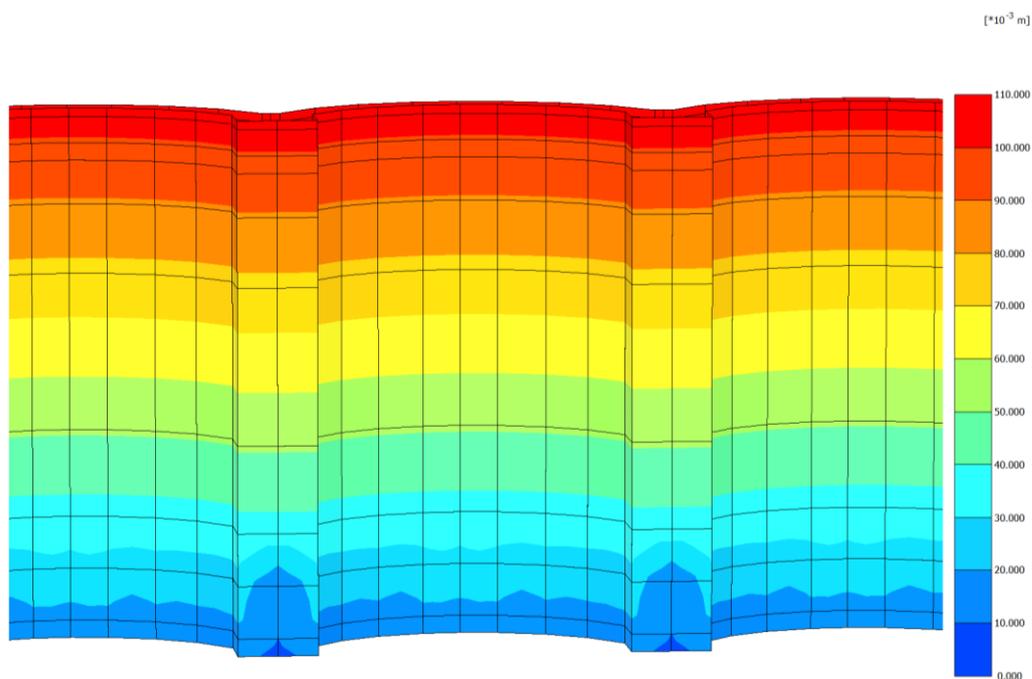
### Spostamenti verticali $U_y$



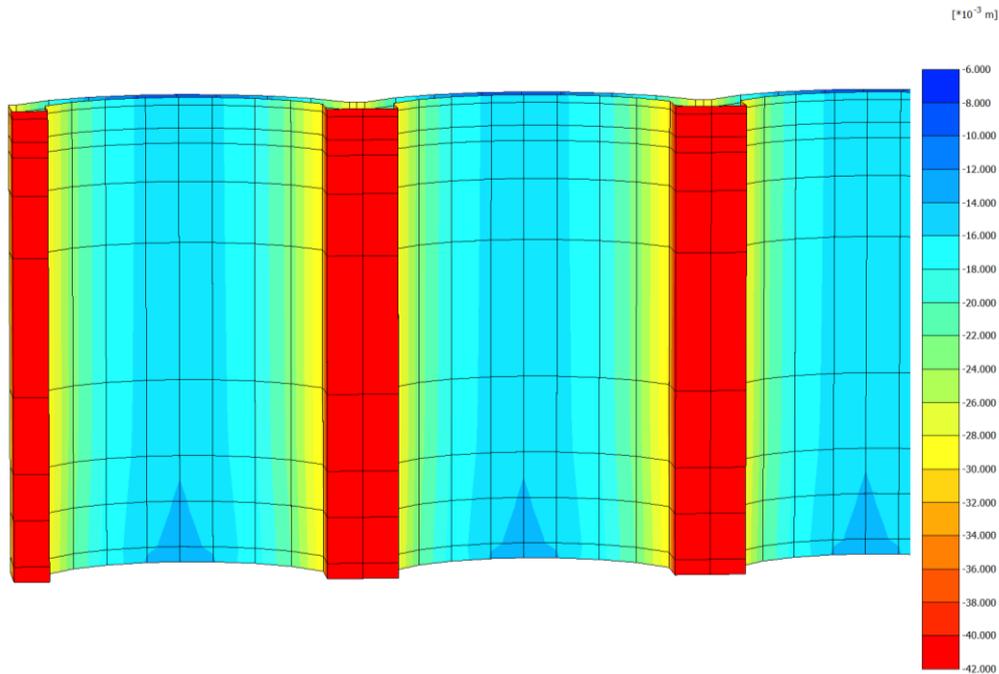
Spostamenti orizzontali Uz



Spostamenti orizzontali Uz – particolare manufatto



Spostamenti verticali Uy – particolare manufatto



(massimo spostamento orizzontale delle palancole = 4.5 cm)

Il valore dello spostamento orizzontale massimo del manufatto risulta pari a circa 4.5 cm, valore che sommato ai 23.5 della fase 4 ed ai 11.5 della fase 7, si ottengono complessivamente circa 39 cm valore che, riferito ad una altezza a sbalzo del manufatto nella configurazione finale di 18.5 m esclusa sovrastruttura, corrisponde al 2.11% < 3 % limite prescritto.

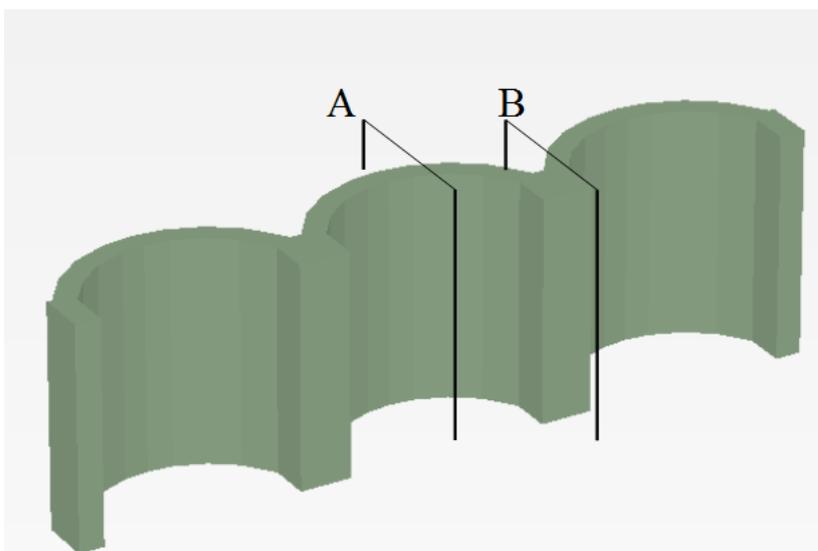
## 8. VERIFICHE STRUTTURALI DELL'OPERA

Sulla base di quanto precedentemente esposto, le verifiche STR in condizioni statiche e sismiche sono riferite ad alcune configurazioni implementate nei corrispondenti steps di calcolo delle modellazioni tridimensionali condotte con il codice Plaxis:

- Configurazione di progetto:
  - Realizzazione del manufatto ed abbassamento della piezometrica a tergo a quota -2.0 m slm (Fase 3);
  - Completamento del riempimento colmata a tergo fino a quota +1.50 (Fase 4).
- Configurazione finale:
  - dragaggio dei fondali antistanti a -16.5 m slm; manufatto ultimato e comprensivo della sovrastante piastra di banchina e della sovrastruttura del futuro piazzale a +2.5 m slm; sovraccarichi di esercizio (Fase 8).

Per quanto riguarda la fase 3, le sollecitazioni ottenute sono risultate nettamente inferiori a quelle delle Fasi 4 e 8 che risultano quindi dimensionanti, per cui le verifiche di seguito rappresentate saranno riferite essenzialmente alla configurazione di progetto (Fase 4) e finale (Fase 8).

Le verifiche sono state estese a due sezioni differenti, una nella mezzeria dell'area semicircolare del manufatto (denominata “sezione A”), l'altra in corrispondenza del “contrafforte” sul quale le arcate scaricano le spinte (“sezione B”).



La particolare configurazione del manufatto ha comportato la definizione di due schemi di calcolo differenti, riferiti ai due piani orizzontali posti rispettivamente a quota -21.50 m s.l.m. e -24.50 m s.l.m.

Nel primo schema di calcolo (piano a -21.50 m), la sezione di calcolo considerata è stata assimilata ad una sezione composta acciaio – calcestruzzo (o doppiamente armata con armature rappresentate dalle palancole di monte e di valle) di larghezza unitaria cautelativamente soggetta ad un regime statico di flessione in fase elastica secondo le ipotesi di calcolo di:

- mantenimento delle sezioni piane;
- aderenza tra cls e palancole;
- cls non reagente a trazione.

Nel secondo schema di calcolo (piano a -24.50 m), le verifiche flessionali per metro di larghezza hanno interessato unicamente i profilati metallici delle palancole, dal momento che il getto di cls plastico è previsto fino a quota -21.50 m.

In entrambi i casi, le verifiche a taglio delle sezioni reagenti sono state eseguite sulla base delle tensioni tangenziali sollecitanti sui singoli elementi (palancole, cls riempimento).

## 8.1. Verifiche configurazione di progetto (SLU-SLV)

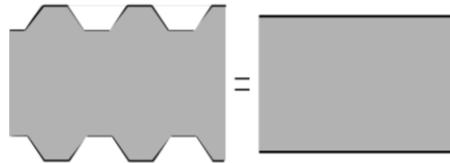
Considerando le sollecitazioni determinate mediante analisi numeriche, le verifiche strutturali vengono riferite alle combinazioni sismiche SLV poichè maggiormente gravose.

### Verifiche a flessione – Piano -21.50

Le caratteristiche geometriche ed inerziali delle due sezioni analizzate, di seguito rappresentate, sono state impiegate per la determinazione delle sollecitazioni agenti.

*Caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni di calcolo*

#### Sezione A



B	1000 mm	Base della sezione di calcolo
H	2000 mm	Altezza massima della sezione costruttiva
h <sub>p</sub>	444 mm	Altezza del palancolato
H <sub>c</sub>	1556 mm	Altezza di calcolo sezione costruttiva (H-h <sub>p</sub> )
A <sub>p</sub>	16500 mm <sup>2</sup> /m	Area della sezione della palanca
t <sub>f</sub>	16.5 mm	Spessore equivalente della sezione in acciaio (A <sub>p</sub> /B)
c = c'	8.25 mm	Spessore equivalente di copriferro (t <sub>f</sub> /2)
d*	1539.5 mm	Altezza utile della sezione di calcolo (H-t <sub>f</sub> )

E <sub>c</sub>	32308 MPa	Modulo elastico del CLS
E <sub>s</sub>	210000 MPa	Modulo elastico dell'acciaio
n	6.50 -	Coefficiente di omogenizzazione
A <sub>s</sub> = A <sub>s</sub> '	16500 mm <sup>2</sup>	Area dell'acciaio di armatura

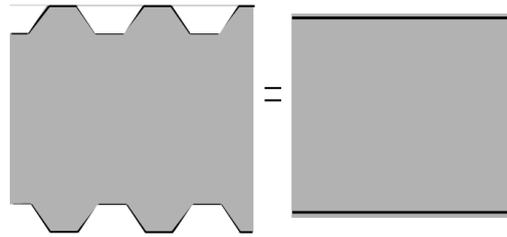
$$y_n = \frac{-n(A_s + A_s') + \sqrt{n^2(A_s + A_s')^2 + 2Bn(A_s'c' + A_s d)}}{B}$$

y <sub>n</sub>	400.3 mm	Posizione asse neutro dal lembo compresso
----------------	----------	---

$$J_{id} = \frac{By_n^3}{3} + nA_s(d - y_n)^2 + nA_s'(y_n - c')^2$$

J <sub>id</sub>	1.7705E+11 mm <sup>4</sup>	Inerzia ideale della sezione
-----------------	----------------------------	------------------------------

#### Sezione B



B	1000 mm	Base della sezione di calcolo
H <sub>max</sub>	4600 mm	Altezza massima della sezione costruttiva
H <sub>min</sub>	3700 mm	Altezza minima della sezione costruttiva
H <sub>med</sub>	4150 mm	Altezza media della sezione
h <sub>p</sub>	444 mm	Altezza del palancolato
H <sub>c</sub>	3706 mm	Altezza di calcolo sezione costruttiva (H-h <sub>p</sub> )
A <sub>p</sub>	16500 mm <sup>2</sup> /m	Area della sezione della palanca
t <sub>f</sub>	16.5 mm	Spessore equivalente della sezione in acciaio (A <sub>p</sub> /B)
c = c'	8.25 mm	Spessore equivalente di copriferro (t <sub>f</sub> /2)
d*	3689.5 mm	Altezza utile della sezione di calcolo (H-t <sub>f</sub> )
Ec	32308 MPa	Modulo elastico del CLS
Es	210000 MPa	Modulo elastico dell'acciaio
n	6.50 -	Coefficiente di omogenizzazione
As = As'	16500 mm <sup>2</sup>	Area dell'acciaio di armatura

$$y_n = \frac{-n(A_s + A_s') + \sqrt{n^2(A_s + A_s')^2 + 2Bn(A_s'c' + A_s d)}}{B}$$

y<sub>n</sub>                      408.6 mm                      Posizione asse neutro dal lembo compresso

$$J_{id} = \frac{By_n^3}{3} + nA_s(d - y_n)^2 + nA_s'(y_n - c')^2$$

J<sub>id</sub>                      1.19436E+12 mm<sup>4</sup>                      Inerzia ideale della sezione

### Risultanti di trazione per verifiche a flessione

Sulla base dello schema di calcolo adottato, il momento flettente principale agente sul manufatto è stato desunto dalle analisi con il codice di calcolo, ed in particolare dalle risultanti di trazione individuate alla quota di riferimento nel palancolato di monte.

In dettaglio, il processo di calcolo è avviato dalla risultante di trazione sul palancolato di monte:

$$\sigma_s = T / A_s$$

Con

T = risultante di trazione

$\sigma_s$  = tensione di trazione agente nella palanca di monte per effetto della flessione

Da cui deriva:

$$M_{ed} = \sigma_s \frac{J_{id}}{n(d - y_n)}$$

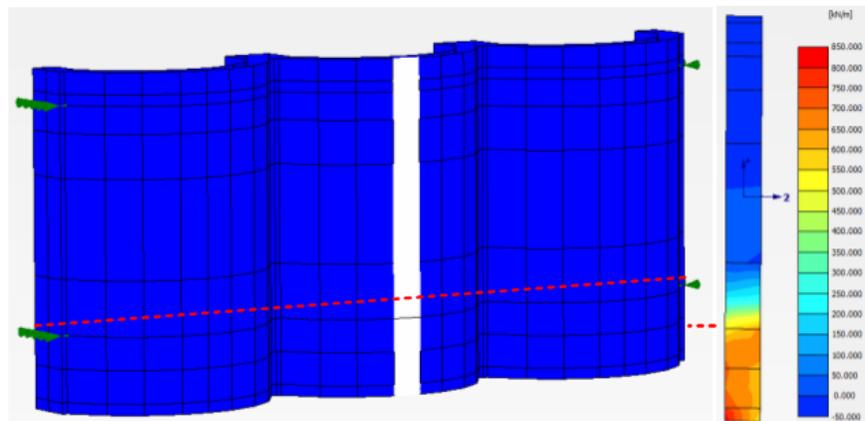
### Sezione A

T risultante = 568.6 kN/m

Combinazione SLV  $\rightarrow T_d = T_{ris} \times 1.0 = 568.6$  kN/m

$$\sigma_s = 34.5 \text{ MPa}$$

$$M_{ed} = 823.2 \text{ kNm/m}$$



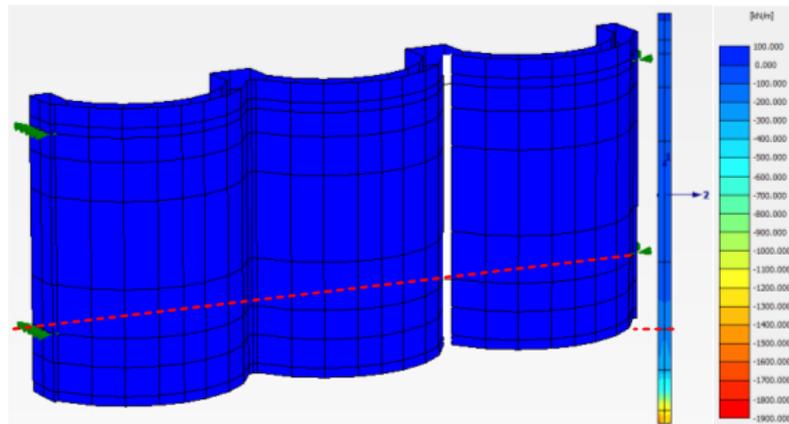
### Sezione B

T risultante = 166.8 kN/m

Combinazione SLV  $\rightarrow T_d = T_{ris} \times 1.0 = 166.8$  kN/m

$$\sigma_s = 10.1 \text{ MPa}$$

$$M_{ed} = 562.9 \text{ kNm/m}$$



### Verifiche tensionali a flessione

Le tensioni agenti nella sezione di verifica sono state confrontate con le tensioni di plasticizzazione dei materiali che costituiscono il manufatto. Le tensioni di compressione agenti nel calcestruzzo e nel palancoato di valle sono state determinate analogamente alle tensioni di trazione nel palancoato di monte.

#### Sezione A

$\sigma_s = 34.5MPa$  Tensione di trazione agente nel palancoato di monte

$\sigma'_s = n \frac{M_{ed}}{J_{id}} (y_n - c') = 12.8MPa$  Tensione di compressione agente nel palancoato di valle

$\sigma_c = \frac{M_{ed}}{J_{id}} y_n = 1.7MPa$  Tensione di compressione agente nel calcestruzzo

$\sigma_{s,adm} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 240 / 1.05 = 228MPa$  Tensione resistente di progetto per l'acciaio

$\sigma_{c,adm} = f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{M,cls} = 6.8MPa$  Tensione resistente di progetto per il calcestruzzo

$\sigma_s \leq f_{yd} \Rightarrow$  Verificato

$\sigma'_s \leq f_{yd} \Rightarrow$  Verificato

$\sigma_c \leq f_{cd} \Rightarrow$  Verificato

#### Sezione B

$\sigma_s = 10.1MPa$  Tensione di trazione agente nel palancoato di monte

$\sigma'_s = n \frac{M_{ed}}{J_{id}} (y_n - c') = 1.4MPa$  Tensione di compressione agente nel palancoato di valle

$$\sigma_c = \frac{M_{ed}}{J_{id}} y_n = 0.2MPa \quad \text{Tensione di compressione agente nel calcestruzzo}$$

$$\sigma_{s,adm} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 240 / 1.05 = 228MPa \quad \text{Tensione resistente di progetto per l'acciaio}$$

$$\sigma_{c,adm} = f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{M,cls} = 6.8MPa \quad \text{Tensione resistente di progetto per il calcestruzzo}$$

$$\sigma_s \leq f_{yd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

$$\sigma'_s \leq f_{yd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

$$\sigma_c \leq f_{cd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

### **Verifiche a flessione – Piano -24.50**

I valori delle sollecitazioni flettenti agenti sui palancolati sono state confrontate con i valori di plasticizzazione a flessione ( $M_{pl,Rd}$ ) caratteristici della sezione dei palancolati e del materiale di cui sono costituiti.

In particolare, per sezioni di classe 1 e 2, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  equivale al valore:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

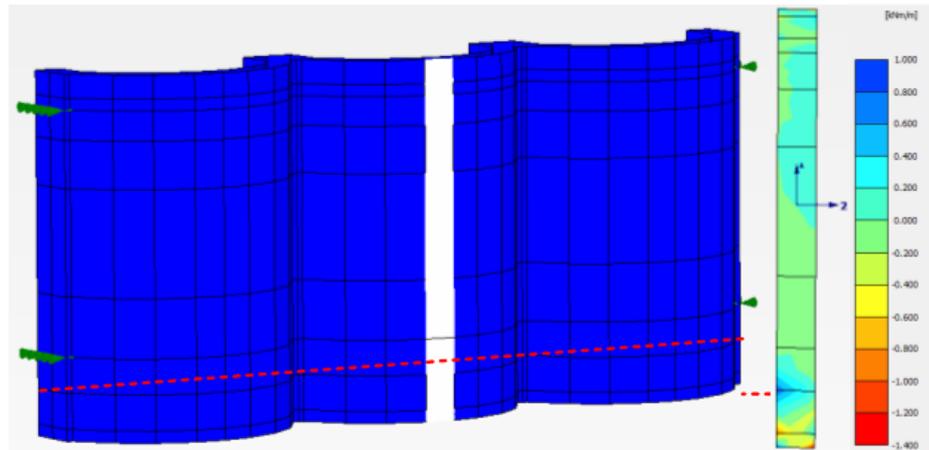
Per la sezione in esame, pertanto, si ottiene:

	Classe sezione profilato	2	
$W_{pl}$	2339000 mm <sup>3</sup> /m		Modulo di resistenza plastico della sezione
$\gamma_{M0}$	1.05 -		Coefficiente riduttivo di materiale
$f_{yk}$	240 MPa		Tensione di snervamento del materiale
$M_{pl,Rd}$	534.6 kNm/m		Momento resistente della sezione

#### **Sezione A**

$M_{sd}$	0.42 kNm/m	Momento sollecitante di calcolo a metro
$M_{pl,Rd}$	534.6 kNm/m	Momento resistente della sezione

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

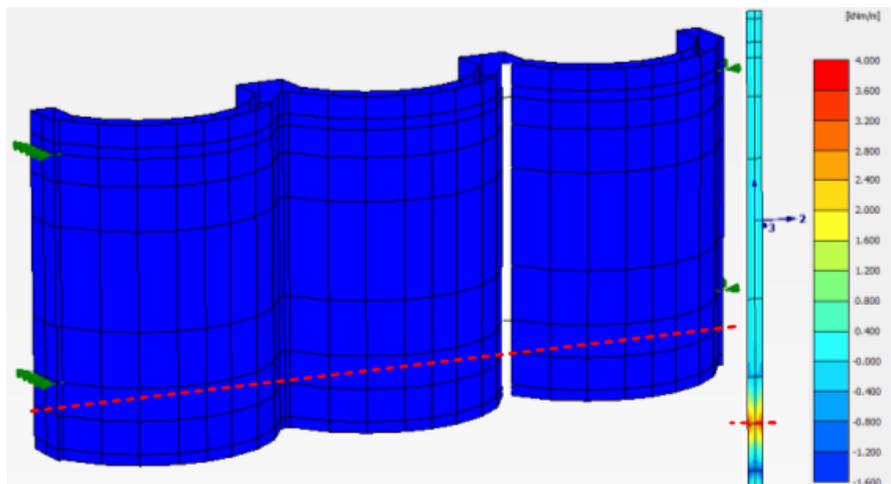


Sezione B

$M_{sd}$  3.05 kNm/m Momento sollecitante di calcolo a metro

$M_{pl,Rd}$  534.6 kNm/m Momento resistente della sezione

$M_{ed} \leq M_{pl,Rd} \Rightarrow$  Verificato



## **Verifiche a taglio – Piano -21.50**

### **Verifiche a taglio del riempimento in cls**

Le verifiche a taglio sono state condotte considerando l'assenza nella sezione di elementi trasversali specificatamente disposti per incrementare la resistenza a taglio.

Come previsto nella Normativa vigente, la resistenza a taglio della sezione è data dalla relazione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Nel caso in esame, data l'assenza di armature longitudinali ( $\rho_1 = 0$ ), il valore di resistenza equivale a:

$$V_{Rd} = (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui la tensione di compressione agente  $\sigma_{cp}$  deve essere valutata sulla base delle azioni normali agenti al piano considerato, come di seguito indicato.

$$q_{\text{trave coronamento}} = 2,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ m} \times (25-10) \text{ kN/m}^3 = 65 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{cls plastico}} = 20,5 \text{ m} \times (25-10) \text{ kN/m}^3 = 307,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{tot}} = 372,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Combinazione SLV} \rightarrow q_d = q_{\text{tot}} \times 1,0 = 372,5 \text{ kN/m}^2$$

### **Sezione A**

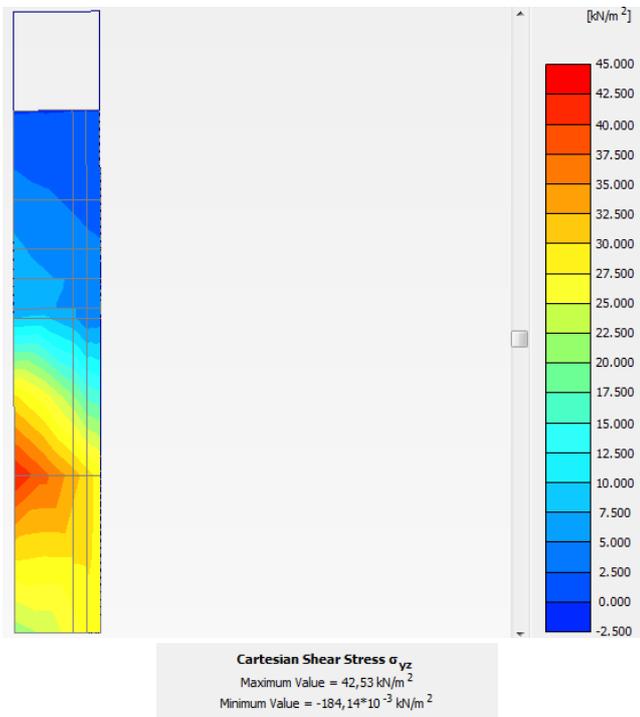
$$N_{ed} = q_d \times B \times H = 372,5 \times 1,0 \times 1,556 = 579,6 \text{ kN}$$

$d^*$	1539.5 mm	Altezza utile della sezione di calcolo (H-tf)
$b_w = B$	1000.0 mm	Larghezza della sezione di calcolo
$k$	1.360 -	-
$f_{ck}$	12 MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$N$	579.6 kN	Azione di compressione agente al piano considerato
$A_c$	1539500 mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	0.3764859 MPa	Tensione di compressione agente al piano considerato
$v_{min}$	0.1923865	

$\sigma_{calc}$	42.6 kPa	Tensione di taglio di calcolo
$V_{Sd}$	65.6 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{c,Rd}$	383.1 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

Avendo considerato  $V_{ed} = \sigma_{calc} \times d^*$

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



### Sezione B

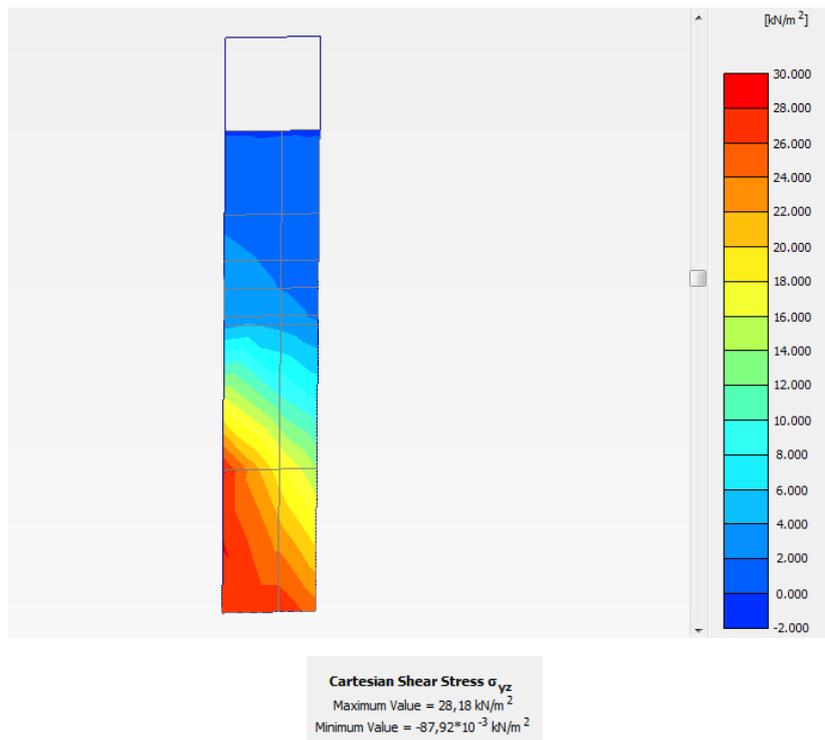
$$N_{ed} = q_d \times B \times H = 372.5 \times 1.0 \times 3.706 = 1380.5 \text{ kN}$$

$d^*$	3689.5 mm	Spessore equivalente della sezione in acciaio ( $A_p/B$ )
$b_w = B$	1000.0 mm	Larghezza della sezione di calcolo
$k$	1.233 -	-
$f_{ck}$	12 MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$N$	1380.5 kN	Azione di compressione agente al piano considerato
$A_c$	3689500 mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	0.37417 MPa	Tensione di compressione agente al piano considerato
$v_{min}$	0.165963	

$\sigma_{calc}$	28.2 kPa	Tensione di taglio di calcolo
$V_{Sd}$	104.0 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{c,Rd}$	819.4 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

Avendo considerato  $V_{ed} = \sigma_{calc} \times d^*$

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$$



### Verifiche a taglio dei palancolati

Le verifiche a taglio dei profilati metallici sono state condotte confrontando il valore di resistenza a taglio  $V_{c,Rd}$  con i valori sollecitanti derivati dalle analisi.

La resistenza di calcolo a taglio della sezione  $M_{c,Rd}$  equivale al valore:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Considerando in modo cautelativo che l'area della sezione resistente a taglio corrisponda unicamente all'area della sezione delle anime:

$$A_v = t_w \cdot H_w \frac{B_{rif}}{B_{reale}} = 10 \cdot 444 \cdot \frac{1000}{750} = 5920 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

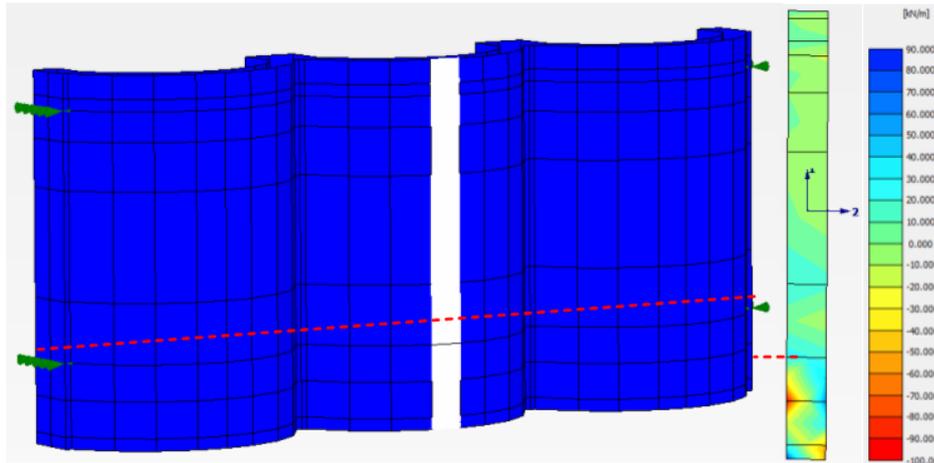
Per la sezione in esame, pertanto, si ottiene:

$A_v$	5920 mm <sup>2</sup> /m	Area resistente a taglio per metro
$\gamma_{M0}$	1.05 -	Coefficiente riduttivo di materiale
$f_{yk}$	240 MPa	Tensione di snervamento del materiale
$V_{c,Rd}$	781.2 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

**Sezione A**

$V_{ed}$  9.1 kN/m Taglio sollecitante di progetto

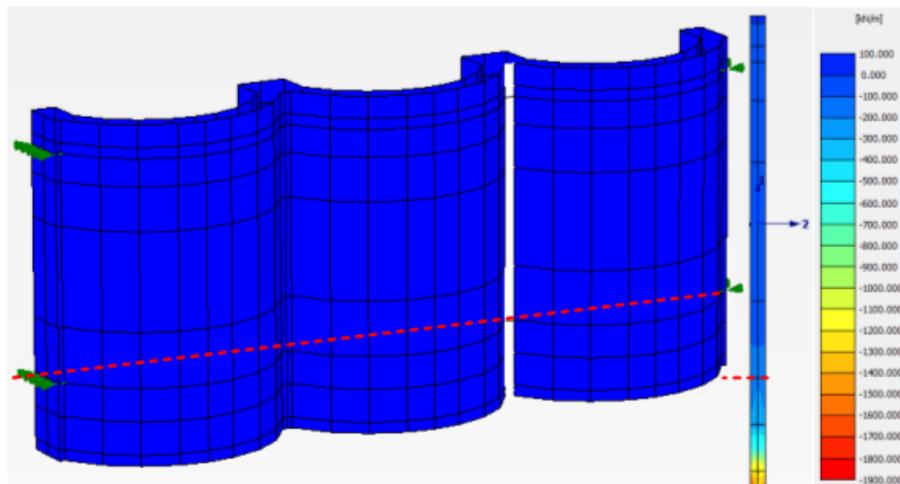
$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



**Sezione B**

$V_{ed}$  0.2 kN/m Taglio sollecitante di progetto

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



**Verifiche a taglio – Piano -24.50**

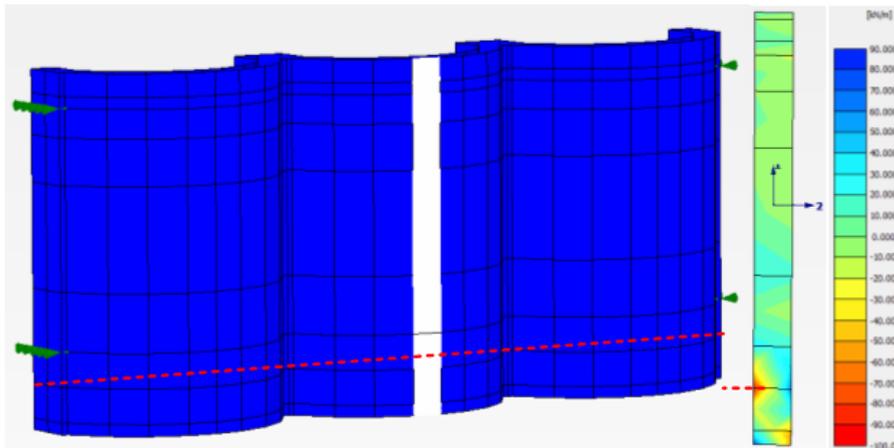
**Verifiche a taglio dei palancolati**

Le verifiche a taglio dei profilati metallici sono state condotte confrontando il valore di resistenza a taglio  $V_{c,Rd}$  con i valori sollecitanti derivati dalle analisi.

### Sezione A

$V_{ed}$  15.6 kN/m Taglio sollecitante di progetto

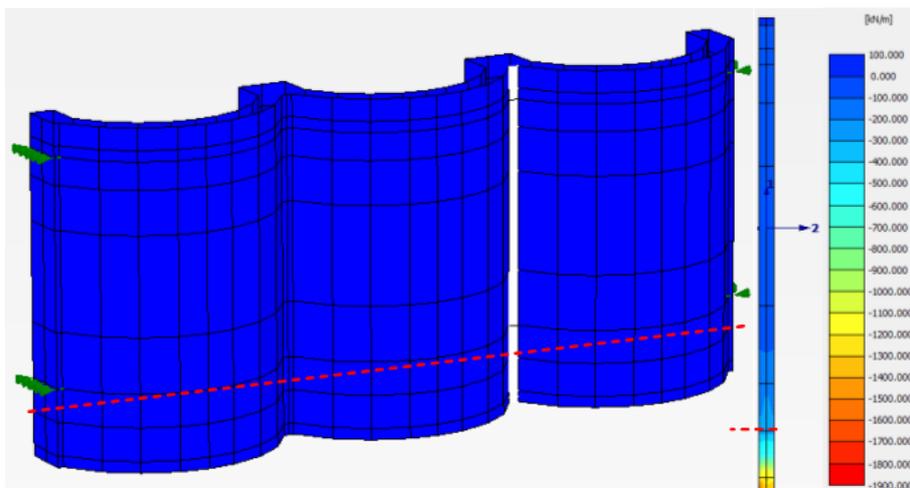
$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



### Sezione B

$V_{ed}$  0.03 kN/m Taglio sollecitante di progetto

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



## 8.2. Verifiche configurazione finale (SLU-SLV)

Considerando le sollecitazioni determinate mediante analisi numeriche, le verifiche strutturali vengono riferite alternativamente ai casi SLU o SLV a seconda delle azioni maggiormente gravose per ciascun tipo di verifica.

### Verifiche a flessione – Piano -21.50

#### Risultanti di trazione per verifiche a flessione

Sulla base dello schema di calcolo adottato e già illustrato nel caso precedente, il momento flettente principale agente sul manufatto è stato desunto dalle analisi con il codice di calcolo, ed in particolare dalle risultanti di trazione individuate alla quota di riferimento nel palancoato di monte.

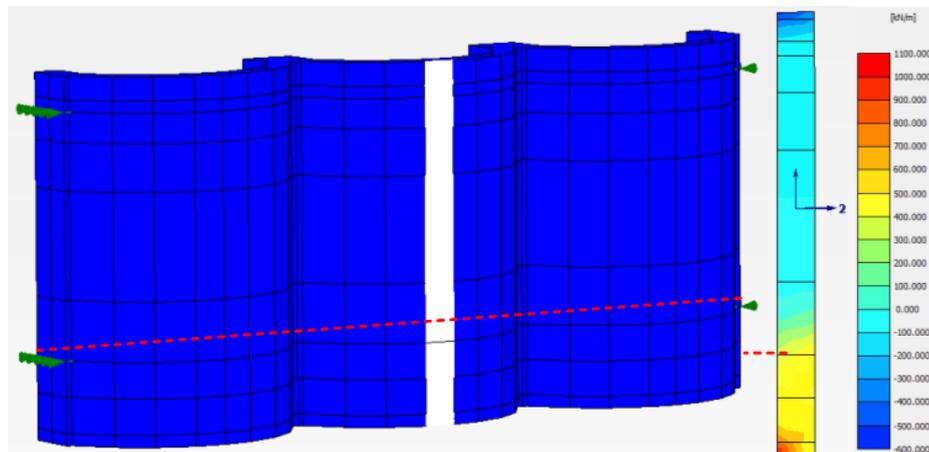
#### Sezione A

T risultante = 413.9 kN/m

Combinazione SLV  $\rightarrow T_d = T_{ris} \times 1.0 = 413.9 \text{ kN/m}$

$$\sigma_s = 25.1 \text{ MPa}$$

$$M_{ed} = 599.3 \text{ kNm/m}$$



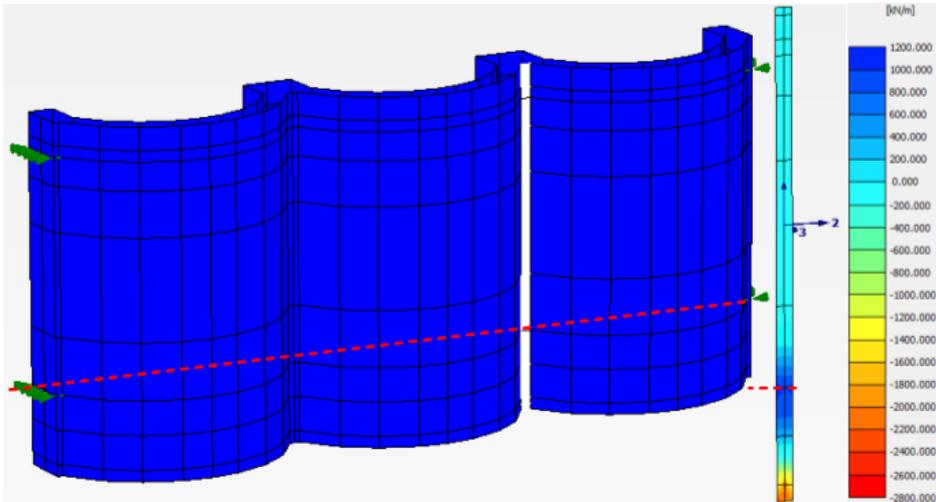
#### Sezione B

T risultante = 943.7 kN/m

Combinazione SLU  $\rightarrow T_d = T_{ris} \times 1.4 = 1321.2 \text{ kN/m}$

$$\sigma_s = 80.1 \text{ MPa}$$

$$M_{ed} = 4459 \text{ kNm/m}$$



### Verifiche tensionali a flessione

Le tensioni agenti nella sezione di verifica sono state confrontate con le tensioni ammissibili per i materiali che costituiscono il manufatto. Le tensioni di compressione agenti nel calcestruzzo e nel palancolato di valle sono state determinate analogamente alle tensioni di trazione nel palancolato di monte.

#### Sezione A

$$\sigma_s = 25.1MPa \quad \text{Tensione di trazione agente nel palancolato di monte}$$

$$\sigma'_s = n \frac{M_{ed}}{J_{id}} (y_n - c') = 9.3MPa \quad \text{Tensione di compressione agente nel palancolato di valle}$$

$$\sigma_c = \frac{M_{ed}}{J_{id}} y_n = 1.2MPa \quad \text{Tensione di compressione agente nel calcestruzzo}$$

$$\sigma_{s,adm} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 240 / 1.05 = 228MPa \quad \text{Tensione resistente di progetto per l'acciaio}$$

$$\sigma_{c,adm} = f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{M,cls} = 6.8MPa \quad \text{Tensione resistente di progetto per il calcestruzzo}$$

$$\sigma_s \leq f_{yd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

$$\sigma'_s \leq f_{yd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

$$\sigma_c \leq f_{cd} \Rightarrow \text{Verificato}$$

#### Sezione B

$\sigma_s = 80.1MPa$  Tensione di trazione agente nel palancoato di monte

$\sigma'_s = n \frac{M_{ed}}{J_{id}} (y_n - c') = 10.7MPa$  Tensione di compressione agente nel palancoato di valle

$\sigma_c = \frac{M_{ed}}{J_{id}} y_n = 1.4MPa$  Tensione di compressione agente nel calcestruzzo

$\sigma_{s,adm} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 240 / 1.05 = 228MPa$  Tensione resistente di progetto per l'acciaio

$\sigma_{c,adm} = f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{M,cls} = 6.8MPa$  Tensione resistente di progetto per il calcestruzzo

$\sigma_s \leq f_{yd} \Rightarrow$  Verificato

$\sigma'_s \leq f_{yd} \Rightarrow$  Verificato

$\sigma_c \leq f_{cd} \Rightarrow$  Verificato

### **Verifiche a flessione – Piano -24.50**

I valori delle sollecitazioni flettenti agenti sui palancoati sono state confrontate con i valori di plasticizzazione a flessione ( $M_{pl,Rd}$ ) caratteristici della sezione dei palancoati e del materiale di cui sono costituiti.

In particolare, per sezioni di classe 1 e 2, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  equivale al valore:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

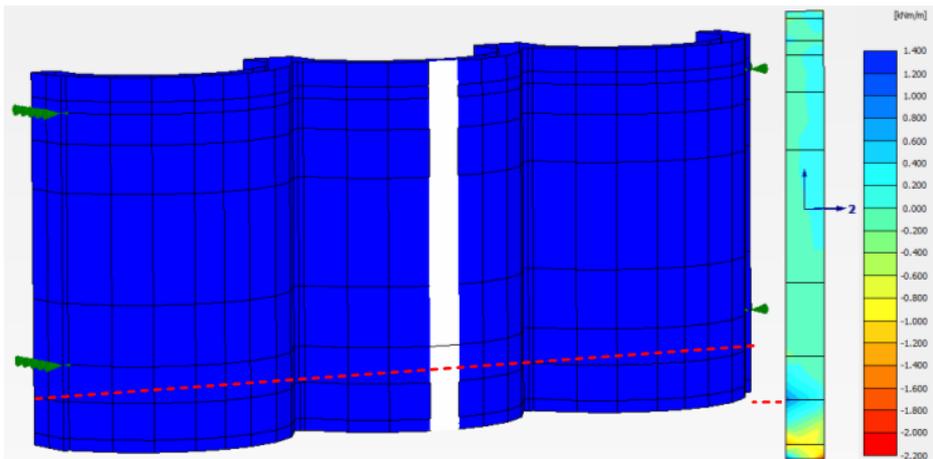
Per la sezione in esame, pertanto, si ottiene:

	Classe sezione profilato	2
$W_{pl}$	2339000 mm <sup>3</sup> /m	Modulo di resistenza plastico della sezione
$\gamma_{M0}$	1.05 -	Coefficiente riduttivo di materiale
$f_{yk}$	240 MPa	Tensione di snervamento del materiale
$M_{pl,Rd}$	534.6 kNm/m	Momento resistente della sezione

### **Sezione A**

$M_{calc}$	0.52 kNm/m	Momento di calcolo a metro
$M_{ed}$	0.73 kNm/m	Momento sollecitante di calcolo a metro
$M_{pl,Rd}$	534.6 kNm/m	Momento resistente della sezione

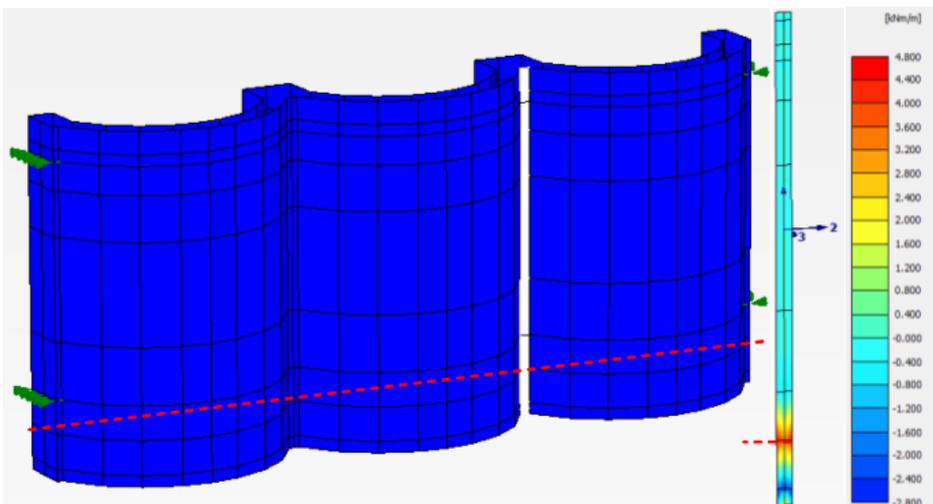
$M_{ed} \leq M_{pl,Rd} \Rightarrow$  Verificato



### Sezione B

$M_{calc}$	3.99 kNm/m	Momento di calcolo a metro
$M_{ed}$	5.59 kNm/m	Momento sollecitante di calcolo a metro
$M_{pl,Rd}$	534.6 kNm/m	Momento resistente della sezione

$$M_{ed} \leq M_{pl,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$$



### Verifiche a taglio – Piano -21.50

#### Verifiche a taglio del riempimento in cls

Le verifiche a taglio sono state condotte considerando l'assenza nella sezione di elementi trasversali specificatamente disposti per incrementare la resistenza a taglio.

Come previsto nella Normativa vigente, la resistenza a taglio della sezione è data dalla relazione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Nel caso in esame, data l'assenza di armature longitudinali ( $\rho_1 = 0$ ), il valore di resistenza equivale a:

$$V_{Rd} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui la tensione di compressione agente  $\sigma_{cp}$  deve essere valutata sulla base delle azioni normali agenti al piano considerato, come di seguito indicato.

$$q_{\text{trave coronamento}} = 2,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 1,0 \text{ m} \times (25-10) \text{ kN/m}^3 = 77,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{cls plastico}} = 20,5 \text{ m} \times (25-10) \text{ kN/m}^3 = 307,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{tot}} = 385 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Combinazione SLU} \rightarrow q_d = q_{\text{tot}} \times 1,0 \text{ (a favore di sicurezza)} = 385 \text{ kN/m}^2$$

### Sezione A

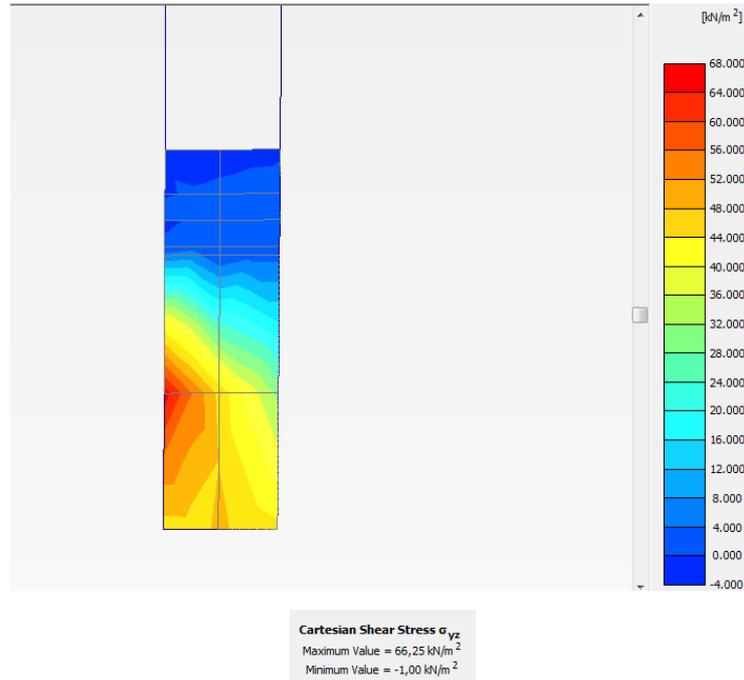
$$N_{ed} = q_d \times B \times H = 385,0 \times 1,0 \times 1,556 = 599 \text{ kN}$$

$d^*$	1539.5 mm	Altezza utile della sezione di calcolo (H-tf)
$b_w = B$	1000.0 mm	Larghezza della sezione di calcolo
$k$	1.360 -	-
$f_{ck}$	12 MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$N$	599 kN	Azione di compressione agente al piano considerato
$A_c$	1539500 mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	0.3890874 MPa	Tensione di compressione agente al piano considerato
$v_{min}$	0.1923865	

$\sigma_{calc}$	66.3 kPa	Tensione di taglio di calcolo
$V_{calc}$	102.1 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{ed} = V_{calc} \times 1,4$	142.9 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{c,Rd}$	386.0 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

Avendo considerato  $V_{ed} = \sigma_{calc} \times d^*$

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$$



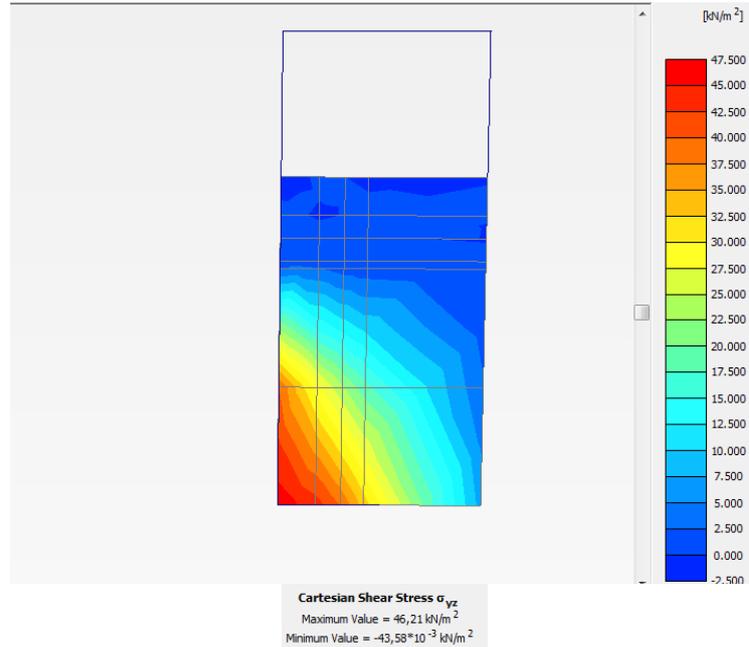
### Sezione B

$$N_{ed} = q_d \times B \times H = 385.0 \times 1.0 \times 3.706 = 1426.8 \text{ kN}$$

$d^*$	3689.5 mm	Spessore equivalente della sezione in acciaio ( $A_p/B$ )
$b_w = B$	1000.0 mm	Larghezza della sezione di calcolo
$k$	1.233 -	-
$f_{ck}$	12 MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$N$	1426.8 kN	Azione di compressione agente al piano considerato
$A_c$	3689500 mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	0.386719 MPa	Tensione di compressione agente al piano considerato
$v_{min}$	0.165963	
$\sigma_{calc}$	46.2 kPa	Tensione di taglio di calcolo
$V_{calc}$	170.5 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{ed} = V_{calc} \times 1.4$	238.6 kN/m	Taglio agente di progetto
$V_{c,Rd}$	826.3 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

Avendo considerato  $V_{ed} = \sigma_{calc} \times d^*$

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$$



### Verifiche a taglio dei palancolati

Le verifiche a taglio dei profilati metallici sono state condotte confrontando il valore di resistenza a taglio  $V_{c,Rd}$  con i valori sollecitanti derivati dalle analisi.

La resistenza di calcolo a taglio della sezione  $M_{c,Rd}$  equivale al valore:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Considerando in modo cautelativo che l'area della sezione resistente a taglio corrisponda unicamente all'area della sezione delle anime:

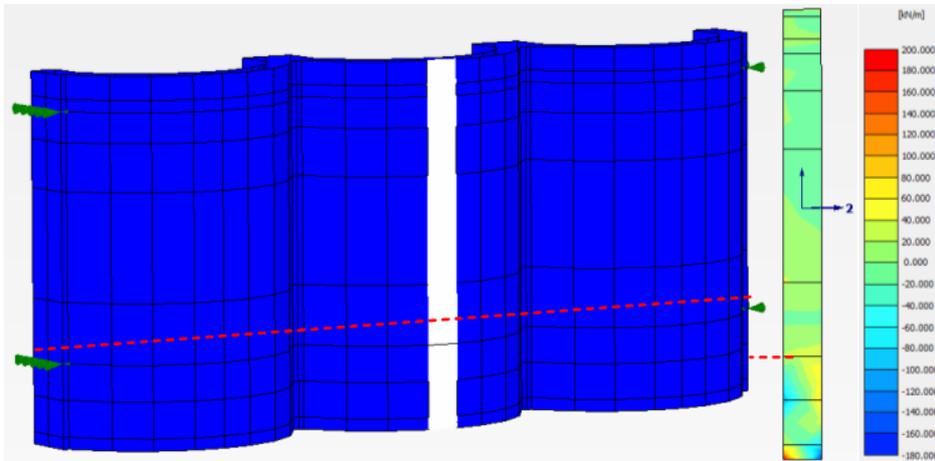
$$A_v = t_w \cdot H_w \frac{B_{rif}}{B_{reale}} = 10 \cdot 444 \cdot \frac{1000}{750} = 5920 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Per la sezione in esame, pertanto, si ottiene:

$A_v$	5920 mm <sup>2</sup> /m	Area resistente a taglio per metro
$\gamma_{M0}$	1.05 -	Coefficiente riduttivo di materiale
$f_{yk}$	240 MPa	Tensione di snervamento del materiale
$V_{c,Rd}$	781.2 kN/m	Resistenza a taglio della sezione

### Sezione A

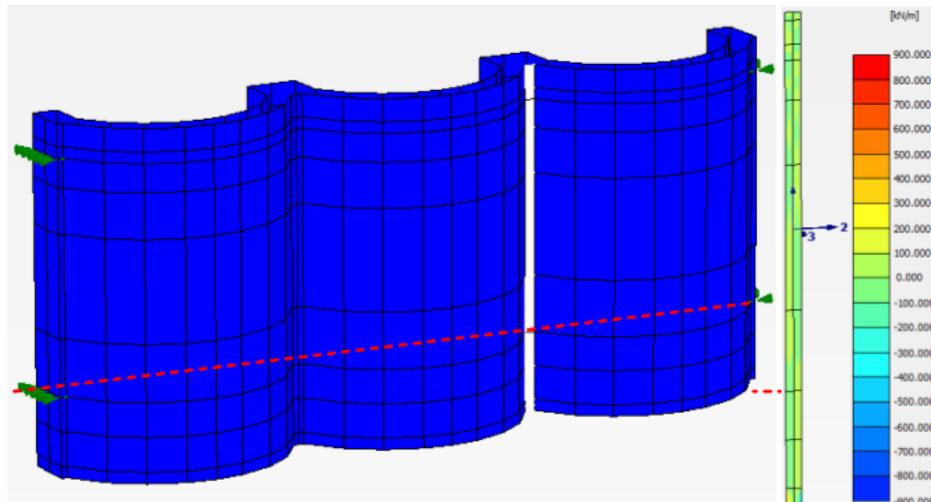
$V_{calc}$	12.97 kN/m	Taglio sollecitante di calcolo
$V_{ed} = V_{calc} \times 1.4$	18.16 kN/m	Taglio sollecitante di progetto
$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow \text{Verificato}$		



**Sezione B**

$V_{calc}$	0.75 kN/m	Taglio sollecitante di calcolo
$V_{ed} = V_{calc} \times 1.0$ (SLV)	0.75 kN/m	Taglio sollecitante di progetto

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  *Verificato*



**Verifiche a taglio – Piano -24.50**

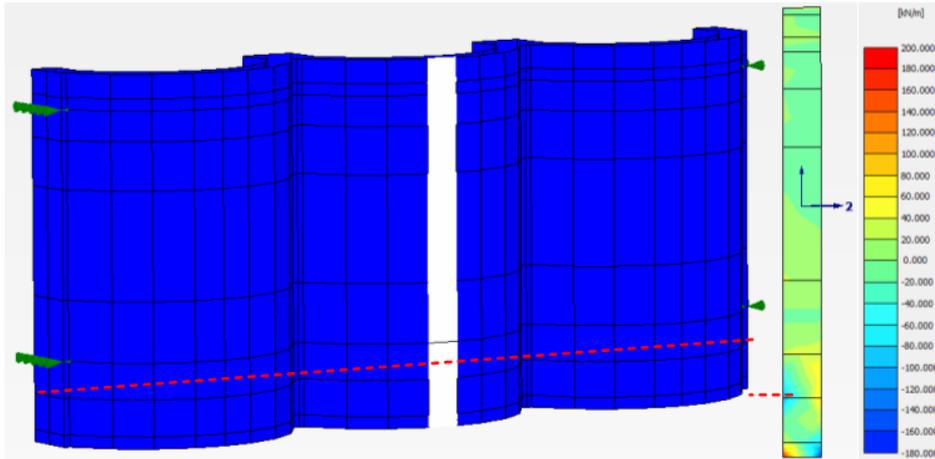
**Verifiche a taglio dei palancoati**

Le verifiche a taglio dei profilati metallici sono state condotte confrontando il valore di resistenza a taglio  $V_{c,Rd}$  con i valori sollecitanti derivati dalle analisi.

**Sezione A**

$V_{calc}$  19 kN/m Taglio sollecitante di calcolo  
 $V_{ed} = V_{calc} \times 1.4$  26.6 kN/m Taglio sollecitante di progetto

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato



### Sezione B

$V_{calc}$  5.69 kN/m Taglio sollecitante di calcolo  
 $V_{ed} = V_{calc} \times 1.0$  (SLV) 5.69 kN/m Taglio sollecitante di progetto

$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow$  Verificato

