

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Collegamento all'aeroporto di Trapani Birgi

GEOTECNICA

Sottoattraversamento SP21 (SL01 – TR02)

SCALA:

Relazione tecnico - descrittiva e di predimensionamento

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS7J 00 R 11 RH SL0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	<i>F. L. ...</i>	Dicembre 2022	G. Scasserra	Dicembre 2022	<i>G. Riggio</i>	Dicembre 2022	L. Berardi Dicembre. 2022



File: RS7J00R11RHSL0100001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	7
3.1	CALCESTRUZZO ELEMENTI STRUTTURALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE .....	7
3.1.1	<i>Solette di fondazione</i> .....	7
3.1.2	<i>Solette intermedia, superiore e pareti di rivestimento</i> .....	7
3.1.3	<i>Diaframmi e pali</i> .....	7
3.2	CALCESTRUZZO ELEMENTI STRUTTURALI DEI MURI AD U .....	7
3.2.1	<i>Solette di fondazione</i> .....	7
3.2.2	<i>Pareti di rivestimento</i> .....	8
3.3	ACCIAIO .....	8
3.3.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	8
3.3.2	<i>Acciaio per palancole PU22</i> .....	8
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	9
5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	13
5.1	STATO LIMITE ULTIMO .....	13
5.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	14
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE .....	14
6.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	14
6.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO IDRAULICO .....	15
6.2.1	<i>Verifiche a breve termine</i> .....	16

6.2.2	Verifiche a lungo termine .....	20
7	SOFTWARE UTILIZZATI.....	21
7.1	PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO .....	21
7.2	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO .....	22
8	ANALISI DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE OPERE .....	23
8.1	SL01.....	23
8.1.1	Predimesionamento.....	23
8.2	TR02A E TR02B .....	59
8.2.1	Sezione in trincea tra diaframmi .....	59
8.2.2	Sezione in trincea tra muri ad U e palancole provvisionali.....	81
9	RIEPILOGO INCIDENZE ARMATURE .....	103

## 1 PREMESSA

Il Progetto di Fattibilità Tecnico Economica del “Collegamento all’Aeroporto di Trapani Birgi Vincenzo Florio” consiste nella progettazione di una nuova fermata in corrispondenza di un tratto della linea ferroviaria esistente, a singolo binario, Trapani-Castelvetrano. È altresì prevista la progettazione di un’area di parcheggio di interscambio accessibile dalla SP21 e di una viabilità stradale e pedonale che dalla nuova fermata conduce all’aerostazione, con connesse aree a verde a corredo dell’intervento.

Con lo scopo di consentire l’inserimento della fermata nel tratto di linea esistente, caratterizzato da pendenze non idonee, è prevista la regolarizzazione altimetrica del tracciato per un tratto di circa 700 m.

Si accede alla fermata, dotata di banchina lunga 150 m, attraverso scale e ascensori inseriti nel corpo del Fabbricato Viaggiatori, dove è previsto l’inserimento di locali tecnici e di un’area di attesa. Prospiciente all’accesso alla fermata è posizionata un’area interscambio dei bus navetta e taxi, che senza soluzione di continuità della copertura conduce al percorso pedonale, anch’esso coperto e che collega la fermata ferroviaria all’aeroporto. Si evidenzia che il percorso pedonale, in affiancamento al percorso stradale dedicato ai mezzi di trasporto collettivi, sottoattraversa la viabilità esistente SP21 ed è dotato di aree di sosta intermedie (“oasi”).

Attraverso una intersezione a raso in corrispondenza della viabilità provinciale si accede al piazzale ombreggiato di interscambio modale con percorsi pedonali, dotato di circa 50 posti auto, area di sosta breve e kiss&ride, e congiunto alla fermata attraverso un connettivo esterno pedonale pavimentato.

La fermata sarà dotata di impianti a servizio del Fabbricato (safety&security, illuminazione, antincendio, idrico-sanitario), del parcheggio e del percorso pedonale, per la gestione delle informazioni al pubblico da e per l’aeroporto e per il sollevamento delle acque di drenaggio all’interno del sottopasso.

È inoltre prevista l’installazione di un impianto fotovoltaico al fine di ridurre al minimo l’impatto energetico della nuova infrastruttura.

L’oggetto della presente relazione è il predimensionamento del sottovia SL01 per il sottoattraversamento stradale e pedonale della viabilità esistente SP21 e dei muri ad U in continuità allo stesso.

In particolare, il sottoattraversamento consta di una galleria artificiale tra diaframmi realizzata mediante metodo Milano.



**Figura 1-1 Inquadramento generale dell'area oggetto di intervento**

## 2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa di riferimento

- [A.1]. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [A.2]. Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [A.3]. RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI – Corpo stradale”;
- [A.4]. RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [A.5]. UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [A.6]. UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [A.7]. RFI, DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture, 2020.

### 2.2 Documentazione di progetto

- [B.1]. Relazione geotecnica opere all'aperto: RS7J00R11GEGE0000001
- [B.2]. Profilo geotecnico - RS7J00R11L5GE0000001
- [B.3]. Sottoattraversamento SP21 (SL01 – TR02) - Planimetria, profilo e sezioni:  
RS7J00R11PZSL0100001
- [B.4]. Sottoattraversamento SP21 - Planimetria di inquadramento e fasi esecutive SL01 :  
RS7J00R11PZSL0100002

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.1 Calcestruzzo elementi strutturali della Galleria Artificiale

##### 3.1.1 Solette di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
Classe minima di consistenza:	S4
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Copriferro:	40 mm
Diametro massimo inerti:	25 mm

##### 3.1.2 Solette intermedia, superiore e pareti di rivestimento

Classe di resistenza:	C30/37
Classe minima di consistenza:	S4
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Copriferro:	40 mm
Diametro massimo inerti:	25 mm

##### 3.1.3 Diaframmi e pali

Classe di resistenza:	C25/30
Classe minima di consistenza:	S5
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Copriferro:	60 mm
Diametro massimo inerti:	32 mm (Diaframmi Cordoli)

#### 3.2 Calcestruzzo elementi strutturali dei Muri ad U

##### 3.2.1 Solette di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
Classe minima di consistenza:	S4
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Copriferro:	50 mm
Diametro massimo inerti:	25 mm

### 3.2.2 Pareti di rivestimento

Classe di resistenza:	C30/37
Classe minima di consistenza:	S3, S4
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro:	50 mm
Diametro massimo inerti:	25 mm

### 3.3 Acciaio

#### 3.3.1 Acciaio per cemento armato

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico:	$\geq 7.5 \%$
Rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 3.3.2 Acciaio per palancole PU22

Acciaio S275 dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 275 \text{ Mpa}$

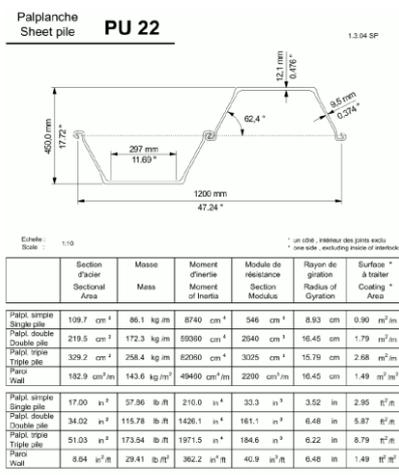
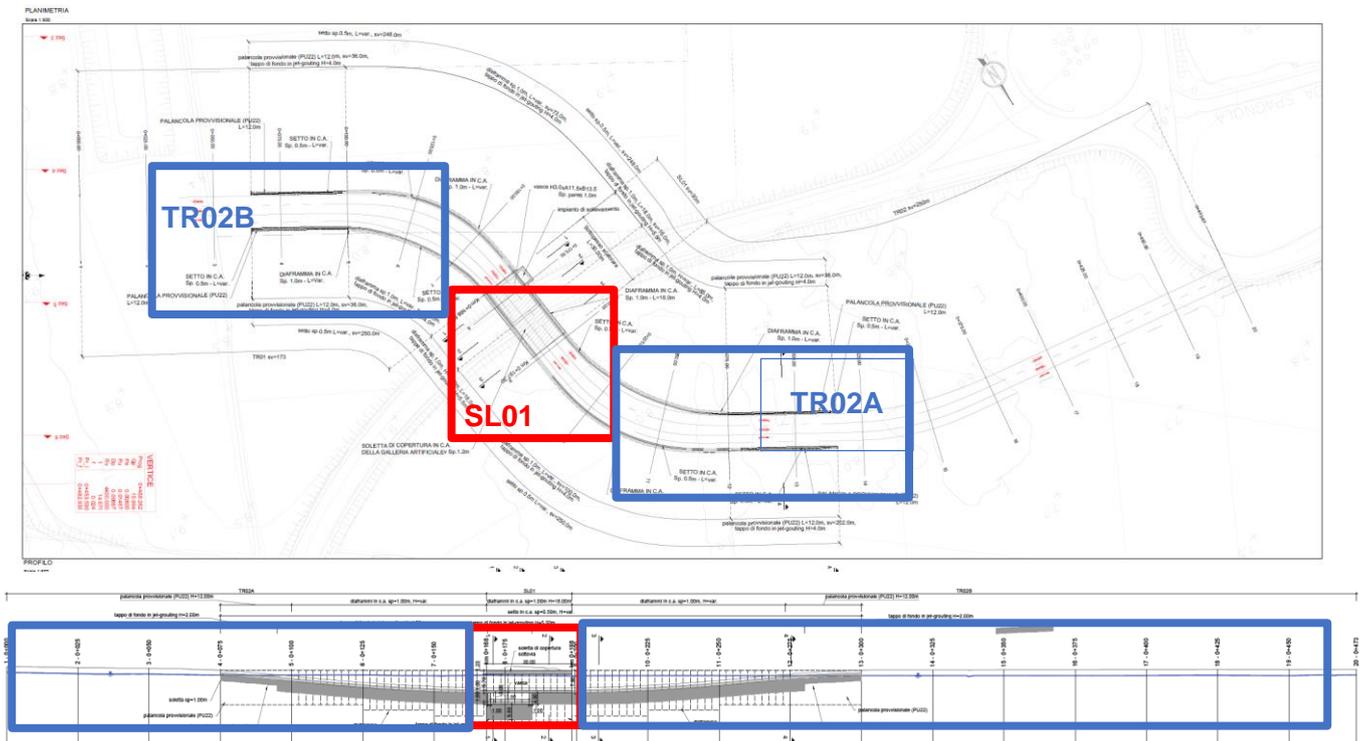


Figura 3-1 Caratteristiche meccaniche delle palancole PU22

#### 4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

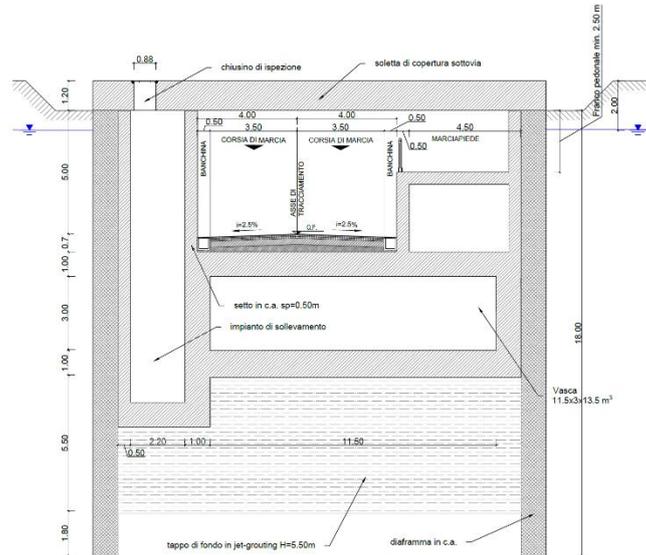
Le opere oggetto di studio, riguardano la galleria artificiale per il sottoattraversamento della viabilità esistente SP21 (SL01) e le relative trincee di approccio (TR02A-B) Figura 4-1.



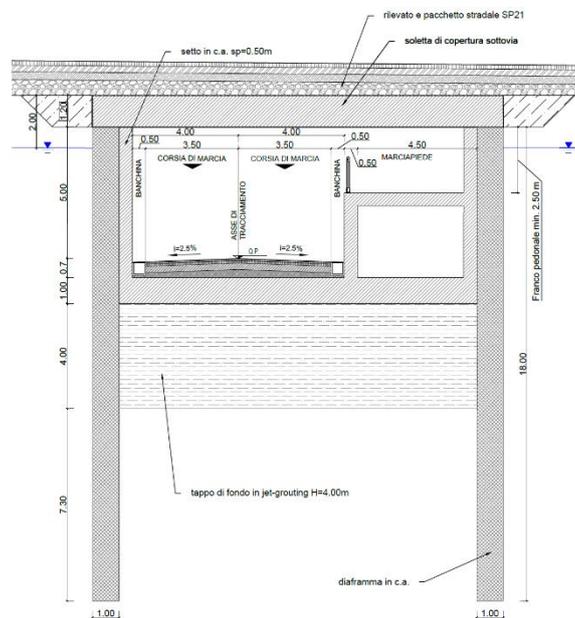
**Figura 4-1 SL01 – Planimetria e Profilo**

In particolare, il sottoattraversamento SL01 presenta le seguenti sezioni trasversali:

- da pk. 0+168.5 a pk. 0+184.50 sezione trasversale con n.3 solette per presenza della vasca (Figura 4-2);
- da pk. 0+184.50 a pk. 0+198.50 sezione trasversale con n.2 solette (Figura 4-3).



**Figura 4-2 SL01 – Sezione trasversale da pk. 0+168.5 a pk. 0+182.00.**

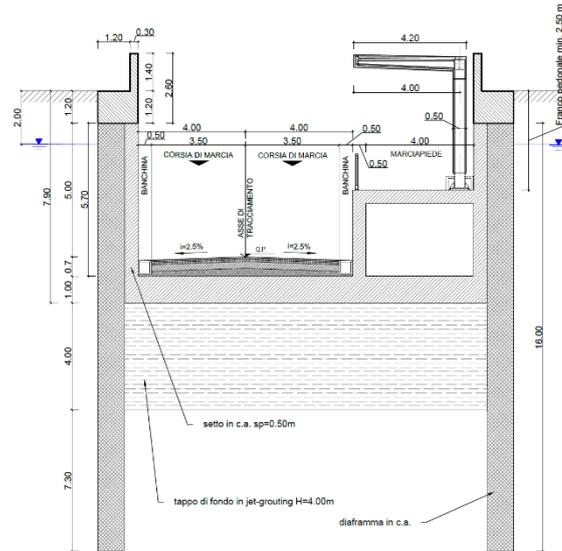


**Figura 4-3 SL01 – Sezione trasversale da pk. 0+182.00 a pk. 0+197.30.**

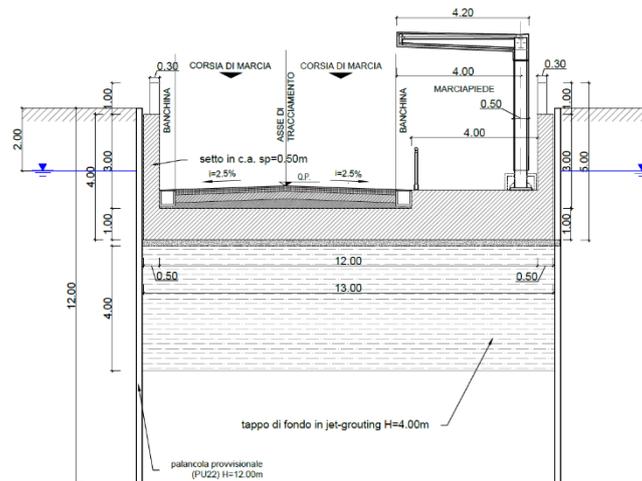
Le trincee TR02A e TR02B, presentano invece le seguenti sezioni:

- da pk. 0+100.00 a pk. 0+168.50 e da pk. 0+198.50 a pk. 0+275.00 sezione in trincea con muro ad U tra diaframmi (Figura 4-4);

- da pk. 0+075.00 a pk. 0+100.00 e da pk. 0+275.00 a pk. 0+300.00 sezione in trincea con muri ad U realizzati mediante palancole provvisorie (Figura 4-5).



**Figura 4-4 TR02A-B – Sezione trasversale tra le pk. 0+100.00-0+168.50 e 0+198.50-0+275.00.**



**Figura 4-5 TR02A-B – Sezione trasversale tra le pk. 0+075.00-0+100.00 e 0+275.00-0+300.00.**

La galleria artificiale verrà realizzata con il metodo Milano, che prevede le seguenti fasi:

- Prescavo e realizzazione dei diaframmi;

- Realizzazione del miglioramento del terreno mediante trattamento in *jet-grouting*;
- Realizzazione della soletta superiore
- Scavo fino a quota intradosso soletta di base;
- Realizzazione della soletta di base;
- Realizzazione delle pareti di rivestimento e soletta intermedia (ove presente);
- Completamento finiture interne.

Per i dettagli delle fasi costruttive dell'intera opera si rimanda all'elaborato grafico specifico (Elab. RS7J00R11PZSL0100002)

Nei paragrafi successivi verranno analizzate le sezioni ritenute maggiormente significative in funzione delle condizioni geotecniche, della falda e del ricoprimento.

## 5 COMBINAZIONI DI CARICO

### 5.1 Stato Limite Ultimo

Per il calcolo delle sollecitazioni sulle strutture delle si considerano le sollecitazioni valutate mediante un'amplificazione dei carichi sollecitanti coerentemente a quanto prescritto dalla normativa.

Ai fini degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono assunti coerentemente alla tabella seguente:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 5-1– Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I NTC2018)

In generale si verifica che:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto delle sollecitazioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale.

## 5.2 Stato Limite di Esercizio

Ai fini dell'analisi delle strutture in esercizio si considerano le combinazioni di carico così definite:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

## 6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

### 6.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le analisi di verifica delle gallerie artificiali sono state effettuate secondo le NTC 2018 tenendo conto di possibili SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale. Nello specifico sono state effettuate le verifiche dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD);

Le analisi sulle strutture vanno effettuate con la combinazione 1 (A1+M1+R1) che prevede coefficienti unitari sui parametri del terreno e sulle resistenze globali del sistema, mentre vengono amplificate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti del gruppo A1.

Le verifiche relative al dimensionamento geotecnico vanno effettuate con la combinazione 2 (A2+M2+R1) che prevede l'amplificazione delle azioni variabili e permanenti e la riduzione dei parametri di resistenza a taglio, mentre risultano unitari i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale del terreno.

Nelle successive tabelle sono riportati i coefficienti parziali previsti dalle norme per le combinazioni di carico e per i parametri geotecnici.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qb}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{E1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(3)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 6-1 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab. 5.1.V NTC2018)**

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

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

**Tabella 6-2 Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC2018)**

## 6.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo idraulico

In accordo con le NTC2018, il Tappo di fondo in *Jet Grouting* deve essere verificato nei confronti dei possibili stati limite ultimi di tipo idraulico.

In particolare, il sollevamento (*Uplift*) è quel fenomeno di perdita di equilibrio del sistema geotecnico a causa della sottospinta dell'acqua.

Così come indicato al par. 6.2.4.2 delle NTC2018, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , ossia la risultante delle pressioni idrauliche, ottenuta considerando separatamente la parte permanente ( $G_{inst,d}$ ) e quella variabile ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$ .

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_G$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qs}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Al fine del calcolo della resistenza di progetto  $R_d$ , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2), riportati in tabella 6.2.II.

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

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

La verifica a sollevamento viene condotta ponendo i coefficienti  $\gamma_R$  pari all'unità.

### 6.2.1 Verifiche a breve termine

Il tappo di fondo in *Jet-Grouting* viene considerato come un corpo rigido, soggetto alle seguenti azioni:

#### Forze stabilizzanti:

- Peso proprio del Jet Grouting:  $W_{jet} = \gamma_{G1} * \gamma_{jet} * H_{jet} * L$  [kN/m],

dove:

- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale UPL sulle azioni favorevoli da applicare nelle verifiche a sollevamento;
  - $\gamma_{jet}$  è il peso dell'unità di volume attribuito al materiale trattato, posto pari al 90 % del peso del terreno in sede;
  - $H_{jet}$  è lo spessore del Jet Grouting;
  - $L$  è la larghezza della sezione.
- Peso proprio del terreno non trattato posto superiormente al terreno consolidato ( $W_{terr,1}$ ) del *Jet-Grouting*:

$$W_{terr,1} = \gamma_{G1} * \gamma_{terr,1} * H_{terr,1} * L \text{ [kN/m]}$$

dove:

- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale UPL sulle azioni favorevoli da applicare nelle verifiche a sollevamento;
  - $\gamma_{terr,1}$  è il peso dell'unità di volume dello strato di terreno al di sopra del *Jet Grouting*;
  - $H_{terr,1}$  è lo spessore dello stesso strato;
  - $L$  è la larghezza della sezione.
- Adesione all'interfaccia diaframma-*Jet Grouting* e diaframma-terreno.

Il contributo adesivo del *Jet Grouting* viene valutato considerando il valore di adesione ottenuta da prove in situ su pali in roccia, in accordo con i risultati sperimentali raccolti da Thorne (1977) ed illustrati in Figura 6-1.

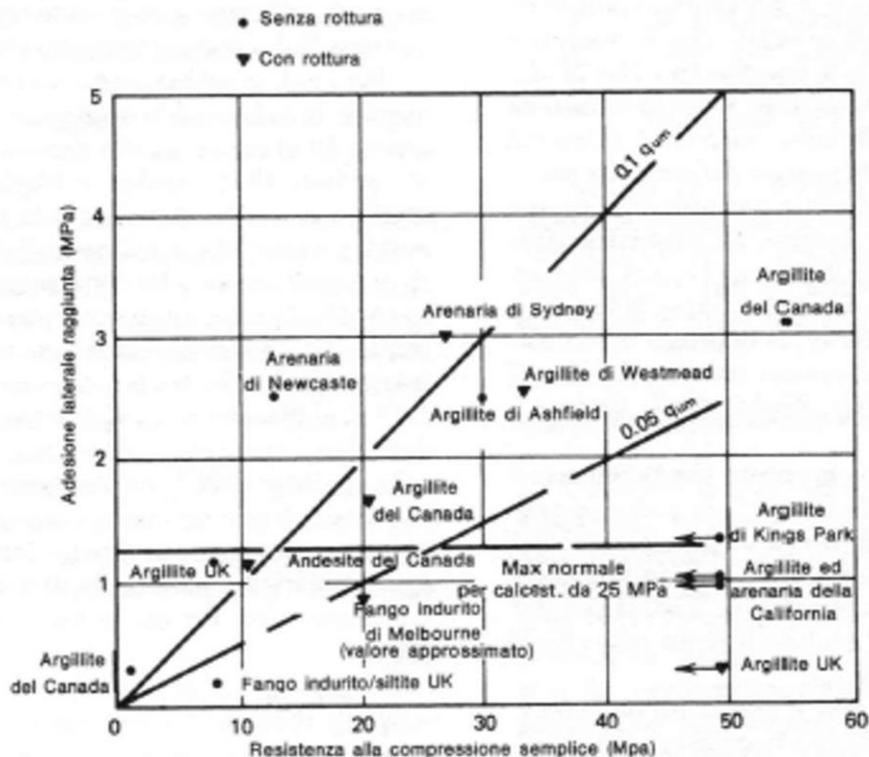


Figura 6-1 Adesione ottenuta da prove in situ su pali in roccia (Thorne, 1977).

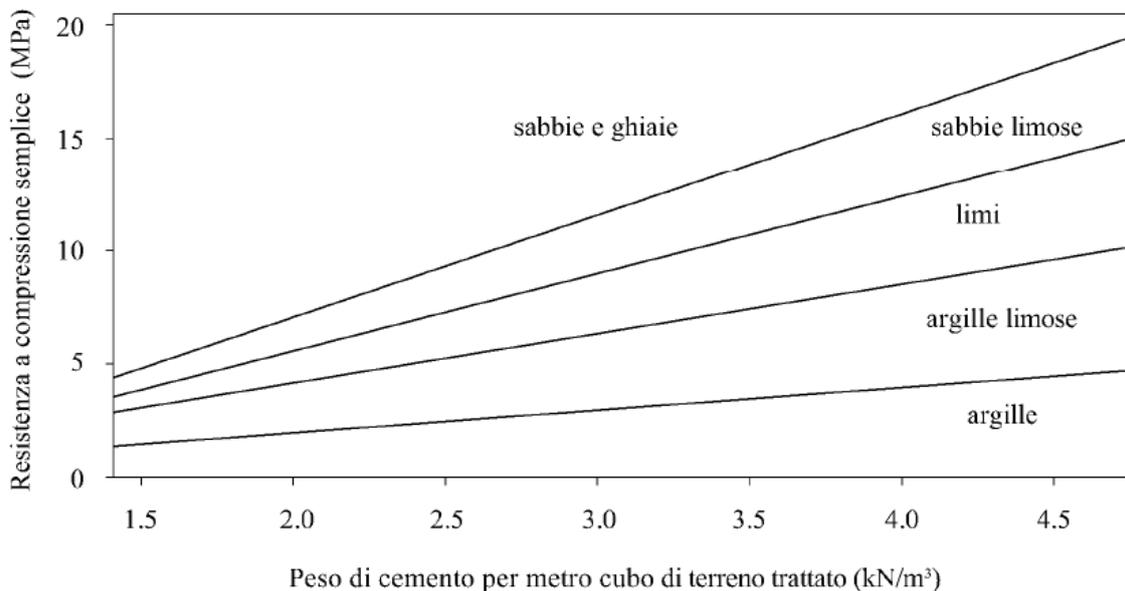
Viene dunque posto:

$$\tau_{jet} = 0.05 * \sigma_c$$

dove  $\sigma_c$  è la resistenza a compressione semplice del terreno trattato, posta pari a

- $\sigma_c = 2 \text{ MPa}$  per terreni a grana fina
- $\sigma_c = 5 \text{ MPa}$  per terreni a grana grossa

in accordo con i valori minimi di resistenza a compressione attribuibili a diverse tipologie di terreno trattato con *jet grouting*, presenti in letteratura (Figura 6-2).



**Figura 6-2 Campi di valori di resistenza a compressione semplice per diversi tipi di terreno**

L'azione adesiva all'interfaccia diaframma-*Jet Grouting* è dunque:

$$A_{jet} = \tau_{jet} * H_{jet} = 0.05 * \sigma_c * H_{jet}$$

Il contributo adesivo all'interfaccia diaframma-terreno, invece, viene calcolato tenendo presente la tipologia di terreno in sede.

Nel caso di terreno di tipo coesivo, l'adesione è:

$$A_1 = \alpha_1 * c_{u,1} * H_{terr,1}$$

Dove:

$\alpha_1$  è il coefficiente moltiplicativo della coesione non drenata, scelto in accordo alle indicazioni di Viggiani (1999) per pali trivellati (Tabella 6-3);

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

**Tabella 6-3 Valori di  $\alpha$  (Viggiani, 1999)**

- $C_{u,1}$  è il valore di coesione non drenata dello strato di terreno al di sopra del Jet Grouting;
- $H_{terr,1}$  è lo spessore dello stesso strato.

L'adesione totale è dunque:

$$\text{Contributo adesione} = n_d * \gamma_{G,1} * (A_1 + A_{jet})$$

dove:

- $n_d$  è il numero dei diaframmi (pari a 2);
- $\gamma_{G,1}$  è il coefficiente parziale UPL sulle azioni favorevoli da applicare nelle verifiche a sollevamento;
- $A_1$  e  $A_{jet}$  sono rispettivamente i contributi adesivi all'interfaccia diaframma-terreno e diaframma-Jet Grouting, calcolati come precedentemente descritto.

#### Forze instabilizzanti:

- Sottospinta idraulica:  $S_w = \gamma_{G1} * \gamma_w * H_w * L$  [kN/m]

dove  $H_w = H_{terr,1} + H_{jet} + z_w - z_{fs}$ .

Si assume:

- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale UPL sulle azioni sfavorevoli da applicare nelle verifiche a sollevamento;
- $\gamma_w$  è il peso dell'unità di volume dell'acqua;
- $H_{jet}$  è lo spessore del Jet Grouting;
- $H_{terr,1}$  spessore dello strato di terreno al di sopra del Jet Grouting;
- $z_w$  è la profondità della falda rispetto al p.c.;
- $z_{fs}$  è la profondità del fondo scavo rispetto al p.c.;
- $L$  è la larghezza della sezione.

### 6.2.2 Verifiche a lungo termine

#### Forze stabilizzanti:

- Peso proprio delle solette e dei diaframmi
- Peso proprio della struttura interna (piedritti)
- L'adesione all'interfaccia diaframma-Jet Grouting e diaframma-terreno viene trascurata

#### Forze instabilizzanti:

- Sottospinta idraulica base della soletta di fondazione
- Sottospinta idraulica alla base dei diaframmi

## 7 SOFTWARE UTILIZZATI

Al fine di rappresentare il comportamento delle gallerie artificiali durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o inserimento degli elementi di contrasto) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Allo scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIEPLUS" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto, consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

I parametri che caratterizzano il modello, dunque, possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno che compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

### 7.1 Parametri di spinta del terreno

I parametri di spinta sono:

Pressione a riposo:  $P'o = K_o \cdot \sigma'v$

con:  $K_o =$  coefficiente di spinta a riposo

$\sigma'v =$  tensione verticale efficace

Pressione attiva:  $P'a = K_a \cdot \sigma'v - c' \cdot K_{ac}$

con:  $K_a =$  coefficiente di spinta attiva, funzione di  $\varphi'$  e  $\delta_a$

$K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5}$

$\delta_a =$  angolo di attrito terreno-paratia

Pressione passiva:  $P'p = K_p \cdot \sigma'v + c' \cdot K_{pc}$

con:  $K_p =$  coefficiente di spinta passiva, funzione di  $\varphi'$  e  $\delta_p$

$K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5}$

$\delta_p =$  attrito terreno-paratia;

Il coefficiente di spinta a riposo è stato calcolato con la relazione  $1 - \sin \varphi'$ .

Mentre i coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati calcolati rispettivamente con le relazioni di Coulomb e di Lancellotta (2007) considerando un valore dell'angolo di attrito parete-terreno pari a  $2/3$  di  $\varphi'$  solo per  $K_p$ .

## 7.2 Parametri di deformabilità del terreno

Per la definizione del modulo di Young si utilizza il modello elasto-plastico inserendo il valore di  $E$  manualmente. Il programma provvede automaticamente a calcolare le costanti di sottofondo per ogni fase di scavo come:

$$K_{monte} = \frac{E_m \cdot \Delta}{B_m} \quad e \quad K_{valle} = \frac{E_v \cdot \Delta}{B_v}$$

Dove  $\Delta$  è il valore fornito dalla schematizzazione agli elementi finiti e  $B_m$  e  $B_v$  sono rispettivamente le estensioni laterali del cuneo di spinta attiva e passiva del terreno alla quota del baricentro del cuneo stesso, per ogni fase di scavo:

$$B_m = \frac{2}{3} \cdot A \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$B_v = \frac{2}{3} \cdot (A - H) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

con

$$A = \min(2H_{scavo}; H_{paratia})$$

Il valore del modulo in fase incrudente si assume pari a 1.6 volte il modulo di primo carico:

$$E_{ur} = 1.6 \cdot E_{vc}$$

## 8 ANALISI DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

### 8.1 SL01

Per la galleria artificiale del sottoattraversamento è stata studiata la sezione di calcolo con il massimo scavo, ovvero con presenza della vasca, che si sviluppa dalla pk. 0+168.5 alla pk. 0+184.50 (Figura 4-2). Infatti, tale porzione di GA, prevede un approfondimento di ulteriori 4.0 m rispetto alla quota di intradosso della soletta di base della viabilità, mentre la sezione corrente presenta una classica configurazione con soletta inferiore e soletta superiore (Figura 4-4).

#### 8.1.1 Predimensionamento

##### 8.1.1.1 Descrizione dell'opera

Per la realizzazione della galleria artificiale è prevista una procedura costruttiva di tipo "top-down".

Le principali caratteristiche geometriche della galleria artificiale analizzata sono riassunte nella tabella sottostante:

**Tabella 8-1 Caratteristiche geometriche GA**

SEZIONE	spessore soletta intermedia (ove presente) e di fondazione (m)	spessore piedritti (m)	spessore soletta superiore (m)	spessore diaframmi (m)	Lunghezza diaframmi (m)	H massima di scavo (m)	spessore JG (m)
SL01 Sezione con vasca	1.0	0.5	1.2	1.0	18.0	10.7	5.5
SL01	1.0	0.5	1.2	1.0	18.0	6.7	4

Nei capitoli seguenti verranno esposti i risultati delle seguenti analisi:

- Calcolo diaframmi e solette (superiore) analizzato considerando le fasi costruttive mediante il software *paratie plus*
- Calcolo pareti interne della struttura di rivestimento e soletta intermedia e di fondazione, effettuato mediante un'analisi statica con il software *Sap2000* considerando la sola spinta dell'acqua, poiché le spinte del terreno e l'incremento di spinata in sisma è affidata interamente ai diaframmi (struttura esterna).

### 8.1.1.2 Modello geotecnico

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire una tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo e uno stralcio del profilo geotecnico.

Tabella 8-2 Parametri geotecnici considerati

Unità Geotecnica	da	a	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	E
	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(MPa)
UG1 Sup	0	-5	19	22	5	10
UG1 Inf	-5	-13.5	19	22	5	20
UG2	-13.5	-17.2	21	35	0	50
UG1 Inf	-17.2	-23.0	19	22	5	20
UG3	>-23.0		25	45	100	540
Jet Grouting – UG1 Inf	-	-	17.1	22	200	200
Jet Grouting – UG2	-	-	18.9	35	200	1000

Il livello di falda si trova a -2.0 m da p.c.

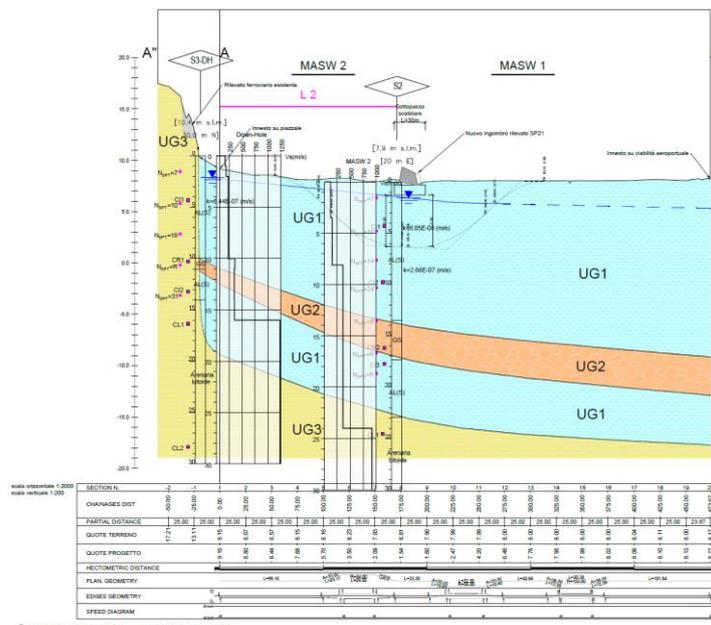


Figura 8-1 Stralcio profilo geotecnico

### 8.1.1.3 Analisi dei carichi

#### 8.1.1.3.1 *Peso proprio*

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato considerando il seguente peso di volume del calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ , quindi si ha:

- diaframmi pari a:  $1.0 \cdot 25 = 25 \text{ kN/m}^2$
- soletta di copertura pari a:  $1.2 \cdot 25 = 30 \text{ kN/m}^2$
- soletta di copertura vasca pari a:  $1.0 \cdot 25 = 25 \text{ kN/m}^2$
- soletta di fondazione pari a:  $1.0 \cdot 25 = 25 \text{ kN/m}^2$

#### 8.1.1.3.2 *Spinta del terreno*

I carichi permanenti dovuti alla spinta del terreno sono calcolati dal programma in accordo con quanto riportato nel paragrafo 7.1.

#### 8.1.1.3.3 *Carichi permanenti*

##### **Soletta superiore**

Il rilevato della viabilità SP21 che insiste sulla soletta superiore, viene modellato con l'applicazione di carichi permanenti. In particolare, sulla soletta di copertura si considera un carico dovuto al rilevato della viabilità pari a:  $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.5 \text{ m} = 27 \text{ kN/m}^2$ .

Quindi, si ottiene un carico totale compreso nella definizione del peso proprio della soletta pari a:  $27 \text{ kN/m}^2 + 30 \text{ kN/m}^2 = 57 \text{ kN/m}^2$ .

##### **Soletta inferiore/intermedia**

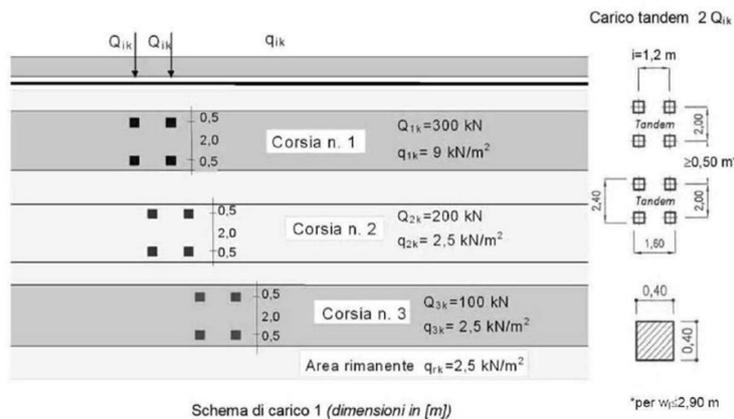
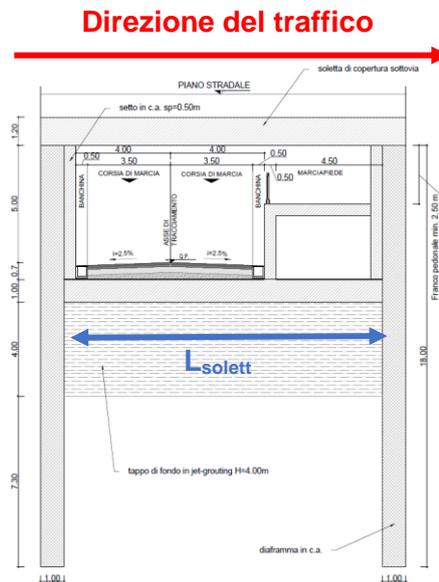
Sulla soletta inferiore/intermedia (ove presente), è stato considerato, oltre al peso proprio, il carico permanente fornito dal pacchetto stradale che insiste sulla stessa. In particolare, assumendo uno spessore di 1 m della piattaforma stradale e considerando un peso specifico di  $18 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene un carico permanente pari a:  $18 \text{ kN/m}^2$ .

Quindi, si ottiene un carico totale compreso nella definizione del peso proprio della soletta pari a:  $18 \text{ kN/m}^2 + 25 \text{ kN/m}^2 = 43 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.1.1.3.4 *Carichi variabili*

##### **Soletta superiore**

In copertura il carico accidentale è rappresentato dal sovraccarico stradale valutato come di seguito riportato a partire dallo schema di carico 1 considerando una corsia convenzionale di 3 m (Par. 5.1.3.3.5. NTC2018).



**Figura 8-2 Schema di carico 1 (Par. 5.1.3.3.5. NTC2018)**

Per 1.0 m di profondità di galleria si ottiene un carico equivalente uniformemente distribuito pari a:

$$q = \left( \frac{Q_{1k} * 2}{L_{soletta} * L_{corsia}} + q_{1k} \right) * 1 m = \left( \frac{300 * 2 \text{ kN}}{13 * 3 \text{ m}^2} + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) * 1 m = 24.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Soletta intermedia

Il carico accidentale agente sulla soletta intermedia è rappresentato dal traffico stradale posto pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

In condizioni sismiche si considera un'aliquota pari al 20% del carico stradale.

#### 8.1.1.3.5 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

La forza sismica è pertanto la seguente:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N=50$  anni ed una classe d'uso II ( $C_U=1.0$ ), che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R=V_N \cdot C_U=50$  anni.

A seguito di tale assunzione si ha, allo stato limite ultimo SLV in funzione del sito in esame (Longitudine= $15.507^\circ$ ; Latitudine= $37.897^\circ$ ) e della categoria di terreno in esame (terreno tipo E), un valore dell'accelerazione pari a  $a_{maz}=0.0832$  g calcolata come segue:

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

dove:

$S_S=1.6$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max}=1.6 \cdot 1 \cdot 0.052 \text{ g} = 0.0832 \text{ g}$$

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}/g = 0.0832$$

dove:

$\alpha = 1$ , coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;

$\beta = 1$ , coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti.

La spinta sismica del terreno è stata determinata con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza  $H$  viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

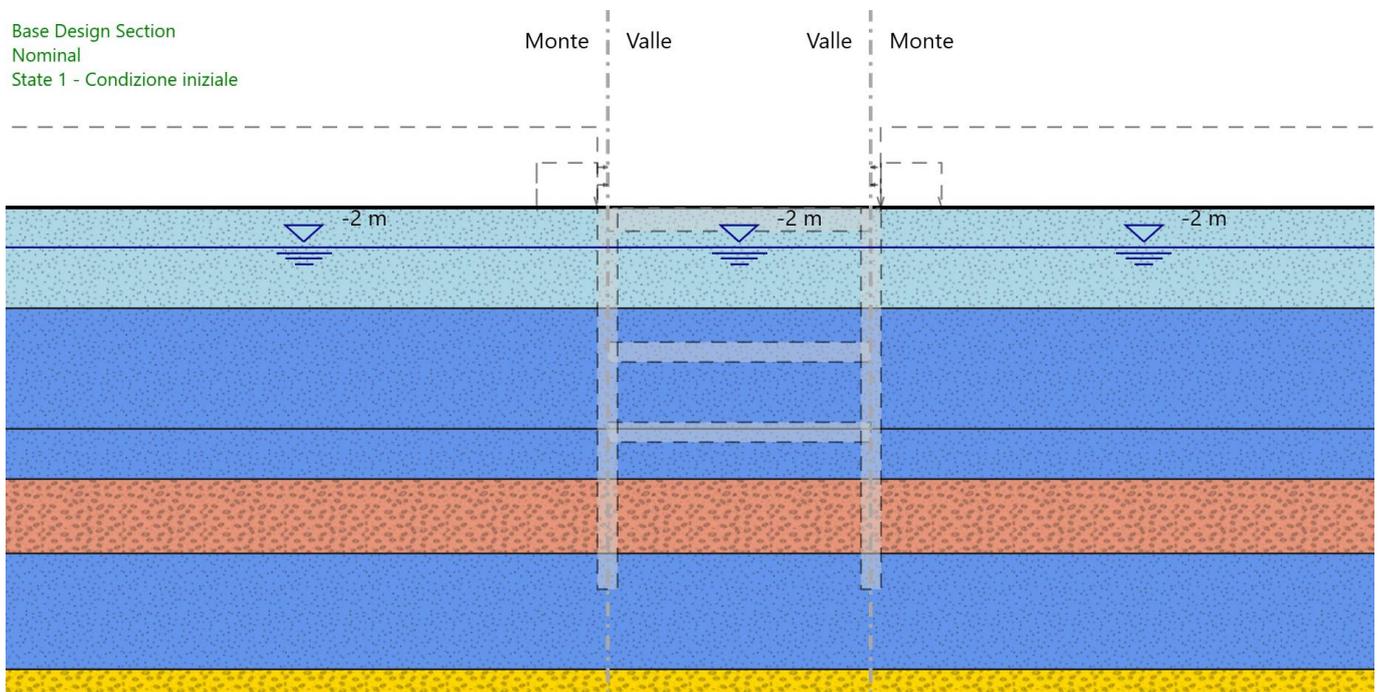
#### 8.1.1.4 Fasi di calcolo

L'analisi si compone complessivamente di 12 fasi di calcolo:

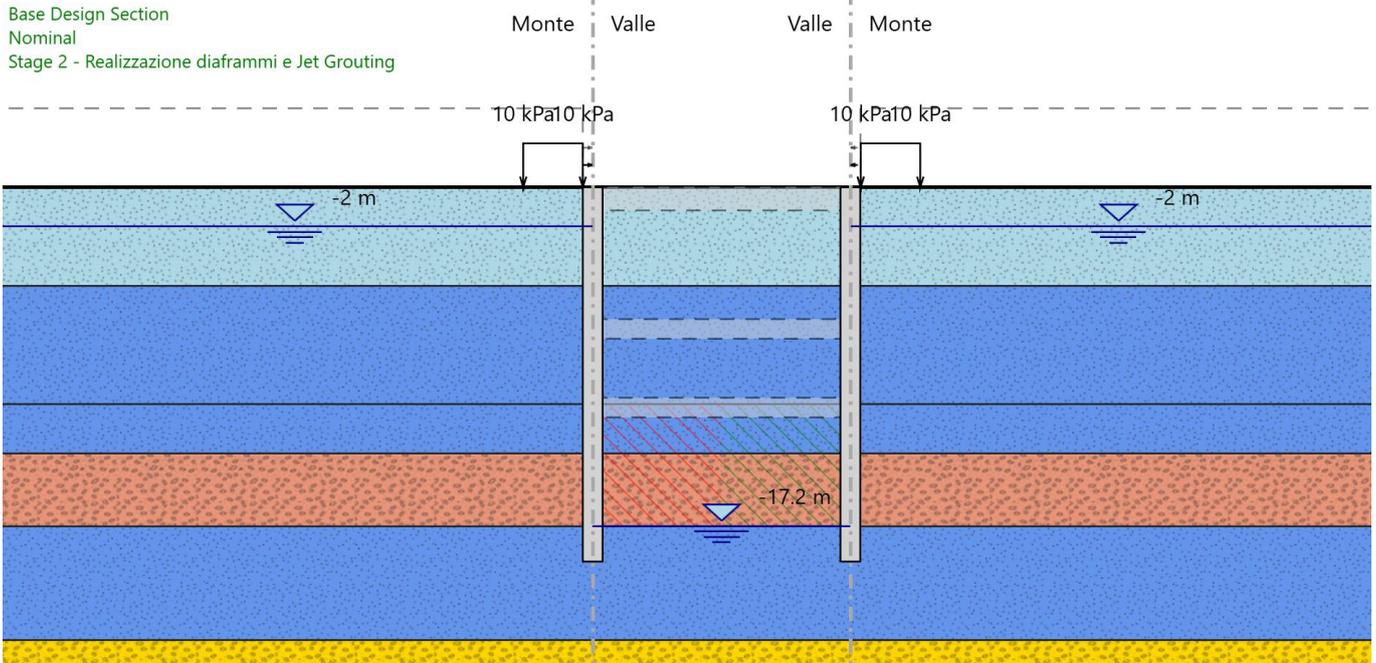
1. Condizione iniziale -Figura 8-3;

2. Esecuzione diaframmi e realizzazione trattamento in *jet-grouting*, inserimento carico di cantiere ( $q=10 \text{ kN/m}^2$ ). -Figura 8-4;
3. Scavo iniziale di 1.2 m Figura 8-5;
4. Esecuzione soletta superiore, inserimento carichi permanenti ( $q=57 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-6;
5. Applicazione carico stradale sulla soletta superiore  $q=25 \text{ kN/m}^2$  e sovraccarico del rilevato a tergo dell'opera ( $q=18 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-7;
6. Scavo fino a quota intradosso soletta di fondazione ( $z=-11.7 \text{ m}$ ) - Figura 8-8;
7. Scavo fino a quota scavo di calcolo 0.5m ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18 - Figura 8-9;
8. Realizzazione soletta di fondazione - Figura 8-10;
9. Realizzazione soletta intermedia Figura 8-11;
10. Applicazione carico da traffico soletta intermedia ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-12
11. Condizioni idrauliche di lungo termine, il livello della falda assunto in equilibrio con falda di monte (quota -2.0m da p.c.) - Figura 8-13;
12. Azione sismica (con condizioni idrauliche lungo termine, carico variabile (soletta intermedia  $q=0.2 \cdot 20 \text{ kN/m}^2=4.0 \text{ kN/m}^2$  soletta dicopertura  $\text{kN/m}^2=25 \cdot 0.2=5 \text{ kN/m}^2$ , Sisma (Wood)=  $18.5 \text{ kN/m}^2$  calcolato direttamente dal programma comprensivo dell'inerzia del diaframma) -Figura 8-14.

Base Design Section  
Nominal  
State 1 - Condizione iniziale



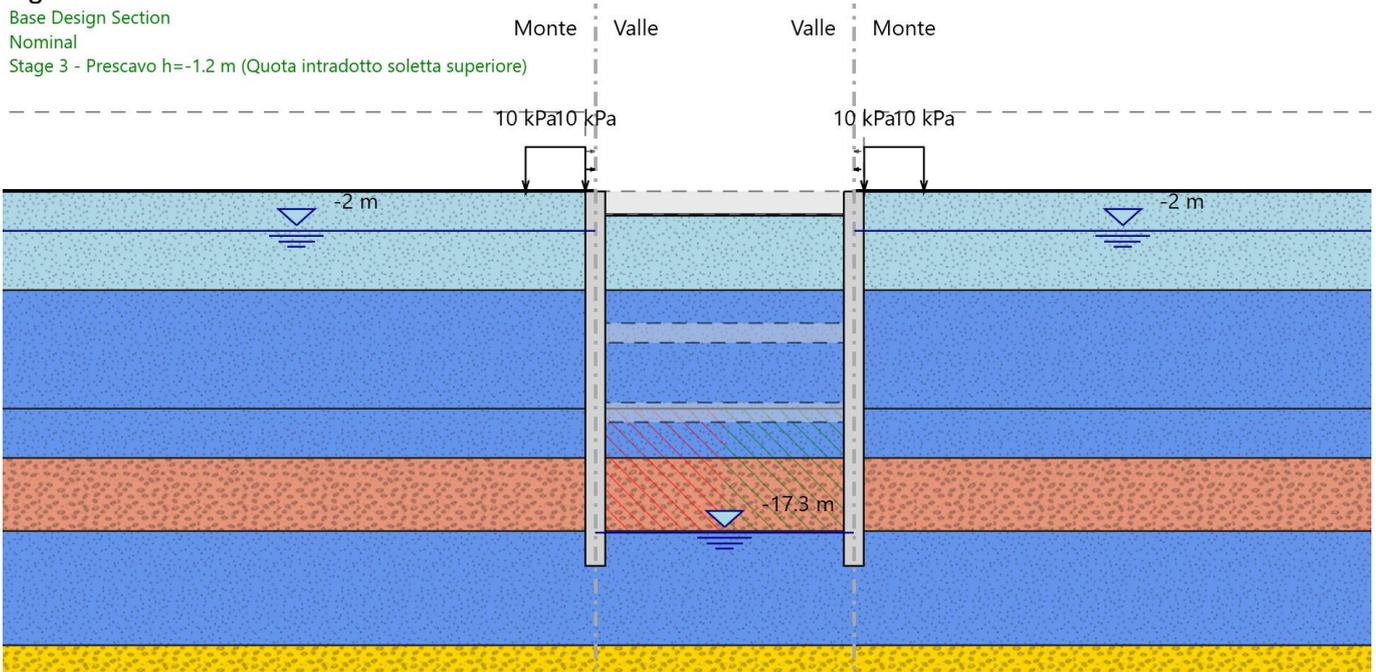
**Figura 8-3 Fase 1: Condizione iniziale**



**Figura 8-4 Fase 2: Esecuzione diaframmi e trattamento in *jet-grouting*. Applicazione di un carico di cantiere di 10 kPa a tergo delle opere.**

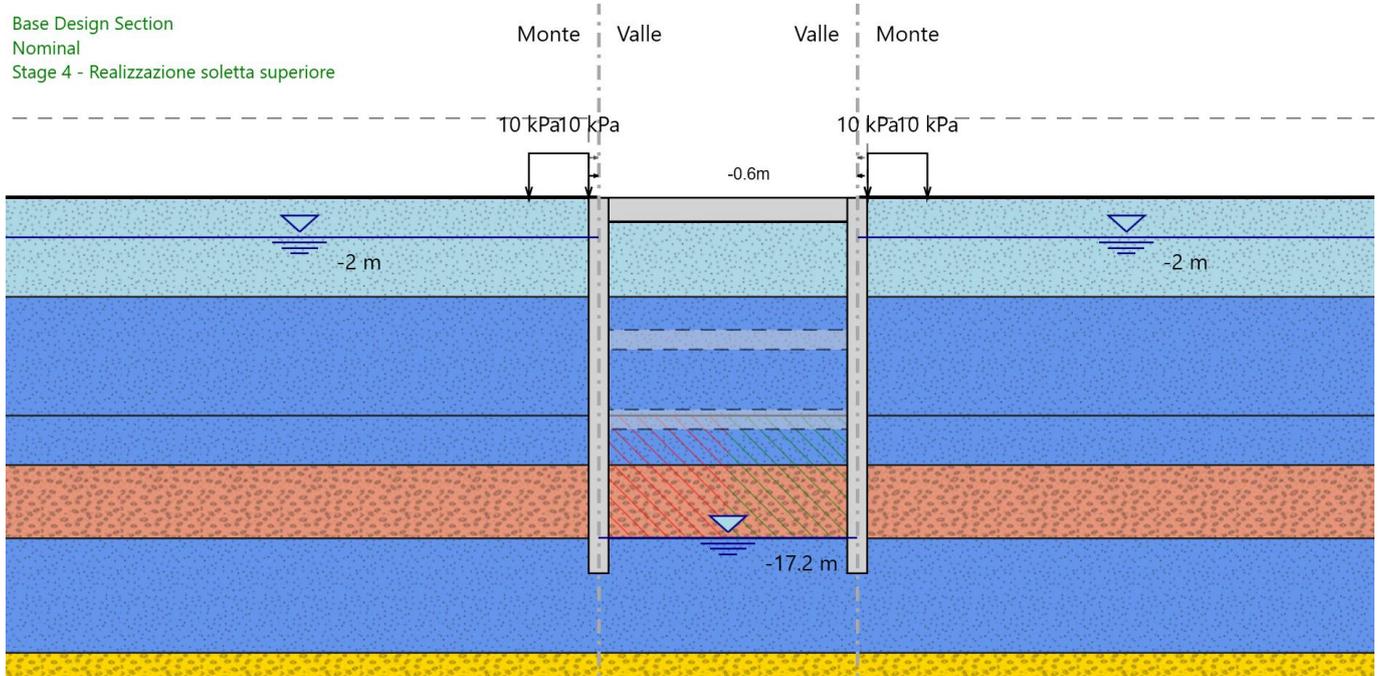
Figura

8-10



**Figura 8-5 Fase 3: Scavo iniziale di 1.2 m.**

Base Design Section  
Nominal  
Stage 4 - Realizzazione soletta superiore



**Figura 8-6 Fase 4: Esecuzione soletta superiore**

Base Design Section

Nominal

Stage 5 - Applicazioni carico stradale soletta superiore

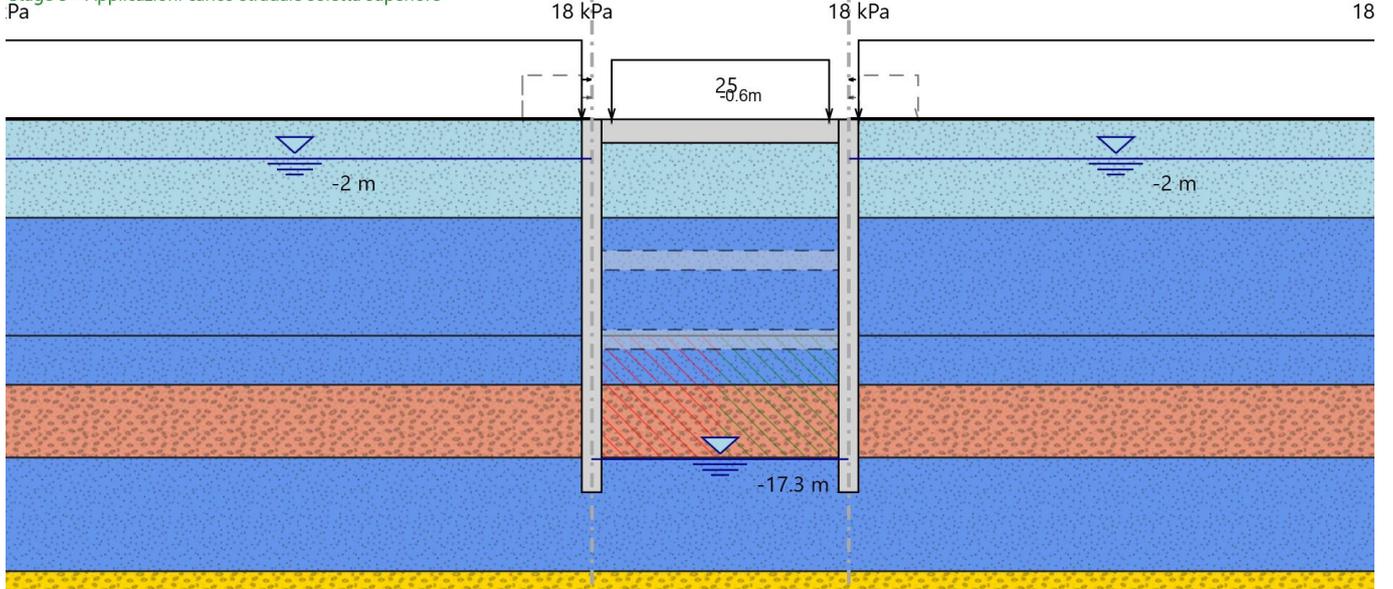


Figura 8-7 Fase 5: Applicazione carico stradale sulla soletta superiore e sovraccarico del rilevato a tergo dell'opera

Base Design Section

Nominal

Stage 6 - Realizzazione scavo estradosso soletta di base della vasca

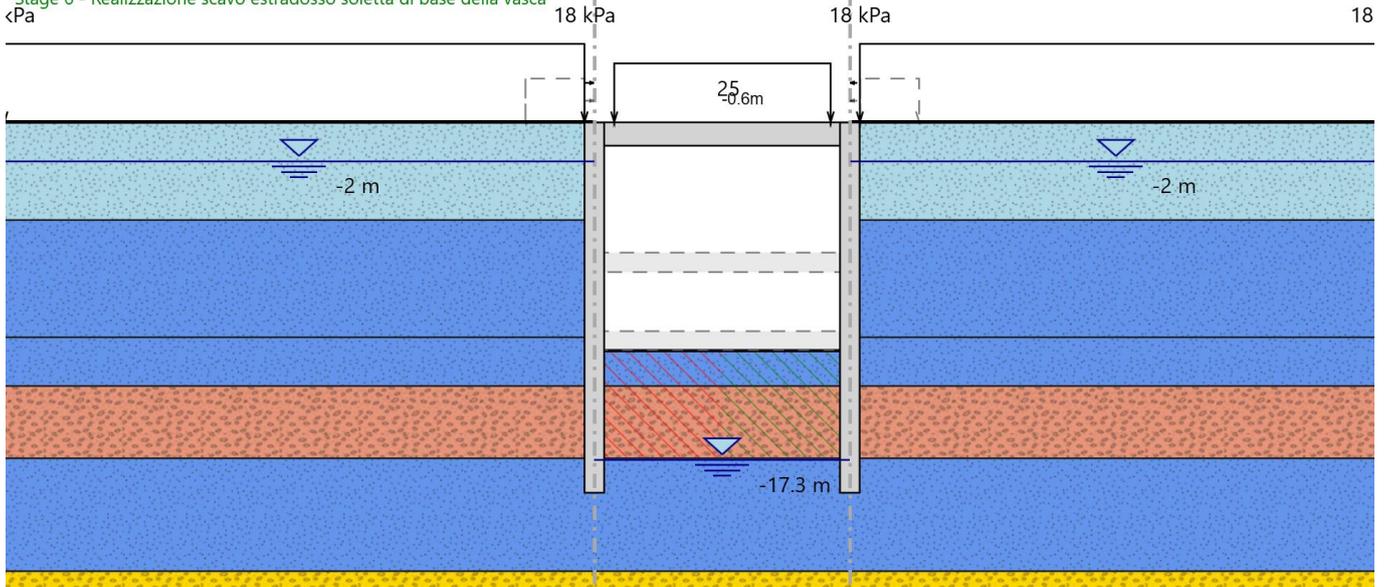
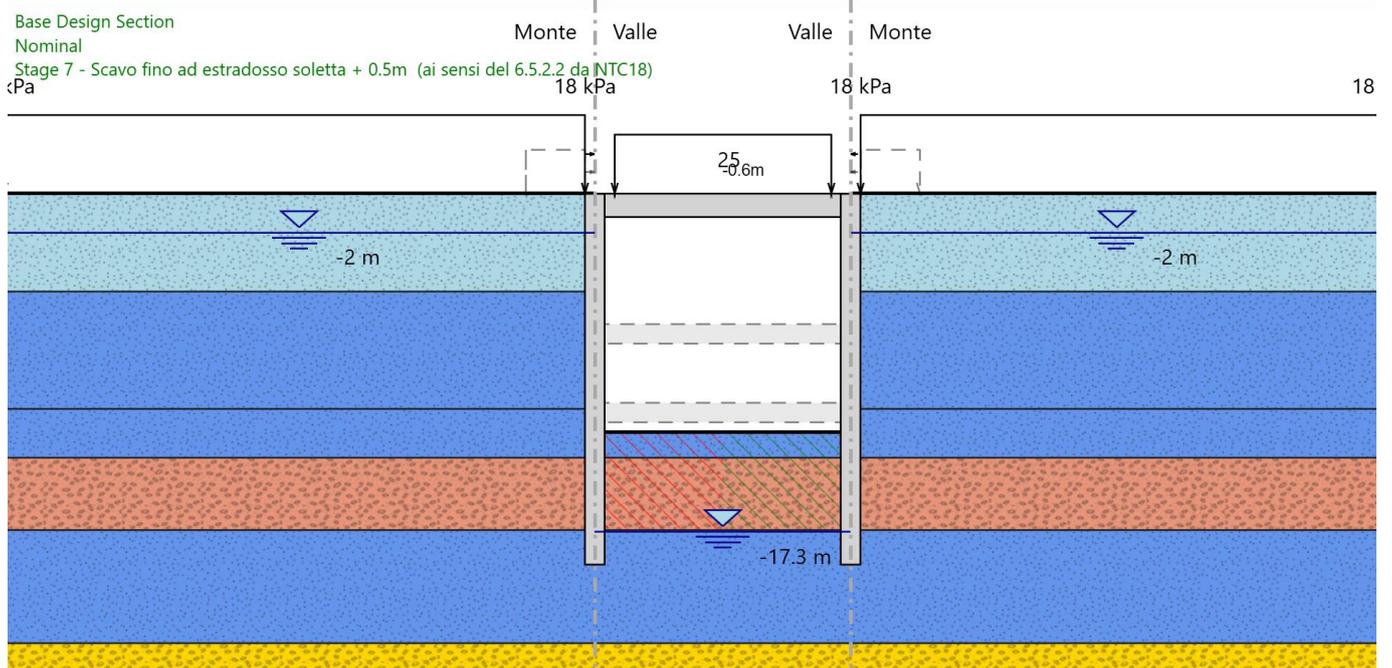
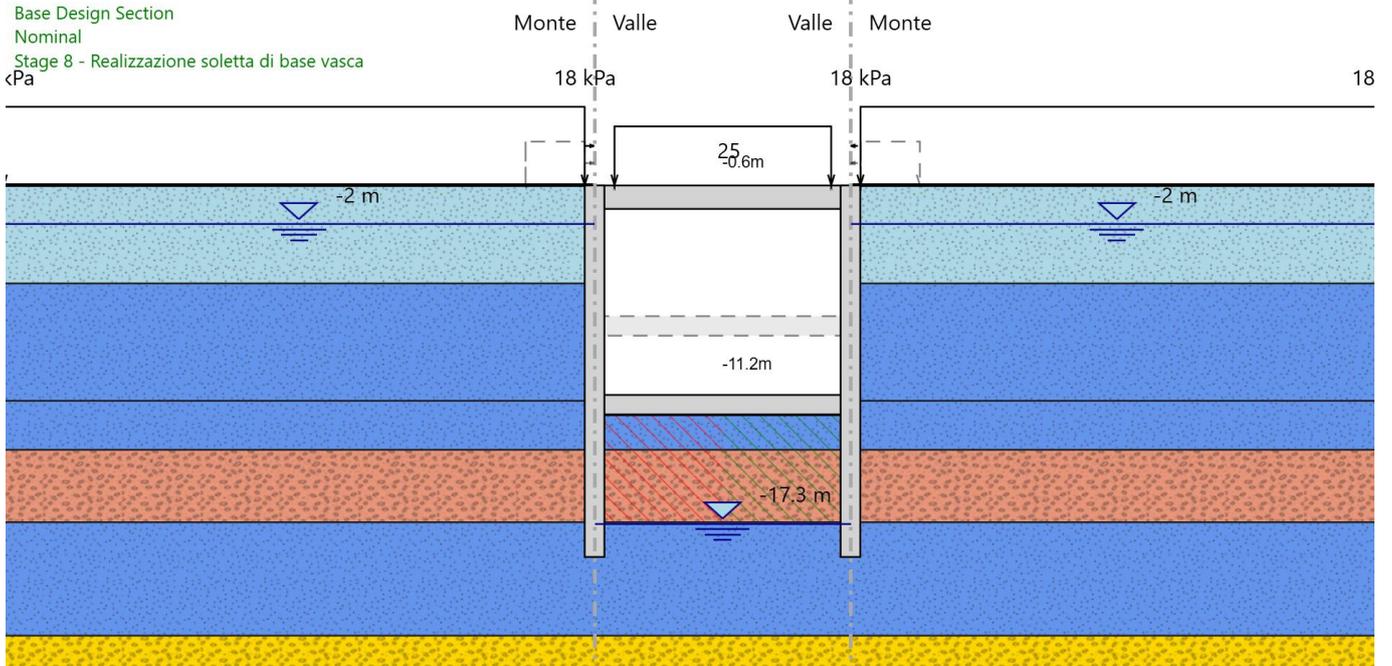


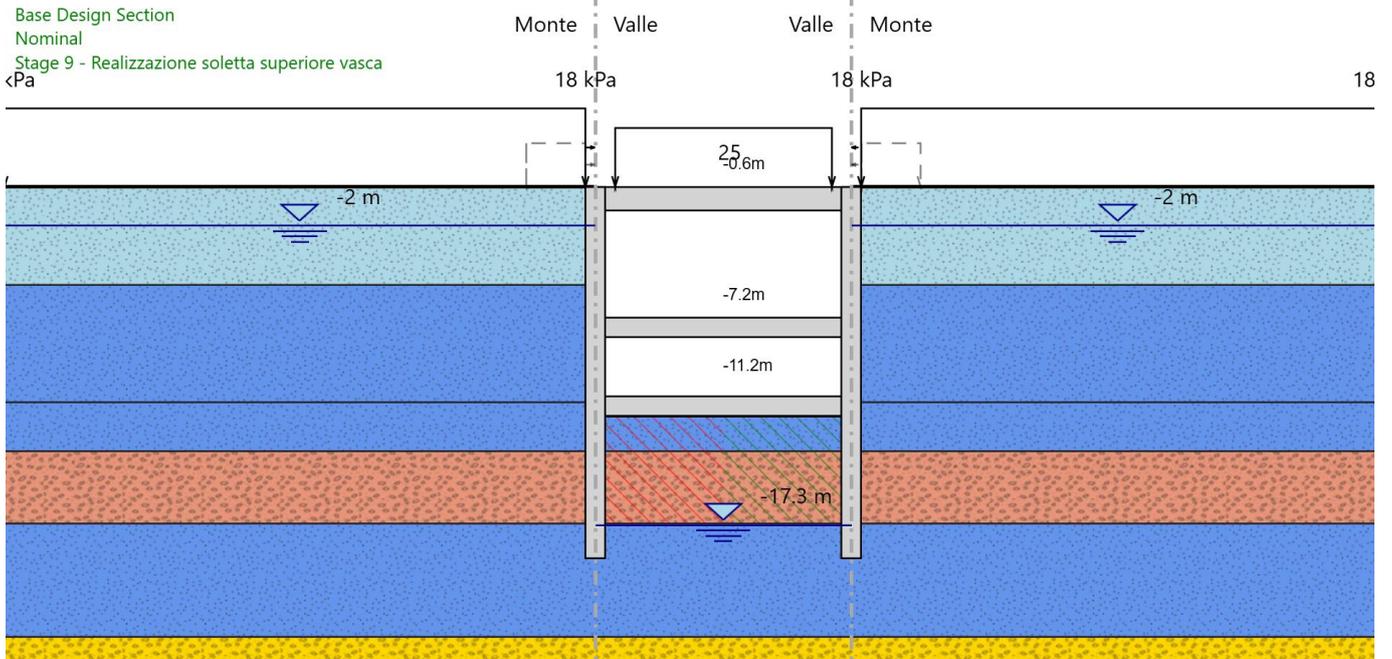
Figura 8-8 Fase 6: Scavo fino intradosso soletta



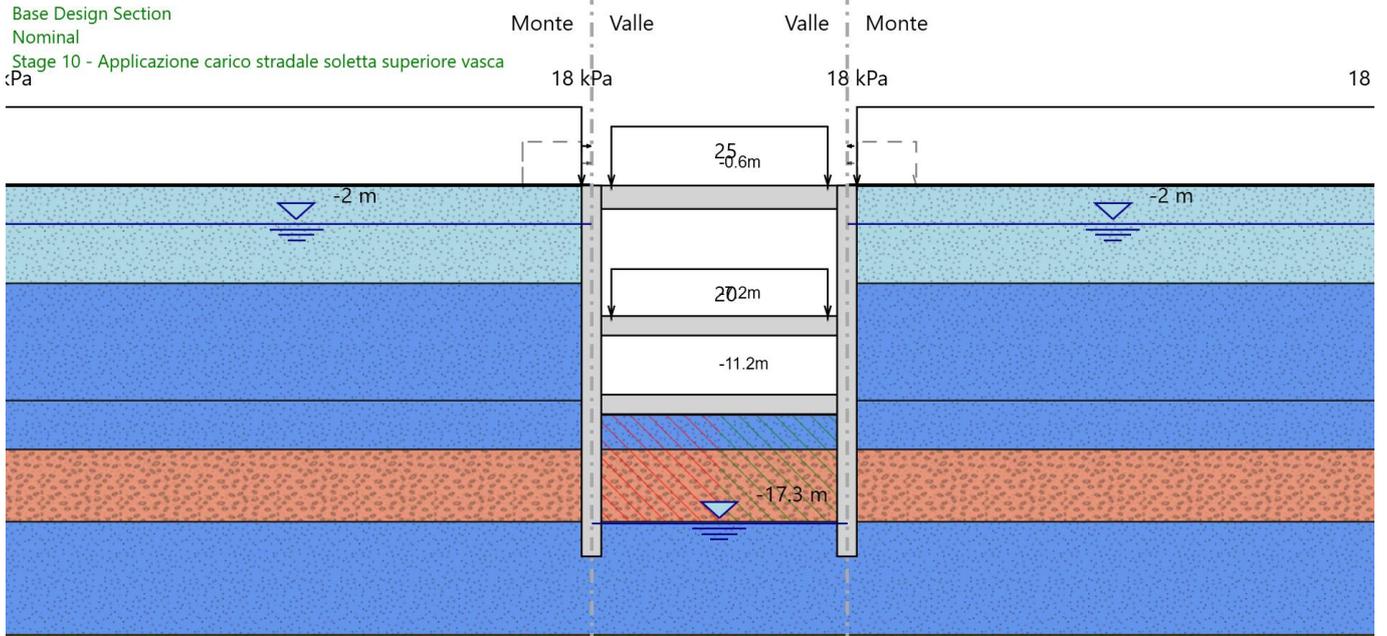
**Figura 8-9 Fase 7: Scavo fino intradosso soletta+0.5m (ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18)**



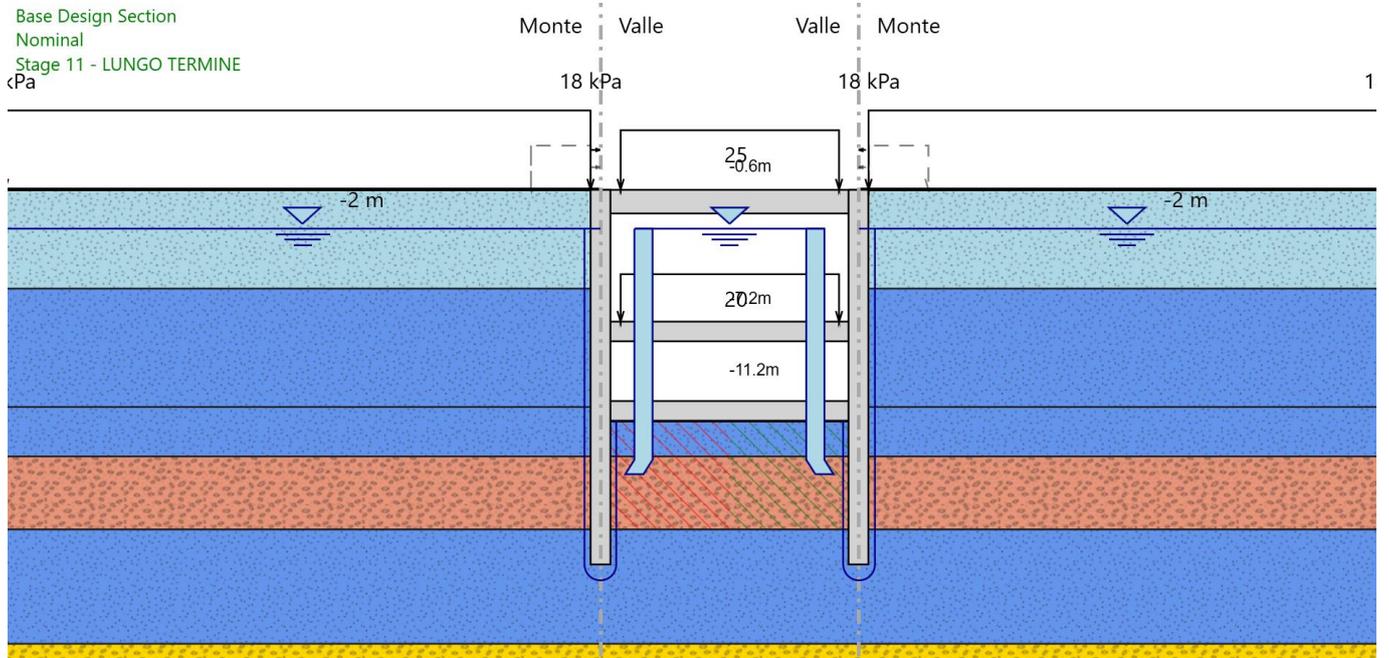
**Figura 8-10 Fase 8: Realizzazione soletta di fondazione**



**Figura 8-11 Fase 9: Realizzazione soletta intermedia**



**Figura 8-12 Fase 10: Applicazione carico da traffico soletta intermedia**



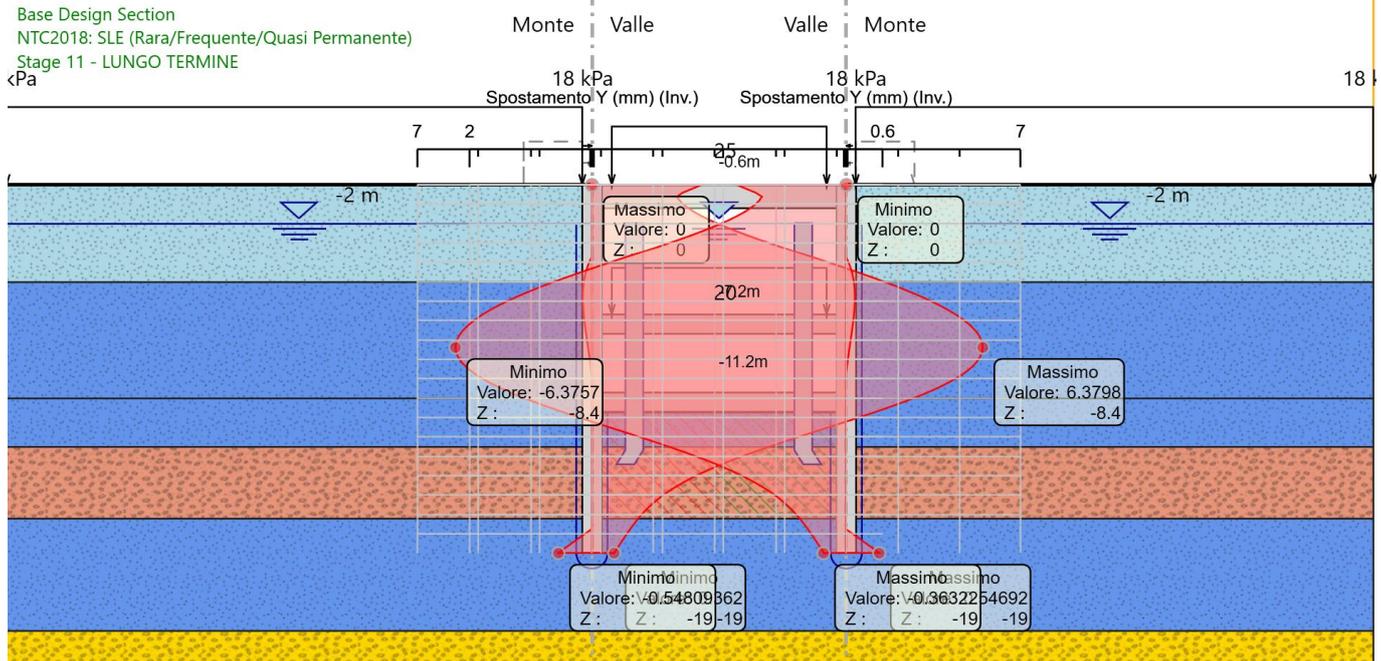
**Figura 8-13 Fase 11: Condizioni di Lungo Termine**



### 8.1.1.5 Risultati delle analisi SLE

#### 8.1.1.5.1 Spostamenti orizzontali

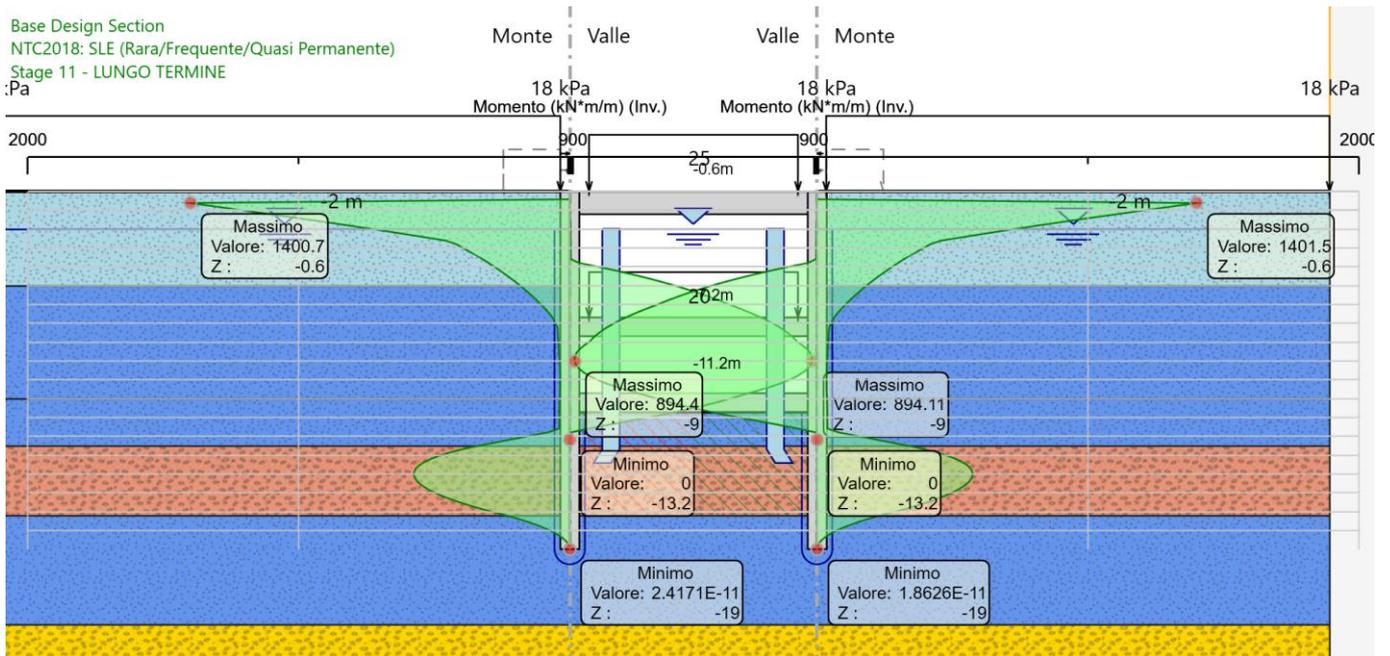
Di seguito si riporta l'involuppo degli spostamenti orizzontali dell'opera. Ne risulta che il massimo spostamento orizzontale SLE è pari a 6.37 mm. Tale valore è da considerarsi ammissibile.



**Figura 8-15 Spostamenti orizzontali SLE – Involuppo-comb. SLE**

### 8.1.1.5.2 Sollecitazioni diaframmi

Di seguito si riportano i grafici dei momenti flettenti agenti sui diaframmi perimetrali per la combinazione SLE.



**Figura 8-16 Momento Flettente-Involuppo-comb. SLE**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

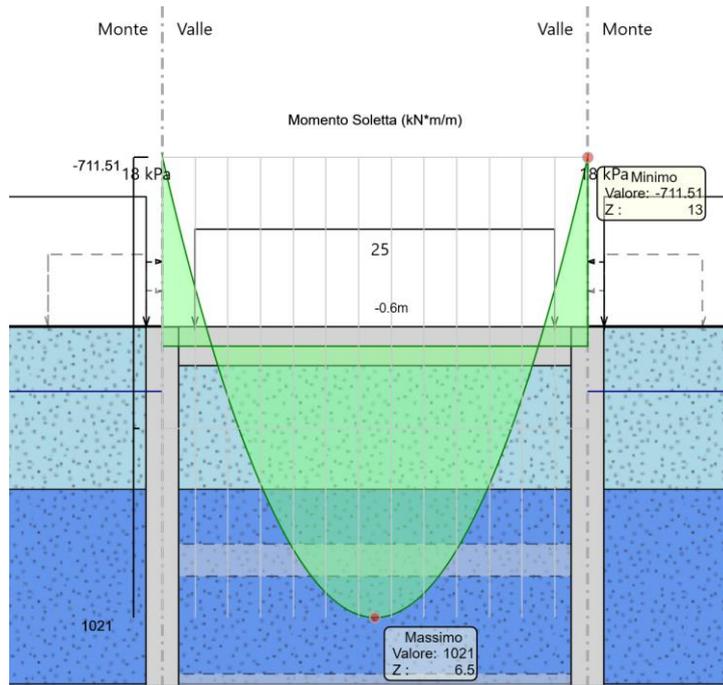
**Tabella 8-3 Azioni massime SLE**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sommità diaframma S1*	Lato interno diaframma S2
SLE	Momento flettente Breve termine –Fase 10	1100 kNm/m	857.7 kNm/m
	Momento flettente Lungo termine-Fase 11	1094 kNm/m	894.4 kNm/m

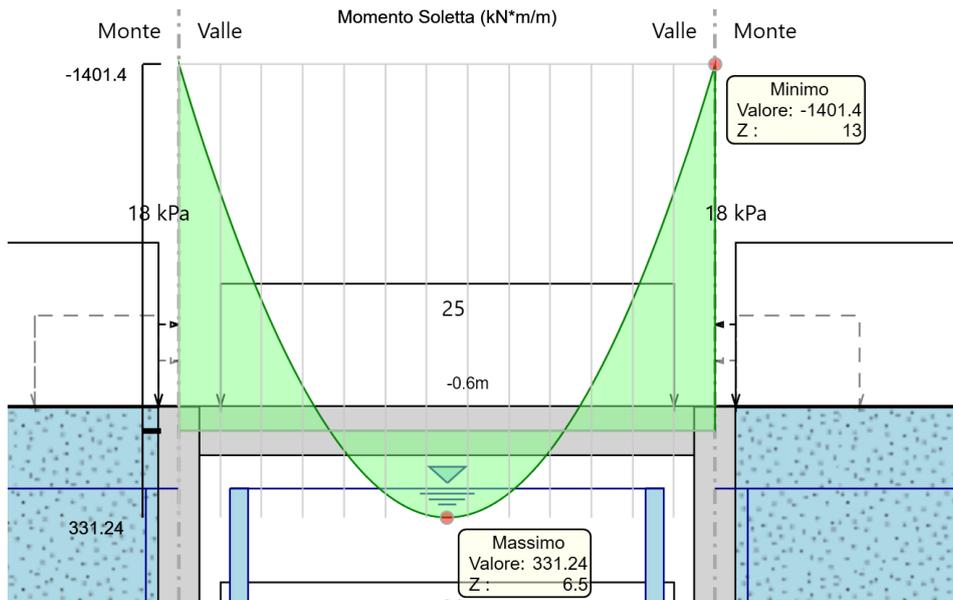
\*valori a quota intradosso soletta di copertura

### 8.1.1.5.3 Sollecitazioni soletta superiore

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla soletta superiore. Le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento alla combinazione SLE.



**Figura 8-17 Massimo Momento Flettente in mezzeria-Fase 5 - comb. SLE**



**Figura 8-18 Massimo Momento Flettente all'incastro-Fase 11-comb. SLE**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

**Tabella 8-4 Azioni massime SLE**

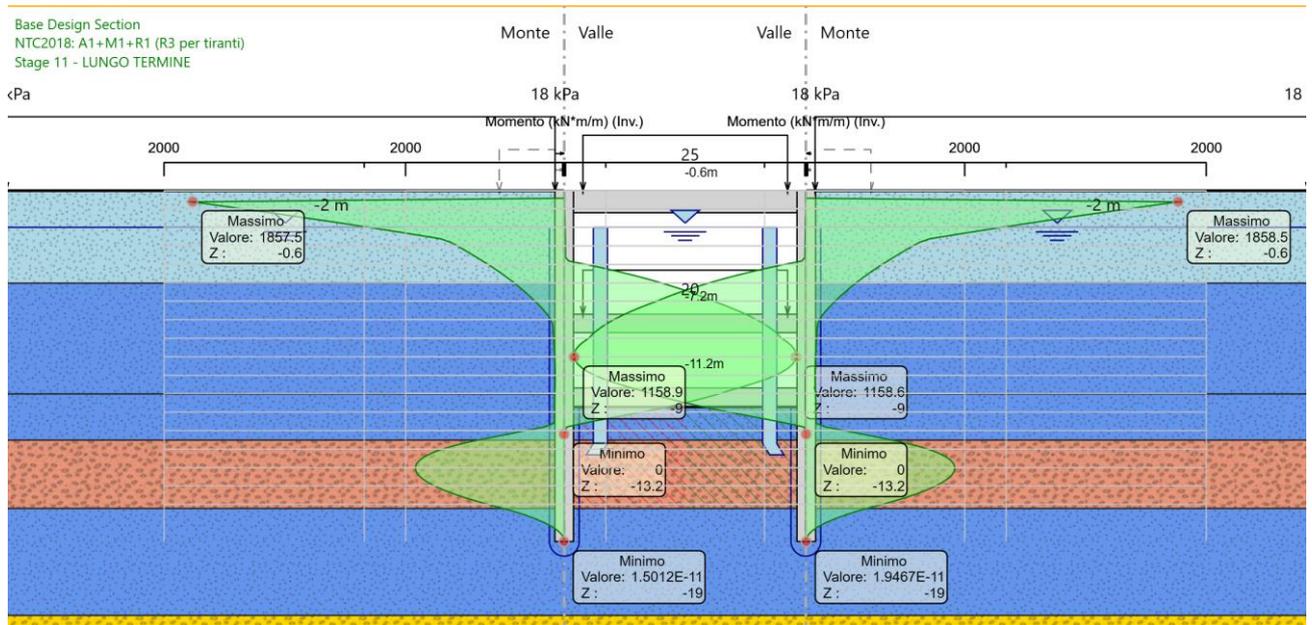
Combinazioni	Sollecitazioni massime	Momento flettente	Forza assiale
SLE	Mezzeria Breve termine-Fase 4	1021	-101.5 kN/m
	Incastro Lungo termine-Fase 11	1150 kNm/m	-503.83 kN/m

\*Sollecitazione a filo interno diaframma

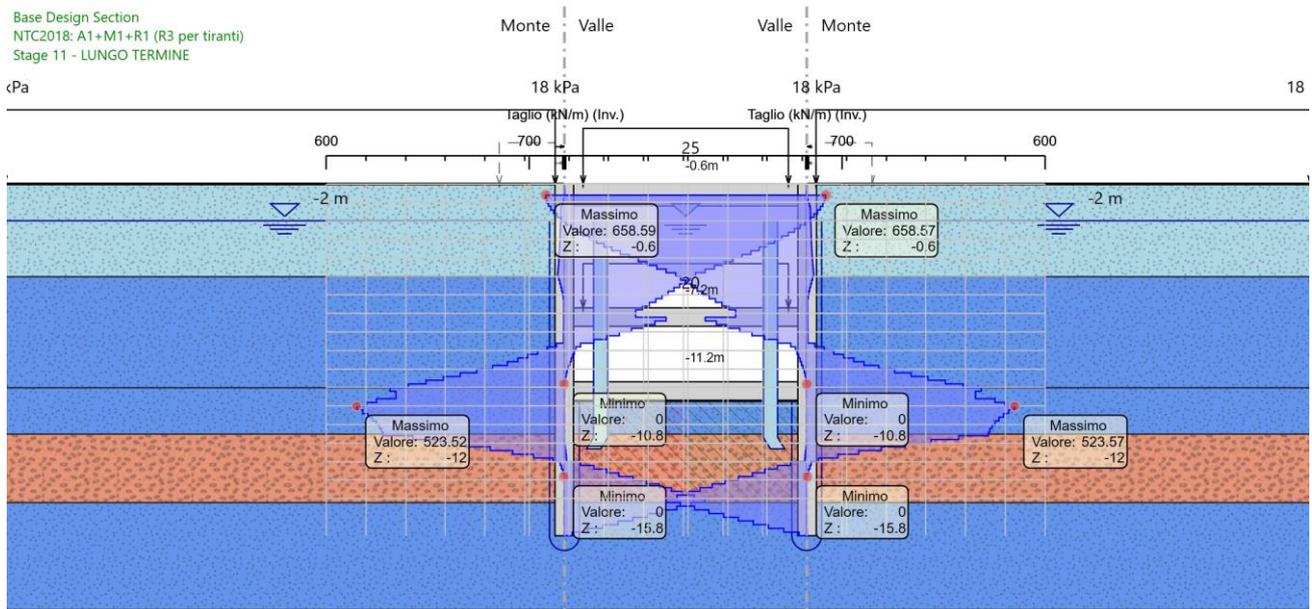
### 8.1.1.6 Risultati delle analisi SLU e SLV

#### 8.1.1.6.1 Sollecitazioni diaframmi

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui diaframmi perimetrali. Le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento alla combinazione SLU e SLV.



**Figura 8-19 Momento Flettente-Inviluppo-comb. SLU**



**Figura 8-20 Taglio-Inviluppo -comb. SLU**



I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

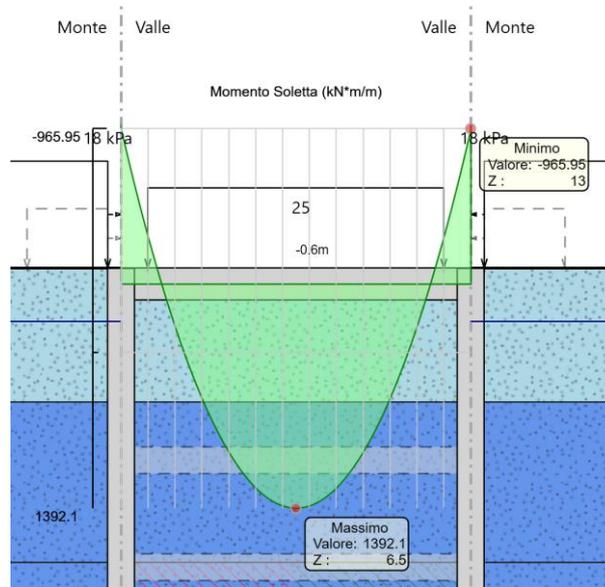
**Tabella 8-5 Azioni massime SLU-SLV**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sez. Cop-diaframma* (Sommità)	Sez. interno diaframma (Galleria)
SLU	Momento flettente Breve termine –Fase 6/7	1463 kNm/m	1110 kNm/m
	Momento flettente Lungo termine-Fase 8	1485 kNm/m	1159 kNm/m
	Taglio Breve termine –Fase 7	631 kN/m	492 kN/m
	Taglio Lungo termine-Fase 8	652 kN/m	524 kN/m
SLV	Momento flettente Sisma - Fase 12	950 kNm/m	871 kNm/m
	Taglio Sisma – Fase 12	505 kN/m	405 kN/m

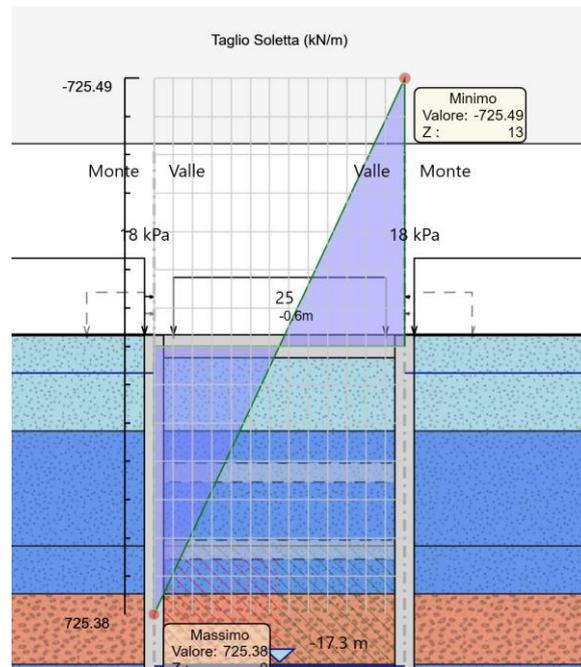
\*valori a quota intradosso soletta di copertura

### 8.1.1.6.2 Sollecitazioni soletta superiore

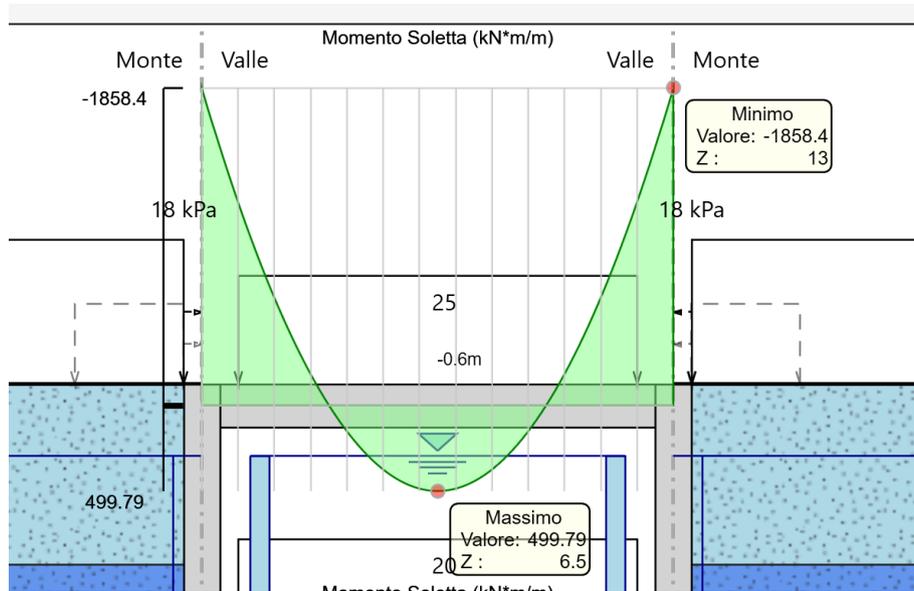
Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla soletta superiore. Le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento alla combinazione SLU e SLV. Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per le diverse combinazioni di carico.



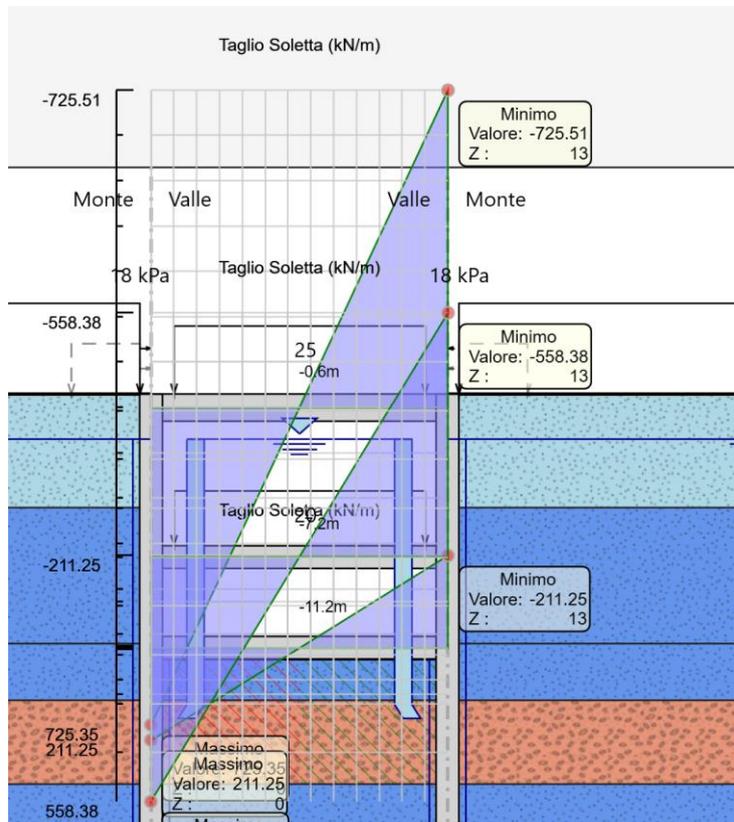
**Figura 8-23 Massimo Momento Flettente mezzeria-Fase 5-comb. SLU**



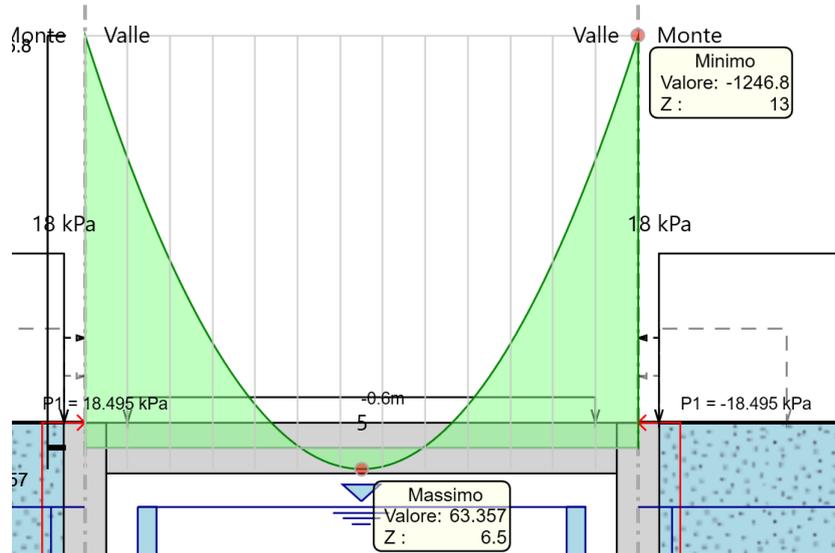
**Figura 8-24 Taglio-Fase 5-comb. SLU**



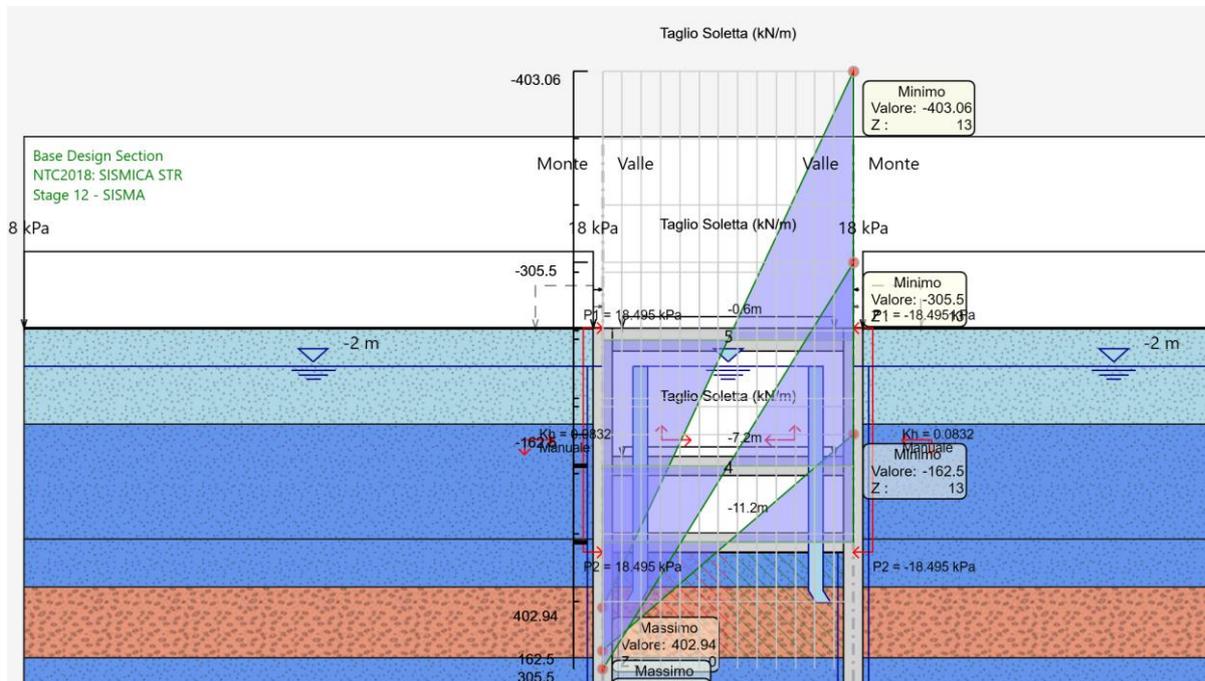
**Figura 8-25 Massimo Momento Flettente all'incastro-Fase 11-comb. SLU**



**Figura 8-26 Taglio-Fase 11-comb. SLU**



**Figura 8-27 Momento Flettente-Fase 9-comb. SLV**



**Figura 8-28 Taglio-Fase 8-comb. SLV**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

**Tabella 8-6 Azioni massime SLU-SLV**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Momento flettente /Taglio	Forza assiale
SLU	Incastro* Momento flettente Lungo termine-Fase 11	1500 kNm/m	-660 kN/m
	Mezzeria Momento flettente Breve termine-Fase 5	1392 kNm/m	-196 kN/m
	Taglio* Lungo termine-Fase 11	670 kN/m	-660 kN/m
SLV	Incastro* Momento flettente - Fase 12	1200 kNm/m	-542 kN/m
	Mezzeria Momento flettente - Fase 12	64 kNm/m	-542 kN/m
	Taglio* Fase 12	400 kNm/m	-542 kN/m

\*Sollecitazione a filo interno diaframma

### 8.1.1.7 Struttura interna - pareti laterali

L'analisi strutturale è stata eseguita mediante modellazioni ad elementi finiti tramite il software di calcolo SAP2000 Advanced v.21.1.1 della Computers & Structures Inc., Berkeley – California (USA).

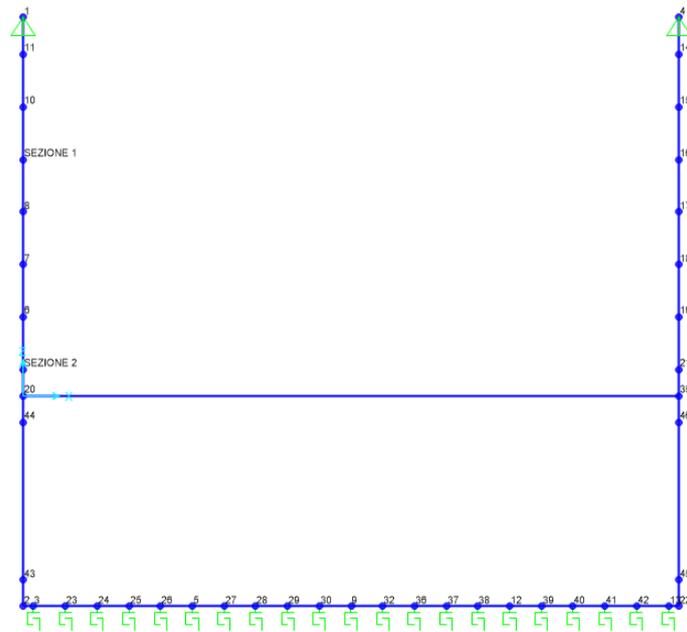


Figura 8-29 Vista 2d del modello

Il modello di calcolo è riferito ad una porzione di galleria di lunghezza unitaria. Esso è composto da elementi tipo "frame" di spessore pari a 50cm per le fodere interne (piedritti) e 100cm per la soletta intermedia e di fondazione.

Il modello si ipotizza vincolato alla traslazione orizzontale e verticale in corrispondenza della sommità delle fodere, quindi con vincoli derivanti dalla presenza della soletta superiore, non direttamente modellata nello schema di calcolo in quanto già verificata nel calcolo con Paratie Plus.

Nella soletta di fondazione sono stati adattati *link* con comportamento a GAP (non lineare) e rigidità stimata dalla modellazione secondo Bowles.

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

(units of  $E_s$ )

where  $E_s, E_f$  = modulus of soil and footing, respectively, in consistent units  
 $B, I_f$  = footing width and its moment of inertia based on cross section (not plan) in consistent units

One can obtain  $k_s$  from  $k'_s$  as

$$k_s = \frac{k'_s}{B}$$

$B_{fond}$	13	[m]	base fondazione	
$H_{fond}$	1	[m]	altezza fondazione	
$E_{terreno}$	1.00E+04	[kPa]	modulo Young terreno	
$E_{fond}$	3.36E+07	[kPa]	modulo Young fondazione f(Rck)	
$\nu (-)$	0.3	[-]	coeff Poisson terreno	
$I_{fond}$	1.1	[m^4]	inerzia fondazione	( $I = B \cdot H^3 / 12$ )
$ks' =$	8479.723			
<b>ks</b>	<b>652.2864 [kN/m3]</b>			
	<b>326 kN/m</b>			

**S** Link/Support Directional Properties ×

**Identification**

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

**Properties Used For Linear Analysis Cases**

Effective Stiffness:

Effective Damping:

**Properties Used For Nonlinear Analysis Cases**

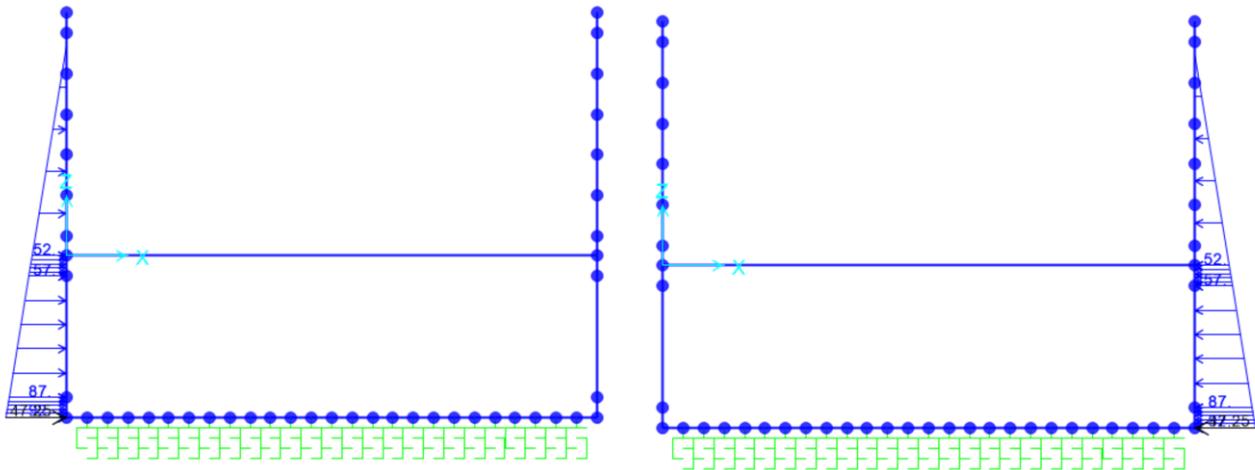
Stiffness:

Open:

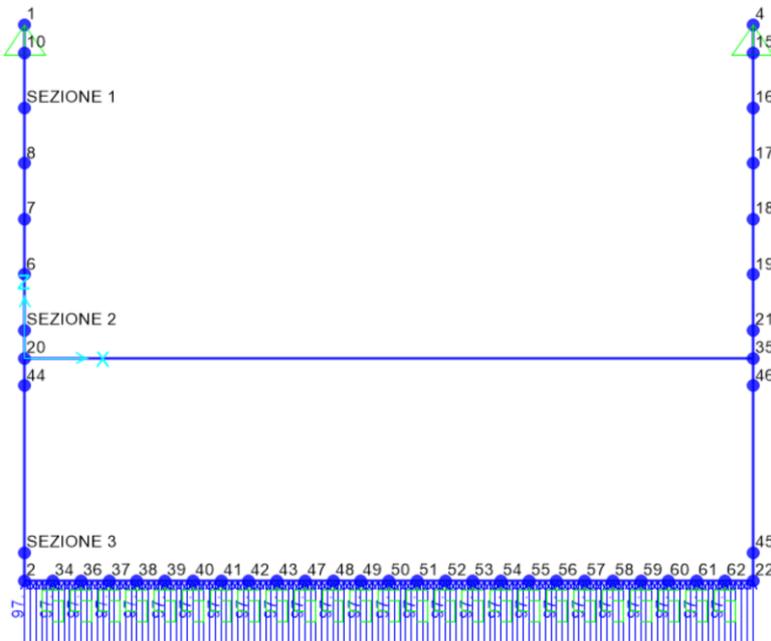
Il seguente modello è stato utilizzato per la verifica delle fodere vertical e per le solette intermedia ed inferiore.

I carichi applicati corrispondono al carico idrostatico, al carico permanente dovuto al ricoprimento della sovrastruttura stradale e pedonale, e ai carichi mobili agenti sulla soletta intermedia, senza considerare il peso della soletta superiore.

Oltre al carico idrostatico sui piedritti è stata considerata una forza concentrata pari a  $F=47.25$  kN corrispondente alla spinta dell'acqua su metà soletta di fondazione.



**Figura 8-30 Distribuzione pressioni dovuta al carico idrostatico sui piedritti**



**Figura 8-31 Sottospinta dovuta al carico idrostatico**

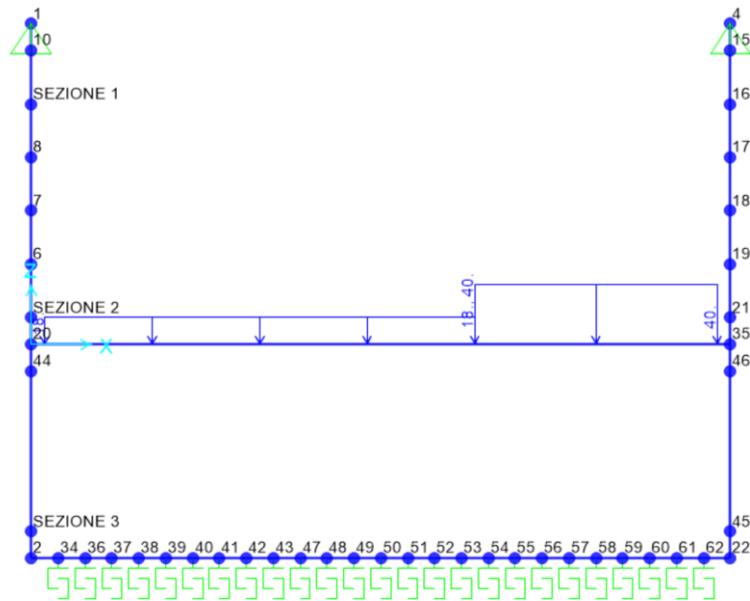


Figura 8-32 Distribuzioni delle pressioni dovute ai carichi permanenti su soletta intermedia

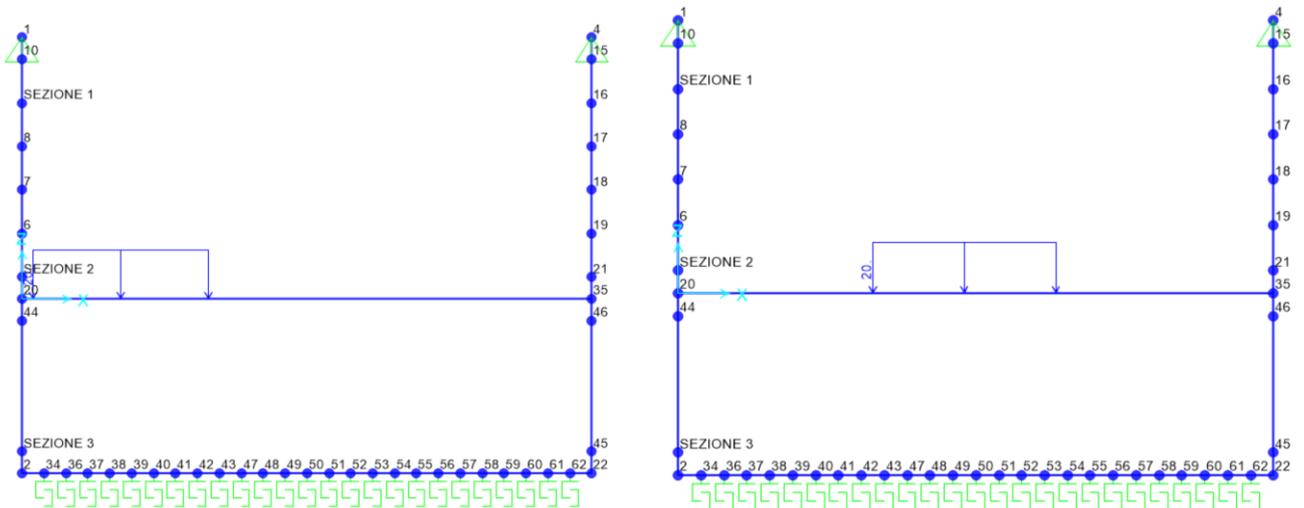


Figura 8-33 Distribuzione pressioni dovuta al carico mobile su soletta intermedia

Vengono considerate le seguenti combinazioni di calcolo:

Carichi/Combinazioni	SLU1	SLU2	SLU3	SLErr1	SLErr2	SLErr3	SLEfr1 (rr4)	SLEfr2 (rr5)	SLEqp1 (fr3)	SLEqp2 (fr4)
Peso proprio G1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti portati G2	0	1.5	1.5	0	1	1	1	1	1	1
Spinta idrostatica	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Accidentale destra Qdx	0	1.35	0	0	1	0	0.75	0	0	0
Accidentale sinistra Qsx	0	1.35	1.35	0	1	1	0.75	0.75	0	0

#### 8.1.1.7.1 Risultati delle analisi piedritti e solette SLE

Di seguito si riportano i grafici dei momenti flettenti agenti sui diaframmi perimetrali per la combinazione SLE.

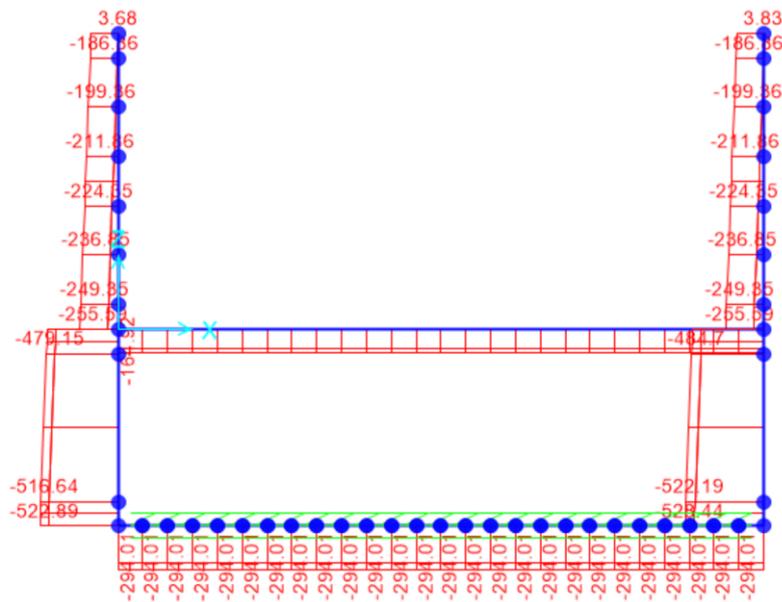


Figura 8-34 Sforzo normale -comb. SLE\_rr

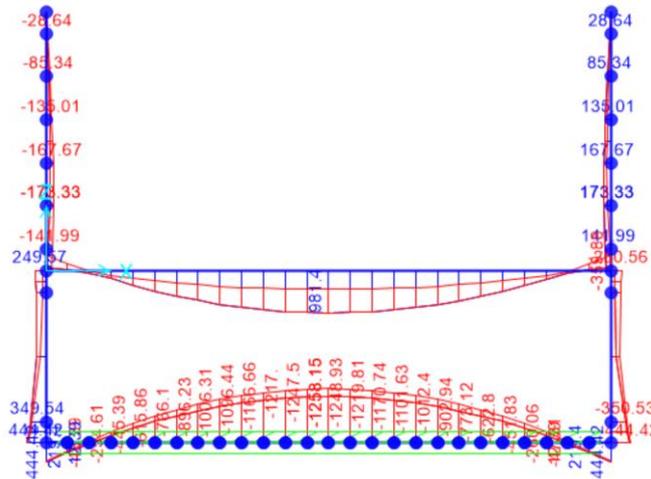


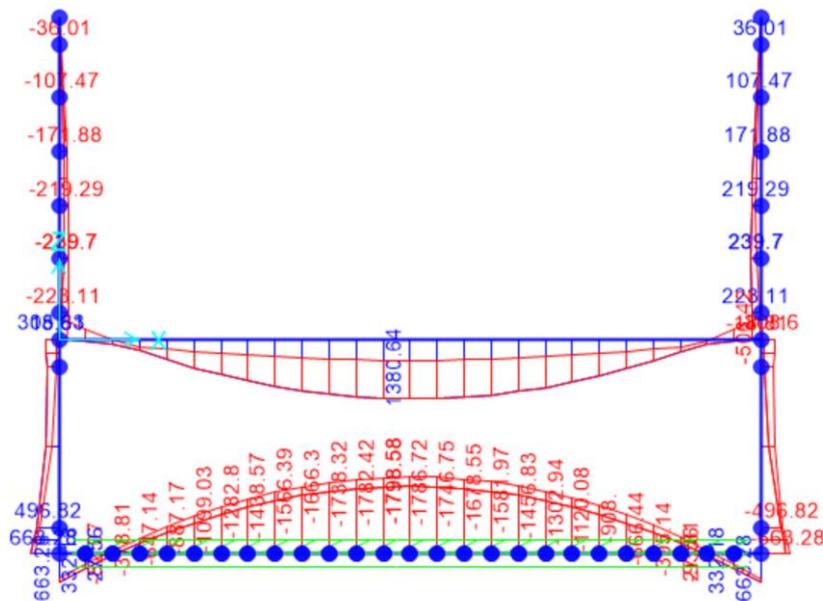
Figura 8-35 Momento flettente -comb. SLE\_rr

I valori massimi valori ottenuti dagli involuipi, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

Tabella 8-7 Azioni massime SLE

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m
SLE	Soletta intermedia	164.92	981.41
	Soletta di base	294.01	258.15
	Piedritti superiori	255.59	141.99
	Piedritti inferiori	522.89	444.42





**Figura 8-38 Momento flettente -comb. SLU** Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

**Tabella 8-8 Azioni massime SLU**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m	Taglio kN/m
SLU	Soletta intermedia	158.31	1380.64	578.86
	Soletta di base	427.20	1798.58	723.88
	Piedritti superiori	476.26	239.70	132
	Piedritti inferiori	740.23	496.81	303

#### 8.1.1.8 Verifiche idrauliche

##### 8.1.1.8.1 Filtrazione e portate a fondo scavo

Gli interventi in *Jet-Grouting* previsti hanno il fine di miglioramento del terreno per consentire una migliore risposta del sistema diaframmi-terreno oltre alla riduzione delle portate a fondo scavo. Tenuto conto dalla riduzione di permeabilità derivante dall'intervento di consolidamento, si riportano di seguito le verifiche idrauliche proprie di impermeabilizzazione mediante tappo di fondo.

### 8.1.1.8.2 Breve Termine – Verifica a Sollevamento

Si effettua la verifica prendendo a riferimento il pc e la falda a -2.00 m.

DATI DI INPUT			
$z_w$	-2	m	Quota falda da p.c.
$z_{fs}$	-11.7	m	Quota fondo scavo da p.c.
L	16.2	m	Larghezza sezione
$H_{terr,1}$	0	m	Altezza terreno sopra tampone
$H_{tamp}$	5.5	m	Altezza tampone
$H_{tamp,1}$	1.8	m	Altezza aliquota tampone in UG1 inf
$H_{tamp,2}$	3.7	m	Altezza aliquota tampone in UG2
$H_{terr,2}$	0	m	Altezza terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
$H_w$	15.20	m	Battente idraulico a base tampone
$\gamma_{terr,1}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sopra il tampone
$\gamma_{tamp}$	17.1	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico tampone
$\gamma_{terr,2}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
	Tensioni totali		Metodo di analisi adesione jet grouting (tensioni totali; tensioni efficaci)
FORZE STABILIZZANTI			
$P_{terr,1}$	0	kN/m	Peso terreno sopra tampone fattorizzato
$P_{tamp}$	1371.2	kN/m	Peso tampone fattorizzato
$P_{terr,2}$	0.0	kN/m	Peso terreno sotto tampone fattorizzato
PARAMETRI TERRENO TRATTATO E TERRENO NATURALE			
	2/3		Coeff. multipl. Attrito
$\phi_{terr,1}$	0	°	Angolo attrito terreno naturale sopra il tampone
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\phi_{terr,2}$	0	°	Angolo d'attrito terreno sotto il tampone, compreso tra le paratie
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\sigma_{compr}$	2000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG1
$\sigma_{compr}$	5000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG2
$\sigma_{traz}$	0	kPa	Resistenza trazione Jet
$u_{fondoscavo}$	0.0	kPa	Pressione fondo scavo
$u_{piedetamp}$	152.0	kPa	Pressione fondo tampone
$S_{wh\ ret}$	0.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota rettangolare
$S_{wh\ tri}$	418.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota triangolare
$S_{wh}$	418.0	kN/m	Spinta orizzontale acqua su diaframma

CONTRIBUTO ADESIONE (ALIQUOTA COESIVA) DEL JET E DEI TERRENI NON TRATTATI			
$n_d$	2	$n^\circ$	Numero diaframmi per attrito
$L_{\%}$	100%	%	Lunghezza utile diaframma sotto f.scavo
$c_{u,1k}$	0.00	kPa	Coesione non drenata terreno sopra tampone
$c_{u,1}$	0.00	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$c_{u,2k}$	30.00	kPa	Coesione non drenata terreno sotto tampone
$c_{u,2}$	21.43	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$\alpha_1$	0.70		Coefficiente alpha terreno sopra il tampone
$\alpha_2$	0.66		Coefficiente alpha terreno sotto il tampone
$A_1$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sopra il tampone
$A_2$	1105.00	kN/m	Adesione jet grouting
$A_3$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sotto il tampone, compreso tra le paratie
	<b>1989.0</b>	kN/m	<b>Contributo Attrito = <math>n_d * L * \gamma_{grt} * (\alpha_1 c_{u,1} * H_{terr,1} + c_a * H_{ta} + \alpha_2 c_{u,2} * H_{terr,2})</math></b>

FATTORE DI SICUREZZA			
FS	<b>1.241</b>	<b>OK</b>	Fattore di sicurezza UPL

Per completezza, si riporta la verica a sollevamento della sezione in assenza della vasca con altezza di scavo H pari a 7.7 m e spessore del tappo di fondo pari a 4 m.

DATI DI INPUT			
$z_w$	-2	m	Quota falda da p.c.
$z_{fs}$	-7.7	m	Quota fondo scavo da p.c.
L	13.5	m	Larghezza sezione
$H_{terr,1}$	0	m	Altezza terreno sopra tampone
$H_{tamp}$	4	m	Altezza tampone
$H_{tamp,1}$	4	m	Altezza aliquota tampone in UG1 inf
$H_{tamp,2}$	0	m	Altezza aliquota tampone in UG2
$H_{terr,2}$	0	m	Altezza terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
$H_w$	9.70	m	Battente idraulico a base tampone
$\gamma_{terr,1}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sopra il tampone
$\gamma_{tamp}$	17.1	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico tampone
$\gamma_{terr,2}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
	Tensioni totali		Metodo di analisi adesione jet grouting (tensioni totali; tensioni efficaci)

FORZE STABILIZZANTI			
$P_{terr,1}$	0	kN/m	Peso terreno sopra tampone fattorizzato
$P_{tamp}$	831.1	kN/m	Peso tampone fattorizzato
$P_{terr,2}$	0.0	kN/m	Peso terreno sotto tampone fattorizzato

PARAMETRI TERRENO TRATTATO E TERRENO NATURALE			
	2/3		Coeff. multipl. Attrito
$\phi_{terr,1}$	0	°	Angolo attrito terreno naturale sopra il tampone
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\phi_{terr,2}$	0	°	Angolo d'attrito terreno sotto il tampone, compreso tra le paratie
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\sigma_{compr}$	2000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG1
$\sigma_{compr}$	5000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG2
$\sigma_{traz}$	0	kPa	Resistenza trazione Jet
$u_{fondoscavo}$	0.0	kPa	Pressione fondo scavo
$u_{piedetamp}$	97.0	kPa	Pressione fondo tampone
$S_{wh\ ret}$	0.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota rettangolare
$S_{wh\ tri}$	194.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota triangolare
$S_{wh}$	194.0	kN/m	<b>Spinta orizzontale acqua su diaframma</b>

CONTRIBUTO ADESIONE (ALIQUOTA COESIVA) DEL JET E DEI TERRENI NON TRATTATI			
$n_d$	2	n°	Numero diaframmi per attrito
$L_{\%}$	100%	%	Lunghezza utile diaframma sotto f.scavo
$c_{u,1k}$	0.00	kPa	Coesione non drenata terreno sopra tampone
$c_{u,1}$	0.00	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$c_{u,2k}$	30.00	kPa	Coesione non drenata terreno sotto tampone
$c_{u,2}$	21.43	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$\alpha_1$	0.70		Coefficiente alpha terreno sopra il tampone
$\alpha_2$	0.66		Coefficiente alpha terreno sotto il tampone
$A_1$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sopra il tampone
$A_2$	400.00	kN/m	Adesione jet grouting
$A_3$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sotto il tampone, compreso tra le paratie
	<b>720.0</b>	<b>kN/m</b>	<b>Contributo Attrito = <math>n_d * L * \gamma_{gl} * (\alpha_1 c_{u,1} * H_{terr,1} + c_a * H_{ta} + \alpha_2 c_{u,2} * H_{terr,2})</math></b>

FATTORE DI SICUREZZA			
<b>FS</b>	<b>1.077</b>	<b>OK</b>	<b>Fattore di sicurezza UPL</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 8.1.1.8.3 Lungo Termine – Verifica a Sollevamento

Si riporta di seguito la verifica a galleggiamento.

#### Sezione in presenza di vasca

AZIONE INSTABILIZZANTE			
$H_w$	-9.70	m	Battente idraulico a base soletta
$\gamma_w$	10.00	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
L	16.2	m	Larghezza sezione
$P_w$	1571.4	kN	Spinta dell'acqua

CARICHI STABILIZZANTI				
	Spessore	$\gamma$	L	Pstab.
	m	kN/m <sup>3</sup>	m	kN
Sovr. Stradale	0	18	8	0
Diaframmi	2	25	18	900
Soletta superiore	1.2	25	16.2	486
Soletta intermedia	1	25	16.2	405
Soletta di base	1	25	16.2	405
Setti interni superiori	1	25	6	150
Setti interni inferiori	2	25	3	150

Totale permanenti **2496**  
Coeff. di sicurezza al sollevamento **1.59** > **1.22**

La verifica risulta soddisfatta.

#### Sezione corrente in assenza di vasca

AZIONE INSTABILIZZANTE			
$H_w$	-5.70	m	Battente idraulico a base soletta
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
L	13.5	m	Larghezza sezione
$P_w$	769.5	kN	Spinta dell'acqua

CARICHI STABILIZZANTI				
	Spessore	$\gamma$	L	Pstab.
	m	kN/m <sup>3</sup>	m	kN
Sovr. Stradale	0	18	8	0
Diaframmi	2	25	18	900
Soletta superiore	1.2	25	13.5	405
Soletta intermedia	0	25	13.5	0
Soletta di base	1	25	13.5	337.5
Setti interni superiori	1	25	6	150
Setti interni inferiori	0	25	3	0

Totale permanenti **1792.5**  
Coeff. di sicurezza al sollevamento **2.33** > **1.22**

La verifica risulta soddisfatta.

## 8.2 TR02A e TR02B

Per lo studio delle trincee TR02A e TR02B sono state definite due sezioni di calcolo, in base all'altezza di scavo, alla quota quota della falda e alle metodologie costruttive. Le sezioni analizzate sono le seguenti:

- da pk. 0+100.00 a pk. 0+168.50 e da pk. 0+198.50 a pk. 0+275.00 sezione in trincea con muro ad U tra diaframmi con altezze di scavo fino a 7.7 m (Figura 4-4);
- da pk. 0+075.00 a. pk. 0+100.00 e da pk. 0+275.00 a pk. 0+300.00 sezione in trincea con altezze di scavo fino a 4.0 m realizzate con muri ad U, in fase di scavo è previsto l'utilizzo di palancole provvisoriale (Figura 4-5).

In entrambe le verifiche è stata assunta una massima altezza di falda pari a -2 m da p.c..

### 8.2.1 Sezione in trincea tra diaframmi

#### 8.2.1.1 Descrizione dell'opera

Per la realizzazione dei tratti in trincea di imbocco alla galleria artificiale SL01 è prevista una soluzione costruttiva tra diaframmi senza l'ausilio di puntoni definitivi e provvisori.

Le principali caratteristiche geometriche sono riassunte nella tabella sottostante:

**Tabella 8-9 Caratteristiche geometriche trincee tra diaframmi**

SEZIONE	spessore soletta di fondazione (m)	spessore piedritti (m)	spessore diaframmi (m)	Lunghezza diaframmi (m)	H massima di scavo (m)	spessore JG (m)
Trincea tra diaframmi	1.0	0.5	1.0	18	7.7	4.0

Nei capitoli seguenti verranno esposti i risultati delle seguenti analisi:

- Calcolo diaframmi e solette (superiore) analizzato considerando le fasi costruttive mediante il software *paratie plus*
- Calcolo pareti interne della struttura di rivestimento e soletta di fondazione, effettuato mediante un'analisi statica con il software *Sap2000* considerando la sola spinta dell'acqua, poiché le spinte del terreno e l'incremento di spinata in sisma è affidata interamente ai diaframmi (struttura esterna).

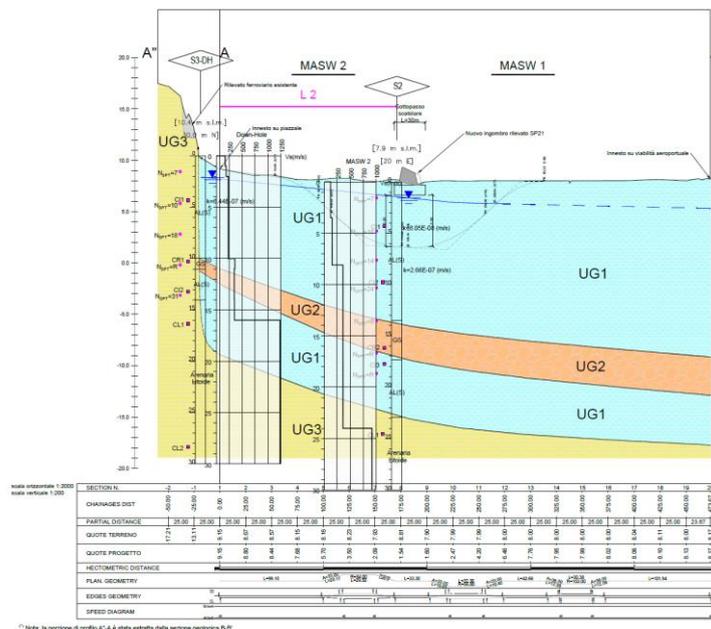
### 8.2.1.2 Modello geotecnico

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire una tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo e uno stralcio del profilo geotecnico.

**Tabella 8-10 Parametri geotecnici considerati**

Unità Geotecnica	da	a	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	E
	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(MPa)
UG1 Sup	0	-5	19	22	5	10
UG1 Inf	-5	-13.5	19	22	5	20
UG2	-13.5	-17.2	21	35	0	50
UG1 Inf	-17.2	-23.0	19	22	5	20
UG3	>-23.0		25	45	100	540
Jet Grouting – UG1 Inf	-	-	17.1	22	200	200

Il livello di falda si trova a -2.0 m da p.c.



**Figura 8-39 Stralcio profilo geotecnico**

### 8.2.1.3 Analisi dei carichi

#### 8.2.1.3.1 *Peso proprio*

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato considerando il seguente peso di volume del calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ , quindi si ha:

- diaframmi pari a:  $1.0 \cdot 25 = 25.0 \text{ kN/m}^2$
- soletta di fondazione pari a:  $1.0 \cdot 25 = 25.0 \text{ kN/m}^2$

#### 8.2.1.3.2 *Spinta del terreno*

I carichi permanenti dovuti alla spinta del terreno sono calcolati dal programma in accordo con quanto riportato nel paragrafo 7.1.

#### 8.2.1.3.3 *Carichi permanenti*

Sulla soletta di fondazione si considera quindi il carico permanente dovuto al ricoprimento pari a:  $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 18.0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.2.1.3.4 *Carichi variabili*

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale posto pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.2.1.3.5 *Azione sismica*

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

La forza sismica è pertanto la seguente:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N=50$  anni ed una classe d'uso IV ( $C_U=1.0$ ), che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R=V_N \cdot C_U=50$  anni.

A seguito di tale assunzione si ha, allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Longitudine= $15.507^\circ$ ; Latitudine= $37.897^\circ$ ) e della categoria di terreno in esame (terreno tipo E), un valore dell'accelerazione pari a  $a_{maz}=0.0832 \text{ g}$  calcolata come segue:

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

dove:

$S_S=1.6$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1.0000$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{\max} = 1.6 * 1 * 0.052 \text{ g} = 0.0832 \text{ g}$$

$$k_h = \alpha * \beta * a_{\max} / g = 0.0445$$

dove:

$\alpha = 1$ , coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;

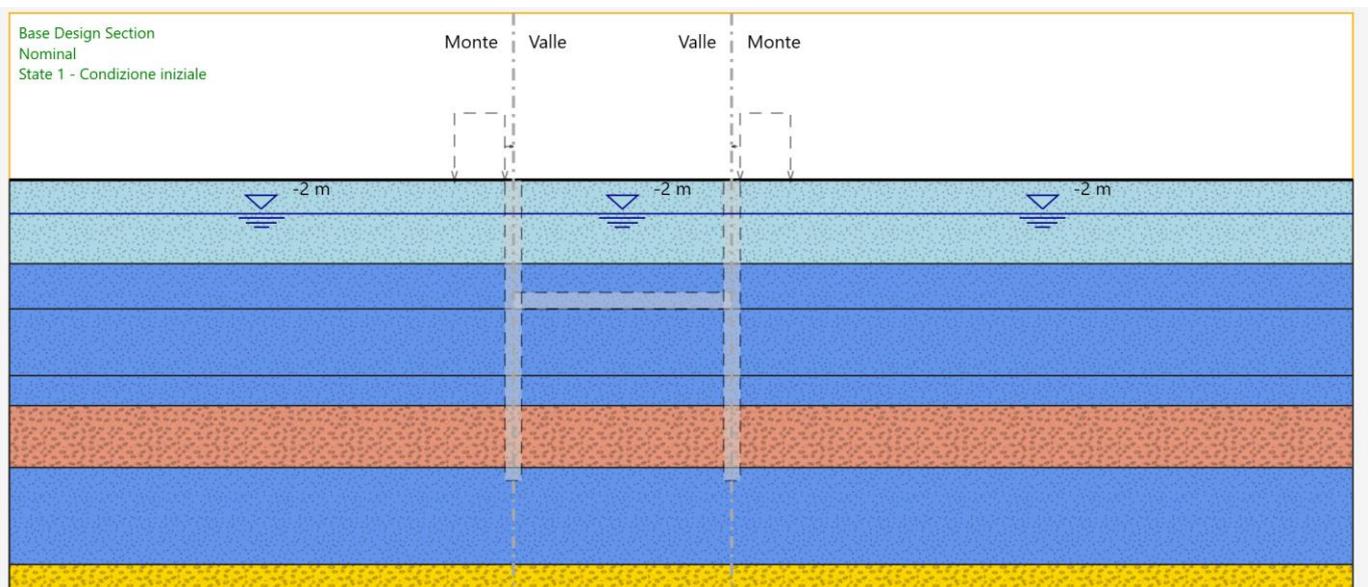
$\beta = 0.5343$ , coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti.

La spinta sismica del terreno è stata determinata con la teoria di Mononobe Okabe e applicata cautelativamente ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

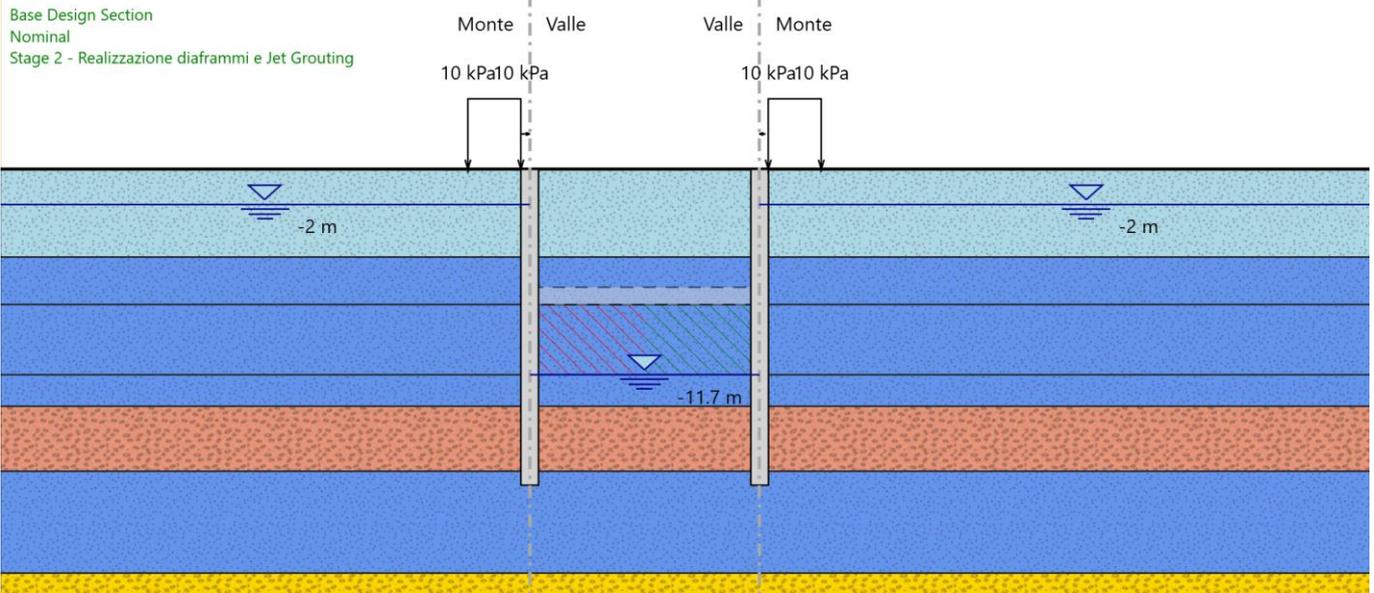
#### 8.2.1.4 Fasi di calcolo

L'analisi si compone complessivamente di 7 fasi di calcolo:

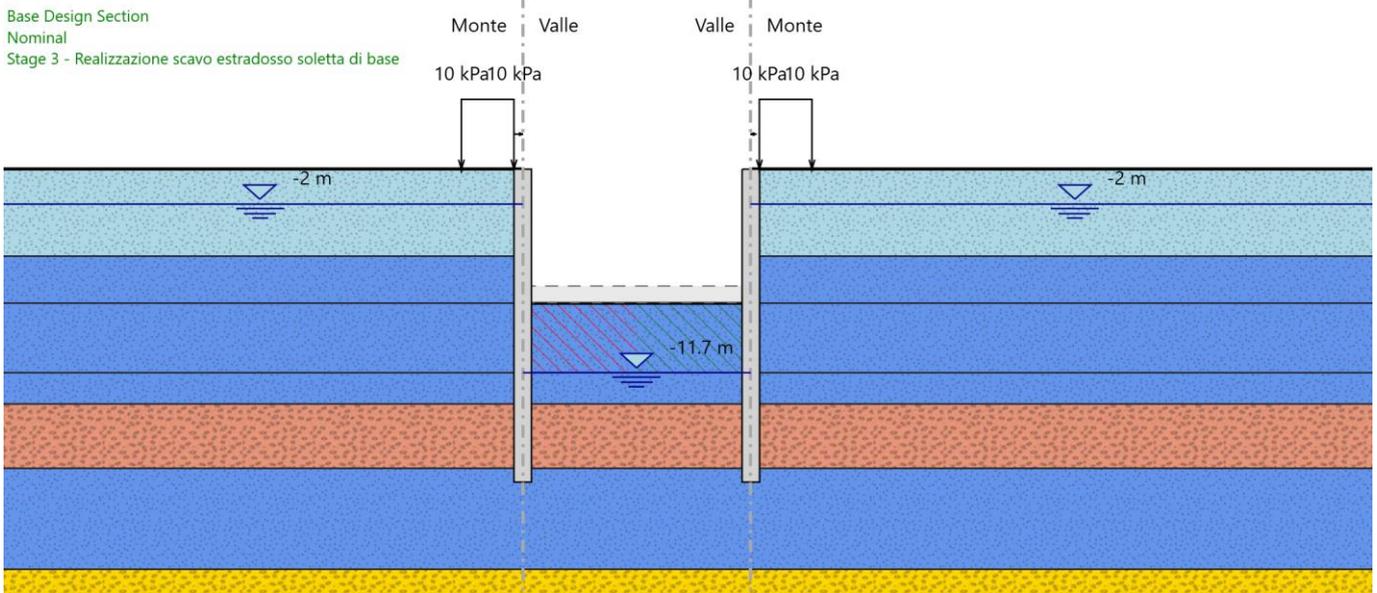
1. Condizione iniziale - Figura 8-40;
2. Esecuzione diaframmi e realizzazione trattamento in *jet-grouting*, inserimento carico di cantiere ( $q=10 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-41;
3. Scavo fino a quota -7.7 (estradosso soletta di base)- Figura 8-42;
4. Scavo fino a quota -8.2 (scavo di calcolo +0.5m ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18) - Figura 8-43;
5. Realizzazione soletta di fondazione - Figura 8-44;
6. Applicazione carico da traffico soletta intermedia ( $q=20 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-45
7. Condizioni idrauliche di lungo termine, il livello della falda assunto in equilibrio con falda di monte (quota -2.0m da p.c.) - Figura 8-45;
8. Azione sismica (con condizioni idrauliche lungo termine, Sisma (Mononobe-Okabe) =  $2.44 \text{ kN/m}^2$  calcolato direttamente dal programma comprensivo dell'inerzia del diaframma) - Figura 8-46.



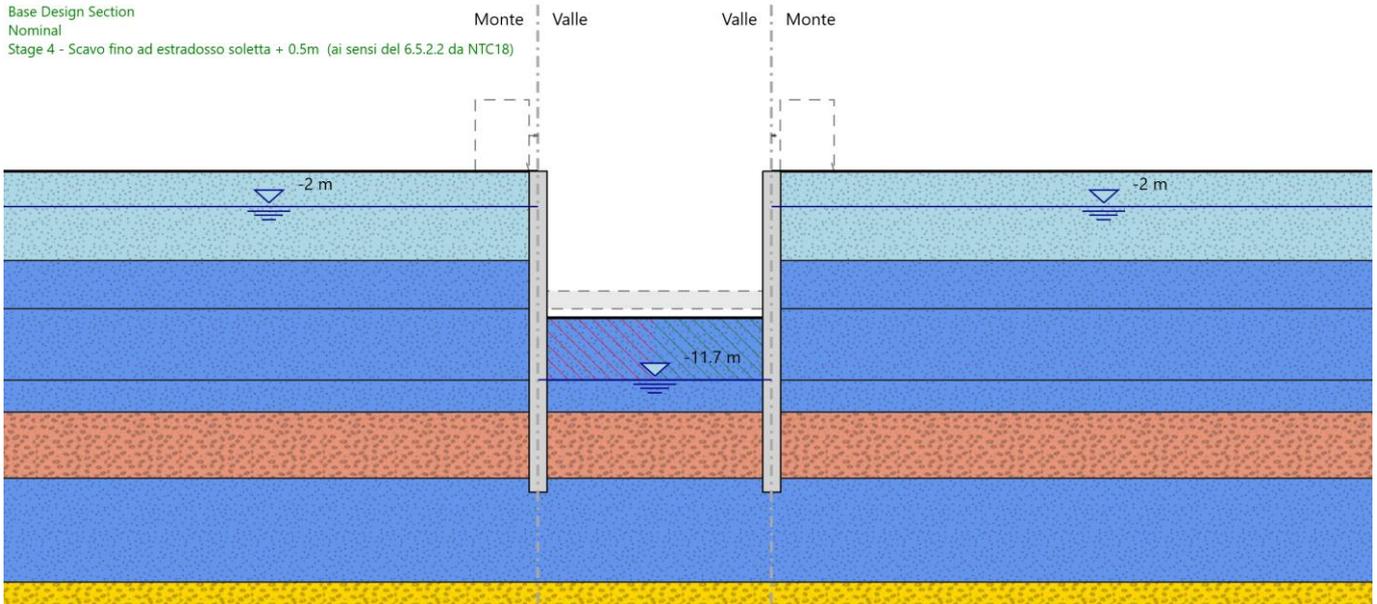
**Figura 8-40 Fase 1: Condizione iniziale**



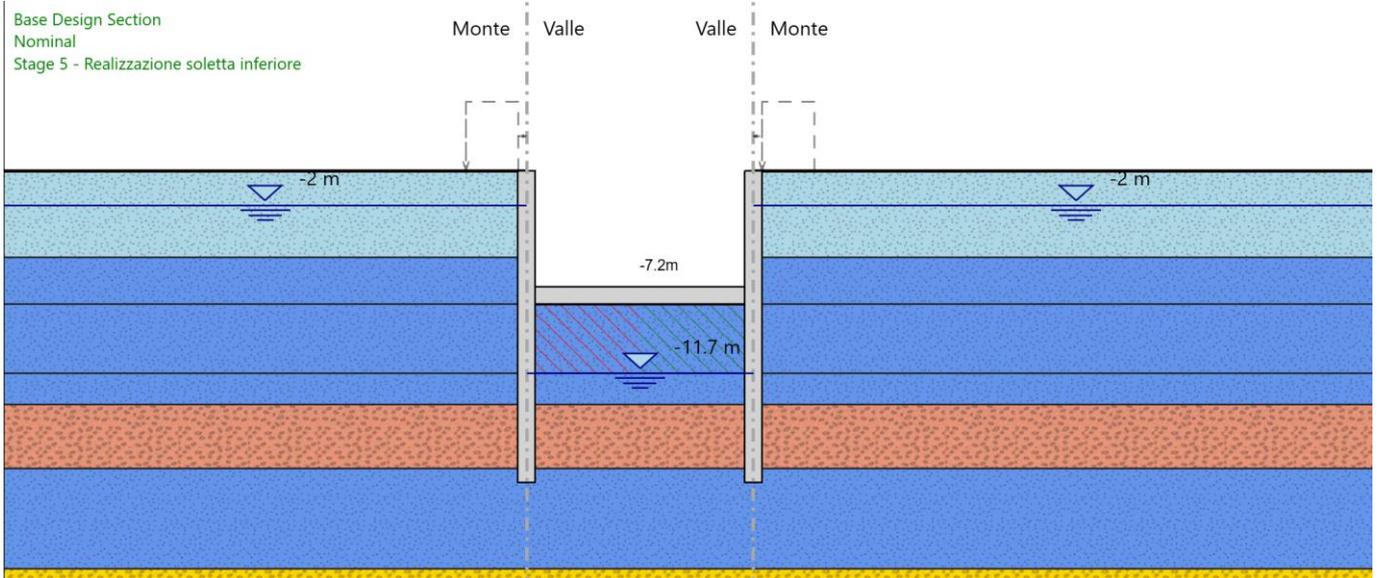
**Figura 8-41 Fase 2: Esecuzione diaframmi e trattamento in *jet-grouting*. Applicazione di un carico di cantiere di 10 kPa a tergo delle opere.**



**Figura 8-42 Fase 3: Scavo a quota soletta di base**

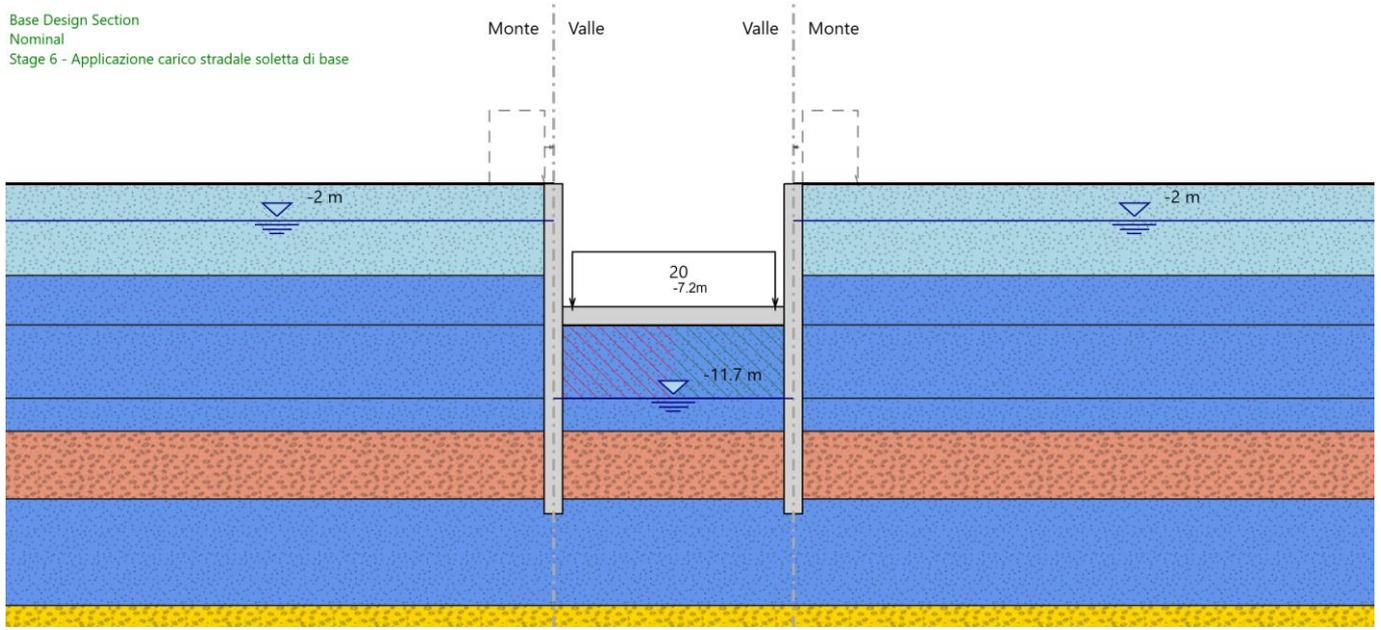


**Figura 8-43 Fase 4: Scavo fino estradosso soletta +0.5m (ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18)**



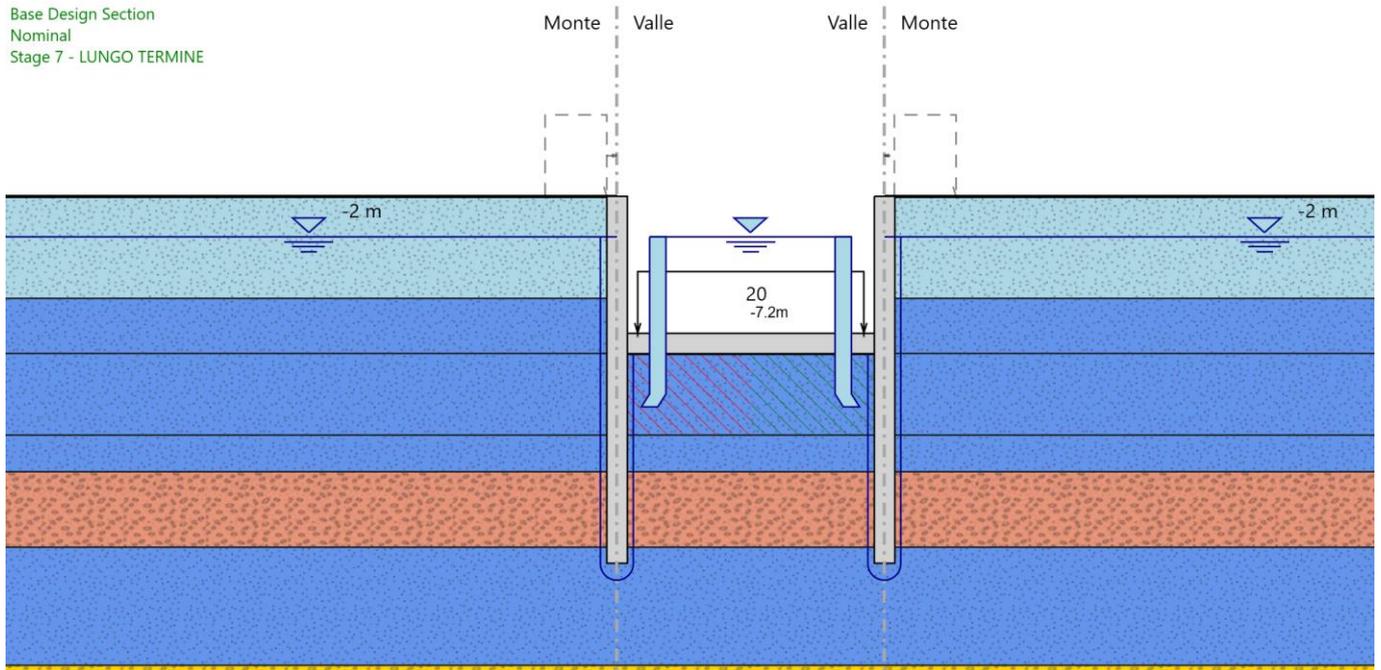
**Figura 8-44 Fase 5: Realizzazione soletta di fondazione**

Base Design Section  
Nominal  
Stage 6 - Applicazione carico stradale soletta di base



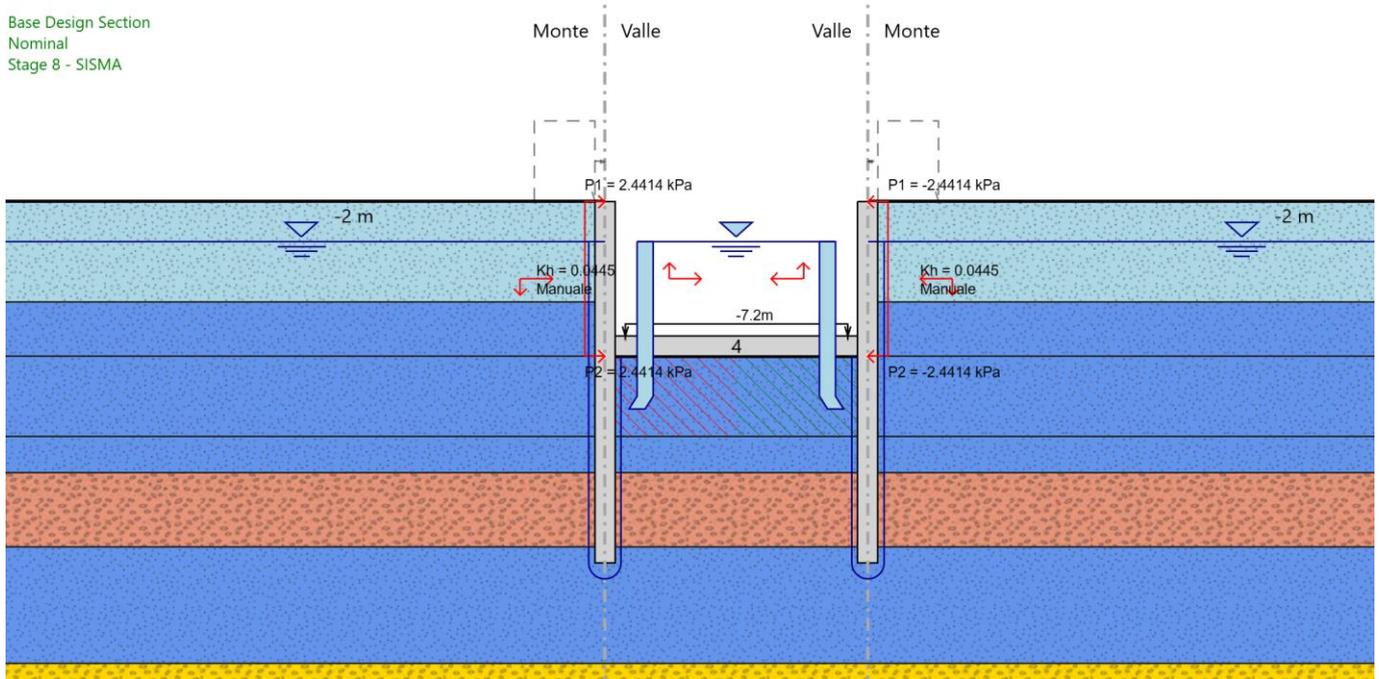
**Figura 8-45 Fase 6: Applicazione carico da traffico soletta intermedia**

Base Design Section  
Nominal  
Stage 7 - LUNGO TERMINE



**Figura 8-46 Fase 7: Condizioni di lungo termine**

Base Design Section  
Nominal  
Stage 8 - SISMA

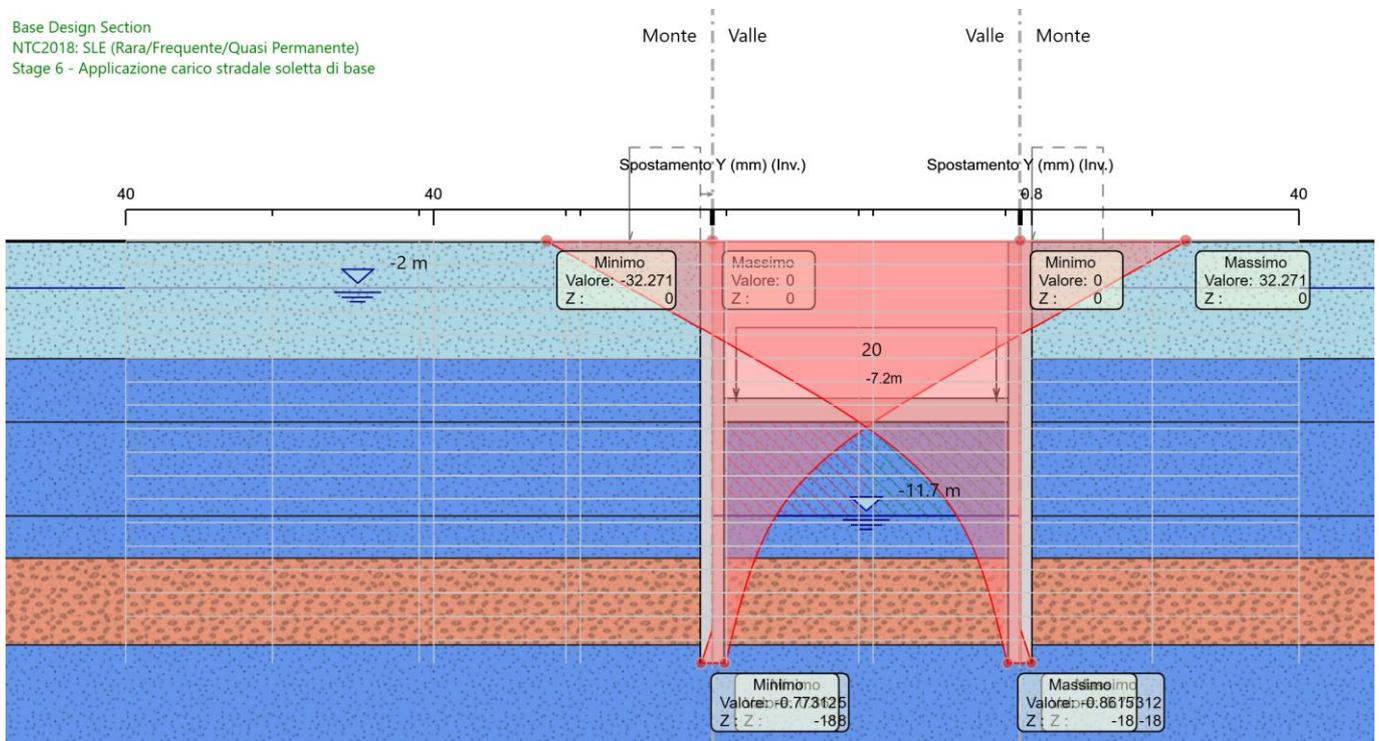


**Figura 8-47 Fase 8: Condizione sismica**

### 8.2.1.5 Risultati delle analisi SLE

#### 8.2.1.5.1 Spostamenti orizzontali

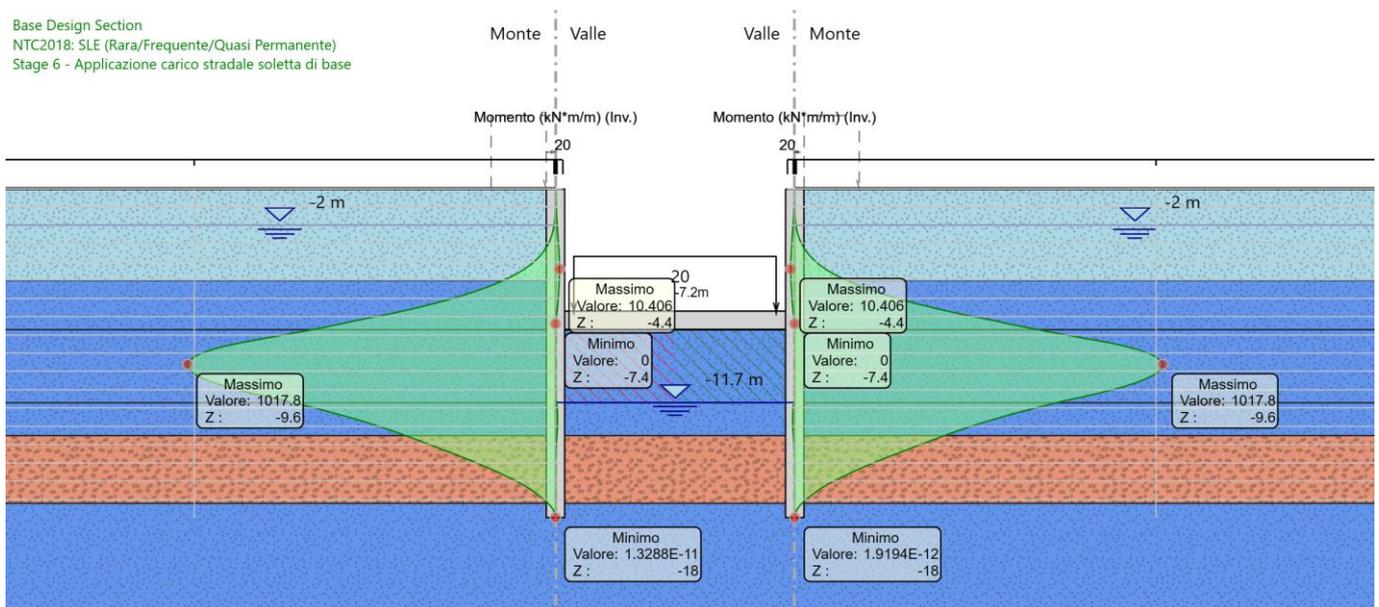
Di seguito si riportano l'involuppo degli spostamenti orizzontali dell'opera nelle fasi più significative. Ne risulta che il massimo spostamento orizzontale SLE è pari a 32.271 mm ottenuto nella fase 6. Tale valore è da considerarsi ammissibile.



**Figura 8-48 Spostamenti orizzontali SLE – Involuppo-comb. SLE**

### 8.2.1.5.2 Sollecitazioni diaframmi

Di seguito si riportano i grafici dei momenti flettenti agenti sui diaframmi perimetrali per la combinazione SLE.



**Figura 8-49 Momento Flettente-Inv.-comb. SLE**

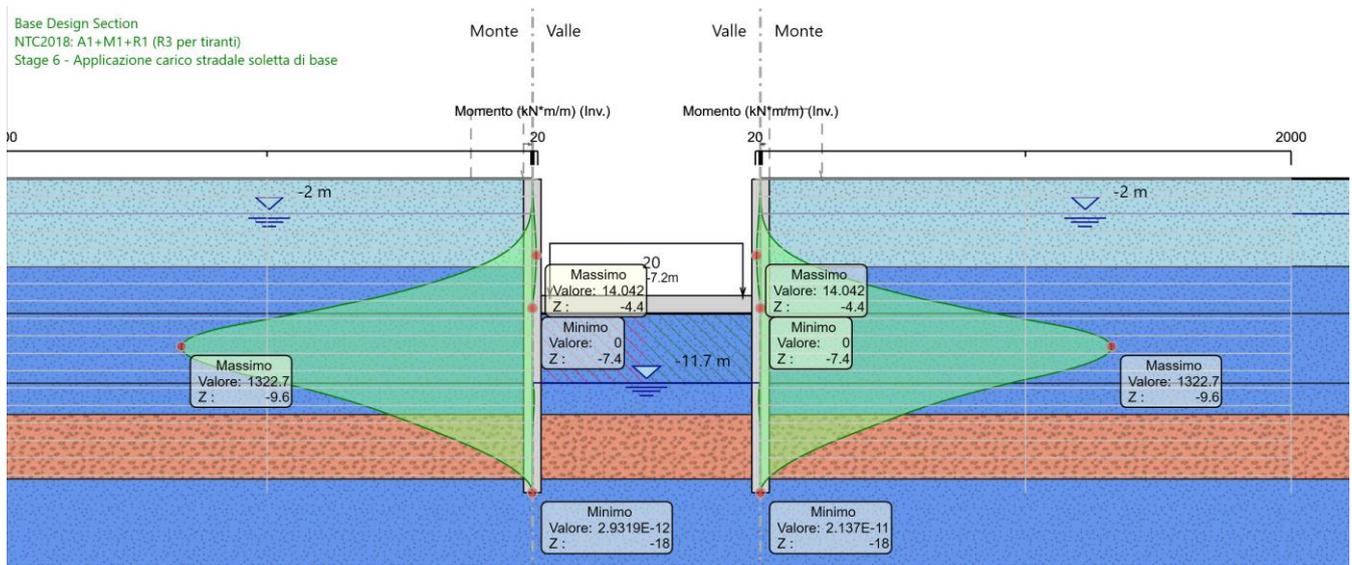
I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE. Tabella 8-11 Azioni massime SLE

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Esterno diaframma S1
SLE	Momento flettente Breve termine –Fase 5	948.5 kNm/m
	Momento flettente Lungo termine-Fase 6	1017.8 kNm/m
	Spostamenti orizzontali – Fase 6	32.271 mm

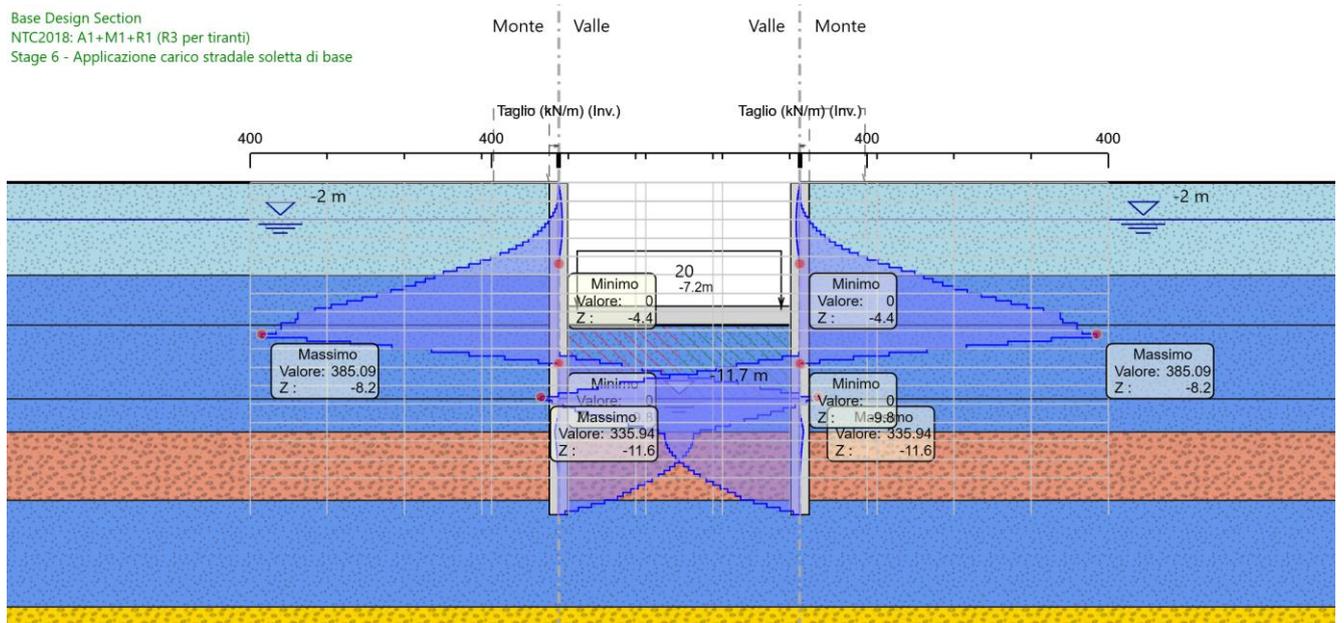
### 8.2.1.6 Risultati delle analisi SLU e SLV

#### 8.2.1.6.1 Sollecitazioni diaframmi

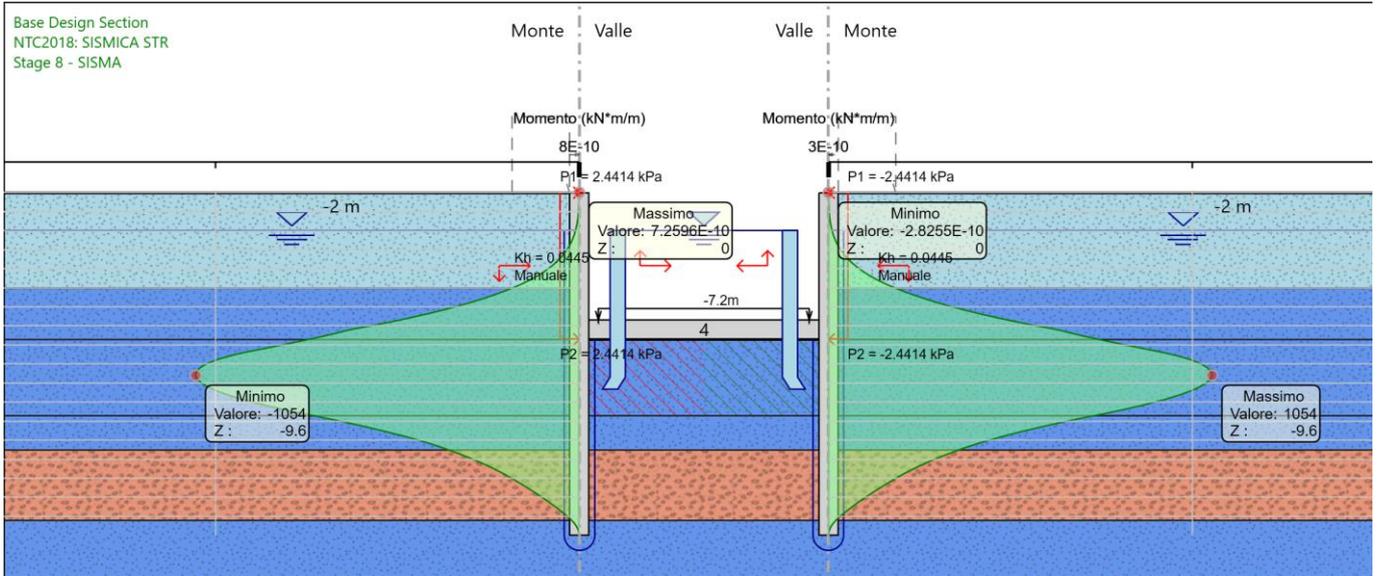
Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui diaframmi perimetrali. Le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento alla combinazione SLU e SLV. Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per le diverse combinazioni di carico.



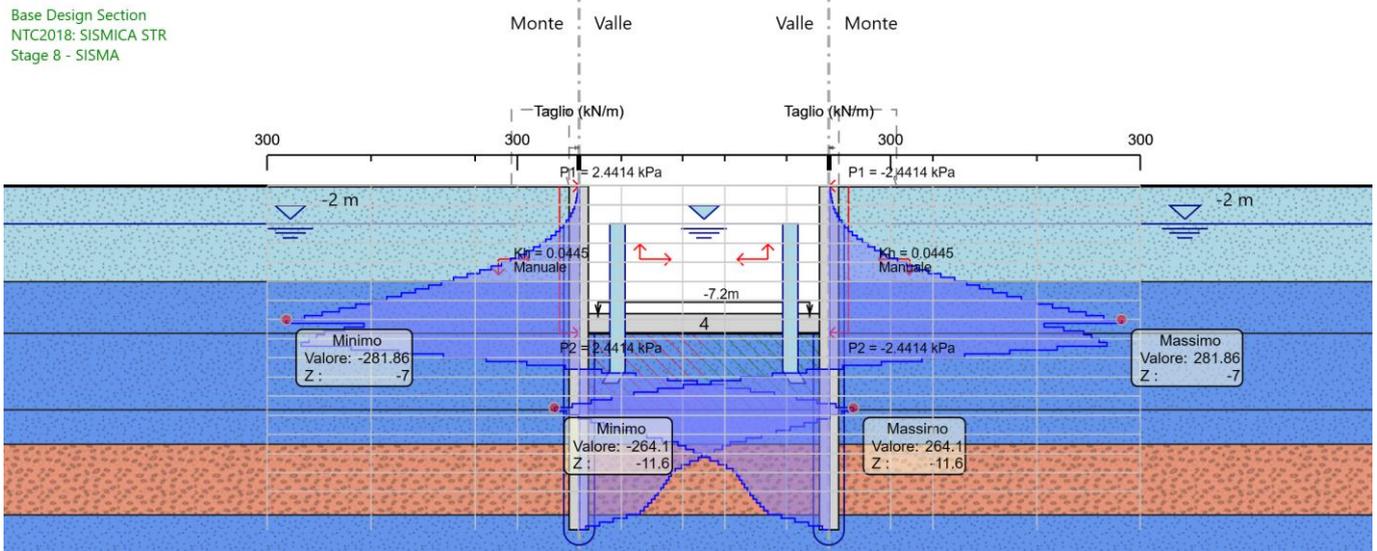
**Figura 8-50 Momento Flettente-involucro-comb. SLU**



**Figura 8-51 Taglio-involucro -comb. SLU**



**Figura 8-52 Momento Flettente-Fase 8-comb. SLV**



**Figura 8-53 Taglio-Fase 8-comb. SLV**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

**Tabella 8-12 Azioni massime SLU-SLV**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Esterno diaframma (sezione 1)
SLU	Momento flettente Breve termine –Fase 6	1232.5 kNm/m
	Momento flettente Lungo termine-Fase 7	1322.7 kNm/m
	Taglio Breve termine –Fase 6	385 kN/m
	Taglio Lungo termine-Fase 7	371.4 kN/m
SLV	Momento flettente Sisma - Fase 8	1054 kNm/m
	Taglio Sisma – Fase 8	282 kN/m

### 8.2.1.7 Struttura interna

L'analisi strutturale è stata eseguita mediante modellazioni ad elementi finiti tramite il software di calcolo SAP2000 Advanced v.21.1.1 della Computers & Structures Inc., Berkeley – California (USA).

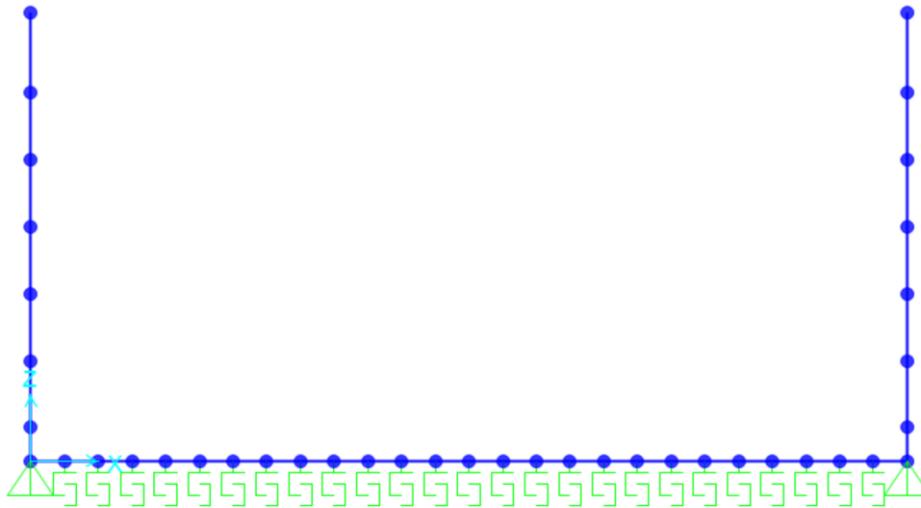


Figura 8-54 Vista 2d del modello

Il modello di calcolo è riferito ad una porzione di galleria di lunghezza unitaria. Esso è composto da elementi tipo "frame" di spessore pari a 50cm per le fodere interne (piedritti) e 100cm per la soletta di fondazione.

Il modello si ipotizza vincolato alla traslazione orizzontale e verticale in corrispondenza in corrispondenza della base delle fodere. Nella soletta di fondazione sono stati adattati *link* con comportamento a GAP (non lineare) e rigidità stimata dalla modellazione secondo Bowles.

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

(units of  $E_s$ )

where  $E_s, E_f$  = modulus of soil and footing, respectively, in consistent units  
 $B, I_f$  = footing width and its moment of inertia based on cross section (not plan) in consistent units

One can obtain  $k_s$  from  $k'_s$  as

$$k_s = \frac{k'_s}{B}$$

$B_{\text{fond}}$	13	[m]	base fondazione	
$H_{\text{fond}}$	1	[m]	altezza fondazione	
$E_{\text{terreno}}$	1.00E+04	[kPa]	modulo Young terreno	
$E_{\text{fond}}$	3.36E+07	[kPa]	modulo Young fondazione f(Rck)	
$\nu$ (-)	0.3	[-]	coeff Poisson terreno	
$I_{\text{fond}}$	1.1	[m <sup>4</sup> ]	inerzia fondazione	( $I = B \cdot H^3 / 12$ )
$ks'$	8479.723			
$ks$	652.2864	[kN/m <sup>3</sup> ]		
	326	kN/m		

**S** Link/Support Directional Properties ×

**Identification**

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

**Properties Used For Linear Analysis Cases**

Effective Stiffness:

Effective Damping:

**Properties Used For Nonlinear Analysis Cases**

Stiffness:

Open:

Il seguente modello è stato utilizzato per la verifica delle fodere verticali, e per le solette di fondazione.

I carichi applicati corrispondono al carico idrostatico, il carico permanente dovuto al ricoprimento della sovrastruttura stradale e pedonale, e ai carichi mobili agenti sulla soletta intermedia, senza considerare il peso della soletta superiore.

Oltre al carico idrostatico sui piedritti è stata considerata una forza concentrata pari a  $F=52.00$  kN corrispondente alla spinta dell'acqua sulla soletta di fondazione.

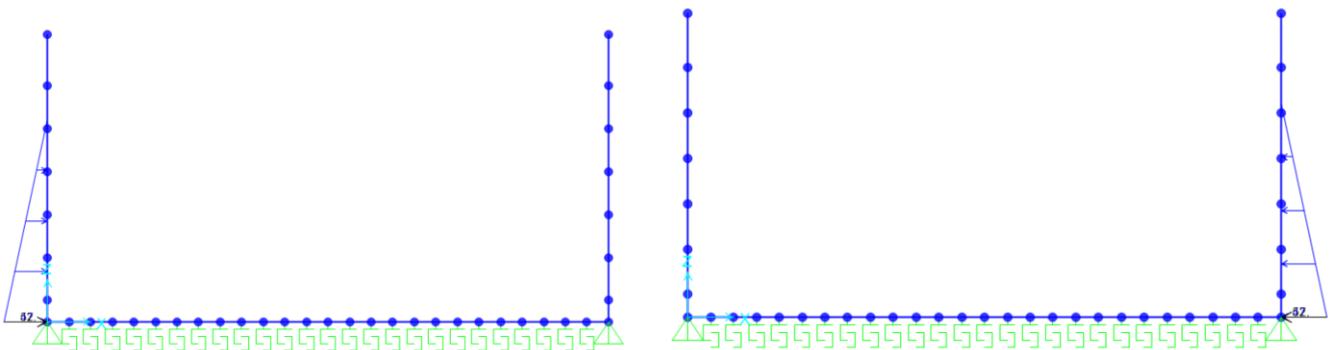


Figura 8-55 Distribuzione pressioni dovuta al carico idrostatico sui piedritti

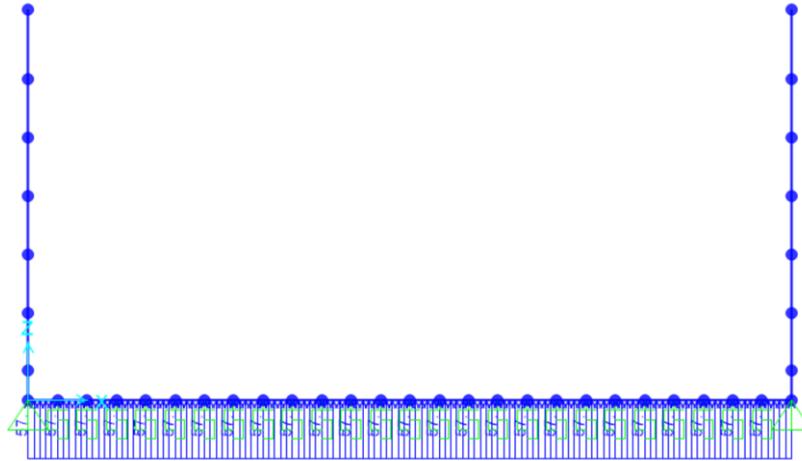


Figura 8-56 Sottospinta dovuta al carico idrostatico

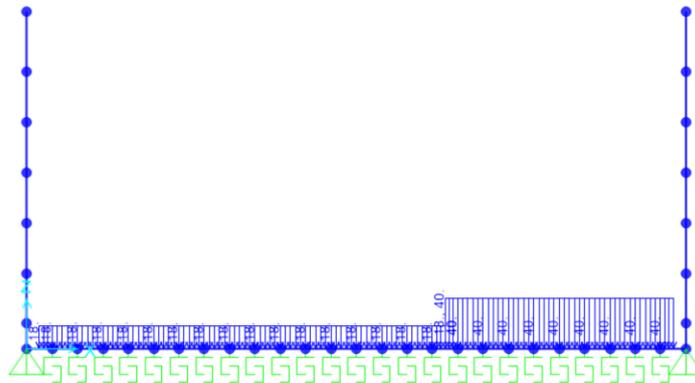


Figura 8-57 Distribuzioni delle pressioni dovute ai carichi permanenti su soletta di fondazione

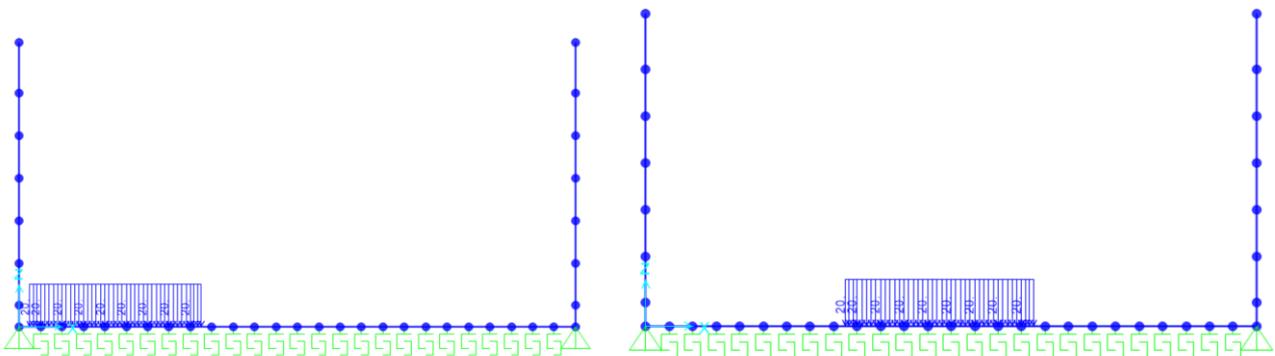


Figura 8-58 Distribuzione pressioni dovuta al carico mobile su soletta di fondazione

Vengono considerate le seguenti combinazioni di calcolo:

Carichi/Combinazioni	SLU1	SLU2	SLU3	SLErr1	SLErr2	SLErr3	SLEfr1 (rr4)	SLEfr2 (rr5)	SLEqp1 (fr3)	SLEqp2 (fr4)
Peso proprio G1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti portati G2	0	1.5	1.5	0	1	1	1	1	1	1
Spinta idrostatica	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Accidentale destra Qdx	0	1.35	0	0	1	0	0.75	0	0	0
Accidentale sinistra Qsx	0	1.35	1.35	0	1	1	0.75	0.75	0	0

### 8.2.1.7.1 Risultati delle analisi piedritti e solette SLE

Di seguito si riportano i grafici dei momenti flettenti agenti sui diaframmi perimetrali per la combinazione SLE.

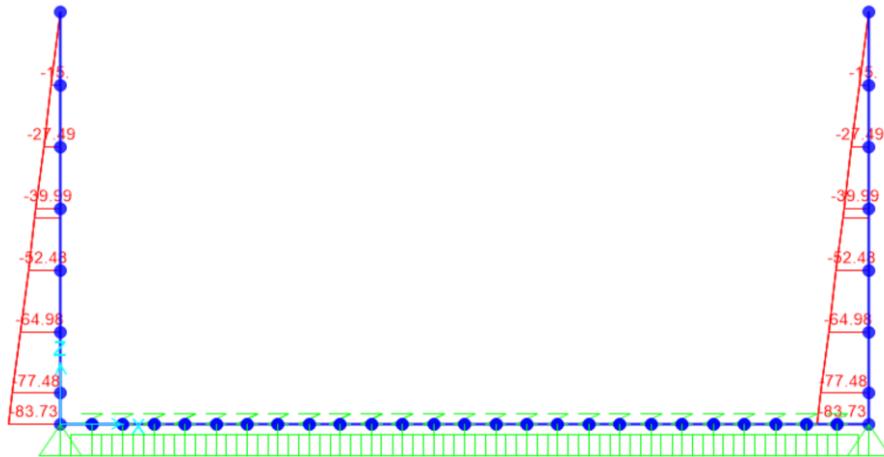


Figura 8-59 Sforzo normale -comb. SLE\_rr

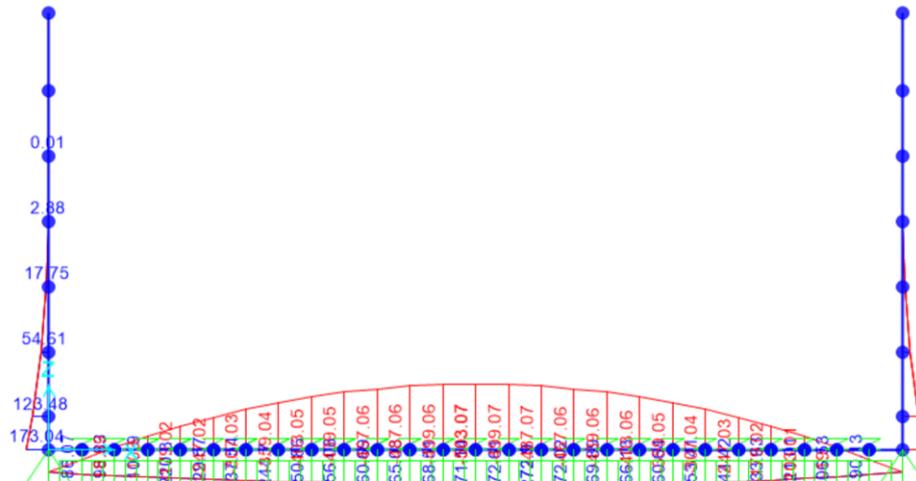


Figura 8-60 Momento flettente -comb. SLE\_rr

I valori massimi valori ottenuti dagli involuipi, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

Tabella 8-13 Azioni massime SLE

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m
SLE	Soletta di base	0	503.07
	Piedritti	83.73	173.04

8.2.1.7.2 Risultati delle analisi piedritti e solette SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla struttura interna, corrispondenti all'involuppo SLU. I valori delle sollecitazioni sono compatibili con le dimensioni degli elementi strutturali in oggetto.

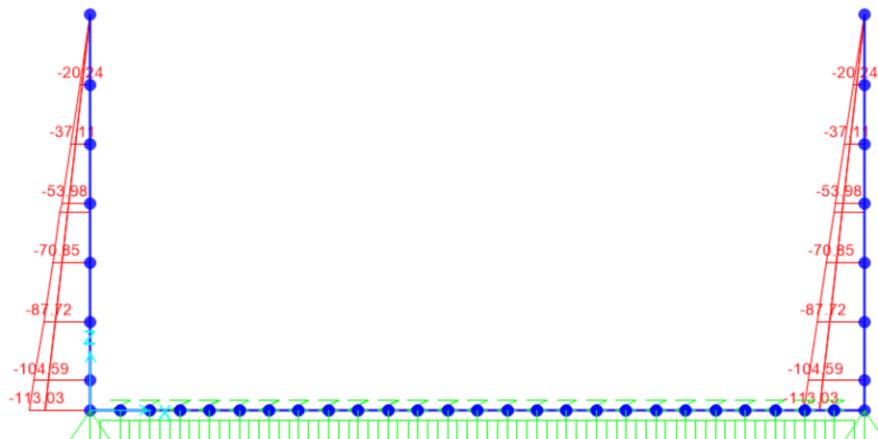
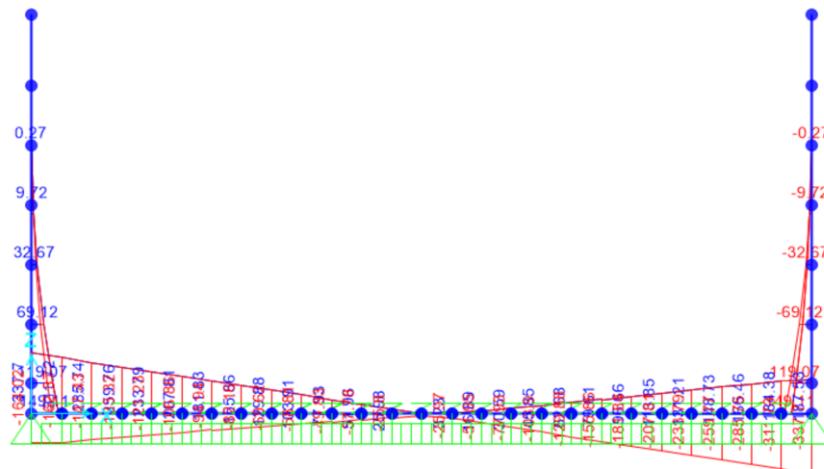
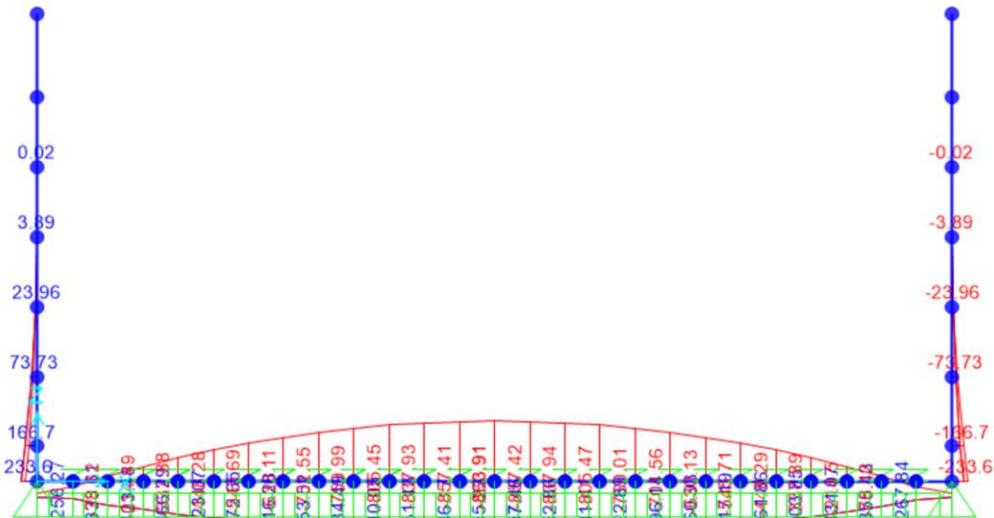


Figura 8-61 Sforzo normale -inv. SLU





**Figura 8-63 Momento flettente -comb. SLU**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

**Tabella 8-14 Azioni massime SLE**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m	Taglio kN/m
SLU	Soletta di base	0	863.91	337.7
	Piedritti	113.03	233.60	149.11

### 8.2.1.8 Verifiche idrauliche

#### 8.2.1.8.1 *Filtrazione e portate a fondo scavo*

Fare riferimento al paragrafo 8.1.1.8.1

### 8.2.1.8.2 Breve Termine – Verifica a Sollevamento

Si effettua la verifica prendendo a riferimento il pc e la falda a -2.00 m.

DATI DI INPUT			
$z_w$	-2	m	Quota falda da p.c.
$z_{fs}$	-7.7	m	Quota fondo scavo da p.c.
L	13.5	m	Larghezza sezione
$H_{terr,1}$	0	m	Altezza terreno sopra tampone
$H_{tamp}$	4	m	Altezza tampone
$H_{tamp,1}$	4	m	Altezza aliquota tampone in UG1 inf
$H_{tamp,2}$	0	m	Altezza aliquota tampone in UG2
$H_{terr,2}$	0	m	Altezza terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
$H_w$	9.70	m	Battente idraulico a base tampone
$\gamma_{terr,1}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sopra il tampone
$\gamma_{tamp}$	17.1	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico tampone
$\gamma_{terr,2}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
Tensioni totali			Metodo di analisi adesione jet grouting (tensioni totali; tensioni efficaci)

FORZE STABILIZZANTI			
$P_{terr,1}$	0	kN/m	<b>Peso terreno sopra tampone fattorizzato</b>
$P_{tamp}$	831.1	kN/m	<b>Peso tampone fattorizzato</b>
$P_{terr,2}$	0.0	kN/m	<b>Peso terreno sotto tampone fattorizzato</b>

PARAMETRI TERRENO TRATTATO E TERRENO NATURALE			
	2/3		Coeff. multipl. Attrito
$\phi_{terr,1}$	0	°	Angolo attrito terreno naturale sopra il tampone
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\phi_{terr,2}$	0	°	Angolo d'attrito terreno sotto il tampone, compreso tra le paratie
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\sigma_{compr}$	2000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG1
$\sigma_{compr}$	5000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG2
$\sigma_{traz}$	0	kPa	Resistenza trazione Jet
$u_{fondoscavo}$	0.0	kPa	Pressione fondo scavo
$u_{piedetamp}$	97.0	kPa	Pressione fondo tampone
$S_{wh\ ret}$	0.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota rettangolare
$S_{wh\ tri}$	194.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota triangolare
$S_{wh}$	194.0	kN/m	<b>Spinta orizzontale acqua su diaframma</b>

CONTRIBUTO ADESIONE (ALIQUOTA COESIVA) DEL JET E DEI TERRENI NON TRATTATI			
$n_d$	2	$n^\circ$	Numero diaframmi per attrito
$L_{\%}$	100%	%	Lunghezza utile diaframma sotto f.scavo
$c_{u,1k}$	0.00	kPa	Coesione non drenata terreno sopra tampone
$c_{u,1}$	0.00	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$c_{u,2k}$	30.00	kPa	Coesione non drenata terreno sotto tampone
$c_{u,2}$	21.43	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$\alpha_1$	0.70		Coefficiente alpha terreno sopra il tampone
$\alpha_2$	0.66		Coefficiente alpha terreno sotto il tampone
$A_1$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sopra il tampone
$A_2$	400.00	kN/m	Adesione jet grouting
$A_3$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sotto il tampone, compreso tra le paratie
	720.0	kN/m	<b>Contributo Attrito = <math>n_d * L * \gamma_{glf} * (\alpha_1 c_{u,1} * H_{terr,1} + c_a * H_{ta} + \alpha_2 c_{u,2} * H_{terr,2})</math></b>

FATTORE DI SICUREZZA			
FS	1.077	OK	Fattore di sicurezza UPL

La verifica risulta soddisfatta

### 8.2.1.8.3 Lungo Termine – Verifica a Sollevamento

AZIONE INSTABILIZZANTE			
$H_w$	-5.70	m	Battente idraulico a base soletta
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
L	13.5	m	Larghezza sezione
$P_w$	769.5	kN	Spinta dell'acqua

CARICHI STABILIZZANTI				
	Spessore	$\gamma$	L	Pstab.
	m	kN/m <sup>3</sup>	m	kN
Sovr. Stradale	0	18	8	0
Diaframmi	2	25	18	900
Soletta superiore	0	25	13.5	0
Soletta intermedia	0	25	13.5	0
Soletta di base	1	25	13.5	337.5
Setti interni superiori	1	25	6	150
Setti interni inferiori	0	25	3	0

Totale permanenti **1387.5**  
 Coeff. di sicurezza al sollevamento **1.80 > 1.22**

La verifica risulta soddisfatta.

## 8.2.2 Sezione in trincea tra muri ad U e palancole provvisionali

### 8.2.2.1 Descrizione dell'opera

Per altezze di scavo massime  $H > 4$  m, le trincee di imbocco alla galleria artificiale SL01 vengono realizzate mediante muri ad U in trincea con l'ausilio di palancole provvisionali durante lo scavo.

Le principali caratteristiche geometriche del muro ad U e della palanca provvisoria sono riassunte nella tabella sottostante:

**Tabella 8-15 Caratteristiche geometriche Muro a U**

SEZIONE	Altezza massima di scavo H (m)	spessore soletta di fondazione (m)	spessore piedritti (m)	Palanca	Lunghezza massima palanca (m)	Lunghezza di infissione (m)	spessore JG (m)
Muro ad U	4 m	1.0	0.5	PU22	12.	8	4

I calcoli hanno interessato la sezione caratterizzata dalla massima altezza di scavo (4 m) e di falda (-2.0m da p.c).

Nei capitoli seguenti verranno esposti i risultati delle seguenti analisi:

- Calcolo palancole provvisionali analizzate considerando le fasi costruttive mediante il software *paratie plus*
- Calcolo della struttura interna effettuato mediante un'analisi statica con il software *Sap2000*

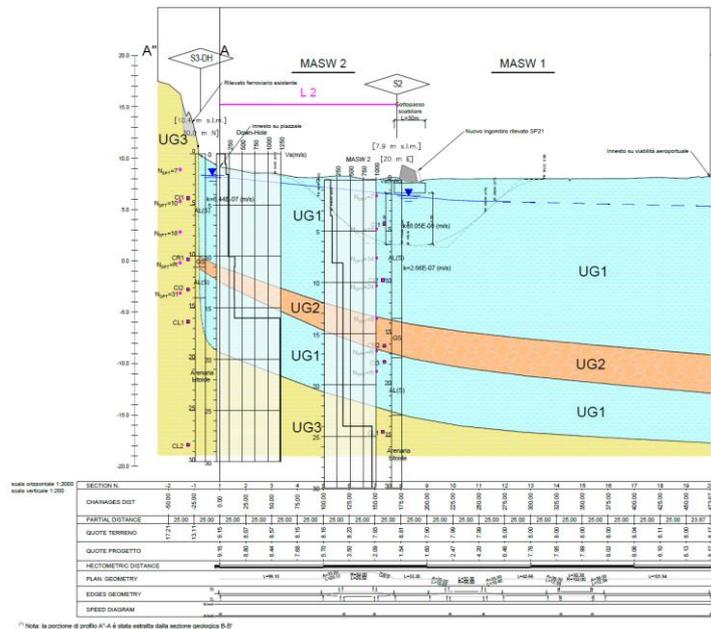
### 8.2.2.2 Modello geotecnico

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire una tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo e uno stralcio del profilo geotecnico.

**Tabella 8-16 Parametri geotecnici considerati**

Unità Geotecnica	da	a	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	E
	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(MPa)
<b>UG1 Sup</b>	0	-5	19	22	5	10
<b>UG1 Inf</b>	-5	-13.5	19	22	5	20
<b>UG2</b>	-13.5	-17.2	21	35	0	50
<b>UG1 Inf</b>	-17.2	-23.0	19	22	5	20
<b>UG3</b>	>-23.0		25	45	100	540
<b>Jet Grouting – UG1 Inf</b>	-	-	17.1	22	200	200

Il livello di falda si trova a -2.0 m da p.c.



**Figura 8-64 Stralcio profilo geotecnico**

### 8.2.2.3 Palancole provvisorie

#### 8.2.2.3.1 *Analisi dei carichi*

#### **Peso proprio**

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato considerando il seguente peso di volume del calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  e dell'acciaio acciaio  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .

#### **Spinta del terreno**

I carichi permanenti dovuti alla spinta del terreno sono calcolati dal programma in accordo con quanto riportato nel paragrafo 7.1.

#### **Carichi variabili**

Il carico accidentale è rappresentato dai mezzi di cantiere posto pari a  $10 \text{ kN/m}^2$ .

#### **Azione sismica**

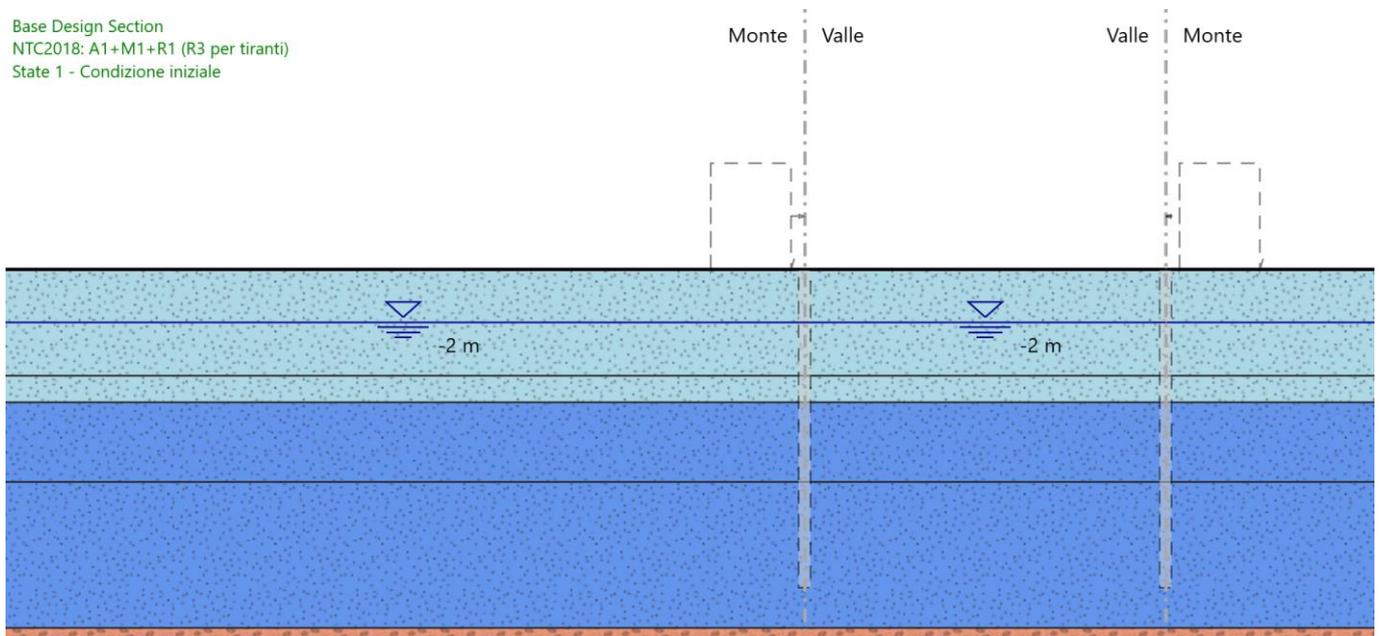
In accordo con le NTC2018, l'azione sismica viene trascurata poiché le palancole sono un'opera provvisoria con una vita nominale inferiore a due anni.

#### 8.2.2.3.2 *Fasi di calcolo*

L'analisi si compone complessivamente di 4 fasi di calcolo:

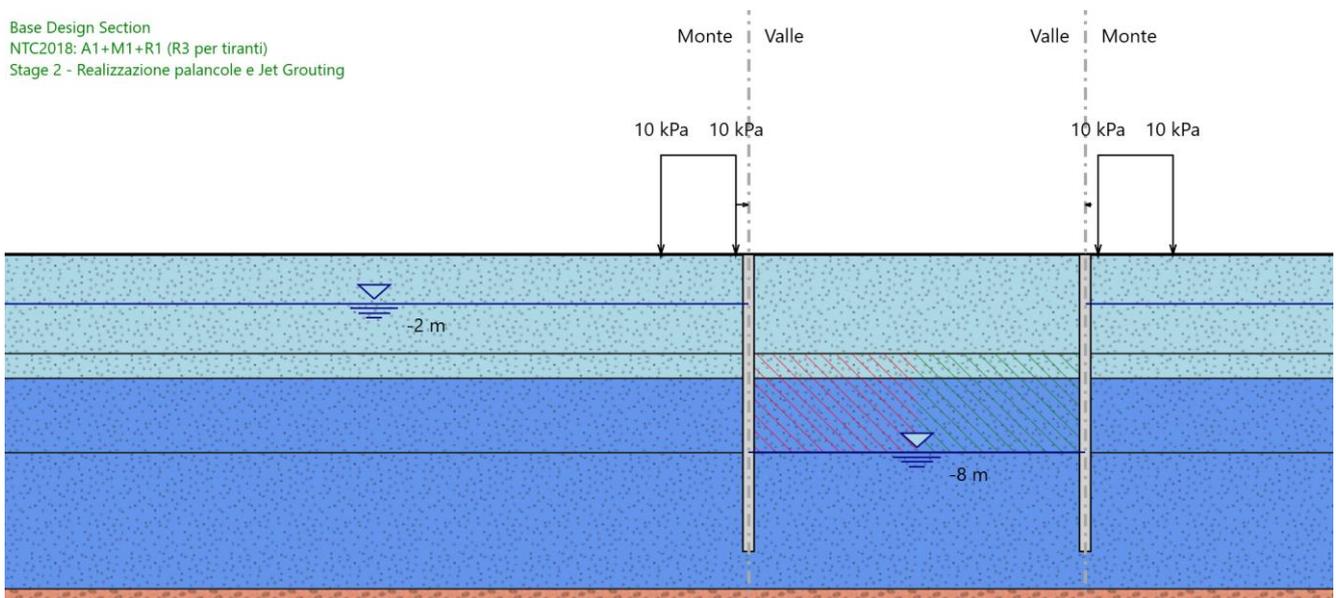
1. Condizione iniziale - Figura 8-65;
2. Esecuzione diaframmi e realizzazione trattamento in *jet-grouting*, inserimento carico di cantiere ( $q=10 \text{ kN/m}^2$ ) - Figura 8-66;
3. Scavo fino a quota di massimo scavo -4.0 m - Figura 8-67
4. Scavo fino a quota -4.5 m (scavo di calcolo +0.5m ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18) – Figura 8-68

Base Design Section  
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)  
State 1 - Condizione iniziale



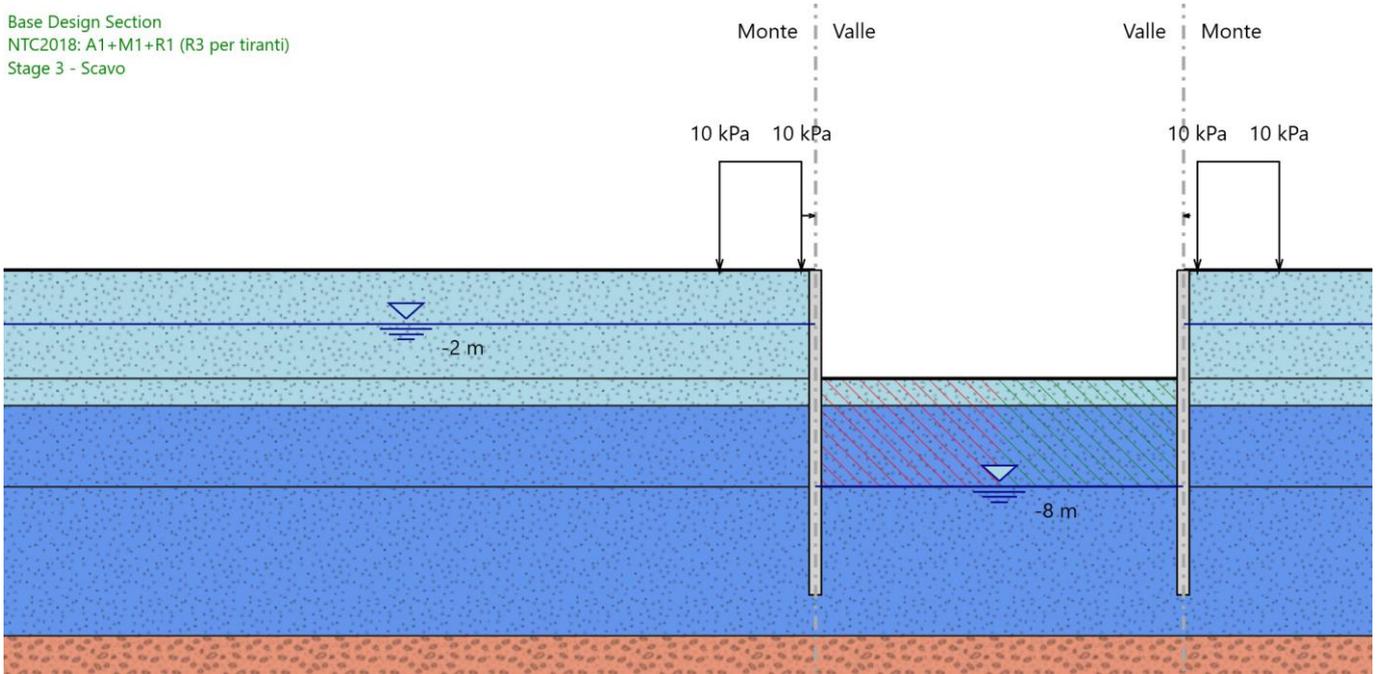
**Figura 8-65 Fase 1: Condizione iniziale**

Base Design Section  
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)  
Stage 2 - Realizzazione palancole e Jet Grouting



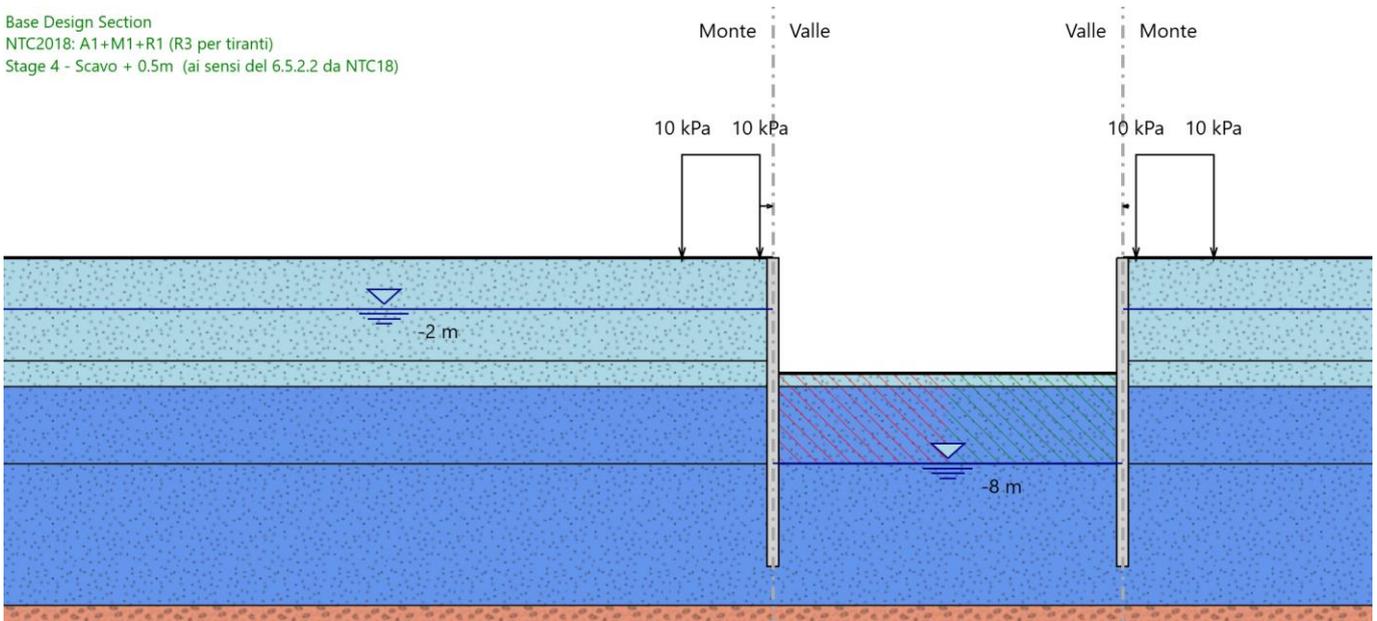
**Figura 8-66 Fase 2: Esecuzione palancole provvisorie**

Base Design Section  
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)  
Stage 3 - Scavo



**Figura 8-67 Fase 3: Scavo fino a quota scavo massimo H=4 m**

Base Design Section  
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)  
Stage 4 - Scavo + 0.5m (ai sensi del 6.5.2.2 da NTC18)

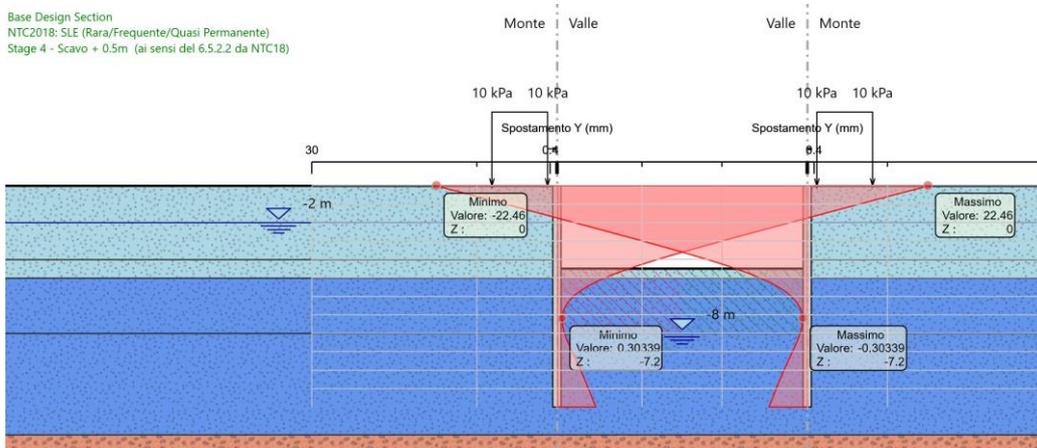


**Figura 8-68 Fase 4: Scavo fino estradosso soletta+0.5m (ai sensi di 6.5.2.2 delle NTC18)**

### 8.2.2.4 Risultati delle analisi SLE

#### 8.2.2.4.1 Spostamenti orizzontali

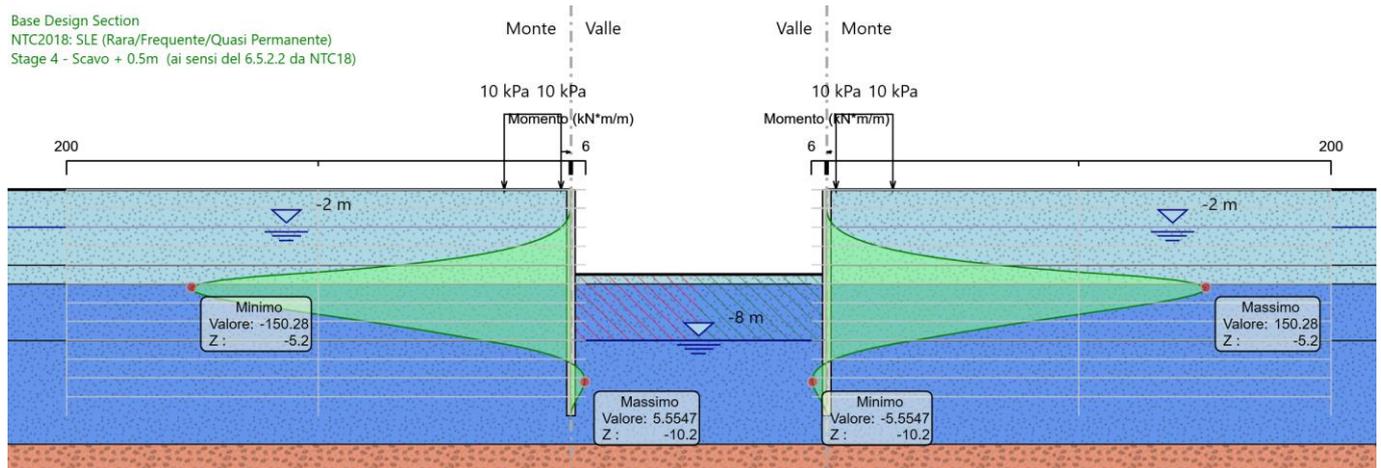
Di seguito si riportano gli spostamenti orizzontali dell'opera nelle fasi più significative. Ne risulta che il massimo spostamento orizzontale SLE è pari a 22.46 mm ottenuto nella fase 5. Tale valore è da considerarsi ammissibile.



**Figura 8-69 Spostamenti orizzontali SLE – Fase 4**

#### 8.2.2.4.2 Sollecitazioni palancole

Di seguito si riportano i grafici dei momenti flettenti agenti sulle palancole per la combinazione SLE.



**Figura 8-70 Momento Flettente-Fase 3comb. SLE**

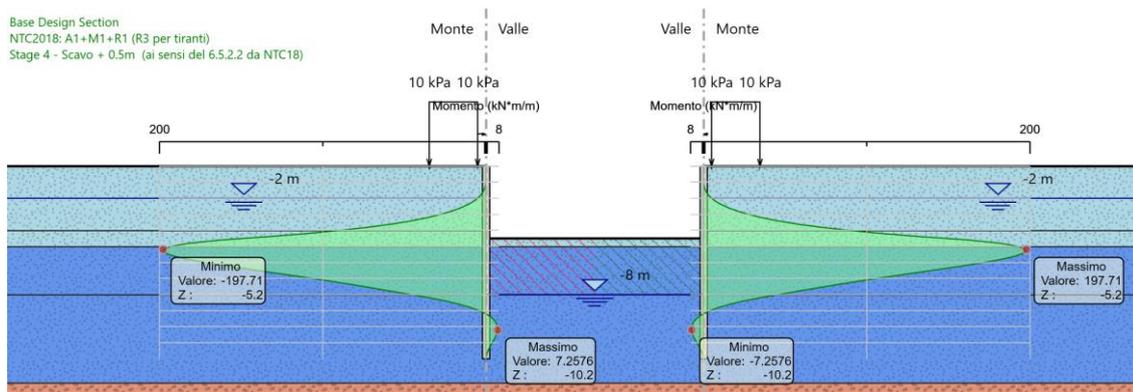
I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

**Tabella 8-17 Azioni massime SLE**

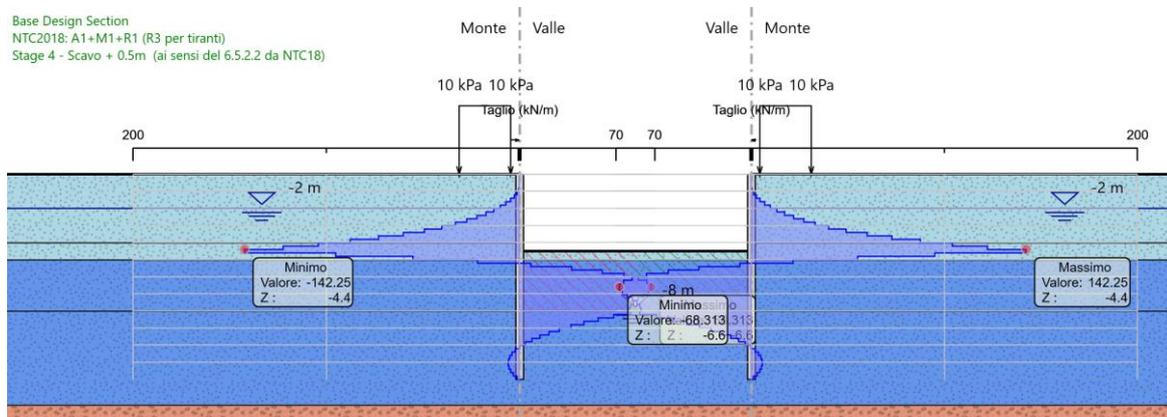
Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sezione 1
SLE	Momento flettente Breve termine –Fase 4	150.28 kNm/m
	Spostamenti orizzontali – Fase 4	22.46 mm

### 8.2.2.5 Risultati delle analisi SLU e SLV

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui diaframmi perimetrali. Le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento alla combinazione SLU e SLV. Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per le diverse combinazioni di carico.



**Figura 8-71 Momento Flettente-Fase 4-comb. SLU**



**Figura 8-72 Taglio-Fase 4 -comb. SLU**

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

**Tabella 8-18 Azioni massime SLU**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sezione 1
SLU	Momento flettente Breve termine –Fase 4	197.71 kNm/m
	Taglio Breve termine –Fase 4	142.25 kN/m

### 8.2.2.6 Muro ad U

L'analisi strutturale è stata eseguita mediante modellazioni ad elementi finiti tramite il software di calcolo SAP2000 Advanced v.21.1.1 della Computers & Structures Inc., Berkeley – California (USA).

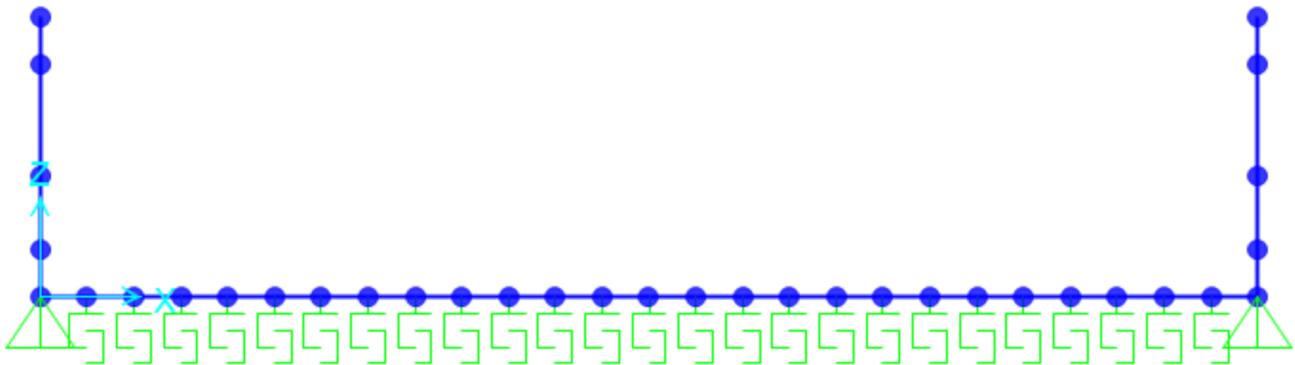


Figura 8-73 Vista 2d del modello

Il modello di calcolo è riferito ad una porzione di muro di lunghezza unitaria. Esso è composto da elementi tipo "frame" di spessore pari a 50 cm per i piedritti e 1 m per la soletta di fondazione. L'altezza di calcolo dei piedritti è pari a quella massima ovvero 3.0 m.

Lo schema statico prevede la soletta a contatto con il terreno schematizzata come una trave su molle alla Winkler, il cui valore è stato valutato nel seguito con la trattazione di Bowles.

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f} \frac{E_s}{1 - \mu^2}} \quad (\text{units of } E_s) \quad \text{One can obtain } k_s \text{ from } k'_s \text{ as } k_s = \frac{k'_s}{B}$$

where  $E_s, E_f$  = modulus of soil and footing, respectively, in consistent units  
 $B, I_f$  = footing width and its moment of inertia based on cross section (not plan) in consistent units

$B_{\text{fond}}$	13	[m]	base fondazione	
$H_{\text{fond}}$	1	[m]	altezza fondazione	
$E_{\text{terreno}}$	1.00E+04	[kPa]	modulo Young terreno	
$E_{\text{fond}}$	3.36E+07	[kPa]	modulo Young fondazione f(Rck)	
$\nu (-)$	0.3	[-]	coeff Poisson terreno	
$I_{\text{fond}}$	1.1	[m <sup>4</sup> ]	inerzia fondazione	$(I = B \cdot H^3 / 12)$

$k_s' =$  8479.723

**$k_s$  652.2864 [kN/m<sup>3</sup>]**  
326 kN/m

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: Terreno

Direction: U1

Type: Gap

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 326

Open: 0.

OK Cancel

#### 8.2.2.6.1 Analisi dei carichi

##### Peso proprio

Il peso proprio dei diaframmi è calcolato in automatico dal programma di calcolo considerando un peso di volume del calcestruzzo pari a  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

##### Permanenti Portati

Il carico permanente agente sulla soletta di fondazione è pari a  $1 \text{ m} \cdot 18.0 \text{ kN/m}^3 = 18.0 \text{ kPa}$  (in sx – piattaforma stradale) e  $1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 25 \text{ kPa}$  (in dx – percorso pedonale).

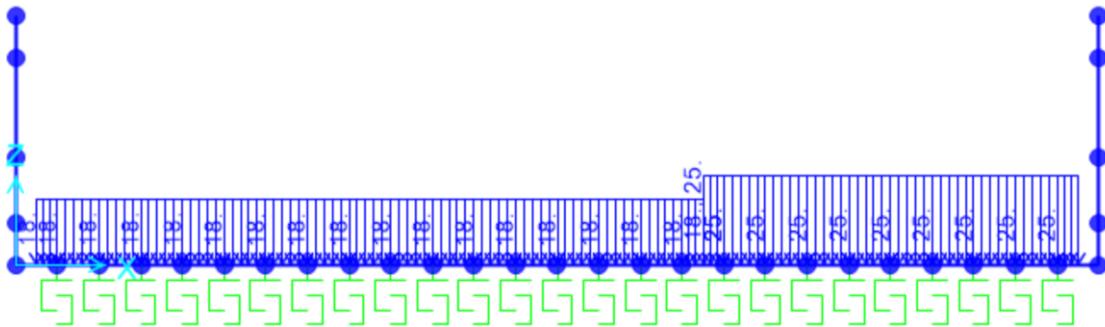


Figura 8-74 Vista 2d del modello

##### Spinta del terreno e dell'acqua

Per la valutazione della spinta esercitata dal terreno quest'ultimo è stato considerato in condizioni di spinta attiva, pertanto il coefficiente di spinta è stato calcolato mediante la soluzione di Coulomb  $k_{ah} = 0.392$ .

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\begin{aligned} \varphi' &= 22.0 \quad (^\circ) \\ \varepsilon &= 0.0 \quad (^\circ) \\ \delta &= 14.7 \quad (^\circ) \\ \beta &= 0.0 \quad (^\circ) \\ \psi &= 90.0 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

**Coulomb**

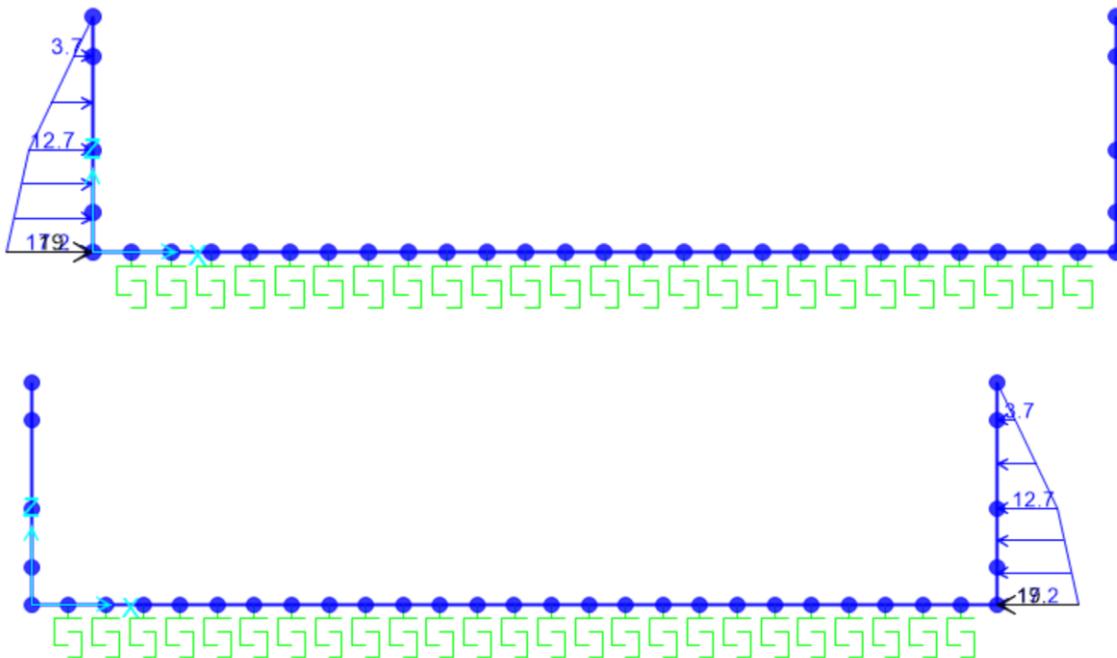
$$ka = 0.4052 \quad (-)$$

$$kah = ka \cos(\delta_{muro} + \beta)$$

$$kah = 0.3920 \quad (-)$$

Profondità da p.c.	Mesh Sap2000	Unità	$\gamma$	zw da p.c.	$\gamma_w$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$\varphi'$	k0	$\sigma'_h = \sigma'_v * k_0$	$\sigma_h = \sigma'_h + u$
m	m	-	kN/m3	m	kN/m3	kPa	kPa	kPa	°	-	kPa	kPa
0	3	UG1	19	-2	10	0	0	0	22	0.39	0.0	0.0
0.5	2.5	UG1	19	-2	10	9.5	0	9.5	22	0.39	3.7	3.7
1.7	1.3	UG1	19	-2	10	32.3	0	32.3	22	0.39	12.7	12.7
2.5	0.5	UG1	19	-2	10	47.5	8	39.5	22	0.39	15.5	23.5
3	0	UG1	19	-2	10	57	13	44	22	0.39	17.2	30.2
4	0	UG2	19	-2	10	76	23	53	23	0.39	20.8	43.8

Oltre al carico della spinta del terreno sui piedritti è stata considerata una forza concentrata pari a  $F=19$ . kN corrispondente alla spinta del terreno sulla soletta di fondazione.



**Figura 8-75 Spinta del terreno piedritti sx e dx**

Oltre al carico idrostatico sui piedritti è stata considerata una forza concentrata pari a  $F=18.00$  kN corrispondente alla spinta dell'acqua sulla soletta di fondazione.

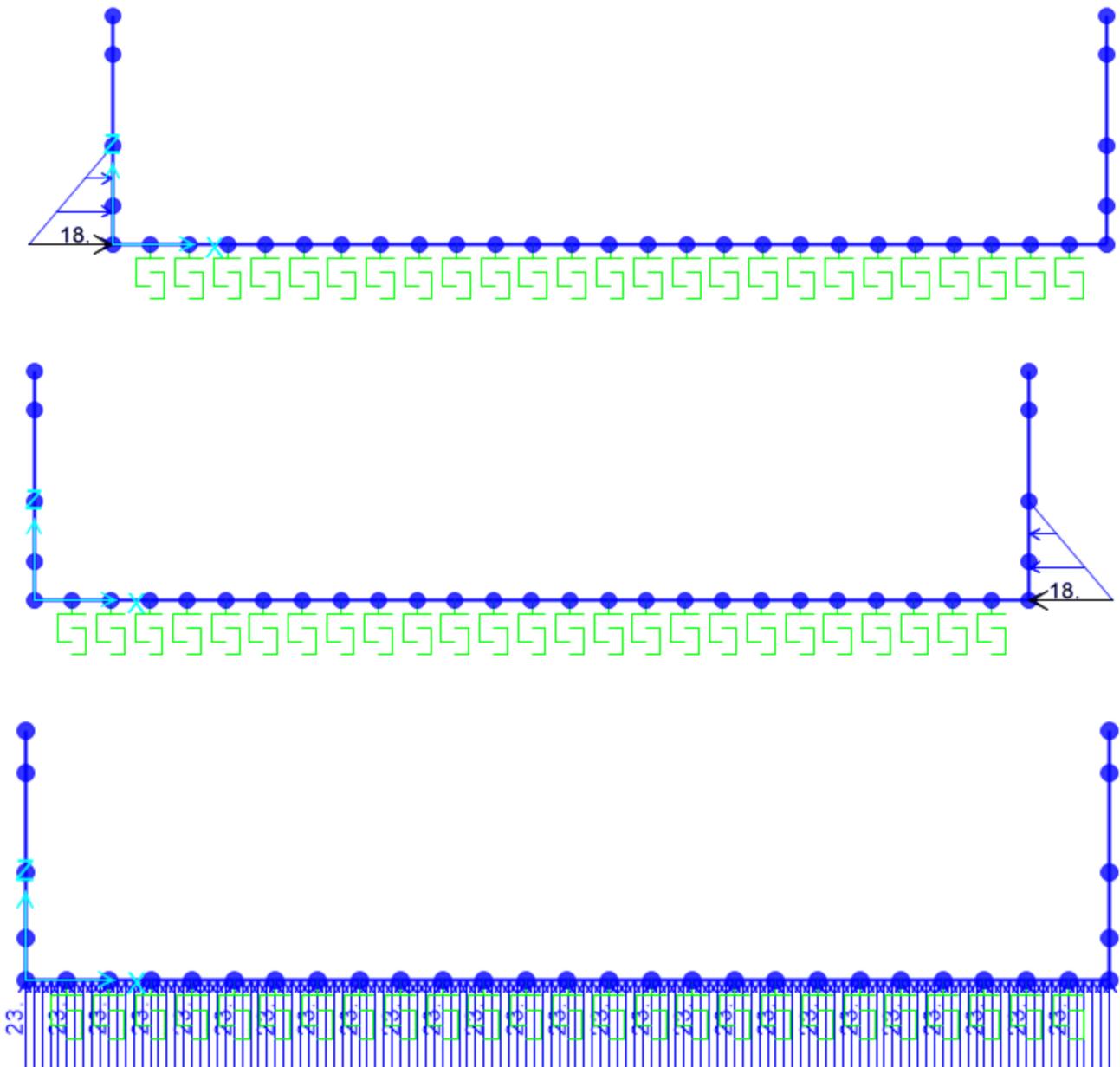
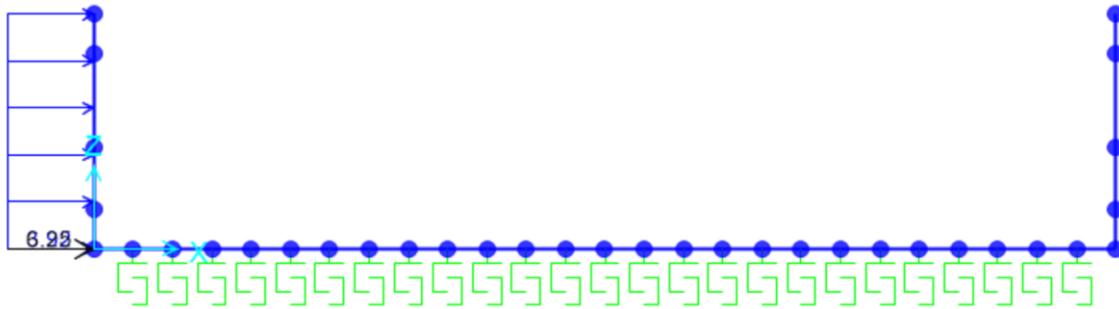


Figura 8-76 Spinta del acqua

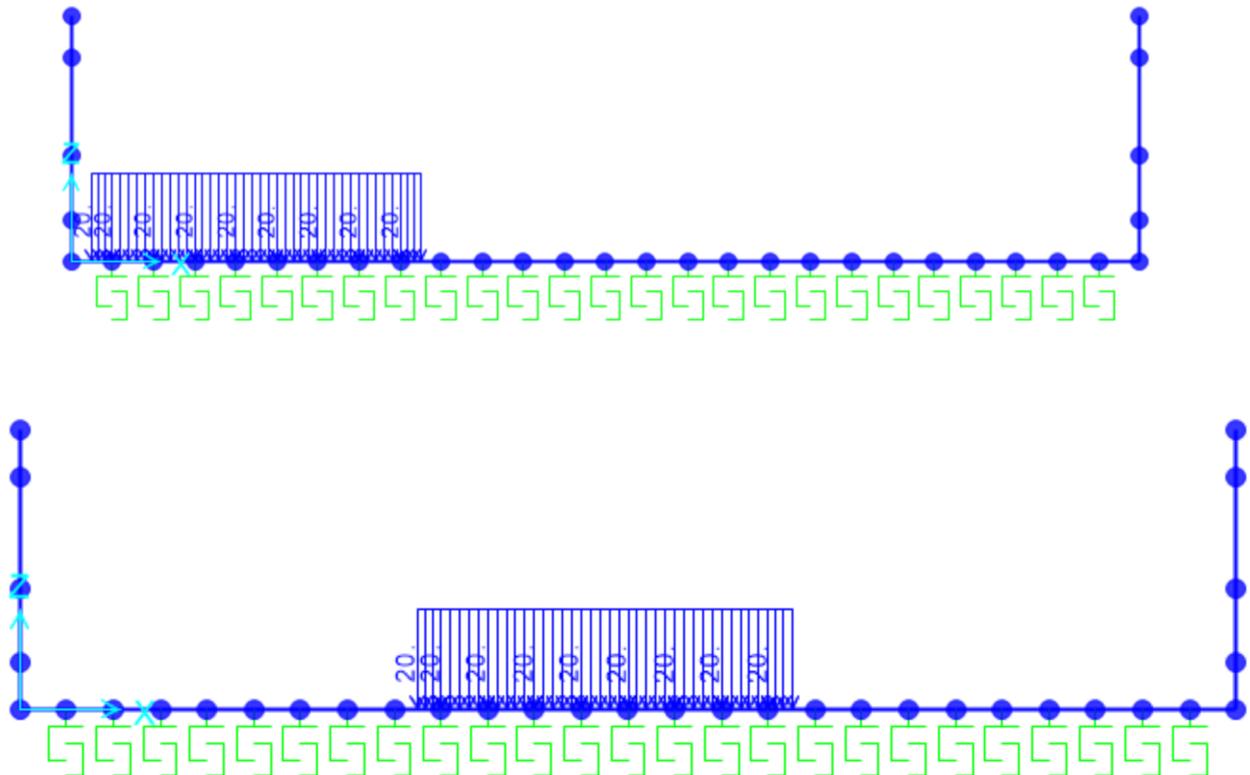
**Carichi variabili**

Il carico accidentale a tergo del muro è rappresentato dai mezzi di cantiere posto pari a  $10 \text{ kN/m}^2$ . L'incremento di spinta dovuto al sovraccarico in condizioni di spinta in quiete è pari a  $3.92 \text{ kPa}$ . Oltre alla distribuzione sui piedritti, si considera una forza concentrata  $F=3.92 \text{ kN}$  corrispondente alla spinta del carico variabile sulla soletta di fondazione.



**Figura 8-77 Spinta del sovraccarico mobile**

Il sovraccarico accidentale sulla soletta di fondazione è assunto pari a  $20 \text{ kPa}$ .



**Figura 8-78 Accidentali sx e dx**

## Azione sismica

L'azione sismica agente sulle masse strutturali è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico. Esso consente di rappresentare il sisma mediante una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$ , rispettivamente, coefficiente sismico orizzontale e verticale, pari a

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \text{ coefficiente sismico verticale}$$

Nelle espressioni precedenti  $a_{\max}$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito mentre  $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione di tale accelerazione valutato in funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Per l'analisi della struttura in esame  $\beta_m$  è stato posto pari ad 0.38. L'accelerazione orizzontale massima è stata valutata con la relazione:

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

in cui  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e  $S$  un coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ). Nella tabella seguente si riportano parametri sismici utilizzati nelle analisi.

**Tabella 8-19 Azione sismica**

$a_g$	0.052	g
$S_S$	1.600	
$S_T$	1	
$a_{\max}$	0.0832	g
$\beta_m$	0.38	
$k_H$	0.0316	
$k_v$	0.0158	

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto, della massa associata al peso proprio e delle masse associate al carico permanente.

INERZIA ORIZZONTALE SETTO			
Piedritti			
$k_h \cdot W_{P1}$	0.40	$kN/m^2$	peso proprio s. 0.5m

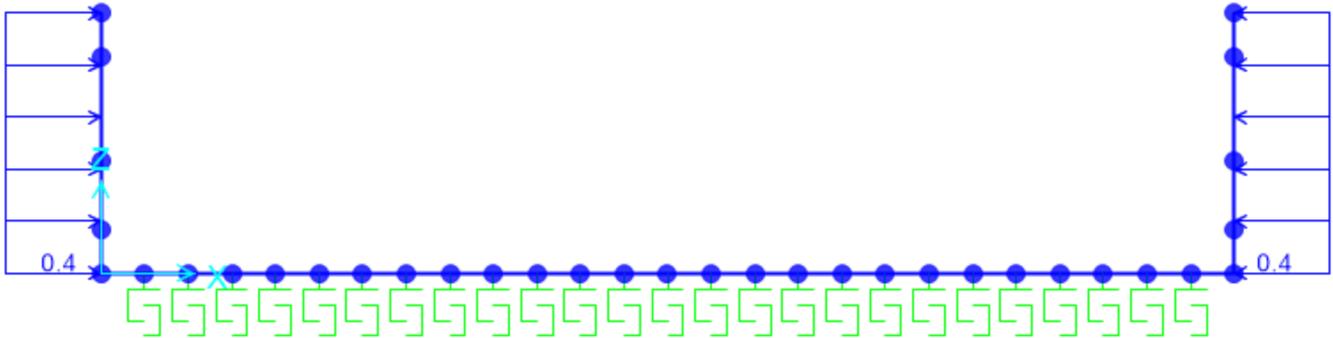


Figura 8-79 Inerzia sismica orizzontale setti

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata calcolata mediante la teoria di Mononobe-Okabe mediante la seguente relazione:

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Con angolo  $\theta$  calcolato mediante la relazione:

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

massima accelerazione al suolo	$a_g/g =$	0.052	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1.60	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_T =$	1.00	(-)
rapporto sisma verticale/orizzontale	$k_v / k_h =$	0.50	(-)
peso di volume naturale del terreno	$\gamma =$	19.0	(kN/mc)
peso di volume secco del terreno	$\gamma_d =$	19.0	(kN/mc)
peso specifico dell'acqua	$\gamma_w =$	10.0	(kN/mc)
Coefficiente $\beta$ per spostamenti ammissibili del muro	$\beta =$	0.38	

Si ottengono i seguenti valori di  $k_a^{+,-}$ :

$$k_h = 0.0316$$

$$\theta^+ = 3.76 \quad (^\circ)$$

---

**coefficienti di spinta attiva**

---

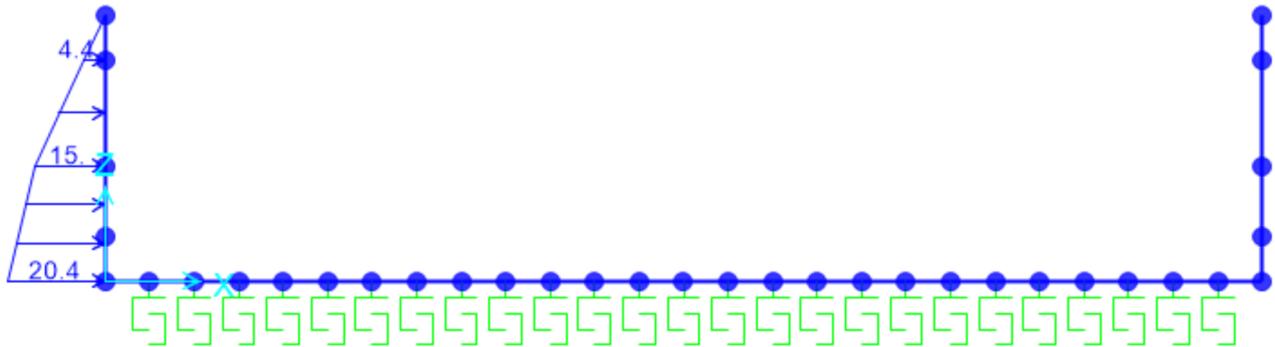
$$kas^+ = 0.4570 \quad (-)$$

$$kas^- = 0.4589 \quad (-)$$


---

**Figura 8-80 Spinta simica – Monobe-Okabe**

La struttura viene analizzata applicando la condizione di carico sismico maggiore.



**Figura 8-81 Inerzia simica - Ish**

### 8.2.2.6.2 Combinazioni di carico

Nelle Tabelle seguenti sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle analisi.

combinazioni di carico agli SLU, SLV e SLE								
Carichi/Combinazioni	SLU1	SLU2	SLU3	SLV	SLErr1	SLErr2	SLErr3	
DEAD	1	1.35	1.35	1	1	1	1	
G2 permanenti	0	1.5	1.5	1	0	1	1	
Spinta idrostatica V	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	
SPTsx	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	
SPTdx	1.35	1.35	1	1	1	1	0.8	
SQsx	1.35	1.35	1.35	0	0	1	1	
Accidentali sx	0	1.35	1.35	0	0	1	1	
Accidentali dx	0	1.35	0	0	0	1	0	
Spinta idrostatica sx	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	
Spinta idrostatica dx	1.35	1.35	1	1	1	1	0.8	
Esh	0	0	0	1	0	0	0	
Ish	0	0	0	1	0	0	0	

### 8.2.2.6.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni per gli stati limite ultimi statici e sismici e per gli stati limite d'esercizio.

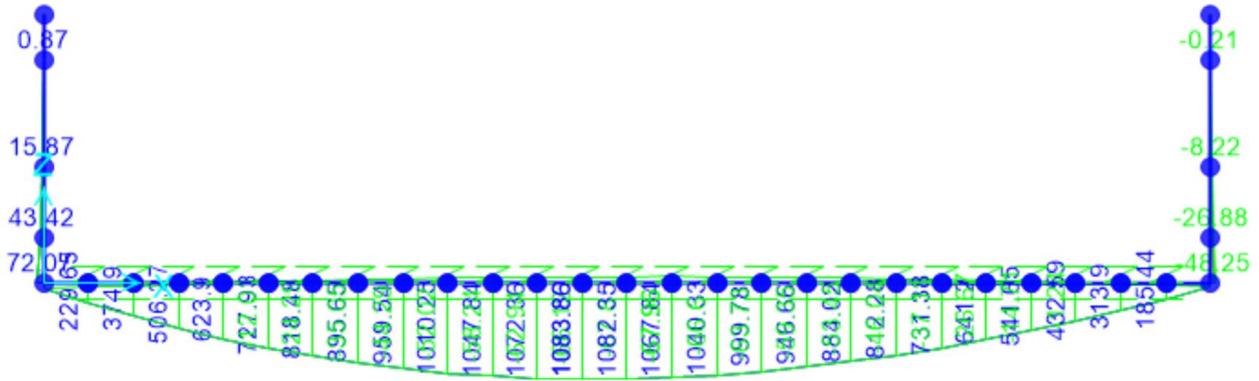


Figura 8-82 Momento Flettente Enve-SLU

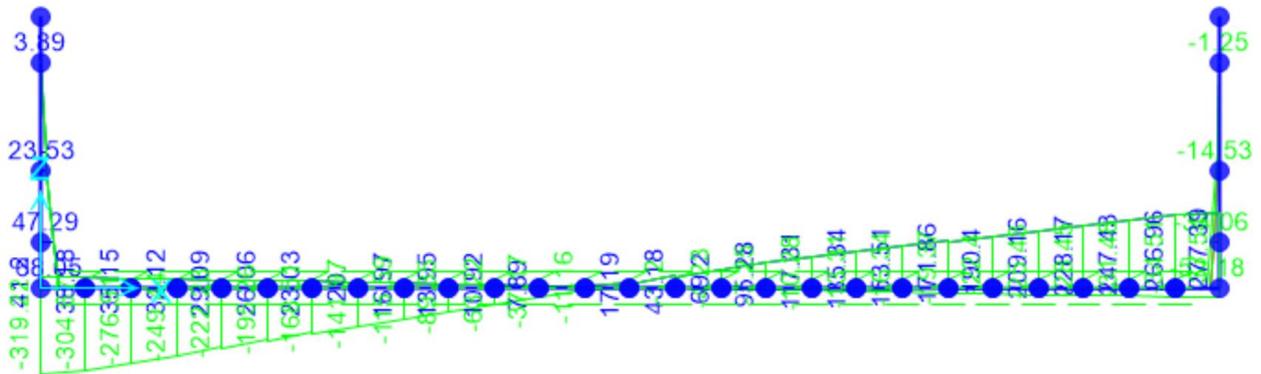


Figura 8-83 Sforzo di taglio Enve-SLU

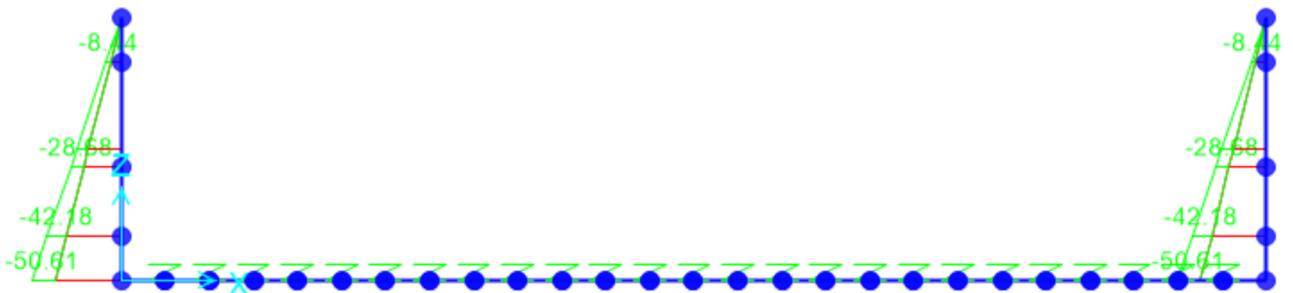


Figura 8-84 Sforzo Normale Enve-SLU

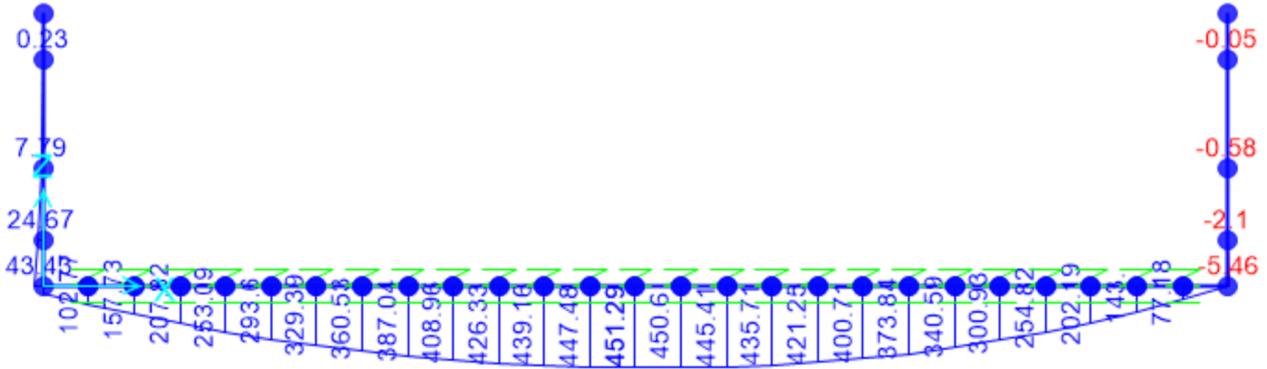


Figura 8-85 Momento Flettente Enve-SLV

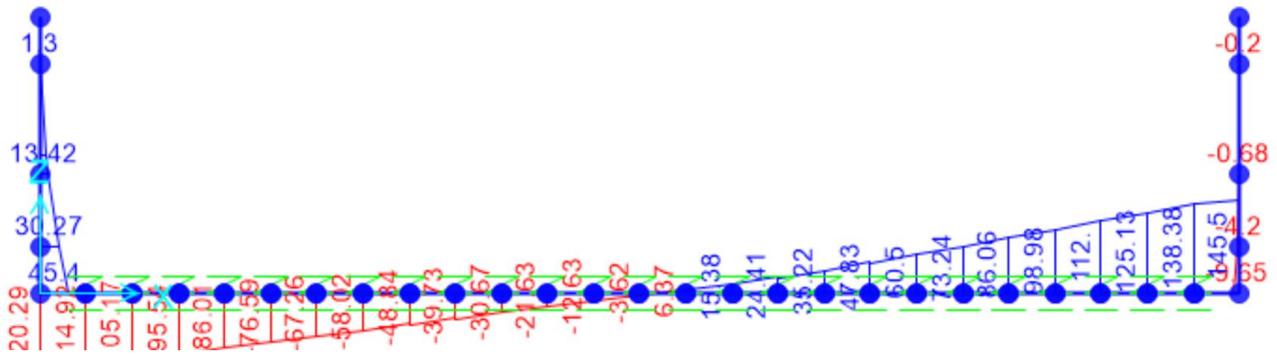


Figura 8-86 Sforzo di taglio Enve-SLV

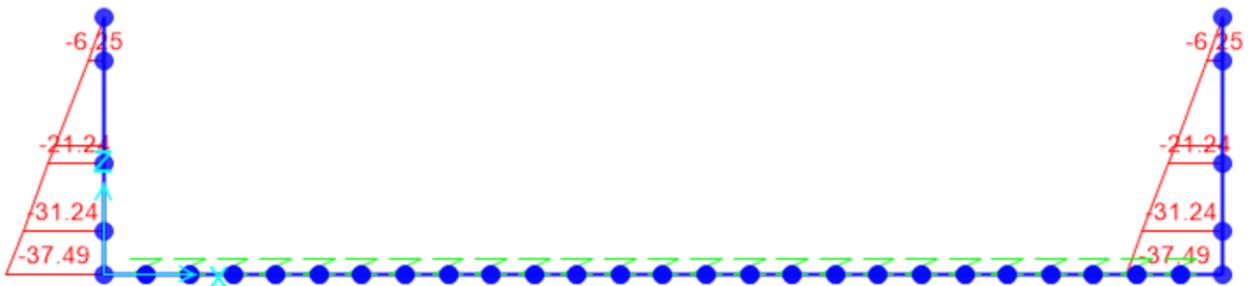


Figura 8-87 Sforzo Normale Enve-SLV

I valori, per i casi di maggior interesse, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per i casi SLU.

Tabella 8-20 Azioni massime SLU

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m	Taglio kN/m
SLU	Soletta di base	0	1083.86	319.21
	Piedritti	50.61	72.08	68.03
SLV	Soletta di base	0	451.29	145.50
	Piedritti	37.49	43.43	45.4

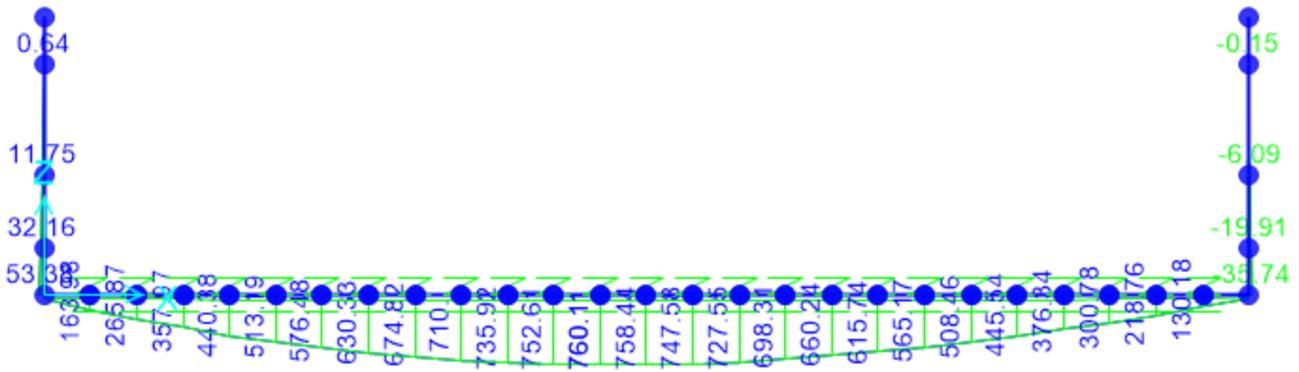


Figura 8-88 Momento Flettente Enve-SLE

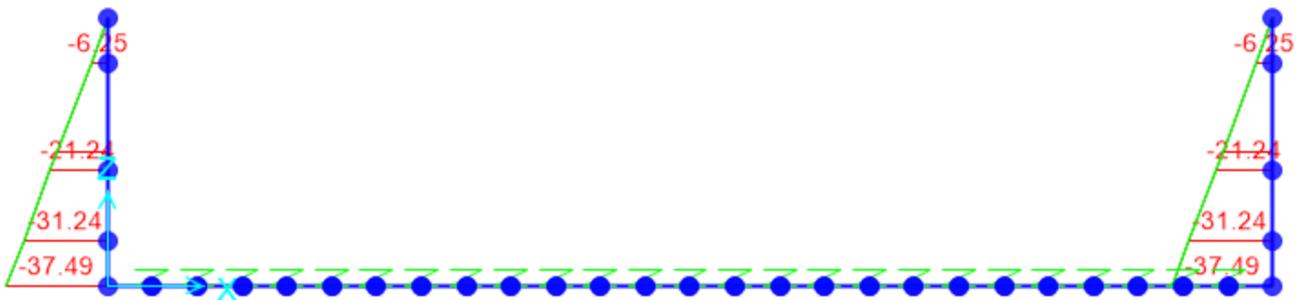


Figura 8-89 Sforzo Normale Enve-SLE

I valori massimi valori ottenuti dagli involuipi, sono sintetizzati nella tabella che segue. Verifiche interne di fessurazione hanno condotto all'accettabilità delle sollecitazioni riportate per il caso SLE.

**Tabella 8-21 Azioni massime SLE**

Combinazioni	Sollecitazioni massime	Sforzo assiale kN/m	Momento flettente kNm/m
SLU	Soletta di base	0	760.11
	Piedritti	37.49	53.38

### 8.2.2.1 Verifiche idrauliche

#### 8.2.2.1.1 Filtrazione e portate a fondo scavo

Fare riferimento al paragrafo 8.1.1.8.1

#### 8.2.2.1.2 Breve Termine – Verifica a Sollevamento

Si effettua la verifica prendendo a riferimento il pc e la falda a -1.7 m.

DATI DI INPUT			
$z_w$	-1.7	m	Quota falda da p.c.
$z_{fs}$	-4	m	Quota fondo scavo da p.c.
L	13.5	m	Larghezza sezione
$H_{terr,1}$	0	m	Altezza terreno sopra tampone
$H_{tamp}$	4	m	Altezza tampone
$H_{tamp,1}$	4	m	Altezza aliquota tampone in UG1 inf
$H_{tamp,2}$	0	m	Altezza aliquota tampone in UG2
$H_{terr,2}$	0	m	Altezza terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
$H_w$	6.3	m	Battente idraulico a base tampone
$\gamma_{terr,1}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sopra il tampone
$\gamma_{tamp}$	17.1	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico tampone
$\gamma_{terr,2}$	19.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno sotto tampone, compreso tra le paratie
Tensioni totali			Metodo di analisi adesione jet grouting (tensioni totali; tensioni efficaci)

FORZE STABILIZZANTI			
$P_{terr,1}$	0	kN/m	Peso terreno sopra tampone fattorizzato
$P_{tamp}$	831.1	kN/m	Peso tampone fattorizzato
$P_{terr,2}$	0.0	kN/m	Peso terreno sotto tampone fattorizzato

PARAMETRI TERRENO TRATTATO E TERRENO NATURALE			
	2/3		Coeff. multipl. Attrito
$\phi_{terr,1}$	0	°	Angolo attrito terreno naturale sopra il tampone
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,1}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\phi_{terr,2}$	0	°	Angolo d'attrito terreno sotto il tampone, compreso tra le paratie
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ interfaccia terreno naturale
$\tan\delta_{terr,2}$	0.000		$\tan(\delta)$ fattorizzata (M2=1.25)
$\sigma_{compr}$	2000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG1
$\sigma_{compr}$	5000	kPa	Resistenza compressione Jet (2 MPa terreni coesivi; 5MPa terreni granulari) - UG2
$\sigma_{traz}$	0	kPa	Resistenza trazione Jet
$u_{fondoscavo}$	0.0	kPa	Pressione fondo scavo
$u_{piedetamp}$	63.0	kPa	Pressione fondo tampone
$S_{wh\ ret}$	0.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota rettangolare
$S_{wh\ tri}$	126.0	kN/m	Spinta acqua - aliquota triangolare
$S_{wh}$	126.0	kN/m	<b>Spinta orizzontale acqua su diaframma</b>

CONTRIBUTO ADESIONE (ALIQUOTA COESIVA) DEL JET E DEI TERRENI NON TRATTATI			
$n_d$	2	n°	Numero diaframmi per attrito
$L_{\%}$	100%	%	Lunghezza utile diaframma sotto f.scavo
$cu_{1k}$	30.00	kPa	Coesione non drenata terreno sopra tampone
$cu_1$	21.43	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$cu_{2k}$	30.00	kPa	Coesione non drenata terreno sotto tampone
$cu_2$	21.43	kPa	Coesione non drenata Terreno Fattorizzata (M2=1.4)
$\alpha_1$	0.66		Coefficiente alpha terreno sopra il tampone
$\alpha_2$	0.66		Coefficiente alpha terreno sotto il tampone
$A_1$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sopra il tampone
$A_2$	400.00	kN/m	Adesione jet grouting
$A_3$	0.00	kN/m	Adesione terreno non trattato sotto il tampone, compreso tra le paratie
	720.0	kN/m	<b>Contributo Attrito = <math>n_d * L * \gamma_{glf} * (\alpha_1 c_{u,1} * H_{terr,1} + c_a * H_{ta} + \alpha_2 c_{u,2} * H_{terr,2})</math></b>

FATTORE DI SICUREZZA			
FS	1.658	OK	Fattore di sicurezza UPL

La verifica risulta soddisfatta

### 8.2.2.1.3 Lungo Termine – Verifica a Sollevamento

AZIONE INSTABILIZZANTE			
$H_w$	-2.30	m	Battente idraulico a base soletta
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
L	13.5	m	Larghezza sezione
Pw	310.5	kN	Spinta dell'acqua

**CARICHI STABILIZZANTI**

	Spessore	$\gamma$	L	Pstab.
	m	kN/m <sup>3</sup>	m	kN
Sovr. Stradale	1	18	8	144
Diaframmi	0	25	18	0
Soletta superiore	0	25	13.5	0
Soletta intermedia	0	25	13.5	0
Soletta di base	1	25	13.5	337.5
Setti interni superiori	1	25	3.9	97.5
Setti interni inferiori	0	25	3	0

Totale permanenti	<b>579</b>	
Coeff. di sicurezza al sollevamento	<b>1.86</b>	> <b>1.22</b>

La verifica risulta soddisfatta.

## 9 RIEPILOGO INCIDENZE ARMATURE

Nelle tabelle seguenti vengono riepilogate le incidenze delle varie opere analizzate:

**Tabella 9-1 Incidenza armature**

Gallerie Artificiali	Incidenza Diaframmi	Incidenza Soletta di Fondazione	Incidenza Soletta Superiore	Incidenza Soletta Intermedia	Incidenza setti superiori	Incidenza setti inferiori (vasca)
	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]
SL01	155	150	95	140	135	70
TR02A-B – Tra diaframmi	155	80	-	-	80	-
TR02A-B – Tra palancole	-	100	-	-	80	-