



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE
DI SANTA TERESA VAL D'AGRO' DELL'AUTOSTRADA A18 MESSINA
CATANIA E CORRISPONDENTI COLLEGAMENTI ALLA VIABILITA' ORDINARIA**
CUP: F91B13000720001 CIG: 8059580FCD



PROGETTAZIONE
Mandataria:

 **PROGER S.p.A.**
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

Mandante:

 **PROGIN S.p.A.**
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

 **DINAMICA s.r.l.**
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:	Dott. Ing. Carlo LISTORTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:	Dott. Ing. Antonio GRIMALDI
PROJECT MANAGER ASSISTANT:			Dott. Ing. Salvatore RUSSO
PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURALE:			Dott. Ing. Lorenzo INFANTE
PROGETTAZIONE STRUTTURALE:			Dott. Ing. Michele PIRRO
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI:			Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI
GEOLOGO:			Dott. Ing. Paolo IORIO
RESPONSABILE GEOTECNICA:			Dott. Ing. Enrico D'ARGENZIO
ESPERTO IDROLOGIA ED IDRAULICA:			Dott. Geol. Marco SANDRUCCI
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:			Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI
RESPONSABILE INTERFERENZE E ESPROPRI:			Dott. Ing. Umberto RICCI
RESPONSABILE DELLA QUALITA':			Dott. Ing. Davide FERLAZZO
GIOVANE PROFESSIONISTA:			Geom. Antonino CHILLE'
			Dott. Ing. Jacopo BENEDETTI
			Dott. Ing. Domenico DICUONZO

PROGETTO DEFINITIVO

3 – OPERE D'ARTE MAGGIORI
SOTTOVIA – S1E
Relazione di calcolo

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta dello stesso. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.	Commessa	Nome File	Codice Elaborato				Rev	Scalo
	P20062	D0304-SRL01_02.pdf	D	03	04	S	RL	01

REVISIONI	00	25/01/2021	EMISSIONE	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	01	12/02/2021	REVISIONE A SEGUITO NOTA 3175 DEL 05/02/2021	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	02	10/05/2021	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI CAS	PICCOLO	IORIO	INFANTE
	REV.	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:	R.U.P.: Supp. R.U.P.:	Dott. Ing. Onofrio CRISAFULLI Dott. Ing. Adriano GRASSI	VISTI/APPROVAZIONI:
---	--------------------------	--	---------------------

Nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Di Riva
 Autostrada A18 Messina-Catania

RELAZIONE DI CALCOLO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	2
	3.1 Resistenze di progetto	2
	3.1.1 Calcestruzzo pali C28/35	2
	3.1.2 Calcestruzzo solette cordoli e fodere C 32/40	2
	3.1.3 Calcestruzzo per magrone di fondazione C 12/15	2
	3.1.4 Acciaio di armatura B450C	3
4	CONDIZIONI GEOTECNICHE	4
	4.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate	4
	4.2 Parametri geotecnici di progetto	4
	4.3 Livello falda	4
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	5
6	DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE TIPOLOGICHE	7
7	METODOLOGIA DI CALCOLO DELL'OPERA DI SOSTEGNO	9
	7.1 Analisi dei carichi	9
	7.1.1 Spinta delle terre.....	9
	7.1.2 Carico accidentale	10
	7.1.3 Spinta attiva in presenza di coesione	10
	7.1.4 Metodo di valutazione della spinta sismica	10
	7.2 Metodologia di calcolo	11
	7.3 Criteri di verifica delle opere	12
	7.3.1 Combinazioni di carico.....	12
	7.3.2 Verifiche geotecniche.....	14
	7.3.3 Criteri di verifica strutturale sezioni in cemento armato.....	15
	7.3.4 Verifiche strutturali allo SLU per la paratia ed solettone in c.a.	17
	7.3.5 Verifiche strutturali allo SLE per la paratia ed solettone in c.a.	18
8	RISULTATI E VERIFICHE SOTTOVIA.....	18
	8.1 Sezione sottovia S1E.....	18
	8.1.1 Parametri geotecnici di progetto	18
	8.1.2 Fasi di modellazione.....	19
	8.1.3 Risultati.....	20
	8.1.4 Verifiche strutturali pali sottovia	23
	8.1.5 Verifica solettone in c.a.....	26
9	APPENDICE A: ANALISI SOTTOVIA. TABULATI DI CALCOLO SOTTOVIA.....	27
	9.1 Sezione sottovia S1E.....	27

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento del sottovia S1Edello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Di Riva dell'autostrada A18Messina – Cataniapreviste nel P.E.e corrispondenti collegamenti alla viabilità ordinaria.

In particolare nel presente documento sono stati affrontati i seguenti aspetti:

- breve richiamo delle condizioni geotecniche del sito;
- descrizione delle opere in progetto;
- dimensionamento e verifiche strutturali e geotecniche delle opere.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire il dimensionamento delle opere di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

[N_01] D.M. 17.01.2018 Norme tecniche per le costruzioni.

[N_02] Circolare n. 7 del 21/01/2019. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche nel seguito esposte tengono conto dei seguenti materiali per la realizzazione delle sottostrutture.

3.1 Resistenze di progetto

3.1.1 Calcestruzzo pali C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.93 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume
<u>Resistenze di progetto allo SLU</u>	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione
<u>Resistenze di progetto allo SLE</u>	
$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.2 Calcestruzzo solette cordoli e fodere C 32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume
<u>Resistenze di progetto allo SLU</u>	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione
<u>Resistenze di progetto allo SLE</u>	
$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Calcestruzzo per magrone di fondazione C 12/15

$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.57 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.10 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 27085.18 \text{ MPa}$	modulo elastico

$$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 6.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50 \text{ resistenza di progetto a compressione}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0.73 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 7.2 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

$$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 5.4 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. quasi permanente

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 1.31 \text{ MPa}$$

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.4 Acciaio di armatura B450C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica di snervamento

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica a rottura

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.15$$

resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

$$\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. rara

4 CONDIZIONI GEOTECNICHE

Nel presente capitolo si riporta una breve sintesi delle condizioni geotecniche delle opere in esame. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica generale.

4.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose

4.2 Parametri geotecnici di progetto

Per le unità interferenti con le opere si assumono i seguenti valori dei parametri caratteristici.

Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose

$\gamma = 19 \div 20$ kN/m ³	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5$ kPa	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38$ °	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 500$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 480$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 110 \div 1200$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

4.3 Livello falda

La falda si trova ad una profondità tale da non avere interazioni con l'opera di progetto.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2018 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 100 anni relativa a “costruzioni con livelli di prestazioni elevati” e rientra nella classe d'uso IV relativa a “reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \cdot 2 = 200 \text{ anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una PVR pari al 10% [NTC 2018– Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno TR, come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = - \frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 1898 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica 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, dipendente dall'accelerazione massima al sito ag in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le analisi, si è fatto riferimento al comune di Santa Teresa di Riva, di cui nel seguito si riporta la classificazione sismica nazionale nell'ambito del quale lo stesso ricade:

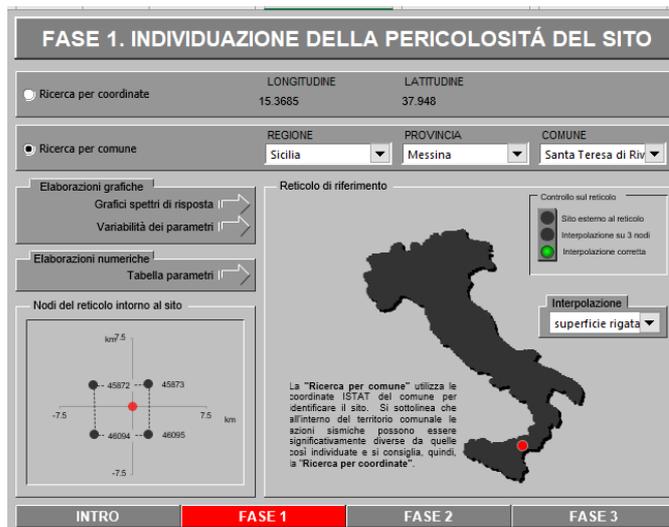


Figura 1: Localizzazione del punto di riferimento per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica nel reticolo della Classificazione sismica nazionale

Con riferimento allo stato limite di Verifica SLV, si determinano pertanto per il punto in esame, e per un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 1898$ anni, i seguenti parametri di pericolosità sismica:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_{C^*} [s]
SLO	120	0.1277	2.3616	0.3119
SLD	201	0.1634	2.3885	0.3228
SLV	1898	0.4198	2.4759	0.4036
SLC	3900	0.4653	2.4808	0.4178

Tabella 1: parametri sismici Santa Teresa di Riva (ME)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende infine necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento

Relativamente alla definizione della categoria di sottosuolo sismica, sono state reperite indagini sismiche Masw, i cui risultati sono riportati nella Relazione geologica e idrogeologica. Quindi per i terreni, dalle indagini sismiche attualmente disponibili, si attribuisce una **Categoria di sottosuolo C** - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La topografia dell'area e delle zone circostanti permettono di definire, la **Categoria topografica T1** - Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $< 15^\circ$.

Nel caso in esame si è dunque ottenuto per lo stato limite SLV:

ag (g)				0.4198
F0				2.4759
T*c				0.4036
Ss				1.0764
St				1
Cc				1.4165
Latitudine	37.949	Longitudine	15.371	Santa Teresa di Riva (ME)
	37° 56' 56.4" N		15° 22' 15.6" E	Maps
Vita nominale (anni)	100	Classe d'uso	IV	Cu 2
Stato Limite	SLV	Cat. Sottosuolo	C	Cat. topografica T1

Figura 2: riepilogo parametri sismici allo SLV

6 DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE TIPOLOGICHE

In corrispondenza dello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Di Riva dell'autostrada A18Messina - Catania è prevista la realizzazione di diverse opere tra cui sottovia stradali.

Nello specifico è stato dimensionato il sottovia S1E in corrispondenza della seguente progressiva dello svincolo stesso da km 0+416.21 a km 0+348.89.

Delle suddettesono state analizzate le sezioni di calcolo ritenute le più rappresentative in funzione dell'altezza di scavo, delle geometrie e dei carichi al contorno.

In particolare è stata analizzata la sezione del sottovia in corrispondenza del ramo e rampa bidirezionale dello svincolo, (sezione B Figura 3) che prevede la realizzazione di paratie di pali Ø1000mm con interasse 1.2 m, lunghezza L=13 m, contrapposte a distanza 15.50 m circa; in copertura è previsto un solettone in c.a di spessore 1.20 m ed anche il solettone di fondo in c.a. ha uno spessore di 0.70 m.

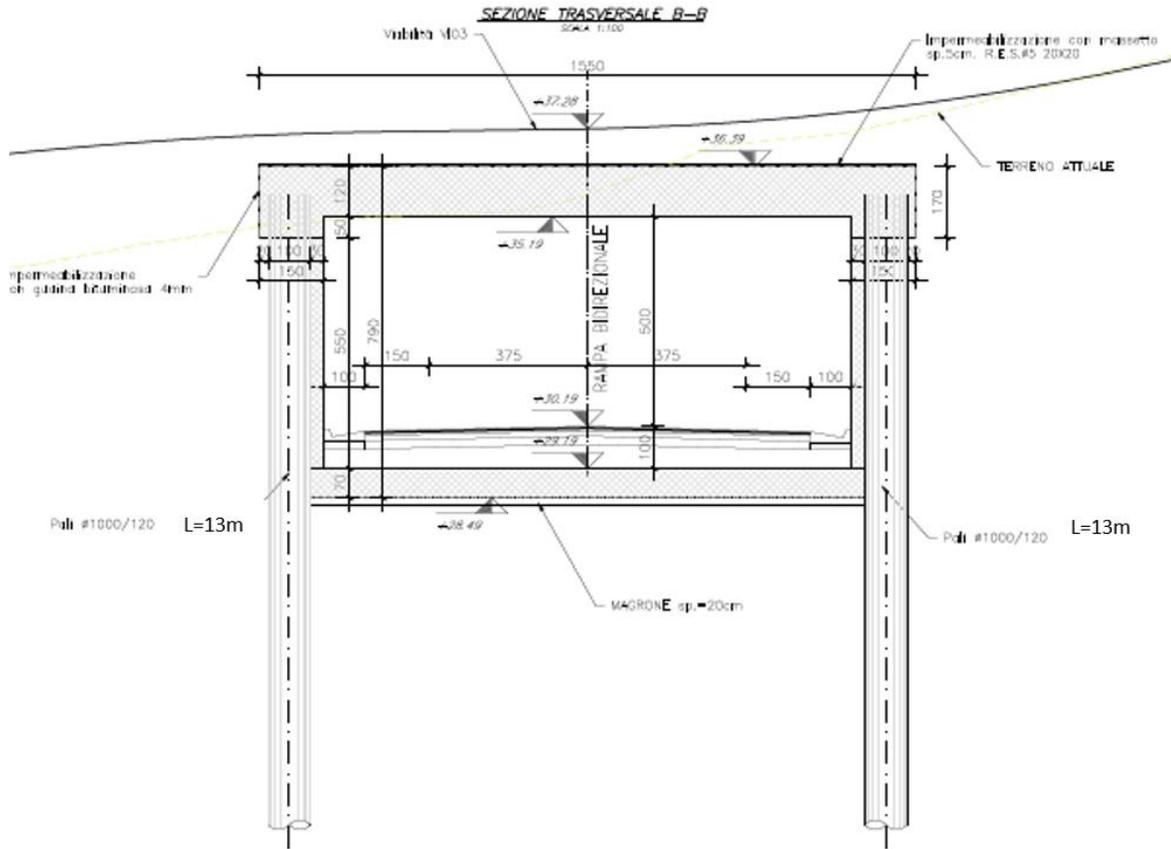


Figura 3 – Sezione Sottovia

7 METODOLOGIA DI CALCOLO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Nel presente capitolo sono descritte l'analisi dei carichi, la metodologia di calcolo ed i criteri di verifica delle opere.

7.1 Analisi dei carichi

7.1.1 Spinta delle terre

La spinta sulla parete si determina come risultante delle pressioni orizzontali calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

σ_h = pressione orizzontale;

σ_v = pressione verticale;

K = coefficiente di spinta dello stato di calcolo;

δ = coeff. di attrito terreno-parete;

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \gamma z$$

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = generica quota di calcolo della pressione a partire dal piano campagna

in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \gamma' z$$

γ' = peso dell'unità di volume efficace del terreno

in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione:

$$\sigma_v = [\gamma - \gamma_w \cdot (1 + lw)] z$$

lw = gradiente idraulico.

Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo normal – consolidato può essere valutato come:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

Il coefficiente di spinta a riposo, nel caso di deposito sovraconsolidato, viene stimato dalla relazione seguente:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR^n$$

con n = 0.5 come valore tipico valido sia per argille che per sabbie.

I coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo; essi possono essere calcolati automaticamente dal programma o definiti dall'utente in funzione delle esigenze.

Tali coefficienti sono funzione dei seguenti parametri:

- angolo di resistenza a taglio del terreno;
- angolo di attrito muro – terreno;
- angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Nel caso in oggetto i coefficienti di spinta attiva sono stati calcolati automaticamente dal programma di calcolo Paratie Plus, considerando $\delta' = 2/3 \cdot \varphi'$.

7.1.2 Carico accidentale

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.

Per l'applicazione dei carichi sul modello di calcolo si fa riferimento al paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circolare n.7, secondo il quale i carichi tandem da traffico su rilevati adiacenti a delle opere possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20.

Sul modello di calcolo vengono applicati i carichi riportati nella tabella sottostante, considerando una diffusione nel terreno secondo un angolo di 30° (in ipotesi di rilevato correttamente consolidato) e una diffusione nel semispessore del solettone superiore secondo un angolo di 45°. Si riporta di seguito la tabella relativa ai carichi adottati.

CARICHI STRADALI									
Opera	Corsia	Carico Tandem [kN]	Area impronta		Diffusione ricoprimento		Carico sul p.c. [kPa]	Diff. struttura	Carico su struttura [kPa]
			B _{trav}	L _{long}	S _{terr}	B _{diff,terr}		S _{sol}	
			[m]	[m]	[m]	[m]		[m]	
S1E	1	600	3	2.2	1.0	0.58	43.0	1.2	31.4

7.1.3 Spinta attiva in presenza di coesione

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione comporta una contropinta sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

essendo c la coesione dello strato.

7.1.4 Metodo di valutazione della spinta sismica

Il §7.11.6.3 delle NTC 2018, precisa che l'analisi delle paratie in condizioni sismiche, può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici o i metodi di analisi dinamica. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max}/g$$

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

dove:

g accelerazione di gravità;

$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido moltiplicata per S_s e S_T che sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica)

Per le paratie rigide, tra le quali rientrano gli scatolari e quelli aventi pareti adeguatamente contrastate, le spinte del terreno in fase sismica, devono essere determinate mediante la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H è pari a: $\Delta SE = K_h \cdot \gamma \cdot H^2$.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera. Utilizzando la formulazione seguente:

$$\Delta P_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma \cdot H^2 = E$$

Dove γ rappresenta il peso del volume di terreno che interagisce con l'opera, H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso), S è il coeff. di amplificazione locale mentre a_g è la PGA.

7.2 Metodologia di calcolo

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti, sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE PLUS 20.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \sin \phi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a 2/3 dell'angolo di attrito del terreno stesso.

- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Nel caso di applicazione di un tirante, lo step di installazione dello stesso viene preceduto da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele.

7.3 Criteri di verifica delle opere

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido) (GEO);
- collasso per carico limite verticale (GEO);
- sfilamento di uno o più ancoraggi (GEO);
- instabilità di fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate (UPL);
- instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL);
- sifonamento del fondo scavo (HYD);
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera (GEO);

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza di uno o più puntoni o del sistema di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adotteranno le combinazioni di carico definite nei paragrafi di seguito.

7.3.1 Combinazioni di carico

Combinazioni di carico allo Stato limite ultimo – SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = F_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza appare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Tabella 2- Coefficienti parziali delle azioni e dei terreni

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		$\tan\varphi'$	c'	c_u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
STR (A1+M1)	1.3	1.0	1.5	0.0	1.00	1.00	1.00
GEO (A2+M2)	1.0	1.0	1.3	0.0	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Tabella 3- Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU

Verifica	Coefficiente	
Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi	$\gamma_R=1.0$	
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	
Instabilità del fondo scavo per sollevamento	$\gamma_R=1.0$	
Sfilamento di uno o più ancoraggi	Temporanei	$\gamma_R=1.1$
	Permanenti	$\gamma_R=1.2$

Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nello specifico le analisi S.L.E. consentono di valutare gli spostamenti dell'opera per verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

Secondo quanto prescritto dalle N.T.C., l'analisi allo Stato Limite di Esercizio viene condotta mantenendo pari all'unità i vari coefficienti parziali definiti per le verifiche a S.L.E., sia per quanto concerne le azioni che per i parametri di resistenza secondo le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica rara	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione frequente	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione quasi permanente	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

I coefficienti di combinazione ψ_i assumono i seguenti valori:

$$\psi_0 = \psi_1 = 0.75;$$

$$\psi_2 = 0$$

Modello geometrico di riferimento (NTC 2018)

Secondo quanto prescritto da normativa vigente al paragrafo 6.5.2.2 (modello geometrico di riferimento), il calcolo dell'opera di sostegno deve essere eseguito incrementando l'altezza di scavo di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.50 m.

Per la sezione della galleria artificiale si è tenuto conto del 10% della differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opera vincolata. Mentre per la sezione della paratia tirantatasi è considerato una maggiorazione dello scavo di 0.5 m.

7.3.2 Verifiche geotecniche

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici.

Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo PARATIE Plus 20.0, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

7.3.3 Criteri di verifica strutturale sezioni in cemento armato

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1,50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1,15.

Verifiche agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Per il calcolo della resistenza delle sezioni si assumono le seguenti ipotesi:

conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;

- deformazione limite nel calcestruzzo pari al 3,5‰;
- deformazione limite nell'acciaio ordinario pari al 10‰.

Per quanto attiene la legge σ - ε del calcestruzzo si utilizza una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa. Il vertice della parabola corrisponde ad una deformazione di -2‰, mentre l'estremità del tratto orizzontale ha ascissa pari al -3,5‰.

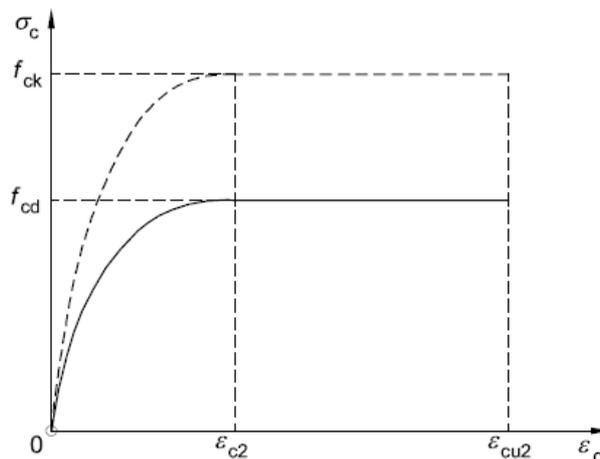


Figura 4- Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

L'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di progetto:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{MPa.}$$

Per l'acciaio dell'armatura ordinaria si impiega una bilatera simmetrica rispetto all'origine, con ordinata massima e minima pari a f_{yd} e modulo elastico di 200000 MPa:

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$;
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$;
- $k_1 = 0,15$;
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85;
- $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $\nu_1 = \nu$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Verifica allo stato limite di fessurazione

In funzione delle condizioni del sito in cui sorge l'opera si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia maggiore delle dimensioni delle fessure calcolate nel progetto.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab.4.1.IV del DM2018. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armature ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δs_m :

$$w_m = \epsilon_{sm} \times \Delta s_m$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δs_m si fa riferimento ai criteri consolidati nella letteratura tecnica.

Verifica alle tensioni di esercizio

In funzione delle condizioni del sito in cui sorge l'opera si verifica che il valore limite di tensione agente sul calcestruzzo e sull'acciaio, al variare delle combinazioni agli stati limite di esercizio, risulti inferiore al limite fissato dalla normativa.

7.3.4 Verifiche strutturali allo SLU per la paratia ed solettone in c.a.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale l'analisi sarà condotta con riferimento all'Approccio 1 (A1+M1+R1 e A2+M2+R1).

Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica strutturale dei pali in c.a. sarà soddisfatta se il valore del momento resistente ultimo del palo M_{ru} e del taglio resistente ultimo VR_{cd} risultano maggiori del momento di calcolo agente Md e del taglio di calcolo agente Vd.

Allo stesso modo delle paratie sono condotte le verifiche strutturali sul solettone in c.a.

7.3.5 Verifiche strutturali allo SLE per la paratia e solettone in c.a.

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure secondo le combinazioni di carico definite dalla normativa NTC § 2.5.8 (verifica allo stato limite di fessurazione) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (verifica delle tensioni in esercizio).

In conseguenza alle condizioni ambientali già definite, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per la combinazione di carico frequente 0.3 mm per la combinazione di carico quasi permanente.

La massima tensione nel calcestruzzo dovrà rispettare la seguente condizione:

Classe di resistenza C30/37.(comb. Rara) $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$

Classe di resistenza C30/37 (comb. Qperm) $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$

La massima tensione nell'acciaio dovrà rispettare la seguente condizione:

Acciaio B450C $\sigma_f < 0.8 f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

8 RISULTATI E VERIFICHE SOTTOVIA

Di seguito si riportano le verifiche strutturali e geotecniche condotte per tutte le sezioni sopra descritte (cfr. § 6).

8.1 Sezione sottovia S1E

8.1.1 Parametri geotecnici di progetto

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici utilizzati nella modellazione.

Tabella 4 Caratteristiche meccaniche dei terreni interferenti con lo scavo

Litotipo	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	E _{vc} [kPa]	E _{ur} [kPa]
sabbie medie e sabbie ghiaiose (S)	19	0	35	35000	56000

8.1.2 Fasistica di modellazione

Il software Paratie Plus prevede la possibilità di modellare la paratia secondo la tecnica stage by stage; questo consente di riprodurre fedelmente il processo costruttivo dell'opera.

Per la paratia in oggetto è stata adottata la seguente fasistica:

Fase n.	Lavorazioni previste
Fase 0	Inizializzazione delle condizioni litostratigrafiche
Fase 1	Realizzazione delle paratie di pali e del sistema di un contrasto sommitale costituito dal solettone in c.a. spessore 1.2 m.
Fase 2	Scavo massimo fino a quota 8.3 m da p.c. e applicazione del carico accidentale di 20 kPa uniformemente distribuito a monte dovuto al terreno a tergo (prescavo). Il livello di falda a valle è a fondo scavo e a monte a 20 m da p.c. con equilibrio delle pressioni interstiziali a piede paratia.
Fase 3	Quota massima fino a quota 8.3 m da p.c. e inserimento del solettone di fondo in c.a. da 0.6 m. Applicazione del carico stradale di 43 kPa uniformemente distribuito a monte.
Fase 4	Applicazione dell'azione sismica.

Nella seguente immagine si riporta l'immagine corrispondente alla fase 3.

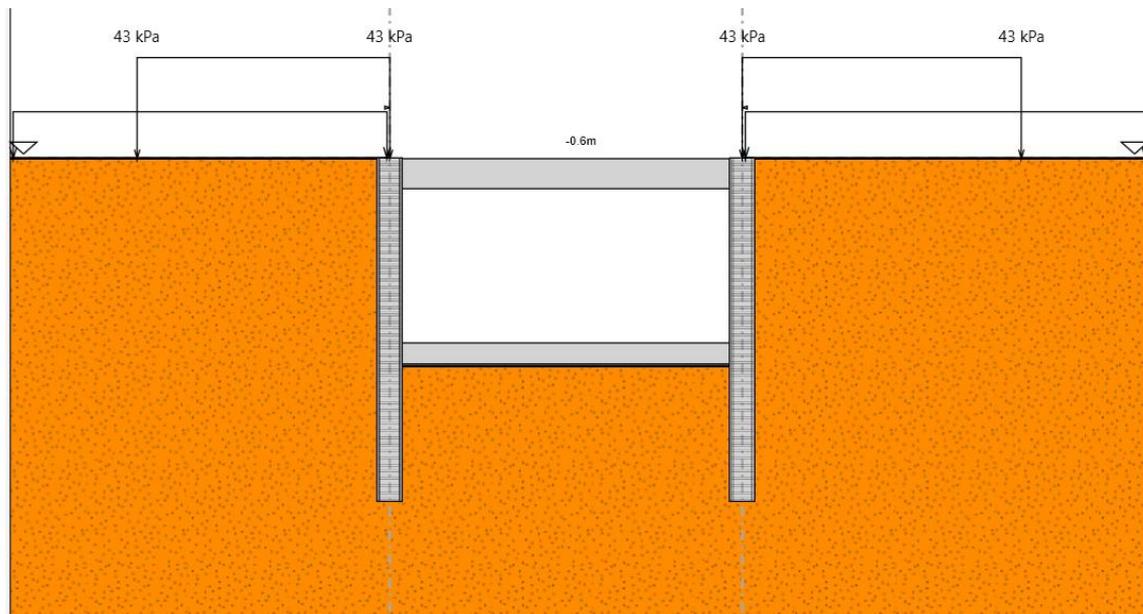


Figura 6 – Fase 3

8.1.3 Risultati

Nelle seguenti immagini si riportano i principali risultati dell'analisi in termini di:

- Spostamenti orizzontali della paratia allo SLE;
- Diagrammi di involucro dei momenti flettenti e tagli allo SLE;
- Diagrammi di involucro dei momenti flettenti e tagli allo SLU/SLV, con relativa verifica di resistenza tramite calcolo del momento resistente e del taglio resistente.

Per i pali della paratia in oggetto si dispongono le seguenti armature:

- Armatura longitudinale: Esterne 18Ø26 mm ed interne 18Ø26 mm
- Armatura a taglio: Spirale Ø16mm a passo 10cm.

Lo spostamento massimo allo SLE è di 1.85mm a circa 8.4 m, quindi compatibile con la funzionalità delle opere.

Dalle seguenti figure si osserva che i valori di taglio e momento resistente (corrispondenti alle armature indicate per la sezione di progetto) sono maggiori delle massime sollecitazioni di taglio e momento allo SLU, quindi le verifiche strutturali sono soddisfatte.

Nell'appendice di calcolo A sono riportati i tabulati di calcolo completi.

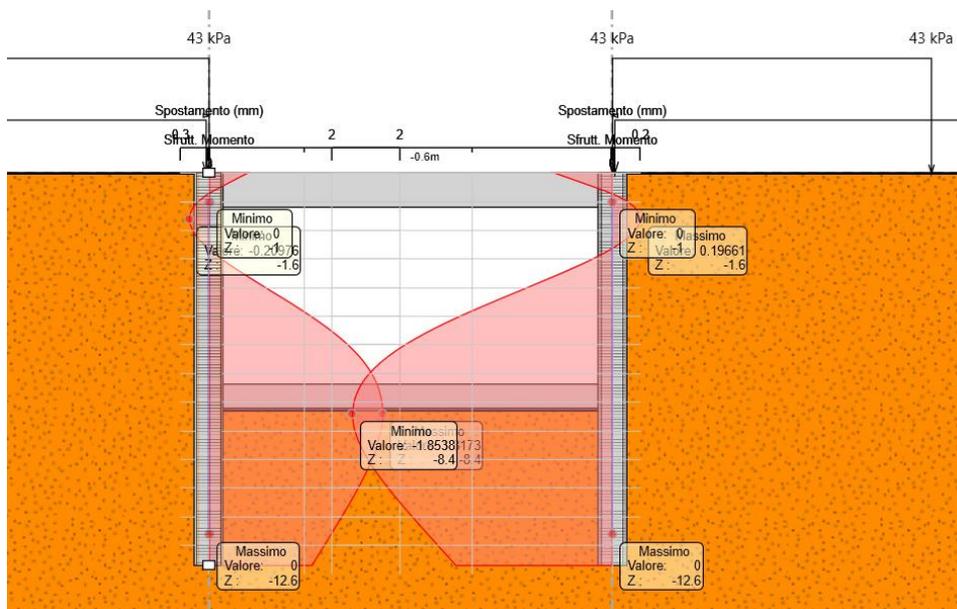


Figura 7 Involuppo spostamenti allo SLE. $|u_{max}|=1.85mm$

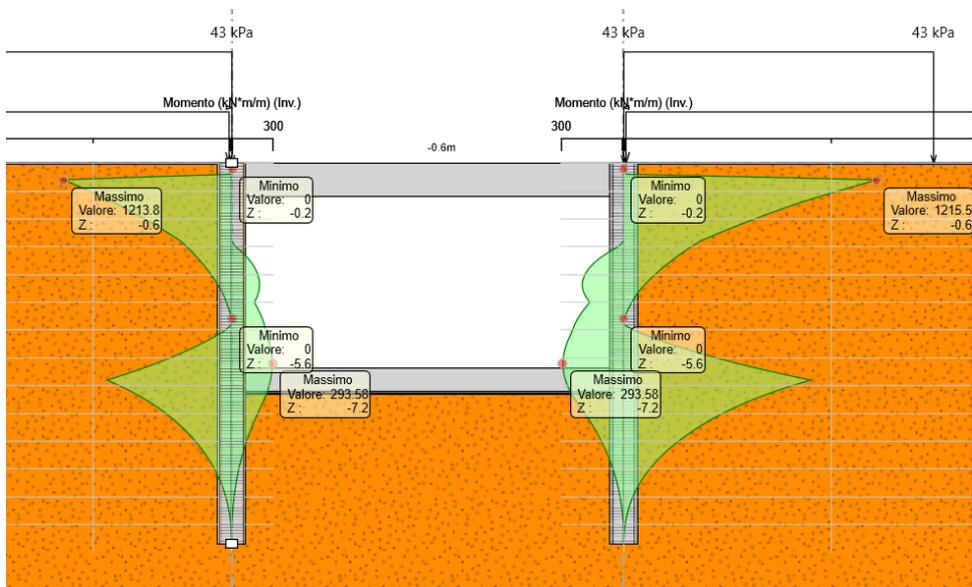


Figura 8 Involuppo momento flettente

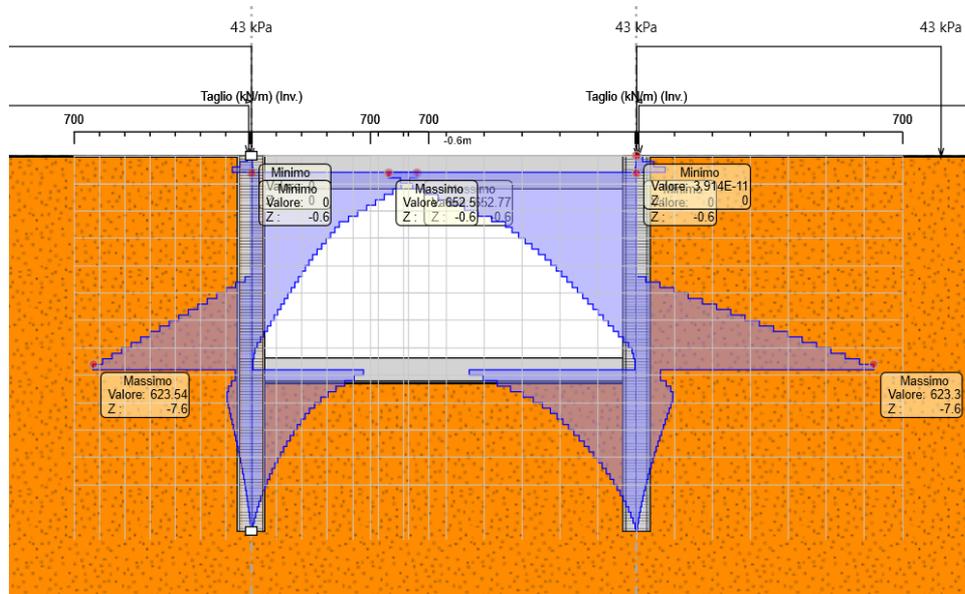


Figura 9 Involuppo taglio

8.1.4 Verifiche strutturali pali sottovia

La verifica strutturale del palo è stata eseguita direttamente dal programma PARATIE PLUS 20 con le armature precedentemente indicate e le massime sollecitazioni derivanti dal calcolo. Di seguito, sono riportate le verifiche allo SLV/SLU: la verifica è soddisfatta in quanto i tassi di sfruttamento sono inferiori ad 1.

Si riportano, inoltre, le verifiche delle tensioni di esercizio sul calcestruzzo e sull'acciaio agli SLE, che risultano soddisfatte, essendo anche in questo caso il tasso di sfruttamento in termini tensionali minore di 1.

Infine si riporta la verifica a fessurazione agli SLE, la quale è soddisfatta in quanto l'ampiezza delle fessure è inferiore a 0.3 mm.

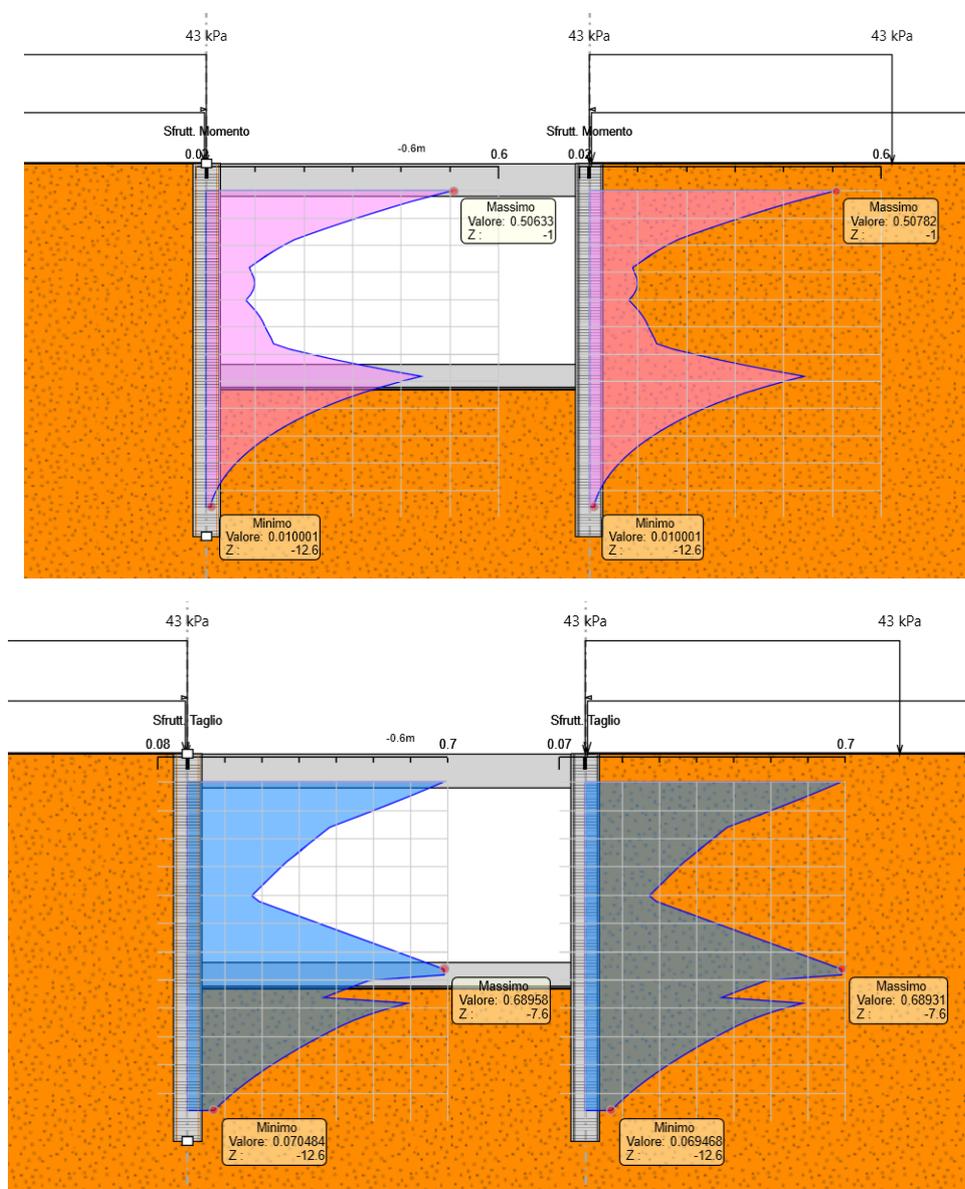


Figura 10 Verifica strutturale palo SLU

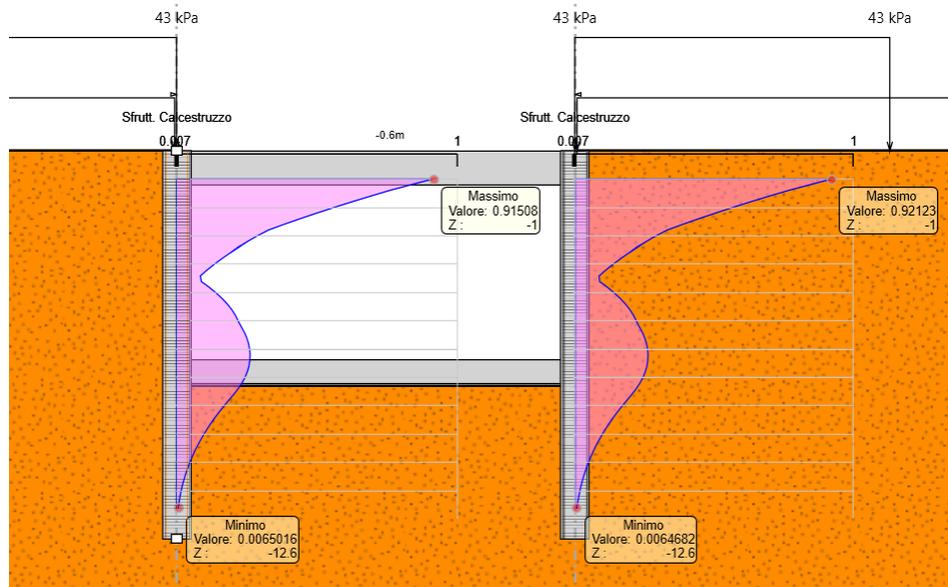


Figura 11 Verifica tensioni di esercizio nel calcestruzzo

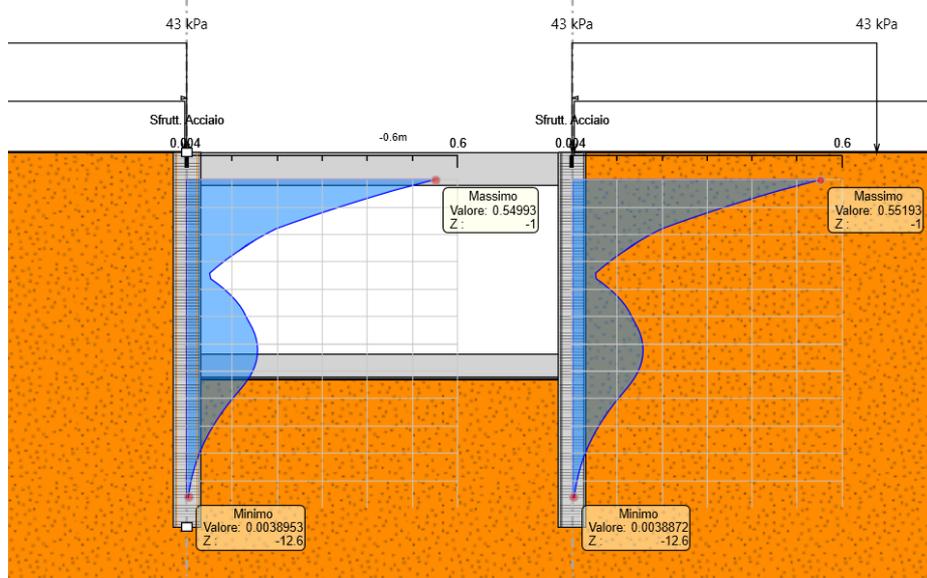


Figura 12 Verifica tensioni di esercizio nell'acciaio

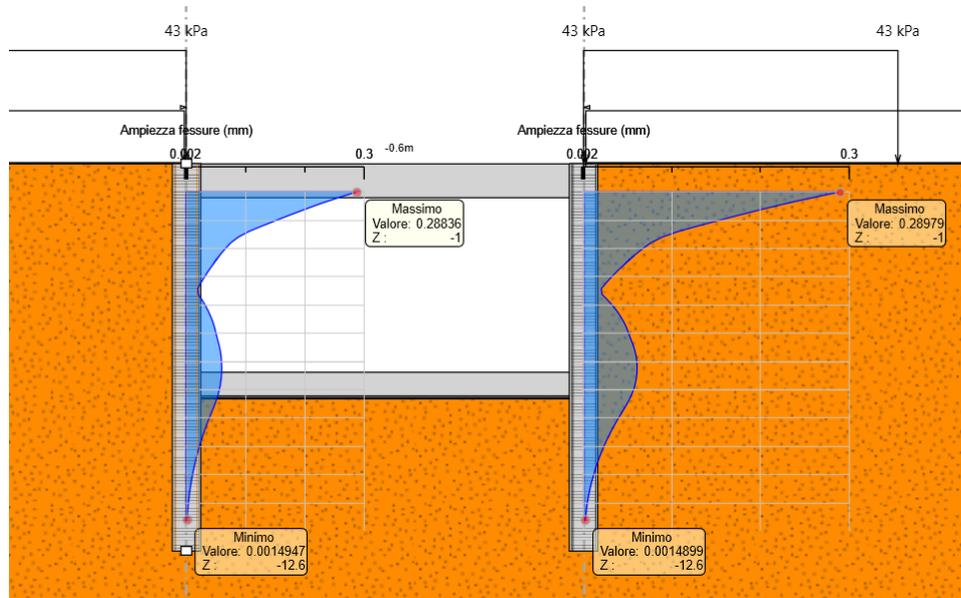


Figura 13 Verifica a fessurazione SLE

8.1.5 Verifica solettone in c.a.

La verifica strutturale del solettone è stata eseguita, assumendo a vantaggio di sicurezza il solettone incastrato-incastrato all'estremità con le paratie di pali. Sulla base di questo schema statico sono state calcolate le sollecitazioni allo SLU, essendo le più gravose, e allo SLE secondo le combinazioni di carico riportate al par.7.3.1.

Le verifiche allo SLU sono soddisfatta in quanto i tassi di sfruttamento sono inferiori ad 1.

Si precisa inoltre che, ai fini della verifica a fessurazione agli SLE, si riporta la verifica per combinazione frequente essendo quella più gravosa; tale verifica risulta soddisfatta in quanto l'ampiezza delle fessure è minore di 0.20mm.

Si riportano, inoltre, le verifiche delle tensioni di esercizio sul calcestruzzo e sull'acciaio agli SLE, che risultano soddisfatte, essendo anche in questo caso il tasso di sfruttamento in termini tensionali minore di 1.

SLU-Verifica a flessione														
Opera	Sezione	L	M _{ed}	H	B	Φ	nbarre1	nbarre2	Asup	nbarre1	nbarre2	Ainf	M _{Rd}	TSF
		[m]	[Knm]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[mm ²]	[-]	[-]	[mm ²]	[Knm]	[-]
S1E	Appoggio	14.50	1963.16	1.20	1.00	26	10.00	5.00	7963.94	5.00	0.00	2654.65	3231.59	0.61
	Mezzeria	14.50	981.58	1.20	1.00	26	5.00	0.00	2654.65	10.00	0.00	5309.29	1815.02	0.54

SLU-Verifica a taglio															
Opera	V _{ed,Max}	s	ctgθ ⁺	b	f' _{cd}	α _c	n _c	d	Φ	A _{sw}	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	Verifica	TSF
-	[KN]	[mm]	-	[mm]	[N/mm ²]	-	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[KN]	[KN]	[N/mm ²]	-	-
S1E	812.34	150.00	2.50	1000.00	10.00	1.00	2.00	1125.00	12.00	226.08	3165.52	1492.85	1492.85	OK	0.54

Opera	Sezione	SLE-Rara								SLE-Q.Perm				SLE-Freq		
		L	M _{ed}	σ _c	σ _{clim}	TSF	σ _s	σ _{slim}	TSF	M _{ed}	σ _c	σ _{clim}	TSF	M _{ed}	w	w _{lim}
		[m]	[Knm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Knm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Knm]	[mm]	[mm]
S1E	Appoggio	14.50	1425.58	8.93	18.00	0.50	87.50	360.00	0.24	876.04	5.49	13.50	0.41	1288.19	0.16	0.20
	Mezzeria	14.50	712.79	5.18	19.00	0.27	58.20	361.00	0.16	438.02	3.00	14.50	0.21	644.10	0.11	0.20

9 APPENDICE A: ANALISI SOTTOVIA. TABULATI DI CALCOLO SOTTOVIA

9.1 Sezioni sottovia S1E



PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: A18 VI02

Autore: Ingegnere

Jobname: C:\Users\marco\Desktop\Lavoro Progin n. 4 - 1519 - SVINCOLO SU A18 MESSINA CATANIA S TERESA DI RIVA\Modelli Paratie\REVISIONI MARCO\S1E\MARCO\S1E_progin-V01.pplus

Data: 07/05/2021 10:31:55

Design Section: Base Design Section

Mandataria



Mandante



RELAZIONE DI CALCOLO

Sommario

Contenuto Sommario



1. Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	S_u	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	S-SABBIE MEDIE SABBIE GHIAIOSE	19	19	35		0		Constant	35000	56000										

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 13.7 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 18

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.077 m

Barre 2

Numero di barre : 18

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.129 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.045 m

Diametro : 0.016 m

Lunghezza : 8.7 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.1 m

Staffe 2

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.05 m

Diametro : 0.012 m

Lunghezza : 5 m

Quota iniziale : -8.7 m

Passo : 0.1 m

Sezione : Pali D1000

Area equivalente : 0.654498469497874 m

Inerzia equivalente : 0.0409 m⁴/m

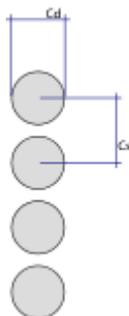
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.2 m

Diametro : 1 m

Efficacia : 1





X : 13.96 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 13.7 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 18

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.077 m

Barre 2

Numero di barre : 18

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.129 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.045 m

Diametro : 0.016 m

Lunghezza : 8.7 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.1 m

Staffe 2

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.045 m

Diametro : 0.012 m

Lunghezza : 5 m

Quota iniziale : -8.7 m

Passo : 0.1 m

Sezione : Pali D1000

Area equivalente : 0.654498469497874 m

Inerzia equivalente : 0.0409 m⁴/m

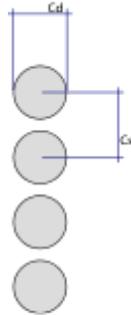
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.2 m

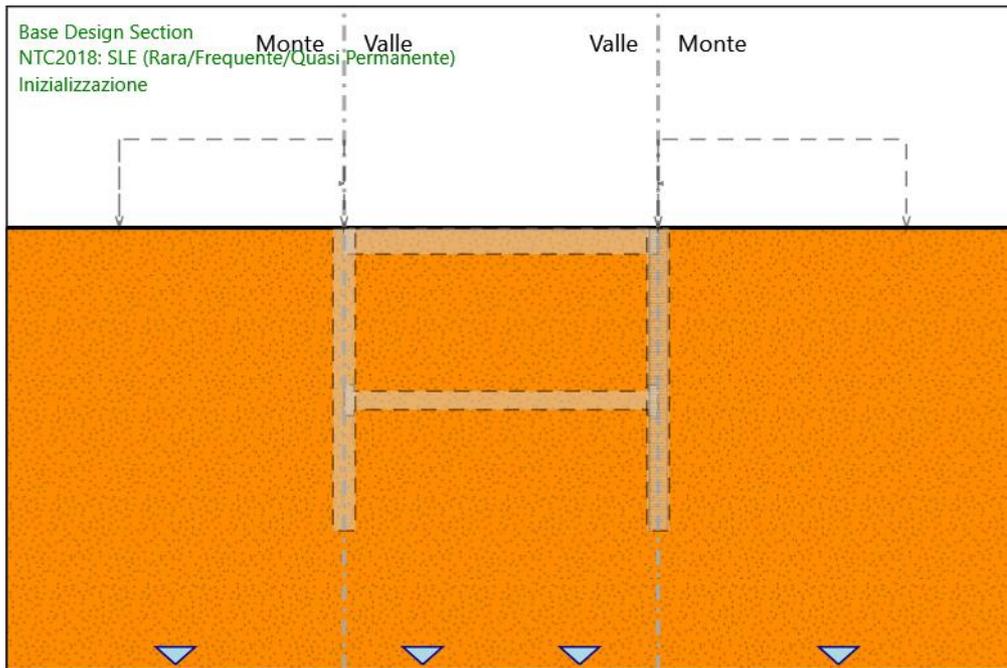
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Inizializzazione



Inizializzazione

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Mandatario



Mandante



RELAZIONE DI CALCOLO

Falda acquifera

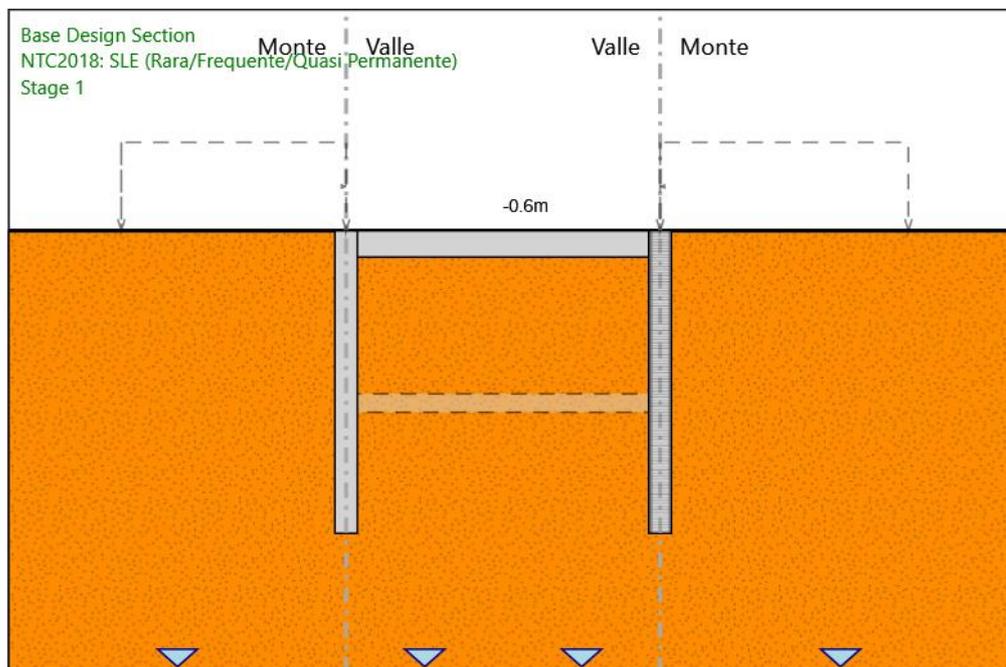
Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale-sinistra : -20 m

Falda centrale-destra : -20 m

4.2. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m



Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale-sinistra : -20 m

Falda centrale-destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Paratia : WallElement_New

X : 13.96 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Soletta : copertura

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

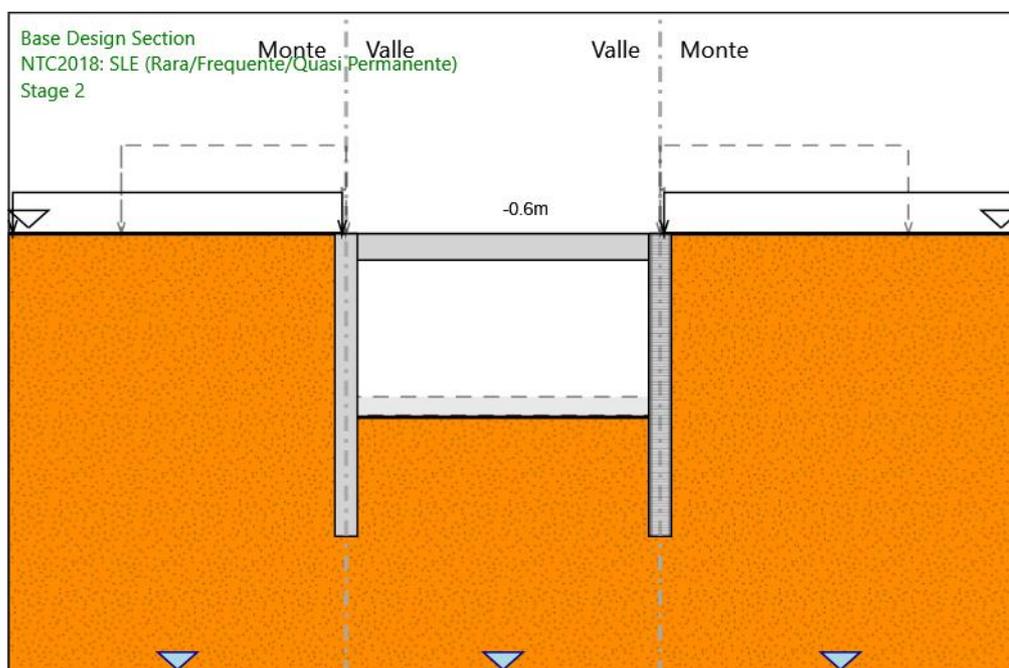
Z : -0.6 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone superiore

4.3. Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.3 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

**Falda acquifera**

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Paratia : WallElement_New

X : 13.96 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Soletta : copertura

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

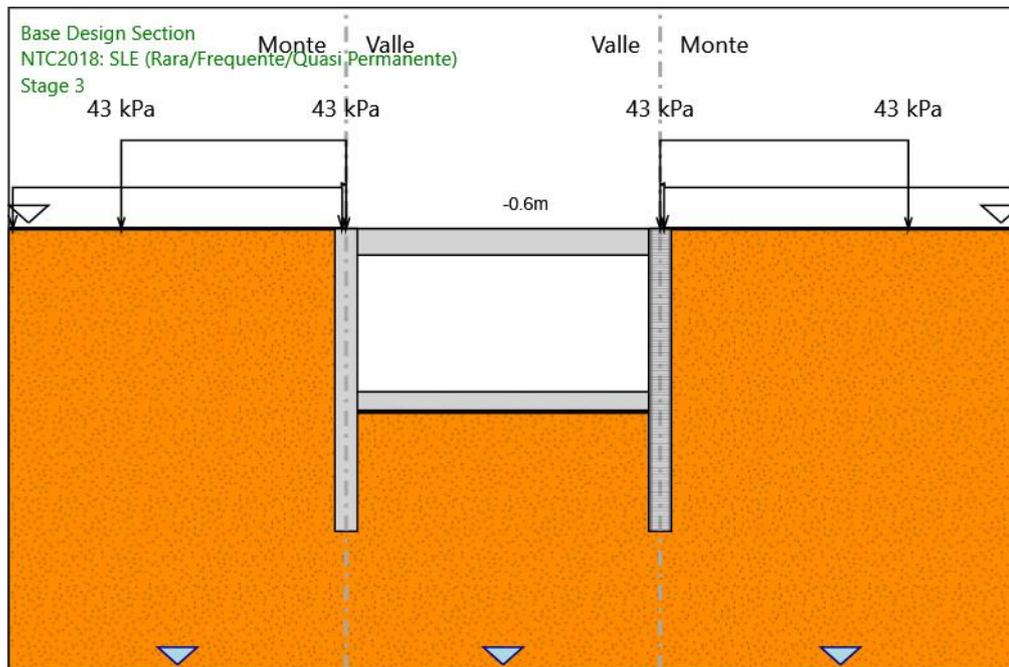
Z : -0.6 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone superiore

4.4. Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.3 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 43 kPa

Pressione finale : 43 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 13.96 m

X finale : 25 m

Pressione iniziale : 43 kPa

Pressione finale : 43 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Paratia : WallElement_New

X : 13.96 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Soletta : copertura

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

Z : -0.6 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone superiore

Puntone : solettone

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

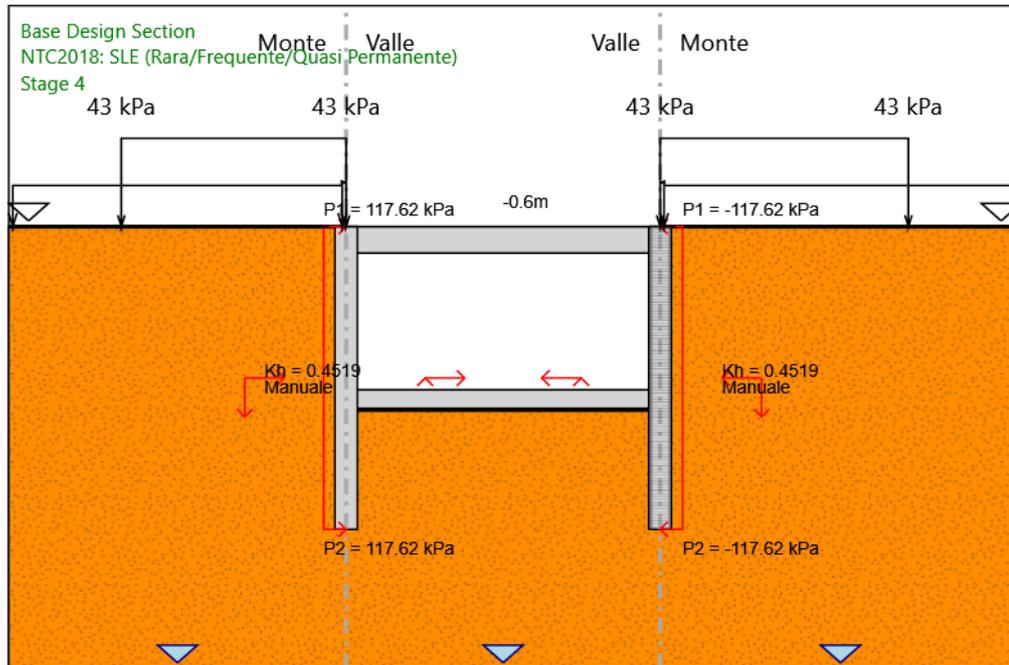
Z : -7.8 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone inferiore

4.5. Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -8.3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-8.3 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Falda centrale : -20 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 43 kPa

Pressione finale : 43 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 13.96 m

X finale : 25 m

Pressione iniziale : 43 kPa

Pressione finale : 43 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Paratia : WallElement_New

X : 13.96 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.7 m

Sezione : Pali D1000

Soletta : copertura

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

Z : -0.6 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone superiore

Puntone : solettone

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 13.96 m

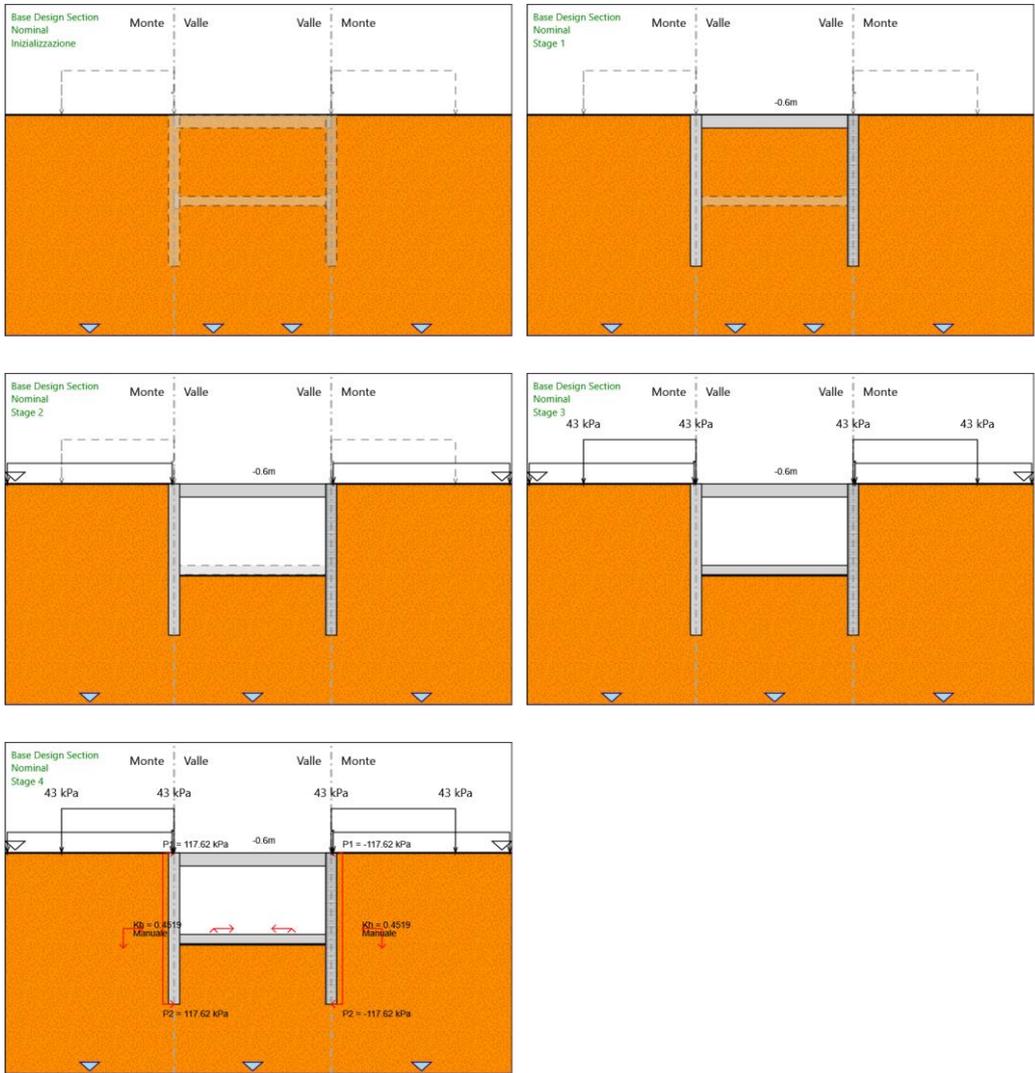
Z : -7.8 m

Lunghezza : 13.96 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone inferiore

4.6. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su S_u (F_Su)	Parziale su q_u (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1



5. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Inizializzazione	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO					

5. Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

5.1. Tabella Inviluppi Spostamento Left Wall

Selected Design Assumptions Inviluppi: Spostamento Muro: LEFT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	0	0.559
-0.2	0	0.385
-0.4	0	0.212
-0.6	0	0.058
-0.647	0	0
-0.8	-0.124	0
-1	-0.267	0
-1.2	-0.389	0
-1.4	-0.494	0
-1.6	-0.583	0
-1.8	-0.656	0
-2	-0.715	0
-2.2	-0.761	0
-2.4	-0.795	0
-2.6	-0.819	0
-2.672	0	0
-2.8	-0.833	0.046
-3	-0.838	0.125
-3.2	-0.836	0.21
-3.4	-0.828	0.3
-3.6	-0.813	0.394
-3.8	-0.794	0.491
-4	-0.77	0.589
-4.2	-0.743	0.687
-4.4	-0.713	0.784
-4.6	-0.681	0.881
-4.8	-0.647	0.974
-5	-0.612	1.065
-5.2	-0.576	1.152
-5.4	-0.54	1.235
-5.6	-0.504	1.313
-5.8	-0.468	1.386
-6	-0.433	1.454
-6.2	-0.398	1.515
-6.4	-0.365	1.571
-6.6	-0.333	1.621
-6.8	-0.302	1.665
-7	-0.272	1.703
-7.2	-0.244	1.735
-7.4	-0.217	1.761
-7.6	-0.192	1.782
-7.8	-0.169	1.797
-8	-0.147	1.809
-8.2	-0.126	1.815
-8.4	-0.107	1.817
-8.6	-0.09	1.815
-8.8	-0.073	1.809
-9	-0.059	1.799
-9.2	-0.045	1.786
-9.4	-0.033	1.77
-9.6	-0.022	1.75
-9.8	-0.012	1.729
-10	-0.003	1.705
-10.2	0	1.679
-10.4	0	1.651



Selected Design Assumptions Inviluppi: Spostamento Muro: LEFT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
-10.6	0	1.621
-10.8	0	1.591
-11	0	1.559
-11.2	0	1.526
-11.4	0	1.492
-11.6	0	1.457
-11.8	0	1.422
-12	0	1.386
-12.2	0	1.35
-12.4	0	1.314
-12.6	0	1.277
-12.8	0	1.24
-13	0	1.203
-13.2	0	1.166
-13.4	0	1.129
-13.6	0	1.092
-13.7	0	1.074

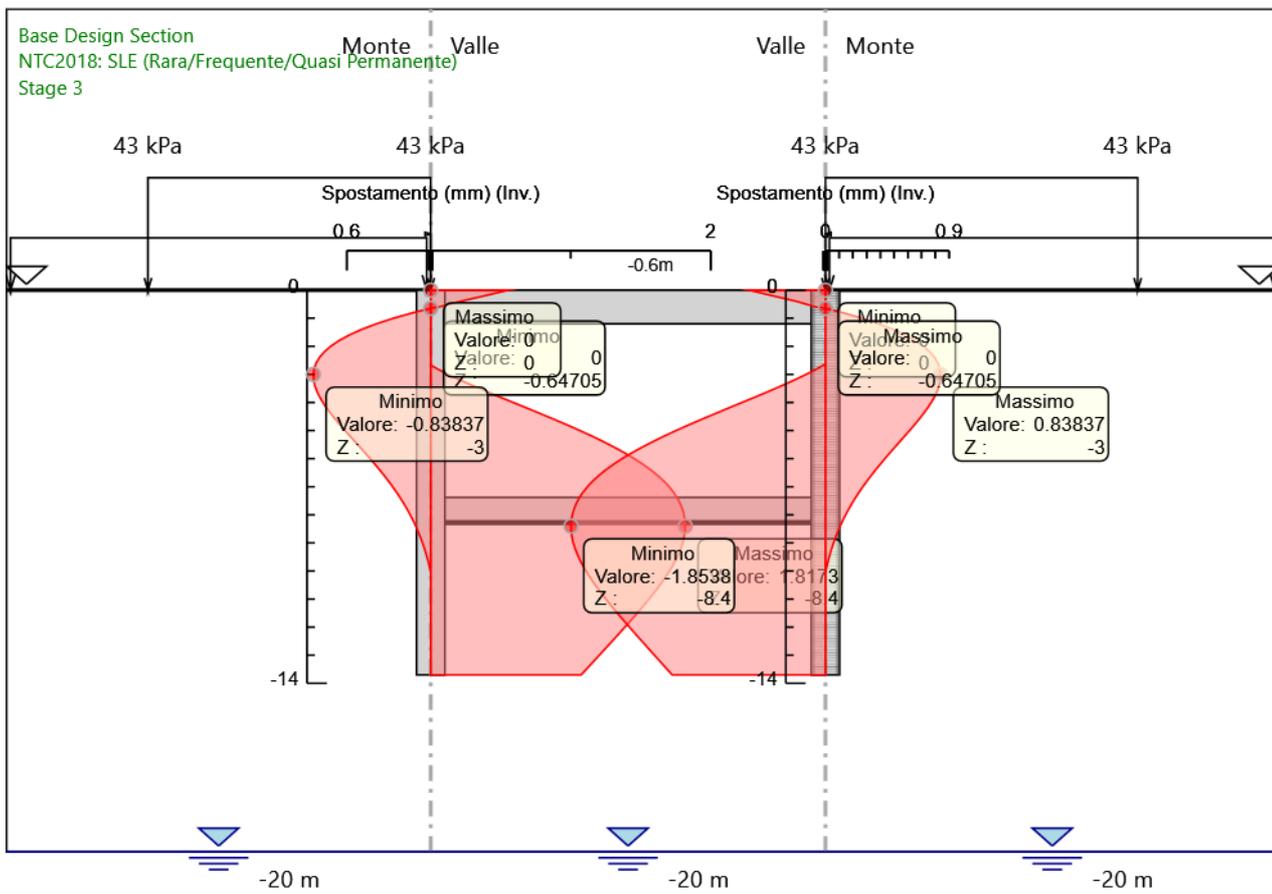
5.2. Tabella Inviluppi Spostamento Right wall

Selected Design Assumptions Inviluppi: Spostamento Muro: RIGHT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	-0.559	0
-0.2	-0.385	0
-0.4	-0.212	0
-0.6	-0.07	0
-0.647	0	0
-0.8	0	0.124
-1	0	0.267
-1.2	0	0.389
-1.4	0	0.494
-1.6	0	0.583
-1.8	0	0.656
-2	0	0.715
-2.2	0	0.761
-2.4	0	0.795
-2.6	0	0.819
-2.8	-0.061	0.833
-3	-0.141	0.838
-3.2	-0.227	0.836
-3.4	-0.318	0.828
-3.6	-0.412	0.813
-3.8	-0.51	0.794
-4	-0.608	0.77
-4.2	-0.707	0.743
-4.4	-0.805	0.713
-4.6	-0.902	0.681
-4.8	-0.997	0.647
-5	-1.089	0.612
-5.2	-1.176	0.576
-5.4	-1.26	0.54
-5.6	-1.339	0.504
-5.8	-1.413	0.468
-6	-1.481	0.433
-6.2	-1.544	0.398
-6.4	-1.601	0.365
-6.6	-1.651	0.333
-6.8	-1.696	0.302
-7	-1.735	0.272
-7.2	-1.767	0.244
-7.4	-1.794	0.217
-7.6	-1.816	0.192
-7.8	-1.832	0.169
-8	-1.844	0.147
-8.2	-1.851	0.126
-8.4	-1.854	0.107
-8.6	-1.852	0.09
-8.8	-1.846	0.073
-9	-1.837	0.059
-9.2	-1.824	0.045
-9.4	-1.808	0.033
-9.6	-1.789	0.022
-9.8	-1.768	0.012
-10	-1.744	0.003
-10.061	0	0
-10.2	-1.719	0
-10.4	-1.691	0
-10.6	-1.662	0
-10.8	-1.631	0
-11	-1.599	0



Selected Design Assumptions Inviluppi: Spostamento Muro: RIGHT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
-11.2	-1.567	0
-11.4	-1.533	0
-11.6	-1.498	0
-11.8	-1.463	0
-12	-1.428	0
-12.2	-1.392	0
-12.4	-1.355	0
-12.6	-1.319	0
-12.8	-1.282	0
-13	-1.245	0
-13.2	-1.209	0
-13.4	-1.172	0
-13.6	-1.135	0
-13.7	-1.116	0

5.3. Grafico Inviluppi Spostamento



Spostamento

5.4. Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	3.064	0
-0.4	12.041	0.439
-0.6	1213.769	1.178
-0.8	1120.921	0
-1	1029.79	0
-1.2	940.707	0
-1.4	854.646	0
-1.6	778.35	0
-1.8	704.082	0
-2	632.021	0
-2.2	562.32	0
-2.4	495.101	0
-2.6	430.468	0
-2.8	368.5	0
-3	324.781	28.303
-3.2	285.281	75.388
-3.4	248.018	115.09
-3.6	213.014	147.394
-3.8	180.281	172.288
-4	149.823	189.766
-4.2	121.632	199.817
-4.4	95.698	202.44
-4.6	72.003	197.624
-4.8	53.603	185.368
-5	37.795	165.66
-5.2	23.399	186.584
-5.4	10.389	206.81
-5.6	0	223.619
-5.8	0	237.023
-6	44.988	247.031
-6.2	109.613	258.807
-6.4	181.751	271.124
-6.6	261.406	280.77
-6.8	348.582	287.739
-7	443.278	292.015
-7.2	545.493	293.582
-7.4	655.221	292.412
-7.6	772.449	288.475
-7.8	897.158	281.734
-8	809.037	272.144
-8.2	728.327	259.657
-8.4	654.978	244.216
-8.6	588.62	226.402
-8.8	528.553	207.43
-9	474.075	188.51
-9.2	424.478	170.567
-9.4	379.046	153.609
-9.6	337.116	137.639
-9.8	298.239	122.652
-10	262.313	108.641
-10.2	229.235	95.592
-10.4	198.902	83.495
-10.6	171.208	72.336
-10.8	146.049	62.1
-11	123.319	52.767
-11.2	102.911	44.312
-11.4	84.718	36.709



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-11.6	68.633	29.931
-11.8	54.55	23.945
-12	42.361	18.72
-12.2	31.957	14.221
-12.4	23.232	10.414
-12.6	16.079	7.263
-12.8	10.388	4.731
-13	6.054	2.781
-13.2	2.968	1.376
-13.4	1.022	0.479
-13.6	0.109	0.052
-13.7	0	0

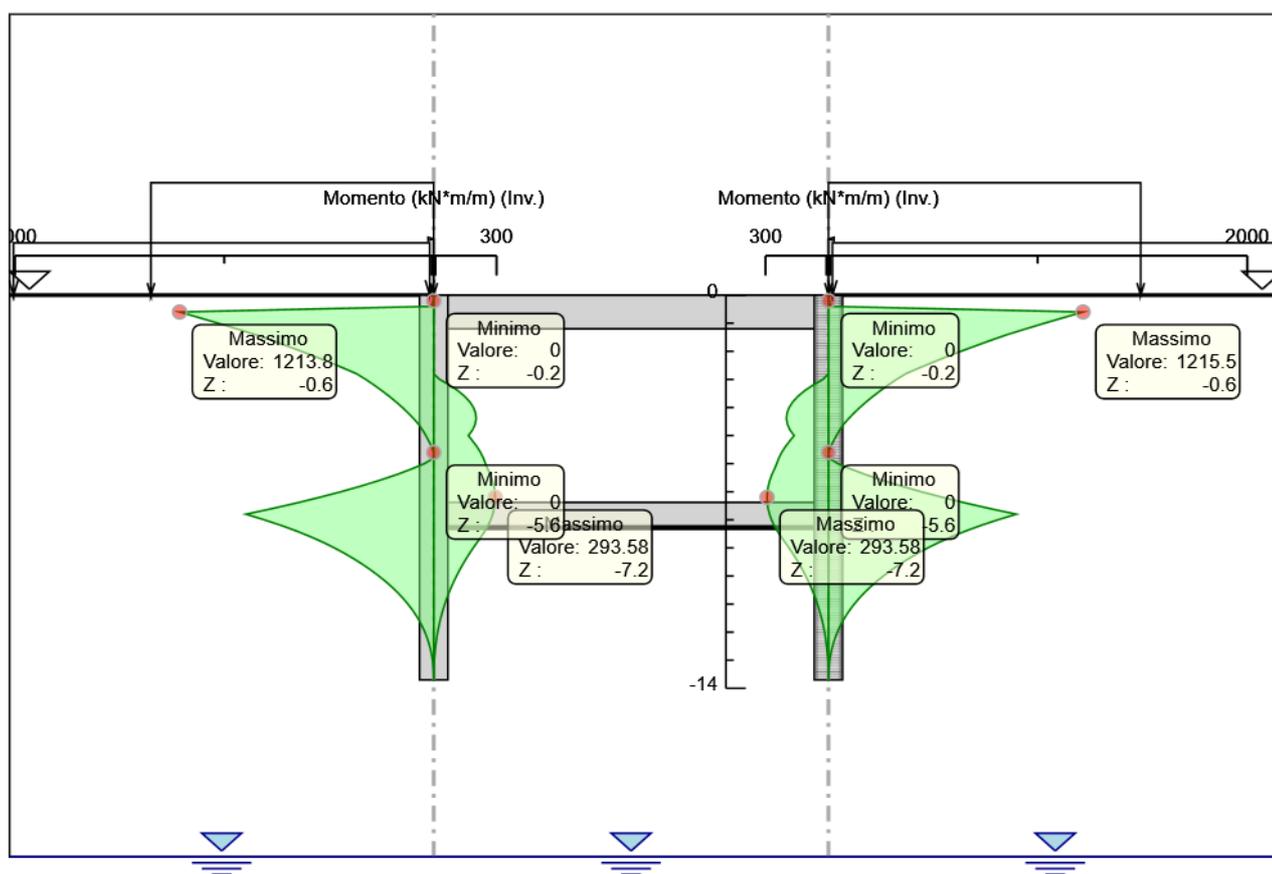
5.5. Tabella Inviluppi Momento WallElement_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	3.063
-0.4	0.439	12.069
-0.6	1.178	1215.46
-0.8	0	1122.686
-1	0	1031.631
-1.2	0	942.604
-1.4	0	855.877
-1.6	0	778.35
-1.8	0	704.082
-2	0	632.021
-2.2	0	562.32
-2.4	0	495.101
-2.6	0	430.468
-2.8	0	368.5
-3	26.477	324.781
-3.2	73.585	285.281
-3.4	113.315	248.018
-3.6	145.652	213.014
-3.8	170.588	180.281
-4	188.114	149.823
-4.2	198.226	121.632
-4.4	200.92	95.698
-4.6	196.186	72.003
-4.8	184.019	53.603
-5	164.412	37.795
-5.2	186.049	23.399
-5.4	206.488	10.389
-5.6	223.528	0
-5.8	237.182	0
-6	247.456	45.533
-6.2	258.807	109.992
-6.4	271.124	181.977
-6.6	280.77	261.498
-6.8	287.739	348.556
-7	292.015	443.151
-7.2	293.582	545.279
-7.4	292.412	654.934
-7.6	288.475	772.102
-7.8	281.734	896.763
-8	272.144	808.603
-8.2	259.657	727.863
-8.4	244.216	654.494
-8.6	226.402	588.121
-8.8	207.43	528.046
-9	188.51	473.565
-9.2	170.567	423.968
-9.4	153.609	378.54
-9.6	137.639	336.628
-9.8	122.652	297.773
-10	108.641	261.871
-10.2	95.592	228.82
-10.4	83.495	198.515
-10.6	72.336	170.852
-10.8	62.1	145.724
-11	52.767	123.025
-11.2	44.312	102.649
-11.4	36.709	84.488



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-11.6	29.931	68.435
-11.8	23.945	54.382
-12	18.72	42.221
-12.2	14.221	31.845
-12.4	10.414	23.145
-12.6	7.263	16.014
-12.8	4.731	10.344
-13	2.781	6.026
-13.2	1.376	2.953
-13.4	0.479	1.016
-13.6	0.052	0.108
-13.7	0	0

5.6. Grafico Involuppi Momento



Momento

5.7. Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	15.321	0
-0.2	44.885	2.196
-0.4	74.35	3.692
-0.6	74.35	652.774
-0.8	0	652.774
-1	0	621.823
-1.2	0	589.705
-1.4	0	556.682
-1.6	0	522.81
-1.8	0	488.291
-2	0	453.174
-2.2	0	417.615
-2.4	0	381.652
-2.6	0	345.406
-2.8	0	327.762
-3	0	310.604
-3.2	0	293.258
-3.4	0	275.738
-3.6	0	258.154
-3.8	0	240.507
-4	0	225.855
-4.2	0	211.722
-4.4	24.076	197.65
-4.6	61.284	183.657
-4.8	98.54	169.756
-5	135.831	155.954
-5.2	173.184	142.251
-5.4	210.589	128.644
-5.6	248.052	115.122
-5.8	285.581	101.674
-6	323.126	88.282
-6.2	360.691	74.926
-6.4	398.276	61.585
-6.6	435.877	48.232
-6.8	473.482	34.841
-7	511.077	21.735
-7.2	548.64	12.338
-7.4	586.139	8.398
-7.6	623.54	4.865
-7.8	623.54	440.608
-8	62.437	440.608
-8.2	77.203	403.551
-8.4	89.071	366.74
-8.6	94.862	331.796
-8.8	94.862	300.334
-9	94.601	272.388
-9.2	89.715	247.988
-9.4	84.788	227.16
-9.6	79.852	209.651
-9.8	74.932	194.386
-10	70.056	179.63
-10.2	65.245	165.388
-10.4	60.487	151.666
-10.6	55.792	138.467
-10.8	51.179	125.794
-11	46.668	113.652
-11.2	42.274	102.041
-11.4	38.012	90.964



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-11.6	33.894	80.422
-11.8	29.929	70.416
-12	26.126	60.948
-12.2	22.493	52.017
-12.4	19.035	43.624
-12.6	15.756	35.769
-12.8	12.66	28.452
-13	9.748	21.673
-13.2	7.024	15.432
-13.4	4.486	9.729
-13.6	2.137	4.564
-13.7	0.517	1.091

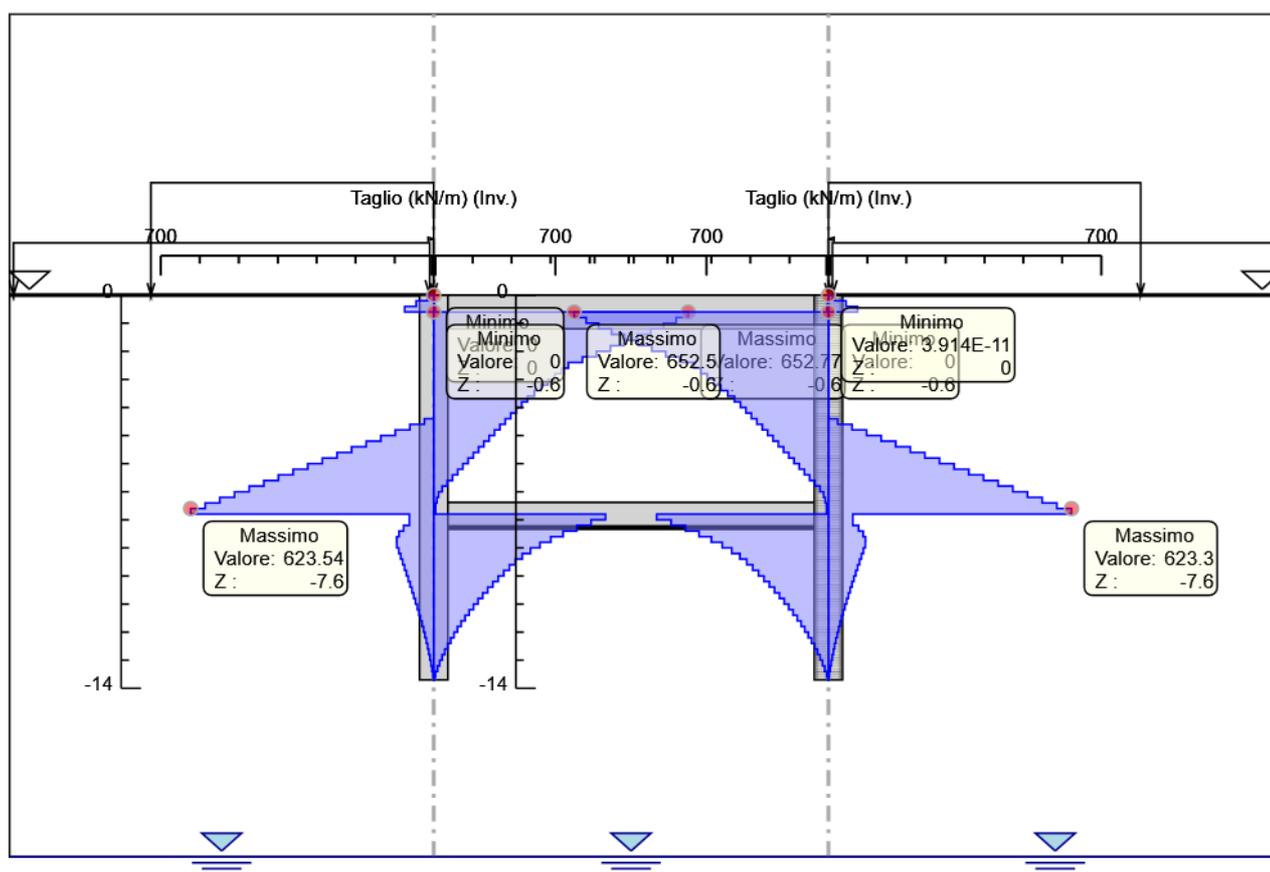
5.8. Tabella Inviluppi Taglio WallElement_New

Selected Design Assumptions Z (m)	Muro: WallElement_New	
	Inviluppi: Taglio Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	15.316
-0.2	2.196	45.03
-0.4	3.692	74.644
-0.6	652.504	74.644
-0.8	652.504	0
-1	621.538	0
-1.2	589.482	0
-1.4	556.49	0
-1.6	522.699	0
-1.8	488.163	0
-2	453.074	0
-2.2	417.528	0
-2.4	381.613	0
-2.6	345.402	0
-2.8	327.972	0
-3	310.896	0
-3.2	293.557	0
-3.4	276.085	0
-3.6	258.536	0
-3.8	240.958	0
-4	225.855	0
-4.2	211.722	0
-4.4	197.65	23.672
-4.6	183.657	60.838
-4.8	169.756	98.034
-5	155.954	135.268
-5.2	142.251	172.549
-5.4	128.644	209.883
-5.6	115.122	247.279
-5.8	101.674	284.743
-6	88.282	322.298
-6.2	74.926	359.925
-6.4	61.585	397.603
-6.6	48.232	435.29
-6.8	34.841	472.976
-7	21.735	510.645
-7.2	12.338	548.276
-7.4	8.398	585.838
-7.6	4.865	623.296
-7.8	440.801	623.296
-8	440.801	62.437
-8.2	403.698	77.203
-8.4	366.846	89.071
-8.6	331.867	94.862
-8.8	300.375	94.862
-9	272.404	94.601
-9.2	247.984	89.715
-9.4	227.142	84.788
-9.6	209.558	79.852
-9.8	194.278	74.932
-10	179.508	70.056
-10.2	165.255	65.245
-10.4	151.523	60.487
-10.6	138.316	55.792
-10.8	125.639	51.179
-11	113.493	46.668
-11.2	101.881	42.274
-11.4	90.805	38.012



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement_New
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-11.6	80.266	33.894
-11.8	70.265	29.929
-12	60.803	26.126
-12.2	51.881	22.493
-12.4	43.498	19.035
-12.6	35.655	15.756
-12.8	28.352	12.66
-13	21.589	9.748
-13.2	15.366	7.024
-13.4	9.683	4.486
-13.6	4.539	2.137
-13.7	1.085	0.517

5.9. Grafico Involuppi Taglio



Taglio



5.10. Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 1	Left Wall	LEFT	11.41
NTC2018: SISMICA STR	Stage 4	Left Wall	RIGHT	53.53
NTC2018: SISMICA STR	Stage 4	Right wall	LEFT	53.66
NTC2018: A2+M2+R1	Stage 1	Right wall	RIGHT	11.41



5.11. Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 3	Left Wall	LEFT		136.12
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1	Left Wall	RIGHT		134.15
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1	Right wall	LEFT		134.15
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 3	Right wall	RIGHT		135.39



5.12. Involuppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Puntone kN/m
solettone	NTC2018: SISMICA STR	Stage 4	-1101.4



Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Assiale kN/m
copertura	NTC2018: SISMICA STR	Stage 4	-756.72

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Momento-a kN*m/m
copertura	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	1207.51

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Momento-b kN*m/m
copertura	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 3	-1209.08

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Taglio-a kN/m
copertura	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 2	738.62

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Taglio-b kN/m
copertura	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 3	738.74

6. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.75
γ_s	1.2



6.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Inizializzazione	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO					

6.2. Risultati Cover

6.2.1. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver
-1	0.915
-1.2	0.837
-1.4	0.761
-1.6	0.693
-1.8	0.627
-2	0.563
-2.2	0.501
-2.4	0.441
-2.6	0.383
-2.8	0.328
-3	0.289
-3.2	0.254
-3.4	0.221
-3.6	0.19
-3.8	0.161
-4	0.133
-4.2	0.108
-4.4	0.085
-4.6	0.089
-4.8	0.117
-5	0.142
-5.2	0.164
-5.4	0.182
-5.6	0.198
-5.8	0.211
-6	0.221
-6.2	0.232
-6.4	0.243
-6.6	0.251
-6.8	0.258
-7	0.261
-7.2	0.263
-7.4	0.262
-7.6	0.258
-7.8	0.252
-8	0.244
-8.2	0.232
-8.4	0.219
-8.6	0.203
-8.8	0.186
-9	0.169
-9.2	0.153
-9.4	0.138
-9.6	0.123
-9.8	0.11
-10	0.097
-10.2	0.086
-10.4	0.075
-10.6	0.065
-10.8	0.056
-11	0.047
-11.2	0.04
-11.4	0.033
-11.6	0.027
-11.8	0.021
-12	0.017

Mandataria



Mandante



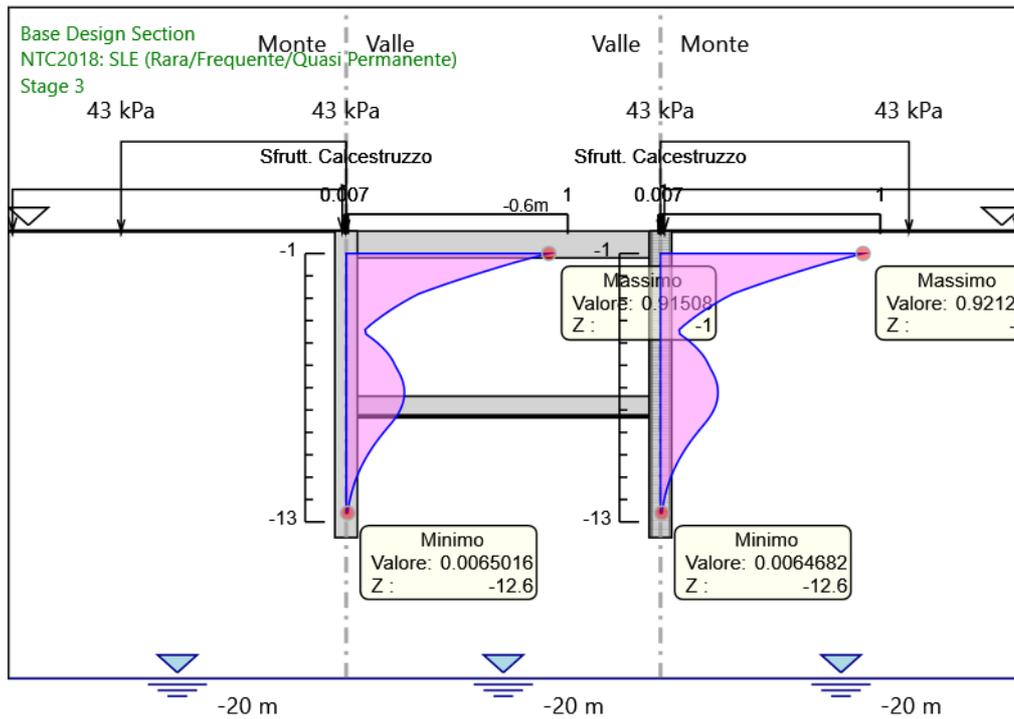
RELAZIONE DI CALCOLO

Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	
-12.2		0.013
-12.4		0.009
-12.6		0.007

6.2.2. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver
-1	0.921
-1.2	0.843
-1.4	0.766
-1.6	0.697
-1.8	0.63
-2	0.566
-2.2	0.503
-2.4	0.443
-2.6	0.385
-2.8	0.33
-3	0.291
-3.2	0.255
-3.4	0.222
-3.6	0.191
-3.8	0.161
-4	0.134
-4.2	0.109
-4.4	0.086
-4.6	0.088
-4.8	0.116
-5	0.14
-5.2	0.162
-5.4	0.181
-5.6	0.197
-5.8	0.21
-6	0.22
-6.2	0.23
-6.4	0.241
-6.6	0.25
-6.8	0.256
-7	0.26
-7.2	0.261
-7.4	0.26
-7.6	0.257
-7.8	0.251
-8	0.242
-8.2	0.231
-8.4	0.218
-8.6	0.202
-8.8	0.185
-9	0.168
-9.2	0.152
-9.4	0.137
-9.6	0.123
-9.8	0.109
-10	0.097
-10.2	0.085
-10.4	0.074
-10.6	0.064
-10.8	0.055
-11	0.047
-11.2	0.039
-11.4	0.033
-11.6	0.027
-11.8	0.021
-12	0.017
-12.2	0.013
-12.4	0.009
-12.6	0.006

6.2.3. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver



Involuppi
Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver

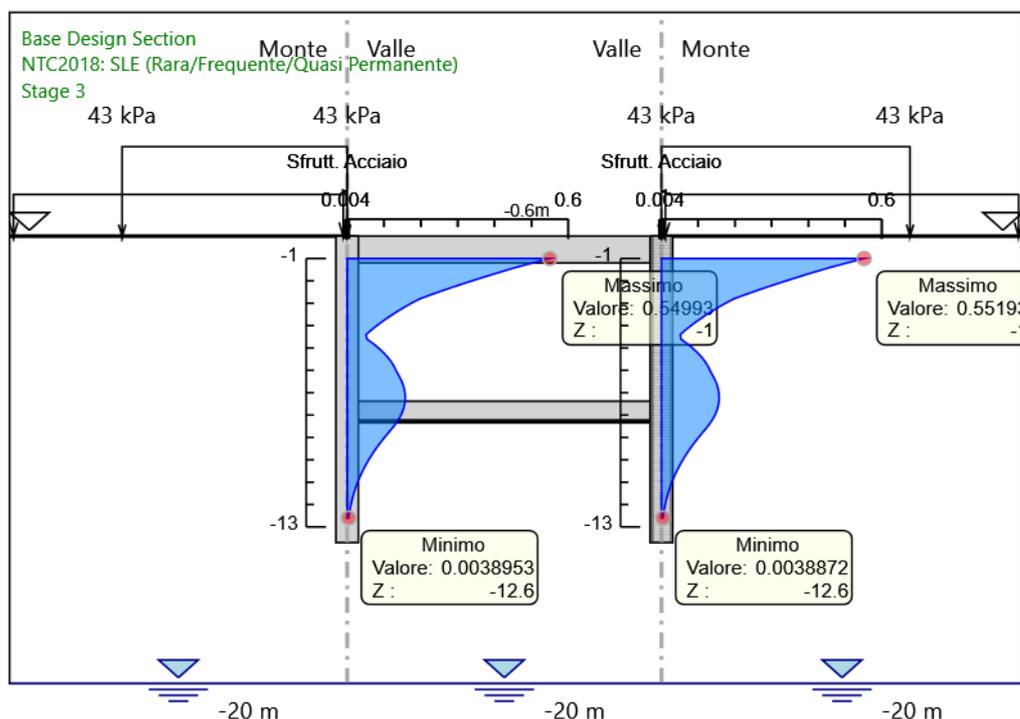
6.2.5. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Cover	
-1	0.55	
-1.2	0.503	
-1.4	0.457	
-1.6	0.417	
-1.8	0.377	
-2	0.338	
-2.2	0.301	
-2.4	0.265	
-2.6	0.23	
-2.8	0.197	
-3	0.174	
-3.2	0.153	
-3.4	0.133	
-3.6	0.114	
-3.8	0.096	
-4	0.08	
-4.2	0.065	
-4.4	0.051	
-4.6	0.053	
-4.8	0.07	
-5	0.085	
-5.2	0.098	
-5.4	0.109	
-5.6	0.119	
-5.8	0.126	
-6	0.132	
-6.2	0.139	
-6.4	0.145	
-6.6	0.151	
-6.8	0.154	
-7	0.157	
-7.2	0.157	
-7.4	0.157	
-7.6	0.155	
-7.8	0.151	
-8	0.146	
-8.2	0.139	
-8.4	0.131	
-8.6	0.121	
-8.8	0.111	
-9	0.101	
-9.2	0.091	
-9.4	0.082	
-9.6	0.074	
-9.8	0.066	
-10	0.058	
-10.2	0.051	
-10.4	0.045	
-10.6	0.039	
-10.8	0.033	
-11	0.028	
-11.2	0.024	
-11.4	0.02	
-11.6	0.016	
-11.8	0.013	
-12	0.01	
-12.2	0.008	
-12.4	0.006	
-12.6	0.004	

6.2.6. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Cover	
-1	0.552	
-1.2	0.505	
-1.4	0.459	
-1.6	0.417	
-1.8	0.378	
-2	0.339	
-2.2	0.302	
-2.4	0.266	
-2.6	0.231	
-2.8	0.198	
-3	0.174	
-3.2	0.153	
-3.4	0.133	
-3.6	0.114	
-3.8	0.097	
-4	0.08	
-4.2	0.065	
-4.4	0.051	
-4.6	0.053	
-4.8	0.07	
-5	0.084	
-5.2	0.098	
-5.4	0.109	
-5.6	0.118	
-5.8	0.126	
-6	0.132	
-6.2	0.139	
-6.4	0.145	
-6.6	0.15	
-6.8	0.154	
-7	0.156	
-7.2	0.157	
-7.4	0.157	
-7.6	0.154	
-7.8	0.151	
-8	0.146	
-8.2	0.139	
-8.4	0.131	
-8.6	0.121	
-8.8	0.111	
-9	0.101	
-9.2	0.091	
-9.4	0.082	
-9.6	0.074	
-9.8	0.066	
-10	0.058	
-10.2	0.051	
-10.4	0.045	
-10.6	0.039	
-10.8	0.033	
-11	0.028	
-11.2	0.024	
-11.4	0.02	
-11.6	0.016	
-11.8	0.013	
-12	0.01	
-12.2	0.008	
-12.4	0.006	
-12.6	0.004	

6.2.7. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover



Involuppi
Tasso di Sfruttamento Armature - Cover



6.2.9. Tabella Involuppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

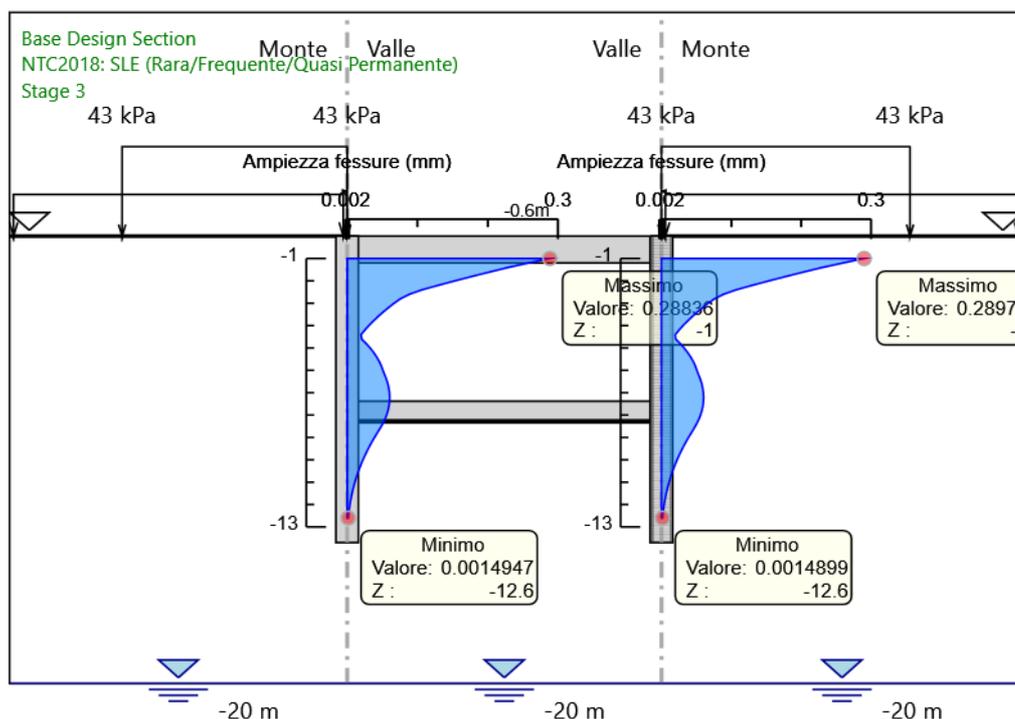
Involuppi Apertura Fessure - Caver		LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)	
-1	0.288	
-1.2	0.258	
-1.4	0.229	
-1.6	0.203	
-1.8	0.178	
-2	0.153	
-2.2	0.129	
-2.4	0.106	
-2.6	0.088	
-2.8	0.076	
-3	0.067	
-3.2	0.059	
-3.4	0.051	
-3.6	0.044	
-3.8	0.037	
-4	0.031	
-4.2	0.025	
-4.4	0.02	
-4.6	0.021	
-4.8	0.027	
-5	0.033	
-5.2	0.038	
-5.4	0.042	
-5.6	0.046	
-5.8	0.048	
-6	0.051	
-6.2	0.053	
-6.4	0.056	
-6.6	0.058	
-6.8	0.059	
-7	0.06	
-7.2	0.06	
-7.4	0.06	
-7.6	0.059	
-7.8	0.058	
-8	0.056	
-8.2	0.053	
-8.4	0.05	
-8.6	0.047	
-8.8	0.043	
-9	0.039	
-9.2	0.035	
-9.4	0.032	
-9.6	0.028	
-9.8	0.025	
-10	0.022	
-10.2	0.02	
-10.4	0.017	
-10.6	0.015	
-10.8	0.013	
-11	0.011	
-11.2	0.009	
-11.4	0.008	
-11.6	0.006	
-11.8	0.005	
-12	0.004	
-12.2	0.003	
-12.4	0.002	
-12.6	0.001	



6.2.10. Tabella Inviluppi Apertura Fessure - Caver : RIGHT

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)
-1	0.29
-1.2	0.26
-1.4	0.23
-1.6	0.204
-1.8	0.178
-2	0.154
-2.2	0.13
-2.4	0.107
-2.6	0.089
-2.8	0.076
-3	0.067
-3.2	0.059
-3.4	0.051
-3.6	0.044
-3.8	0.037
-4	0.031
-4.2	0.025
-4.4	0.02
-4.6	0.02
-4.8	0.027
-5	0.032
-5.2	0.037
-5.4	0.042
-5.6	0.045
-5.8	0.048
-6	0.051
-6.2	0.053
-6.4	0.056
-6.6	0.058
-6.8	0.059
-7	0.06
-7.2	0.06
-7.4	0.06
-7.6	0.059
-7.8	0.058
-8	0.056
-8.2	0.053
-8.4	0.05
-8.6	0.046
-8.8	0.043
-9	0.039
-9.2	0.035
-9.4	0.032
-9.6	0.028
-9.8	0.025
-10	0.022
-10.2	0.02
-10.4	0.017
-10.6	0.015
-10.8	0.013
-11	0.011
-11.2	0.009
-11.4	0.008
-11.6	0.006
-11.8	0.005
-12	0.004
-12.2	0.003
-12.4	0.002
-12.6	0.001

6.2.11. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



Involuppi
Apertura Fessure - Caver

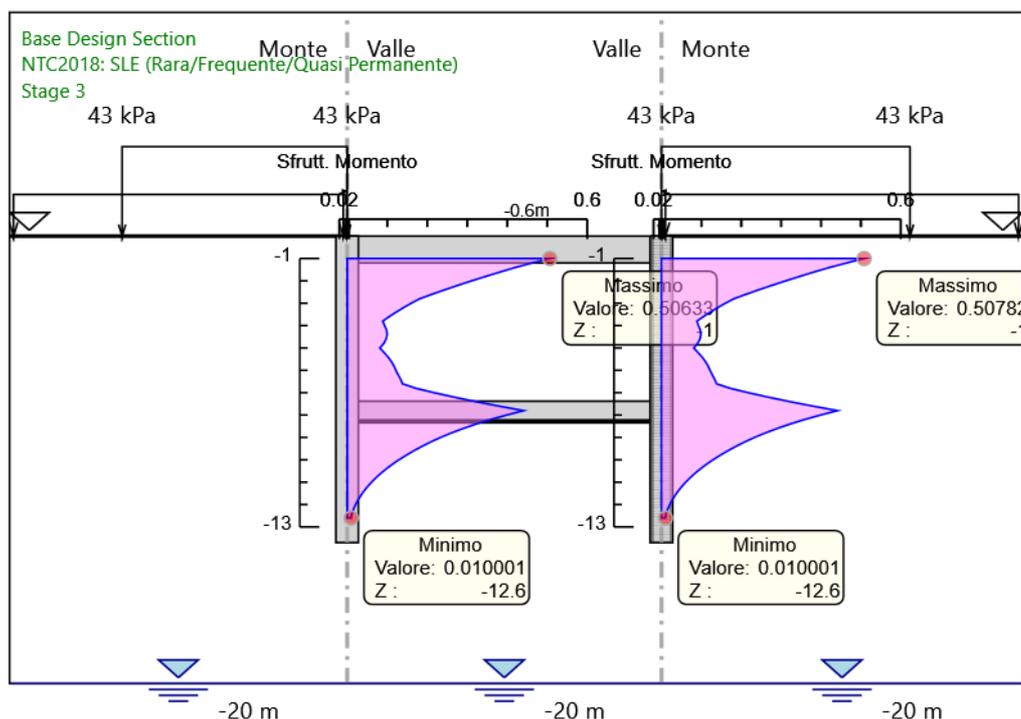
6.2.13. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover	
-1	0.506	
-1.2	0.463	
-1.4	0.42	
-1.6	0.383	
-1.8	0.346	
-2	0.311	
-2.2	0.276	
-2.4	0.243	
-2.6	0.212	
-2.8	0.181	
-3	0.16	
-3.2	0.14	
-3.4	0.122	
-3.6	0.105	
-3.8	0.089	
-4	0.093	
-4.2	0.098	
-4.4	0.1	
-4.6	0.097	
-4.8	0.091	
-5	0.082	
-5.2	0.092	
-5.4	0.102	
-5.6	0.11	
-5.8	0.117	
-6	0.122	
-6.2	0.127	
-6.4	0.133	
-6.6	0.138	
-6.8	0.171	
-7	0.218	
-7.2	0.268	
-7.4	0.322	
-7.6	0.38	
-7.8	0.441	
-8	0.398	
-8.2	0.358	
-8.4	0.322	
-8.6	0.289	
-8.8	0.26	
-9	0.233	
-9.2	0.209	
-9.4	0.186	
-9.6	0.166	
-9.8	0.147	
-10	0.129	
-10.2	0.113	
-10.4	0.098	
-10.6	0.084	
-10.8	0.072	
-11	0.061	
-11.2	0.051	
-11.4	0.042	
-11.6	0.034	
-11.8	0.027	
-12	0.021	
-12.2	0.016	
-12.4	0.011	
-12.6	0.01	

6.2.14. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover	
-1		0.508
-1.2		0.464
-1.4		0.421
-1.6		0.383
-1.8		0.347
-2		0.311
-2.2		0.277
-2.4		0.244
-2.6		0.212
-2.8		0.181
-3		0.16
-3.2		0.14
-3.4		0.122
-3.6		0.105
-3.8		0.089
-4		0.092
-4.2		0.097
-4.4		0.099
-4.6		0.096
-4.8		0.09
-5		0.081
-5.2		0.091
-5.4		0.102
-5.6		0.11
-5.8		0.117
-6		0.122
-6.2		0.127
-6.4		0.133
-6.6		0.138
-6.8		0.172
-7		0.218
-7.2		0.268
-7.4		0.322
-7.6		0.38
-7.8		0.441
-8		0.398
-8.2		0.358
-8.4		0.322
-8.6		0.29
-8.8		0.26
-9		0.233
-9.2		0.209
-9.4		0.186
-9.6		0.166
-9.8		0.147
-10		0.129
-10.2		0.113
-10.4		0.098
-10.6		0.084
-10.8		0.072
-11		0.061
-11.2		0.051
-11.4		0.042
-11.6		0.034
-11.8		0.027
-12		0.021
-12.2		0.016
-12.4		0.011
-12.6		0.01

6.2.15. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



Inviluppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

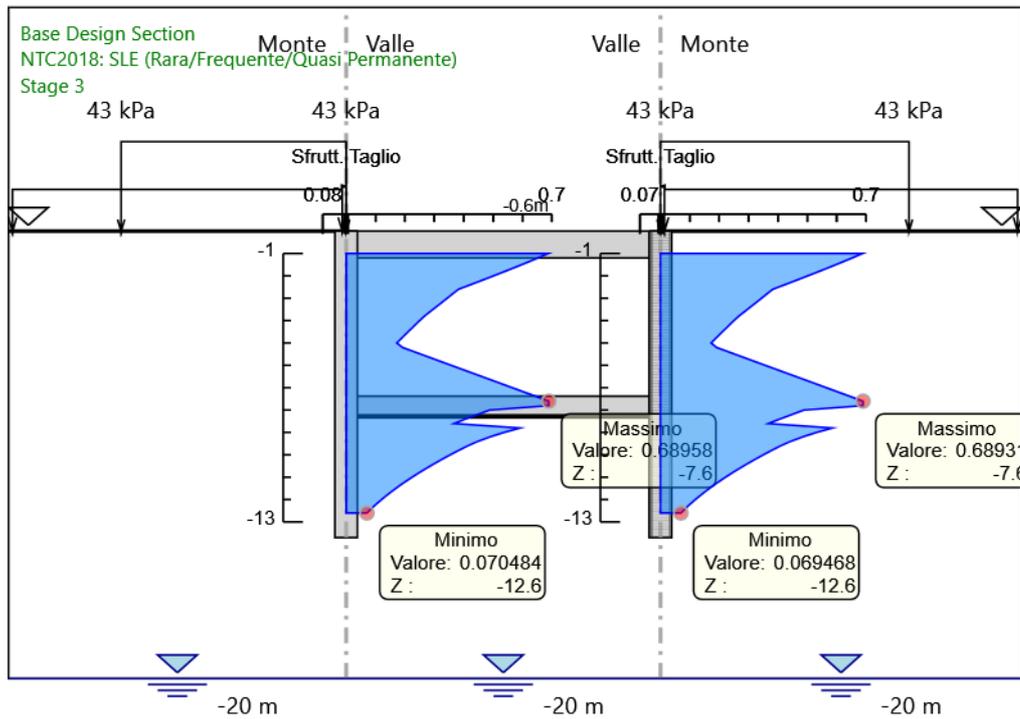
6.2.17. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	
-1	0.688	
-1.2	0.652	
-1.4	0.616	
-1.6	0.578	
-1.8	0.54	
-2	0.501	
-2.2	0.462	
-2.4	0.422	
-2.6	0.382	
-2.8	0.362	
-3	0.344	
-3.2	0.324	
-3.4	0.305	
-3.6	0.285	
-3.8	0.266	
-4	0.25	
-4.2	0.234	
-4.4	0.219	
-4.6	0.203	
-4.8	0.188	
-5	0.172	
-5.2	0.192	
-5.4	0.233	
-5.6	0.274	
-5.8	0.316	
-6	0.357	
-6.2	0.399	
-6.4	0.44	
-6.6	0.482	
-6.8	0.524	
-7	0.565	
-7.2	0.607	
-7.4	0.648	
-7.6	0.69	
-7.8	0.69	
-8	0.487	
-8.2	0.446	
-8.4	0.406	
-8.6	0.367	
-8.8	0.592	
-9	0.537	
-9.2	0.489	
-9.4	0.448	
-9.6	0.413	
-9.8	0.383	
-10	0.354	
-10.2	0.326	
-10.4	0.299	
-10.6	0.273	
-10.8	0.248	
-11	0.224	
-11.2	0.201	
-11.4	0.179	
-11.6	0.158	
-11.8	0.139	
-12	0.12	
-12.2	0.103	
-12.4	0.086	
-12.6	0.07	

6.2.18. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-1	0.687
-1.2	0.652
-1.4	0.615
-1.6	0.578
-1.8	0.54
-2	0.501
-2.2	0.462
-2.4	0.422
-2.6	0.382
-2.8	0.363
-3	0.344
-3.2	0.325
-3.4	0.305
-3.6	0.286
-3.8	0.266
-4	0.25
-4.2	0.234
-4.4	0.219
-4.6	0.203
-4.8	0.188
-5	0.172
-5.2	0.191
-5.4	0.232
-5.6	0.273
-5.8	0.315
-6	0.356
-6.2	0.398
-6.4	0.44
-6.6	0.481
-6.8	0.523
-7	0.565
-7.2	0.606
-7.4	0.648
-7.6	0.689
-7.8	0.689
-8	0.487
-8.2	0.446
-8.4	0.406
-8.6	0.367
-8.8	0.585
-9	0.531
-9.2	0.483
-9.4	0.443
-9.6	0.408
-9.8	0.379
-10	0.35
-10.2	0.322
-10.4	0.295
-10.6	0.269
-10.8	0.245
-11	0.221
-11.2	0.198
-11.4	0.177
-11.6	0.156
-11.8	0.137
-12	0.118
-12.2	0.101
-12.4	0.085
-12.6	0.069

6.2.19. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver

Mandatario



Mandante



RELAZIONE DI CALCOLO