

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**NODO DI TORINO
COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO
PORTA NUOVA**

**OPERE CIVILI
FABBRICATO TECNOLOGICO PGEP4**

OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:



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

NT0P 00 D 26 CL FA0000 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	V. PEISINO	Apr. 2019	V.A. MANITTA <i>[Signature]</i>	Mag. 2019	G. DE MICHELE <i>[Signature]</i>	Mag. 2019	ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 Sez. A	

SOMMARIO

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI	8
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	8
2.3 SOFTWARE UTILIZZATI.....	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE	9
3.2 CALCESTRUZZO.....	9
<i>Calcestruzzo per elevazioni e cordolo di coronamento paratia</i>	9
<i>Calcestruzzo per pali e muri</i>	9
4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	11
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	13
5.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
5.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	13
6. COMBINAZIONI DI CARICO	15
6.1 PARATIA DI PALI	15
6.2 MURI DI SOSTEGNO.....	16
6.3 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU	17
6.4 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE	18
7. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA	19
7.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA	19
7.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	19

8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DEI MURI DI SOSTEGNO	21
8.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	21
8.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO	21
8.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	21
9. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	24
9.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO.....	24
9.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	26
10. ANALISI DEI CARICHI DELLA PARATIA.....	27
10.1 PESO PROPRIO DELLA PARATIA.....	27
10.2 SPINTA DELLE TERRE	27
10.3 SPINTA DELL'ACQUA.....	29
10.4 AZIONE SISMICA	29
11. AZIONI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO	32
11.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	32
11.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA	32
11.3 SPINTA DEL CARICO VARIABILE STRADALE	32
11.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO	32
11.5 INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA	33
12. ANALISI DI CALCOLO DELLA PARATIA.....	36
12.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	36
12.2 MODELLO DI CALCOLO – TRATTO 1	37
12.3 RISULTATI DELLE ANALISI – TRATTO 1	39

13. ANALISI DI CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO	42
13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	42
13.2 MODELLO DI CALCOLO	42
13.3 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	43
13.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	43

ALLEGATI

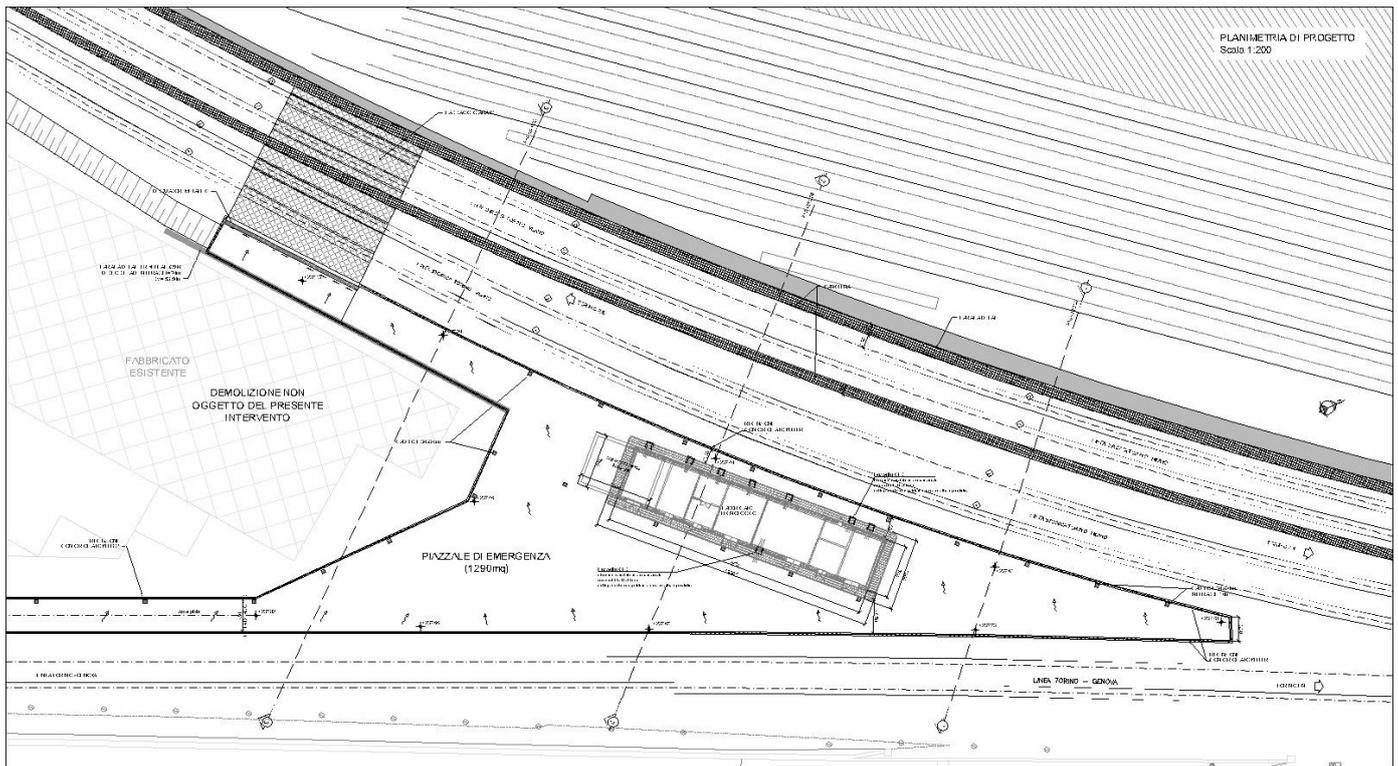
- Allegato 1 -Tabulato di calcolo della paratia di pali – Tratto 1
- Allegato 2 - Tabulato di calcolo del muro di sostegno – Tipo 2

1. PREMESSA

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione delle opere di sostegno definitive previste nell'area ex-Ghia adibita a piazzale di emergenza, nell'ambito del Progetto Definitivo del "Completamento linea diretta Torino p.ta Nuova – Torino P.ta Susa" nell'ambito del Nodo di Torino.

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico dell'ubicazione delle opere oggetto di studio:

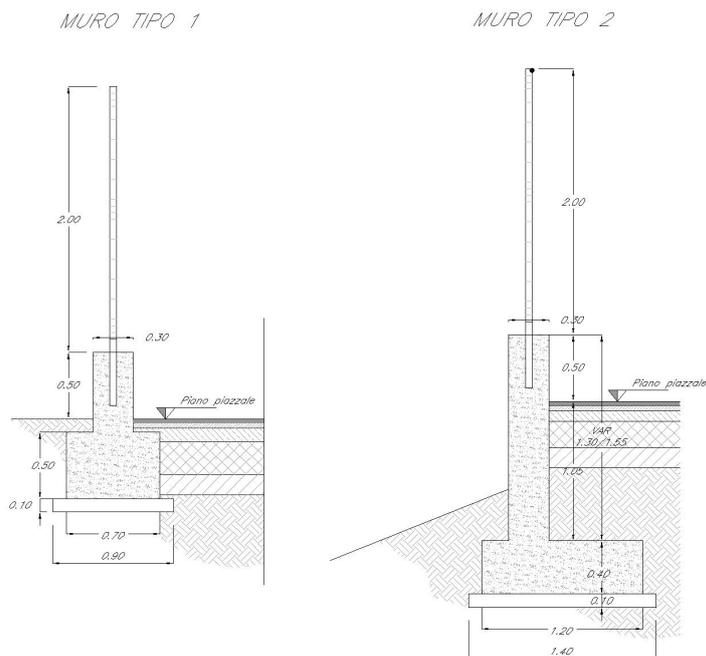
FIGURA 1 STRALCIO PLANIMETRICO OPERE DI SOSTEGNO



Il piazzale di emergenza e la relativa pista di accesso è ubicata in un'area circoscritta tra la linea storica TO-MI e la linea TO-GE e per cui si prevede la realizzazioni di muri di recinzione che ne definiscono i confini rispetto alle aree di pertinenza ferroviaria.

I muri di recinzione previsti in progetto sono i seguenti:

FIGURA 2 SEZIONI TIPO MURI DI RECINZIONE

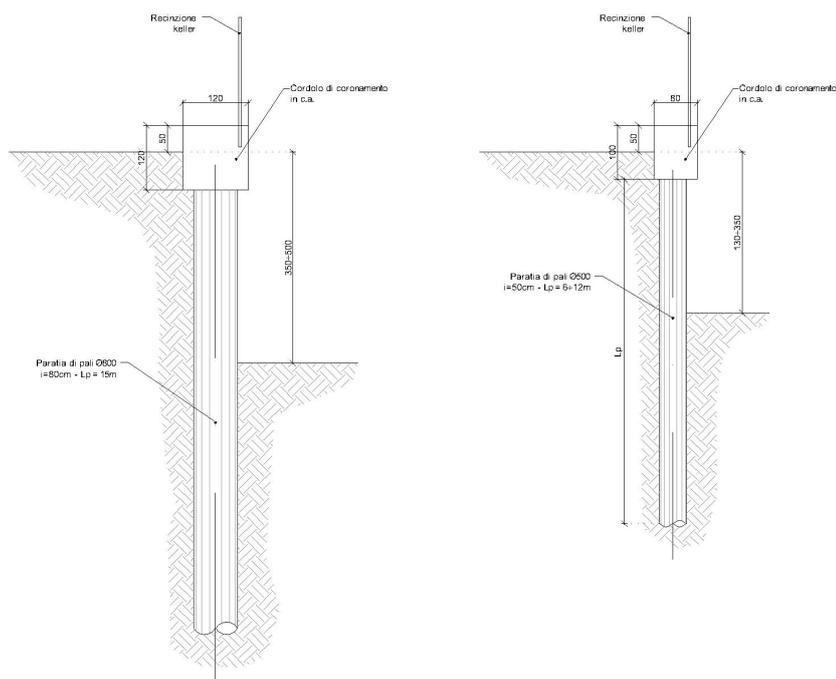


Il muro di recinzione Tipo 1 è il muretto standard di RFI la cui unica funzione è quella di fornire supporto di base alla recinzione in quanto risulta sempre confinato simmetricamente dal terreno laterale.

Il muro Tipo 2 invece è un'opera di sostegno vera e propria in quanto contiene un dislivello tra il piazzale di emergenze e/o la pista di accesso e la sede ferroviaria.

Altra opera di sostegno prevista in progetto nell'area in esame è una paratia di pali a tergo di una pista pedonale/carrabile che collega il piazzale di emergenza al passaggio a raso delle sedi ferroviarie TO-MI (linea storica e passante). Proprio in corrispondenza di tale attraversamento viene realizzato un manufatto di laminazione interrato che quindi necessita una maggiore profondità di scavo rispetto al resto della pista. Pertanto è stata definita una paratia di pali $\varnothing 800$ per il primo tratto in corrispondenza della vasca e successivi tratti di paratia $\varnothing 500$.

FIGURA 3 SEZIONI TIPO PARATIA DI PALI



La relazione si sviluppa dapprima con la descrizione dei materiali e dei terreni interessati dalle opere, successivamente si illustrano le azioni e le combinazioni di calcolo, i criteri di verifica e la modellazione dell'analisi, infine si riportano le risultanze delle calcolazioni rimandando ai tabulati di calcolo allegati alla presente per maggiori dettagli sulle analisi condotte.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI – Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-B del 22 Dicembre 2017
- CNR DT 207/2008: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

- NT0P 00 D26GE GE0000001 A - Relazione Geotecnica – Tratta nuove Opere da realizzare
- NT0P 00 D26PA FA0000001÷3 A – Opere di sostegno – Muri di recinzione – Tav. 1÷3
- NT0P 00 D26BB FA0000001 A – Opere di sostegno – Paratie – Pianta e sezioni

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

Per il calcolo delle opere in esame è stato utilizzato il software di calcolo “Paratie Plus 2018 ver. 18.1 della CEAS S.r.l.”

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE

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

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

3.2 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per elevazioni e cordolo di coronamento paratia

Classe di resistenza:	C28/35
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 37.05 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 32588 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per pali e muri

Classe di resistenza:	C25/30
-----------------------	--------

Resistenza caratteristica cubica a compressione:

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione:

$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico:

$E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione:

$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice:

$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione:

$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione:

$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi interessati dall'opera è stata condotta sulla base della relazione geotecnica generale del progetto e sulla base delle risultanze ad oggi disponibili della campagna di indagini geognostiche integrativa condotta relativamente all'attuale incarico di progettazione. Per maggiori dettagli sui dati delle pregresse caratterizzazioni geotecniche e sulle risultanze delle nuove indagini si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

Di seguito si riporta una descrizione sintetica dei litotipi presenti ed i parametri geotecnici caratteristici utilizzati in sede di calcolo.

- **Terreno A:** Terreno di riporto di spessore variabile da 1÷4 m. Materiale di riporto superficiale molto eterogeneo, costituito da livelli di materiale incoerente con notevole frazione grossolana e livelli di materiale fine coesivo plastico.

- peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 33^\circ$
- modulo di Young $E = 15 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

- **Terreno B:** Ghiaia con sabbia/Sabbia con ghiaia di spessore medio pari a circa 5 m. Terreni ghiaiosi-sabbiosi con presenza talvolta di livelli cementati.

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \div 20 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
- modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

- **Terreno C:** Ghiaia con sabbia con spessori > 15 m. E' lo stesso materiale del Terreno B ma con minor presenza di livelli cementati.

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	12 di 47

- modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

In sede di calcolo lo strato B è stato cautelativamente assunto senza coesione.

Per quanto concerne invece la quota della falda, questa è stata assunta a vantaggio di sicurezza posta a **-9 m dal p.c.**

Infine, ai fini della caratterizzazione sismica il terreno di fondazione, sulla base di quanto evidenziato dalla caratterizzazione geotecnica delle indagini pregresse e di quelle integrative attuali, può essere classificato di **categoria "C"**.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

5.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Come concordato con la S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 100$ anni
- classe d'uso IV

In base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni

5.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica delle opere si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine $45^\circ 02' 59''$ E
- Longitudine $7^\circ 39' 56''$ N

Si riporta di seguito il riepilogo della parametrizzazione sismica:

TABELLA 1 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELLA MASSIMA ACCELERAZIONE LOCALE.

Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	100	2	200	120	0.040	2.660	0.715	0.226
SLD	100	2	200	201	0.046	2.689	0.780	0.245
SLV	100	2	200	1898	0.079	2.871	1.092	0.290
SLC	100	2	200	2475	0.084	2.897	1.135	0.291

Categoria suolo = C								
Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO (T_R60)	C	1.50	1.00	1.50	1.715	0.129	0.388	1.759
SLD	C	1.50	1.00	1.50	1.670	0.136	0.409	1.785
SLV	C	1.50	1.00	1.50	1.580	0.153	0.458	1.918
SLC	C	1.50	1.00	1.50	1.578	0.153	0.459	1.937

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA –
TORINO PORTA NUOVA****OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	14 di 47

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- Categoria di suolo C;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.580$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.000$;
- Massima accelerazione orizzontale al suolo $a_g/g = 0.079$.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 PARATIA DI PALI

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

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - b. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Tutte le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

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

TABELLA 2 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER ILE AZIONI

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	c_u
A1 + M1	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
A2 + M2	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA					
	OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A

TABELLA 3 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER I PARAMETRI GEOTECNICI.

		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	1.0	1.0

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

TABELLA 4 COEFFICIENTI PARZIALI DELLE RESISTENZE - PARATIE

Coefficients parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	-	-

Essendo la paratia in oggetto un'opera definitiva, essa viene verificata anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- **Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;**
- **Combinazione 2 con coefficienti parziali M2 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni.**

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali γ_R del caso statico riportati nella precedente tabella.

6.2 MURI DI SOSTEGNO

Nella presente progettazione in condizioni statiche si è adottato l'Approccio 2 che prevede la combinazione A1+M1+R3 mentre nei confronti delle azioni sismiche sono le verifiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA

OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	17 di 47

progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Relativamente ai coefficienti parziali di sicurezza delle azioni si rimanda alla tabella su riportata (per le paratie) mentre per i coefficienti parziali di sicurezza dei parametri geotecnici e delle resistenze si riporta quanto segue:

Le opere in oggetto presentano una fondazione diretta, per cui deve essere effettuata la verifica di equilibrio di corpo rigido (EQU).

I valori dei coefficienti parziali di resistenza sono riportati nella tabella seguente:

TABELLA 5 COEFFICIENTI PARZIALI DELLE RESISTENZE - MURI

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	1.0	1.0	1.1
Ribaltamento	1.0	1.0	1.4

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - 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 dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E[F_k; X_k / \gamma_M; a_d]$$

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

$$R_d = 1 / \gamma_R \cdot R[\gamma_F \cdot F_k; X_k / \gamma_M; a_d]$$

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

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A	FOGLIO 19 di 47

7. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLA PARATIA

7.1 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 2018 ver. 18.1 della CEAS S.r.l. di cui si dirà più avanti, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

7.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Come già anticipato l'analisi della struttura nelle successive fasi di realizzazione è stata sviluppata mediante il programma Paratie Plus 2018 ver. 18.1 della CEAS S.r.l., che utilizza per il terreno un modello elasto-plastico e consente di seguire l'evoluzione di sforzi e deformazioni durante le successive fasi di scavo, posa e messa in tiro degli eventuali ancoraggi, applicazione delle azioni sismiche.

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, nel caso in esame tirantata, 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 $K_0 = 1 - \sin \varphi'$;
- 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 $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso.
- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza 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 rigidezza. 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.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>NODO DI TORINO</p> <p>COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA</p>												
<p>OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NT0P</td> <td>00</td> <td>D 26 CL</td> <td>FA 00 00 003</td> <td>A</td> <td>21 di 47</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	21 di 47
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	21 di 47								

8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DEI MURI DI SOSTEGNO

8.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente costituita dall'attrito sul piano di imposta. Questa a sua volta è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\phi')$.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

8.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate (terreno di ricoprimento, eventuale barriera, parapetto, etc.).

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

Ai fini pratici le verifiche sono state condotte utilizzando le medesime azioni e forze resistenti valutate con riferimento alla verifica allo scorrimento (condizione A2+M2+R2) moltiplicando i valori delle diverse azioni/reazioni secondo i coefficienti relativi al set EQU.

8.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch – Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Nel caso in esame la verifica viene condotta in condizioni drenate, essendo il terreno di base di tipo incoerente, le cui espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_q \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e \quad (\phi \text{ in gradi})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$d_g = 1$$

$k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \text{atan}(D/B)$, espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \varphi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \varphi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$b_g = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- C_α = adesione alla base tra terreno e muro
- ε = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

9. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

9.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione. Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- 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
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2,5$
- 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
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

9.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per lo stato limite di fessurazione, in conseguenza alla classe di esposizione per gli elementi posti controterra, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per gli elementi con armature lente.

10. ANALISI DEI CARICHI DELLA PARATIA

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

10.1 PESO PROPRIO DELLA PARATIA

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

10.2 SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	28 di 47

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1}(k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. 10.4).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ...). Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p} c'$$

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di δ rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nel capitolo 6.

Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A	FOGLIO 29 di 47

10.3 SPINTA DELL'ACQUA

La presenza della falda è stata così considerata nel codice di calcolo:

- in fase provvisoria di scavo, essendo la paratia opera di sostegno permeabile e tenendo anche in considerazione la presenza del sistema di drenaggio, si abbatta la quota della falda al fondo scavo sia a monte che valle dell'opera;
- viene poi prevista una fase di calcolo finale con falda posta ad una quota intermedia fra fondo scavo ed il livello indisturbato a monte. In questo modo si simula la possibilità che nel lungo termine i dreni si possano intasare data la prevalente natura fine dei terreni interagenti con l'opera di sostegno.

10.4 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h viene valutato come:

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

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

α = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 4 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

β = coefficiente funzione dello spostamento massimo u_s tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 5 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

FIGURA 4 DIAGRAMMA PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFORMABILITÀ α

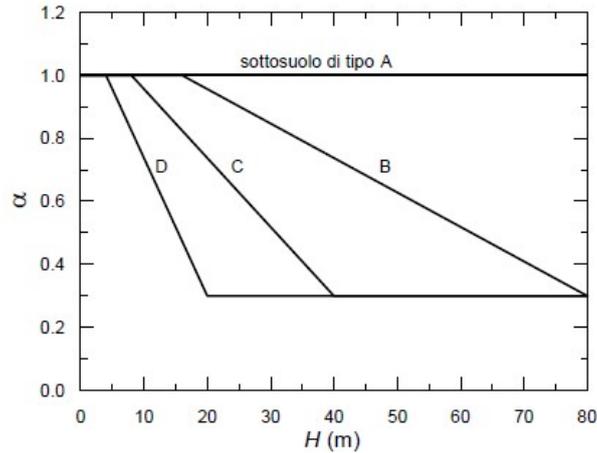
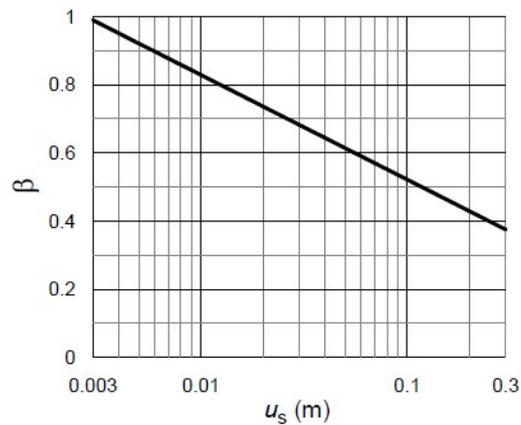


FIGURA 5 DIAGRAMMA PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SPOSTAMENTO β



Ai fini della valutazione di β lo spostamento deve comunque assumersi $u_s \leq 0.005 H$. Inoltre deve sempre risultare il prodotto $\alpha \beta > 0.2$ altrimenti deve assumersi $k_h = 0.20 a_{max}/g$.

L'accelerazione massima è stata valutata come:

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

in cui:

- a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA****OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	31 di 47

- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto $k_v = 0$ e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

11. AZIONI DI CALCOLO DEI MURI DI SOSTEGNO

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinta del carico variabile stradale;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

11.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolati considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cis} = 25 \text{ kN/m}^3$

11.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$.

11.3 SPINTA DEL CARICO VARIABILE STRADALE

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K_a.$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

11.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte dell'opera che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente).

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a,$$

Ka rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\beta = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro, ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

11.5 INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 14/01/2008 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe – Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a,$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2},$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}.$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale;

ϑ = angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$;

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale;

$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;

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

g = accelerazione di gravità;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

TABELLA 6 COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SITO.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,20 < a_g (g) \leq 0,40$	0,31	0,31
$0,10 < a_g (g) \leq 0,20$	0,29	0,24
$a_g (g) \leq 0,10$	0,20	0,18

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

- $F_{i,h} = k_h \cdot W$.
- $F_{i,v} = k_v \cdot W$.

Per le analisi in condizioni sismiche sono stati utilizzati i seguenti parametri:

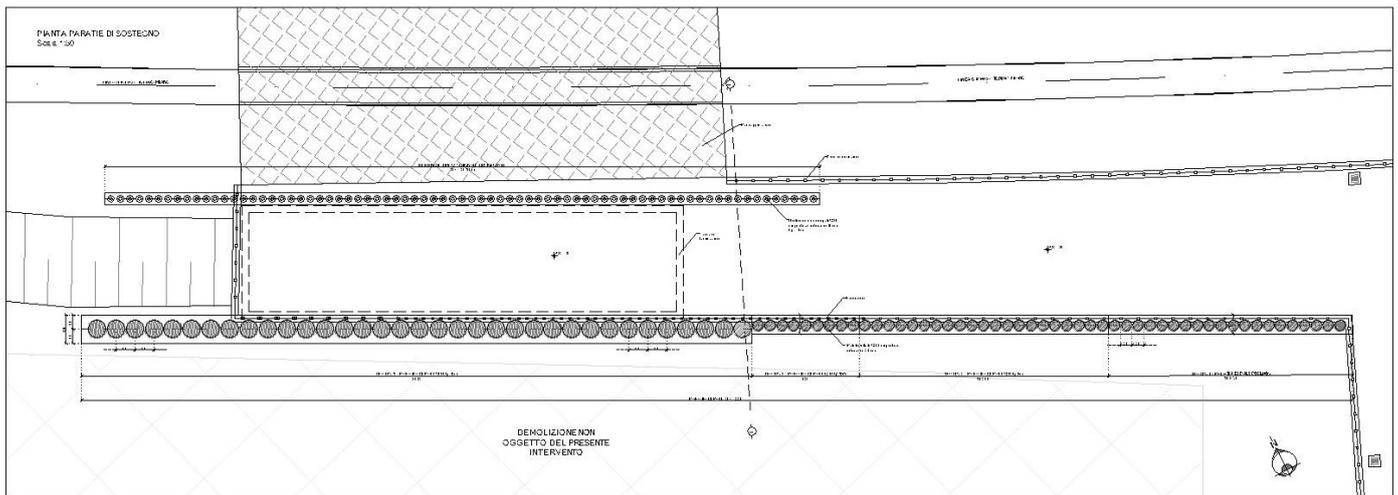
- categoria di suolo C ;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0.079$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.580$;
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.000$;
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 0.38$;
- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0.04503$;
- coefficiente di intensità sismica verticale $k_v = 0.02251$.

12. ANALISI DI CALCOLO DELLA PARATIA

12.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

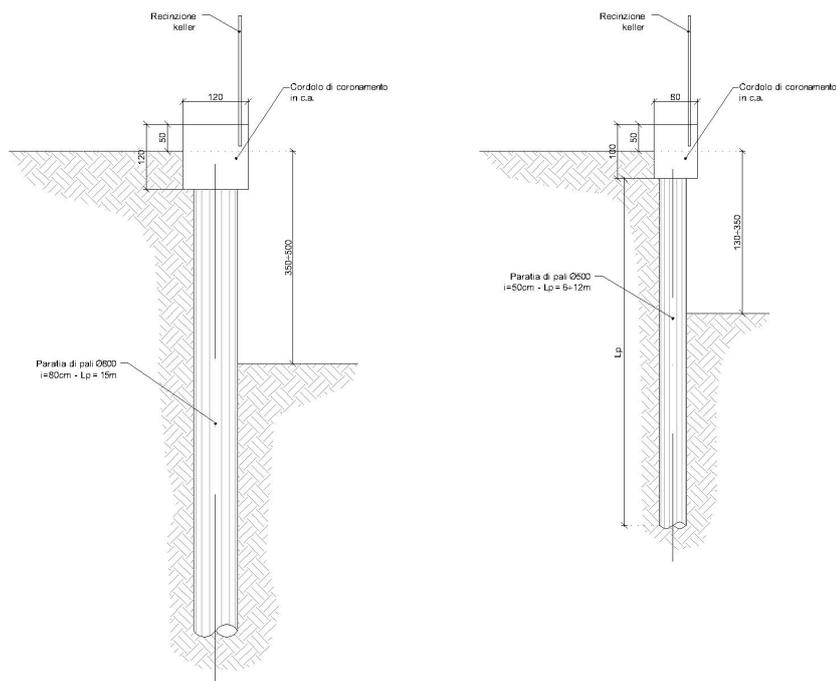
La paratia di sostegno in esame si sviluppa per circa 53.50 m e sostiene un fronte scavo di circa 5 m in corrispondenza del manufatto di laminazione presente a tergo dell'attraversamento ferroviario (Tratto 1) e successivamente un fronte scavo variabile fino ad una altezza minima di 1.30 m al termine della pista (Tratto 2÷4):

FIGURA 6 PIANTA PARATIA



In corrispondenza del Tratto 1 si prevede la realizzazione di una paratia di pali $\varnothing 800$ mm accostati di lunghezza pari a 15 m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. avente dimensioni 1.20x1.20 m. Nei tratti successivi invece, con altezza fuori terra inferiore a 3.50 m, si prevede la realizzazione di una paratia di pali $\varnothing 500$ mm accostati di lunghezza pari a 12÷6 m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. avente dimensioni 1.00x0.80 m. In sommità alle paratie si dispone un grigliato keller di protezione.

FIGURA 7 SEZIONI TIPO PARATIE



Le analisi di calcolo sono state condotte per tutti i tratti previsti in progetto e per brevità di trattazione si riporta la condizione più gravosa ovvero il Tratto 1.

12.2 MODELLO DI CALCOLO – TRATTO 1

Il calcolo della paratia è stato condotto nella sezione con altezza massima fuori terra di 5.00 m.

La modellazione della paratia è stata condotta considerando la seguente sequenza:

- condizione geostatica;
- realizzazione paratia;
- scavo a -5.0 m;
- rinterro a -1.90 m (simula la realizzazione della vasca e del rinterro fino a quota finito)
- applicazione del sisma.

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica sia della fase di fondo scavo della paratia che della fase finale:

FIGURA 8 FASE DI MASSIMO SCAVO

Strato	C' [kPa]	h' [m]
Strato A	0	33
Strato B	0	38
Strato C	0	38

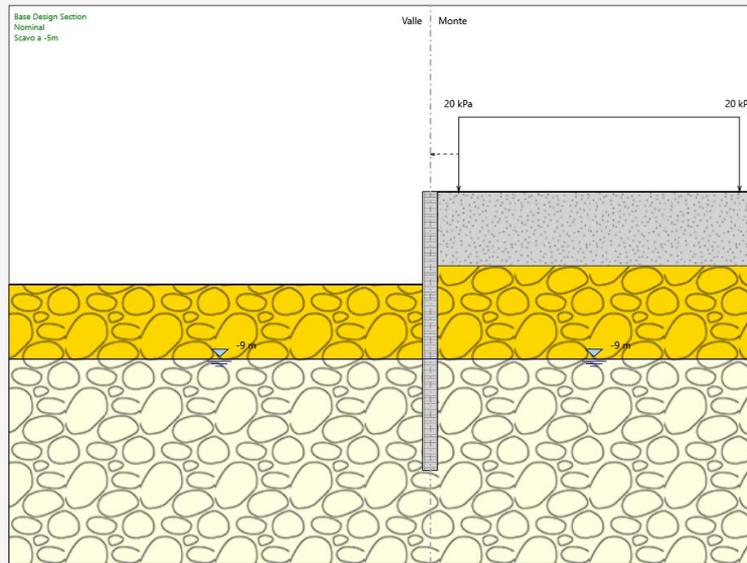
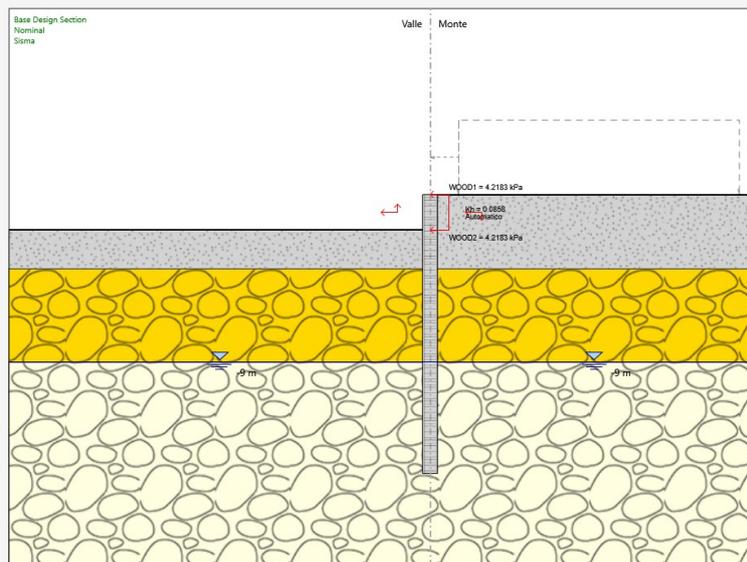


FIGURA 9 FASE FINALE

Strato	C' [kPa]	h' [m]
Strato A	0	33
Strato B	0	38
Strato C	0	38



12.3 RISULTATI DELLE ANALISI – TRATTO 1

Si riporta un tabulato delle risultanze di calcolo per ciascuna combinazione previste da normative, ivi compresa quella sismica.

In allegato alle presenti si riporta il tabulato di calcolo delle verifiche.

TABULATO DI SINTESI DELLE COMBINAZIONI

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-12.51	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -5m)
Max. spostamento laterale [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Geostatico)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.22		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.12		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m]	236.12	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Rinterro a -1.90m)
Max. taglio [kN/m]	74.97	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0.407	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Rinterro a -1.90m)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-12.76	Z = 0 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -5m)
Max. spostamento laterale [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Geostatico)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.22		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.12		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	40 di 47

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] (Rinterro a -1.90m)	311.59	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Max. taglio [kN/m] a -5m)	98.78	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione (Rinterro a -1.90m)	0.563	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Caver: max. sfruttamento a taglio a -5m)	0.52	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Scavo a -5m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm] (Sisma)	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>
Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-21.95	Z = 0 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Max. spostamento laterale [mm]	0.03	Z = -13.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.31		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.16		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 1.90m)	351.36	Z = -7.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Rinterro a -1.90m)
Max. taglio [kN/m]	101.03	Z = -5.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione	0.635	Z = -7.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Rinterro a -1.90m)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0.532	Z = -5.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA STR>
Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-12.61	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. spostamento laterale [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Geostatico)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.22		D.A. NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.12		D.A. NTC2018: SISMICA STR (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m]	238.11	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. taglio [kN/m]	74.97	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione	0.43	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0.395	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Scavo a -5m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA GEO>
Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-12.61	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. spostamento laterale [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Geostatico)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.22		D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.12		D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m]	238.11	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. taglio [kN/m]	74.97	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione	0.43	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0.395	Z = -5.5 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Scavo a -5m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -15 m	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive
Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-21.95	Z = 0 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Max. spostamento laterale [mm]	0.03	Z = -13.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.31		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.16		D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m]	351.36	Z = -7.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Rinterro a -1.90m)
Max. taglio [kN/m]	101.03	Z = -5.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Caver: max. sfruttamento a flessione	0.635	Z = -7.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Rinterro a -1.90m)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0.532	Z = -5.75 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -5m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0.407	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SLE

(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Rinterro a -1.90m)

13. ANALISI DI CALCOLO DEL MURO DI SOSTEGNO

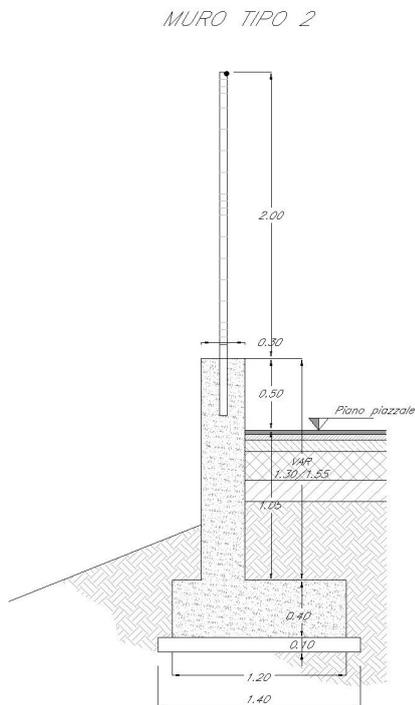
13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muri di recinzione sono distinti in 2 tipologie: Tipo 1 è il muretto standard di RFI la cui unica funzione è quella di fornire supporto di base alla recinzione in quanto risulta sempre confinato simmetricamente dal terreno laterale; Tipo 2 è un'opera di sostegno vera e propria in quanto contiene un dislivello tra il piazzale di emergenze e/o la pista di accesso e la sede ferroviaria.

Detto ciò la verifica del muro illustrata nella presente relazione è quella del Tipo 2 in quanto il più significativo.

Il muro Tipo 2 presenta un paramento verticale a sezione costante di spessore 30 cm ed altezza variabile da 1.30÷1.55 me. La fondazione, di tipo diretta, da dimensioni trasversali 1.20x0.40 m.

FIGURA 10 SEZIONE TIPO DEL MURO TIPO 2



13.2 MODELLO DI CALCOLO

Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono calcolate per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, la spinta del terreno, il carico variabile da traffico posto a monte, le spinte sismiche e le forze di inerzia. Gli elementi strutturali

vengono suddivise in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso – flessione e taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo agli SLE a fessurazione.

13.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche del muro sono state condotte in tutte le combinazioni previste e di seguito si riporta una tabella dei fattori di sicurezza ottenuti secondo le varie combinazioni.

TABELLA 7 FATTORI DI SICUREZZA VERIFICHE GEOTECNICHE

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)
1	A1+M1+R3.	Statica	6.353	2.260	6.372
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	2.376	2.094	4.456
3	EQU	Statica	-	2.099	-
4	EQU	Statica + Variabile	-	1.941	-
5	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	5.508	4.598	7.947
6	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	5.871	3.730	7.899
7	Freq.	Fessurazione - Frequente	8.549	3.399	10.487
8	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	8.549	3.399	10.487

Come si evince tutti i fattori di sicurezza risultano maggiori dell'unità, pertanto le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

13.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche del paramento verticale e della zattera di fondazione riportate di seguito sono relative alla sola combinazione più gravosa, ovvero la n° 2:

TABELLA 8 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	A _{s,nec} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.90	-17.55	-2.63	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.81
1.00	30.00	23.90	-18.50	-2.61	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.72
2.00	30.00	23.90	-19.48	-2.53	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.64
3.00	30.00	23.90	-20.48	-2.40	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.56
4.00	30.00	23.90	-21.50	-2.21	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.48
5.00	30.00	23.90	-22.54	-1.95	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.40
6.00	30.00	23.90	-23.61	-1.63	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.32
7.00	30.00	23.90	-24.70	-1.24	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.24
8.00	30.00	23.90	-25.82	-0.78	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.16
9.00	30.00	23.90	-26.95	-0.25	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.08
10.00	30.00	23.90	-28.12	0.37	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.00

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

A_{s,nec} = Area di armatura tesa necessaria

A_{s,prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

A_{s,min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

TABELLA 9 VERIFICA A TAGLIO DEL PARAMENTO VERTICALE

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	A _{sw} /s _{min} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{nec} (cm ² /m)	A _{sw} /s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.90	0.00	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.81
1.00	30.00	23.90	0.63	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.72
2.00	30.00	23.90	1.30	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.64
3.00	30.00	23.90	2.01	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.56
4.00	30.00	23.90	2.76	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.48
5.00	30.00	23.90	3.55	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.40
6.00	30.00	23.90	4.39	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.32
7.00	30.00	23.90	5.27	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.24
8.00	30.00	23.90	6.19	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.16
9.00	30.00	23.90	7.15	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.08
10.00	30.00	23.90	8.15	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.00

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

A_{sw}/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

A_{sw}/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

A_{sw}/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

TABELLA 10 VERIFICA A FLESSIONE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ω _{Ed}	As _{nec} (cm ² /m)	As _{min} (cm ² /m)	As _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	40	33.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	5.01	7.70	0.00
1	40	33.9	0.00	0.08	0.0000	0.0000	0.01	5.01	7.70	0.05
2	40	33.9	0.00	0.30	0.0002	0.0002	0.02	5.01	7.70	0.10
3	40	33.9	0.00	0.67	0.0003	0.0003	0.05	5.01	7.70	0.15
4	40	33.9	0.00	1.17	0.0006	0.0006	0.09	5.01	7.70	0.20
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	40	33.9	0.00	-10.97	0.0057	0.0058	0.83	5.01	7.70	0.50
6	40	33.9	0.00	-9.29	0.0049	0.0049	0.70	5.01	7.70	0.64
7	40	33.9	0.00	-7.24	0.0038	0.0038	0.55	5.01	7.70	0.78
8	40	33.9	0.00	-4.93	0.0026	0.0026	0.37	5.01	7.70	0.92
9	40	33.9	0.00	-2.48	0.0013	0.0013	0.19	5.01	7.70	1.06
10	40	33.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	5.01	7.70	1.20

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria

As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

As_{min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

TABELLA 11 VERIFICA A TAGLIO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	40	33.9	0.00	139.20	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.00
1	40	33.9	3.02	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.05
2	40	33.9	5.93	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.10
3	40	33.9	8.74	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.15
4	40	33.9	11.44	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.20
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	40	33.9	-10.34	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.50
6	40	33.9	-13.43	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.64
7	40	33.9	-15.70	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.78
8	40	33.9	-17.14	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.92
9	40	33.9	-17.76	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	1.06
10	40	33.9	-17.55	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	1.20

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

Come si evince, le armature disposte consentono il soddisfacimento delle relative verifiche strutturali.

Per il dettaglio dei calcoli si rimanda alla tabulato di calcolo allegato.



NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ -
TORINO PORTA NUOVA**

OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	46 di 47

ALLEGATO 1

Tabulato di calcolo della paratia di pali

Tratto 1



Report di Calcolo

Descrizione Progetto

CALCOLO PARATIA DI PALI - TRATTO 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.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -4 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -9 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Strato A	19	19	33				0	Constant		15000	30000											
2	Strato B	20	20	38				0	Constant		70000	140000											
3	Strato C	20	20	38				0	Constant		70000	140000											

Descrizione Pareti

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -15 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 15 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 12

Diametro : 0.02 m

Distanza dal bordo : 0.082 m

Staffe 1

Numero di staffe : 1

Copertura : 0.06 m

Diametro : 0.012 m

Lunghezza : 15 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.15 m

Sezione : Paratia palo D800

Area equivalente : 0.628318530717959 m

Inerzia equivalente : 0.0251 m⁴/m

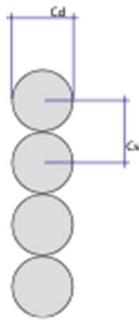
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.8 m

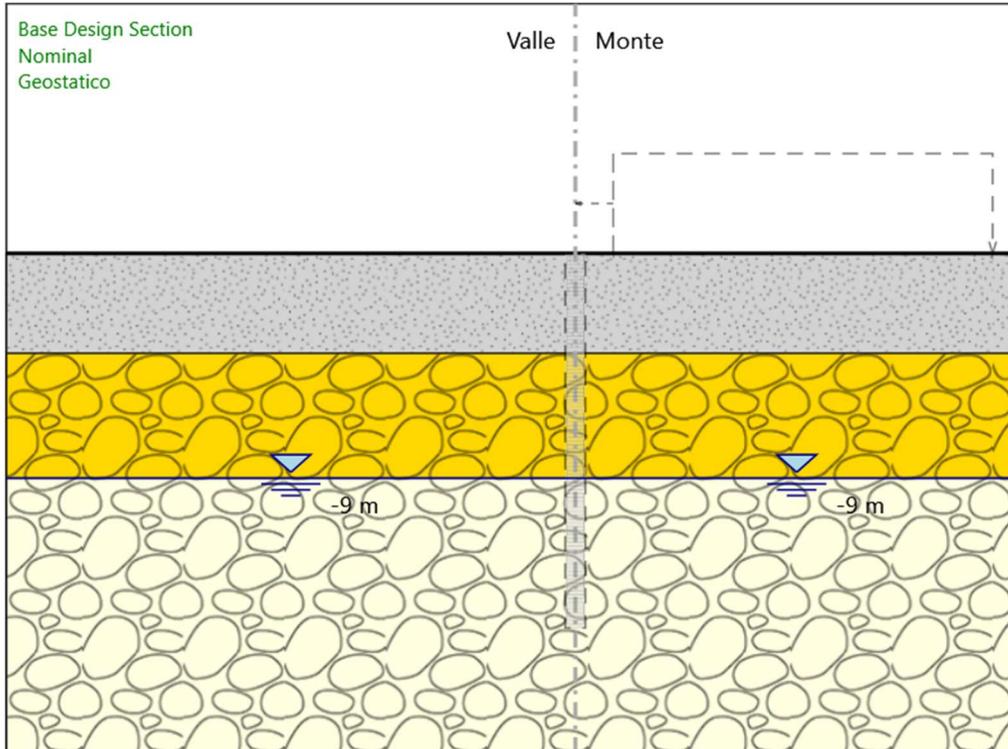
Diametro : 0.8 m

Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Geostatico



Geostatico

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Elementi strutturali

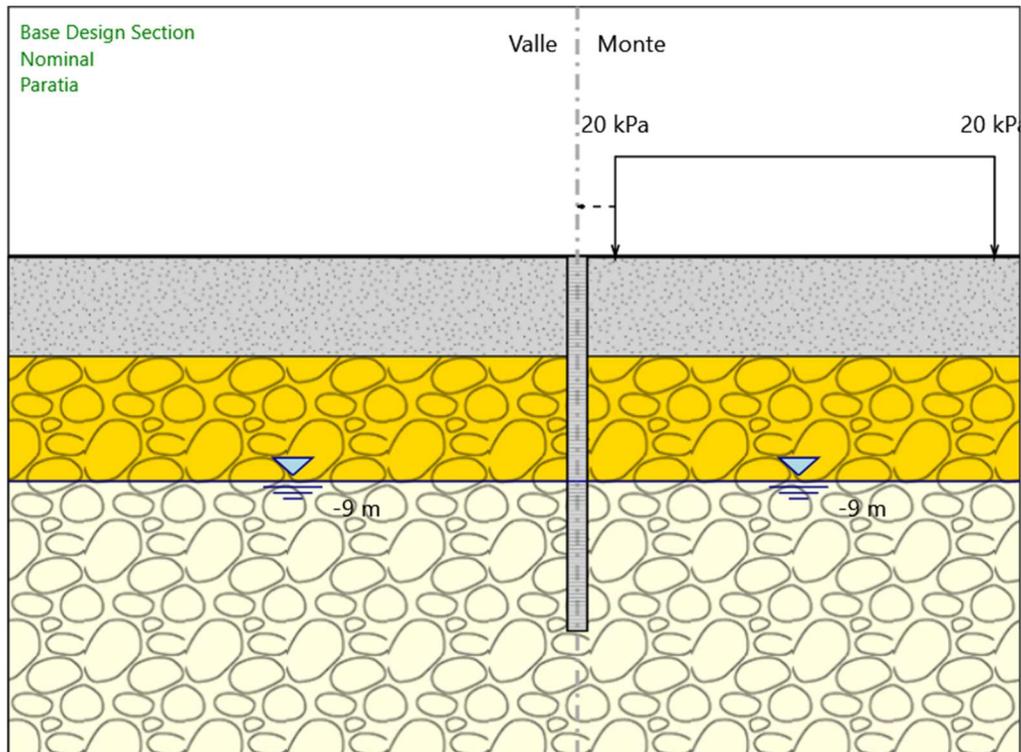
Paratia : Paratia

X : 0 m

ParatiePlus 2018 [v: 18.1.0]

Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -18 m
Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia



Paratia

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico accidentale

X iniziale : 9 m

X finale : 24 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

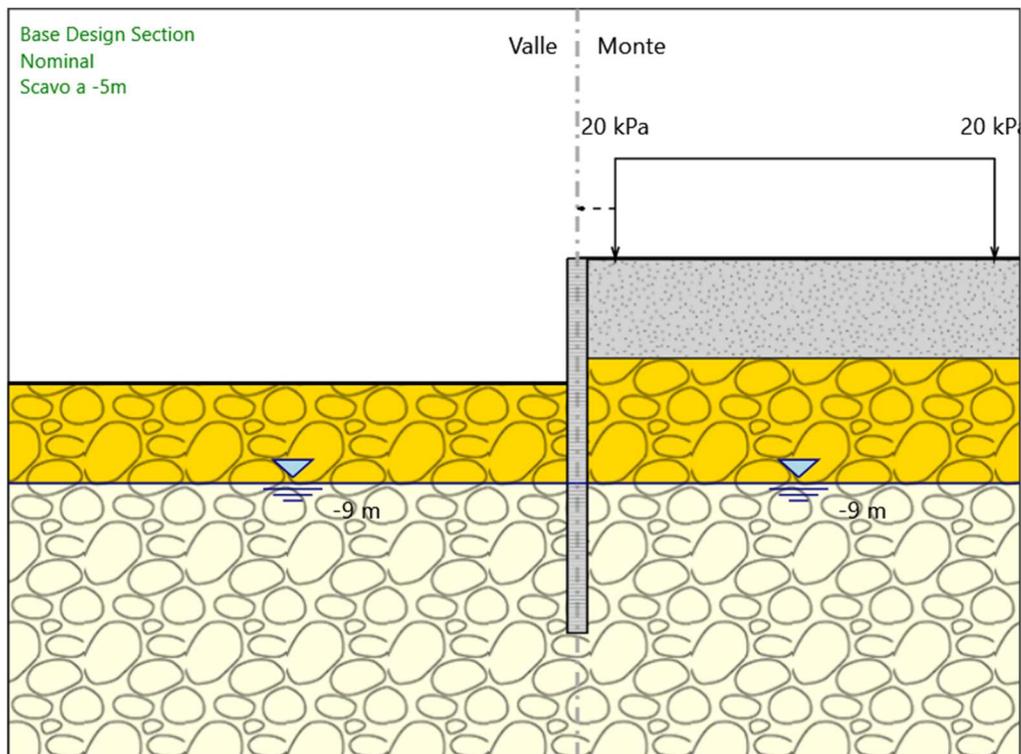
X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Paratia palo D800

Scavo a -5m



Scavo a -5m

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico accidentale

X iniziale : 9 m

X finale : 24 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

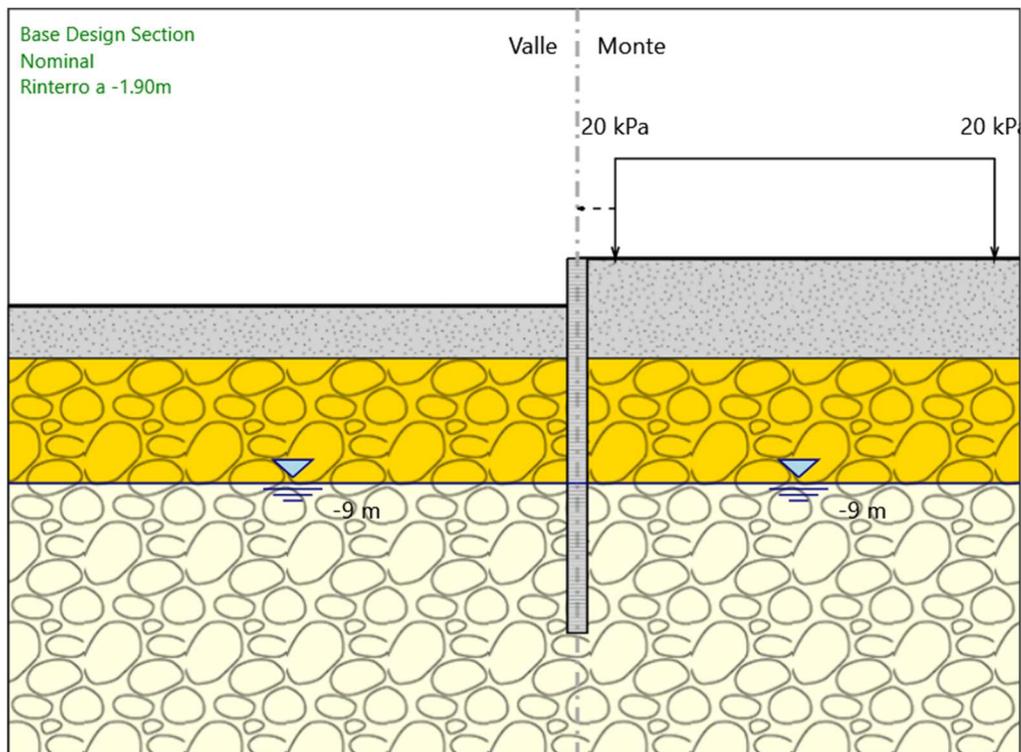
X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Paratia palo D800

Rinterro a -1.90m



Rinterro a -1.90m

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.9 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-1.9 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico accidentale

X iniziale : 9 m

X finale : 24 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

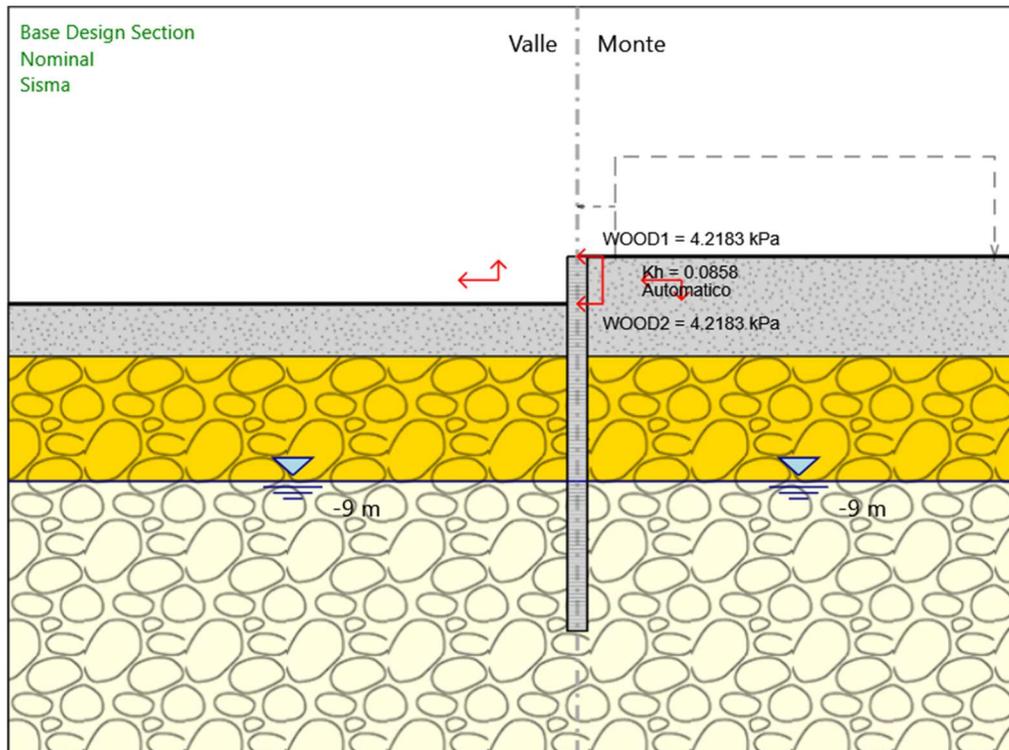
X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -15 m

Sezione : Paratia palo D800

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.9 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-1.9 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m
Paratia : Paratia
X : 7.5 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -15 m
Sezione : Paratia palo D800

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Per- manenti Sfavorevoli (F_dead_lo ad_unfa- vour)	Carichi Per- manenti Favorevoli (F_dead_lo ad_favour)	Carichi Va- riabili Sfa- vorevoli (F_live_loa d_unfa- vour)	Carichi Va- riabili Fa- vorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Si- smico (F_seism_ load)	Pres sioni Lato Mon te (F_	Pres sioni Lato Vall e (F_	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_UPL_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_UPL_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_UPL_Q DStab)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_HYD_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_HYD_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_HYD_Q DStab)
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/Fr equente /Quasi Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : A1+M1+ R1 (R3 per ti- ranti)	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 : SI- SMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : SI- SMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (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/Fre- quente/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

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}	
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Spostamento Right wall

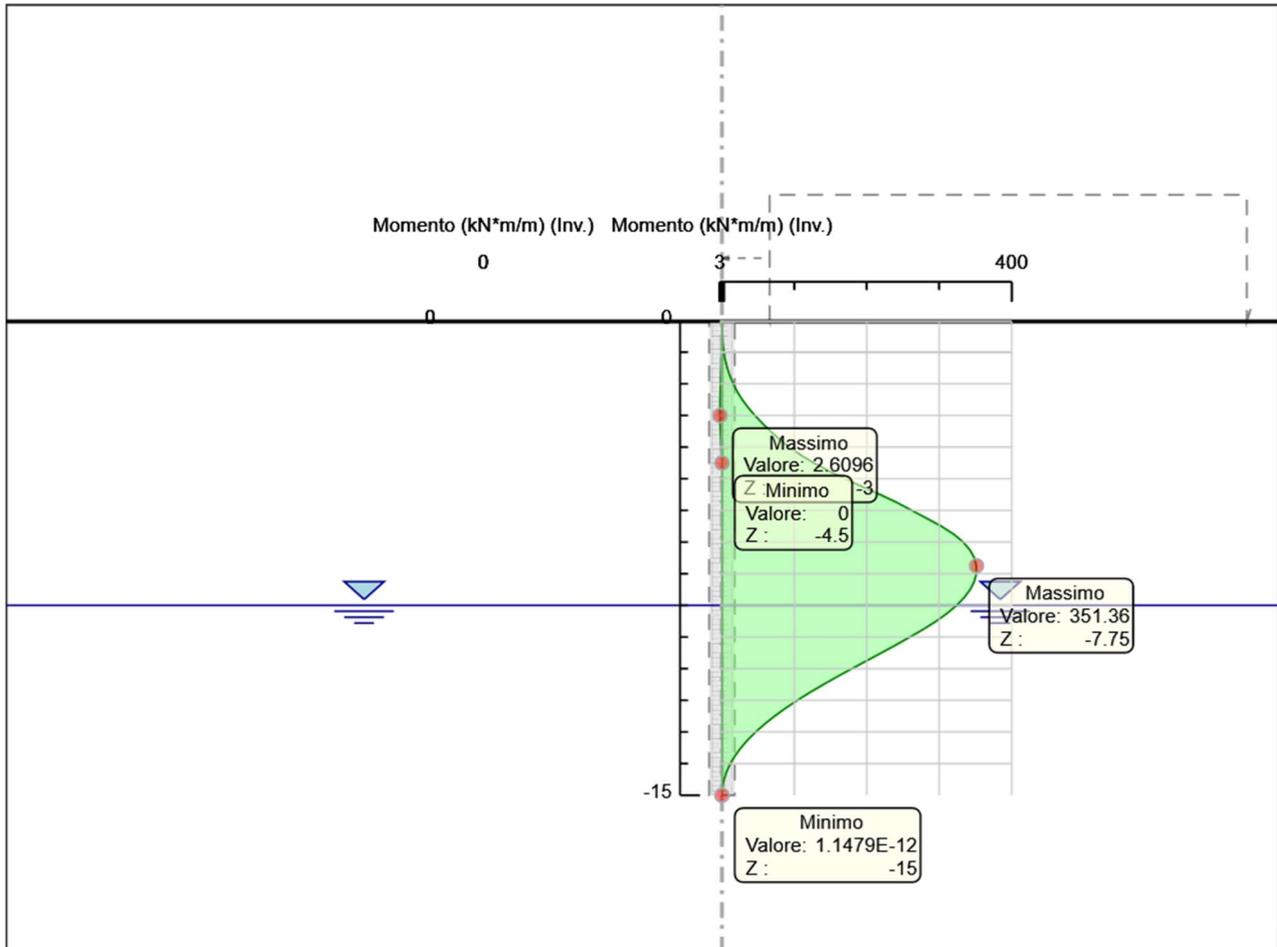
Design Assumption: Nominal Inviluppi: Spostamento Muro: RIGHT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	-12.505	0
-0.25	-12.097	0
-0.5	-11.688	0
-0.75	-11.28	0
-1	-10.871	0
-1.25	-10.463	0
-1.5	-10.055	0
-1.75	-9.647	0
-2	-9.239	0
-2.25	-8.832	0
-2.5	-8.426	0
-2.75	-8.021	0
-3	-7.618	0
-3.25	-7.217	0
-3.5	-6.818	0
-3.75	-6.423	0
-4	-6.032	0
-4.25	-5.646	0
-4.5	-5.267	0
-4.75	-4.894	0
-5	-4.53	0
-5.25	-4.175	0
-5.5	-3.832	0
-5.75	-3.501	0
-6	-3.185	0
-6.25	-2.883	0
-6.5	-2.598	0
-6.75	-2.33	0
-7	-2.08	0
-7.25	-1.847	0
-7.5	-1.633	0
-7.75	-1.438	0
-8	-1.26	0
-8.25	-1.1	0
-8.5	-0.957	0
-8.75	-0.831	0
-9	-0.721	0
-9.25	-0.625	0
-9.5	-0.543	0
-9.75	-0.474	0
-10	-0.416	0
-10.25	-0.369	0
-10.5	-0.331	0
-10.75	-0.301	0
-11	-0.279	0
-11.25	-0.263	0
-11.5	-0.253	0
-11.75	-0.248	0
-12	-0.247	0
-12.25	-0.249	0
-12.5	-0.253	0
-12.75	-0.26	0
-13	-0.269	0
-13.25	-0.279	0
-13.5	-0.29	0
-13.75	-0.301	0
-14	-0.313	0
-14.25	-0.326	0
-14.5	-0.338	0
-14.75	-0.351	0
-15	-0.364	0

Tabella Involuppi Momento Paratia

Design Assumption: Nominal	Involuppi: Momento	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.25	0	0.044
-0.5	0.088	0.389
-0.75	0.262	1.173
-1	0.511	2.509
-1.25	0.819	4.514
-1.5	1.166	7.301
-1.75	1.529	10.987
-2	1.886	15.667
-2.25	2.203	21.114
-2.5	2.459	27.989
-2.75	2.607	36.194
-3	2.61	45.507
-3.25	2.454	55.865
-3.5	2.11	67.202
-3.75	1.549	79.453
-4	0.764	92.828
-4.25	0.147	108.708
-4.5	0	126.893
-4.75	0	147.305
-5	0	169.869
-5.25	0	193.856
-5.5	0	218.367
-5.75	0	241.589
-6	0	262.068
-6.25	0	282.679
-6.5	0	302.992
-6.75	0	319.928
-7	0	332.99
-7.25	0	342.43
-7.5	0	348.482
-7.75	0	351.355
-8	0	351.241
-8.25	0	348.309
-8.5	0	342.704
-8.75	0	334.552
-9	0	323.959
-9.25	0	311.004
-9.5	0.041	295.784
-9.75	0.077	278.495
-10	0.108	259.627
-10.25	0.132	240.272
-10.5	0.146	220.162
-10.75	0.156	199.735
-11	0.161	179.366
-11.25	0.16	159.375
-11.5	0.156	140.018
-11.75	0.15	121.51
-12	0.138	104.025
-12.25	0.127	87.693
-12.5	0.114	72.62
-12.75	0.098	58.882
-13	0.083	46.533
-13.25	0.069	35.61
-13.5	0.053	26.139
-13.75	0.039	18.128
-14	0.027	11.583
-14.25	0.016	6.504
-14.5	0.008	2.884
-14.75	0.003	0.718
-15	0	0

Grafico Involuppi Momento

Valore:
Z:



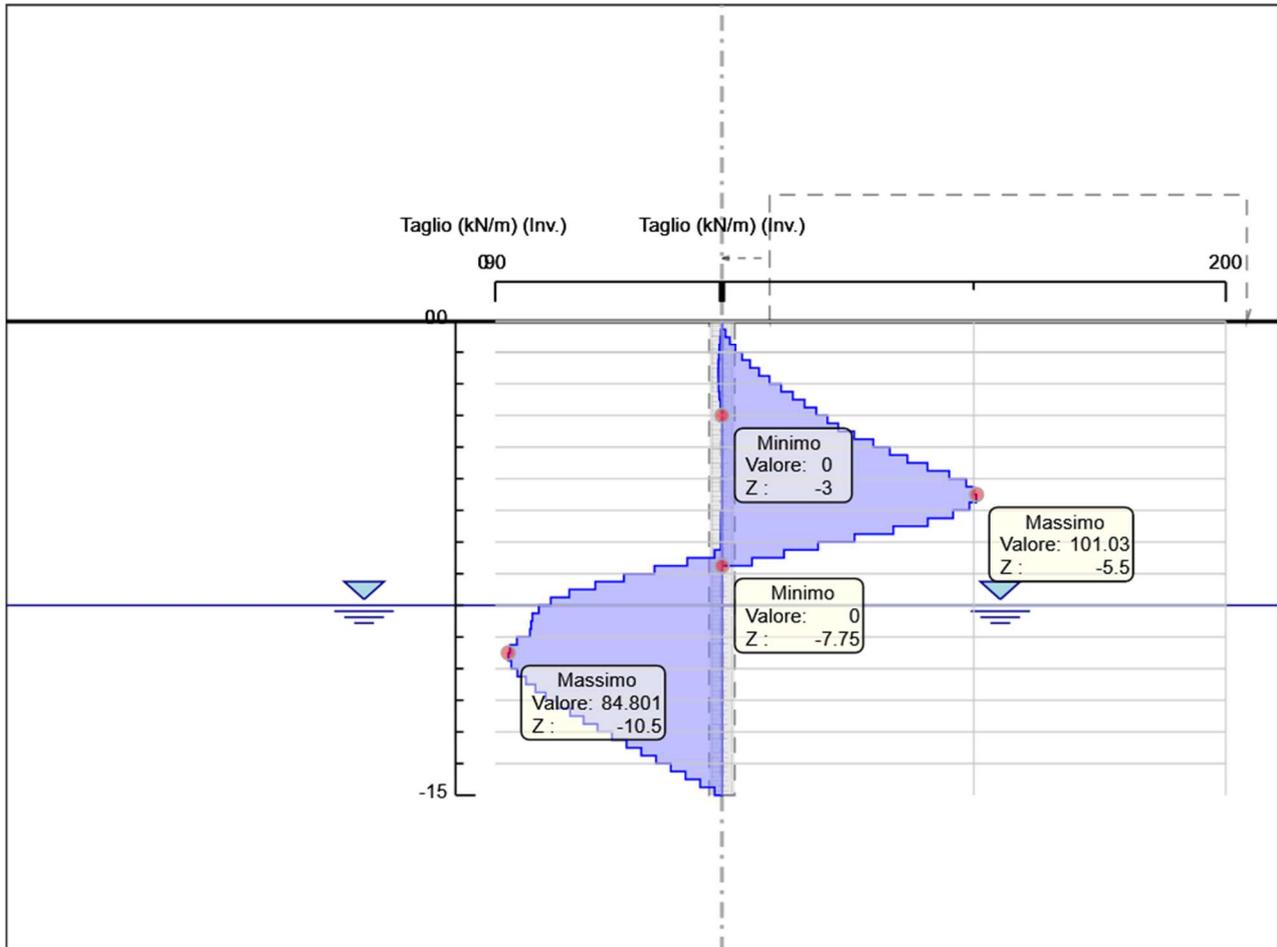
Momento

Tabella Involuppi Taglio Paratia

Design Assumption: Nominal Z (m)	Involuppi: Taglio	
	Muro: Paratia Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0.176
-0.25	0.353	1.381
-0.5	0.695	3.134
-0.75	0.996	5.346
-1	1.232	8.018
-1.25	1.387	11.151
-1.5	1.453	14.744
-1.75	1.453	18.872
-2	1.428	23.484
-2.25	1.268	28.151
-2.5	1.023	32.822
-2.75	0.594	37.455
-3	0.021	41.912
-3.25	0	46.184
-3.5	0	52.514
-3.75	0	60.125
-4	0	66.676
-4.25	0	73.652
-4.5	0	81.649
-4.75	0	90.257
-5	0	97.014
-5.25	0	100.134
-5.5	0	101.035
-5.75	0.075	101.035
-6	0.226	98.278
-6.25	0.323	91.837
-6.5	0.374	81.734
-6.75	0.427	68.083
-7	0.445	52.648
-7.25	2.93	38.196
-7.5	13.789	24.655
-7.75	26.783	11.942
-8	38.948	0
-8.25	50.312	0
-8.5	60.59	0
-8.75	67.946	0
-9	72.739	0
-9.25	75.255	0
-9.5	75.815	0
-9.75	76.215	0
-10	81.384	0
-10.25	84.136	0
-10.5	84.801	0
-10.75	84.801	0
-11	83.653	0.006
-11.25	81.191	0.014
-11.5	77.814	0.027
-11.75	74.03	0.045
-12	69.941	0.046
-12.25	65.327	0.052
-12.5	60.295	0.063
-12.75	54.949	0.063
-13	49.397	0.058
-13.25	43.691	0.064
-13.5	37.886	0.064
-13.75	32.045	0.054
-14	26.18	0.048
-14.25	20.314	0.047
-14.5	14.479	0.031
-14.75	8.664	0.02
-15	2.874	0.012

Grafico Involuppi Taglio

Valore:
Z:



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo a -5m		Right wall	LEFT	31.16
NTC2018: A2+M2+R1 Geostatico		Right wall	RIGHT	15.54

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1 Geostatico		Right wall	LEFT	11141.17
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo a -5m		Right wall	RIGHT	8617.32

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}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

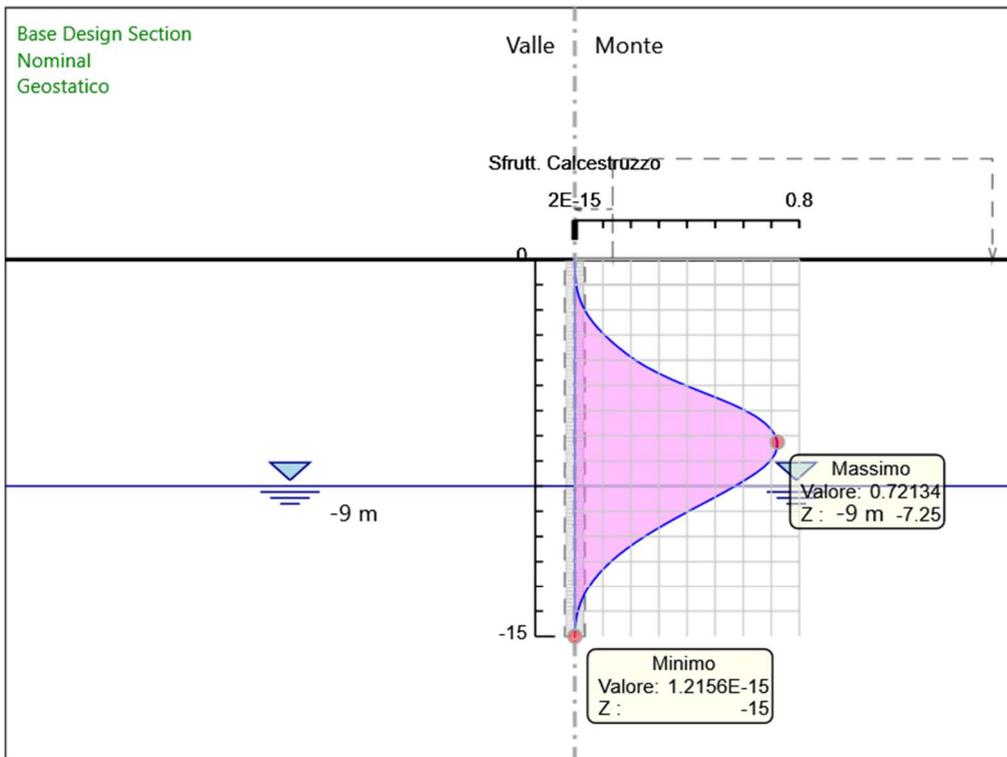
Design Assumption	Geostatico Paratia Scavo a -5m Rinterro a -1.90m Sisma				
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V

Risultati Caver

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver
0	0
-0.25	0
-0.5	0.001
-0.75	0.002
-1	0.005
-1.25	0.009
-1.5	0.016
-1.75	0.024
-2	0.035
-2.25	0.049
-2.5	0.065
-2.75	0.084
-3	0.106
-3.25	0.13
-3.5	0.157
-3.75	0.185
-4	0.216
-4.25	0.253
-4.5	0.295
-4.75	0.343
-5	0.395
-5.25	0.451
-5.5	0.507
-5.75	0.561
-6	0.608
-6.25	0.647
-6.5	0.678
-6.75	0.7
-7	0.715
-7.25	0.721
-7.5	0.72
-7.75	0.712
-8	0.696
-8.25	0.672
-8.5	0.643
-8.75	0.607
-9	0.571
-9.25	0.531
-9.5	0.489
-9.75	0.447
-10	0.405
-10.25	0.364
-10.5	0.323
-10.75	0.285
-11	0.249
-11.25	0.215
-11.5	0.183
-11.75	0.155
-12	0.129
-12.25	0.105
-12.5	0.085
-12.75	0.066
-13	0.051
-13.25	0.038
-13.5	0.027
-13.75	0.018
-14	0.011
-14.25	0.006
-14.5	0.002
-14.75	0.001
-15	0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver

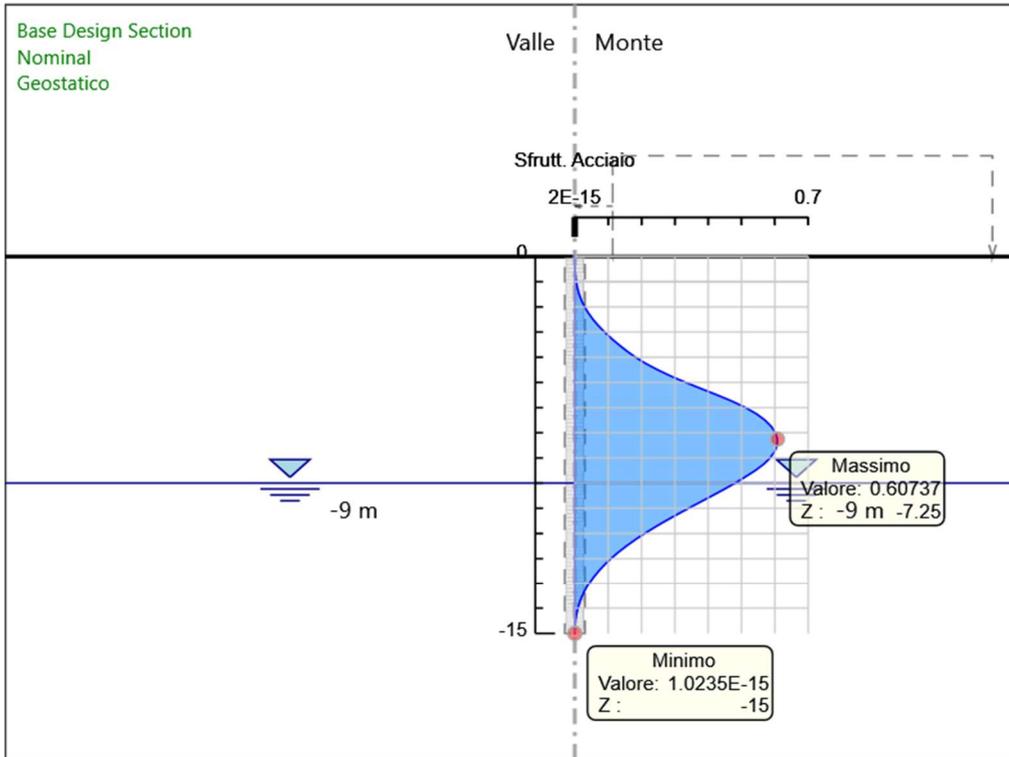


Involuppi
Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Caver
0	0
-0.25	0
-0.5	0
-0.75	0.002
-1	0.004
-1.25	0.008
-1.5	0.013
-1.75	0.02
-2	0.03
-2.25	0.041
-2.5	0.055
-2.75	0.071
-3	0.089
-3.25	0.11
-3.5	0.132
-3.75	0.156
-4	0.182
-4.25	0.213
-4.5	0.249
-4.75	0.288
-5	0.333
-5.25	0.379
-5.5	0.427
-5.75	0.473
-6	0.512
-6.25	0.545
-6.5	0.571
-6.75	0.589
-7	0.602
-7.25	0.607
-7.5	0.607
-7.75	0.599
-8	0.586
-8.25	0.566
-8.5	0.541
-8.75	0.511
-9	0.48
-9.25	0.447
-9.5	0.412
-9.75	0.376
-10	0.341
-10.25	0.306
-10.5	0.272
-10.75	0.24
-11	0.209
-11.25	0.181
-11.5	0.154
-11.75	0.13
-12	0.108
-12.25	0.089
-12.5	0.071
-12.75	0.056
-13	0.043
-13.25	0.032
-13.5	0.022
-13.75	0.015
-14	0.009
-14.25	0.005
-14.5	0.002
-14.75	0
-15	0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver

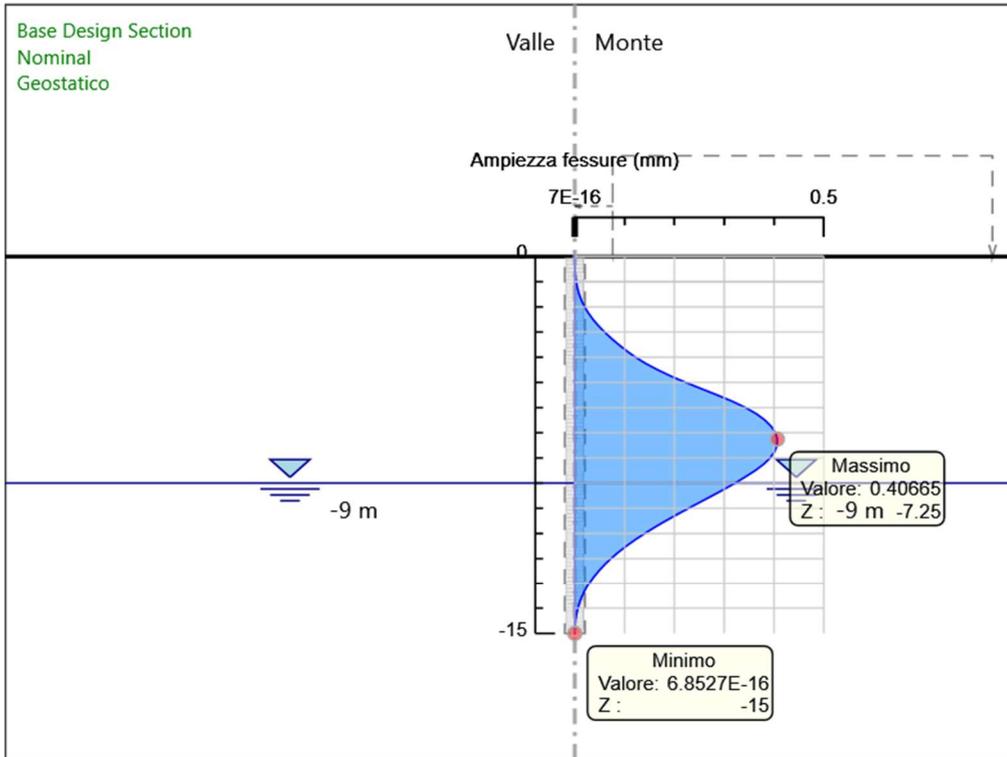


Involuppi
Tasso di Sfruttamento Armature - Caver

Tabella Inviluppi Apertura Fessure - Caver : RIGHT

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)
0	0
-0.25	0
-0.5	0
-0.75	0.001
-1	0.003
-1.25	0.005
-1.5	0.009
-1.75	0.014
-2	0.02
-2.25	0.028
-2.5	0.037
-2.75	0.048
-3	0.06
-3.25	0.073
-3.5	0.088
-3.75	0.104
-4	0.122
-4.25	0.143
-4.5	0.166
-4.75	0.193
-5	0.223
-5.25	0.254
-5.5	0.286
-5.75	0.316
-6	0.343
-6.25	0.365
-6.5	0.382
-6.75	0.395
-7	0.403
-7.25	0.407
-7.5	0.406
-7.75	0.401
-8	0.392
-8.25	0.379
-8.5	0.362
-8.75	0.342
-9	0.322
-9.25	0.299
-9.5	0.276
-9.75	0.252
-10	0.228
-10.25	0.205
-10.5	0.182
-10.75	0.161
-11	0.14
-11.25	0.121
-11.5	0.103
-11.75	0.087
-12	0.072
-12.25	0.059
-12.5	0.048
-12.75	0.037
-13	0.029
-13.25	0.021
-13.5	0.015
-13.75	0.01
-14	0.006
-14.25	0.003
-14.5	0.001
-14.75	0
-15	0

Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver

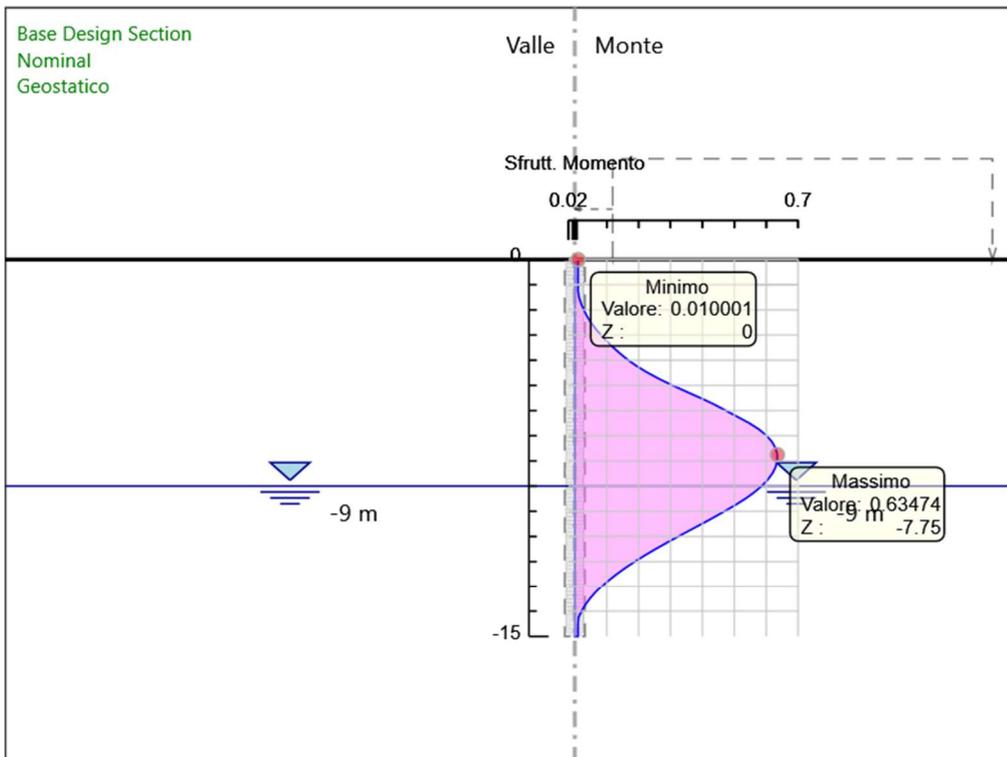


Involuppi
Apertura Fessure - Caver

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	
0	0.01	
-0.25	0.01	
-0.5	0.01	
-0.75	0.01	
-1	0.01	
-1.25	0.01	
-1.5	0.013	
-1.75	0.02	
-2	0.028	
-2.25	0.038	
-2.5	0.051	
-2.75	0.065	
-3	0.082	
-3.25	0.101	
-3.5	0.121	
-3.75	0.144	
-4	0.168	
-4.25	0.196	
-4.5	0.229	
-4.75	0.266	
-5	0.307	
-5.25	0.35	
-5.5	0.394	
-5.75	0.436	
-6	0.473	
-6.25	0.511	
-6.5	0.547	
-6.75	0.578	
-7	0.602	
-7.25	0.619	
-7.5	0.63	
-7.75	0.635	
-8	0.635	
-8.25	0.629	
-8.5	0.619	
-8.75	0.604	
-9	0.585	
-9.25	0.562	
-9.5	0.534	
-9.75	0.503	
-10	0.469	
-10.25	0.434	
-10.5	0.398	
-10.75	0.361	
-11	0.324	
-11.25	0.288	
-11.5	0.253	
-11.75	0.22	
-12	0.188	
-12.25	0.158	
-12.5	0.131	
-12.75	0.106	
-13	0.084	
-13.25	0.064	
-13.5	0.047	
-13.75	0.033	
-14	0.021	
-14.25	0.012	
-14.5	0.01	
-14.75	0.01	
-15	0.01	

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

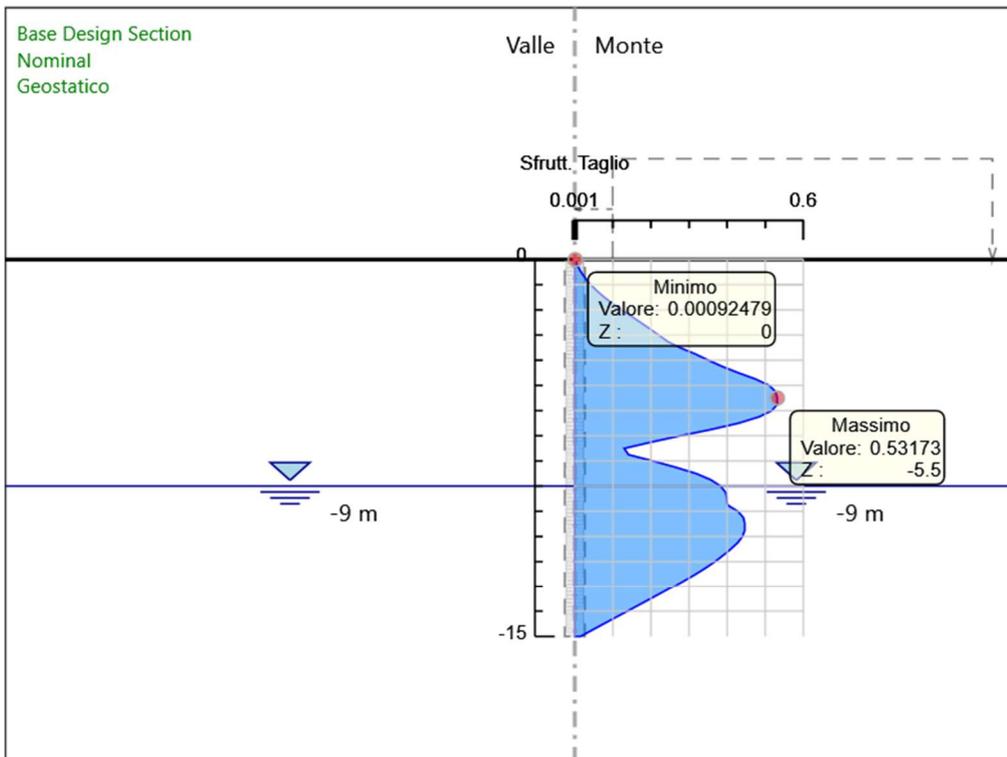


Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

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
0	0.001
-0.25	0.007
-0.5	0.016
-0.75	0.028
-1	0.042
-1.25	0.059
-1.5	0.078
-1.75	0.099
-2	0.124
-2.25	0.148
-2.5	0.173
-2.75	0.197
-3	0.221
-3.25	0.243
-3.5	0.276
-3.75	0.316
-4	0.351
-4.25	0.388
-4.5	0.43
-4.75	0.475
-5	0.511
-5.25	0.527
-5.5	0.532
-5.75	0.532
-6	0.517
-6.25	0.483
-6.5	0.43
-6.75	0.358
-7	0.277
-7.25	0.201
-7.5	0.13
-7.75	0.141
-8	0.205
-8.25	0.265
-8.5	0.319
-8.75	0.358
-9	0.383
-9.25	0.396
-9.5	0.399
-9.75	0.401
-10	0.428
-10.25	0.443
-10.5	0.446
-10.75	0.446
-11	0.44
-11.25	0.427
-11.5	0.41
-11.75	0.39
-12	0.368
-12.25	0.344
-12.5	0.317
-12.75	0.289
-13	0.26
-13.25	0.23
-13.5	0.199
-13.75	0.169
-14	0.138
-14.25	0.107
-14.5	0.076
-14.75	0.046
-15	0.015

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ -
TORINO PORTA NUOVA**

OPERE DI SOSTEGNO - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	FA 00 00 003	A	47 di 47

ALLEGATO 2

Tabulato di calcolo del muro di sostegno

Tipo 2

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

LAVORO: OPERE DI SOSTEGNO AREA EX GHIA
OPERA: MURO TIPO 2

DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:	Diretta	
Lunghezza platea:	Lpl =	1.20 m
Spessore platea:	Hpl =	0.40 m
Altezza paramento muro:	Hm =	0.81 m
Spessore superiore paramento muro:	SMS =	0.30 m
Spessore inferiore paramento muro:	SMI =	0.30 m
Inclinazione interna paramento muro:	$\beta =$	5.711 ° (>=0)
Inclinazione esterna paramento muro:	$\alpha =$	0.000 ° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	$i =$	0.000 ° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	0.70 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0.00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	0.20 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	0.78 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	0.20 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	1.21 m
Altezza di scavo dal p.c.:	D =	0.40 m

INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19.00 kN/m ³
Coesione terreno:	$c_t =$	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	$\phi_t =$	35.00 °
Rapporto δ/ϕ :	$\delta/\phi =$	0.667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	23.345 °
Posizione della falda da intradosso platea:	Zwf =	-8.60 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	0 (1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³
Fattore riduttivo peso specifico cls:		1.000
Strato da trascurare nelle analisi di calcolo:		

Dati di carico

Sovraccarico a monte:	qm =	20.00 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	0 (0-100%)
Sovraccarico a valle:	qv =	0.00 kN/m ²
Volume di terreno a monte:	VTM =	0.00 m ³

Azione in testa muro

Forza verticale in testa paramento:	Fzm =	-13.50 kN/m
Forza orizzontale in testa paramento:	Fxm =	0.00 kN/m
Momento in testa paramento	Mym =	0.00 kN/m
Braccio da estradosso paramento	ezm =	0.00 m (>0 in alto)
Braccio da filo est. sup. paramento muro:	exm =	-0.15 m (>0 a valle)

Dati sismici

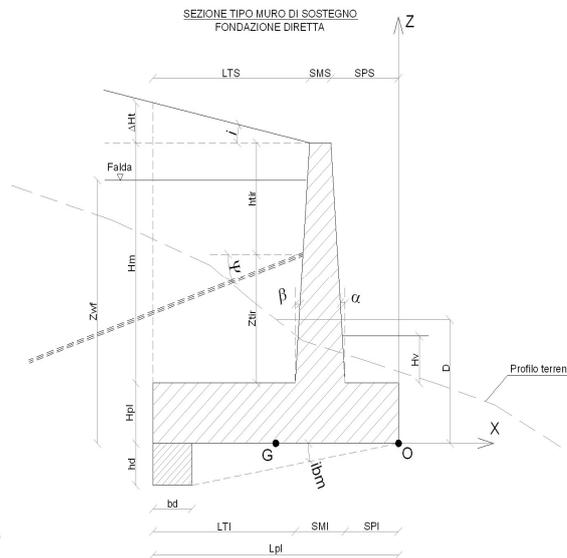
Categoria di suolo:	B, C, D, E	
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g =$	0.0790
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.5000
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.0000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g =$	0.1185
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m =$	0.38
Coefficiente sismico orizzontale:	kh =	0.0450
Considerare sisma verticale?	Si	
Coefficiente sismico verticale:	kv =	0.0225
Angolo ψ (+)	$\psi_A =$	2.522 °
Angolo ψ (-)	$\psi_B =$	2.638 °
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		1

Coefficienti di spinta

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0.426
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0.287
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	4.210
Considerare spinta passiva a valle?	No	
Coefficiente di spinta utilizzato	K =	0.287

Fattore di riduzione della spinta passiva: 50 %
 Considerare coesione per spinta passiva? No

Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0.315
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0.316
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0.034 (= (1-kv)*K'a,A - K_a)
Coefficiente di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0.021 (= (1+kv)*K'a,B - K_a)



Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+Z+	SISMA X+Z-	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00
Scorrimento	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Ribaltamento	1.15	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00

Resistenza laterale a compr. palo	1.15	1.00	1.15	1.15	1.00	1.00
Resistenza alla punta palo	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Resistenza laterale a trazione palo	1.25	1.00	1.25	1.25	1.00	1.00
Azioni permanenti favorevoli	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni permanenti sfavorevoli	1.35	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: frenamento	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Azioni variabili: carico distribuito	1.50	1.50	0.00	0.00	0.40	0.00

Combinazioni di calcolo

Tipo	Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Svto (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3. Statica	0	0	1
2	A1+M1+R3. Statica + Variabile	0	1	1
3	EQU Statica	0	0	1
4	EQU Statica + Variabile	0	1	1
5	SISMA X+ Z+ Sismica Z+	0	0	1
6	SISMA X+ Z- Sismica Z-	0	0	1
7	Freq. Fessurazione - Frequente	0	0	1
8	Q. Perm. Fessurazione - Q. perm.	0	1	1

SOLLECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
		Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m	Fx kN/m	Fz kN/m	My kNm/m
1	A1+M1+R3. Statica	2.09	-24.75	-2.07	4.68	-50.32	3.63
2	A1+M1+R3. Statica + Variabile	8.15	-28.12	0.37	13.75	-55.36	6.07
3	EQU Statica	1.70	-23.93	-2.18	3.81	-46.82	3.68
4	EQU Statica + Variabile	7.76	-27.30	0.26	12.89	-51.86	6.12
5	SISMA X+ Z+ Sismica Z+	2.00	-20.26	-1.43	5.30	-44.91	3.60
6	SISMA X+ Z- Sismica Z-	1.93	-20.53	-1.45	5.12	-46.27	3.44
7	Freq. Fessurazione - Frequente	1.55	-20.40	-1.61	3.46	-45.59	2.53
8	Q. Perm. Fessurazione - Q. perm.	1.55	-20.40	-1.61	3.46	-45.59	2.53

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO

Combinazioni	Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,sch (D)	Fs,sch (U)	Lpmin (m)
1	A1+M1+R3. Statica	6.353	2.260	6.372	-	-
2	A1+M1+R3. Statica + Variabile	2.376	2.094	4.456	-	-
3	EQU Statica	-	2.099	-	-	-
4	EQU Statica + Variabile	-	1.941	-	-	-
5	SISMA X+ Z+ Sismica Z+	5.508	4.598	7.947	-	-
6	SISMA X+ Z- Sismica Z-	5.871	3.730	7.899	-	-
7	Freq. Fessurazione - Frequente	8.549	3.399	10.487	-	-
8	Q. Perm. Fessurazione - Q. perm.	8.549	3.399	10.487	-	-

Legenda:

Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento

Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento

Fs,sch (D) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Drenate

Fs,sch (U) = Fattore di sicurezza allo schiacciamento in condizioni Non Drenate

Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei di fondazione

DETTAGLI DI CALCOLO COMBINAZIONE: 2

Dati geometrici:

Coeff. di spinta:	Ks =	0.287
Peso di volume terreno:	Pt =	19.0 kN/m ³
Peso di volume calcestruzzo:	Pcls =	25.0 kN/m ³
Inclinazione spinta su paramento muro:	ism =	29.056 °
Angolo di attrito terreno di base:	φt =	33.0 °
Angolo di attrito platea-terreno:	αt =	33.0 °
Coesione non drenata:	cu =	0.00 kPa

Dati di carico:

Acc sismica orizzontale:	Aso =	0.00 g
Acc sismica vert. (+ verso alto):	Asv =	0.00 g
Incremento sismico spinta:	ΔKS =	0.00
Acc.orizz.su terreno sopra platea:	Aot =	1 (1= si, 0= no)
Sovraccarico variabile a monte:	Qsm =	30 kPa
Percentuale sovr. su platea:	SSP =	0 (0-100%)
Carico terreno a monte:	Qtm =	0.00 kPa
Sovraccarico variabile a valle:	Qsv =	0.00 kPa
Livello acqua falda da estr. platea:	hwf =	-9.00 m
Press. idrostatica dietro paramento muro:	ADM =	0 (1= si, 0= no)

Sollecitazioni sul paramento

SEZIONE	Z da MS (m)	Z da PS (m)	S (cm)	Xg (m)	qh (kPa)	qv (kPa)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)
0	0.00	0.81	30.00	0.15	7.53	-11.68	-17.55	0.00	-2.63
1	0.08	0.72	30.00	0.15	8.05	-11.97	-18.50	0.63	-2.61
2	0.16	0.64	30.00	0.15	8.57	-12.26	-19.48	1.30	-2.53
3	0.24	0.56	30.00	0.15	9.09	-12.55	-20.48	2.01	-2.40
4	0.32	0.48	30.00	0.15	9.61	-12.84	-21.50	2.76	-2.21
5	0.40	0.40	30.00	0.15	10.12	-13.13	-22.54	3.55	-1.95
6	0.48	0.32	30.00	0.15	10.64	-13.41	-23.61	4.39	-1.63
7	0.56	0.24	30.00	0.15	11.16	-13.70	-24.70	5.27	-1.24

8	0.64	0.16	30.00	0.15	11.68	-13.99	-25.82	6.19	-0.78
9	0.72	0.08	30.00	0.15	12.20	-14.28	-26.95	7.15	-0.25
10	0.81	0.00	30.00	0.15	12.72	-14.57	-28.12	8.15	0.37

Legenda:

Z da PS quota sezione da estradosso platea
 Z da MS quota sezione da estradosso muro
 S = spessore sezione
 Xg = distanza baricentro sezione da filo esterno platea
 qh = carico distribuito orizzontale dietro muro (+ verso valle)
 qv = carico distribuito verticale dietro muro (+ verso l'alto)
 Nk = sforzo normale caratt. (compressione negativa)
 Vk = sforzo di taglio caratt.
 Mk = momento flettente caratt. (positivo per trazione a monte)

Sollecitazioni da cls muro (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Paramento rett.	0.24	0.35	0.80	0.00	-6.04	-2.11	0.00	1.51
Paramento triang.m	0.03	0.53	0.67	0.00	-0.81	-0.43	0.00	0.06
Paramento triang.v	0.00	0.20	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Platea	0.48	0.60	0.20	0.00	-12.00	-7.20	0.00	0.00

Sollecitazioni da terrapieno (pesi ed inerzie)

COMPONENTE	AREA (m ²)	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Terrapieno monte 1	0.56	0.85	0.80	0.00	-10.71	-9.10	0.00	-2.68
Terrapieno monte 2	0.03	0.55	0.94	0.00	-0.62	-0.34	0.00	0.03
Terrapieno valle	0.00	0.10	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni esterne (spinte, sovraccarichi e forze)

CARICO	X (m)	Z (m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Peso sovracc. su platea a monte	0.89	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovracc. su platea a valle	0.10	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta sovr. monte	1.20	0.60	9.08	-5.04	0.00	-0.58	2.44
Spinta terreno su muro	1.20	0.40	4.68	-2.60	0.00	-1.24	0.32
Incremento sismico spinta terr.	1.20	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Azioni di svio	0.35	1.21	0.00	-17.55	0.00	-6.14	4.39
Spinta dell'acqua	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sottospinta idraulica	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 1° tirante	0.20	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Applicazione 2° tirante	0.20	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta terreno a valle su platea	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni risultanti ad estradosso zattera di fondazione

CONTRIBUTO	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Mstab (kNm/m)	Mrib (kNm/m)	Mg (kNm/m)
Muro	0.00	-18.85	-9.74	0.00	1.57
Terrapieno	0.00	-11.32	-9.44	0.00	-2.65
Sollecitazioni esterne	13.75	-25.19	0.00	-7.96	7.15
TOTALE:	13.75	-55.36	-19.18	-7.96	6.07

Legenda:

X, Z = coordinate delle forze applicate sul muro
 Fx, Fz = componenti forze applicate sul muro
 Mstab, Mrib = momento stabilizzante, ribaltante
 Mg = momento totale riferito a baricentro platea e intradosso platea

Tensioni risultanti sul terreno di fondazione

SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE:

Tensione anteriore = -71.43 kPa
 Tensione posteriore = -20.84 kPa

SEZIONE PARZIALIZZATA:

Lungh. carico triang. = 1.47 m (risultante dentro la platea)
 Tensione anteriore = -75.27 kPa
 Tensione min = -71.43 kPa
 Tensione max = -20.84 kPa

Sollecitazioni sulla zattera di fondazione

MENSOLA	SEZIONE	X (m)	ΔX (m)	qz,inf (kN/m ²)	qz,sup (kN/m ²)	Vk,inf (kN/m)	Vk,sup (kN/m)	Mk,inf (kNm/m)	Mk,sup (kNm/m)	Vk,tot (kN/m)	Mk,tot (kNm/m)
Anteriore	0	0.00	0.00	71.43	-10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Anteriore	1	-0.05	0.05	69.32	-10.00	3.52	-0.50	0.09	-0.01	3.02	0.08
Anteriore	2	-0.10	0.10	67.21	-10.00	6.93	-1.00	0.35	-0.05	5.93	0.30
Anteriore	3	-0.15	0.15	65.10	-10.00	10.24	-1.50	0.78	-0.11	8.74	0.67
Anteriore	4	-0.20	0.20	63.00	-10.00	13.44	-2.00	1.37	-0.20	11.44	1.17
Posteriore	5	-0.50	0.70	50.35	-25.30	24.92	-35.26	7.52	-18.48	-10.34	-10.97
Posteriore	6	-0.64	0.56	44.45	-25.30	18.28	-31.72	4.50	-13.79	-13.43	-9.29
Posteriore	7	-0.78	0.42	38.55	-25.30	12.47	-28.17	2.36	-9.60	-15.70	-7.24
Posteriore	8	-0.92	0.28	32.64	-25.30	7.49	-24.63	0.97	-5.91	-17.14	-4.93
Posteriore	9	-1.06	0.14	26.74	-25.30	3.33	-21.09	0.22	-2.70	-17.76	-2.48
Posteriore	10	-1.20	0.00	20.84	-25.30	0.00	-17.55	0.00	0.00	-17.55	0.00

Legenda:

X = ascissa sezione platea
 DX = distanza sezione da lembo estremo
 qz, inf = carico distribuito dal basso (tensione del terreno)

qz, sup = carico distribuito dall'alto
 Vk = sforzo di taglio caratteristico
 Mk = momento flettente caratteristico (positivo per trazione a intradosso platea)

Verifica di corpo rigido

Verifica a scorrimento

Inclinazione piano di scorrimento: ibm = 0.000 °
 Totale forze verticali: Fz,tot = -55.36 kN/m
 Totale forze orizzontali: Fx,tot = 13.75 kN/m
 Forza normale al piano: Fn = -55.36 kN/m
 Forza tangente al piano: Ft,ag = 13.75 kN/m
 Forza resistente: Ft,res = 35.95 kN/m
 Spinta passiva sul dente: Spx = 0.00 kN/m
 Coeff. di sicurezza: Fs = 2.38 VERIFICATO

Verifica a ribaltamento

Tot. momenti stabilizzanti: Mstab = -19.18 kNm/m
 Tot. momenti ribaltanti: Mrib = -7.96 kNm/m
 Coeff. di sicurezza: Fs = 2.09 VERIFICATO

VERIFICA DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: Rck = 30 MPa fctm = 2.56 MPa
 Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 14.11 MPa f'cd = 7.06 MPa
 Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 1.19 MPa
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fyd1 = 391.30 MPa cot(θ) = 2 (1÷2,5)
 Tens. snervamento di calcolo staffe: fyd2 = 391.30 MPa
 Distanza asse armatura da filo muro: c = 6.10 cm

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	NEd (kN/m)	MEd (kNm/m)	μEd	θEd	Asnec (cm²/m)	Asmin (cm²/m)	Asprog (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.90	-17.55	-2.63	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.81
1.00	30.00	23.90	-18.50	-2.61	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.72
2.00	30.00	23.90	-19.48	-2.53	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.64
3.00	30.00	23.90	-20.48	-2.40	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.56
4.00	30.00	23.90	-21.50	-2.21	0.01	0.01	0.00	3.53	7.70	0.48
5.00	30.00	23.90	-22.54	-1.95	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.40
6.00	30.00	23.90	-23.61	-1.63	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.32
7.00	30.00	23.90	-24.70	-1.24	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.24
8.00	30.00	23.90	-25.82	-0.78	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.16
9.00	30.00	23.90	-26.95	-0.25	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.08
10.00	30.00	23.90	-28.12	0.37	0.00	0.00	0.00	3.53	7.70	0.00

Legenda

NEd = Sforzo normale ultimo
 MEd = Momento flettente ultimo
 Asnec = Area di armatura tesa necessaria
 Asprog = Area di armatura tesa di progetto
 μEd = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
 θEd = Percentuale meccanica di armatura
 Asmin = Area di armatura tesa minima
 θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	VED (kN/m)	VRd (kN/m)	VRed (kN/m)	Asw/smin (cm²/m)	Asw/snec (cm²/m)	Asw/sprog (cm²/m)	h da estr. platea (m)
0.00	30.00	23.90	0.00	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.81
1.00	30.00	23.90	0.63	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.72
2.00	30.00	23.90	1.30	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.64
3.00	30.00	23.90	2.01	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.56
4.00	30.00	23.90	2.76	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.48
5.00	30.00	23.90	3.55	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.40
6.00	30.00	23.90	4.39	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.32
7.00	30.00	23.90	5.27	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.24
8.00	30.00	23.90	6.19	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.16
9.00	30.00	23.90	7.15	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.08
10.00	30.00	23.90	8.15	110.60	1517.53	5.32	0.00	6.41	0.00

Legenda:

VED = Sforzo di taglio ultimo
 VRd = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
 VRed = Resistenza della sezione bielle compressa
 Asw/snec = Area di armatura a taglio necessaria
 Asw/smin = Area di armatura a taglio minima
 Asw/sprog = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Combinazione di verifica: 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls: Rck = 30.00 Mpa fctm = 2.56 MPa
 Resistenza a compressione di calcolo cls: fcd = 16.60 Mpa f'cd = 8.30 Mpa
 Resistenza a trazione di calcolo cls: fctd = 2.61 Mpa
 Tens. snervamento di calcolo armat. long.: fyd1 = 391.30 Mpa cot(θ) = 2 (1÷2,5)
 Tens. snervamento di calcolo staffe: fyd2 = 391.30 Mpa
 Distanza asse armatura: da filo muro: c = 6.10 cm

Tabella di verifica a flessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ _{Ed}	ϕ _{Ed}	As _{nec} (cm ² /m)	As _{min} (cm ² /m)	As _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore										
0	40	33.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	5.01	7.70	0.00
1	40	33.9	0.00	0.08	0.0000	0.0000	0.01	5.01	7.70	0.05
2	40	33.9	0.00	0.30	0.0002	0.0002	0.02	5.01	7.70	0.10
3	40	33.9	0.00	0.67	0.0003	0.0003	0.05	5.01	7.70	0.15
4	40	33.9	0.00	1.17	0.0006	0.0006	0.09	5.01	7.70	0.20
Mensola posteriore - Lembo superiore										
5	40	33.9	0.00	-10.97	0.0057	0.0058	0.83	5.01	7.70	0.50
6	40	33.9	0.00	-9.29	0.0049	0.0049	0.70	5.01	7.70	0.64
7	40	33.9	0.00	-7.24	0.0038	0.0038	0.55	5.01	7.70	0.78
8	40	33.9	0.00	-4.93	0.0026	0.0026	0.37	5.01	7.70	0.92
9	40	33.9	0.00	-2.48	0.0013	0.0013	0.19	5.01	7.70	1.06
10	40	33.9	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	5.01	7.70	1.20

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo
M_{Ed} = Momento flettente ultimo
As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria
As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito all'armatura tesa
ϕ_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura
As_{min} = Area di armatura tesa minima
θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	x da inizio platea (m)
Mensola anteriore - Lembo inferiore									
0	40	33.9	0.00	139.20	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.00
1	40	33.9	3.02	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.05
2	40	33.9	5.93	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.10
3	40	33.9	8.74	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.15
4	40	33.9	11.44	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.20
Mensola posteriore - Lembo superiore									
5	40	33.9	-10.34	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.50
6	40	33.9	-13.43	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.64
7	40	33.9	-15.70	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.78
8	40	33.9	-17.14	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	0.92
9	40	33.9	-17.76	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	1.06
10	40	33.9	-17.55	156.08	1012.93	5.32	0.00	6.41	1.20

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo
V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura
V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compresse

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria
Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima
Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

VERIFICA A FESSURAZIONE

Combinazione di verifica: 0

Caratteristiche materiali: paramento

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: R_{ck} = 30.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: f_{ck} = 24.90 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: f_{cm} = 32.90 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls: f_{ctm} = 2.56 MPa
Valore medio del modulo secante: E_{cm} = 31447 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione: E_s = 200000 MPa

Caratteristiche materiali: zattera di fondazione

Resistenza a compressione cubica caratteristica del cls: R_{ck} = 30.00 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls: f_{ck} = 24.90 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: f_{cm} = 32.90 MPa
Valore medio della resistenza a trazione del cls: f_{ctm} = 2.56 MPa
Valore medio del modulo secante: E_{cm} = 31447 MPa
Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione: E_s = 200000 MPa

Coefficienti per il calcolo della fessurazione

Fattore dipendente dalla durata del carico: k₁ = 0.60
Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre: k₁ = 0.80
Coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: k₂ = 0.50
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₃ = 3.40
Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure: k₄ = 0.43

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _s	Stato limite	w _s
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ 0.3mm	ap. fessure	≤ 0.4mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0.2mm	ap. fessure	≤ 0.3mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ 0.2mm
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ 0.2mm

Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso: w_{k,s} = 0.20 mm
Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso: w_{k,i} = 0.20 mm

Tablelle di calcolo della fessurazione paramento muro

Elemento	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	φ [mm]
Paramento	0	0.00	0.00	40.61	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	1	-0.61	0.00	39.44	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	2	-1.24	0.00	39.47	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	3	-1.89	0.01	39.50	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	4	-2.55	0.03	39.53	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	5	-3.23	0.05	39.56	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	6	-3.93	0.09	39.60	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	7	-4.65	0.14	39.63	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	8	-5.38	0.21	39.67	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	9	-6.13	0.30	39.71	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00
Paramento	10	-6.90	0.41	39.74	100.00	30.00	23.20	7.70	6.80	14.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	s _s [N/mm ²]	s _{sr} [N/mm ²]	r _r	ε _{s,m} · ε _{cm} ‰	s _{rm} [mm]	w _k [mm]
Paramento	0	1.92	6.80	6.28	1700.00	0.00	249.53	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	1	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.03	241.87	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	2	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.06	241.60	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	3	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.08	241.32	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	4	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.11	241.03	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	5	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.12	240.74	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	6	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.14	240.44	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	7	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.14	240.14	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	8	1.92	6.80	30.00	1700.00	-0.14	239.82	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	9	1.92	6.80	29.68	1700.00	-0.13	239.50	0.00	0.00	548.79	0.00
Paramento	10	1.92	6.80	26.59	1700.00	-0.10	239.18	0.00	0.00	548.79	0.00

Tablelle di calcolo della fessurazione zattera di fondazione

Platea	Sez.	Sollecitazioni			Caratteristiche geometriche			Armatura tesa		
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{fess} [kNm]	b [cm]	h [cm]	d [cm]	A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	φ [mm]
Anteriore	0	0.00	0.00	72.39	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Anteriore	1	0.00	0.02	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Anteriore	2	0.00	0.07	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Anteriore	3	0.00	0.15	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Anteriore	4	0.00	0.27	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	5	0.00	0.88	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	6	0.00	0.61	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	7	0.00	0.37	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	8	0.00	0.17	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	9	0.00	0.05	70.42	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00
Posteriore	10	0.00	0.00	72.39	100.00	40.00	33.20	7.70	6.80	14.00

Elemento	Sez.	Arm. compressa		Ampiezza delle fessure							
		A _s [cm ²]	(c+φ/2) [cm]	x [cm]	A _{c,eff} [cm ²]	s _s [N/mm ²]	s _{sr} [N/mm ²]	r _r	ε _{s,m} · ε _{cm} ‰	s _{rm} [mm]	w _k [mm]
Anteriore	0	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.00	307.21	0.00	0.00	548.79	0.00
Anteriore	1	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.07	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Anteriore	2	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.28	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Anteriore	3	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.65	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Anteriore	4	1.92	6.80	7.65	1700.00	1.16	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Posteriore	5	1.92	6.80	7.65	1700.00	3.74	298.85	0.00	0.00	548.79	0.01
Posteriore	6	1.92	6.80	7.65	1700.00	2.57	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Posteriore	7	1.92	6.80	7.65	1700.00	1.55	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Posteriore	8	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.73	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Posteriore	9	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.19	298.85	0.00	0.00	548.79	0.00
Posteriore	10	1.92	6.80	7.65	1700.00	0.00	307.21	0.00	0.00	548.79	0.00

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Dati di Input

Larghezza fondazione B = 1.20 m
 Larghezza equivalente fondazione Be = 0.98 m
 Inclinazione piano di posa α = 0.000 °
 Inclinazione p.c. β_{pc} = 0.000 °
 Eccentricità e = 0.11 m
 Altezza di scavo D = 0.40 m
 Profondità della falda dal p.p. Zf = 8.60 m
 Profondità di influenza fondazione dal p.p. Zi = 1.60 m

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kN/m ²)	c _u (kN/m ²)
1	Unità A	Sabbie sciolte	Drenate	0.00	10.00	19.00	19.00	33.00	0.00	0.00

Legenda:

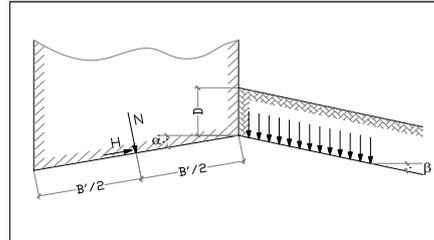
ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.
 ZF = Profondità finale strato dal p.c.
 γ = Peso specifico strato
 γ_{sat} = Peso specifico strato
 φ' = Angolo di attrito efficace
 c' = Coesione drenata
 c_u = Coesione non drenata

Parametri geotecnici dello strato di fondazione

N° strato terreno di fondazione:	1
Tipo di verifica:	Drenate
Peso specifico:	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico saturo:	$\gamma_{\text{sat}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico efficace:	$\gamma' = 9.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito efficace:	$\phi' = 33.000^\circ$
Coesione drenata:	$c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Coesione non drenata:	$c_u = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Angolo di attrito efficace ridotto:	$\phi'_{\text{rid}} = 33.000^\circ$
Coesione drenata ridotta:	$c'_{\text{rid}} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Coesione non drenata ridotta:	$c_{u,\text{rid}} = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Fattori di capacità portante

$N_c =$	38.64	Condizioni drenate
$N_c =$	5.14	Condizioni non drenate
$N_q =$	26.09	
$N_\gamma =$	24.44	



Fattori correttivi

Condizioni drenate	$s_q =$	1.00
	$s_y =$	1.00
	$s_c =$	1.00
	$d_q =$	1.11
	$d_c =$	1.11
	$i_q =$	0.57
	$i_y =$	1.00
	$i_c =$	0.55
	$b_q =$	1.00
	$b_c =$	1.00
	$b_\gamma =$	1.00
	$g_q =$	1.00
	$g_c =$	1.00
$g_\gamma =$	1.00	

Fattori di forma

Fattori di profondità

Fattori di inclinazione di carico

Fattori di inclinazione della fondazione

Fattori di inclinazione piano di posa

Coefficienti parziali	Statica		Sismica		Fessurazione	
	A1+M1+R3.	EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-	Freq.	Q. Perm.
Tangente angolo di attrito	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione non drenata	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Capacità portante	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00	1.00

Tabella di verifica della capacità portante

N°	Combinazioni		Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	qEd (kPa)	FS	qRd (D) (kPa)	qRd (U) (kPa)	FS _{eff}
	Tipo	Descr.								
1	A1+M1+R3.	Statica	4.68	-50.32	3.63	-47.66	1.40	303.67	0.00	6.37
2	A1+M1+R3.	Statica + Variabile	13.75	-55.36	6.07	-56.45	1.40	251.57	0.00	4.46
3	EQU	Statica	3.81	-46.82	3.68	-44.89	1.40	304.98	0.00	-
4	EQU	Statica + Variabile	12.89	-51.86	6.12	-53.80	1.40	248.94	0.00	-
5	SISMA X+ Z+	Sismica Z+	5.30	-44.91	3.60	-43.19	1.20	343.26	0.00	7.95
6	SISMA X+ Z-	Sismica Z-	5.12	-46.27	3.44	-44.01	1.20	347.68	0.00	7.90
7	Freq.	Fessurazione - Frequente	3.46	-45.59	2.53	-41.87	1.00	439.10	0.00	10.49
8	Q. Perm.	Fessurazione - Q. perm.	3.46	-45.59	2.53	-41.87	1.00	439.10	0.00	10.49