

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

00	07/2019	Prima emissione	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
01	07/2020	Revisione per osservazioni DGD e validazione	CROCI	PAOLETTI	BERTERO
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

BRIGLIA DI MONTE RELAZIONE GEOTECNICA

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Etatec Studio Paoletti S.r.l.
 Ord. Ing. Milano N°8580

 Prof. Ing. Alessandro Paoletti
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	2	I	D	R	R	R	E	0	2	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 LUGLIO
2019

INDICE

1. PREMESSA	3
2. MODELLO GEOTECNICO (CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA)	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. LIVELLI IDRICI	6
5. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
6. PARATIA DI PALI.....	9
6.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	9
6.2 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	11
6.3 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	12
6.4 FASI REALIZZATIVE	14
6.5 CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	18
6.6 MODELLO DI CALCOLO.....	20
6.6.1 <i>Analisi della paratia.....</i>	<i>20</i>
6.6.2 <i>Analisi di stabilità globale e di filtrazione.....</i>	<i>23</i>
6.7 VERIFICHE DI STABILITÀ.....	24
6.7.1 <i>Analisi della paratia.....</i>	<i>24</i>
6.7.2 <i>Analisi di filtrazione e di stabilità globale.....</i>	<i>28</i>
7. SOLETTONE DI VALLE	35
7.1 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	35
7.2 CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	38
7.3 MODELLO DI CALCOLO.....	39
7.4 VERIFICHE.....	43
7.4.1 <i>Capacità portante della fondazione superficiale.....</i>	<i>43</i>
7.4.2 <i>Verifica a galleggiamento del solettone di valle</i>	<i>45</i>
7.4.3 <i>Verifica della capacità portante dei pali in direzione trasversale.....</i>	<i>46</i>
7.4.4 <i>Spostamento subito dai pali</i>	<i>46</i>
8. MURI LATERALI DI SOSTEGNO.....	48
8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	48
8.2 METODI E CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA	48
8.3 MURO LATERALE 1	50
8.3.1 <i>Premesse</i>	<i>50</i>

8.3.2	Azioni agenti.....	52
8.3.3	Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) – Ribaltamento	53
8.3.4	Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite	54
8.4	MURO LATERALE 2	56
8.4.1	Premesse	56
8.4.2	Azioni agenti.....	57
8.4.3	Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) – Ribaltamento	59
8.4.4	Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite	59
9.	BIBLIOGRAFIA	62

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è redatta a supporto della progettazione esecutiva della Cassa di Espansione del Torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma.

Vengono di seguito illustrate ed analizzate le verifiche di carattere geotecnico che consentono il dimensionamento delle strutture relative alla briglia di monte; in particolare, si illustrano le verifiche delle strutture (paratia, solettone di valle su pali e muri laterali di sostegno) nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni statiche e sismiche, e di quelle nei confronti degli stati limite idraulici.

Le sezioni tipologiche prese in esame sono quelle più rappresentative per quanto concerne gli interventi previsti in progetto.

Oltre a quelle di seguito riportate ed analizzate, sono state svolte ulteriori verifiche prendendo in esame diversi scenari di carico, che qui non sono riportate per brevità, dal momento che sono risultate meno conservative. I risultati ottenuti sono comunque del tutto simili a quelli della sezione tipologica selezionata, confermando quindi la validità delle scelte eseguite.

La caratterizzazione geotecnica (successivo § 2) fa riferimento alla Relazione Geotecnica del Progetto Definitivo ed alla Relazione Geotecnica Generale del presente progetto esecutivo, elaborato BAG3-03-GEO-R-RE-03. La normativa di riferimento, i livelli idrici di progetto ed i parametri dell'azione sismica sono illustrati ai §§ 3, 4 e 5. Segue, a partire dal § 6, la descrizione dei calcoli e delle verifiche svolte.

2. MODELLO GEOTECNICO (CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA)

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei terreni oggetto di studio e la definizione del relativo modello geologico e geotecnico, si fa riferimento alla Relazione Geotecnica del Progetto Definitivo ed alla Relazione Geotecnica Generale del presente progetto esecutivo, elaborato BAG3-03-GEO-R-RE-03, alla quale si rimanda per approfondimenti, in cui sono illustrati ed elaborati i risultati delle indagini geognostiche e sono ricavati i parametri caratteristici di resistenza, compressibilità e permeabilità dei terreni.

Ai fini delle verifiche trattate nel presente documento, la Tabella 1 riassume la stratigrafia di riferimento e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

PARAMETRO	Ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa [U.G. 2A]	Livelli prettamente limoso argillosi [U.G. 2B]
Quote (m s.l.m.)	141.00 – 131.50	131.50 – 120.00
Peso per unità di volume γ/γ' (kN/m ³)	20.00 / 10.00	19.00 / 9.00
Angolo di resistenza al taglio $\phi'K$ (°)	36.00	25.00
Coesione $c'k$ (kPa)	0.00	10.00
Coesione non drenata C_{uk} (kPa)	0.00	90.00
Modulo di Young E (MPa)	40.00 – 70.00	--
Modulo Edometrico M (MPa)	--	5.00 – 15.00
Permeabilità $KV=KH$ (m/s)	1.00 E-05	1.00 E-07

Tabella 1 – Caratterizzazione geotecnica terreni (valori caratteristici dei parametri di resistenza)

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1]. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20.2.2018, di seguito: NTC
- [2]. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019, di seguito: Circolare NTC
- [3]. Decreto Ministeriale del 26 giugno 2014: "Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (Dighe e Traverse)", G.U. n.156 del 08.7.2014
- [4]. UNI EN 1998-1:2005, Eurocodice 8: Progettazione delle Strutture per la Resistenza Sismica, Parte 1: Regole Generali, Azioni Sismiche e Regole per gli Edifici
- [5]. UNI EN 1997-1:2005, Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

4. LIVELLI IDRICI

Nello sviluppo delle verifiche progettuali riportate in questo documento si fa riferimento ai seguenti livelli idrici a monte e a valle della briglia:

- Fase di costruzione e scavo: livello di falda coincidente con il piano campagna relativo alla fase di lavoro corrente;
- Briglia in condizioni di normale operatività: livello idrico a monte 141.00 m s.m.; livello idrico a valle 136.00 m s.m.;
- Briglia in condizioni di normale operatività, con pettine interamente ostruito: livello idrico a monte 144.00 m s.m.; livello idrico a valle 136.00 m s.m.;
- Briglia in condizioni di piena: si faccia riferimento all'idrogramma mostrato in Figura 1;
- Briglia in condizioni di normale operatività, sollecitazione sismica: livello idrico a monte 141.00 m s.m.; livello idrico a valle 136.00 m s.m.

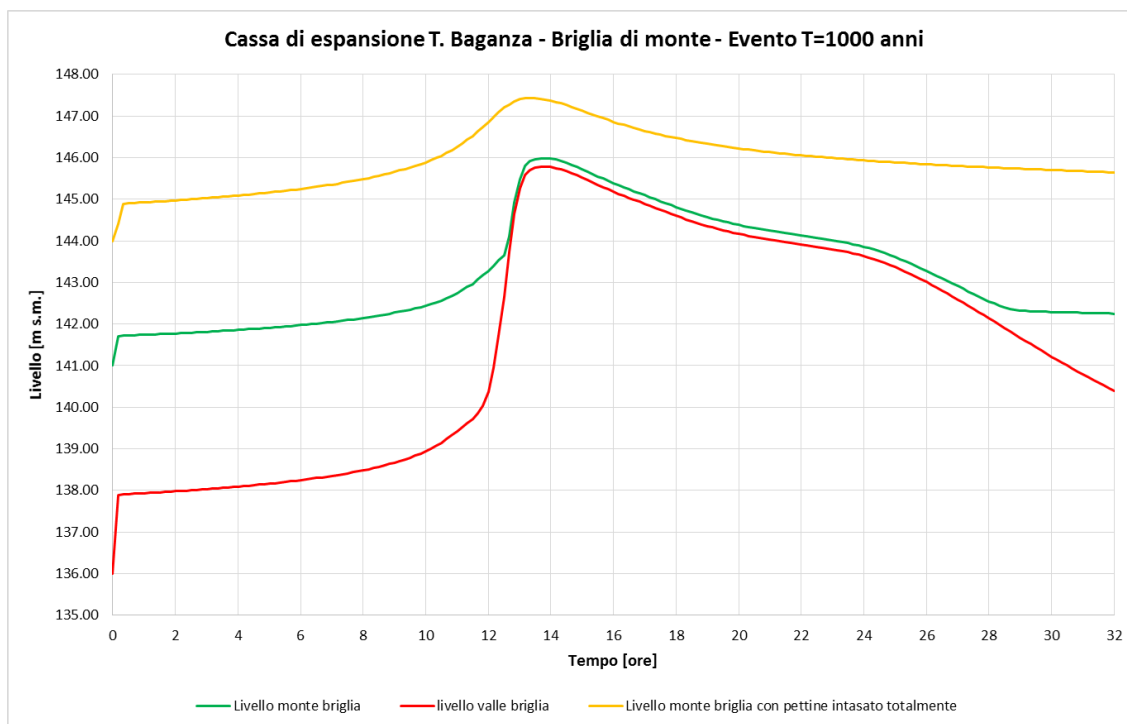


Figura 1 – Livelli idrici a monte e a valle della briglia in condizioni di piena ($T_r=1000$ anni)

Inoltre, ai fini dell'analisi della paratia nei confronti dello stato limite di esercizio, si fa riferimento al passaggio della piena con $T_r = 200$ anni, ipotizzando che la briglia non sia occlusa. Con riferimento al diagramma di Figura 2, le condizioni più gravose per le verifiche corrispondono al periodo compreso tra $t=12,50$ ore ($H_{valle}=139$ m s.m. circa) e $t=13,50$ ore ($H_{monte}=143,5$ m s.m. circa). Nei calcoli che seguono si fa quindi riferimento alle altezze idriche $H_{monte} = 143,50$ m s.m. e $H_{valle} = 139,00$ m s.m.

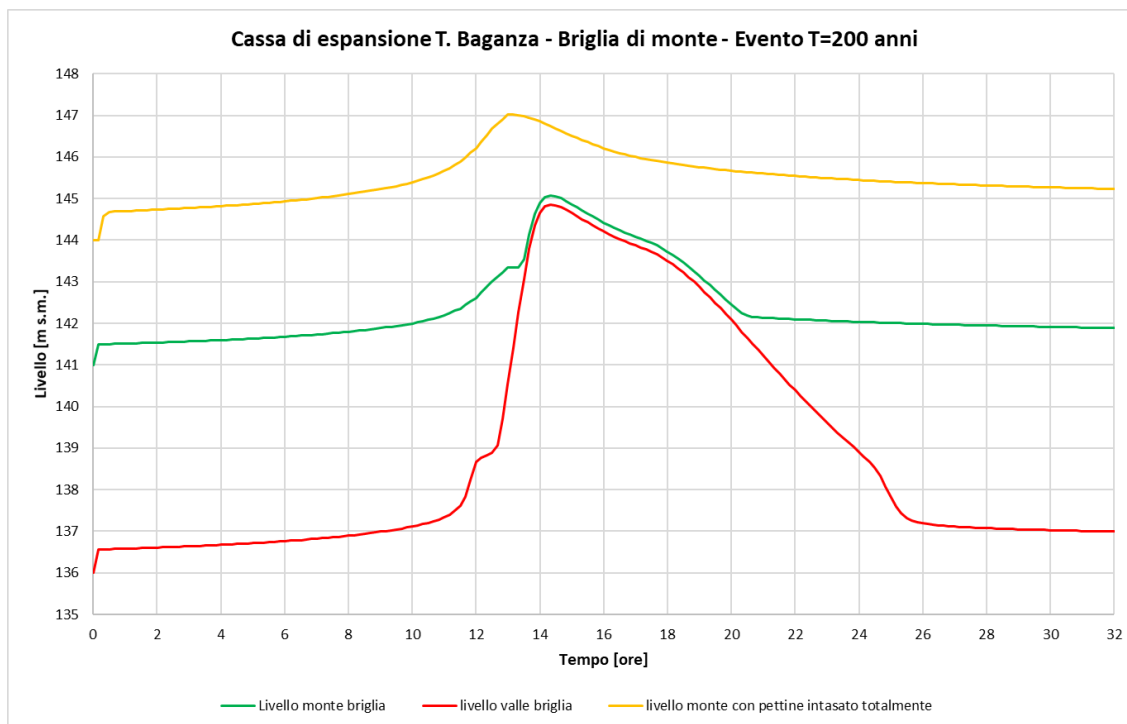


Figura 2 – Livelli idrici a monte e a valle della briglia in condizioni di piena ($T_r=200$ anni)

5. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito e della definizione dell'azione sismica si fa riferimento allo Studio Sismotettonico (documento BAG304SISRRE010) che, al § 5.2 (pagina 133), fornisce i valori di PGA per la classe di suolo B riportati in Tabella 2.

Periodo di ritorno (anni)	PGA (g)
475	0.176
1424 (SLV)	0.288
2475 (SLC)	0.361

Tabella 2 – Valori di PGA associati agli stati limite

6. PARATIA DI PALI

6.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La geometria dell'opera è mostrata nella sezione tipologica in Figura 3. Una paratia di pali sostiene il terreno in corrispondenza del salto dalla quota 141,00 m s.m. alla quota 135,50 m s.m.. La paratia è costituita da pali secanti in calcestruzzo armato gettati in opera della lunghezza di 19 m, aventi diametro $\varnothing 1000$ mm e spaziatura $s = 0,80$ m; questi sono connessi in testa da una trave di collegamento. Al di sopra della trave sono impostati speroni in c.a. di altezza 3 m che costituiscono briglia selettiva, aventi spaziatura longitudinale $s = 4,50$ m. In corrispondenza di ogni sperone, la paratia è rinforzata da una ulteriore coppia di pali $\varnothing 1000$ mm in calcestruzzo armato affiancati (spaziatura $s = 1$ m).

Nel corso della fase di scavo la paratia è sostenuta da un ordine di tiranti provvisori installati alla quota 137,50 m s.m., aventi le seguenti caratteristiche:

- n.6 trefoli in acciaio armonico 1670/1860 N/mm² (sezione nominale 140 mm²/trefolo; carico di snervamento 234 kN/trefolo);
- Lunghezza libera 5,50 m;
- Lunghezza del bulbo di fondazione 16,00 m;
- Diametro di perforazione: 150 mm;
- Inclinazione rispetto all'orizzontale 20°;
- Spaziatura longitudinale media 2,25 m;
- Pretensione $T = 600$ kN;
- Travi di ripartizione: n.2 HE 180 M.

Durante la vita utile della struttura i tiranti rimangono in opera, ma dal momento che sono temporanei non vengono portati in conto nelle verifiche. La paratia risulta quindi vincolata dalla presenza del solettone di base, avente uno spessore di 2,50 m, una lunghezza di circa 20 m e quota dell'estradosso 135,50 m s.m.

Due file di pali $\varnothing 1000$ mm in calcestruzzo armato gettati in opera della lunghezza di 8 m (calcolata a partire dalla quota 133,00 m s.m.), aventi spaziatura longitudinale pari a 1,50 m contribuiscono a garantire la stabilità del solettone nei confronti delle azioni orizzontali derivanti dalla paratia, in particolare durante le piene ed in caso di azioni sismiche.

Infine, a valle del solettone viene creato un dreno mediante la posa di una massicciata in massi ciclopici, dello spessore di 3 m ed avente lunghezza pari a 16 m.

Il presente § 6 riguarda le verifiche della paratia di pali; per le verifiche relative al solettone di valle, si rimanda al successivo § 7.

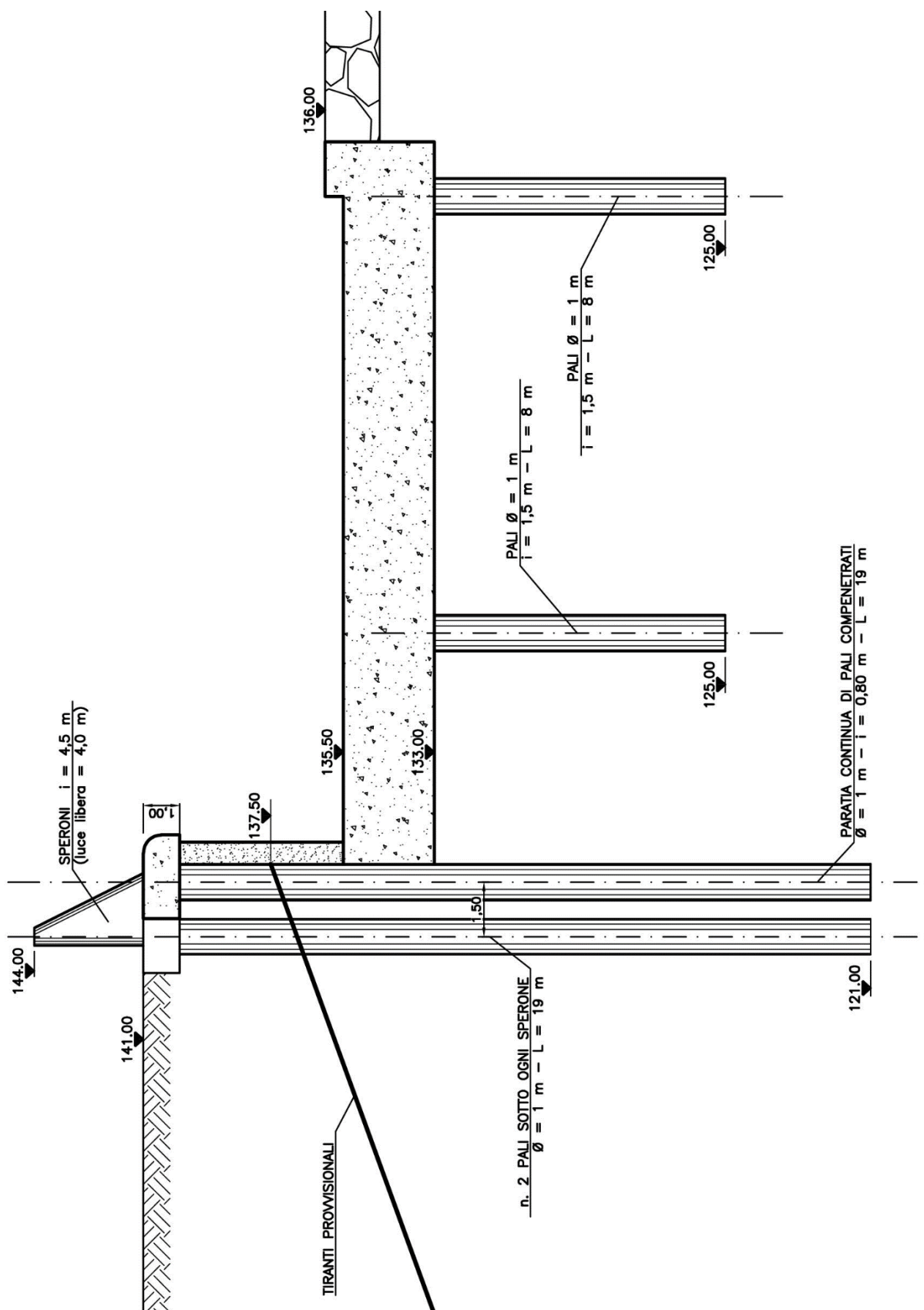


Figura 3 – Sezione tipo della paratia e del solettone di valle

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Secondo quanto riportato al § 6.5.3.1.2 delle NTC, per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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

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

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1; le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si sceglie di utilizzare un metodo di calcolo pseudostatico, pertanto l'accelerazione orizzontale viene calcolata mediante la relazione

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

L'accelerazione massima attesa è quella relativa allo SLV riportata in Tabella 2, quindi $a_{\max} = 0,288 \text{ g}$; i coefficienti α e β sono ricavati dalla successiva Figura 4 (Fig. 7.11.2 e 7.11.3 delle NTC). Avendo posto il massimo spostamento tollerabile $u_s = 0,1 \text{ m}$, si ricava $\alpha = 1$, $\beta = 0,52$ e quindi:

$$k_h = 1 \cdot 0,52 \cdot 0,288 \text{ g} = 0,15 \text{ g}$$

Sono state analizzate tutte le fasi costruttive dell'opera, come descritto al successivo §.6.4, oltre agli eventi di maggiore interesse che possono verificarsi una o più volte nel corso della sua vita utile, come un evento sismico o il passaggio della piena di progetto.

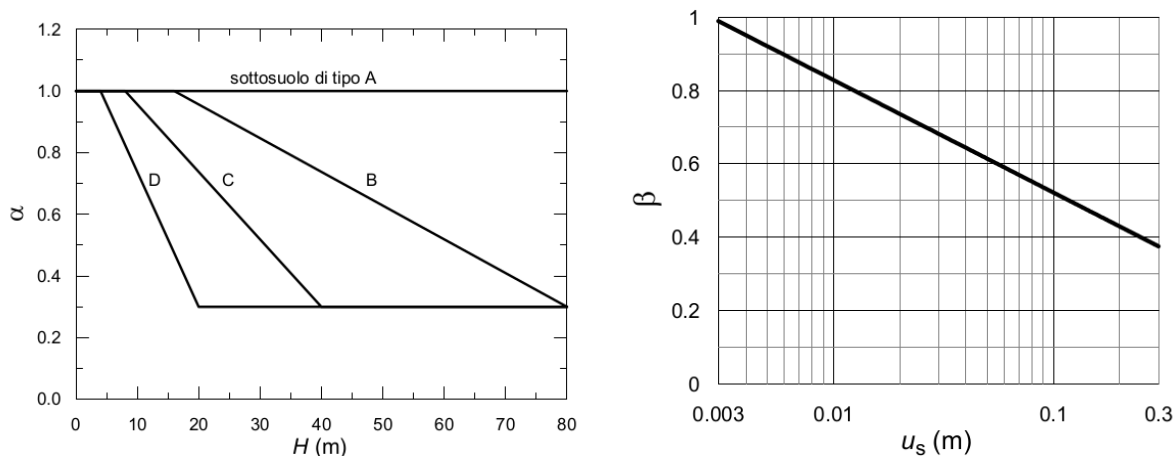


Figura 4 – Coefficienti α e β per la determinazione dell'azione sismica sulla paratia.

6.3 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le verifiche nei confronti degli stati limite di tipo geotecnico e strutturale della paratia sono state eseguite facendo uso del programma di calcolo ParatiePlus v.2019 (Harpaceas).

Tale programma di calcolo consente di studiare la paratia mediante un modello FEM in cui la parete viene discretizzata mediante elementi finiti di tipo *beam*, dotati di rigidezza flessionale EJ (dove E e J sono rispettivamente il modulo elastico ed il momento di inerzia della sezione) e connessi ad un sistema di molle alla Winkler di tipo elastoplastico. Mediante tali molle è possibile descrivere accuratamente il comportamento meccanico del terreno che circonda la paratia in tutte le fasi di calcolo.

Il software consente pertanto di eseguire analisi per fasi del processo di costruzione e di tutte le condizioni progettuali dell'opera in regime non lineare, consentendo di simulare paratie sia singole che accoppiate; offre inoltre la possibilità di simulare la presenza di varie tipologie di supporti o vincoli strutturali, quali tiranti, sbadacchi, puntoni o solette di collegamento.

In particolare, nella modellazione del comportamento meccanico dei terreni coinvolti, i coefficienti di spinta passiva k_P sono stati calcolati secondo la teoria di Caquot- Kerisel e considerando un angolo di attrito δ terreno-paratia pari a $2/3\phi$, mentre i coefficienti di spinta attiva k_A sono stati calcolati secondo la teoria di Rankine ($\delta = 0$).

Il codice di calcolo implementa in automatico le combinazioni di carico imposte ed è inoltre in grado modellare l'azione sismica secondo quanto previsto dalle NTC, tenendo conto dei coefficienti di deformabilità α e di spostamento β (come mostrato alla precedente Figura 4). Come già anticipato al §.6.2, il calcolo dell'azione sismica è stato eseguito mediante il metodo pseudostatico, analizzando l'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno a monte della paratia secondo la teoria di Coulomb, ed aggiungendo le forze di inerzia (Mononobe e Matsuo, 1929; Okabe 1926). Il coefficiente di spinta attiva K_{AE} (ossia statico + dinamico) è valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, mentre il coefficiente di spinta passiva K_{PE} (statico più dinamico) secondo la teoria di Lancellotta. Le verifiche in condizioni

sismiche sono state condotte facendo riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Analisi supplementari nei confronti dello Stato Limite di Collasso SLC, omesse per brevità in questo documento, hanno mostrato che in ogni caso il contributo dell'azione sismica non risulta dimensionante, se confrontato con le azioni derivanti dal passaggio della piena di progetto.

Le verifiche di stabilità globale della paratia (da eseguire secondo le NTC mediante la combinazione A2+M2+R2, §.6.2) così come le analisi di filtrazione in regime transitorio per la verifica nei confronti degli stati limite idraulici, sono state eseguite mediante il software di calcolo SLIDE 6.0 (Rocscience, inc).

I calcoli di filtrazione sono stati eseguiti mediante un'analisi ad elementi finiti bidimensionale con modello piano, sia in condizioni stazionarie che in regime transitorio, così da modellare in modo realistico il passaggio di una piena. Questo tipo di calcolo restituisce il reticolo di filtrazione ed il campo delle pressioni interstiziali nel terreno, consentendo di verificare le condizioni idrauliche (velocità, portata, ecc.) e fornendo l'input, relativamente alle condizioni di filtrazione nel terreno, per le verifiche di stabilità. Viene eseguito dapprima il calcolo dell'andamento della falda (e quindi delle pressioni interstiziali) in regime stazionario o transitorio; i risultati del moto di filtrazione sono infine assunti come input delle verifiche di stabilità globale all'equilibrio limite.

Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, che ipotizza un comportamento rigido-plastico alla Mohr-Coulomb per i materiali coinvolti nell'analisi. La stabilità del pendio nei confronti dello scivolamento viene valutata mediante il valore del fattore di sicurezza (SF), che è definito come il rapporto tra la massima resistenza al taglio disponibile e la massima azione tagliente sollecitante, valutate lungo la superficie di scivolamento analizzata.

Per tutte le condizioni analizzate è stata svolta una analisi di stabilità volta a determinare la superficie di scivolamento più probabile, ossia quella caratterizzata dal fattore di sicurezza più basso. Per fare ciò sono stati utilizzati tre metodi di calcolo disponibili in letteratura (Abramson et al., 2001):

- Bishop semplificato;
- Janbu corretto;
- Morgenstern & Price.

Tutti questi metodi introducono diverse ipotesi semplificative allo scopo di risolvere una serie di equazioni, necessarie a garantire le condizioni di equilibrio della porzione di terreno posta al di sopra della linea di scivolamento, che viene suddivisa in un numero finito di conci verticali. Tali metodi differiscono inoltre tra loro per quanto concerne la tipologia di equilibrio che viene valutato, come mostrato nella seguente Tabella 3.

Metodo	Equilibrio forze in direzione X	Equilibrio forze in direzione Y	Equilibrio momenti
Bishop	SI	NO	SI
Janbu corretto	SI	SI	NO, ma corretto
Morgenstern & Price	SI	SI	SI

Tabella 3 – Caratteristiche dei metodi di calcolo utilizzati.

Inoltre:

- Il metodo di Bishop semplificato ipotizza che la risultante delle azioni che vengono scambiate tra i conci sia orizzontale (ossia che i conci non si scambino tra loro azioni di taglio);
- Il metodo di Janbu corretto è basato sul metodo di Janbu semplificato (che tiene conto empiricamente delle azioni di taglio scambiate tra i conci); il fattore di sicurezza ottenuto viene moltiplicato per un coefficiente correttivo funzione della geometria del pendio e dei parametri di resistenza del terreno che lo costituisce. Questa operazione sopprime al limite del metodo di Janbu semplificato di soddisfare solamente l'equilibrio delle forze e non di quello dei momenti;
- Il metodo di Morgenstern & Price stabilisce la direzione della risultante delle azioni scambiate tra i conci utilizzando una funzione arbitraria, alla quale viene usualmente associato un andamento sinusoidale.

Il programma di calcolo SLIDE (Rocscience, Inc), analizza tutte le possibili superfici di scivolamento circolari, con centro nei punti di una griglia assegnata, calcolando per ognuna il fattore di sicurezza e determinandone, alla fine, quella più critica. Queste operazioni vengono svolte sulla base della geometria del pendio, del peso proprio e delle caratteristiche di resistenza dei materiali che lo costituiscono e di eventuali carichi esterni. Per quanto concerne le condizioni sismiche, il fattore di sicurezza viene calcolato adottando un approccio pseudo-statico, che ingloba nelle equazioni di equilibrio delle azioni statiche equivalenti, pari al prodotto tra il peso proprio del concio analizzato ed il coefficiente sismico (in direzione verticale ed orizzontale).

Le analisi di stabilità devono inoltre essere eseguite secondo quanto richiesto dalle NTC, facendo riferimento al §.6.8 relativo alle Opere in Materiali Sciolti e Fronti di Scavo.

6.4 FASI REALIZZATIVE

La costruzione dell'opera è studiata per fasi successive, come elencato di seguito e come schematicamente rappresentato da Figura 5 a Figura 11:

- Fase n.1: Geostatica;
- Fase n.2: Scavo fino alla quota 137 m s.m. a valle e sbancamento fino alla quota 139,50 m s.m. a monte della paratia;
- Fase n.3: Creazione ordine di tiranti temporanei alla quota 137,50 m s.m., pretensionati a 600 kN;
- Fase n.4: Scavo fino alla quota 133 m s.m. a valle della paratia;

- Fase n.5: Creazione del solettone di valle un c.a., con quota estradosso 135,50 m s.m. (spessore $h=2,50$ m)
- Fase n.6: Eliminazione tiranti temporanei;
- Fase n.7: Ripristino quota terreno 141 m s.m. a monte della paratia.

Sono inoltre state previste ulteriori fasi di calcolo per tenere conto del comportamento della paratia in occasione del passaggio della piena di progetto (§ 4) o del verificarsi di un possibile sisma:

- Fase n.8: Condizioni operative: livello idrico a monte 141 m s.m., a valle 136 m s.m.;
- Fase n.9: Condizioni di piena, istante n.1, subito dopo l'inizio della piena, al tempo $t=30$ minuti (livello idrico a monte 145 m s.m., a valle 138 m s.m.);
- Fase n.10: Condizioni di piena, istante n.2, al tempo $t = 11.50$ ore (livello idrico a monte 146,50 m s.m., a valle 139,70 m s.m.);
- Fase n.11: Condizioni di piena, istante n.3, in corrispondenza del picco dell'onda di monte, cioè al tempo $t = 13,50$ ore circa (livello idrico a monte 147,50 m s.m., a valle 145,50 m s.m.);
- Fase n.12: Azione sismica.

Relativamente al criterio di scelta dei tre istanti significativi per le verifiche sopra richiamati (fasi 9, 10 e 11), oltre ai momenti di inizio piena (istante n. 1) e di colmo (istante n. 3), risulta che condizioni particolarmente gravose per la paratia si verificano al tempo $t=11,50$ ore (istante n. 2), cioè prima del rapido incremento della curva del livello a valle che si registra a partire da poco prima di $t=12$ ore. Sono state infatti condotte analisi preliminari speditive (non documentate per brevità) in cui sono state analizzate le condizioni idrauliche di altri istanti temporali, risultate tutte meno gravose rispetto a quelle prese in esame.

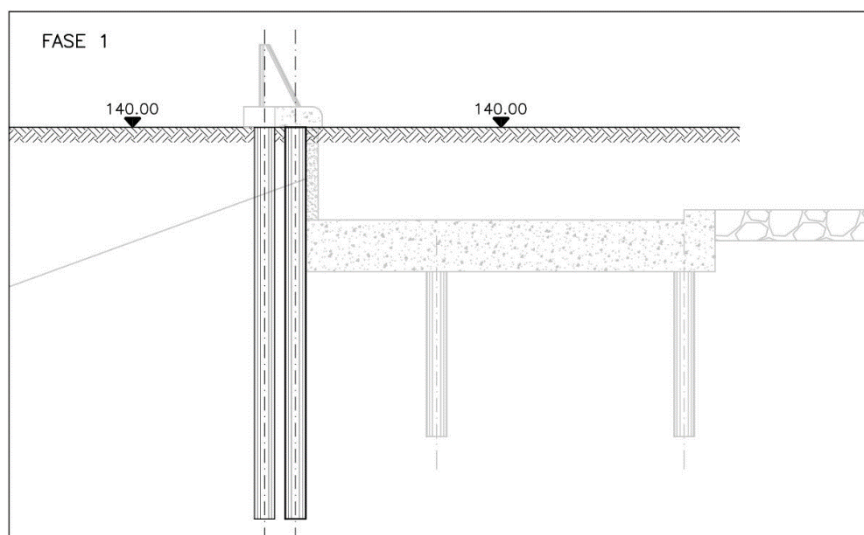


Figura 5 – Schema Fase n. 1

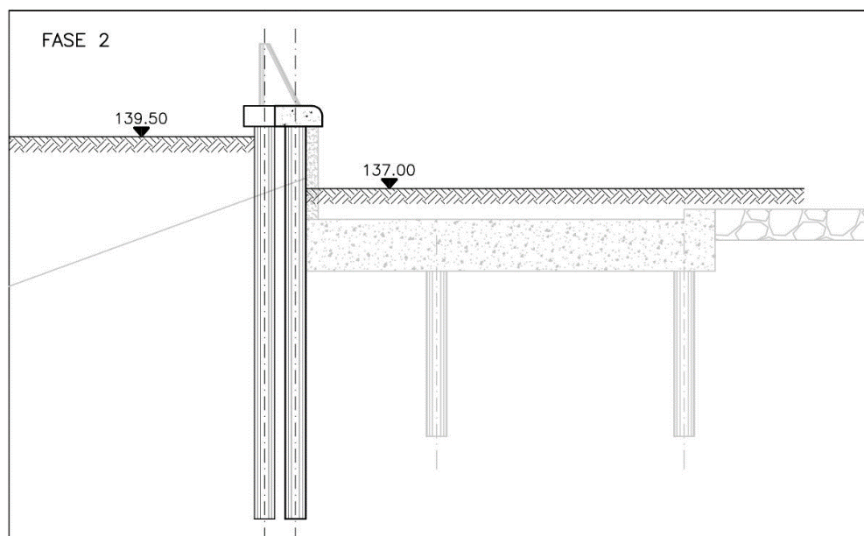


Figura 6 – Schema Fase n. 2

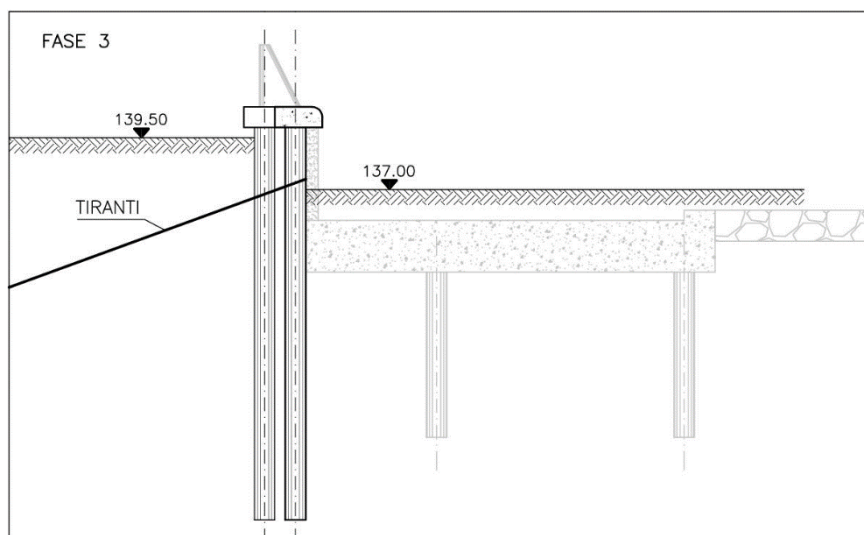


Figura 7 – Schema Fase n. 3

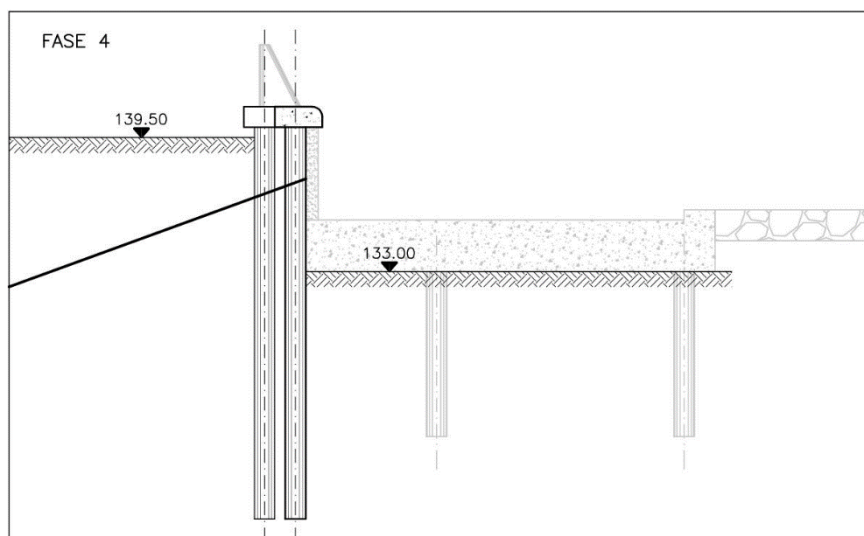


Figura 8 – Schema Fase n. 4

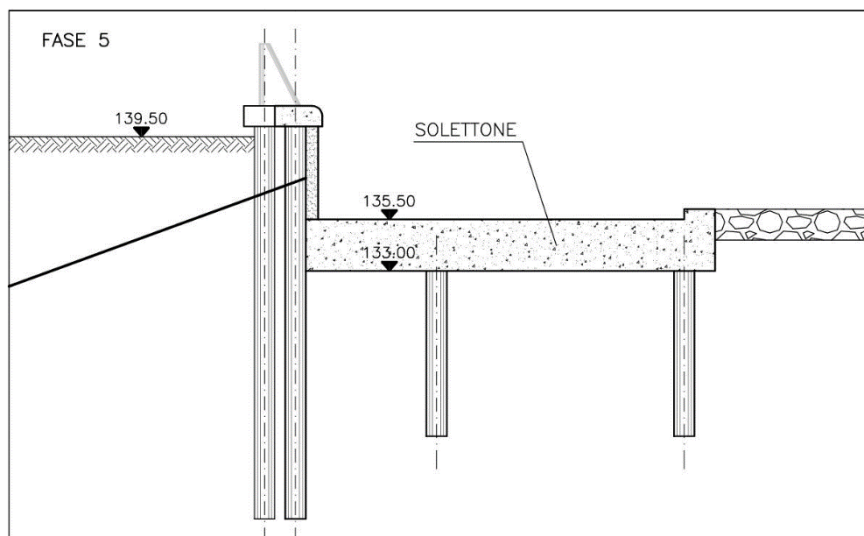


Figura 9 – Schema Fase n. 5

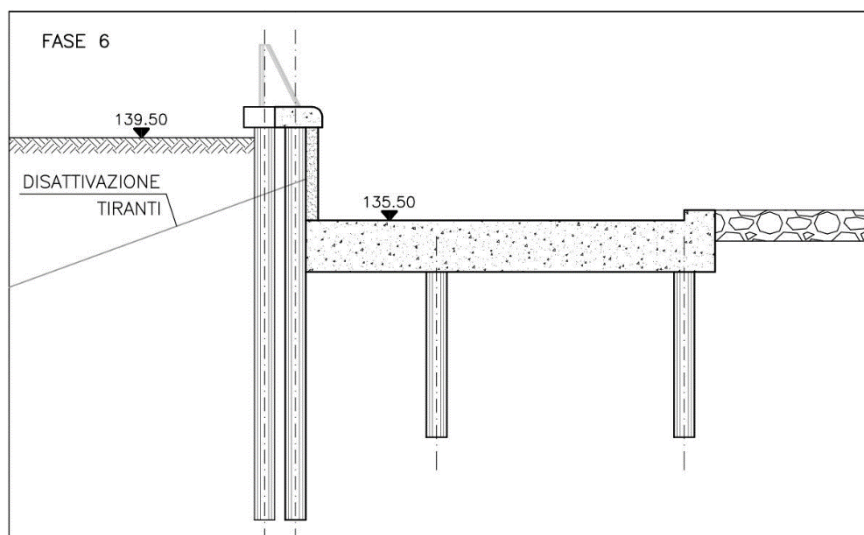


Figura 10 – Schema Fase n. 6

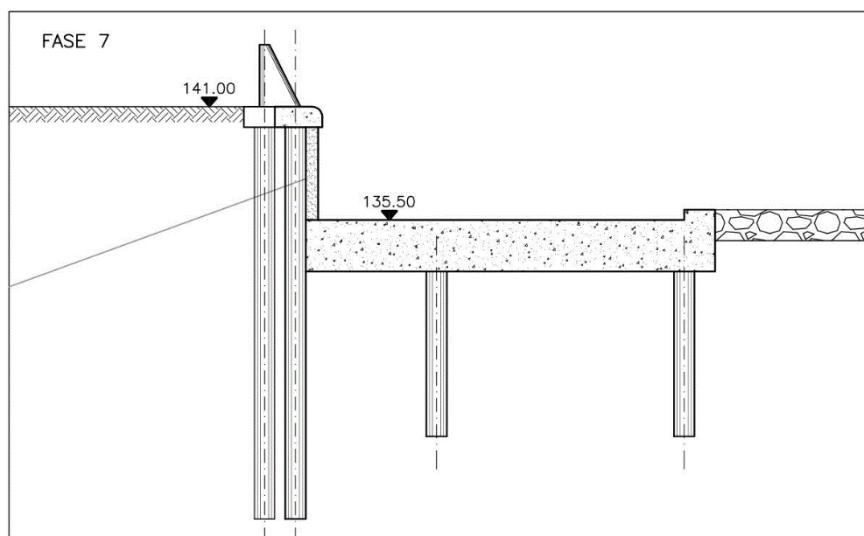


Figura 11 – Schema Fase n. 7

6.5 CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni che sollecitano la paratia o il terreno attorno ad essa sono quelle descritte di seguito:

- *Azioni dovute al passaggio dell'idrogramma di piena.* Si ipotizza a favore di sicurezza che la briglia selettiva che si trova in testa alla paratia sia completamente ostruita, e pertanto trasmetta un'azione di taglio ed un momento flettente concentrati per effetto della pressione idrostatica e dinamica, il cui valore è funzione dell'altezza d'acqua a monte e a valle della paratia e della velocità media della corrente; si tiene inoltre conto del possibile impatto di un corpo galleggiante. Queste azioni sono valutate in corrispondenza delle Fasi di calcolo n.9, 10 e 11 ed assumono per ogni sperone i valori caratteristici raccolti in Tabella 4.

La pressione dinamica è calcolata come $p_D = \rho \cdot v^2$ (con $v=3$ m/s velocità dell'acqua) e, con livelli idrici superiori a q. 144 m s.m. e briglia occlusa, è applicata cautelativamente come carico uniformemente distribuito tra le quote 141 e 144 m s.m.

La forza derivante dall'ipotetico urto di un corpo galleggiante è valutata come $F_U = m \cdot v / \Delta t$ (con $m = 500$ kg, $v = 3$ m/s e $\Delta t = 0,1$ s). Con briglia completamente occlusa e livello idrico a monte superiore a q. 144 m s.m., tale forza è considerata agente su ogni metro di sviluppo della briglia, alla quota di testa degli speroni (144 m s.m.). Quindi, su ogni sperone è considerata agente una forza pari a $4,5 \cdot F_U$, essendo 4,5 m l'interasse tra gli speroni.

Le forze ed i momenti così calcolati vengono applicati, come carichi accidentali, sulla testa dei pali. Inoltre, dal momento che la paratia è studiata mediante un modello di calcolo piano, le azioni sopra descritte devono essere divise per l'estensione del concio che sostiene lo sperone ($s = 2,25$ m).

- *Azioni dovute al sisma.* Sono state valutate con un approccio pseudostatico come descritto ai capitoli precedenti, in accordo alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- *Azioni dovute al peso proprio del solettone di valle.* Viene portato un conto il peso proprio del solettone di valle, secondo le sue dimensioni e peso per unità di volume.

Fase di calcolo	Taglio (kN)	Momento (kN.m)
Fase di calcolo n.9	527	790
Fase di calcolo n.10	729	1092
Fase di calcolo n.11	459	790

Tabella 4 – Valori caratteristici delle azioni per ogni sperone.

Le combinazioni di carico analizzate solo quelle richieste delle Norme Tecniche per le Costruzioni, ossia:

- Per la verifica della paratia nei confronti degli stati limite di tipo geotecnico e strutturale si utilizza l'Approccio 1 considerando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) e la Combinazione 2 (A2+M2+R1) di coefficienti, tenendo

conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5 e Tabella 6, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

- Per la verifica di stabilità globale della paratia si utilizza l'Approccio 1 considerando la Combinazione 2 (A2+M2+R2) di coefficienti, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5 e Tabella 6, con il coefficiente γ_R del gruppo R2 pari a 1.10.
- Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici devono essere eseguite come descritto nel par. 6.2.4.2 della Norma, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 7.
- Le verifiche nei confronti degli stati limite di tipo geotecnico e strutturale per i tiranti della paratia devono essere eseguite come descritto nel par. 6.6.2 della Norma, utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, con i coefficienti di correlazione e parziali riportati nella Tabella 8 (il calcolo viene eseguito con riferimento a procedure analitiche).

Le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite secondo quanto richiesto al par. 7.11.6.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 5 – Coefficienti parziali sulle azioni

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

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

Tabella 6 – Coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 7 – Coefficienti parziali per le verifiche nei confronti del sollevamento
Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione de

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tabella 8 – Coefficienti parziali e di correlazione per il dimensionamento dei tiranti

6.6 MODELLO DI CALCOLO

6.6.1 Analisi della paratia

Il modello di calcolo implementato mediante il programma di calcolo Paratie rispecchia pienamente la stratigrafia di progetto e la configurazione geometrica descritti in precedenza. Le seguenti figure mostrano la configurazione del modello nelle fasi principali del calcolo:

- Attivazione dei tiranti temporanei (Fase n.3, Figura 12);
- Raggiungimento della massima altezza di scavo (Fase n.4, Figura 13);
- Istante della piena in corrispondenza del quale vengono esercitate le massime azioni sulla paratia (Fase n.10, Figura 14);
- Sisma (Fase n.12, Figura 15).

Come anticipato, il solettone di valle viene rappresentato da un carico distribuito equivalente, pari a

$$q = (25-10) \text{ kN/m}^3 \cdot 2,50 \text{ m} = 37.50 \text{ kPa}$$

Il vincolo alla traslazione verticale offerto da quest'ultimo alla paratia viene modellato mediante un vincolo fisso posto alla quota di estradosso (135,50 m s.m.).

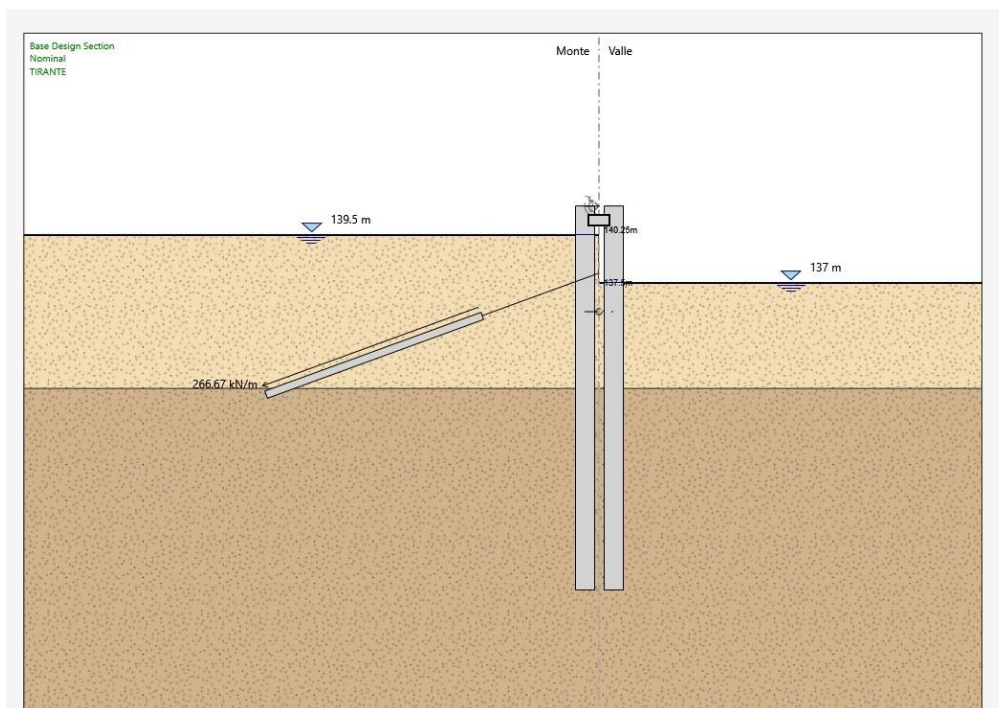


Figura 12 – Modello di calcolo della paratia nella Fase n.3

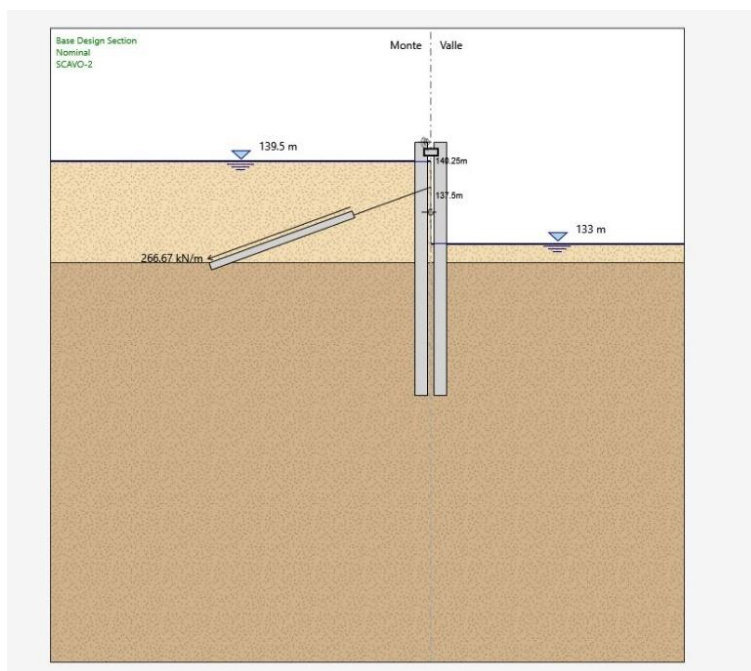


Figura 13 – Modello di calcolo della paratia nella Fase n.4

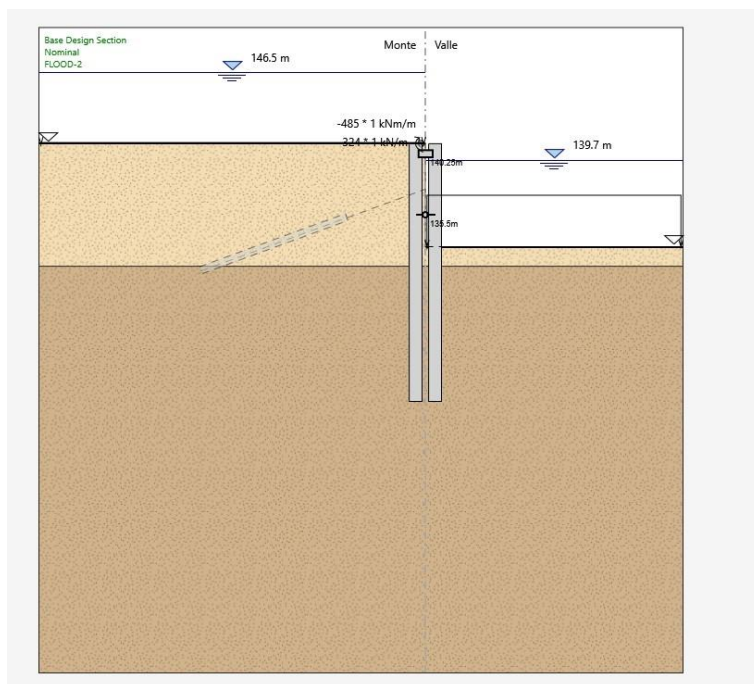


Figura 14 – Modello di calcolo della paratia nella Fase n.10

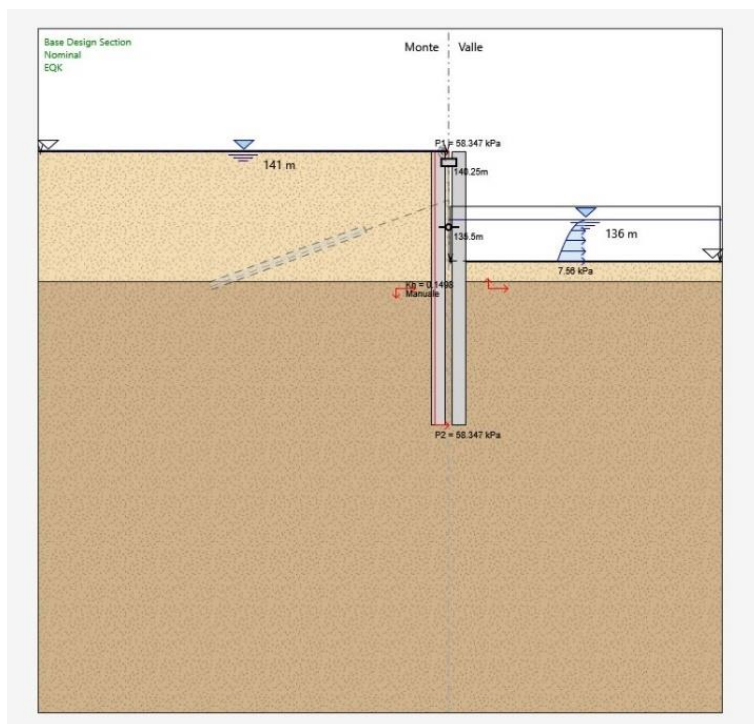


Figura 15 – Modello di calcolo della paratia nella Fase n.12

6.6.2 Analisi di stabilità globale e di filtrazione

Il modello di calcolo implementato mediante il programma di calcolo SLIDE rispecchia pienamente la stratigrafia di progetto e la configurazione geometrica descritti in precedenza (Figura 16). Oltre a quanto già dichiarato in Tabella 1 in merito ai parametri di resistenza e permeabilità dei terreni, nel modello sono rappresentati:

- I pali che costituiscono la paratia: questi offrono un contributo sia meccanico (analisi di stabilità globale) che impermeabilizzante (analisi di filtrazione). Per quanto riguarda il primo aspetto, vengono rappresentati come pali con spaziatura $s = 0,80$ m, caratterizzati da una massima resistenza a taglio pari a 1547.70 kN (si faccia riferimento alla Relazione di calcolo strutturale a questo proposito); per quanto riguarda il secondo aspetto, è modellata una zona di terreno a monte dei pali, con spessore equivalente a quello della paratia di pali secanti (1 m), caratterizzata da una permeabilità pari a 10^{-09} m/s e caratteristiche meccaniche equivalenti a quelle offerte dal terreno naturale.
- Il solettone di valle: dal momento che si tratta di una piastra interamente realizzata in calcestruzzo armato, viene modellata come una zona di terreno avente peso per unità di volume $\gamma = 25$ kN/m³, resistenza al taglio infinita e permeabilità pari a 10^{-09} m/s.
- I pali posti al di sotto del solettone di valle: rappresentati come pali con spaziatura $s = 1,50$ m, caratterizzati da una massima resistenza a taglio pari a 1547.70 kN (si faccia riferimento alla Relazione di calcolo strutturale a questo proposito).
- Il dreno di valle, realizzato mediante una massicciata in massi ciclopici: viene modellata come una zona di terreno avente le caratteristiche mostrate in Tabella 9.

Le condizioni idrauliche in regime stazionario e transitorio sono conformi a quanto discusso al § 4.

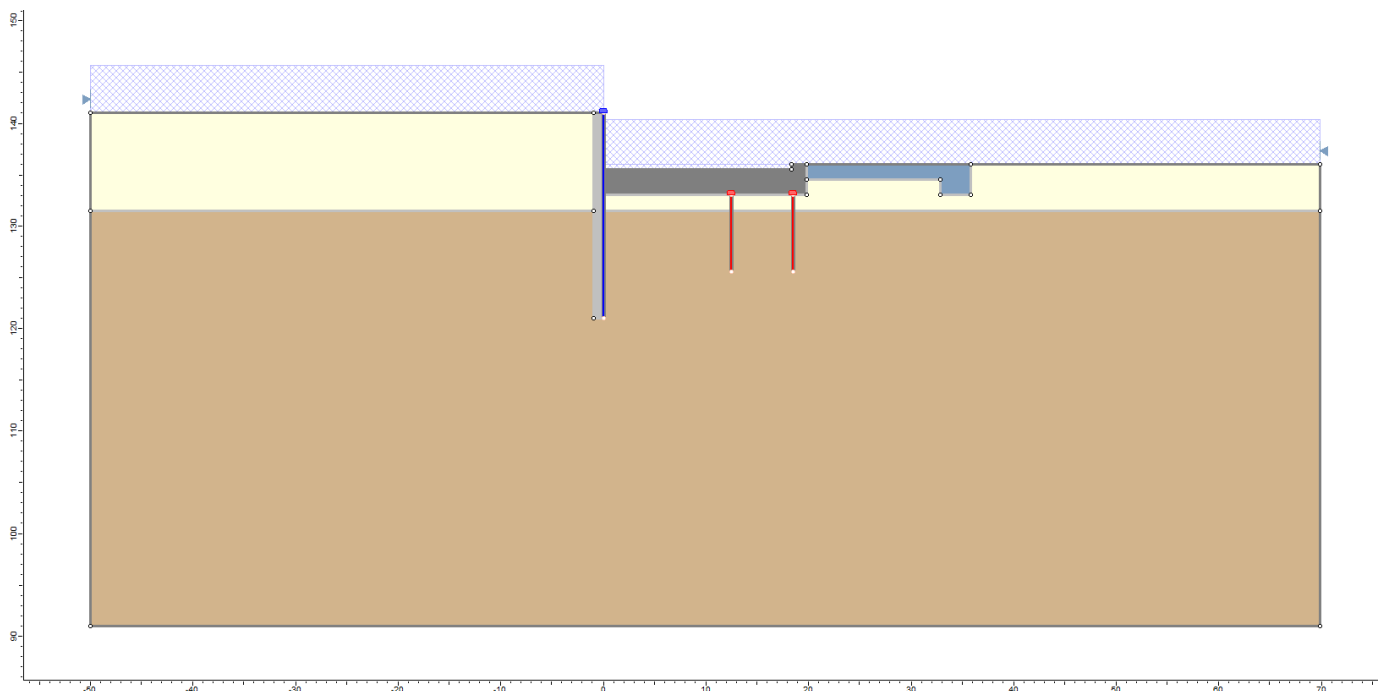


Figura 16 – Modello di calcolo della paratia utilizzato per l'analisi di stabilità globale e filtrazione

Materiale	Peso per unità di volume γ (kN/m ³)	Angolo di resistenza al taglio ϕ'_k (°)	Coesione c'_k (kPa)	Permeabilità (m/s)
Dreno	23,0	45,0	0,0	10^{-3}

Tabella 9 – Caratteristiche meccaniche strato drenante di valle (parametri caratteristici)

6.7 VERIFICHE DI STABILITÀ

6.7.1 Analisi della paratia

I principali risultati ottenuti mediante il modello di calcolo della paratia sono mostrati nelle seguenti figure, in termini di:

- Inviluppo del momento flettente lungo i pali (Figura 17). Dal momento che la paratia è costituita da due file di pali (pali secanti + pali affiancati) il grafico mostra il momento per singola gamba della paratia, che dovrà poi essere confrontato con la capacità strutturale della sezione (si rimanda alla Relazione di Calcolo Strutturale); l'inviluppo è pertanto relativo alle combinazioni di carico (A1+M1+R1) e sismica STR.
- Inviluppo del taglio lungo i pali (Figura 18). Dal momento che la paratia è costituita da due file di pali (pali secanti + pali affiancati) il grafico mostra il taglio per singola gamba della paratia, che dovrà poi essere confrontato con la capacità strutturale della sezione (si rimanda alla Relazione di Calcolo Strutturale); l'inviluppo è pertanto relativo alle combinazioni di carico (A1+M1+R1) e sismica STR.
- Spostamenti della paratia (Figura 19), relativo alla combinazione SLE nella fase di calcolo in cui questi sono massimi (Fase n.10)

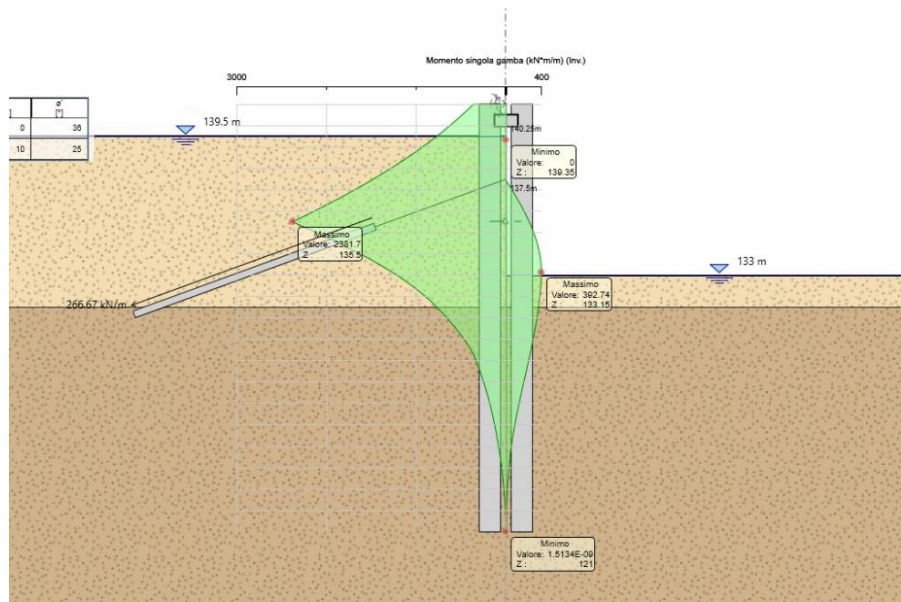


Figura 17 – Inviluppo momento flettente lungo il palo

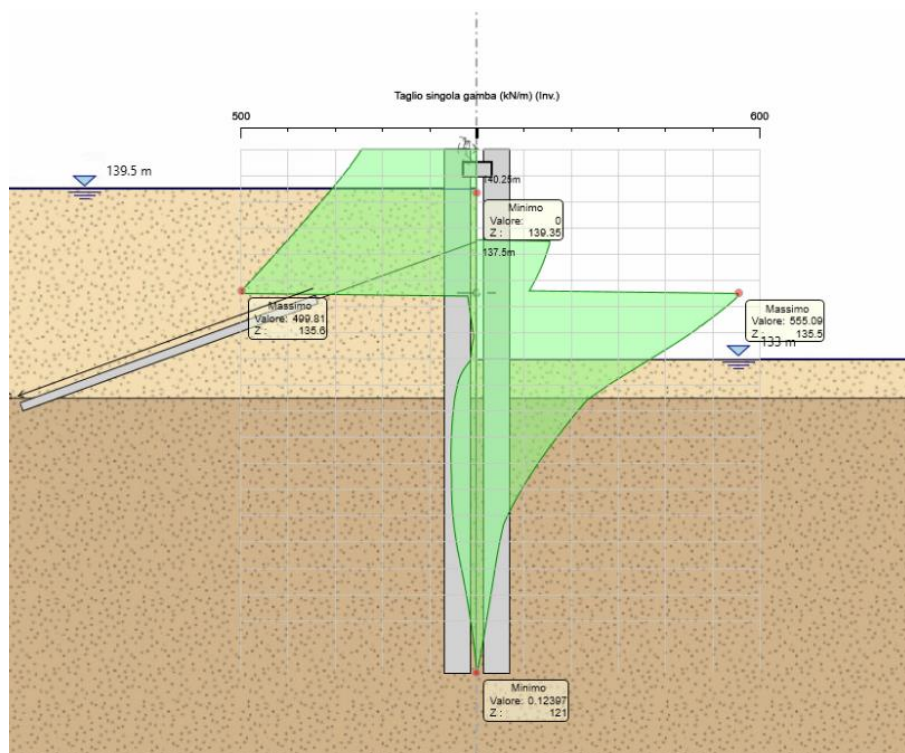


Figura 18 – Involuppo taglio lungo il palo

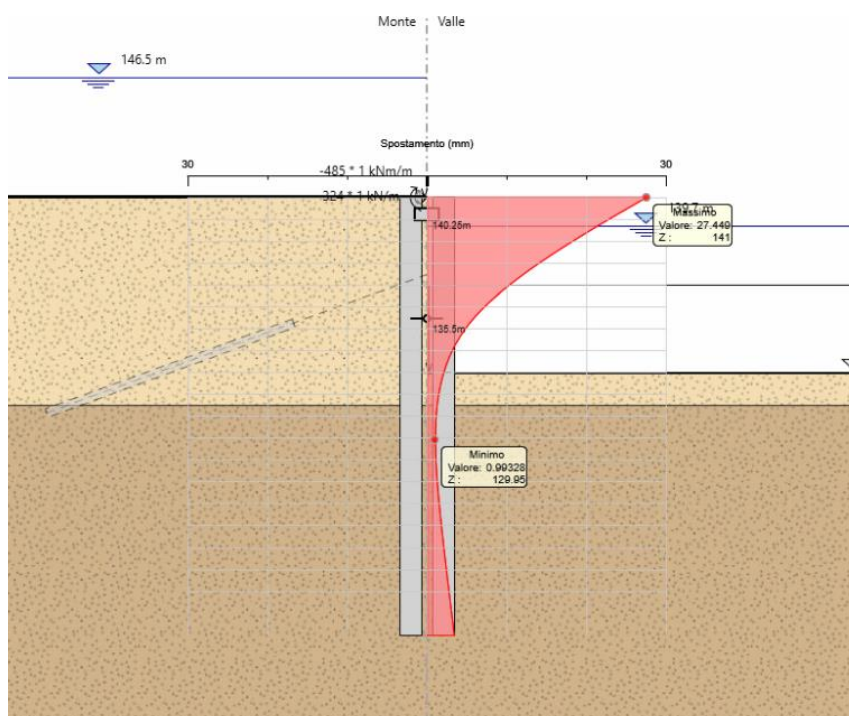


Figura 19 – Massimo spostamento paratia

Al fine di eseguire la verifica della stabilità del piede della paratia (stato limite di tipo geotecnico), la Figura 20 mostra il riepilogo delle spinte nell'istante in cui viene raggiunta la massima altezza di scavo, calcolate nella combinazione

(A2+M2+R1). La risultante delle spinte calcolata a valle, pari a 971,37 kN/m, deve essere confrontata con la resistenza passiva di progetto pari a circa 1605,80 kN/m. Dal momento che i coefficienti di sicurezza sono incorporati nei coefficienti parziali γ_M e γ_R , la verifica risulta soddisfatta in quanto la spinta (azione di progetto) è inferiore alla resistenza di progetto.

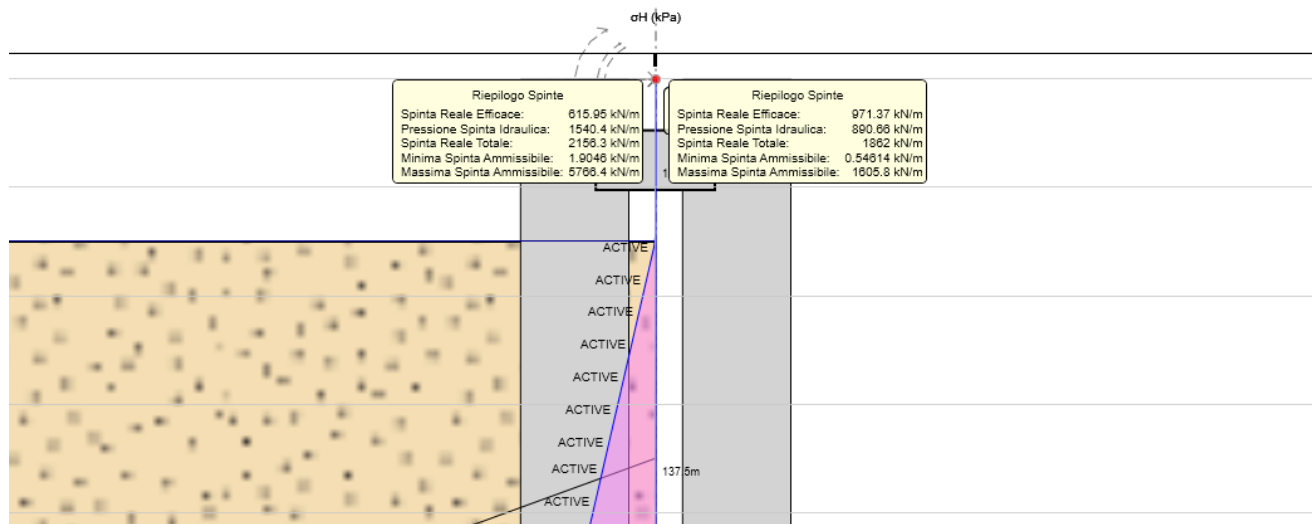


Figura 20 – Riepilogo delle spinte

Le verifiche di resistenza a flessione e taglio dei pali all'SLU, con il calcolo dei valori resistenti di progetto del momento flettente e del taglio, sono riportati al § 5.2 della Relazione di Calcolo Strutturale; allo stesso modo, per le verifiche di fessurazione (SLE) si rimanda al § 5.3 della Relazione di Calcolo Strutturale. Si riportano di seguito i valori dei momenti e dei tagli resistenti:

- momento resistente:

per i pali secanti (valori del momento resistente della sezione composta da n. 2 pali secanti):

$M_{Rd} = 2.766$ kNm con armatura principale;

$M_{Rd} = 3.867$ kNm con armatura aggiuntiva;

per i pali accostati (valori del momento resistente della sezione di ciascun palo):

$M_{Rd} = 1.521$ kNm con armatura principale;

$M_{Rd} = 2.655$ kNm con armatura aggiuntiva;

- taglio resistente (sezione di un singolo palo con armatura aggiuntiva, con riferimento ai pali accostati):

$V_{Rd} = 1.547,70$ kN.

Viene eseguita la verifica dei tiranti, nei confronti degli stati limite di sfilamento e di rottura nei confronti delle azioni di trazione.

Le massime trazioni calcolate nei tiranti sono:

- in esercizio: 282 kN al metro di paratia, quindi 635 kN per ciascun tirante
- allo SLU (combinazione A1+R1): 369 kN al metro di paratia, quindi 831 kN per ciascun tirante

Il calcolo della resistenza a sfilamento del tirante viene eseguito con riferimento alla lunghezza del bulbo, facendo riferimento alla combinazione A1+M1+R3 come richiesto dalle NTC, e tenendo conto dei coefficienti parziali indicati al §.6.5.

Il valore di calcolo della resistenza R_c viene determinato moltiplicando il valore della superficie laterale del bulbo di ancoraggio (diametro $D = 0,15$ m, lunghezza $L = 16$ m) per tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno, ipotizzata pari a 250 kPa (Raccomandazioni AGI- AICAP sugli ancoraggi, 2012):

$$R_c = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{\max}$$

Il valore della resistenza caratteristica R_k viene determinato riducendo il valore della resistenza di calcolo R_c attraverso il fattore di correlazione ξ che tiene conto del numero di verticali di indagine (cautelativamente assunto pari a 1,80). Infine il valore della resistenza di progetto R_d viene ottenuto applicando alla resistenza caratteristica R_k il coefficiente sulle resistenze per ancoraggi temporanei. In dettaglio:

$$R_c = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{\max} = 3,14 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} \cdot 250 \text{ kPa} = 1884 \text{ kN}$$

$$R_k = R_c / 1,80 = 1046.67 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k / 1,10 = 952 \text{ kN}$$

Il calcolo della resistenza a rottura del tirante viene eseguito confrontando la trazione di progetto con la massima resistenza strutturale del tirante stesso.

I risultati delle verifiche sono riassunti in Tabella 10.

I tiranti dovranno essere verificati in ogni caso sulla base dei risultati di prove preliminari da eseguire in sito (secondo quanto previsto dalle Raccomandazioni AICAP sui tiranti di ancoraggio 2012 e dalla UNI 1537), inoltre, tutti i tiranti dovranno essere collaudati sino ad un carico pari a 1,2 volte il carico di esercizio.

Fase di calcolo	Trazione di progetto (kN)	Resistenza a sfilamento (kN)	Resistenza a trazione (kN)	Verifica GEO	Verifica STR
Fase n.5	831	952	1211	OK	OK

Tabella 10 – Verifiche sui tiranti

Viene infine eseguita la verifica della trave di ripartizione dei tiranti, costituita da n. 2 HE180M correnti. Ai fini della verifica si considera lo schema statico cautelativo di una trave su due appoggi (nella realtà la trave è continua), soggetta al carico uniformemente distribuito di:

$$q = 831 \text{ kN} / 2,40 \text{ m} = 346,3 \text{ kN/m}$$

essendo 2,40 m l'interasse massimo tra due tiranti, come da tavole esecutive. Il momento flettente agente di progetto è quindi:

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot 346,3 \text{ kN/m} \cdot (2,40 \text{ m})^2 = 249,3 \text{ kNm}$$

Il momento resistente di progetto delle due HE180M (sezione di Classe 1 a flessione, acciaio S355) è:

$$M_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} \cdot W_{pl} / \gamma_{M0} = 2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 883,4 \text{ cm}^3 / 1,05 = 597,3 \text{ kNm}$$

Pertanto, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica è soddisfatta.

6.7.2 Analisi di filtrazione e di stabilità globale

Sono mostrati nelle seguenti immagini i principali risultati dell'analisi di filtrazione:

- Distribuzione del carico totale nelle condizioni iniziali stazionarie, all'istante della massima altezza di piena e dopo 32 h dall'inizio della piena (Figura 21, Figura 22 e Figura 23);
- Distribuzione della pressione dell'acqua nelle condizioni iniziali stazionarie, all'istante della massima altezza di piena e dopo 32 h dall'inizio della piena (Figura 24, Figura 25 e Figura 26);
- Distribuzione della velocità di filtrazione nelle condizioni iniziali stazionarie, all'istante della massima altezza di piena e dopo 32 h dall'inizio della piena (Figura 27, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e Figura 29);

La massima velocità di filtrazione all'interno dello strato di terreno immediatamente a valle della scogliera (unità UG2A) è contenuto e pari a circa 0,004 m/h (v. Figura 28, subito a destra della scogliera) valore che può essere ritenuto accettabile.

Il valore massimo del gradiente calcolato nel medesimo strato è pari a circa 0,1 (Figura 30, 32 h dall'inizio della piena), pertanto la verifica a sifonamento risulta soddisfatta (il gradiente critico, calcolato con i parametri di U.G. 2A della Tabella 1, è pari a $i_{cr} = \gamma' / \gamma_w = (20-9,81) / 9,81 = 1,04$).

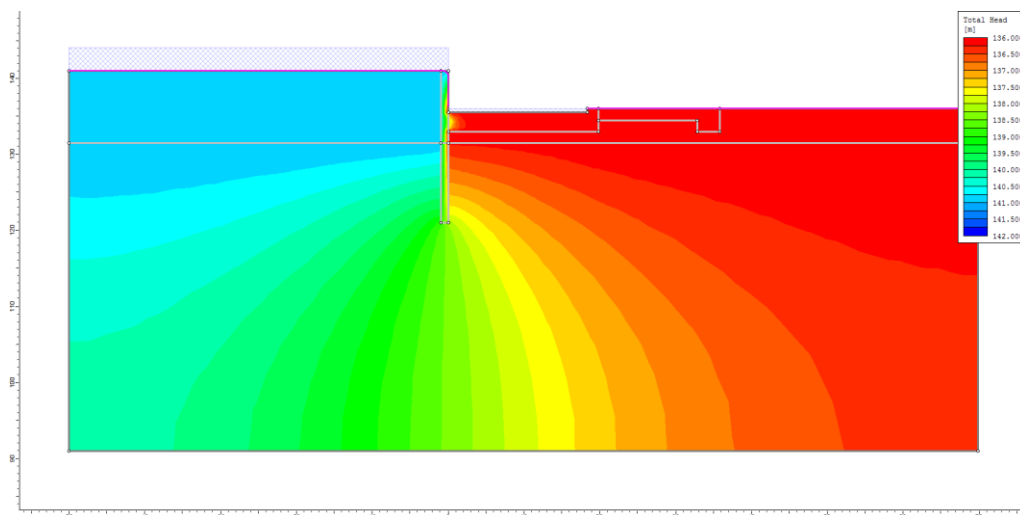


Figura 21 – Carico totale in condizioni iniziali

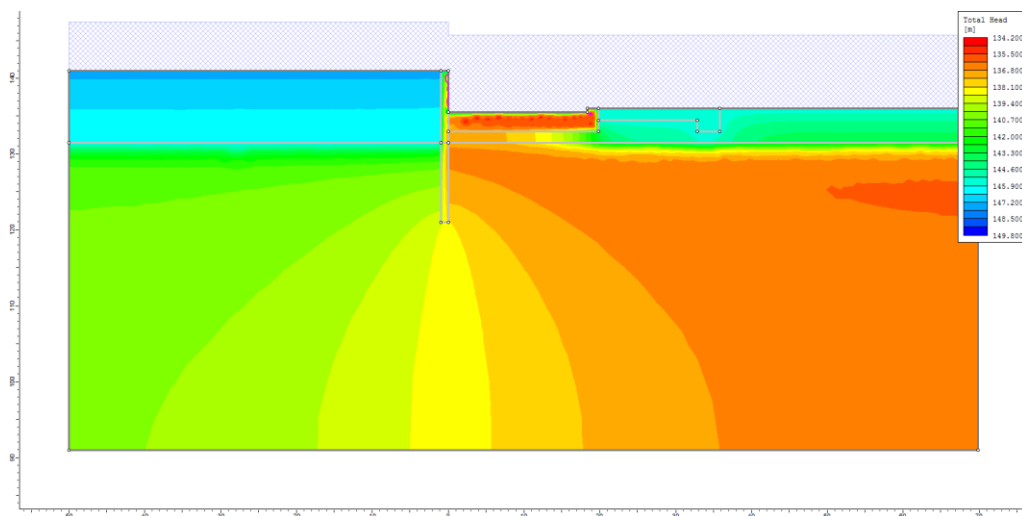


Figura 22 – Carico totale all'istante della massima altezza di piena

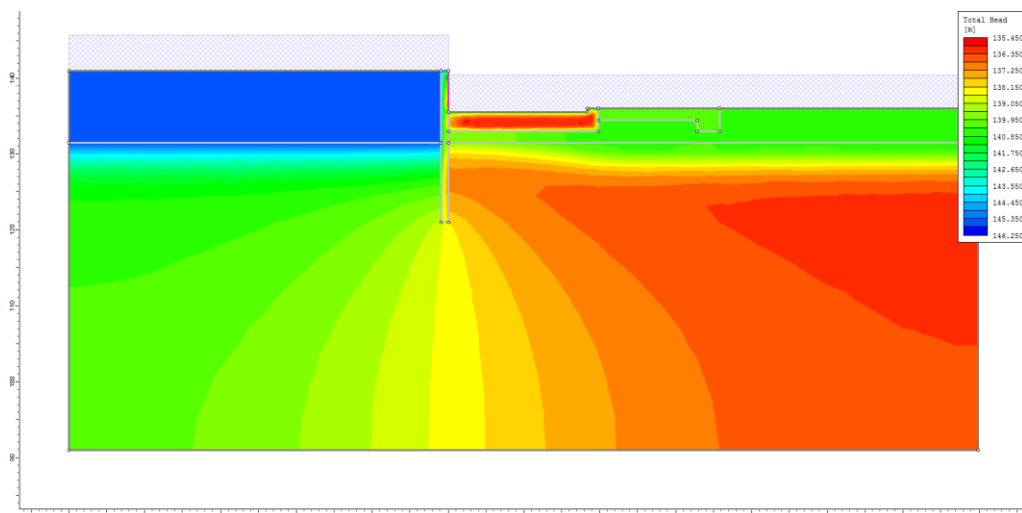


Figura 23 – Carico totale dopo 32h dall'inizio della piena

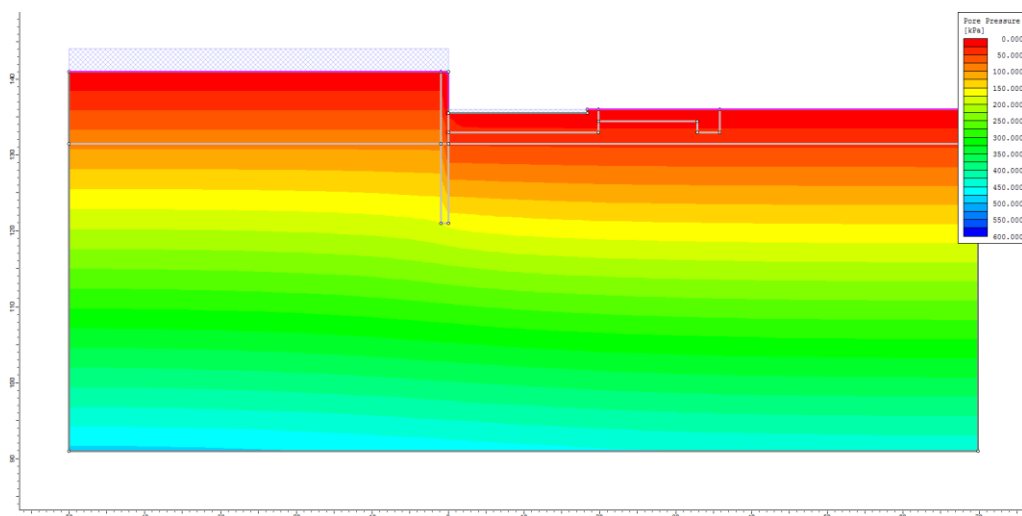


Figura 24 – Pressione dell'acqua in condizioni iniziali

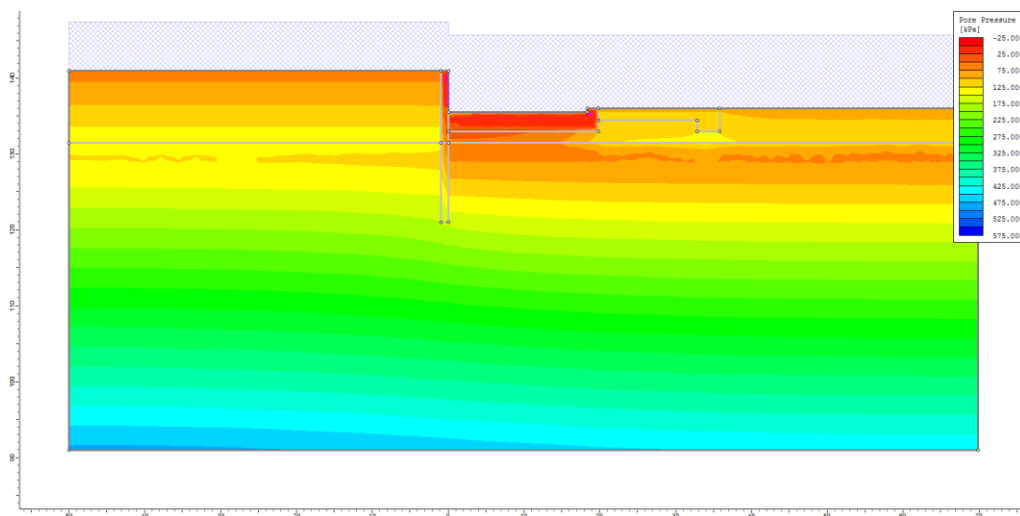


Figura 25 – Pressione dell'acqua all'istante della massima altezza di piena

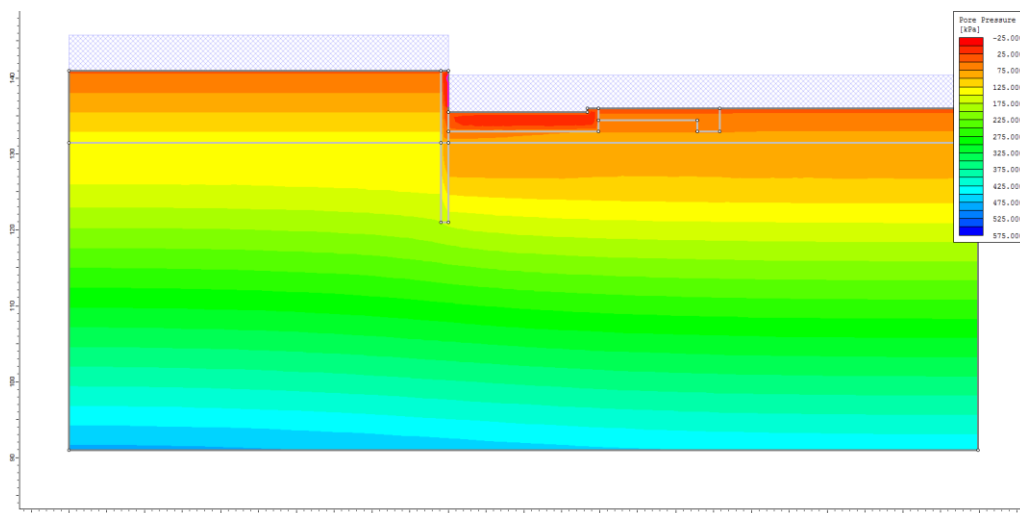


Figura 26 – Pressione dell'acqua dopo 32h dall'inizio della piena

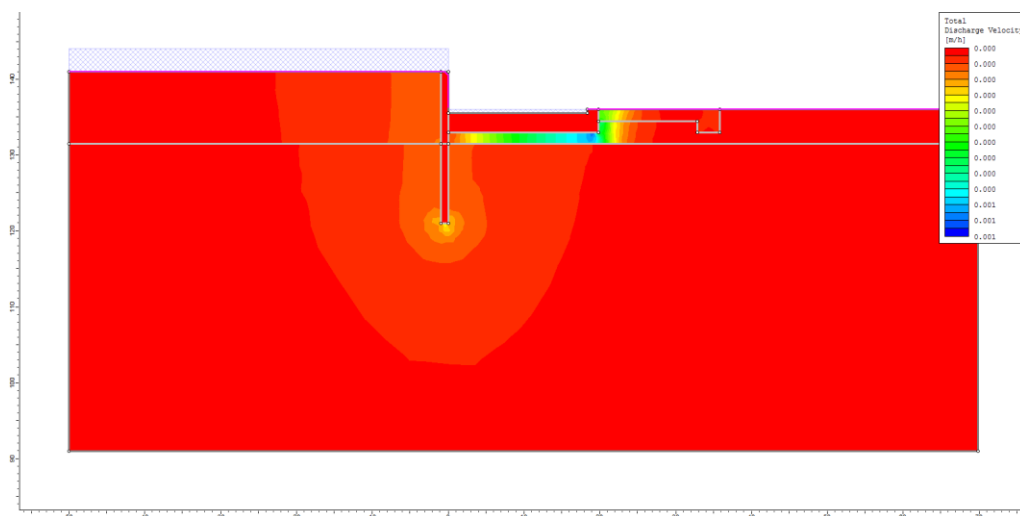


Figura 27 – Velocità di filtrazione in condizioni iniziali

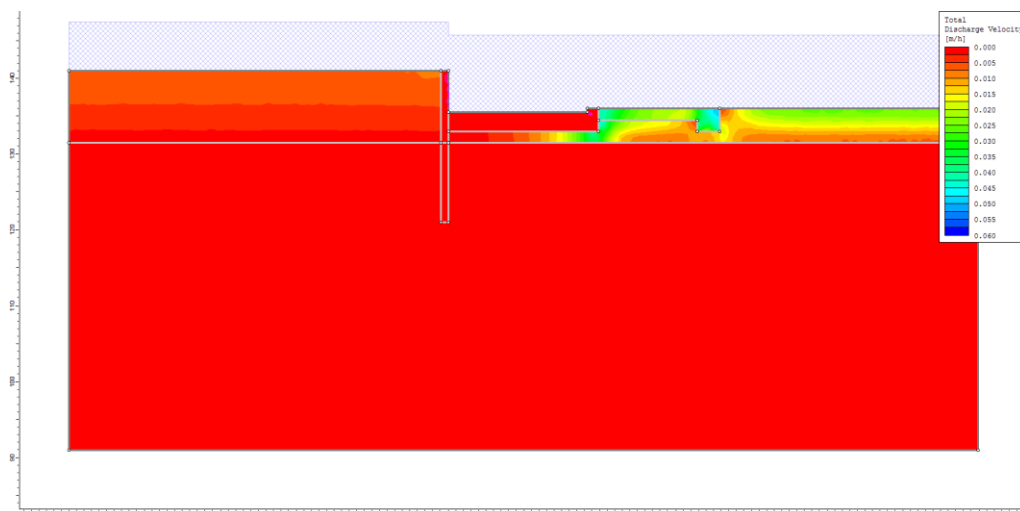


Figura 28 – Velocità di filtrazione all'istante della massima altezza di piena

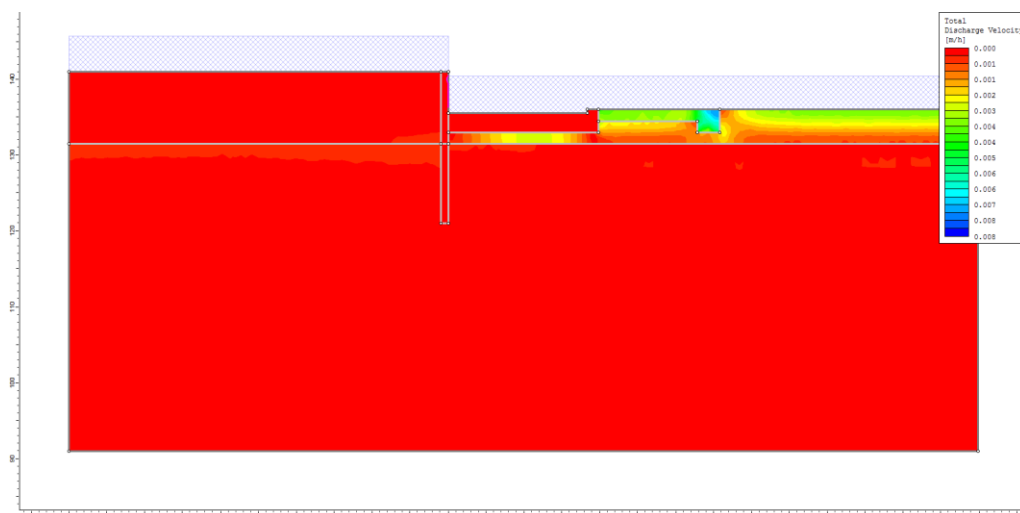


Figura 29 – Velocità di filtrazione dopo 32h dall'inizio della piena

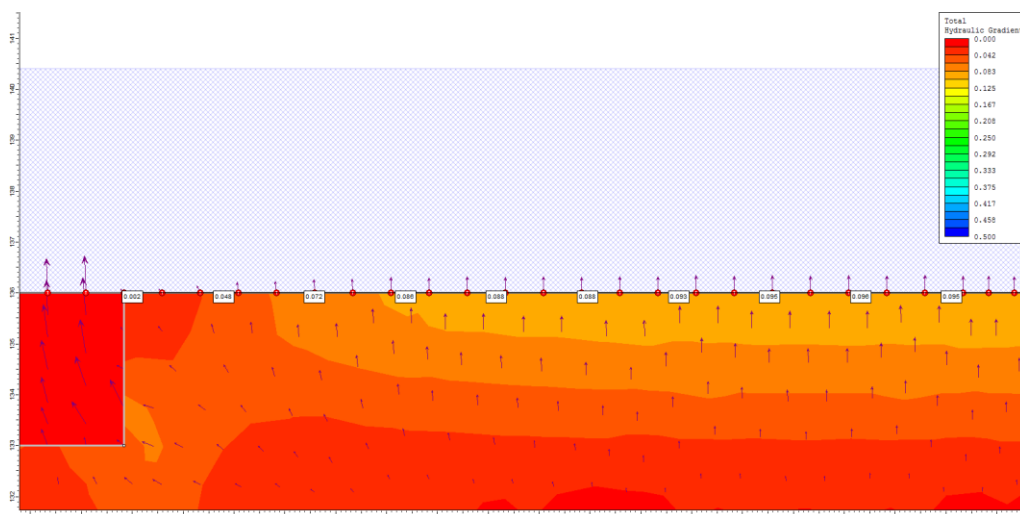


Figura 30 – Distribuzione del gradiente dopo 32h dall'inizio della piena.

I fattori di sicurezza calcolati mediante l'analisi di stabilità globale sono riportati in Tabella 11. Essi sono tutti abbondantemente superiori al valore minimo richiesto ($FS_{min}=1,10$ in condizioni statiche; $FS_{min}=1,20$ in condizioni sismiche, ottenuto utilizzando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici e $\beta=0,38$ come da prescrizioni § 7.11.4 delle NTC), pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta. In Figura 31, Figura 32, Figura 33 e Figura 34 sono mostrati i cerchi più significativi determinati rispettivamente nelle condizioni iniziali stazionarie, all'istante della massima altezza di piena, dopo 32 h dall'inizio della piena e in condizioni sismiche (facendo riferimento, per brevità, al solo metodo di Bishop).

Condizione	Bishop	Janbu corretto	Morgenstern & Price
Iniziali stazionario	2.62	2.53	2.63
Massima altezza di piena	6.47	6.05	6.47
32h dopo inizio piena	3.44	3.21	3.44
Sisma (comp. verticale verso il basso)	1.94	1.87	1.95
Sisma (comp. verticale verso l'alto)	1.68	1.62	1.69

Tabella 11 – Risultati analisi stabilità globale

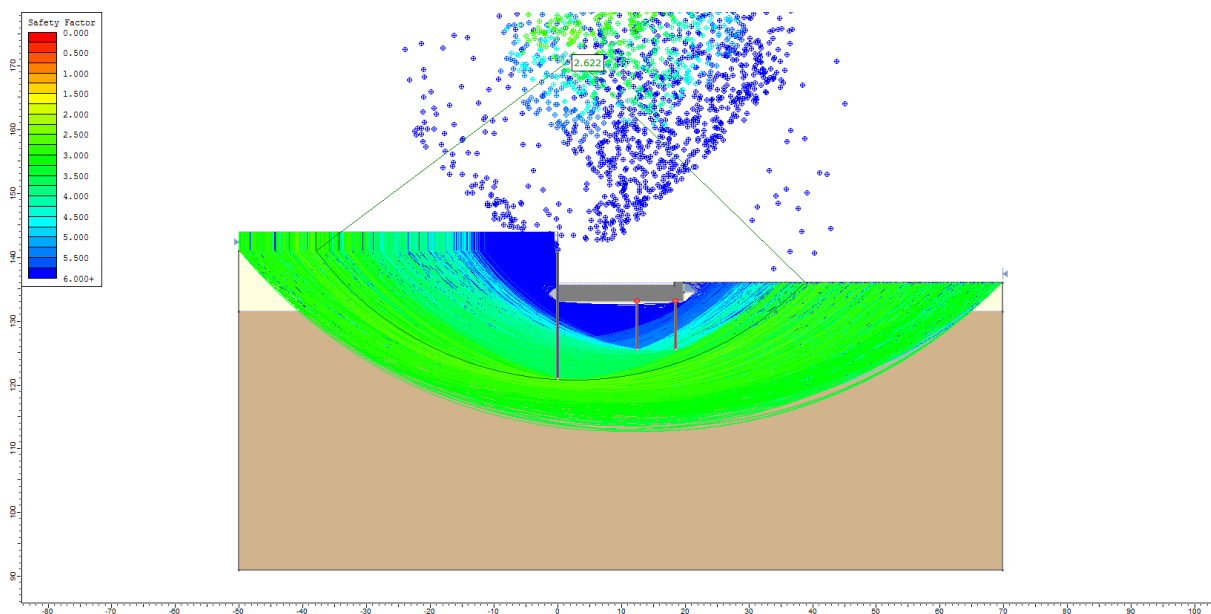


Figura 31 – Analisi di stabilità globale in condizioni iniziali (metodo di Bishop)

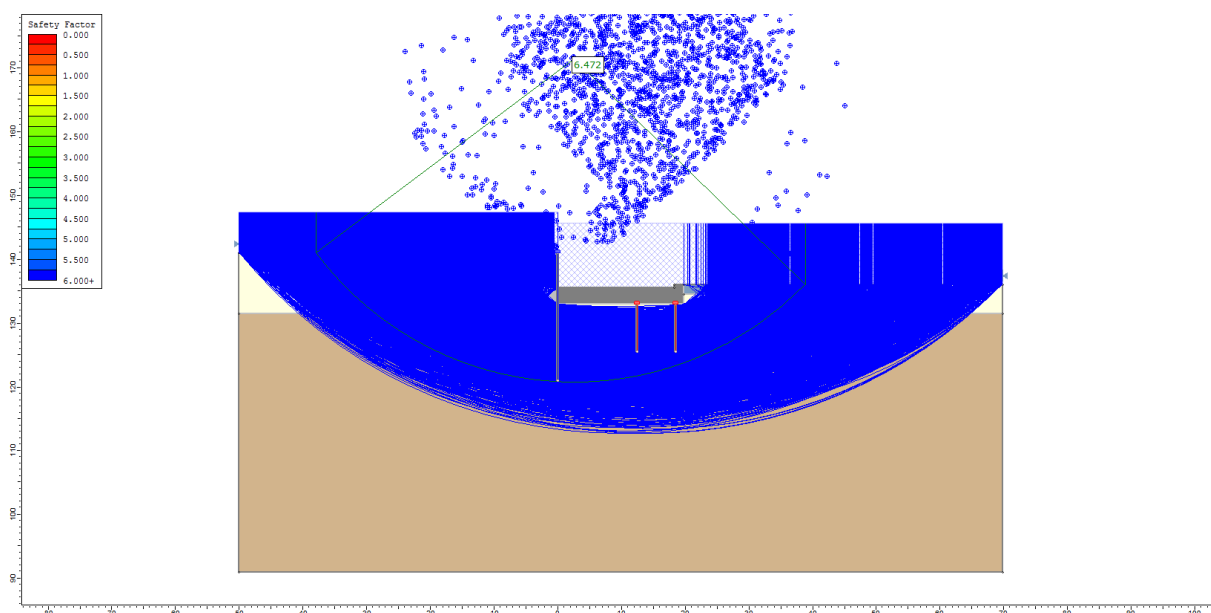


Figura 32 – Analisi di stabilità globale all'istante della massima altezza di piena (metodo di Bishop)

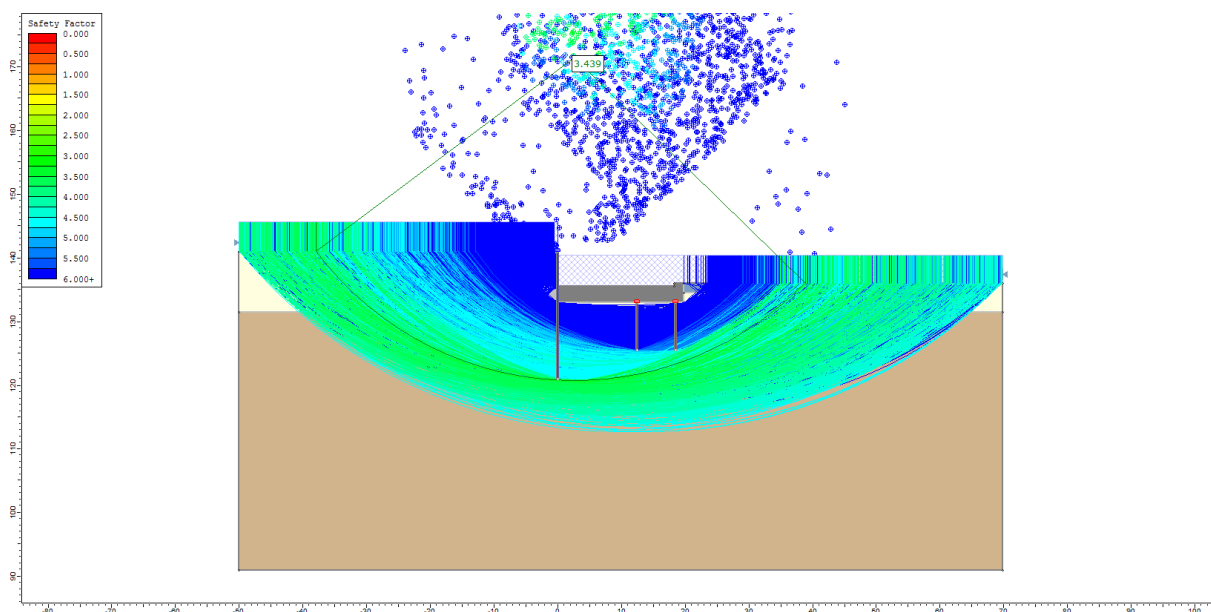


Figura 33 – Analisi di stabilità globale dopo 32h dall'inizio della piena (metodo di Bishop)

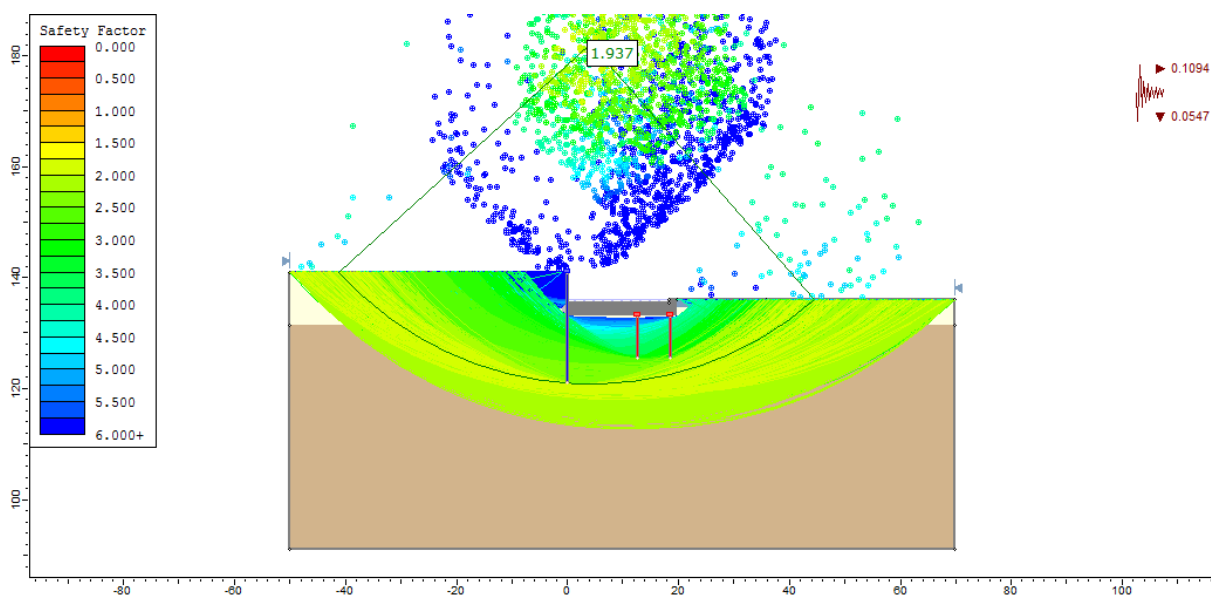


Figura 34 – Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche (metodo di Bishop, sisma verso il basso)

7. SOLETTONE DI VALLE

7.1 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le verifiche nei confronti degli stati limite di tipo geotecnico per il solettone di valle sono eseguite come segue:

- Le azioni in direzione verticale, derivanti essenzialmente dal peso proprio del manufatto e dell'acqua soprastante vengono contrastate dal solettone stesso, che agisce come una fondazione nastriforme, trascurando a favore di sicurezza la presenza dei pali di valle.
- Viene inoltre eseguita la verifica nei confronti del galleggiamento, sulla base delle pressioni dell'acqua calcolate al §.6.7.2, ancora una volta trascurando a favore di sicurezza la presenza dei pali.
- Le azioni in direzione trasversale, derivanti dalla paratia, vengono contrastate dai pali di valle. Vengono inoltre portate in conto la resistenza passiva offerta dal dreno di valle (nella misura del 50% come da indicazioni contenute nelle NTC) e la spinta dell'acqua agente sul lato di valle della soletta. E' invece trascurato, a favore di sicurezza, l'attrito scambiato tra la soletta ed il terreno lungo il piano di fondazione.

La capacità portante verticale della fondazione rappresentata dal solettone viene calcolata secondo le indicazioni contenute nell'Appendice D dell'Eurocodice 7 – Parte 1.

La resistenza caratteristica (R_k) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

statica (condizioni drenate) $R_k = q_{LIM} = 1/2 B' \gamma^* N_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma + q' N_q s_q b_q d_q i_q g_q + c' N_c s_c b_c d_c i_c g_c$;

statica / sisma (condizioni non drenate) $R_k = q_{LIM} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c b_c d_c i_c + q$;

nelle quali:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella Tabella 12.

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 35.

N_γ :	<i>fattori capacità portante</i>		$2(N_q+1) \tan \phi'$	
N_q :			$\tan^2(45+\phi'/2)e^{\pi \tan \phi'}$	
N_c :			$(N_q-1) \cotg \phi'$	
S_γ	<i>fattori di forma:</i>	Dir. B:	$1 - 0.4(B'/L')$	
		Dir. L:	$1 - 0.4(B'/L')$	
S_q		Dir. B:	$1 + (B'/L')(\tan \phi')$	
		Dir. L:	$1 + (B'/L')(\tan \phi')$	
S_c		Dir. B:	$1 + (B'/L')*(N_q/N_c)$	
		Dir. L:	$1 + (B'/L')*(N_q/N_c)$	
b_γ	<i>inclinazione piano posa</i>	Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
b_q		Dir. B:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
		Dir. L:	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	
b_c		Dir. B/L:	$b_q - [(1-b_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
d_γ	<i>affondamento</i>	Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
d_q		Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
d_q		Dir. B:	1.0	
		Dir. L:	1.0	
d_c		Dir. B/L:	1.0	
i_γ	<i>inclinazione del carico</i>	Dir. B:	$[1-(q_H/q_v+c \cotg \phi')]^{m+1}$	$m_B=(2+B'/L')/(1+B'/L')$
		Dir. L:	$[1-(q_H/q_v+c \cotg \phi')]^{m+1}$	$m_L=(2+L'/B')/(1+L'/B')$
i_q		Dir. B:	$[1-(q_H/q_v+c \cotg \phi')]^m$	$m_B=(2+B'/L')/(1+B'/L')$
		Dir. L:	$[1-(q_H/q_v+c \cotg \phi')]^m$	$m_L=(2+L'/B')/(1+L'/B')$
i_c		Dir. B/L:	$i_q - [(1-i_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
g_γ	<i>inclinazione piano campagna</i>	Dir. B:	$g_q/\cos \beta$	
		Dir. L:	$g_q/\cos \beta$	
g_q		Dir. B:	$(1 - \tan \beta)^2 \cos \beta$	
		Dir. L:	$(1 - \tan \beta)^2$	
g_c		Dir. B/L:	$g_q - [(1-g_q) / (N_c \tan(\phi'))]$	
z_γ	<i>effetti inerziali</i>	Dir. B:	$(1-K_h/\tan f')^{0.35}$	
	(Paolucci & Pecker, 1997)	Dir. L:	$(1-K_h/\tan f')^{0.35}$	
z_q		Dir. B:	$(1-K_h/\tan f')^{0.35}$	
		Dir. L:	$(1-K_h/\tan f')^{0.35}$	
z_c			$1-0.32 K_h$	

Tabella 12 – Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nella formula di Brinch-Hansen

La verifica della fondazione nei confronti del galleggiamento viene eseguita secondo quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, ossia confrontando il valore di progetto delle azioni instabilizzanti (ossia le risultante delle pressioni idrauliche al di sotto della fondazione) con la somma del valore di progetto delle azioni stabilizzanti e delle resistenze.

Al fine di valutare la capacità portante trasversale dei pali, si farà riferimento alla teoria di Broms (1965), facendo riferimento a pali corti in terreni di tipo coesivo (dal momento che i pali sono quasi interamente immersi nell'unità UG2B) utilizzando l'abaco mostrato in Figura 36 (AGI, 1987). Le teste dei pali sono sempre incastrate all'interno della fondazione, pertanto la curva di riferimento è quella per rotazione in testa impedita.

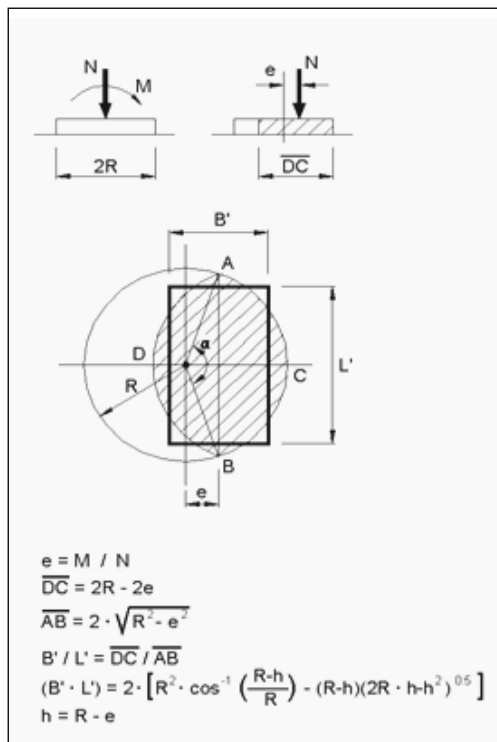


Figura 35 – Fondazione equivalente

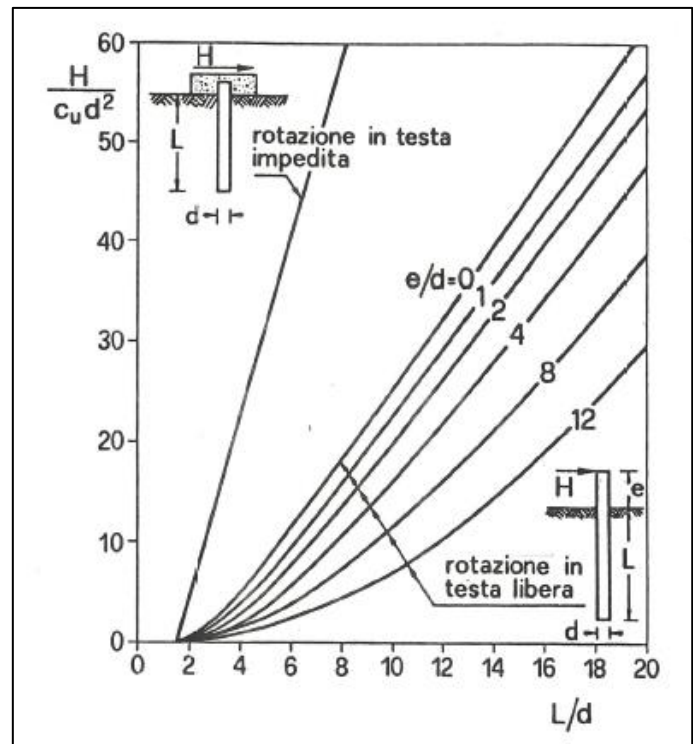


Figura 36 - Teoria di Broms (1965): pali corti immersi in terreni coesivi

L'utilizzo della formulazione per pali corti è possibile in quanto il rapporto tra la lunghezza del palo ($L = 8$ m) ed il fattore di rigidezza $R = (E_p \cdot J_p / k \cdot D)^{1/4}$ è prossimo a 2 (USACE, 1991), dove E_p , J_p e D sono rispettivamente il modulo elastico, il momento di inerzia ed il diametro del palo, mentre k è il modulo di reazione del terreno che per il caso in esame può essere calcolato secondo le indicazioni di Tomlinson M.J. (1994). *Pile design and construction practice*. E & FN SPON, per cui si ha:

$$K = K_1 / B \cdot 0,305 = 27000 / 1 \cdot 0,305 = 8235 \text{ kN/m}^3$$

dove K_1 è il modulo di piastra (in tabella 6.2, Tomlinson consiglia 15-30 MN/m³ per $C_u=50-100$ kPa; si è quindi assunto 27000 kN/m³).

Tale ipotesi è confermata anche dalla deformata dei pali soggetti alle azioni trasversali, che sarà mostrata nei seguenti paragrafi.

Tutto quanto descritto finora è stato implementato mediante fogli di calcolo Excel.

Infine, l'analisi del comportamento dei pali di fondazione soggetti a carichi trasversali è stata eseguita mediante il software RSPILE (Rocscience, Inc). Il programma di calcolo è in grado di eseguire l'analisi di pali caricati in direzione assiale e trasversale, tenendo conto dell'eventuale presenza di una fondazione di collegamento tra i pali in gruppo.

Al fine di analizzare correttamente una fondazione su pali interagenti con terreno o roccia soggetta a carichi trasversali, è necessario applicare una relazione non lineare che fornisca il valore della resistenza del suolo in funzione della deformata del palo.

Il parametro principale da portare in conto per quanto riguarda il terreno di fondazione è il modulo di reazione. Questo viene definito come il rapporto tra la resistenza dal terreno in un punto lungo il palo ed il valore dello spostamento orizzontale del palo stesso in quel punto. RSPile valuta il modulo di reazione (E_{py}) usando la secante della curva p-y.

Le curve p-y sono calcolate a profondità specifiche, assumendo così che il modulo di reazione del suolo è funzione tanto della deformata del palo (y) quanto della profondità al di sotto della superficie del terreno (z).

7.2 CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni che sollecitano il sistema composto dal solettone e dai pali sono quelle descritte di seguito:

- *Azioni dovute al passaggio dell'idrogramma di piena.* Queste consistono nel peso proprio dell'acqua al di sopra della soletta e dalla risultante delle pressioni al di sotto del piano di fondazione.
- *Azioni dovute al sisma.* Queste consistono nell'inerzia della soletta in caso di sisma.
- *Azioni dovute al peso proprio del solettone di valle.* Viene portato in conto il peso proprio del solettone di valle, secondo le sue dimensioni e peso per unità di volume.

Le combinazioni di carico analizzate solo quelle richieste delle NTC, ossia:

- Le verifiche di capacità portante della soletta devono essere eseguite come descritto nel § 6.4.2 della Norma, utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, con i coefficienti parziali riportati in Tabella 5, Tabella 6 e Tabella 13;
- Le verifiche nei confronti del galleggiamento devono essere svolte come descritto nel par. 6.2.4.2 della Norma, con i coefficienti parziali riportati in Tabella 7.
- Le verifiche nei confronti degli stati limite di tipo geotecnico e strutturale per i pali di fondazione devono essere eseguite come descritto nel par. 6.4.3 della Norma, utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, con i coefficienti di correlazione e parziali riportati nella Tabella 14 (il calcolo viene eseguito con riferimento a procedure analitiche).

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli st

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 13 – Coefficienti parziali per la verifica di fondazioni superficiali
Tab. 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzi

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico vertic

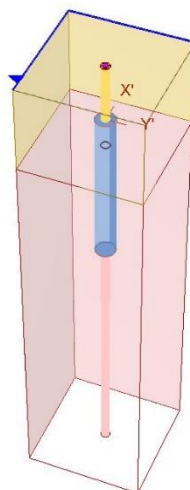
Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tabella 14 – Coefficienti parziali e di correlazione per il dimensionamento dei pali di fondazione
(per i pali soggetti a carichi trasversali: $\gamma_T = 1.30$)**

7.3 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo implementato mediante il programma di calcolo RSPILE rispecchia pienamente la stratigrafia di progetto e la configurazione geometrica descritti in precedenza (Figura 37).


Figura 37: Modello di calcolo per l'analisi dei pali caricati trasversalmente.

Per la porzione di palo immersa nello strato più superficiale, si è fatto riferimento alle curve p-y proposte da Reese et al. (1974) per materiali granulari in condizioni asciutte o sature. Secondo questa teoria, la curva p-y assume l'andamento mostrato in Figura 38. La variabile k_{py} viene utilizzata per definire la pendenza del ramo iniziale della curva; la resistenza del terreno p_k e l'inflessione del palo y_k sono calcolate a partire dai valori di p_m , p_u , y_m ed y_u secondo le equazioni mostrate di seguito; p_u e p_m sono calcolati utilizzando il più piccolo tra i valori di p_s ottenuti, moltiplicato per i coefficienti A e B mostrati in Figura 38.

$$\alpha = \frac{\varphi}{2}, \beta = 45 + \frac{\varphi}{2}, K_0 = 0.4, K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$p_s = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right]$$

$$p_s = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \varphi \tan^4 \beta$$

$$p_u = \overline{A_s} p_s, p_m = B_s p_s$$

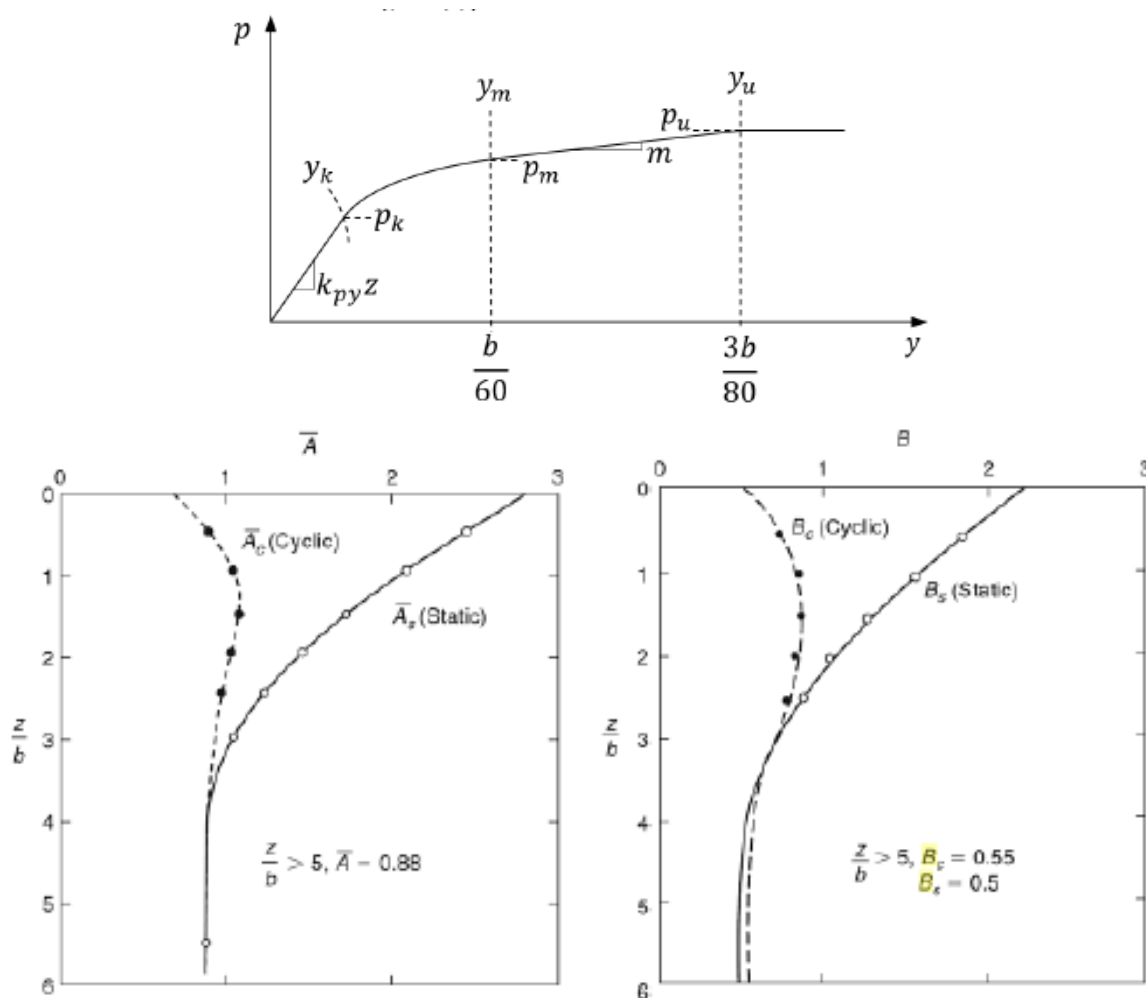


Figura 38: Curve p-y secondo la teoria di Reese et al. (1974)

Per la porzione di palo immersa nello strato a matrice coesiva, si è fatto riferimento alle curve p-y proposte da Matlock (1970) per materiali coesivi in presenza di acqua. Secondo questa teoria, la curva p-y assume l'andamento mostrato in Figura 39, ed è basata sul valore del peso per unità di volume del terreno e della sua coesione non drenata c_u . E' inoltre necessario scegliere il valore del parametro ε_{50} , ossia il livello di deformazione corrispondente alla metà dello sforzo principale massimo (valori rappresentativi per questo parametro sono: $\varepsilon_{50}=0,020$ per $c_u < 48$ kPa; $\varepsilon_{50}=0,01$ per $48 < c_u < 96$ kPa; $\varepsilon_{50}=0,005$ per $96 < c_u < 192$ kPa).

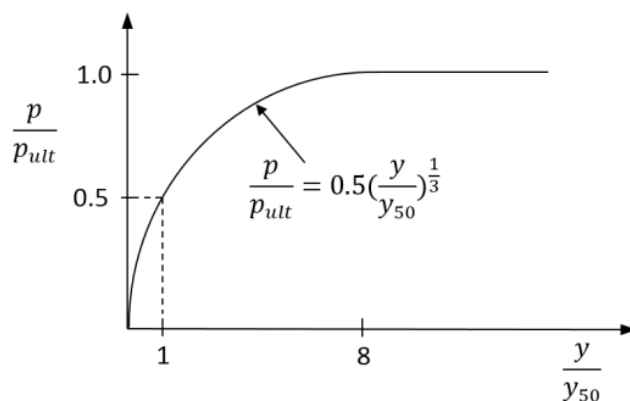


Figura 39: Curve p-y secondo la teoria di Matlock (1970)

I valori dei parametri per le equazioni utilizzate sono riportati in Tabella 15.

Strato	Modello
UG2A	p-y curve for sand above/below water (Reese et al 1974) Parametri: Angolo res. taglio 36°; Kpy dry = 16300 kPa (submerged) – 24400 kPa (dry)
UG2B	p-y curve for soft clay with free water (Matlock, 1970) Parametri: $c_u = 90$ kPa; $\epsilon_{50}=0,005$

Tabella 15 – Parametri per le curve p-y utilizzate nel calcolo

Relativamente alla scelta del parametro $\epsilon_{50}=0,005$, si ritiene più corretto fare riferimento a valori di letteratura per la categoria “Stiff clay” (v. tabella sottostante) più che al valore di C_u , che è *border line* tra le due categorie.

Table 5-1: Representative values of ϵ_{50} for normally consolidated clays

Consistency of Clay	Average undrained shear strength (kPa)*	ϵ_{50}
Soft	<48	0.020
Medium	48-96	0.010
Stiff	96-192	0.005

*Peck et al.1974, pg. 20.

Per quanto concerne l'Unità UG2B si puntualizza infine che, data la stratigrafia presente in sito, l'utilizzo di valori più conservativi per il parametro ϵ_{50} ($\epsilon_{50} = 0.01$) comporterebbe una variazione trascurabile nei valori delle azioni interne calcolate lungo il palo. A dimostrazione di ciò, in FFF si riporta il grafico di confronto dei momenti flettenti lungo il palo, in cui il tratto blu è rappresentativo del caso $\epsilon_{50}=0,005$, il tratto rosso di $\epsilon_{50}=0,01$: il valore massimo del momento agente (in testa al palo), su cui è stata dimensionata la resistenza strutturale del palo, è praticamente invariato.

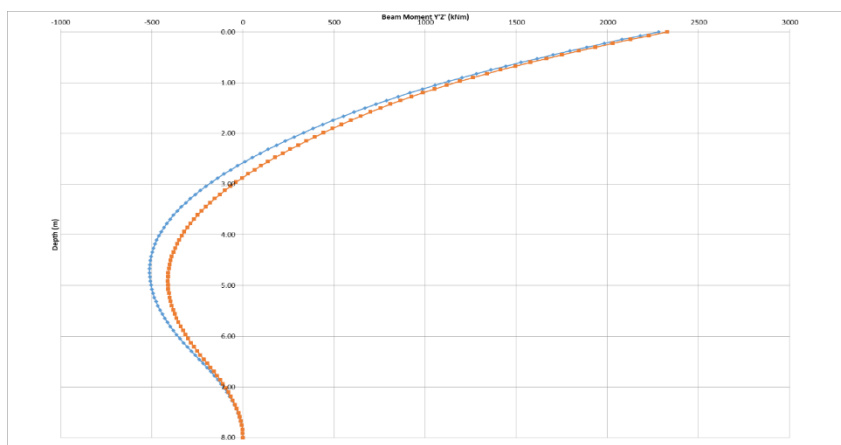


Figura 40 – Confronto dell'andamento del momento flettente lungo il palo con $\epsilon_{50}=0,005$ (tratto in blu) e $\epsilon_{50}=0,01$ (tratto in rosso)

7.4 VERIFICHE

7.4.1 Capacità portante della fondazione superficiale

La verifica è stata eseguita secondo i metodi di calcolo descritti al §.7.1, nelle seguenti condizioni:

- Verifica in condizioni operative (lungo termine, condizioni drenate);
- Verifica in condizioni di piena, massima altezza a valle (breve termine, condizioni non drenate);
- Verifica in condizioni sismiche (breve termine, condizioni non drenate).

Lo svolgimento delle verifiche è riportato nelle seguenti tabelle in cui, non essendoci eccentricità, $B=B'$; tutte le verifiche sono soddisfatte.

<i>Condizioni drenate (operative)</i>				
Larghezza della fondazione	B	19.84	m	
Spessore della fondazione	h	2.5	m	
Terreno di fondazione				
Peso per unità di volume	γ	19	kN/m ³	
Angolo resistenza al taglio	ϕ', d	25	kPa	
Coesione	c', d	10	kPa	
Riepilogo azioni verticali				
Azione	Val. K	γQ	Val. D	
Peso fondazione	1240	1.3	1612	kN/m
Peso acqua	97.3152	1.3	126.5098	kN/m
Sottospinta	-609.56	0.8	-487.648	kN/m
Totale	727.7552		1250.862	kN/m
Coefficienti di capacità portante				
	N _q	10.66214	-	
	N _c	20.72053	-	
	N _y	9.011062	-	
Capacità portante fondazione				
Carico limite fondazione	q _{lim}	2438.717	kPa	
Coefficiente parziale resistenza	V _{MAX}	6096.793	kN/m	
Resistenza di progetto	γR_3	2.3	-	
Azione di progetto	R _d	2650.78	kN/m	
	Ed	1250.862	kN/m	
		OK		

Tabella 16 – Verifica fondazione in condizioni operative

<i>Condizioni non drenate (istante massima Hvalle piena)</i>				
Larghezza della fondazione	B	19.84	m	
Spessore della fondazione	h	2.5	m	
Terreno di fondazione				
Peso per unità di volume	γ	19	kN/m ³	
Coesione non drenata	$c_{u,d}$	90	kPa	
Riepilogo azioni verticali				
Azione	Val. K	γQ	Val. D	
Peso fondazione	1240	1.3	1612	kN/m
Peso acqua	1987.176	1.5	2980.765	kN/m
Sottospinta	-1070.43	0.8	-856.344	kN/m
Totale	2156.746		3736.421	kN/m
Capacità portante fondazione				
Carico limite fondazione	q _{lim}	512.7433	kPa	
Coefficiente parziale resistenza	V _{MAX}	10172.83	kN/m	
Resistenza di progetto	γR_3	2.3	-	
Azione di progetto	R _d	4422.969	kN/m	
	Ed	3736.421	kN/m	
		OK		

Tabella 17 – Verifica fondazione in condizioni di piena

Condizioni non drenate (sisma)				
Larghezza della fondazione	B	19.84	m	
Spessore della fondazione	h	2.5	m	
Terreno di fondazione				
Peso per unità di volume	γ	19	kN/m ³	
Coesione non drenata	$C_{u,d}$	90	kPa	
Riepilogo azioni verticali				
Azione	Val. K	γQ	Val. D	
Peso fondazione	1339.2	1	1339.2	kN/m
Peso acqua	97.3152	1	97.3152	kN/m
Sottospinta	-609.56	1	-609.56	kN/m
Totale	826.9552		826.9552	kN/m
Capacità portante fondazione				
	q_{lim}	512.7433	kPa	
Carico limite fondazione	V_{MAX}	10172.83	kN/m	
Coefficiente parziale resistenza	γR_3	2.3	-	
Resistenza di progetto	R_d	4422.969	kN/m	
Azione di progetto	E_d	826.9552	kN/m	
		OK		

Tabella 18 – Verifica fondazione in condizioni sismiche

7.4.2 Verifica a galleggiamento del solettone di valle

La verifica è stata eseguita come richiesto dalle NTC, ossia verificando che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovverosia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \text{ dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

La verifica è stata eseguita in corrispondenza di diversi istanti dell'idrogramma di piena, sulla base delle pressioni dell'acqua estrapolate dall'analisi di filtrazione (§ 6.7.2), che sono state integrate lungo lo sviluppo della fondazione per ottenere i valori di sottospinta permanente (U_{k0}) e variabile (ΔU_k). Il dettaglio dei calcoli svolti è riportato in Tabella 19; tutte le verifiche sono soddisfatte.

VERIFICA GALLEGGIAMENTO									
Dimensioni soletta									
Lunghezza		L	19.84	m					
Spessore		h	2.5	m					
tempo (h)	U_k (kN/m)	U_{k0} (kN/m)	ΔU_k (kN/m)	H_v (m asl)	W_{cls} (kN/m)	W_w (kN/m)	E_d (kN/m)	R_d (kN/m)	Verifica
0.00	609.56	609.56	0.00	136.00	1240.00	97.32	670.51	1203.58	OK
1.00	653.51	609.56	43.95	137.93	1240.00	472.95	736.44	1541.66	OK
11.50	883.50	609.56	273.94	139.73	1240.00	823.29	1081.42	1856.96	OK
13.33	1070.43	609.56	460.87	145.71	1240.00	1987.18	1361.82	2904.46	OK
24.00	1451.03	609.56	841.48	143.64	1240.00	1584.29	1932.73	2541.86	OK
32.00	1370.66	609.56	761.10	140.40	1240.00	953.69	1812.17	1974.32	OK

Tabella 19 – Verifica galleggiamento fondazione di valle.

7.4.3 Verifica della capacità portante dei pali in direzione trasversale

La verifica viene eseguita confrontando il valore della capacità portante trasversale del singolo palo che, calcolata come descritto al §.7.1, è pari a 2.389,56 kN, con l'azione sollecitante massima di progetto, estrapolata dal modello della paratia (ossia la reazione nel vincolo fisso che rappresenta il solettone).

Dal momento che i pali sono notevolmente distanti tra loro, non si verificano interazioni e l'azione sollecitante alla testa di ogni palo può essere calcolata come:

$$T \text{ (kN/m)} = (F_x + W \cdot k_H) - 0.50 \cdot S_P - U$$

dove F_x è il valore massimo della reazione al vincolo fisso lungo tutte le fasi di calcolo analizzate, $W \cdot k_H$ è la forza inerziale in caso di sisma, S_P è la spinta passiva e U la spinta dell'acqua lungo il lato verticale di valle della soletta.

Tutte le azioni devono essere moltiplicate per gli opportuni coefficienti parziali definiti ai paragrafi precedenti. L'azione trasversale così calcolata deve inoltre essere moltiplicata per la spaziatura longitudinale dei pali ($s = 1,50\text{m}$) e divisa per il numero di pali presenti lungo ogni allineamento ($n = 2$).

Lo svolgimento delle verifiche, tutte soddisfatte, è riportato in Tabella 20.

Combinazione	Azione di progetto E_d (kN)	Resistenza di progetto R_d (kN)	Verifica
A1+M1+R3	1370.84	2389.56	OK
Sismica	1150.17	2389.56	OK

Tabella 20 – Verifica della capacità portante trasversale dei pali.

7.4.4 Spostamento subito dai pali

Gli spostamenti subiti dai pali in direzione trasversale sono stati calcolati mediante il modello di calcolo RSPILE descritto al § 7.3. Il grafico in Figura 41 mostra la deformata del palo calcolata per la combinazione di carico SLE ($T = 603,63 \text{ kN/m}$, azione trasversale alla testa del palo pari a 210,09 kN).

Il massimo spostamento ottenuto è pari a circa 0,08 cm ed è quindi accettabile.

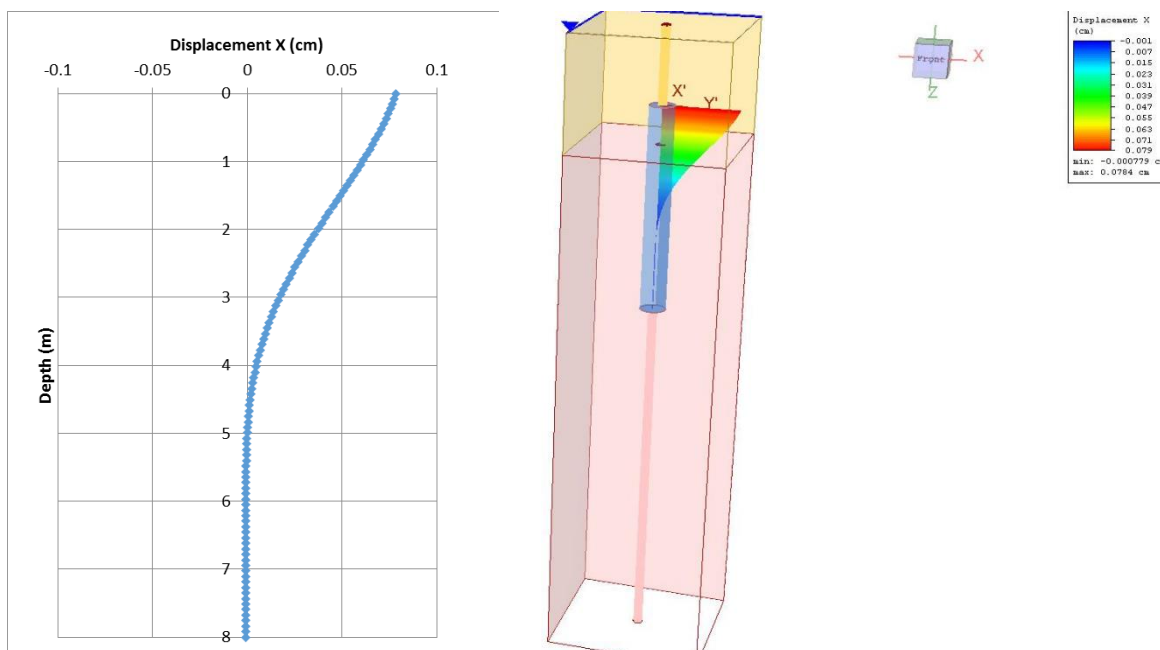


Figura 41: Spostamento trasversale dei pali.

8. MURI LATERALI DI SOSTEGNO

8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente capitolo riguarda i muri di sostegno ubicati a valle della soglia, ai lati della briglia. Si tratta di muri a mensola in calcestruzzo armato gettati in opera, identificati come “Muro laterale 1” e “Muro laterale 2” (Figura 42). Si tratta in totale di quattro conci, due in sponda destra e due in sponda sinistra, con geometria esattamente speculare rispetto all'asse longitudinale della briglia.

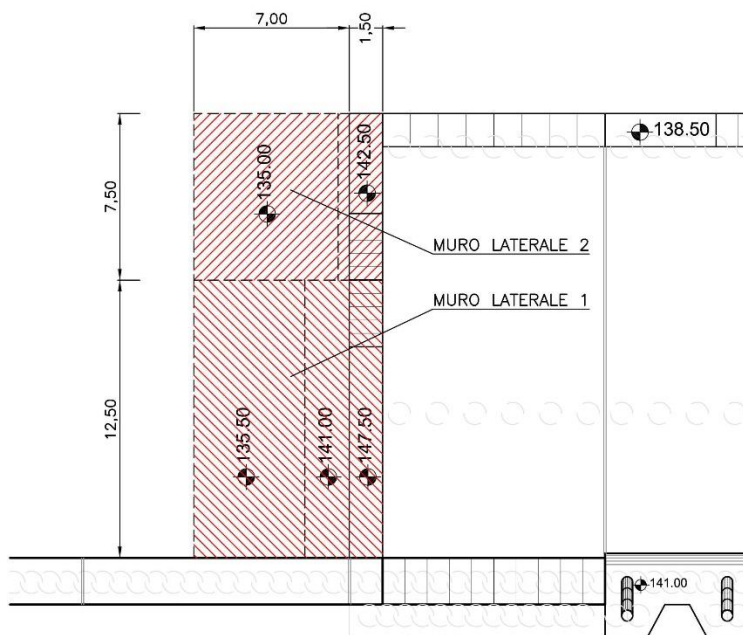


Figura 42 – Planimetria con identificazione dei muri laterali 1 e 2

Il piano di fondazione è, per tutti i conci, a q. 133 m s.m.; il “Muro laterale 1” è quello a valle della paratia di pali compenetrati; il “Muro laterale 2” è immediatamente a valle del “Muro laterale 1”, in continuità con quest'ultimo.

8.2 METODI E CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le analisi sono condotte su sezioni trasversali, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, e riguardano calcoli di stabilità dei due muri a mensola in calcestruzzo armato gettato in opera.

Per i muri in calcestruzzo si espongono di seguito le verifiche sia di tipo geotecnico che in linea generale riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno, il ribaltamento e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno; nel caso in esame, le verifiche di scorrimento e di stabilità globale muro-terreno sono omesse in quanto non significative vista la geometria delle opere ed in particolare la presenza del solettone in c.a. di 2,5 m di spessore a valle. In definitiva, le verifiche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite (v. § 6.5.3.1.1 NTC):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - o collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

- o ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - o Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche di tipo strutturale, relative al raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, sono espresse nella Relazione di Calcolo della briglia del presente progetto esecutivo.

In condizioni statiche, le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 21, Tabella 22 e Tabella 23.

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 21 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC)

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

Tabella 22 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 23 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei muri in condizioni statiche (Tabella 6.5.I NTC)

Per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al § 7.11.6 delle NTC. Quindi vengono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano i coefficienti parziali γ_R indicati in Tabella 24.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 24 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei muri in condizioni sismiche (Tabella 7.11.III NTC)

Le verifiche agli stati limite ultimi si riferiscono allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). L'accelerazione massima attesa al sito è quella indicata nello Studio Sismotettonico redatto a supporto della presente progettazione esecutiva, e quindi:

$$a_{max} = 0,288 \text{ g}$$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima vale $\beta_m = 0,38$ e quindi i coefficienti sismici orizzontali e verticali adottati nelle verifiche sono:

$$k_h = 0,288 \cdot 0,38 = 0,1094$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot 0,1094 = \pm 0,0547$$

Per le sole verifiche a ribaltamento, il valore di β_m è incrementato del 50%.

8.3 MURO LATERALE 1

8.3.1 Premesse

La geometria del muro laterale 1 è illustrata in Figura 43. Il piano di fondazione è a quota 133,00 m s.m. e la sua sommità presenta un tratto alla quota costante di 147,50 m s.m. ed un tratto a quota decrescente fino a circa q. 145,40 m s.m. Si fa di seguito riferimento alla sezione di maggiore altezza, cioè di altezza complessiva pari a 14,50 m.

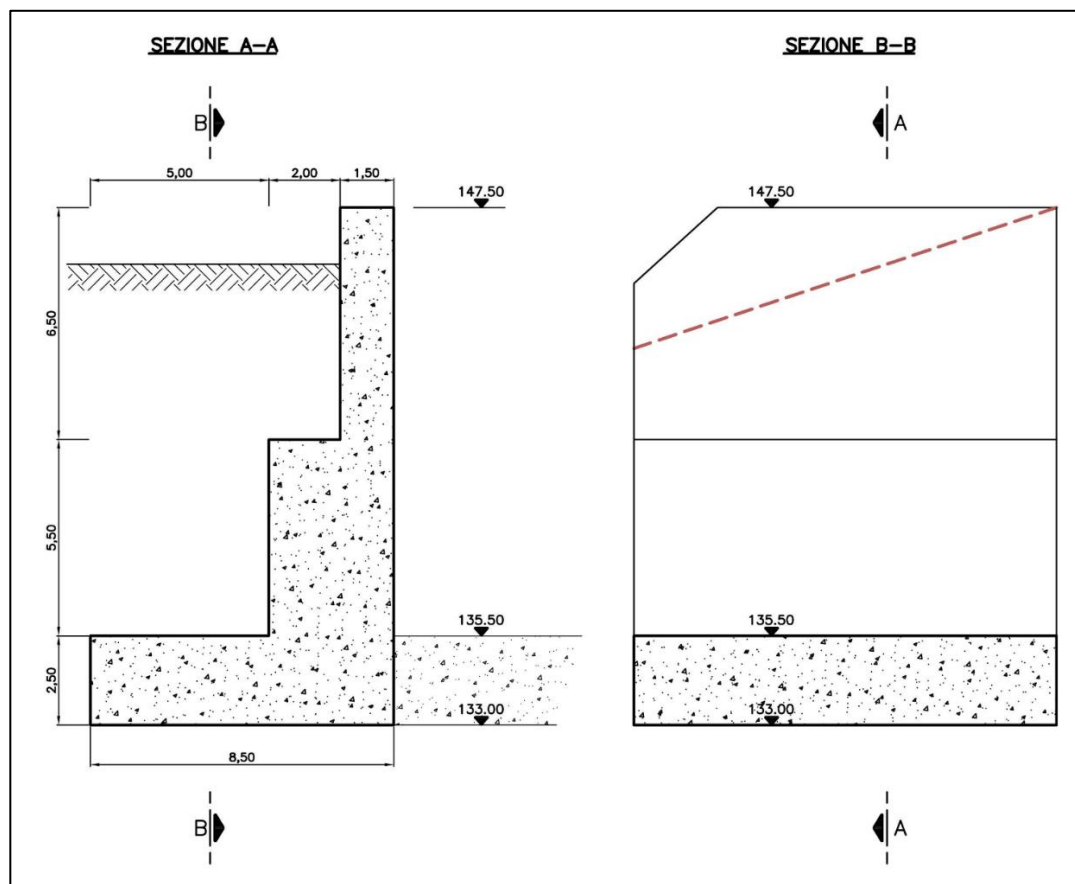


Figura 43 – Geometria del Muro laterale 1

I paramenti sono verticali e le principali dimensioni sono:

- altezza totale del paramento: 14,50 m
- spessore della fondazione: 2,50 m
- spessore paramento: 1,50 m
- larghezza totale della fondazione: 8,50 m
- spessore del ringrosso del paramento: 2,00 m
- altezza del ringrosso del paramento: 5,50 m

Le verifiche sono condotte su una sezione di spessore 1 m.

La presenza del solettone di valle (spessore 2,5 m) è stata considerata in quanto offre un vincolo alla traslazione orizzontale, rendendo come detto non significativa la verifica allo scorrimento sul piano di posa. Inoltre, il peso di questo solettone è stato considerato nei calcoli della capacità portante della fondazione.

Visto il profilo del terreno di progetto a tergo del muro (Sezione B-B della precedente Figura 43), nella sezione di calcolo quest'ultimo si assume alla quota cautelativa di 136,00 m s.m. (cioè 13 m dal piano di fondazione).

L'acqua a monte (nel rilevato) è assunta cautelativamente a quota 137,00 m s.m.; a valle (nella vasca) a quota 136,00 m s.m. Il livello idrico di valle è inoltre stato fatto variare da q. 133,00 m s.m. alla sommità del muro: livelli minori

risultano meno cautelativi in quanto comportano una riduzione delle sottopressioni, mentre le azioni dell'acqua ai massimi livelli di esercizio della vasca sono contrastate dalla presenza del terreno di rinterro.

8.3.2 Azioni agenti

I parametri del terreno sono quelli indicati in Tabella 1 relativamente allo strato di terreno interessato dai muri laterali, e cioè lo strato di ghiaie e sabbie identificate con la sigla "U.G. 2A".

I coefficienti di spinta in condizioni statiche e sismiche sono calcolati con la teoria di Mononobe-Okabe (azzerando i coefficienti sismici per il calcolo di K_a) e valgono rispettivamente:

$$K_a = 0,235$$

$$K_{ae,+} = 0,306, K_{ae,-} = 0,298$$

Si riportano di seguito le azioni di progetto agenti nelle combinazioni di carico considerate nelle verifiche.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	1 281	1 281	0	0	3 345
Peso terreno e acqua monte	1 230	1 230	0	0	6 750
Spinta terreno monte	492	200	449	312	0
Spinta idrostatica monte	104	0	104	139	0
Spinta idrostatica valle	45	0	-45	0	45
Sottospinta	349	-349	0	1 614	0
Risultanti:		2 363	508	2 065	10 140

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	1 281	1 281	0	0	3 345
sisma verticale	-70	-70	-	0	-183
sisma orizzontale	140	-	140	672	0
Peso terreno e acqua monte	1 230	1 230	0	0	6 750
sisma verticale	-67	-67	-	0	-369
sisma orizzontale	135	-	135	1 102	0
Spinta terreno monte	539	219	493	172	0
Spinta acqua monte	85	0	85	115	0
Spinta acqua valle	38	0	-38	0	38
Sottospinta	285	-285	0	1 310	0
Risultanti:		2 308	814	3 370	9 581

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	1 281	1 281	0	0	3 345
sisma verticale	70	70	-	0	183
sisma orizzontale	140	-	140	672	0
Peso terreno e acqua monte	1 230	1 230	0	0	6 750
sisma verticale	67	67	-	0	369
sisma orizzontale	135	-	135	1 102	0
Spinta terreno monte	575	234	526	204	0
Spinta acqua monte	94	0	94	127	0
Spinta acqua valle	43	0	-43	0	43
Sottospinta	318	-318	0	1 455	0
Risultanti:		2 565	851	3 559	10 691

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	1 281	1 281	0	0	3 345
sisma verticale	-105	-105	-	0	-274
sisma orizzontale	210	-	210	1 007	0
Peso terreno e acqua monte	1 230	1 230	0	0	6 750
sisma verticale	-101	-101	-	0	-554
sisma orizzontale	202	-	202	1 653	0
Spinta terreno monte	673	274	615	79	0
Spinta acqua monte	88	0	88	119	0
Spinta acqua valle	35	0	-35	0	35
Sottospinta	279	-279	0	1 302	0
Risultanti:		2 300	1 079	4 161	9 302

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	1 281	1 281	0	0	3 345
sisma verticale	105	105	-	0	274
sisma orizzontale	210	-	210	1 007	0
Peso terreno e acqua monte	1 230	1 230	0	0	6 750
sisma verticale	101	101	-	0	554
sisma orizzontale	202	-	202	1 653	0
Spinta terreno monte	709	289	648	148	0
Spinta acqua monte	101	0	101	137	0
Spinta acqua valle	42	0	-42	0	42
Sottospinta	328	-328	0	1 520	0
Risultanti:		2 678	1 118	4 465	10 966

8.3.3 Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) – Ribaltamento

Si riportano di seguito le verifiche a ribaltamento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra il momento resistente di progetto ed il momento ribaltante di progetto è sempre ≥ 1 , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	10 140	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.15	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	8 818	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	2 065	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	4.27	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	9 302	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	9 302	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	4 161	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	2.24	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	10 966	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	10 966	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	4 465	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	2.46	-

8.3.4 Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante della fondazione. Siccome risulta che il rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione verticale di progetto è sempre ≥ 1 , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	2 363	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	508	kN
Sovarccarico laterale:	q	37.50	kN/m ²
Eccentricità:	e	0.83	m
Base efficace:	B_{eff}	6.84	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.48	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.62	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.61	-
Pressione limite:	q_{lim}	1 803	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	12 326	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.40	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	8 804	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	3.73	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	2 308	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	814	kN
Sovarccarico laterale:	q	35.45	kN/m ²
Eccentricità:	e	1.56	m
Base efficace:	B_{eff}	5.38	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.27	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.42	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.40	-
Coefficiente sismico:	k_h	0.28	-
Coefficiente sismico:	z_c	0.91	-
Coefficiente sismico:	z_q	0.84	-
Coefficiente sismico:	z_γ	0.84	-
Pressione limite:	q_{lim}	814	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	4 382	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.20	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	3 652	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	1.58	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	2 565	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	851	kN
Sovarccarico laterale:	q	39.55	kN/m ²
Eccentricità:	e	1.47	m
Base efficace:	B_{eff}	5.56	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.30	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.45	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.43	-
Coefficiente sismico:	k_h	0.28	-
Coefficiente sismico:	z_c	0.91	-
Coefficiente sismico:	z_q	0.84	-
Coefficiente sismico:	z_γ	0.84	-
Pressione limite:	q_{lim}	950	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	5 285	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.20	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	4 404	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	1.72	-

8.4 MURO LATERALE 2

8.4.1 Premesse

La geometria del muro laterale 2 è illustrata in Figura 44. Il piano di fondazione è a quota 133,00 m s.m. e la sua sommità presenta un tratto alla quota costante di 142,50 m s.m. ed un breve tratto a quota crescente fino a circa 145,40 m s.m. Si fa di seguito riferimento alla sezione di altezza costante, cioè con altezza complessiva pari a 9,50 m.

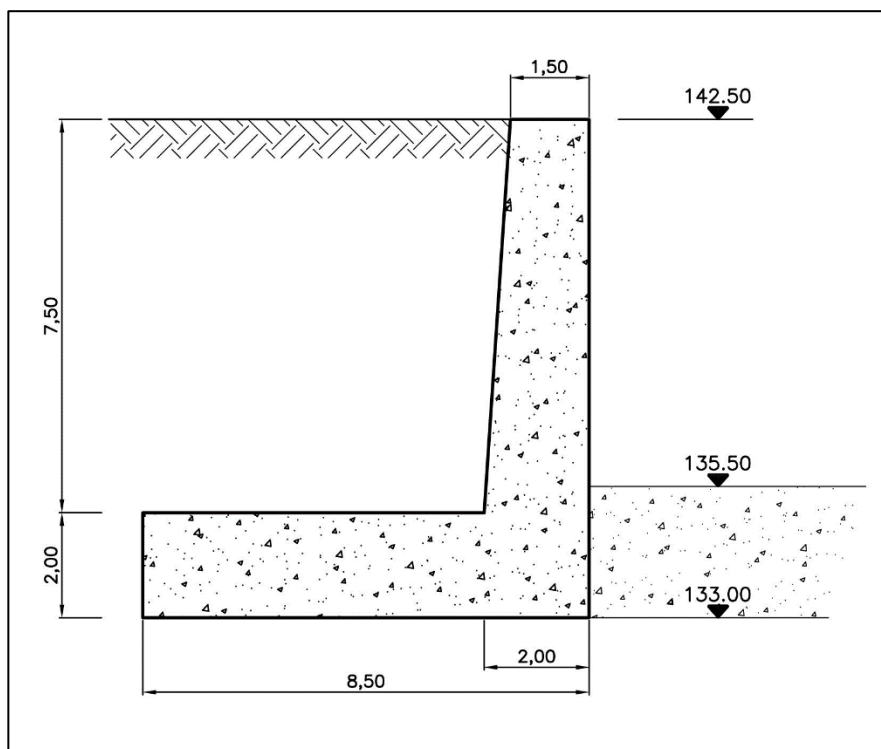


Figura 44 – Geometria del Muro laterale 2

I paramenti sono verticali e le principali dimensioni sono:

- altezza totale del paramento: 9,50 m
- spessore della fondazione: 2,00 m
- spessore paramento in sommità: 1,50 m
- spessore paramento alla base: 2,00 m
- larghezza totale della fondazione: 8,50 m

Le verifiche sono condotte su una sezione di spessore 1 m.

La presenza del solettone di valle (spessore 2,5 m) è stata considerata in quanto offre un vincolo alla traslazione orizzontale, rendendo come detto non pertinente la verifica allo scorrimento sul piano di posa. Inoltre, il peso di questo solettone è stato considerato nei calcoli della capacità portante della fondazione.

La quota del terreno a monte coincide con quella della sommità del muro. Analogamente al Muro laterale 1, l'acqua a monte (nel rilevato) è assunta cautelativamente a quota 137,00 m s.m.; a valle (nella vasca) a quota 136,00 m s.m.

8.4.2 Azioni agenti

I parametri del terreno sono quelli indicati in Tabella 1 relativamente allo strato di terreno interessato dai muri laterali, e cioè lo strato di ghiaie e sabbie identificate con la sigla "U.G. 2A".

I coefficienti di spinta in condizioni statiche e sismiche sono calcolati con la teoria di Mononobe-Okabe (azzerando i coefficienti sismici per il calcolo di K_a) e valgono rispettivamente:

$$K_a = 0,235$$

$$K_{ae,+} = 0,306, K_{ae,-} = 0,298$$

Si riportano di seguito le azioni di progetto agenti nelle combinazioni di carico considerate nelle verifiche.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	753	753	0	0	2 095
Peso terreno e acqua monte	1 012	1 012	0	0	5 187
Spinta terreno monte	251	102	229	-101	0
Spinta idrostatica monte	104	0	104	139	0
Spinta idrostatica valle	45	0	-45	0	45
Sottospinta	349	-349	0	1 614	0
Risultanti:		1 519	288	1 651	7 328

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	753	753	0	0	2 095
sisma verticale	-41	-41	0	0	-115
sisma orizzontale	82	0	82	247	0
Peso terreno e acqua monte	1 012	1 012	0	0	5 187
sisma verticale	-55	-55	0	0	-284
sisma orizzontale	111	0	111	642	0
Spinta terreno monte	286	116	261	-178	0
Spinta acqua monte	85	0	85	114	0
Spinta acqua valle	38	0	-38	0	38
Sottospinta	285	-285	0	1 310	0
Risultanti:		1 500	501	2 134	6 923

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	753	753	0	0	2 095
sisma verticale	41	41	0	0	115
sismca orizzontale	82	0	82	247	0
Peso terreno e acqua monte	1 012	1 012	0	0	5 187
sisma verticale	55	55	0	0	284
sismca orizzontale	111	0	111	642	0
Spinta terreno monte	304	124	277	-182	0
Spinta acqua monte	94	0	94	126	0
Spinta acqua valle	43	0	-43	0	43
Sottospinta	318	-318	0	1 455	0
Risultanti:		1 668	521	2 287	7 724

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	753	753	0	0	2 095
sisma verticale	-62	-62	0	0	-172
sismca orizzontale	124	0	124	370	0
Peso terreno e acqua monte	1 012	1 012	0	0	5 187
sisma verticale	-83	-83	0	0	-426
sismca orizzontale	166	0	166	963	0
Spinta terreno monte	365	148	333	-276	0
Spinta acqua monte	87	0	87	118	0
Spinta acqua valle	35	0	-35	0	35
Sottospinta	279	-279	0	1 302	0
Risultanti:		1 490	675	2 477	6 720

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	753	753	0	0	2 095
sisma verticale	62	62	0	0	172
sismca orizzontale	124	0	124	370	0
Peso terreno e acqua monte	1 012	1 012	0	0	5 187
sisma verticale	83	83	0	0	426
sismca orizzontale	166	0	166	963	0
Spinta terreno monte	380	155	347	-265	0
Spinta acqua monte	100	0	100	135	0
Spinta acqua valle	42	0	-42	0	42
Sottospinta	328	-328	0	1 520	0
Risultanti:		1 737	695	2 723	7 923

8.4.3 Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) – Ribaltamento

Si riportano di seguito le verifiche a ribaltamento in condizioni statiche e sismiche. Siccome risulta che il rapporto tra il momento resistente di progetto ed il momento ribaltante di progetto è sempre ≥ 1 , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	7 328	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.15	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	6 372	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	1 651	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	3.86	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	6 720	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	6 720	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	2 477	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	2.71	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Momento stabilizzante:	M_{stab}	7 923	kNm
Coefficiente parziale:	γ_R	1.00	-
Resistenza a ribaltamento:	M_{Rd}	7 923	kNm
Momento ribaltante:	M_{Ed}	2 723	kNm
Verifica:	M_{Rd}/M_{Ed}	2.91	-

8.4.4 Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante della fondazione. Siccome risulta che il rapporto tra la resistenza di progetto e l'azione verticale di progetto è sempre ≥ 1 , le verifiche sono soddisfatte.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	1 519	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	288	kN
Sovarccarico laterale:	q	37.50	kN/m ²
Eccentricità:	e	0.51	m
Base efficace:	B_{eff}	7.47	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.53	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.66	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.65	-
Pressione limite:	q_{lim}	2 048	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	15 305	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.40	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	10 932	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	7.20	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	1 500	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	501	kN
Sovarccarico laterale:	q	35.45	kN/m ²
Eccentricità:	e	1.06	m
Base efficace:	B_{eff}	6.38	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.30	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.44	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.43	-
Coefficiente sismico:	k_h	0.28	-
Coefficiente sismico:	z_c	0.91	-
Coefficiente sismico:	z_q	0.84	-
Coefficiente sismico:	z_γ	0.84	-
Pressione limite:	q_{lim}	943	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	6 021	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.20	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	5 018	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	3.35	-

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione verticale:	N_{Ed}	1 668	kN
Azione orizzontale:	H_{Ed}	521	kN
Sovaccarico laterale:	q	39.55	kN/m ²
Eccentricità:	e	0.99	m
Base efficace:	B_{eff}	6.52	m
Fattore di capacità portante:	N_q	37.75	-
Fattore di capacità portante:	N_c	50.59	-
Fattore di capacità portante:	N_γ	56.31	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_γ	0.33	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_q	0.47	-
Coefficiente inclinazione carico:	i_c	0.46	-
Coefficiente sismico:	k_h	0.28	-
Coefficiente sismico:	z_c	0.91	-
Coefficiente sismico:	z_q	0.84	-
Coefficiente sismico:	z_γ	0.84	-
Pressione limite:	q_{lim}	1 092	kN/m ²
Resistenza limite:	Q_{lim}	7 120	kN
Coefficiente parziale:	γ_R	1.20	-
Resistenza di calcolo:	N_{Rd}	5 933	
Verifica:	N_{Rd}/N_{Ed}	3.56	-

9. BIBLIOGRAFIA

- Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, (OTC 1204): 577-594.
- Mononobe N., Matsuo H. (1929). On the Determination of Earth Pressure during Earthquakes. Proceedings of the World Engineering Conference, 9, 176
- Okabe S. (1926). General Theory of Earth Pressure. Journal of Japan Society of Civil Engineers, 12.
- Reese, L.C., W.R. Cox & F.D. Koop (1974). Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2080): 473-485.
- Tomlinson M.J. (1994). Pile design and construction practice. E & FN SPON.
- USACE (1991). DESIGN OF PILE FOUNDATIONS. Engineer Manual 1110-2-2906