

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



LINEA CATANIA - SIRACUSA

DIREZIONE TECNICA
S.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Collegamento ferroviario con il porto di Augusta

Fase 1

GALLERIA GA01

Relazione tecnico descrittiva e di pre-dimensionamento

SCALA:

-

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

RS62 01 R 11 RH GA0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA		Novembre 2022		Novembre 2022		Novembre 2022	L. Berardi Novembre 2022
File: RS6201R11RHGA0100001A.doc								n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1 CALCESTRUZZO	8
4.2 ACCIAIO	9
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
5.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	12
5.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	12
5.3 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	12
6. CRITERI DI VERIFICA PARATIE.....	14
6.1 VERIFICHE SLU	14
6.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	14
7. ANALISI DEI CARICHI	16
7.1 SPINTA DEL TERRENO.....	16
7.2 CARICHI PERMANENTI.....	18
7.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	18
8. COMBINAZIONI DI CARICO	18
PROGETTO E VERIFICA.....	20
8.1 SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA E PARAMERI DI CALCOLO	21
8.2 FASI DI CALCOLO.....	22
8.3 RISULTATI DELLE ANALISI.....	26
8.4 VERIFICHE DI RESISTENZA.....	34

1. **PREMESSA**

Nella presente relazione vengono descritte le analisi di pre-dimensionamento dei principali elementi strutturali della galleria artificiale GA01 prevista nel Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica del **Collegamento al porto di Augusta**.

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova piattaforma a singolo binario, denominata binario di presa e consegna (PEC), che collegherà la linea esistente al nuovo piazzale di stoccaggio del porto a fianco del quale sarà realizzato un fascio di tre binari paralleli. Il tracciato alterna tratti in trincea e rilevato per lo più protetti o sostenuti da opere lungo linea, quali muri su pali o paratie di pali. Le opere sono rese necessarie dalla presenza di terreni con modeste caratteristiche meccaniche.

Lungo il tracciato è infine presente la galleria artificiale GA01 che si estende per circa 175 m tra la progressiva km 0+475 e 0+650 del PEC. La galleria attraversa un versante in curva nel quale è presente un fenomeno franoso superficiale che sarà mitigato mediante la realizzazione di trincee drenanti.

La realizzazione della parte iniziale del binario PEC (circa 200 m) sarà eseguita in interruzione di linea per consentire la costruzione del sottopasso stradale SL02 necessario per preservare il collegamento col la viabilità litoranea presente.



Fig. 1 –ubicazione dell'intervento in progetto

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria artificiale GA01 si estende dal km 0+475 e 0+650 del binario PEC, per uno sviluppo complessivo di circa 175 m.

La galleria artificiale è realizzata con metodo top Down ("Milano"); I piedritti laterali sono costituiti da paratie di pali $\Phi 1500$ posti ad interasse 160 cm rivestite internamente con una fodera di calcestruzzo spessa 50 cm; la soletta superiore e inferiore sono realizzate in calcestruzzo gettato in opera e hanno uno spessore di rispettivamente 150 e 120 cm.

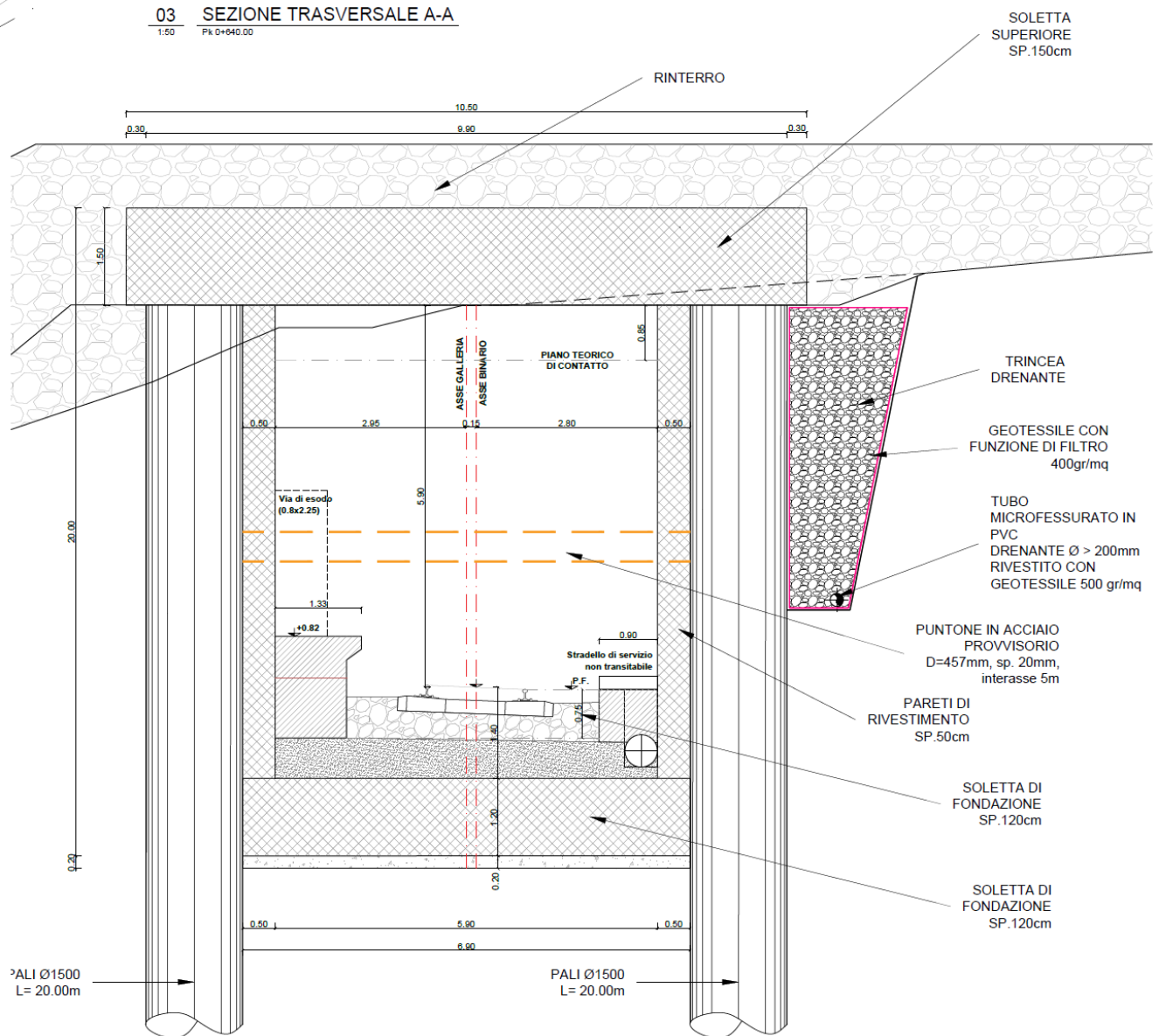


Fig. 2 – Sezione trasversale tipo

Le dimensioni interne nette sono 5.90 x 7.30 m con altezza dell'intradosso della soletta al piano del ferro costante e pari a 5.90m.

Le fasi realizzative sono così suddivise:

- 1) Scavo superficiale per la realizzazione dei pali laterali

- 2) Scavo per la realizzazione della soletta superiore
- 3) Getto della soletta superiore
- 4) Scavo per la posa in opera del puntone provvisorio
- 5) Posa in opera del puntone provvisorio
- 6) Scavo completo
- 7) Realizzazione della soletta inferiore e rimozione del puntone provvisorio

Nella presente relazione sono dimensionati gli elementi strutturali principali; la sezione analizzata è quella alla progressiva 0+575 km del binario di presa e consegna in corrispondenza della quale è presente l'altezza di ricoprimento maggiore.

3. *NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO*

3.1 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2;
- [N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 E Dicembre 2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

4.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per pali

- Classe di resistenza C25/30:
- Copriferro 60 mm
- $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14.11$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.55$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.03$ N/mm² Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.68$ N/mm² Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9$ N/mm² Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447.16$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 13.69$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 5.64$ N/mm² Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

Calcestruzzo solette di fondazione, superiore e pareti di rivestimento

- Classe di resistenza C32/40:
- Copriferro 40 mm
- $R_{ck} = 37$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 17.40$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.94$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;

- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.64 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.09 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019.43 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$ Tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.2 ACCIAIO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$;
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

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

La falda si trova ad una profondità compresa tra i 5 e gli 8 m da piano campagna; essa tende ad essere più superficiale avvicinandosi alla condizione di valle del versante imposta dal mare stesso.

Unità Geotecniche		Parametri						
		z	γ	c'	φ'	Cu	E'	k
Unità	Unità Geologica	m	kN/m ³	kPa	°	kPa	MPa	m/s
R	h - Riporti antropici	0 - 5.0	20	-	28	-	10	10 ⁻⁶
	b2 - Coltri eluvio-colluviali							
	ba1 - Depositi alluvionali attuali							
	bb2 - Depositi alluvionali recenti							
UG1	g2 - Depositi di spiaggia attuali	5.0 - 15	19-20	5-10	20-24	80-120	10-15	1E-6 ÷ 1E-8
	LEI2 - Sintema Lentini							
	LEI2 - Sintema Lentini	15 - 40	19-20	10-15	20-24	120-170	20-25	1E-6 ÷ 1E-8

Fig. 3 – Parametri geotecnici di progetto

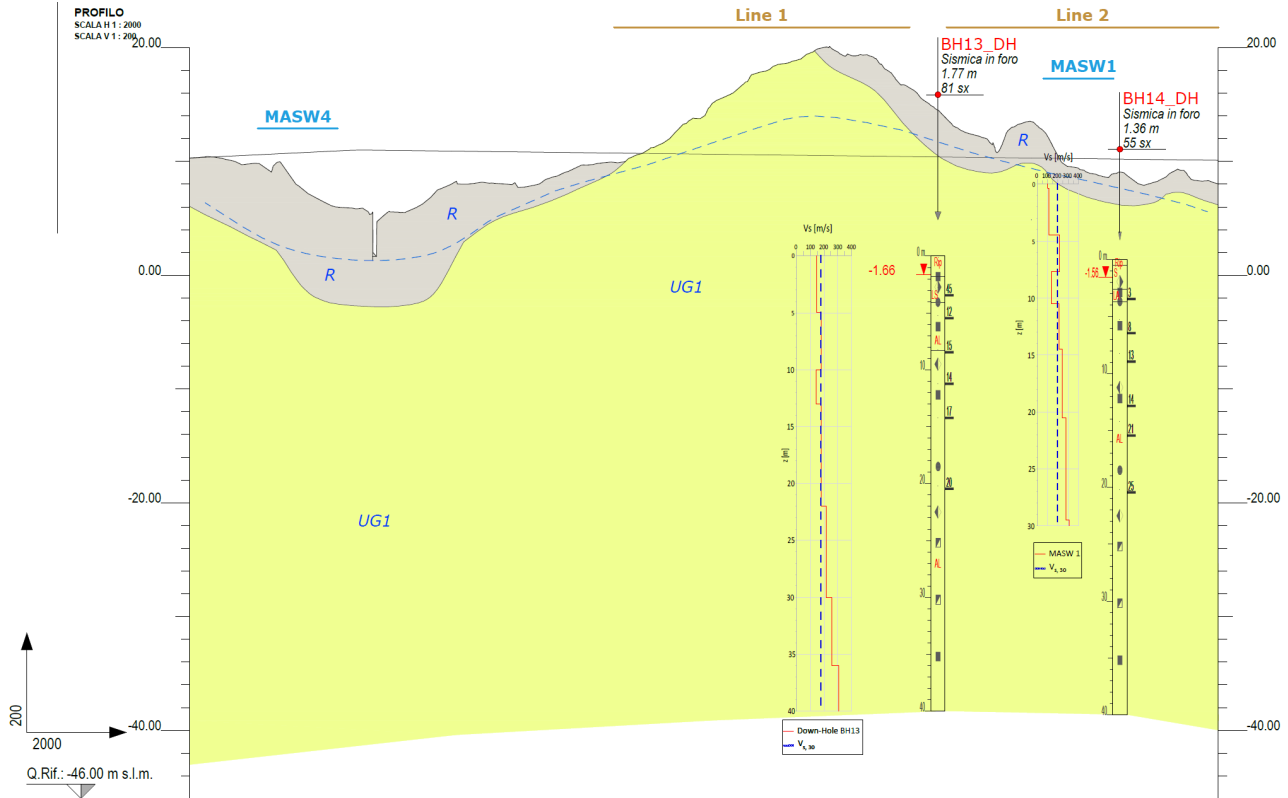



Fig. 4 – Stralcio profilo geotecnico

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA CATANIA-SIRACUSA COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON IL PORTO DI AUGUSTA					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
GALLERIA GA01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	COMMESSA RS62	LOTTO 01 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA01 00001	REV. A	FOGLIO 12 di 40

5.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

5.2 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: VN = 75 anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all' opera in oggetto corrisponde una Classe II a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): CU = 1.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU, ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a VR = 75x1 = 75 anni.

5.3 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / VR) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo C.

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c) per gli stati limite di normativa sono dunque:

Stato limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLV	10%	712	0.284	2.31	0.45


CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO	S(-)	a_{max} (g)
C	1,306	0,371

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA CATANIA-SIRACUSA COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON IL PORTO DI AUGUSTA PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	GALLERIA GA01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	COMMESSA RS62	LOTTO 01 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GA01 00001	REV. A

6. CRITERI DI VERIFICA PARATIE

6.1 VERIFICHE SLU

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1), mentre per le verifiche strutturali l'analisi è stata condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1). È stata altresì considerato anche il caso sismico.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento (§6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita della quantità prevista, per opere vincolate:

$$\Delta h = \min (0.5; 10\% \Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

La verifica strutturale è stata condotta in maniera speditiva, per assicurarsi il corretto funzionamento dell'elemento strutturale. Tali verifiche sono cautelative e conservative, in quanto non si è considerato il contributo delle pareti interne.

6.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 delle NTC 2018, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 delle stesse NTC 2018 laddove non espressamente specificato.

Con riferimento alle condizioni di esercizio dovranno essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per le verifiche in condizioni sismiche si adotta il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni della normativa (DM 17/01/2018):

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

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

dove:

- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- α è il coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 17/01/2018);
- β è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 17/01/2018).

L'effetto del sisma sulle strutture di sostegno è ottenuto applicando un incremento di spinta (cfr § 7.11.6.3.1 del D.M. 17/01/2018 e § C7.11.6.3 della Circolare 7/19) del terreno valutato secondo la teoria di Wood. Secondo tale teoria la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma, su una parete di altezza H_s , viene determinato attraverso la relazione

$$\Delta SE = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H_{\text{tot}} \cdot H_s$$

Essendo H_{tot} = distanza p.c. – intradosso soletta inferiore).

γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce,

7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

7.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie Plus, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace φ' , e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot (OCR)^m$$

Dove

- $K_{0,NC} = 1 - \tan \varphi'$ è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$),
- OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

Per il calcolo delle spinte si considera un valore dell'angolo d'attrito tra parete e terreno $d = 2\phi'/3$.

δ/ϕ

default δ/ϕ muro sx (monte) default δ/ϕ muro dx (monte)
 default δ/ϕ muro sx (valle) default δ/ϕ muro dx (valle)

Stage	δ/ϕ sx (m)	δ/ϕ sx (v)	δ/ϕ dx (m)	δ/ϕ dx (v)
Condizioni iniziali	default	default	default	default
Paratie	default	default	default	default
scavo per soletta sup	default	default	default	default
soletta sup	default	default	default	default
Scavo Puntone	default	default	default	default

Opzioni coefficienti di spinta

	Ka	Kp
Dipendenza da β	<input checked="" type="radio"/> Sempre <input type="radio"/> Mai <input type="radio"/> Solo se conservativo ($\beta > 0$)	<input checked="" type="radio"/> Sempre <input type="radio"/> Mai <input type="radio"/> Solo se conservativo ($\beta < 0$)
Dipendenza da δ	<input type="radio"/> Sempre <input checked="" type="radio"/> Mai	<input checked="" type="radio"/> Sempre <input type="radio"/> Mai

7.2 CARICHI PERMANENTI

Nel modello è stato considerato un carico permanente a monte dell'opera rappresentativo del versante presente in sito. Il carico considerato varia con lo spessore di terreno presente ed ha un massimo di 120 kPa raggiunti in presenza di 6 metri di spessore di terreno.

È stato inoltre considerato un sovraccarico applicato alla soletta superiore per simulare il ricoprimento che sarà posto in opera al termine della realizzazione della GA.

7.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per l'opera in esame si è considerata una vita nominale di 75 anni e una classe d'uso II (CU = 1.0), pertanto si ottiene una vita di riferimento pari a VR = 75 anni.

Considerando una Categoria di sottosuolo C e una categoria topografica pari a T1, si ottengono i parametri sismici riportati al par. 5.3, quindi con $a_{max} = a_g * S = 0.284 * 1.31 = 0.371 g$.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla sola configurazione finale dell'opera. Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici sono pari all'unità.

Inoltre, l'incremento di spinta dovuto al sisma è stato valutato utilizzando la teoria di Wood come descritto al §6.2

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Per le verifiche si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_f)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_G

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tab. 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Come da NTC18 al par 2.5.3, le combinazioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con gli opportuni coefficienti parziali γ_R .

PROGETTO E VERIFICA

La galleria artificiale è costituita da pali di diametro pari a 1500 mm, interasse 1.60 m e lunghezza 20 m; La soletta superiore è di spessore 1.5m, mentre quella inferiore 1.2 m. Per la realizzazione dello scavo che raggiungerà la quota della soletta inferiore è prevista la posa in opera di un puntone metallico provvisorio posto a 5m al disotto dell'estradosso della soletta superiore. Per non interferire con le fasi di scavo, i puntoni saranno disposti con passo 5 m lungo lo sviluppo della galleria artificiale. I puntoni saranno rimossi a seguito della realizzazione della soletta inferiore. Il puntone previsto è costituito da un tubo di diametro 457 mm e spessore 20 mm. Nel modello di calcolo il puntone non è stato considerato reagente a trazione.

Considerata la tipologia costruttiva, la soletta superiore considerata vincolata ai pali con il vincolo di incastro, mentre la soletta inferiore con vincolo cerniera.

L'altezza di scavo è pari a circa 10.2 m, ma nel modello si considera un'altezza di scavo di calcolo H_1 pari a 10.7 m, che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo NTC 2018 par. 6.5.2.2.

Nome

Inerzia Equivalente m⁴/m

Area Equivalente m

Mat. omogeneizzazione


Geometria e materiali

Custom

Materiale

Diaframma o Pali

Calcestruzzo



Materiale

Spessore Ct m

Diametro Cd m

Passo Cs m

Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidità [0-1] ac

8.1 SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA E PARAMERI DI CALCOLO

Di seguito si riassume la stratigrafia di calcolo adottata

Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/mc)	c' (kPa)	ϕ (kN/mc)
R		20.0	0	28
LEI1		19.0	7.5	22
LEI2		19.0	12.5	22

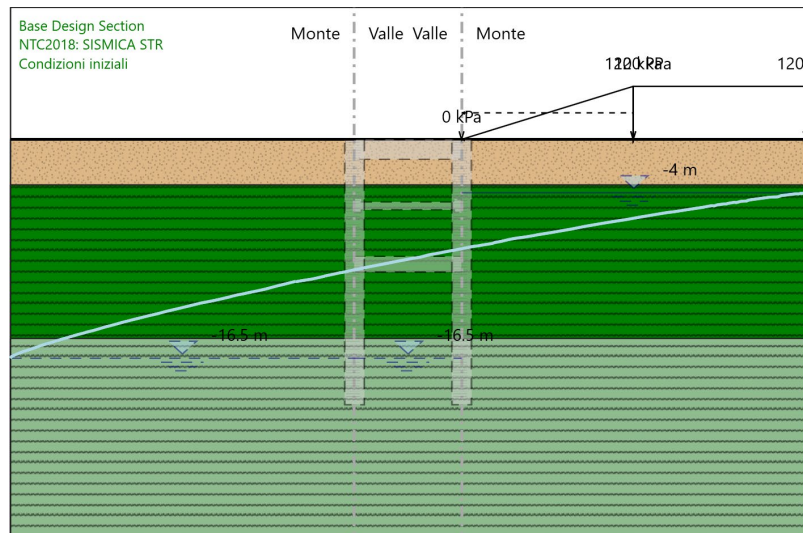
I parametri di calcolo sono:

Tipologia struttura di sostegno	pali ϕ 1500 mm, int.=1.6m, L=20m
Altezza pali	H = 20 m
Altezza di scavo	H = 10.2 m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 10.7$ m
Sovraccarichi permanenti monte	g = 120 kPa monte
Sovraccarichi permanenti valle	g = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali monte	q = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali valle	q = 0 kPa
Sovraccarichi accidentali soletta	q = 0 kPa

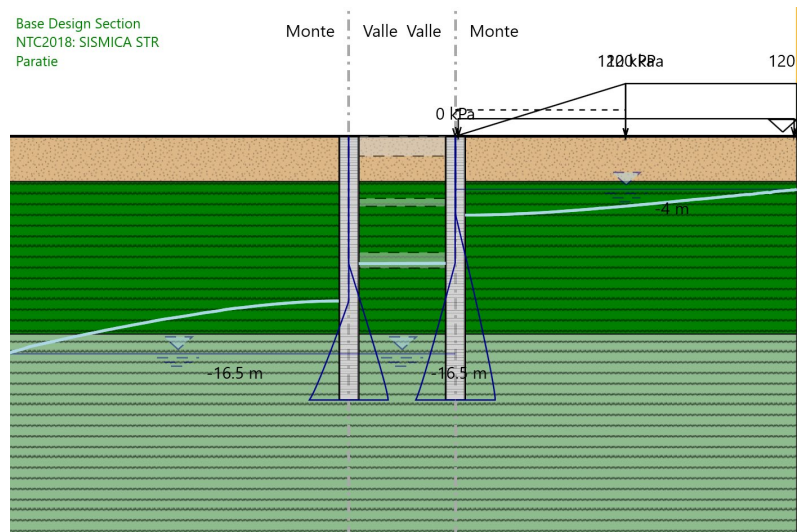
8.2 FASI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono brevemente descritte e indicate in forma grafica le fasi assunte nel calcolo, nella fattispecie gli step prevedono:

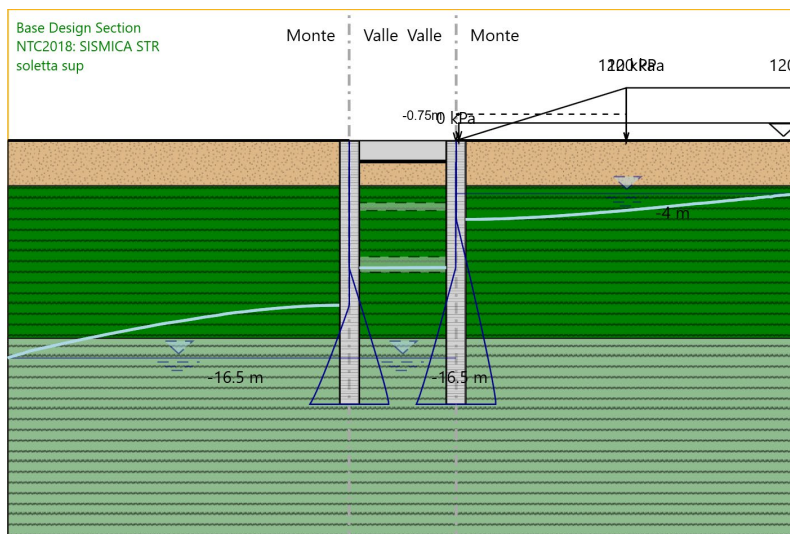
- 1) Condizione iniziale in cui è presente il carico permanente rappresentativo del versante a monte dello scavo;



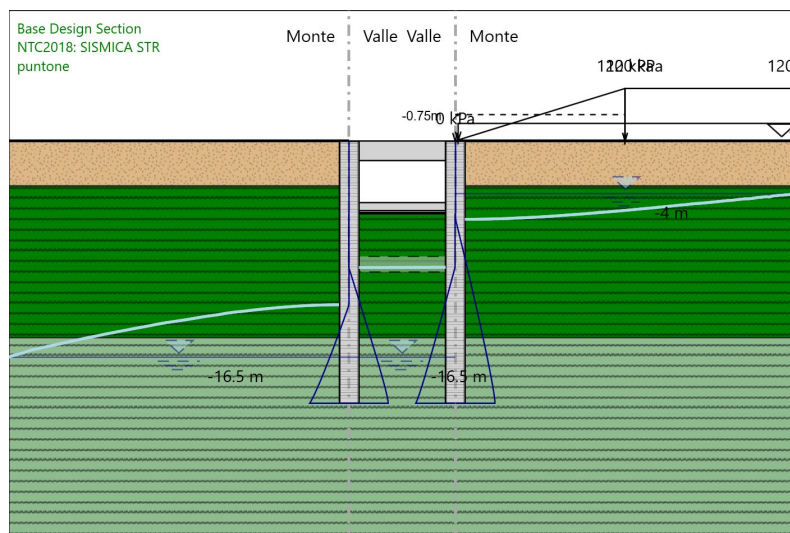
- 2) Realizzazione delle paratie di pali con conseguente aggiornamento del regime di pressioni interstiziali;



- 3) Scavo e realizzazione della soletta superiore (non modello di calcolo realizzato con 2 fasi separate);

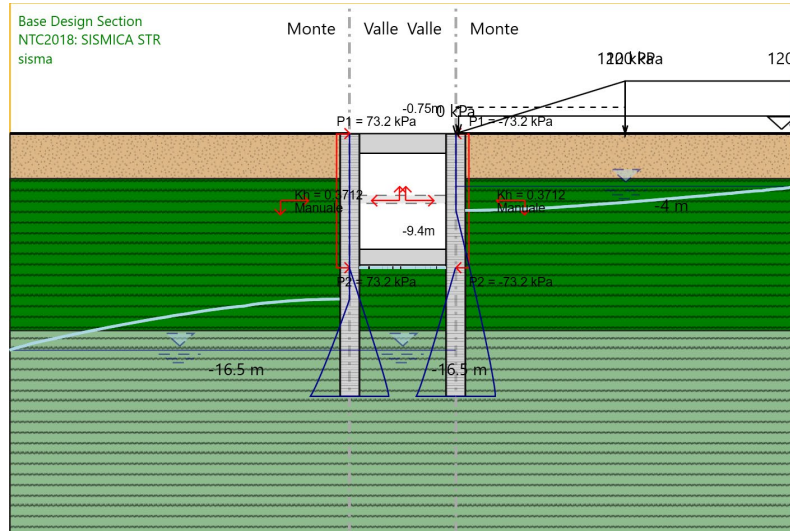


- 4) Scavo e realizzazione del punto provvisorio (non modello di calcolo realizzato con 2 fasi separate);



- 5) Scavo e realizzazione della soletta inferiore (non modello di calcolo realizzato con 2 fasi separate);

7) Applicazione dell'azione sismica;



8.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Nelle figure che seguono si riportano i grafici delle sollecitazioni di maggior interesse ottenuti nelle fasi di calcolo più significative.

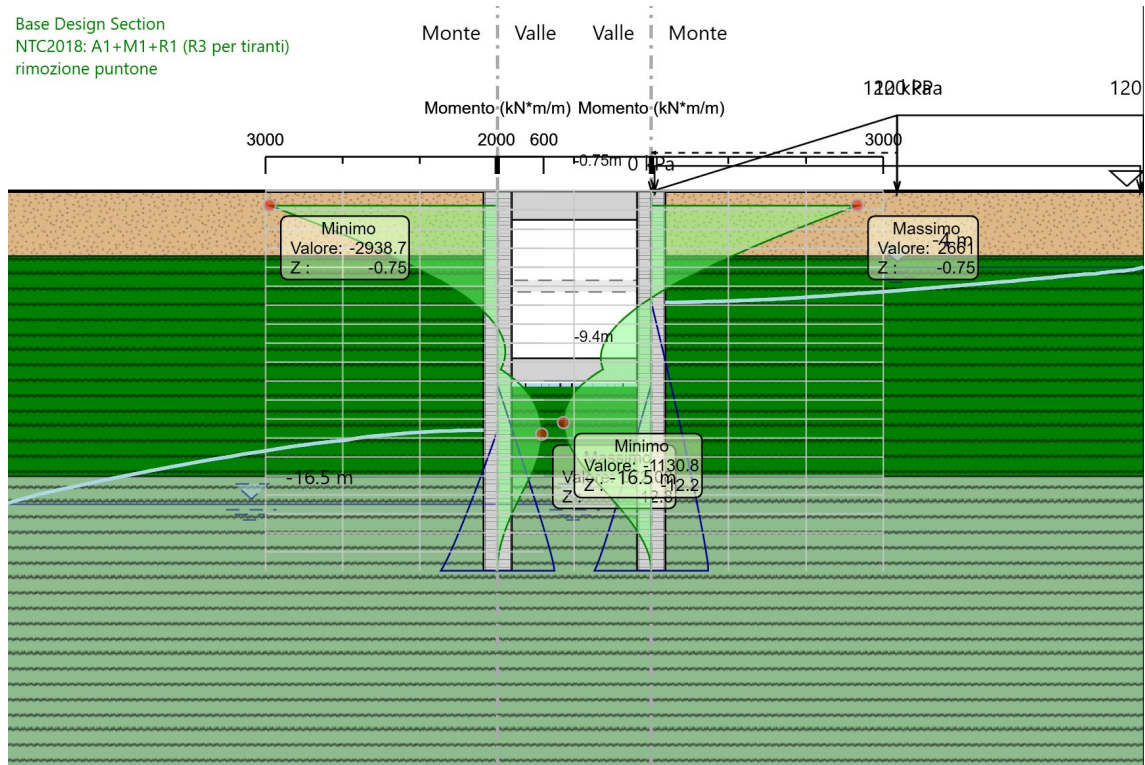


Fig. 5 – Momento SLU – stage 6

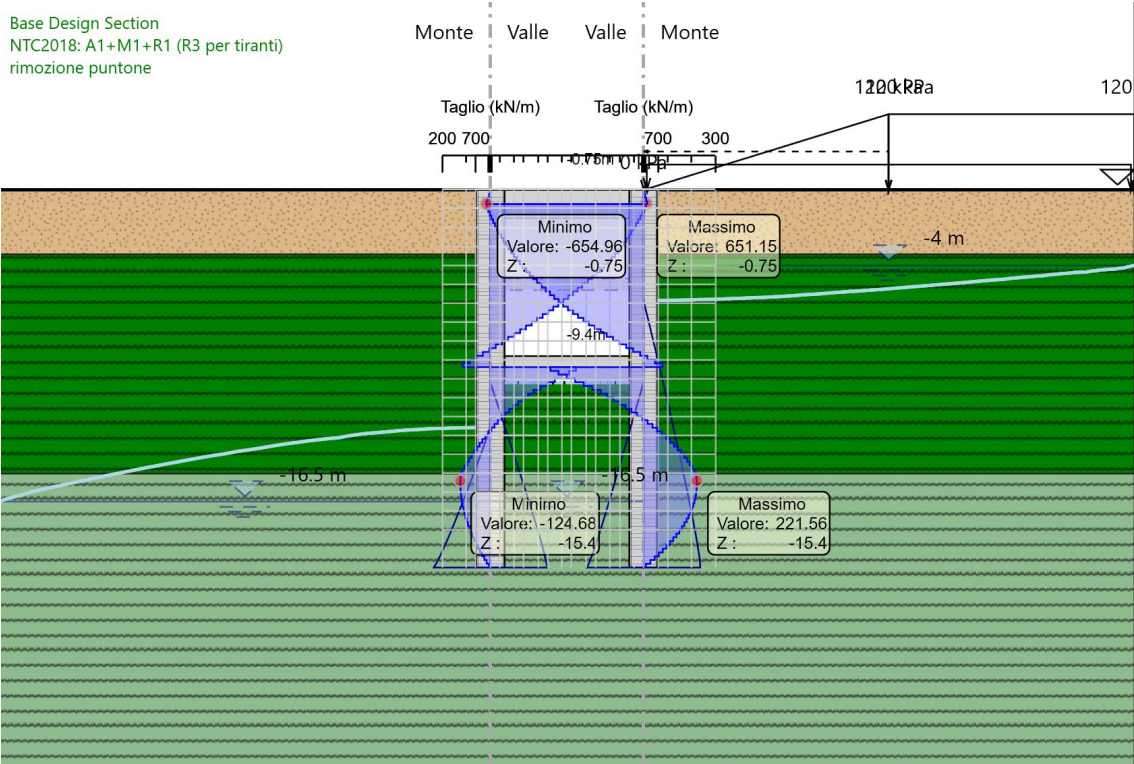


Fig. 6 – Taglio SLU – stage 6

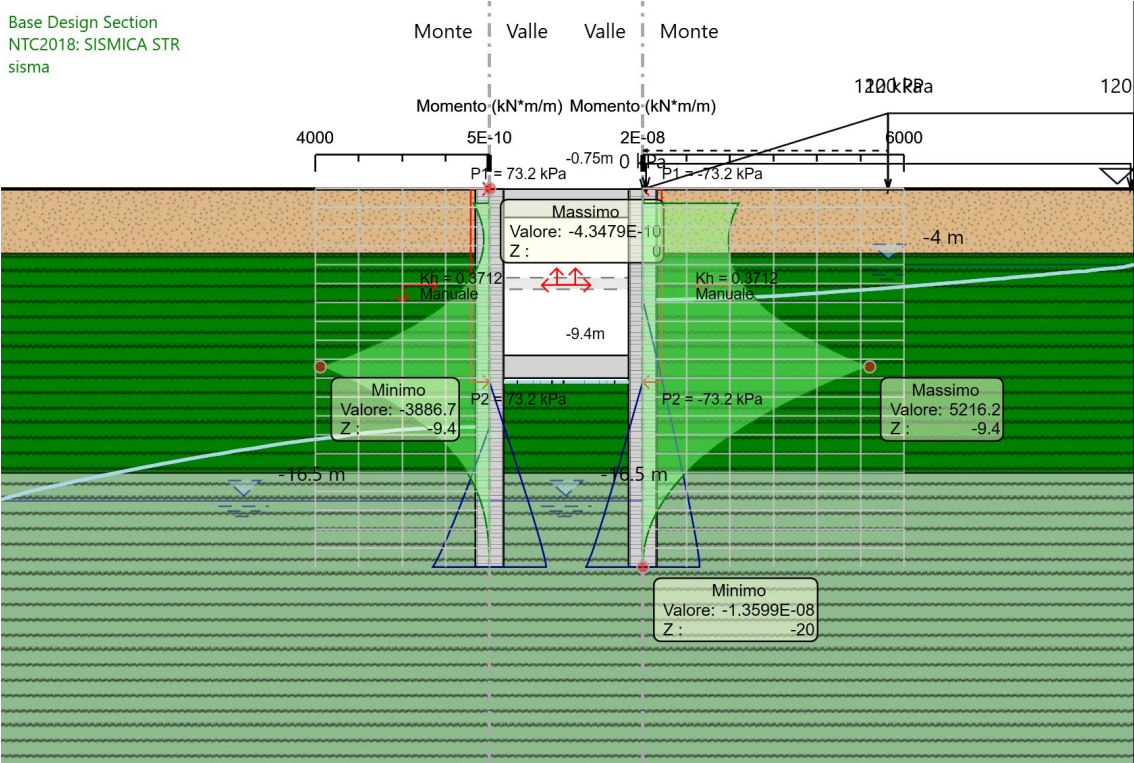


Fig. 7 – Momento SLU - stage 6

Fig. 7 – Momento SLV – stage 7

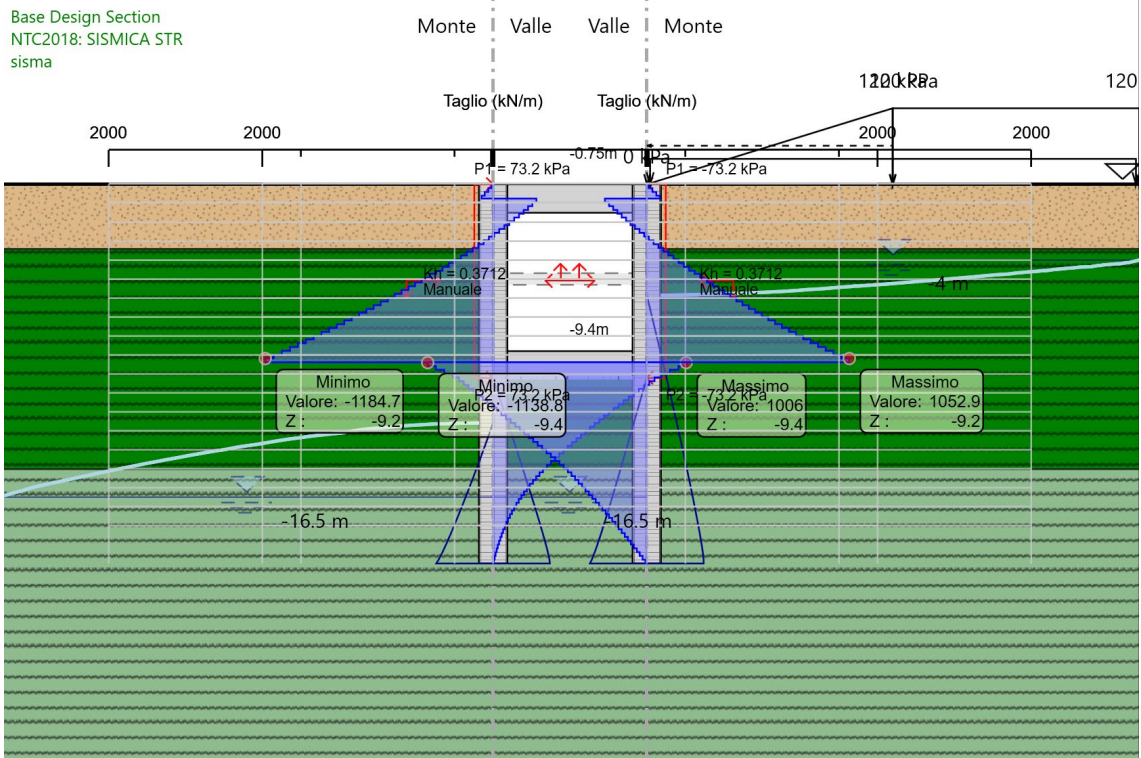


Fig. 8 – Taglio SLV – stage 7

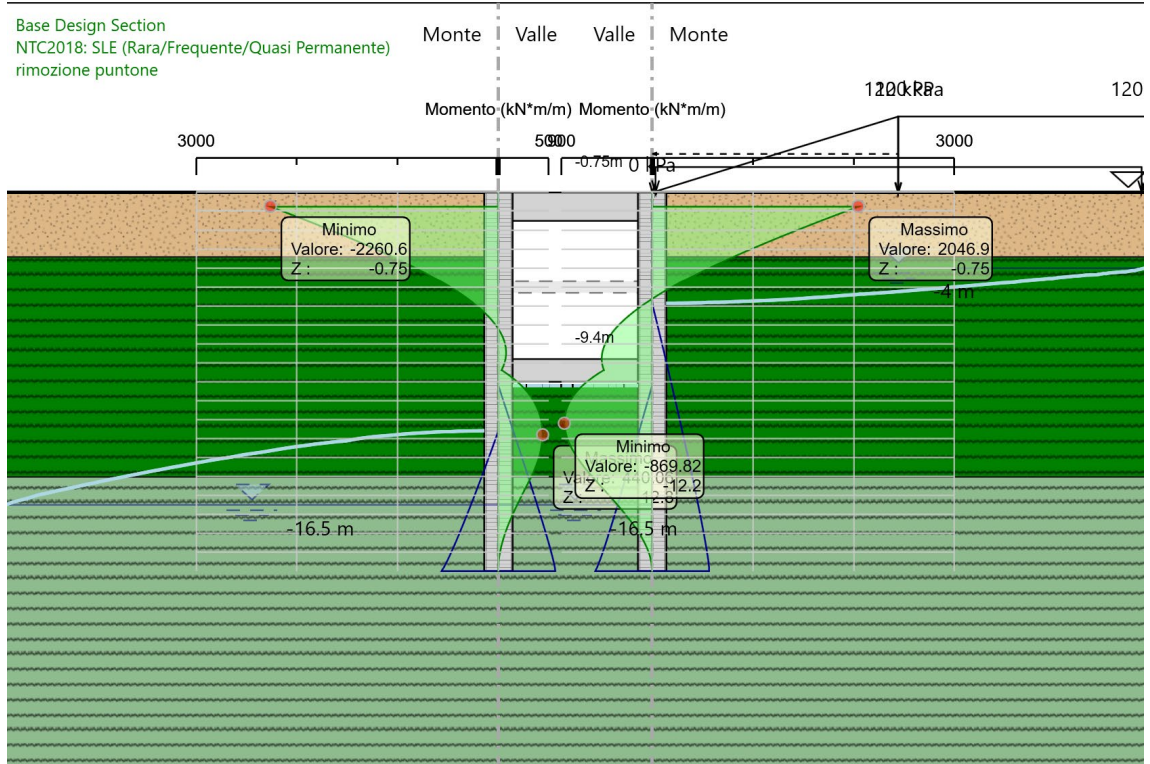


Fig. 9 – Momento SLE – stage 6

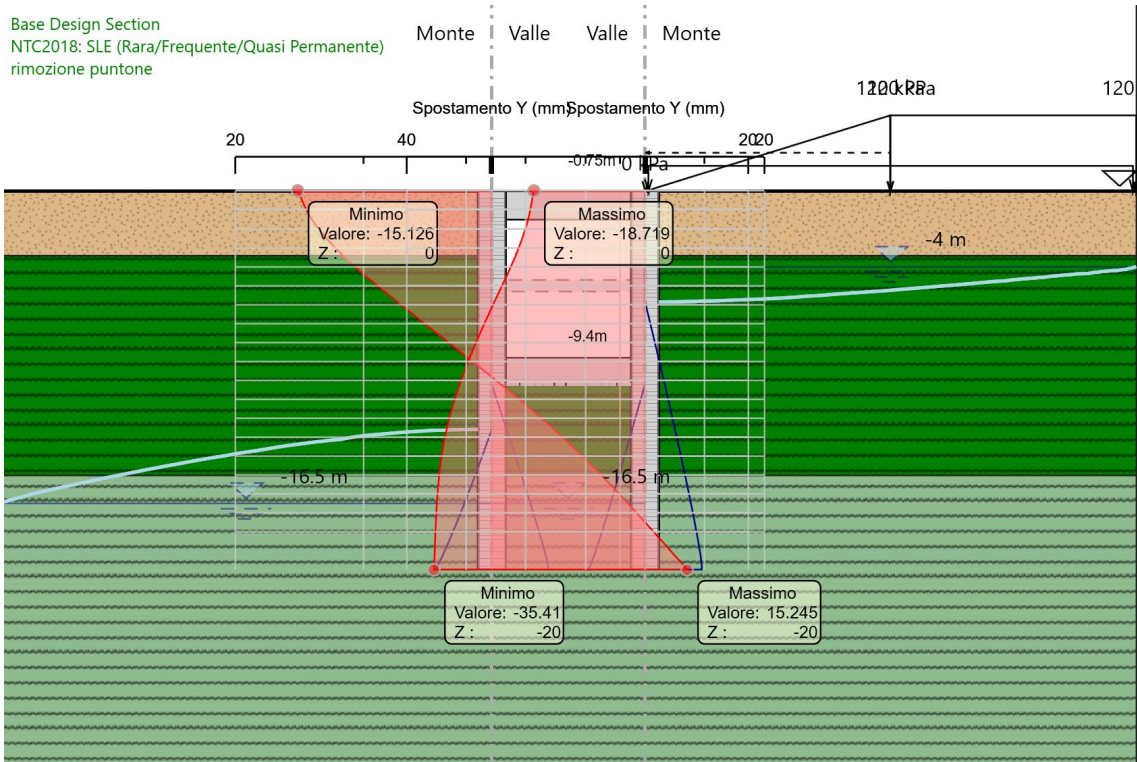


Fig. 10 – Spostamento SLE

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto, calcolato trascurando la rigidità delle fodere interne, è pari a 35 mm circa.

Lo spostamento massimo che l'opera può subire è pari a:

$$0.005 H_{\text{scavo}} = 0.005 * 10.7 = 53 \text{ mm} \quad \text{Condizione soddisfatta}$$

Si riportano di seguito i rapporti tra spinta passiva mobilitata e quella disponibile per la combinazione A2+M2+R1. In tutte le combinazioni di carico il rapporto risulta inferiore all'unità.

Base Design Section
NTC2018: A2+M2+R1
rimozione puntone

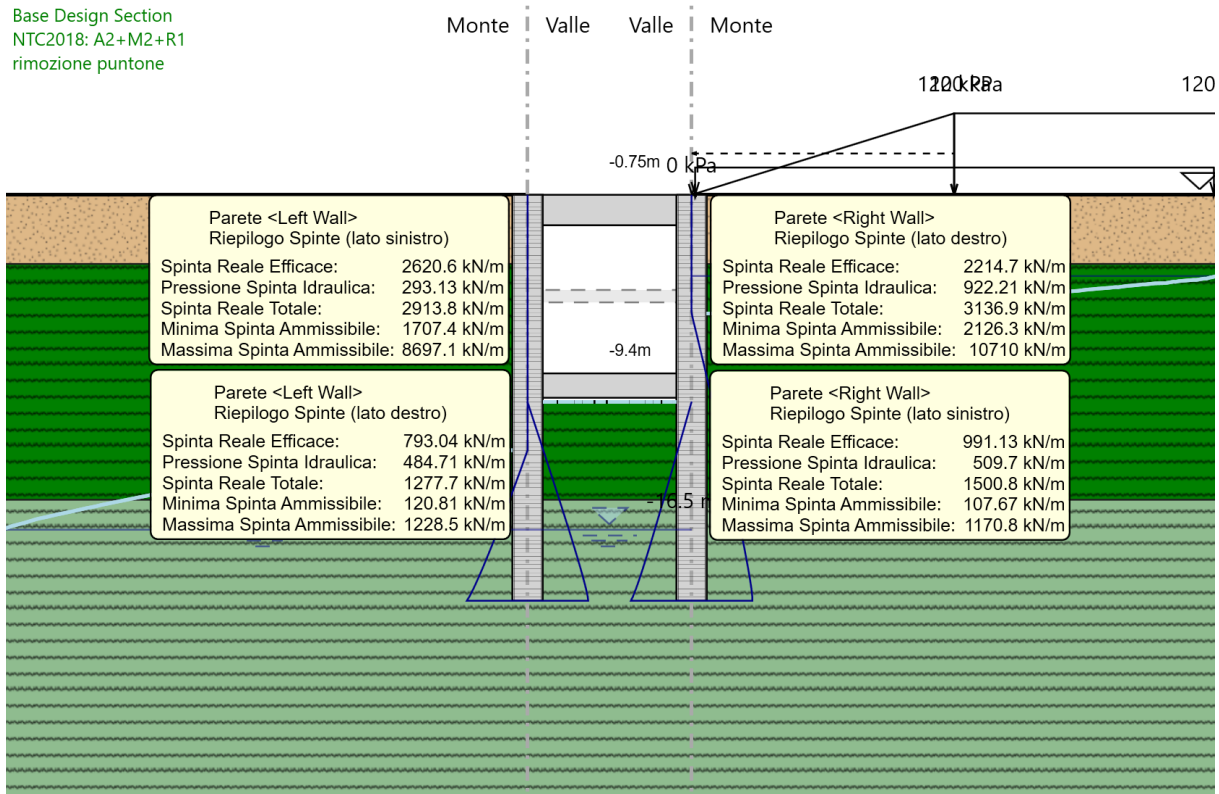


Fig. 12 – spinte in condizioni statiche

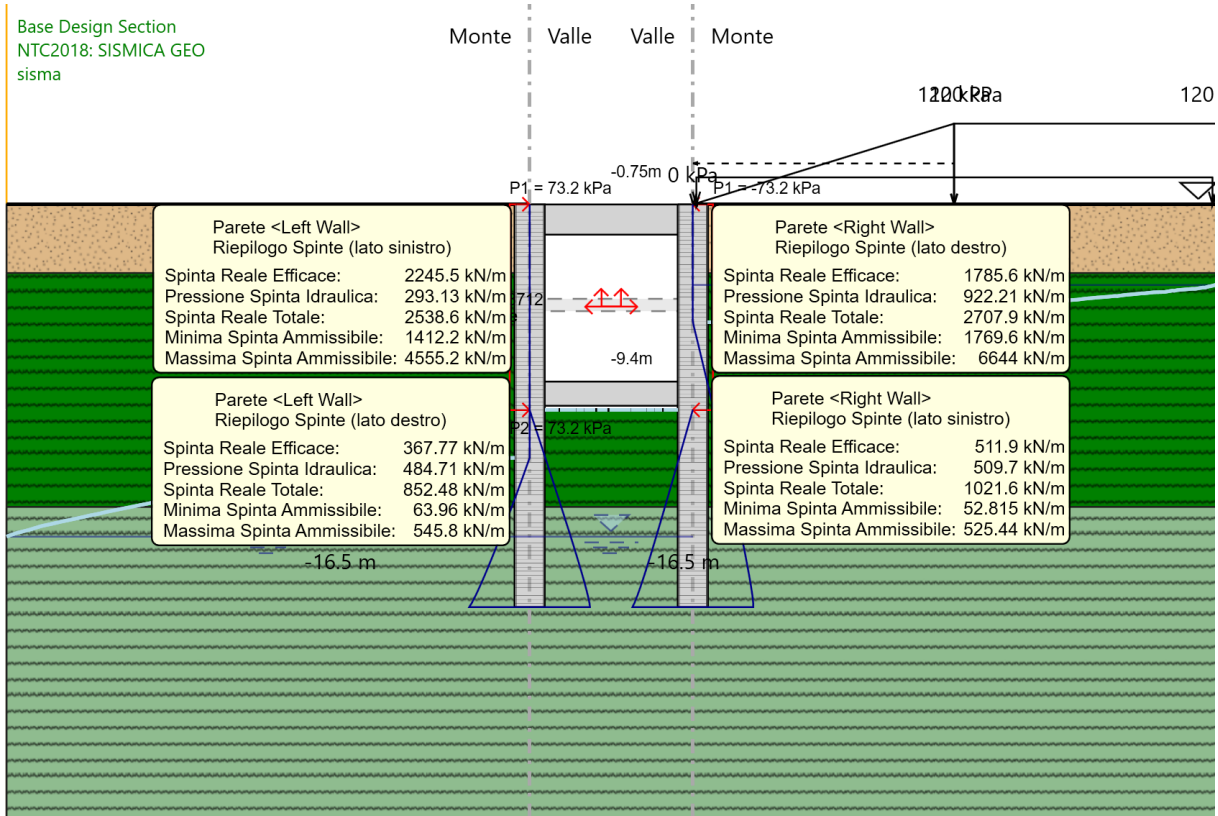
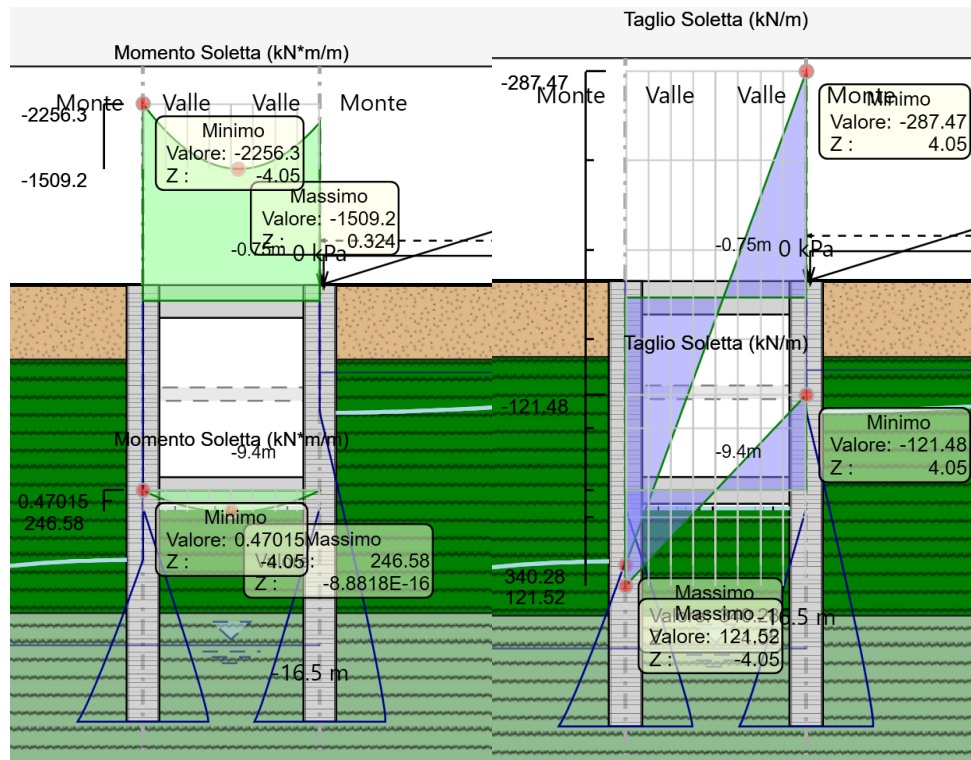


Fig. 13 – spinte in condizioni sismiche

8.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Solette

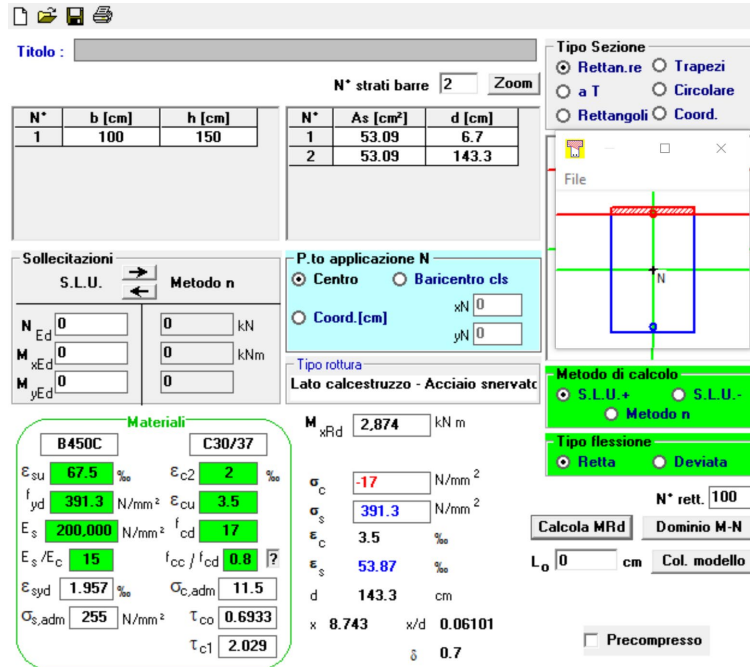
Si riportano di seguito le sollecitazioni massime raggiunte dalle solette. Tali sollecitazioni si realizzano in condizioni statiche. Le verifiche sono state svolte cautelativamente trascurando le azioni normali.



Considerando per entrambe le sezioni un'armatura a flessione composta di una fila superiore e inferiore di 10 ferri per metro del diametro 26 mm e copriferro netto 4 cm, si ottengono resistenze superiori alle sollecitazioni massime calcolate.

Nelle figure seguenti sono riportate le verifiche a taglio per unità di profondità di soletta. Esse risultano ampiamente soddisfatte anche in presenza di due sole spille per metro.

Per quanto premesso, entrambe le solette risultano adeguatamente dimensionate per sostenere le sollecitazioni raggiunte agli stati limite considerati.



TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	6.7
			2	53.09	143.3

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
E_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 11.5
C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6933
T_{c1} 2.029

Tipi rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

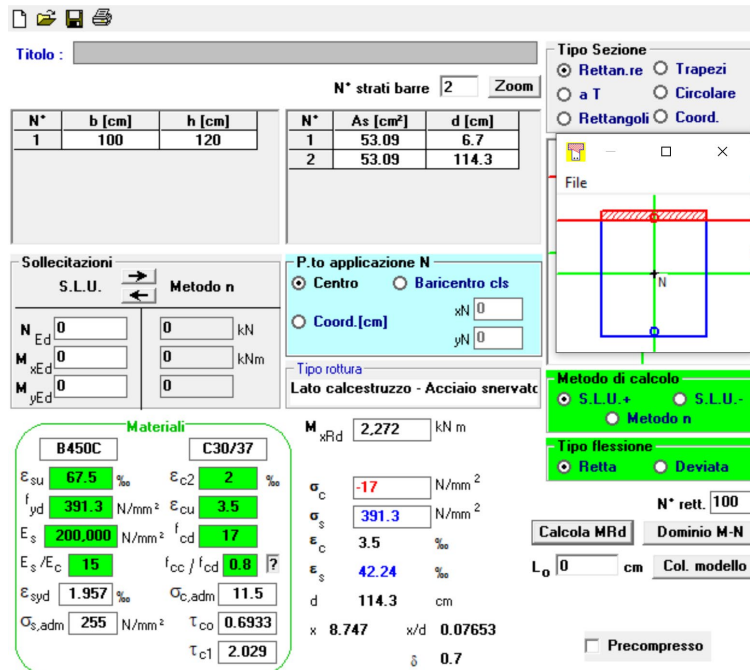
M_{xRd} 2,874 kN m
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 53.87 ‰
d 143.3 cm
x 8.743 x/d 0.06101
δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipi flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Fig. 14 – Momento ultimo soletta superiore



TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53.09	6.7
			2	53.09	114.3

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
E_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 11.5
C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6933
T_{c1} 2.029

Tipi rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 2,272 kN m
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 42.24 ‰
d 114.3 cm
x 8.747 x/d 0.07653
δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipi flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Fig. 15 – Momento ultimo soletta inferiore

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100.00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	150.00	[cm]
Copriferro netto:	c	4.00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	146.00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R _{ck}	40.00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f _{ck}	33.20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f _{cd}	18.81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f _{tk}	540.00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f _{yk}	450.00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f _{yd}	391.30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V _{S,d}	287.00	[kN]
Azione normale di calcolo:	N _{S,d}	0.00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45.00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1.00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90.00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2.00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20.00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø _{trav}	10.00	[mm]
Area della singola barra:	A _{barra}	0.79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A _{tot}	7.90	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dalle NTC2018, par.4.1.2.3.5.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

Larghezza minima della sezione:	b _w	100.00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	v · f _{cd}	9.41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α _c :	α _c	1.0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd}	406.20	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd}	6.180.18	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V _{R,d}	406.20	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F _s = V _{R,d} / V _{S,d}	1.42	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

Fig. 16 – Resistenza a taglio della soletta superiore

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100.00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	120.00	[cm]
Coprifero netto:	c	4.00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	116.00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R _{ck}	40.00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f _{ck}	33.20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f _{cd}	18.81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f _{tk}	540.00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f _{yk}	450.00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f _{yd}	391.30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V _{S,d}	130.00	[kN]
Azione normale di calcolo:	N _{S,d}	0.00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45.00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1.00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90.00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2.00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	30.00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø _{trav}	10.00	[mm]
Area della singola barra:	A _{barra}	0.79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A _{tot}	5.27	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dalle NTC2018, par.4.1.2.3.5.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

Larghezza minima della sezione:	b _w	100.00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	v · f _{cd}	9.41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ _{cp}	0.000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α _c :	α _c	1.0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd}	215.15	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd}	4,910.28	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V _{R,d}	215.15	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F _s = V _{R,d} / V _{S,d}	1.66	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

Fig. 17 – Resistenza a taglio della soletta inferiore

Pali

Nella tabella seguente sono riassunte le sollecitazioni massime raggiunte in condizioni statiche e sismiche dai pali. Per la determinazione delle sollecitazioni di calcolo si è tenuto conto dell'interasse dei pali che è pari a 1.6 m.

L'armatura a flessione ipotizzata è composta da 30 barre del diametro 26 mm. In presenza di tale armatura il momento ultimo risulta superiore anche per le condizioni più gravose per l'elemento strutturale in esame (SLV).

Stato limite	Taglio [kN/m]	Momento [kN*m]
SLU	1040	4704
SLV	1896	8320

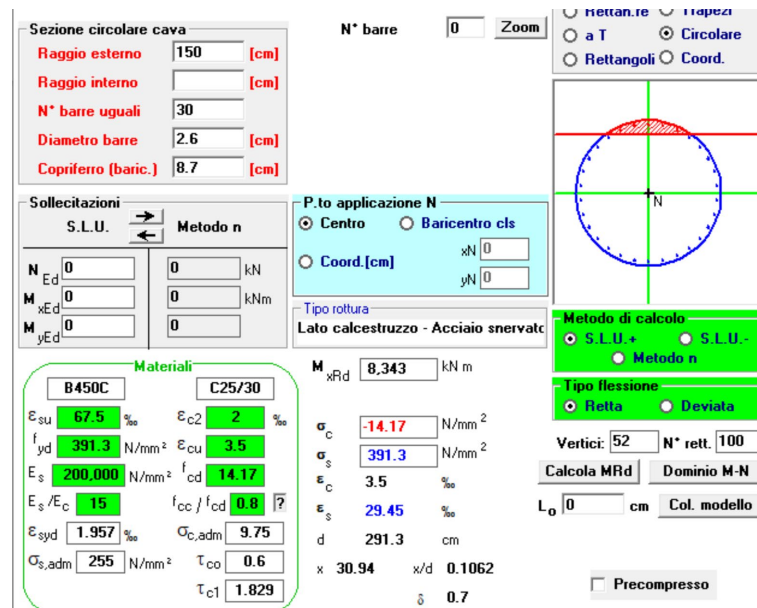
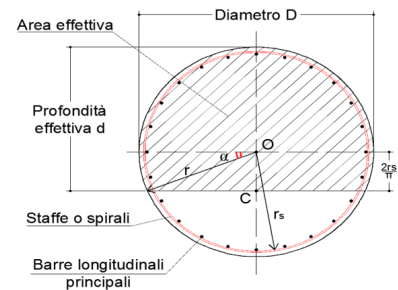


Fig. 18 – Momento ultimo palo tipo

L'armatura a taglio ipotizzata consiste in una spirale di acciaio con passo 150 mm nelle zone diffusive e in generale sottoposte a maggiore sollecitazione. In presenza di tale armatura la resistenza supera la sollecitazione massima raggiunta in condizioni sismiche. Per quanto premesso la sezione risulta adeguatamente dimensionata per sostenere le sollecitazioni derivanti dagli stati limite ultimi considerati.

Grandezza	valore	unita
Taglio agente	$V_{sd} = 1896$	kN
Classe calcestruzzo	C25/30	
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25$	MPa
Armatura d'anima :		
Tipologia acciaio	acciaio = B450C	
Diametro staffa	$\phi = 14$	mm
Passo delle staffe/spirali	$s = 150$	mm
Diametro sezione circolare	$D = 1500$	mm
Copriferro	$c = 60$	mm
Raggio sezione circolare	$r = 750$	mm
Raggio staffe/spirali	$r_s = 690$	mm
	$\sin\alpha = 0.586$	-
	$\alpha = 35.85$	°
Area efficace	$A_{eff} = 1502578$	mm ²
Altezza efficace $d = r(1 + \sin\alpha)$	$d = 1189$	mm
Area staffa	$A_s = 154$	mm ²
numero bracci	$n_b = 2$	-
Area totale staffe	$A_{sw} = 308$	mm ²
Resistenza a compressione cls	$f_{cd} = 14.17$	MPa
Resistenza a snervamento acciaio	$f_{yd} = 391$	MPa
Inclinazione puntone compresso (variabile tra 45° e 21.8°)	$\Theta = 21.8$	°
	$\text{ctg}\Theta = 2.5$	-
Angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha_2=90^\circ$ per staffe verticali)	$\alpha_2 = 80$	°
	$\text{ctg}\alpha_2 = 0.2$	-
Resistenza a taglio dovuta all'armatura	$V_{rd} = 2266$	kN
Sforzo normale (compressione)	$N = 0.0$	kN
Area della sezione di calcestruzzo	$A_c = 1.50$	m ²
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = N/A_c = 0.00$	MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c = 1.000$	
Resistenza a taglio dovuta al calcestruzzo	$V_{rcd} = 3328$	kN
Valore di resistenza a taglio	$V_{rd} = 2266$	kN
Coefficiente di sicurezza	C.S. = 1.20	-



VERIFICA

Fig. 19 – Resistenza a taglio di un palo

