RIPRISTINO SCARICO DI FONDO DIGA DI POZZILLO
COMUNE DI REGALBUTO (ENNA)

PROGETTO DEFINITIVO

Progettisti in ATI:

Co.Ri.P. Srl
Ing. Fabio Colletti
Ing. Marco Leone
Ing. Michele Ricci
e-mail: ingegneria@coripsrl.it

E&G Srl
Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
Ing. Gadiel Coen
Ing. Claudio Gravina
e-mail: info@eandg.it

DIZETA INGEGNERIA Srl
Ing. Fulvio Bernabei
Ing. Stefano Adami
Ing. Paolo Sanavia
e-mail: server@dizetaingegneria.it

GRAIA
Dott. Gaetano Gentili
Dott. Andrea Romanò
e-mail: info@graia.eu

CODICE ELABORATO:	LIV. PROG.	NOME ELABORATO:	REV:	SCALA:
OPS 4 04 RE	D	RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI DIFESA DRAGAGGIO	B	

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B	Revisione	marzo 2019			
A	Emissione	settembre 2018			

INDICE

1 PREMESSA 4

2 RIFERIMENTI NORMATIVI 5

3 MATERIALI 6

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE 7

5 METODO DI CALCOLO E MODELLI 10

5.1 descrizione del codice di calcolo 10

5.2 Carichi e condizioni idrauliche 12

5.3 Sezioni di calcolo di riferimento 12

5.4 Fasi di calcolo 15

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO 22

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 26

7.1 Stratigrafia di riferimento 28

7.2 Condizioni idrauliche al contorno 32

7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni 34

7.3.1 Sedimenti molto recenti 34

7.3.2 Sedimenti recenti 34

7.3.3 Argilliti non alterate 34

7.3.4 Argilliti alterate ed eluviate 35

7.3.5 Arenarie 35

8 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE 36

9 NORMATIVA: PROCEDURE E METODI 38

9.1 Verifiche EQU 38

9.2 Verifiche STR 38

9.3 Verifiche GEO 38

9.4 Verifiche UPL 40

10 ANALISI SISMICA 42

10.1 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI NORMATIVA: METODO PSEUDOSTATICO ... 42

11 RISULTATI DELLE ANALISI ... 49

11.1 SEZIONE 1 a ... 49

11.1.1 sollecitazioni ... 49

11.1.2 SPOSTAMENTI ... 51

11.2 SEZIONE 1 b ... 52

11.2.1 sollecitazioni ... 52

11.2.2 SPOSTAMENTI ... 54

11.4 SEZIONE 2 ... 55

11.4.1 sollecitazioni ... 55

11.4.2 sPOSTAMENTI ... 58

11.5 SEZIONE 3 ... 59

11.5.1 sollecitazioni ... 59

11.5.2 SPOSTAMENTI ... 63

11.6 SEZIONE 3 bis ... 64

11.6.1 sollecitazioni ... 64

11.6.2 SPOSTAMENTI ... 68

11.7 SEZIONE 4 ... 69

11.7.1 sollecitazioni ... 69

11.7.2 SPOSTAMENTI ... 72

11.8 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI ... 73

12 VERIFICHE AGLI SLU ... 75

12.1 VERIFICA EQU ... 75

12.2 VERIFICA STR SEZIONI PALI INTERCONNESSI ... 75

12.2.1 Sezione 1 – 1 b ... 77

12.2.2 Sezione 2 ... 77

12.2.3 Sezione 3 ... 77

12.2.4 Sezione 3 bis ... 78

12.2.5 Sezione 4 ... 78

12.3 VERIFICA STR PUNTONI 79
12.3.1 Sezione 2 79
12.3.2 Sezione 3 79
12.3.3 Sezione 3 bis 79
12.3.4 Sezione 4 80
12.4 VERIFICA STR TRAVI DI COLLEGAMENTO 80
12.4.1 Sezione 2 80
12.5.1 Sezione 3 81
12.5.2 Sezione 3 bis 81
12.5.3 Sezione 4 81
12.6 VERIFICA GEO 82
12.6.1 Sezione 1 82
12.6.2 Sezione 2 83
12.6.3 Sezione 3 83
12.6.4 Sezione 3 BIS 83
12.6.5 Sezione 4 83
12.7 VERIFICA UPL 83
12.8 VERIFICA HYD 83
13 VERIFICHE AGLI SLE 85
13.1 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI 85

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo per le opere di sostegno funzionali al ripristino dello scarico di fondo della diga di Pozzillo situata nel Comune di Regalbuto (Enna).

Nel presente documento si provvederà a:

- descrivere le caratteristiche principali delle opere;
- richiamare la stratigrafia di progetto;
- richiamare le proprietà meccaniche dei terreni e delle rocce;
- verificare la rispondenza delle opere provvisionali per lo scavo alle prescrizioni della normativa vigente.

Riguardo alla stratigrafia adottata è necessario sottolineare che i rilievi geologici in sito hanno individuato una serie di elementi di non facile (né univoca) lettura, determinata soprattutto ma non solo dalla presenza di contatti verticali tra le formazioni.

Pur se l'elaborazione delle sezioni geologiche ha restituito una stratigrafia tutto sommato confortante dal punto di vista progettuale, visto che i materiali con le migliori proprietà meccaniche si ritrovano praticamente lungo tutto il corso dell'opera di protezione del canale, lo scrivente progettista ha voluto cautelarsi nei confronti di eventuali incertezze, individuando una stratigrafia più prudenziale, nella quale il tratto iniziale del canale (dal lato del bacino) viene a trovarsi essenzialmente in corrispondenza delle argilliti che si rinvengono sul fondo del bacino.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nel presente studio, si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 17/02/2018 - “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

3 MATERIALI

Acciaio Pali interconnessi

S460 NH/NLH

fyk = 460.0 MPa

fyd = 438.0 MPa

Acciaio Puntoni

s355 JR

fyk = 355.0 MPa

fyd = 338.0 MPa

Calcestruzzo di riempimento Pali Interconnessi

C25/30

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La figura mostra l'ubicazione delle varie opere di sostegno previste.

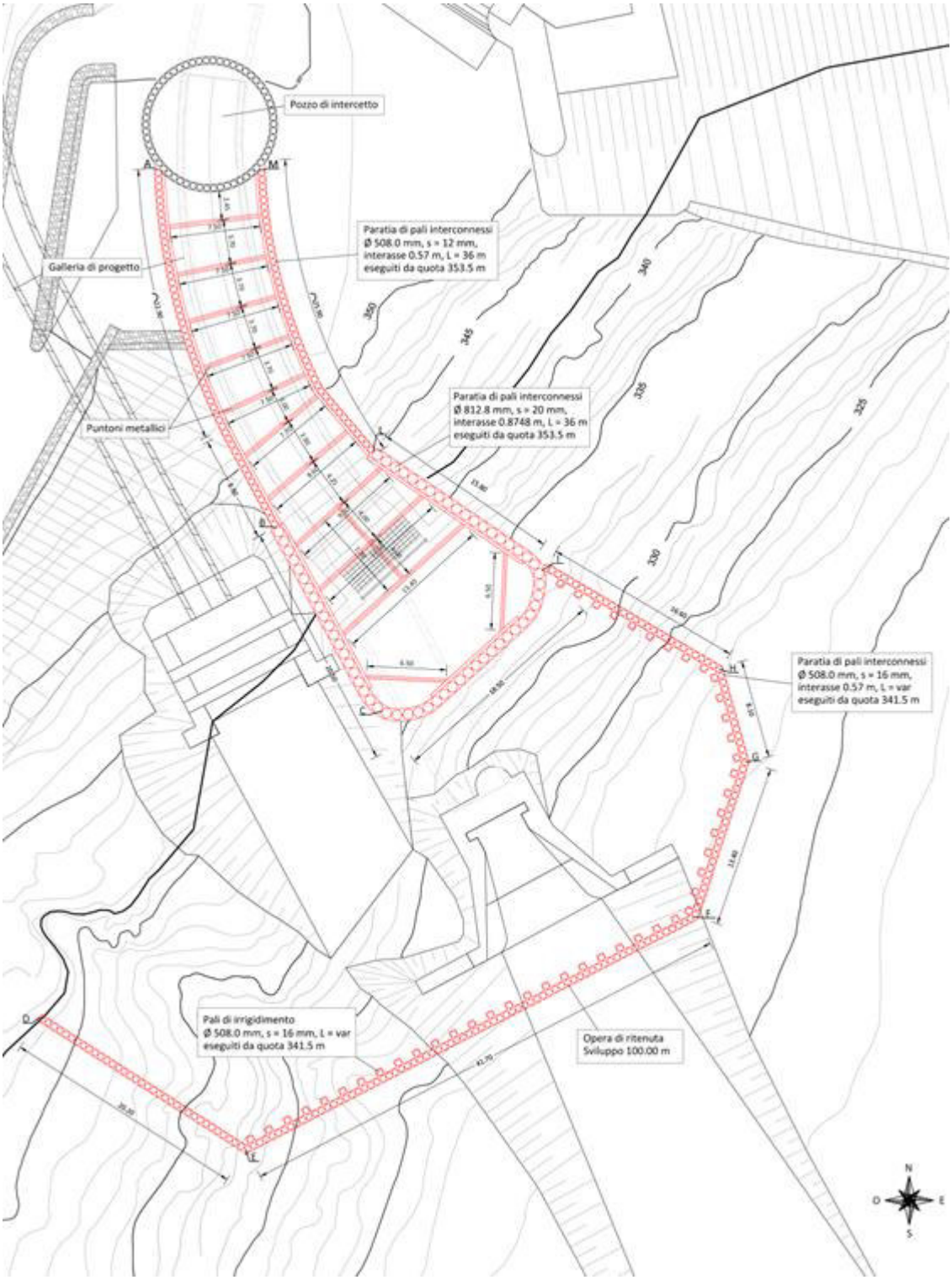


Figura 1.planimetria dell'opera

Come si può notare, all'interno dell'invaso è prevista la realizzazione di un'opera di ritenuta idraulica che consente la protezione delle opere più a monte durante le operazioni di asportazione dei sedimenti di fondo nella zona antistante l'imbocco dello scarico. L'opera è realizzata con pali interconnessi di diametro 508 mm, con spessore della camicia di 16 mm, completamente riempiti di calcestruzzo. La testa dell'opera è collocata a quota +341.5 m s.l.m. ed i pali hanno una lunghezza di 30 me sono disposti in pianta "a T", grazie all'inserimento di un ulteriore palo su una seconda fila ogni 2 della fila principale.

L'imbocco del canale di scarico è protetto con una paratia di pali interconnessi allineati, di diametro 803 mm, con spessore della camicia di 20 mm, parzialmente riempiti di calcestruzzo. La testa dell'opera è collocata a quota +353.5 m s.l.m. , il calcestruzzo è collocato all'interno dei pali a partire da quota +341.5 m s.l.m..

Nella parte anteriore (cioè quella più prossima al bacino) la paratia è sostenuta da 4 file di puntoni diagonali, disposti come segue:

- fila 1: quota +350.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm;
- fila 2: quota +348.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 3: quota +345.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 4: quota +342.0 m s.l.m ø323.9 spessore 14.2 mm

Nei pressi dell'opera di imbocco le opere di sostegno sono costituite ancora da pali interconnessi allineati di diametro 803 mm, con spessore della camicia di 20 mm, parzialmente riempiti di calcestruzzo. La testa dell'opera è collocata a quota +353.5 m s.l.m. , il calcestruzzo è collocato all'interno dei pali a partire da quota +341.5 m s.l.m..

I puntoni sono disposti a quote che non intralcino la realizzazione delle opere definitive, come di seguito:

- fila 1: quota +350.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm;
- fila 2: quota +348.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 3: quota +345.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 4: quota +342.0 m s.l.m ø558.8 spessore 12.5 mm

Nel tratto lungo il canale le opere di sostegno sono costituite ancora da pali interconnessi allineati di diametro 508 mm, con spessore della camicia di 16 mm, completamente riempiti di calcestruzzo. La testa dell'opera è collocata a quota +353.5 m s.l.m..

Nel primo tratto, quello a profondità costante (quello in cui si raggiunge la quota +332.0 m s.l.m.) i puntoni sono disposti su 5 file:

- fila 1: quota +350.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm;
- fila 2: quota +348.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 3: quota +345.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm
- fila 4: quota +342.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm
- fila 5: quota +339.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm

Nel tratto a profondità crescente, invece i puntoni sono disposti su 7 livelli. L'ultimo livello è da ritenersi "temporaneo", ovvero rimovibile prima di realizzare la tubazione, a seguito della realizzazione di una soletta di fondo di contrasto in c.a. spessa 50 cm.

Le quote e le caratteristiche dei puntoni sono riassunte di seguito:

- fila 1: quota +348.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm. Interasse 4.0 m;
- fila 2: quota +345.5 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm. Interasse 4.0 m
- fila 3: quota +342.0 m s.l.m ø273.0 spessore 10.0 mm. Interasse 4.0 m;
- fila 4: quota +339.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm. Interasse 4.0 m;
- fila 5: quota +335.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm. Interasse 4.0 m;
- fila 6: quota +332.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm. Interasse 4.0 m;
- fila 7: quota +328.0 m s.l.m ø457.0 spessore 14.2 mm. Interasse 4.0 m;

Le fasi di realizzazione, cruciali per il progetto dell'opera sono sintetizzate in specifici elaborati grafici.

Per il bacino si prevede di

1. realizzare la paratia di ritenuta idraulica;
2. realizzare la paratia di protezione delle opere di imbocco;
3. installazione del primo livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
4. rimozione dei sedimenti tra le due opere;
5. allontanamento delle acque fino alla quota del secondo livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
6. installazione del secondo livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
7. allontanamento delle acque fino alla quota del terzo livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
8. installazione del terzo livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
9. allontanamento delle acque fino alla quota del quarto livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
10. installazione del quarto livello di puntonature della paratia di protezione dell'imbocco;
11. scavo per la realizzazione dell'imbocco dello scarico di fondo;
12. realizzazione dell'imbocco dello scarico di fondo;
13. allagamento dell'area dello scarico di fondo
14. rimozione dei puntoni
15. rimozione subacquea della parte di paratia di protezione non riempita con calcestruzzo;
16. esecuzione dei fori di drenaggio sull'opera di ritenuta lato monte e ripristino della funzionalità dello scarico di fondo (lungo termine).

I

Per la realizzazione del canale di scarico si prevede nel tratto a quota di fondo costante di procedere installando un livello di puntoni per volta all'avanzare dello scavo. In pratica, per ogni livello si avrà cura di scavare al massimo un metro al di sotto della quota di installazione del puntone e poi procedere alla messa in opera dello stesso.

5 METODO DI CALCOLO E MODELLI

5.1 descrizione del codice di calcolo

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle strutture sono state condotte con il programma di calcolo “Paratie” Versione 2017 della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

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

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

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

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

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

Il metodo sopra esposto è sicuramente valido per il calcolo delle sollecitazioni all’interno della struttura; tarando opportunamente i moduli mediante modellazioni più complete (es. FEM 2D) consente anche una ragionevole stima degli spostamenti orizzontali della parete di sostegno [Becci & Nova, 1987; Dhouib, 1995).

Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell’opera. In particolare la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall’interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell’opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot (K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

K_a = coefficiente di spinta attiva;

σ'_v = tensione verticale efficace;

c’ = coesione efficace.

In condizioni statiche, K_a è funzione dell’angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ’, dell’angolo di attrito fra struttura e terreno δ (nelle analisi $\delta < \varphi'$), dell’inclinazione α del paramento di monte della struttura

di sostegno (nelle analisi $\alpha = 0°$) e dell'inclinazione β del terrapieno a tergo dell'opera (nelle analisi $\beta = 0°$). Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a, di seguito, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1773].

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot (K_p)^{0.5}$$ pressione passiva

dove:

K_p = coefficiente di spinta attiva;

σ'_v = tensione verticale efficace;

c' = coesione efficace.

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $K_p = K_p(\varphi', \delta)$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di Kp, di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] con $\delta' \leq \varphi' / 2$.

Pertanto, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione σ'_h esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno sarà prossima alla pressione geostatica iniziale:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$ pressione a riposo

dove:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v = tensione verticale efficace.

Per strutture di sostegno alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua assumendo schemi di filtrazione idonei in funzione delle condizioni stratigrafiche ed al contorno.

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno la cui variazione con la profondità può essere descritto mediante la seguente espressione generale:

$$E_{vc} = R \cdot (p' / p_a)^n$$ modulo in compressione vergine (primo carico);

dove:

p_a = 100 kPa	pressione di riferimento (pressione atmosferica);
$p' = (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2$	pressione media alla generica profondità;
R	modulo elastico corrispondente a p' = 100 kPa;
n	coefficiente di forma della legge compreso tra 0 e 1 (n = 0, legge costante con la profondità, n = 1 legge variabile linearmente).

Il modulo di scarico–ricarico (Eur) può essere 1.5÷3 volte quello di primo carico.

Il codice consente di prendere in considerazione pienamente gli effetti inerziali in condizioni sismiche sia dell'acqua interstiziale sia dell'acqua libera (bacino) utilizzando dei metodi che sono dettagliati nella manualistica allegata a questa relazione.

5.2 Carichi e condizioni idrauliche

La quota di falda di progetto è stata ubicata alla quota di massimo invaso prevista, ovvero 3.5 m al di sotto della testa paratia (+350.0 m s.l.m.).

Non sono stati previsti, concordemente alle fasi di lavorazioni previste, carichi agenti a piano campagna.

5.3 Sezioni di calcolo di riferimento

Le sezioni di calcolo considerate riflettono le condizioni più gravose dal punto di vista geometrico, geotecnico e di carico per le varie tipologie di opere previste.

La seguenti figura indica l'ubicazione e la nomenclatura delle suddette sezioni.

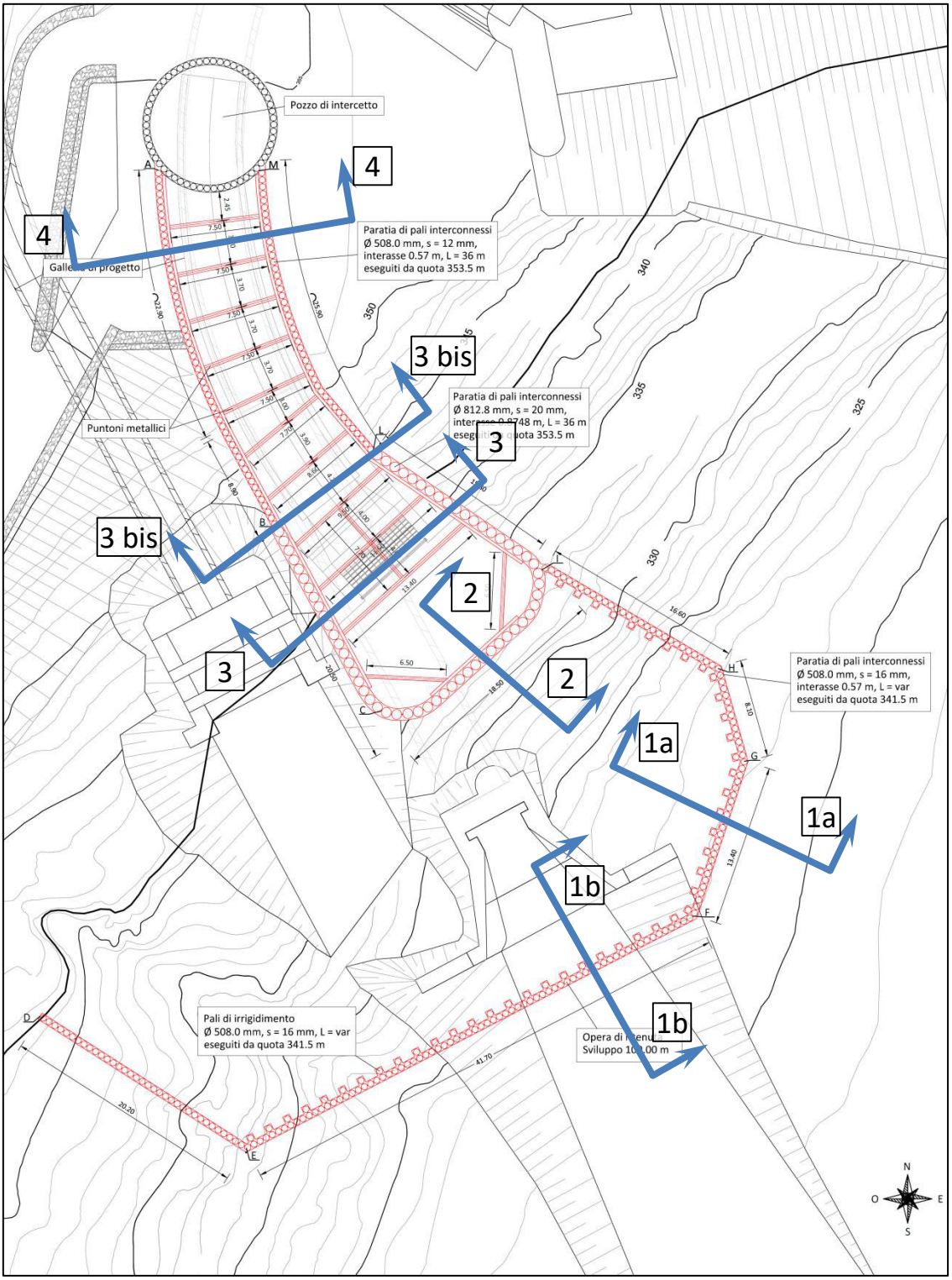
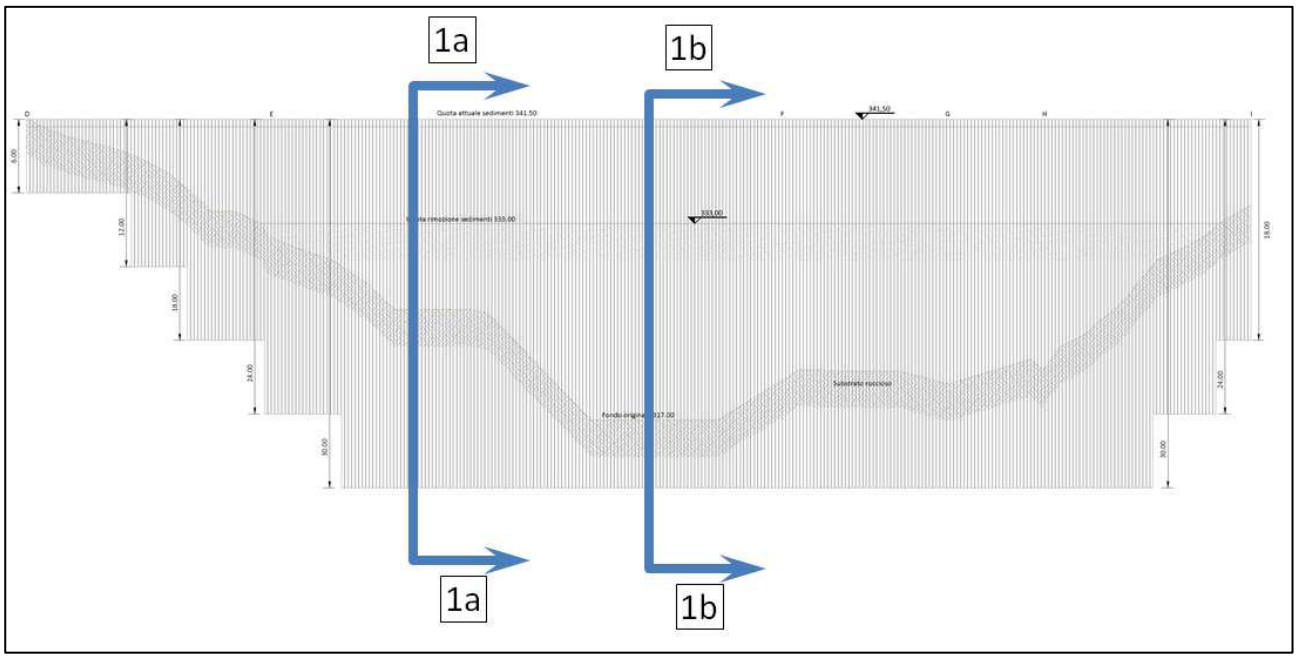


Figura 2.Ubicazione sezioni di calcolo (planimetria)



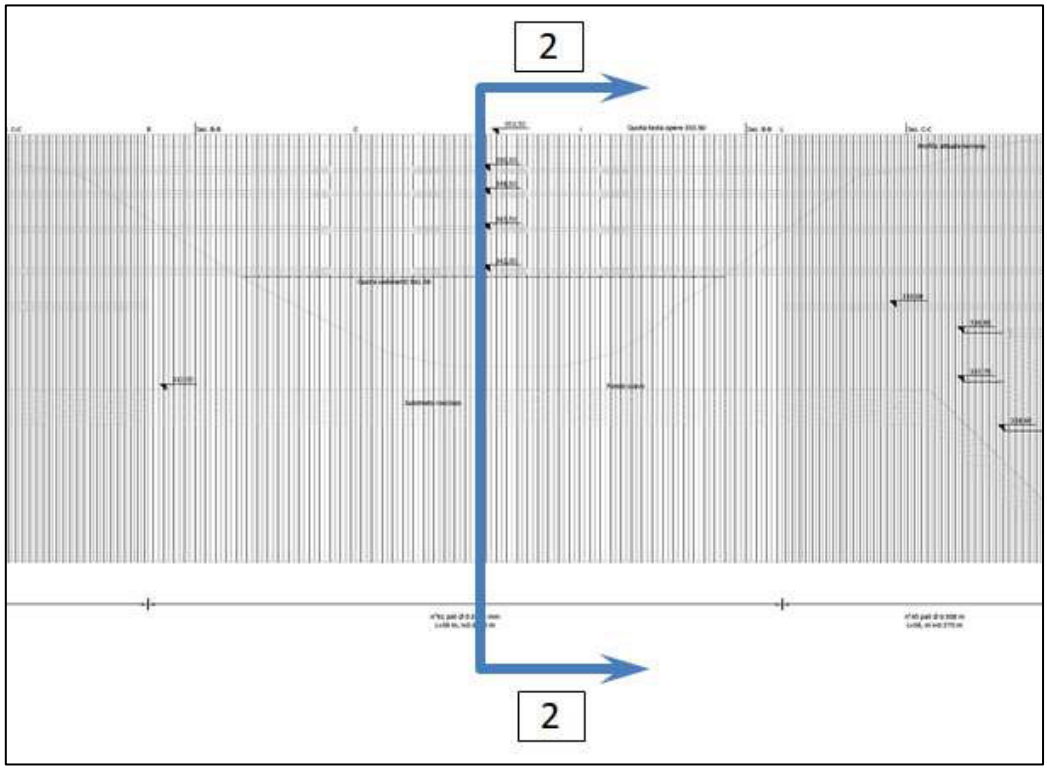
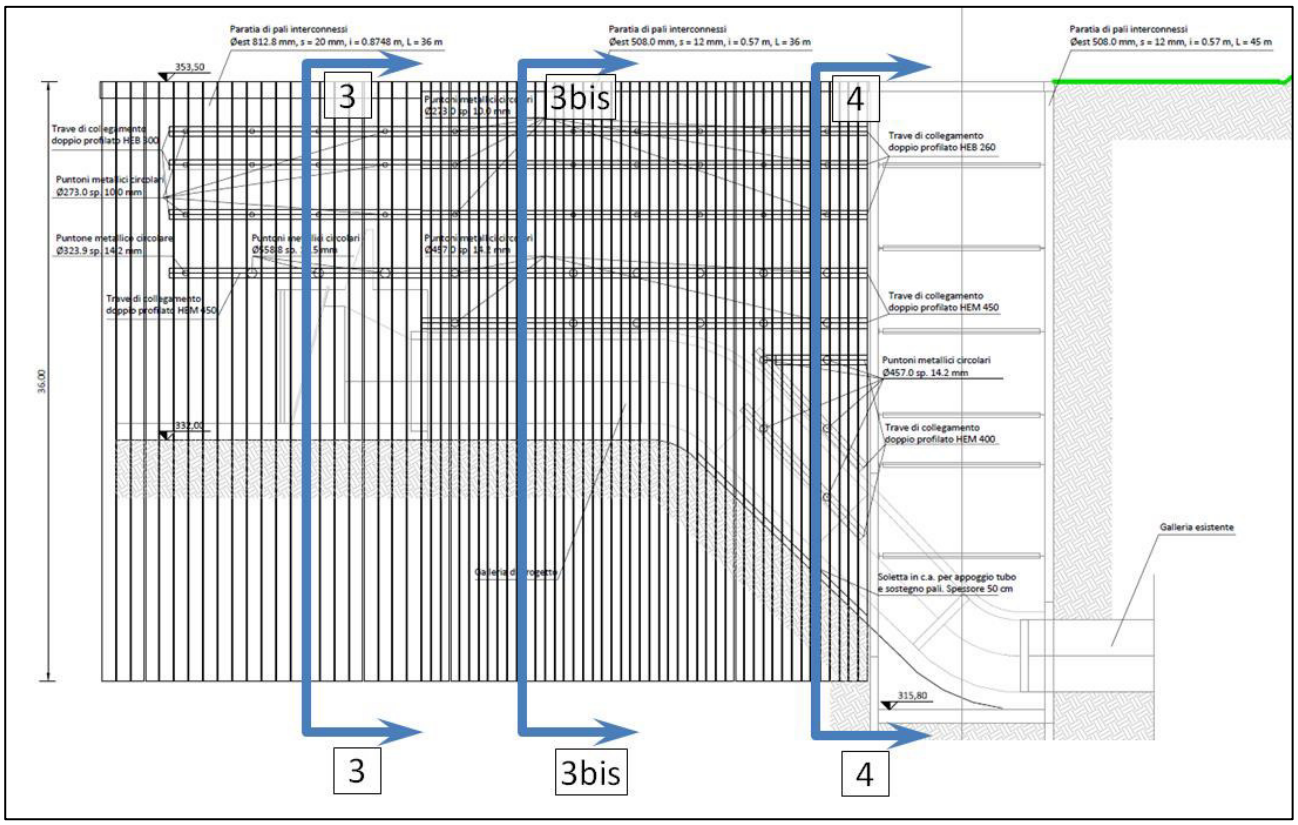


Figura 3.Ubicazione sezioni di calcolo (profili)



Le sezioni sono così numerate:

1. opera di ritenuta
    a. altezza standard;
    b. zona a minima infissione;
2. opera di protezione dell'imbocco (zona frontale, puntoni diagonali);
3. opera di protezione dell'imbocco (zona laterale, puntoni orizzontali);

3bis opera di protezione del canale- tratto in argilliti;

4. opera di protezione del canale- tratto in arenarie.

5.4 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo ripercorrono in maniera dettagliata le procedure costruttive previste ed esposte negli elaborati grafici specifici.

In fase di esercizio quasi tutte le opere oggetto di questa relazione risultano sommerse, ed è quindi significativo il metodo di calcolo con il quale si tengono in conto le spinte idrauliche (della falda e dell'invaso) sulle opere.

Nella trattazione che segue, in condizioni sismiche, sono stati trascurati in condizioni sismiche tutti i contributi inerziali dell'acqua al di sopra delle opere, dal momento che le spinte si autoequilibrano.

Pertanto, solo per le condizioni sismiche, quota di falda e di invaso è stata (fittiziamente) considerata con la quota di testa opera.

La schematizzazione delle spinte inerziali di falda e dell'invaso sono state sviluppate secondo il metodo di Ebeling e Morrison (1992), dettagliate in appendice.

In particolare:

Per l'opera di ritenuta

1. generazione delle tensioni iniziali e installazione dell'opera;
2. dragaggio del materiale a valle;
3. applicazione del sisma

Si riporta nel seguito lo schema statico adottato.

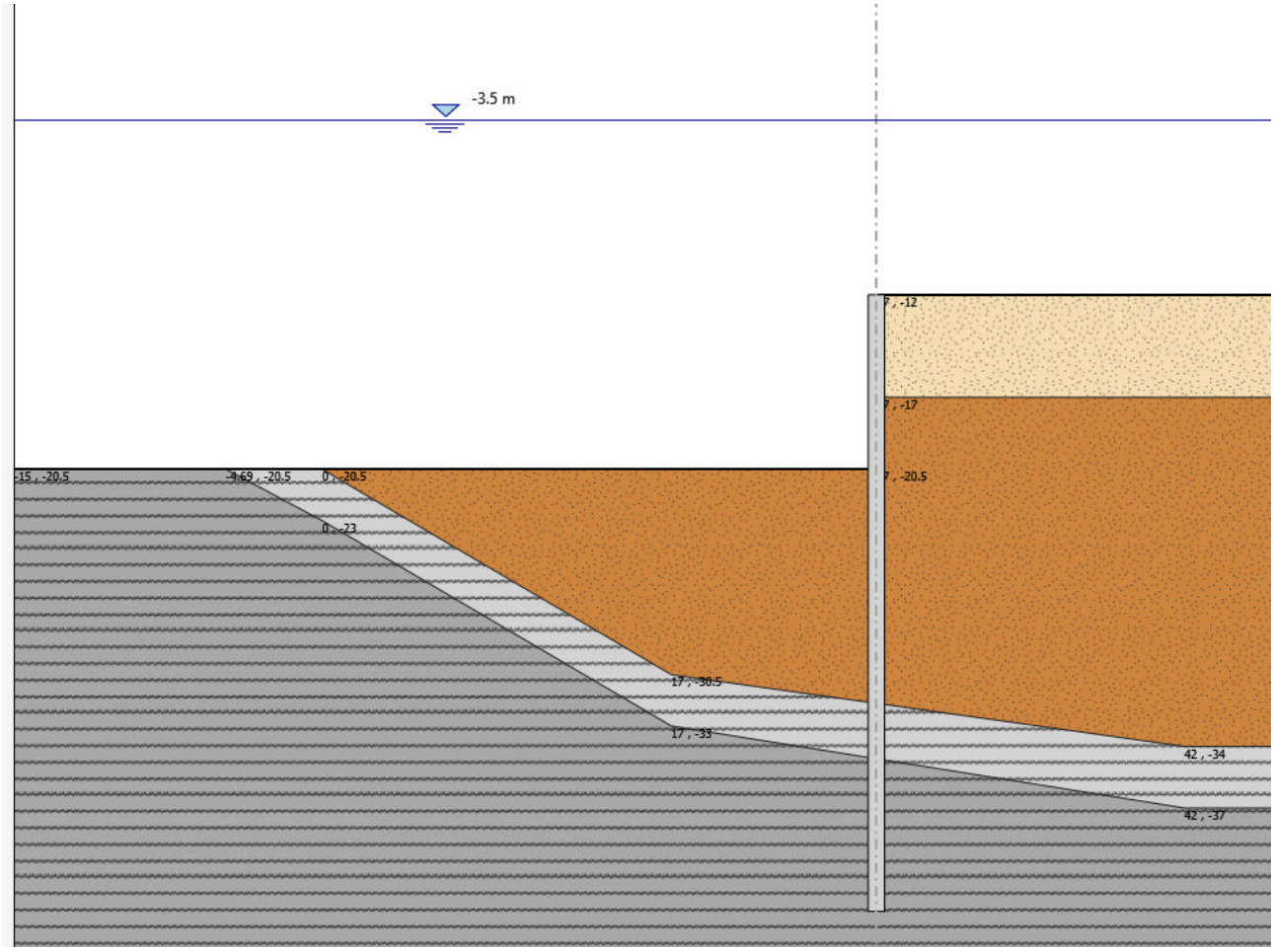


Figura 4. Schema statico sezione 1a

Per l'opera di protezione dell'imbocco dello scarico

1. generazione delle tensioni iniziali e installazione dell'opera;
2. installazione primo puntone;
3. rimozione dei sedimenti a monte della paratia (lato imbocco);
4. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a -1.0 m al di sotto del secondo puntone;
5. installazione secondo puntone;
6. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a -1.0 m al di sotto del terzo puntone;
7. installazione terzo puntone;
8. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a - a -1.0 m al di sotto del quarto puntone;
9. installazione quarto puntone;
10. scavo in corrispondenza dell'imbocco fino a quota -21.5 m da testa paratia (+332.0 m s.l.m.) con abbassamento livello idrico alla stessa quota;
11. costruzione della soletta di fondo;
12. innalzamento del livello idrico del bacino fino alla condizione iniziale (-3.5 m da testa paratia);
13. rimozione tratto vuoto paratia;
14. dragaggio a valle paratia,
15. condizione di lungo termine: nuovo riempimento del bacino con sedimenti;
16. sisma

Si riporta nel seguito lo schema statico adottato.

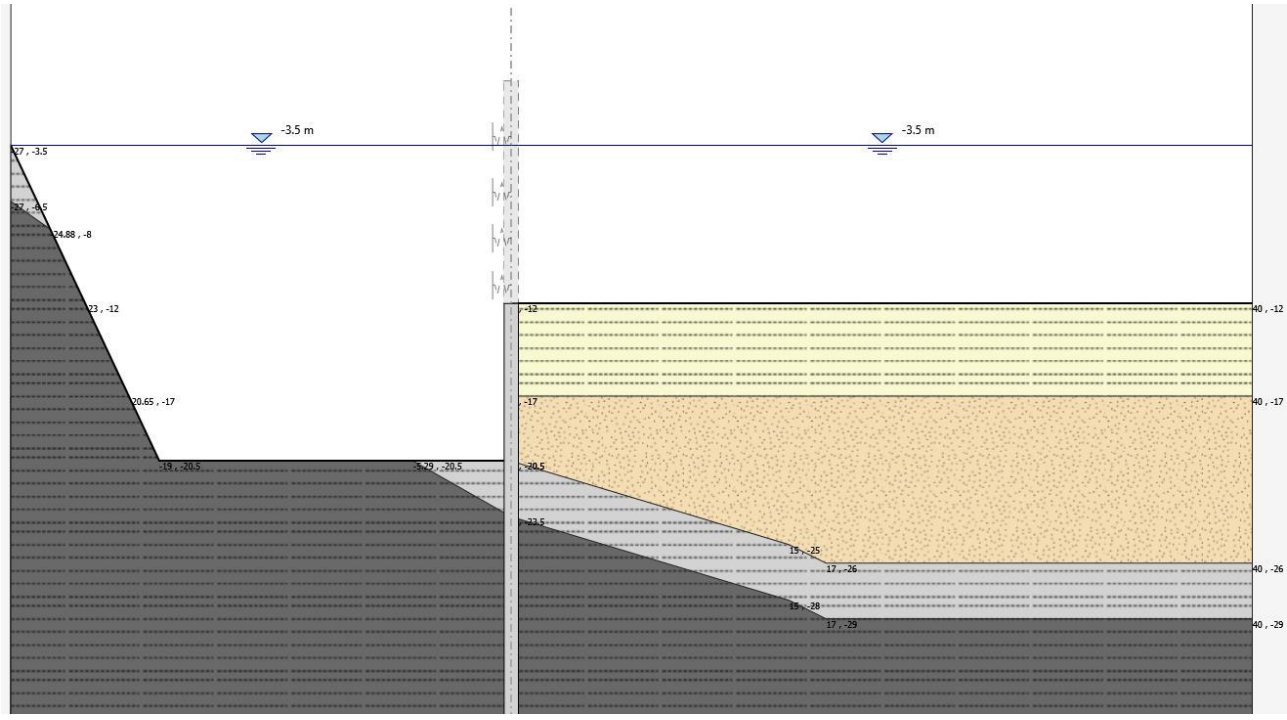


Figura 5. Schema statico sezione 2

Per l'opera di protezione laterale dell'imbocco dello scarico

1. generazione delle tensioni iniziali e installazione dell'opera;
2. installazione primo puntone;
3. rimozione dei sedimenti a monte della paratia (lato imbocco);
4. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a -1.0 m al di sotto del secondo puntone;
5. installazione secondo puntone;
6. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a -1.0 m al di sotto del terzo puntone;
7. installazione terzo puntone;
8. abbassamento del livello idrico del bacino a monte dell'opera a - a -1.0 m al di sotto del quarto puntone;
9. installazione quarto puntone;
10. scavo in corrispondenza dell'imbocco fino a quota -21.5 m da testa paratia (+332.0 m s.l.m.)
11. rimozione tratto vuoto paratia;
12. costruzione della galleria e riempimento;
13. sisma

Si riporta nel seguito lo schema statico adottato.

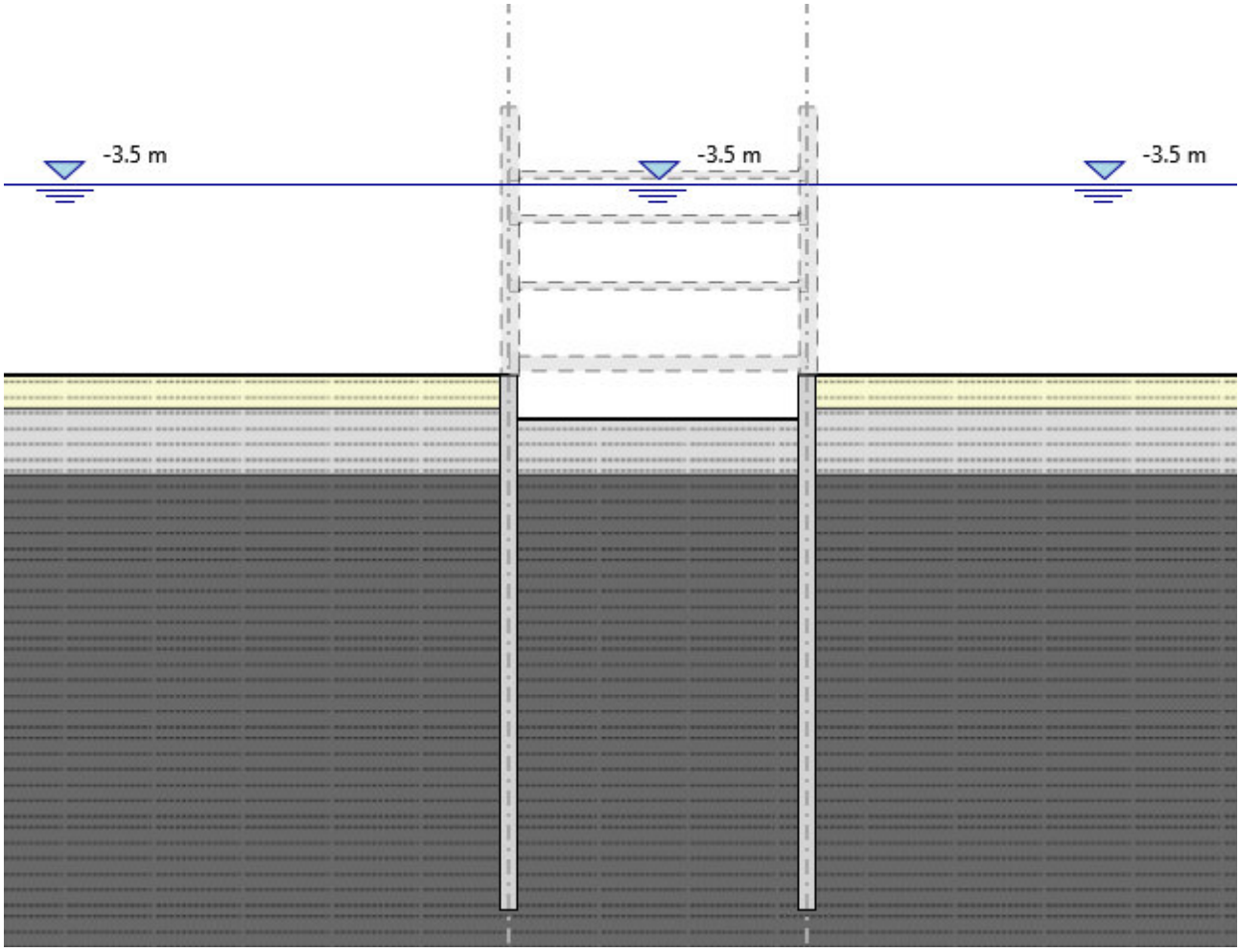


Figura 6. Schema statico sezione 3

Per il canale contenente lo scarico

1. generazione delle tensioni iniziali e installazione dell'opera;
2. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del primo puntone e contestuale abbassamento della falda;
3. installazione primo puntone;
4. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del secondo puntone e contestuale abbassamento della falda;
5. installazione secondo puntone;
6. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del terzo puntone e contestuale abbassamento della falda;
7. installazione terzo puntone;
8. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del quarto puntone e contestuale abbassamento della falda;
9. installazione quarto puntone;
10. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del quinto puntone e contestuale abbassamento della falda;
11. installazione quinto puntone;
12. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del sesto puntone e contestuale abbassamento della falda;
13. installazione sesto puntone;
14. scavo fino a quota -1.0 m dalla quota di installazione del settimo puntone e contestuale abbassamento della falda;
15. installazione settimo puntone;
16. raggiungimento del fondo scavo di progetto;
17. realizzazione della soletta di fondo
18. rimozione del settimo livello di puntoni
19.

Non si considerano fasi ulteriori visto il successivo riempimento dell'opera

Si riporta nel seguito lo schema statico adottato per i due casi

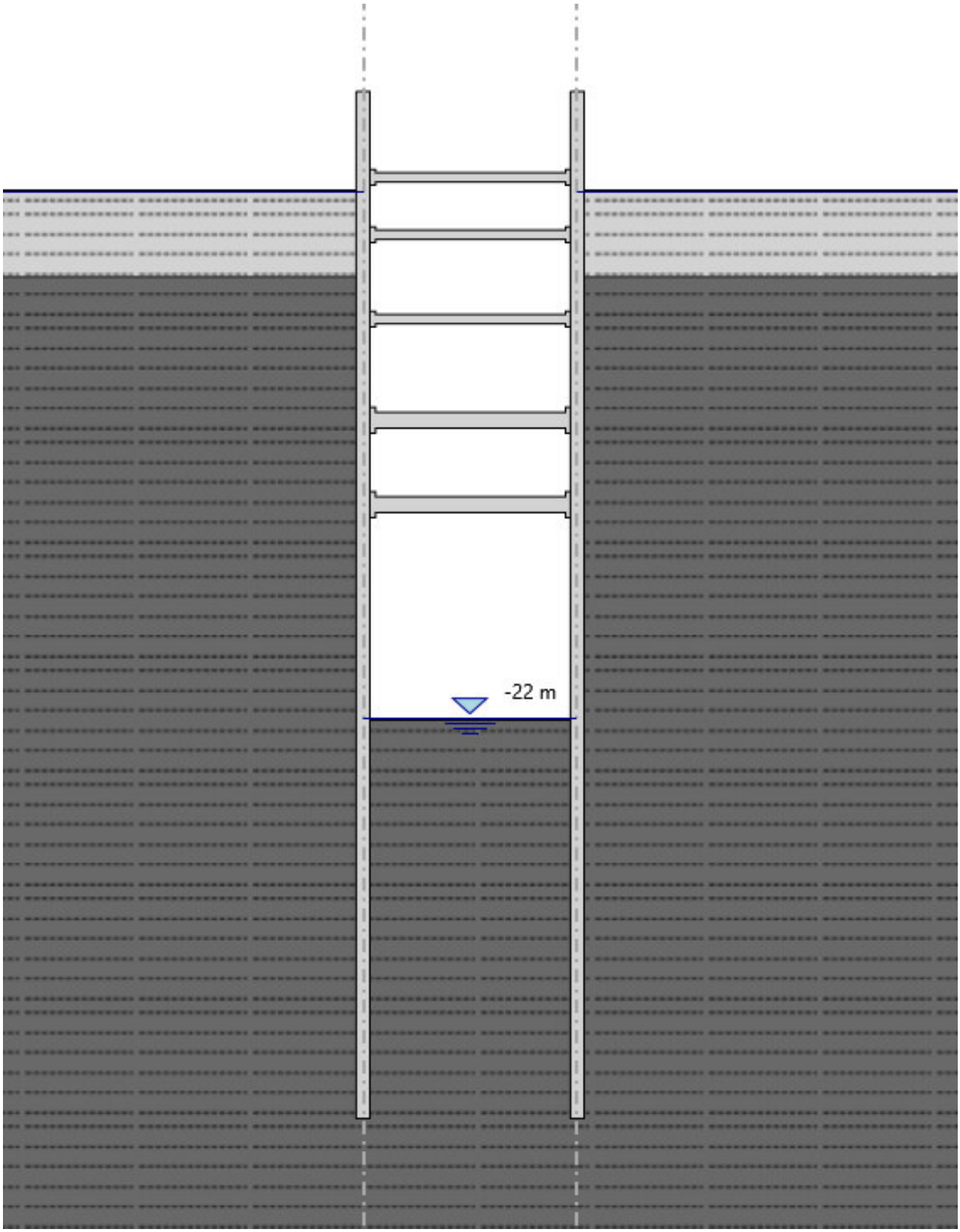


Figura 7. Schema statico sezione 3 bis

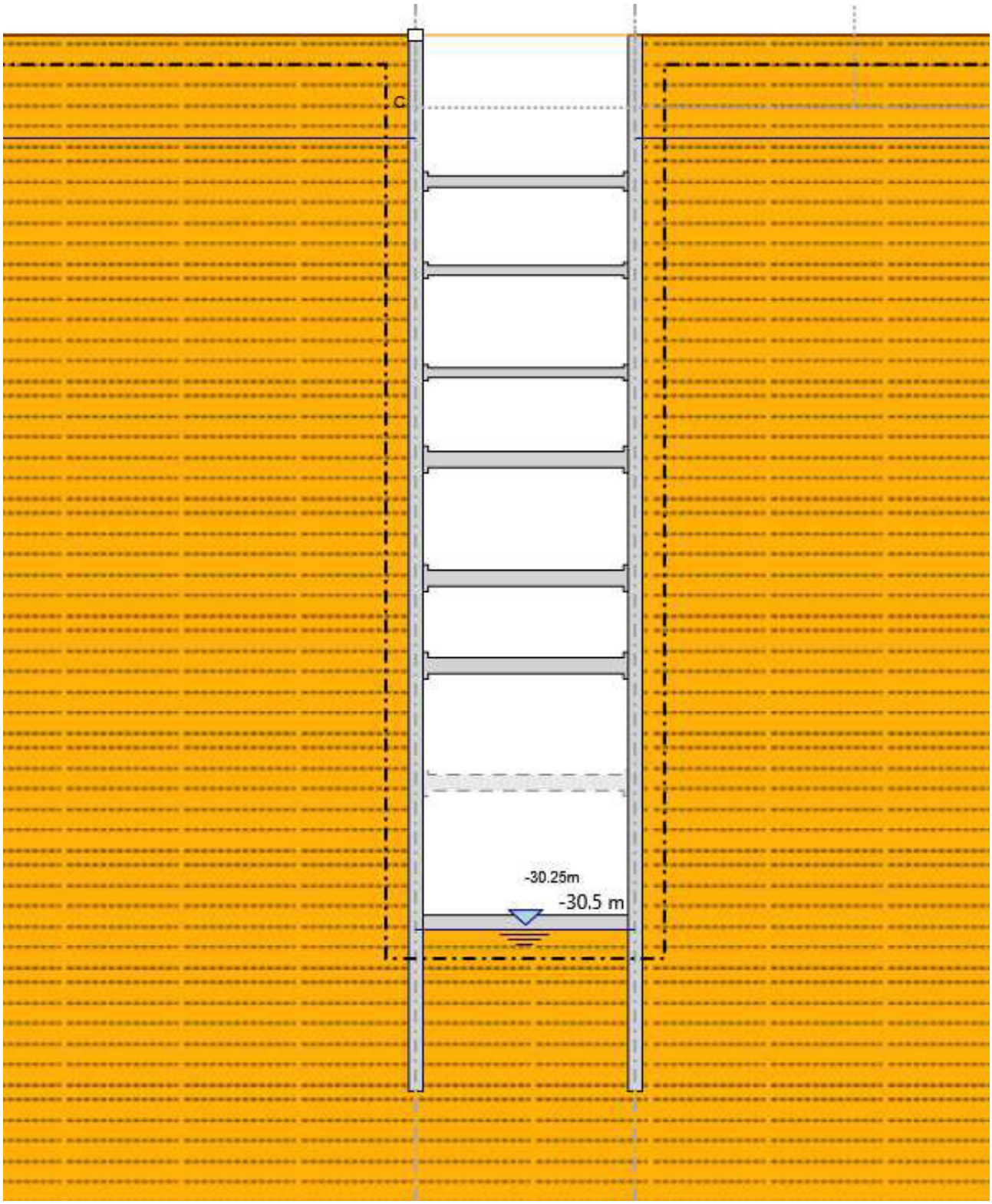


Figura 8. Schema statico sezione 4

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni idrauliche al contorno.

La formazione che interessa la Diga del Pozzillo è nota in letteratura come Flysch Numidico. Tale formazione è costituita da un'alternanza di argilliti, marne, arenarie e puddinghe depostesi con meccanismo torbiditico all'interno di un esteso bacino subsidente di avanfossa "Bacino della Sicilia centro-meridionale" (Roda, 1967)", formatosi nell'ambito della strutturazione della catena Appennino-Maghrebine (Lentini et al., 1987) tra il Serravaliano e il Tortoniano (13 Ma - 7 Ma circa). Si tratta pertanto di una formazione diagenizzata e tettonizzata nella quale si rilevanom a scala macro e mesostrutturale, strutture plicative e fragili.

Si tratta di marne argillose di colore nerastro, a struttura prevalentemente indistinta, passanti verso l'alto ad argille marnose di colore grigio e grigio-verdastro, a struttura scagliosa o indistinta intercalate da livelli di arenarie grigie e da locali intercalazioni di quarzareniti medio-fini grigie e giallastre, in strati da sottili a medi. A luoghi si rinvengono porzioni costituite da quarzareniti medio-fini di colore grigio e giallastro, in grossi banchi generalmente gradati, con frequenti intercalazioni di argille marnose di colore grigio e bruno. in strati da molto sottili a medi. Questa alternanza di strati è organizzata in sequenze cicliche spesse alcuni decine di metri e variabili orizzontalmente e verticalmente, nelle quali possono prevalere i termini argillitici o quelli a granulometria grossolana.

Da un punto di vista tecnico queste formazioni, fatta eccezione delle porzioni superficiali eluviate, si distinguono due Associazioni litotecniche che si distinguono per avere rispettivamente un comportamento da roccia tenera (litofacies A) e da roccia dura (Litofacies B).

Associazione litotecnica A:

È costituita da Arenarie, quarzoreniti, brecce, a luoghi calcareniti, costituiscono un ammasso roccioso fratturato in bancate massicce di un materiale da duro a molto duro (ciefficiente di compresione uni assiale compreso tra 40 ?? e 120 MPa), di spessore da decimetrico a qualche metro. Questi corpi dispongono di una geometria lenticolare che varia lateralmente e verticalmente; essi possono inoltre essere intercalati dal orizzonti argillitici e dispongono di uno spessore variabile da qualche metro a circa 20 m.

Questa facies è assimilabile ad un ammasso composto da rocce litoidi, da dure a molto dure, da mediamente a molto fratturate, poco o per nulla propense a fenomeni di eluvi azione, le quali dispiegano un comportamento tendenzialmente rigido modellizzabile come ammasso roccioso fratturato.

Gli strati hanno giacitura da molto inclinata a pseudo verticale in direzione parallela all'asse della diga. Tale litofacies, infine, costituisce le sponde del torrente Salso in coorrispondenza della quale è realizzata la diga.

Da un punto di vista idraulico l'ammasso ha permeabilità secondaria la quale dipende, quindi, dallo stato di fratturazione, dall'apertura dei giunti e dal loro riempimento. Sono prevedibili, in questo contesto, potenziali sovrappressioni idrauliche sulla calotta dello scavo.

Associazione litotecnica B

Si distinguono sotto associazioni:

B1: litofacies non alterata

B2: litofacies alterata ed eluviata

A.L. B1

L'associazione è composta dall'alternanza di marne, marne lutitiche e argilliti, di colore nerasto e grigio, molto compatte (per aging) con strutture fogliettate, fissili, talvolta a losanga (riconducibili a strutture sedimentarie o a clivaggi tettoniche) in strati dello spessore da qualche decimetro a qualche metro; esse sono alternate a livelli di arenarie, quarzo areniti e calcareniti molto dure con tessitura da laminata e massiva; prevalgono sequenze di strati nelle quali prevalgono i livelli a composizione marnoso-argillitica; gli strati arenacei possono avere spessore da centimetrico a qualche metro. Questa litofacies costituisce, nel complesso, un ammasso roccioso misto con una dominante marnoso argillitica che lo assimila ad un comportamento da roccia tenera.

La litofacies è costituita da litotipi poco e per nulla permeabili. La fatturazione delle rocce, per la loro componente argillitica, non induce lo sviluppo di permeabilità secondaria.

A.L. B2

È formata dagli stessi materiali della B1 i quali però, soprattutto nelle porzioni, più fini risultano alterati ed eluviati con processi che arrivano alla colluviazione nella porzione più superficiale. Si distinguono sia per il colore che acquisisce tonalità da grigio chiaro a giallognolo, sia per il deterioramento delle caratteristiche meccaniche (gli ammassi risultano detensionati e colluviati); tali materiali possono acquisire a luoghi, comportamento assimilabile ad un terreno coesivo.

Lo spessore della coltre di alterazione, dalle indagini geognostiche, hanno uno spessore fino a 10 m. Come le rocce tenere dispongono di un discreto comportamento meccanico di tipo tendenzialmente rigido, ma sono facilmente alterabili ad opere delle deformazioni tettoniche, dell'infiltrazione delle acque e degli agenti esogeni, mentre risultano sostanzialmente sciolti nei primi metri a contatto con il piano campagna.

All'interno delle coltri di alterazione, soprattutto in corrispondenza delle porzioni superficiali colluviate dello spessore di qualche metro, si può generare una modesta circolazione idraulica effimera e legata all'andamento delle precipitazioni

Assetto strutturale

La diga è impostata in asse di una lente di quarzareniti e arenarie di spessore deca metrico. La spalla destra si dispone con con azimut dell'immersione N350° e inclinazione che varia da 45° in prossimità dell'imbocco della presa (Figura 9); la spalla destra ha giacitura N030° e inclinazione verticale (Figura 10).

Figura 9 foto storica dello scarico e della presa della diga

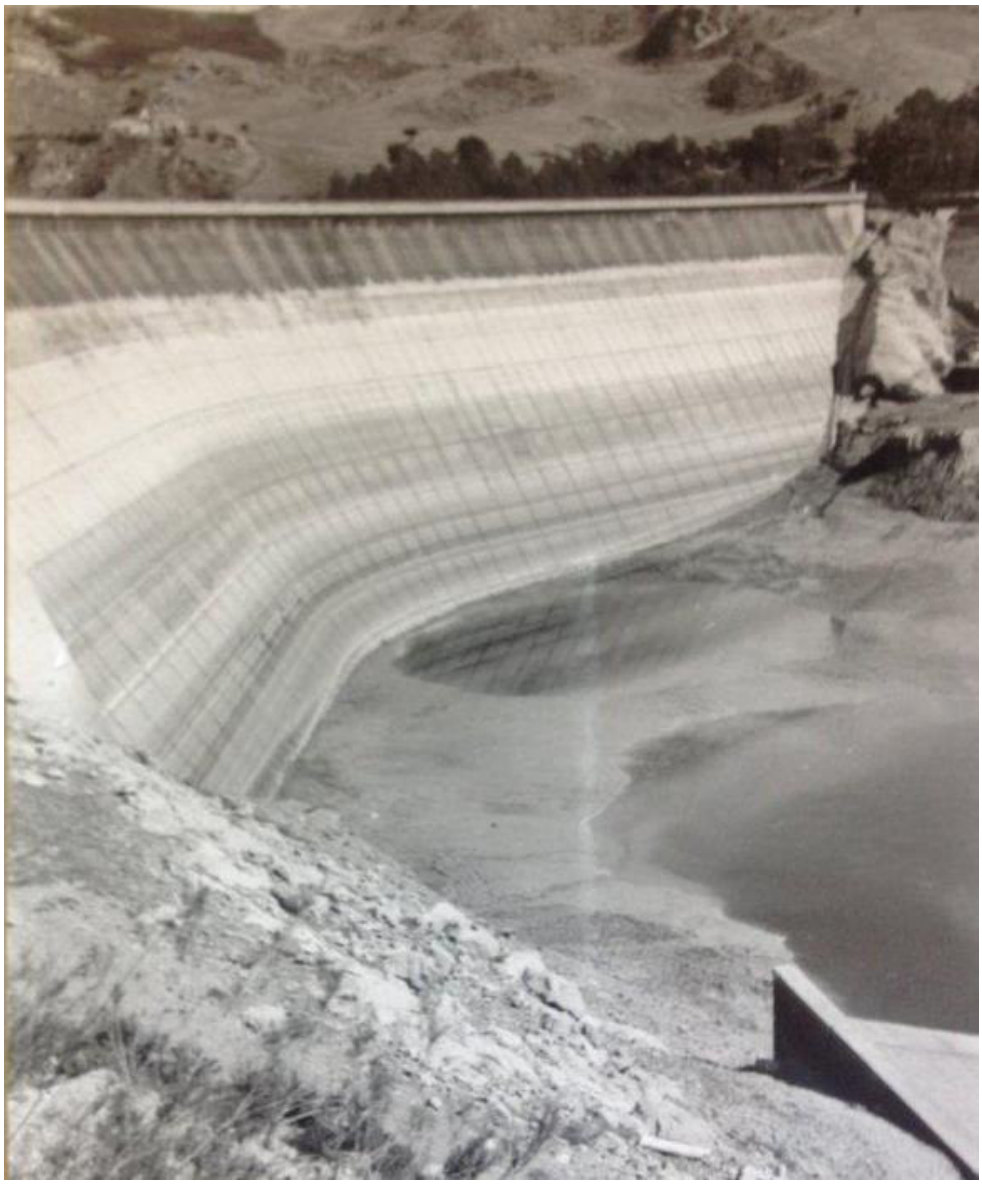


Figura 10. foto storica della spalla destra della diga.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si ricorda che le unità geotecniche individuate nella relazione Geotecnica Generale sono le seguenti:

- Sedimenti molto recenti (**unità SeRR**);
- Sedimenti recenti (**unità SeR**);
- Argille e limi (**unità B2**);
- Argilliti (**unità B1**);
- Arenarie (**unità A**);

Nel seguito, in corrispondenza delle sezioni di calcolo identificate precedentemente si procederà ad identificare la stratigrafia di calcolo sulla base delle indicazioni fornite nella relazione Geotecnica Generale.

Riguardo alla stratigrafia adottata è necessario sottolineare che i rilievi geologici in sito hanno individuato una serie di elementi di non facile (né univoca) lettura, determinata soprattutto ma non solo dalla presenza di contatti verticali tra le formazioni.

Pur se l'elaborazione delle sezioni geologiche ha restituito una stratigrafia tutto sommato confortante dal punto di vista progettuale (**Figura 11**), visto che i materiali con le migliori proprietà meccaniche si ritrovano praticamente lungo tutto il corso dell'opera di protezione del canale, lo scrivente progettista ha voluto cautelarsi nei confronti di eventuali incertezze, individuando una stratigrafia più prudenziale, nella quale il tratto iniziale del canale (dal lato del bacino) viene a trovarsi essenzialmente in corrispondenza delle argilliti che si rinvengono sul fondo del bacino (Figura 12). Ciò soprattutto in ragione della presenza di sacche di argilliti all'interno dell'ammasso arenaceo.

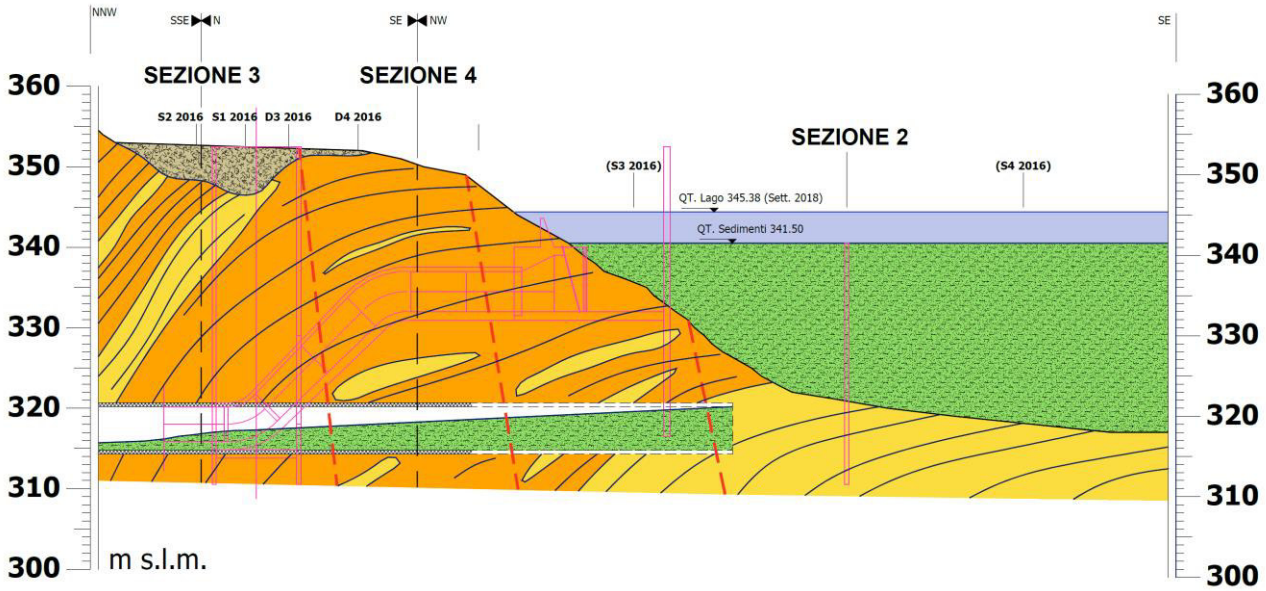


Figura 11. Sezione Geologica longitudinale. In giallo scuro le arenarie, giallo chiaro le argilliti

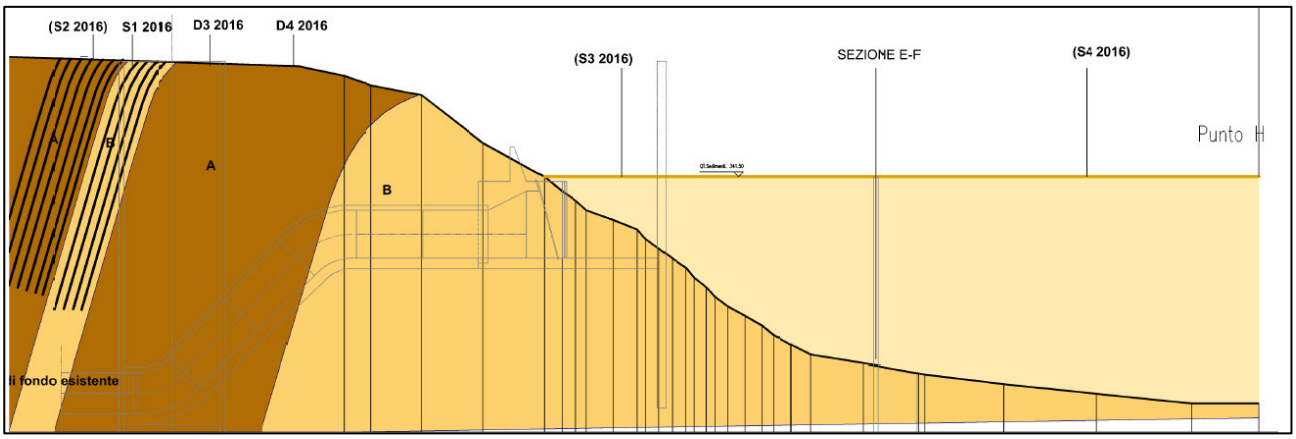


Figura 12. Sezione longitudinale di progetto- semplificata e cautelativa. In marrone scuro le arenarie, marrone chiaro le argilliti

7.1 Stratigrafia di riferimento

La ricostruzione stratigrafica è stata definita secondo i principi esposti nel precedente paragrafo. In corrispondenza di alcune sezioni ritenute di particolare importanza ai fini della progettazione delle opere sono stati pertanto individuati dei profili stratigrafici (che verranno poi richiamati come “profili di progetto” nella relazione di calcolo.

Nella seguente figura si provvede a mostrare l’ubicazione di tali sezioni, mentre nei paragrafi successivi si dettaglierà, sezione per sezione, il profilo stratigrafico

Le stratigrafie sono riportate da quota 0.0 (+353.5 m s.l.m.)

SEZIONE 1 a e 1b

- da quota -12.0 m a quota – 17.0 m *sedimenti molto recenti*
- da quota -17.0 m a quota – 34.0 m *sedimenti recenti*
- da quota -34.0 m (interno invaso) a quota -34.0 (interno invaso) *Argilliti (alterate)*
- da quota -37.0 m (interno invaso) a quota minima del modello *Argilliti*

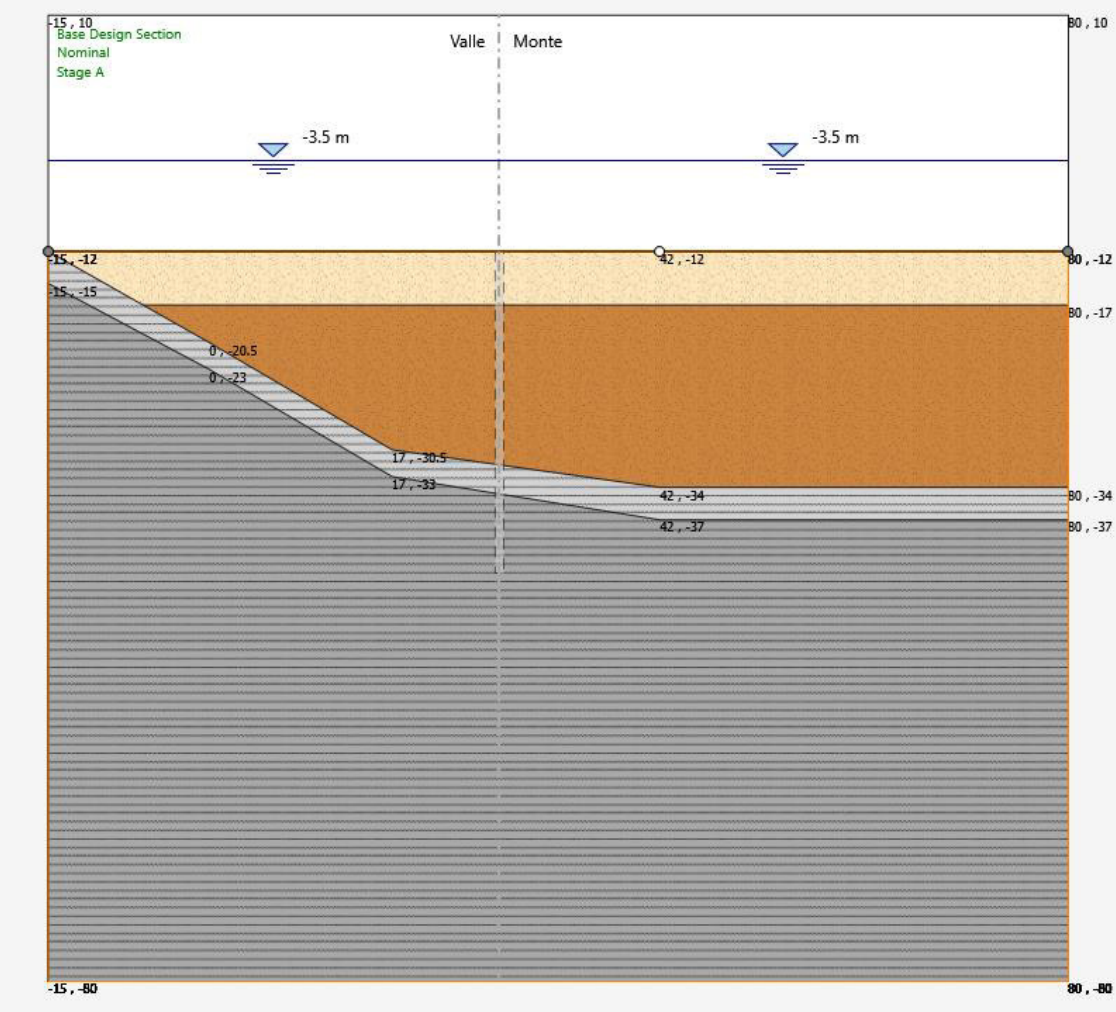


Figura 13. Stratigrafia sezioni di calcolo 1a e 1b

SEZIONE 2

- da quota -12.0 m a quota – 17.0 m *sedimenti molto recenti*
- da quota -17.0 m a quota – 34.0 m *sedimenti recenti*
- da quota -26.0 m (interno invaso) a quota -29.0 (interno invaso) *Argilliti (alterate)*
- da quota -29.0 m (interno invaso) a quota minima del modello *Argilliti*

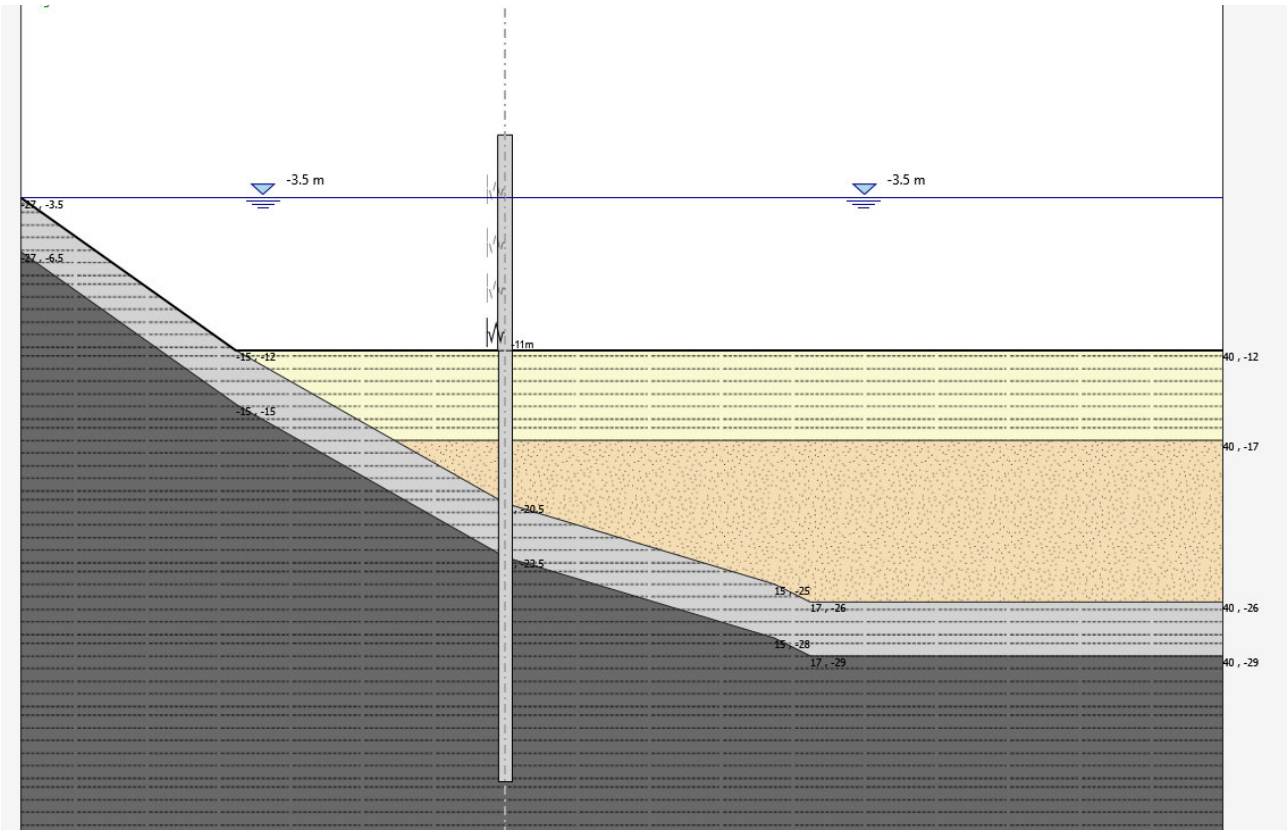


Figura 14 Stratigrafia sezione di calcolo 2

SEZIONE 3

- da quota -12.0 m a quota – 13.5 m *sedimenti molto recenti*
- da quota -13.5 m (interno invaso) a quota -16.5 (interno invaso) *Argilliti (alterate)*
- da quota -16.5 m (interno invaso) a quota minima del modello *Argilliti*

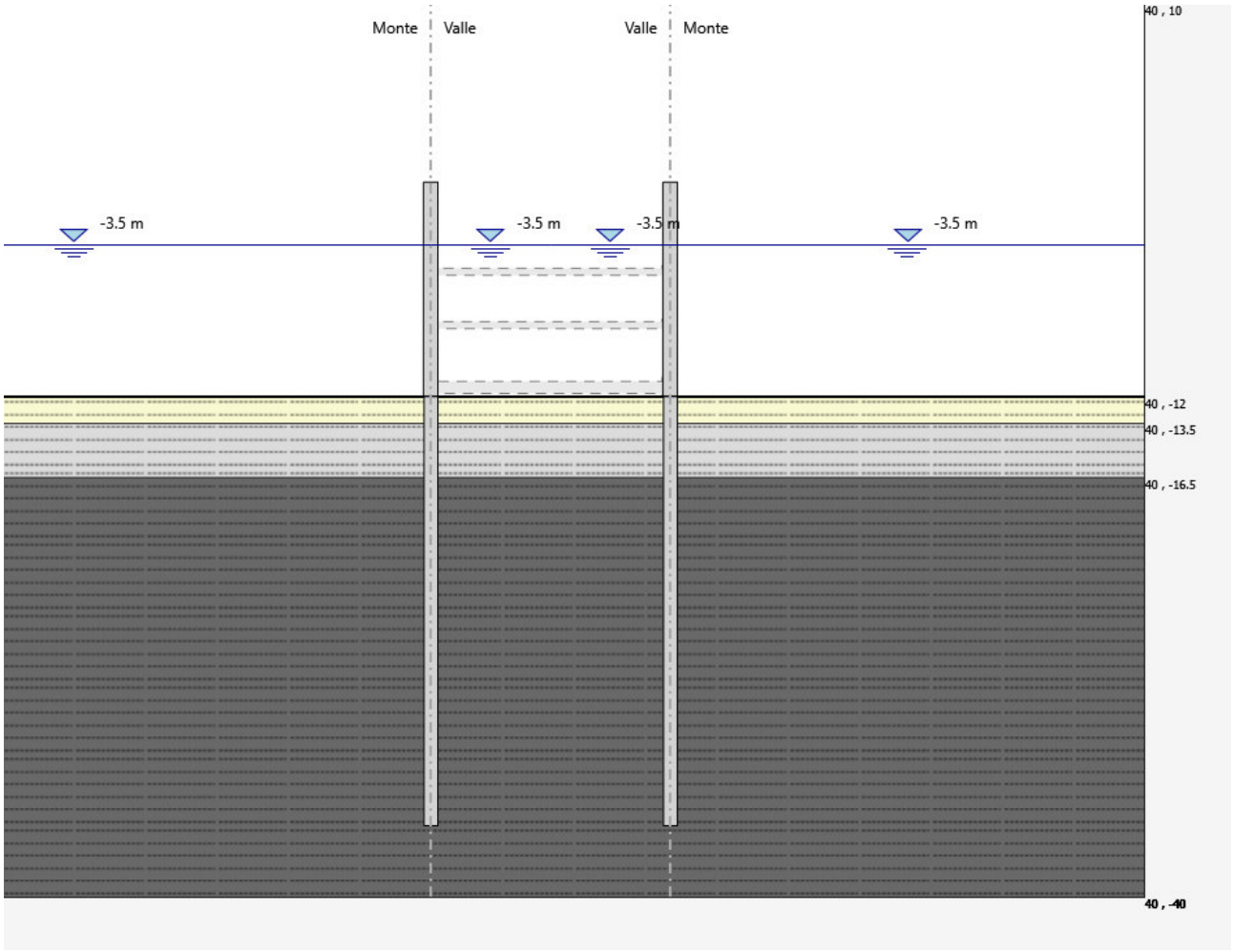


Figura 15 Stratigrafia sezione di calcolo 3

SEZIONE 3bis

- da quota -0.00 m a quota -3.0 m *ArgillitiAlterate*
- da quota -3.00 m a a quota minima del modello *Argilliti non alterate*

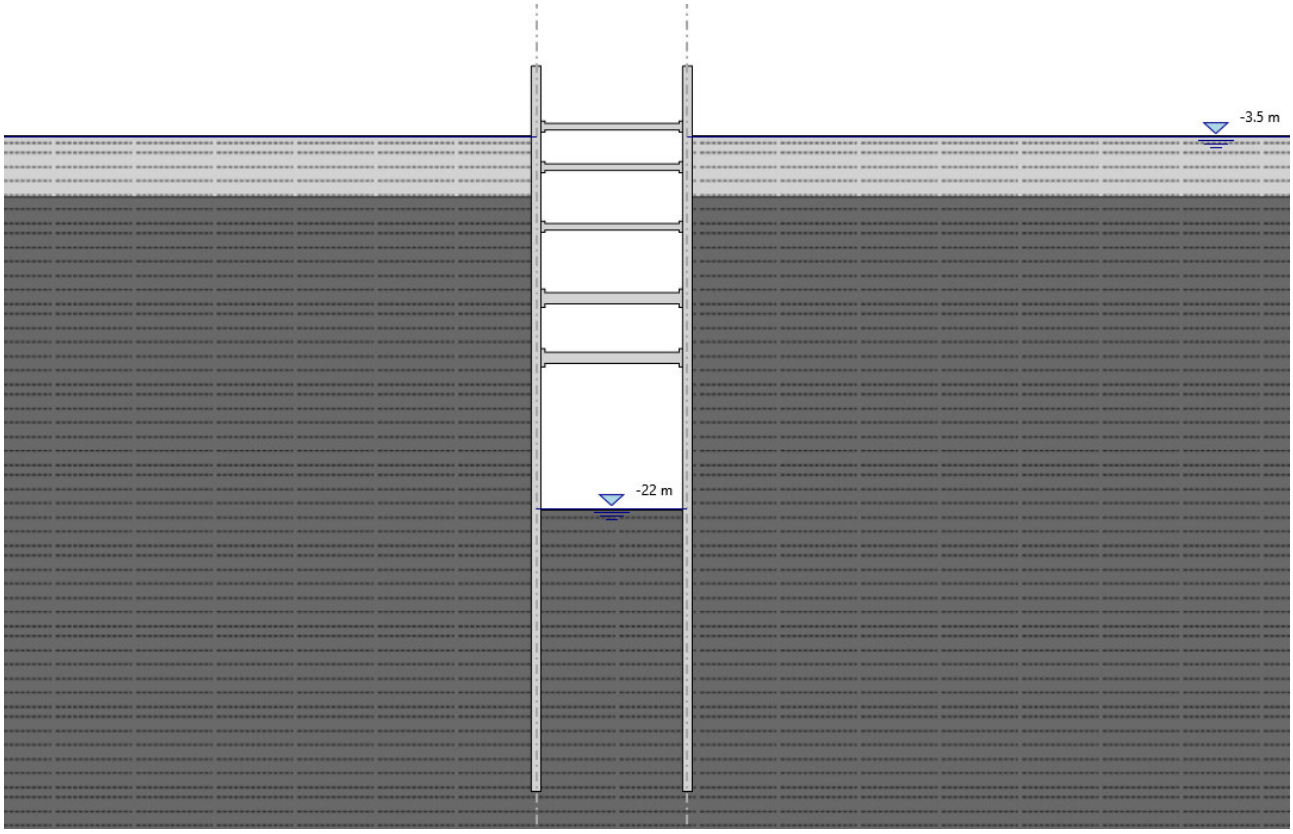


Figura 16 Stratigrafia sezione di calcolo 3 bis

SEZIONE 4

- da quota -0.00 m a a quota minima del modello *Arenarie*

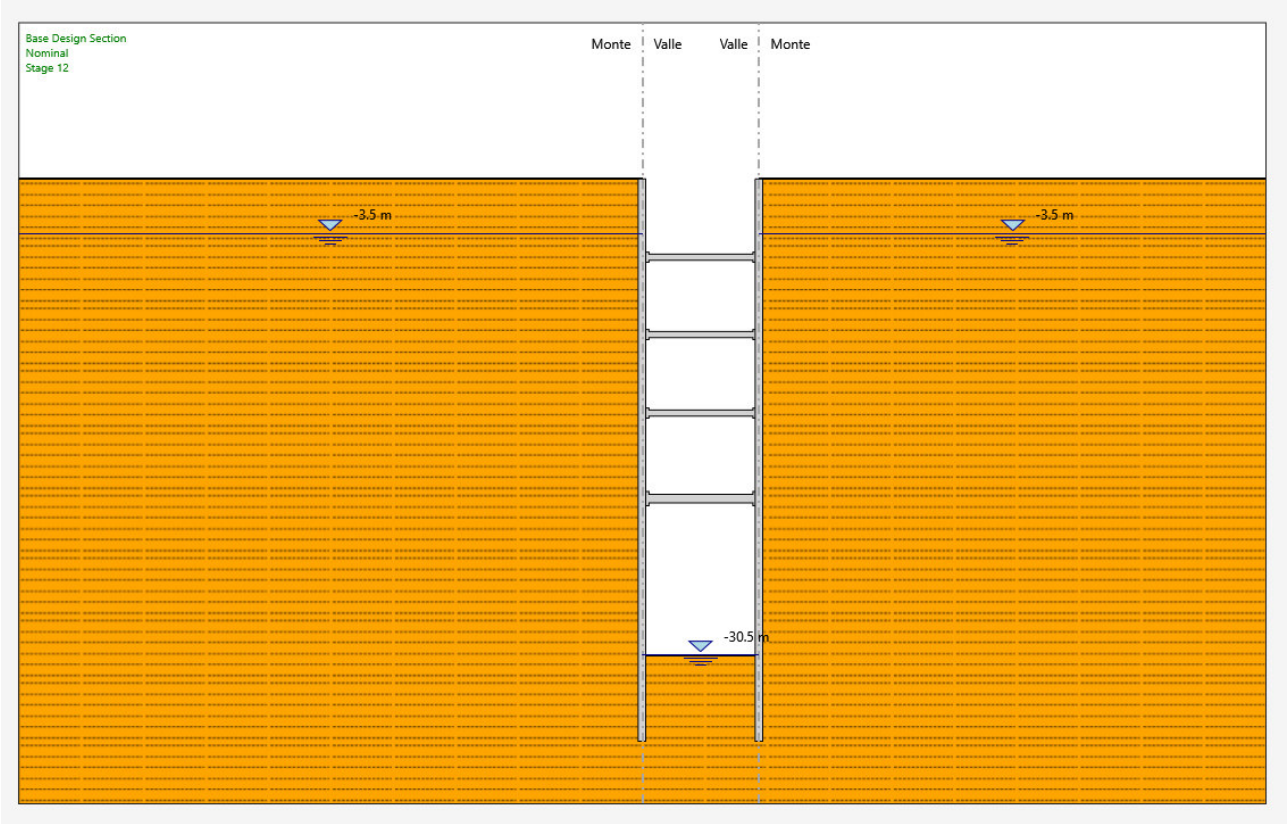


Figura 17 Stratigrafia sezione di calcolo 4

7.2 Condizioni idrauliche al contorno

La quota di falda di progetto è stata ubicata alla quota di massimo invaso prevista, ovvero 3.5 m al di sotto della testa paratia (+350.0 m s.l.m.).

Questa condizione configura di fatto uno Stato Limite Ultimo, oltre il quale ogni condizione idraulica più gravosa è fisicamente impossibile: infatti, ipotizzando che a causa di forti eventi meteorici il livello del bacino cresca oltre la quota di regolazione, si verificherebbe anche l'innalzamento della quota idrica all'interno dell'area di scavo, peraltro in maniera molto più rapida della risalita della falda nei terreni e nelle rocce circostanti l'opera. Le pressioni neutre all'interno e all'esterno delle opere di sostegno pertanto si auto-equilibrerebbero.

E' necessario sottolineare che nelle formazioni rocciose non eccessivamente fratturate (che a quel punto potrebbero essere associate a terreni) non è applicabile il principio delle pressioni efficaci e che pertanto, di norma, la spinta idraulica sulle opere e la sottospinta sulla porzione di terreno compresa tra il piede delle paratie e il fondo scavo, non sono definibili.

Ciò è vero sia per quanto riguarda le Arenarie (litofacies A) sia per quanto riguarda le Argilliti non alterate (litofacies B1).

Ciò non di meno, al fine di condurre in ipotesi cautelative il calcolo strutturale delle paratie e delle puntonature, si provvederà a trattare dette litofacies come terreni, considerando sia la spinta idraulica sia la riduzione delle tensioni efficaci derivante dalla presenza di "falda". Ciò perché la presenza anche di poche fessure aperte al contatto roccia-paratia potrebbe far insorgere una spinta idraulica non trascurabile Si ipotizzerà inoltre che l'equalizzazione delle pressioni neutre avvenga a profondità pari al fondo del modello (profondità infinita) in modo da massimizzare le spinte sulle pareti.

Per quanto riguarda invece la sottospinta idraulica e le verifiche a sollevamento deve segnalarsi che invece in questo caso in alcun modo è possibile ipotizzare l'instaurarsi di una zona, interna all'ammasso che in cui si determini una sottospinta sullo strato di rocce comprese tra il fondo scavo e il piede della paratia: perché si verifichi ciò sarebbe necessaria una frattura orizzontale o sub orizzontale continua tra le due paratie e questa ipotesi è decisamente improbabile vista sia la natura delle rocce, sia il loro grado di fratturazione. Pertanto lo scrivente non ritiene che la verifica a sollevamento abbia significato fisico in questo caso.

7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni

7.3.1 SEDIMENTI MOLTO RECENTI

Questi materiali verranno caratterizzati come segue:

γ = 13 kN/m^3 — **peso per unità di volume naturale**

γ_{sat} = 13 kN/m^3 — **peso per unità di volume saturo**

c = 0 kPa — **coesione efficace**

φ = 8° — **angolo di resistenza al taglio**

7.3.2 SEDIMENTI RECENTI

Questi materiali verranno caratterizzati come segue:

γ = 15 kN/m^3 — **peso per unità di volume naturale**

γ_{sat} = 16 kN/m^3 — **peso per unità di volume saturo**

c = 0 kPa — **coesione efficace**

φ = 23° — **angolo di resistenza al taglio**

7.3.3 ARGILLITI NON ALTERATE

Questi materiali verranno caratterizzati come segue:

γ = 23 kN/m^3 — **peso per unità di volume n**

c = 50 kPa — **coesione efficace**

φ = 25.5° — **angolo di resistenza al taglio**

7.3.4 ARGILLITI ALTERATE ED ELUVIATE

Questi materiali verranno caratterizzati come segue:

γ = 20 kN/m^3 **peso per unità di volume n**

c = 2.5 kPa **coesione efficace**

φ = 25.5° **angolo di resistenza al taglio**

7.3.5 ARENARIE

Questi materiali verranno caratterizzati come segue:

γ = 22 kN/m^3 **peso per unità di volume n**

c = 187 kPa **coesione efficace**

φ = 54.0° **angolo di resistenza al taglio**

8 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;

b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

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

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

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

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);
- **HYD** (erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici).

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, sono i seguenti

1.	**VERIFICA EQU**	**SODDISFATTA**;
2.	**VERIFICA STR**	**SODDISFATTA**;
3.	**VERIFICA GEO**	**SODDISFATTA**;
4.	**VERIFICA UPL**	**SODDISFATTA**;
5.	**VERIFICAHYD**	**SODDISFATTA**.

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.2 della normativa, sono elencati nel seguito:

a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;

c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;

d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;

e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;

f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Nel presente caso vista la tipologia di opere sono state svolte unicamente le prime a) ed e) dal momento che

- Gli spostamenti attesi sono nulli;
- Non si prevedono vibrazioni significative sull'opera;
- Il copriferro adottato e la limitata fessurazione [vedi verifica a)] garantiscono circa eventuali fenomeni di corrosione delle armature.

Le verifiche effettuate hanno dato il seguente esito:

1	**DANNEGGIAMENTI LOCALI**	**SODDISFATTA**;
2	**DANNI PER FATICA**	**SODDISFATTA**;

9 NORMATIVA: PROCEDURE E METODI

9.1 Verifiche EQU

Le analisi sono state svolte con riferimento alle fasi calcolo riportate precedentemente.

Il programma di calcolo utilizzato garantisce il soddisfacimento degli equilibri:

1. a spostamento orizzontale
2. a spostamento verticale
3. alla rotazione

Il raggiungimento della convergenza del calcolo assicura che il coefficiente di sicurezza allo SLU di rotazione intorno ad un punto sia almeno superiore all'unità.

9.2 Verifiche STR

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni delle NTC 2018, normativa attualmente vigente.

9.3 Verifiche GEO

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni di cui al par. 6.5 delle NTC 2018, normativa attualmente vigente.

Se ne riportano per chiarezza espositiva degli stralci significativi.

- Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] 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, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

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 □R del gruppo R1 pari all'unità.

Bisogna però ricordare che al paragrafo 6.2.4.1.3 la norma chiarisce che Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Questo equivale a dire che le analisi riguardanti gli SLU di tipo strutturale devono svolgersi unicamente con la combinazione 1, mentre la combinazione 2 deve utilizzarsi solo per le analisi di collasso.

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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di

manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica

analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

CONDIZIONI SISMICHE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*) di cui allo stesso § 3.2.1.

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

L'analisi delle paratie in condizioni sismiche può essere eseguita con specifici metodi di analisi dinamica o mediante

metodi pseudo-static

9.4 Verifiche UPL

Citando la Normativa Vigente:

"*Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante* $V_{inst,d,}$ *combinazione di azioni permanenti* ($G_{inst,d}$) *e variabili* ($Q_{inst,d}$), *sia non maggiore della*

combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) *e delle resistenze* (R_d):

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} + R_d$$

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

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tabella seguente. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2)".

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

10 ANALISI SISMICA

10.1 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI NORMATIVA: METODO PSEUDOSTATICO

L'entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18. Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido ag, un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*_c relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Note le coordinate del sito, per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell'opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – VN) ed il coefficiente d'uso CU (definito a partire dalla classe d'uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell'opera ed il coefficiente d'uso.

- VN è pari a 50 anni (opere esistenti);
- C_U è pari a 2 (CLASSE D'USO IV- identica a quella della diga).

I parametri sismici interpolati, funzione del tempo di ritorno, sono quelli riportati in Figura 1.

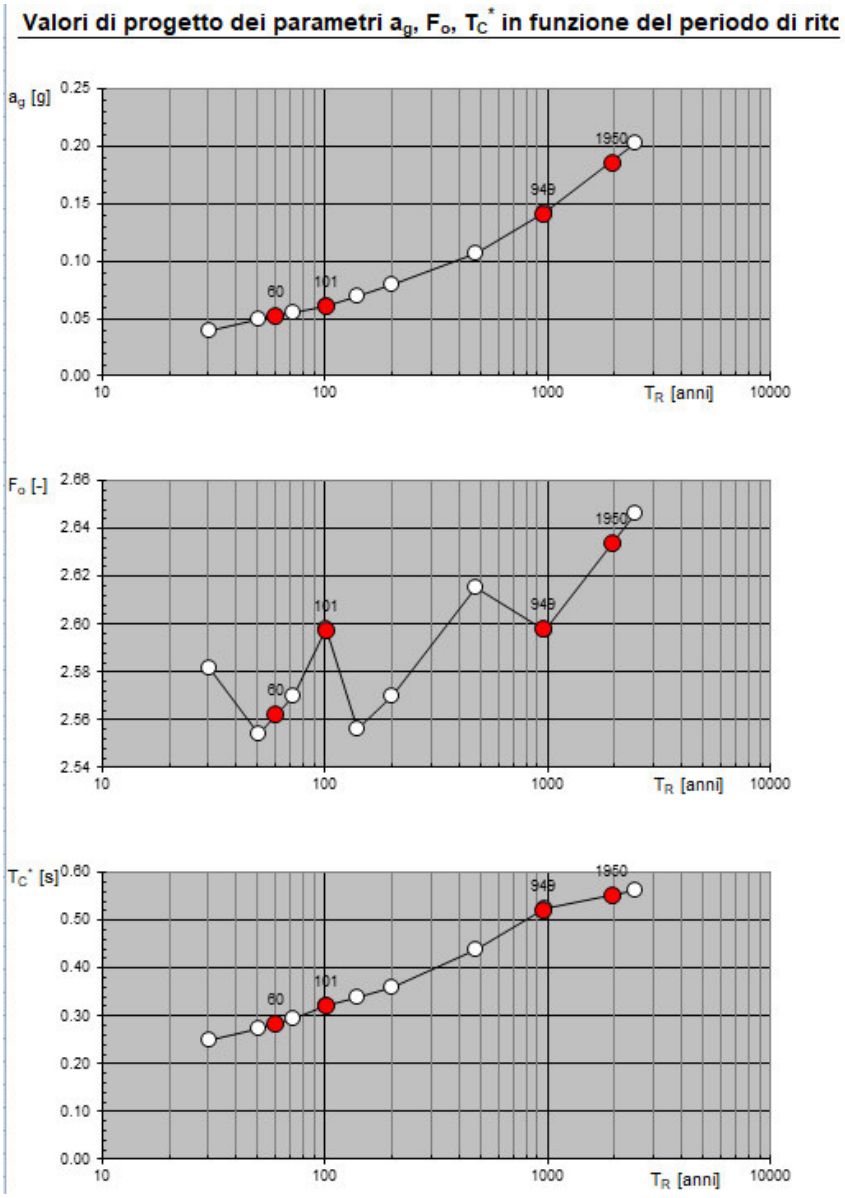


Figura 1: Grafici dei parametri sismici in funzione del tempo di ritorno

Per tutte le condizioni si trova che l'accelerazione di riferimento su sottosuolo rigido vale:

$a_g = 0.141g$

Ulteriore passo per la determinazione delle azioni sismiche a livello locale è la definizione del tipo di terreno, ovvero della sua risposta, in termini amplificativi dell'accelerazione. A tal fine la norma introduce i parametri S_S, moltiplicativo della accelerazione su substrato rigido, e C_c moltiplicativo del periodo caratteristico, in funzione della rigidezza del terreno stesso, calcolabili secondo le indicazioni riportate in Tabella 1.

Tabella 1: classificazione dei terreni in funzione della risposta sismica

Categorie di suolo di fondazione		VS30 (m/s)	Par. geote.di riferimento	Coefficiente S_s	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $c_u > 250$ kPa	$1.00 \le 1.40 - 0.4\ F_0\ a_g \le 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	180 - 360	$15 < N_{SPT} < 50$ $70 < c_u < 250$ kPa	$1.00 \le 1.70 - 0.6\ F_0\ a_g \le 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	$N_{SPT} < 15$ $c_u < 70$ kPa	$0.90 \le 2.40 – 1.50\ F_0\ a_g \le 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con VS30 > 800 m/s)	Valori simili ai terreni di tipo C o D		$1.00 \le 2.00 – 1.10 F_0\ a_g \le 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$

Non sono disponibili informazioni quantitativamente esaustive (misure di velocità delle onde sismiche di taglio, o in alternative prove penetrometriche spinte a profondità adeguate) per definire le classi sismiche di terreno.

Ciò non di meno è possibile definire cautelativamente le classi sismiche di terreno in base alla stratigrafia corrispondente alle varie opere.

Pertanto, visto anche quanto segnalato nei precedenti capitoli, si prevede che le opere siano dimensionate in base alle seguenti posizioni:

OPERA DI RITENUTA A VALLE (IN ACQUA)	
Cat Topografica	*Cat Terreno*
T1	E
IMBOCCO CANALE	
Cat Topografica	*Cat Terreno*
T2	C
CANALE	
Cat Topografica	*Cat Terreno*
T1	A

Tabella 2. Categorie di suolo e topografiche

Bisogna ulteriormente segnalare che le sezioni denominate 3 bis e 4 (CANALE) si trovano in un tratto che verrà successivamente riempito, dopo la realizzazione della condotta di base e dove pertanto l'opera di sostegno è da ritenersi di fatto "provvisionale" (Vita Nominale < 2 anni). In queste sezioni pertanto le uniche condizioni analizzate saranno quelle statiche, in osservanza a quanto concesso dalla normativa vigente (par. 2.4.1)

In tali condizioni si ottengono i seguenti parametri sismici relativi allo stato di Salvaguardia della Vita:

Tabella 3. Parametri sismici

Longitudine	***Latidudine***	***a_g/g***	***Classe d'uso***	***c_u***	***Vn***
-	***-***	***-***	***-***	***-***	***(anni)***
14.461	***37.651***	***0.141***	***IV***	***2***	***50***
OPERA DI RITENUTA A VALLE (IN ACQUA)					
Cat Topografica	*Cat Terreno*		*St*	*Ss*	
T1	E		1	1.598	
IMBOCCO CANALE					
Cat Topografica	*Cat Terreno*		*St*	*Ss*	
T2	C		1.2	1.481	

Al fine di valutare le azioni sismiche sulla paratia, la Normativa Vigente propone di utilizzare il metodo pseudostatico, valutando le forze di massa inerziali con un coefficiente k_h moltiplicativo della effettiva massa dell'elemento di volume di terreno. Il coefficiente k_h può essere valutato ponendo

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

Con α e β deducibili dai grafici di seguito riportati, in cui i coefficienti dipendono dalla classe sismica del terreno, dalla lunghezza totale della paratia (H) e dallo spostamento della paratia permanente accettabile a seguito del sisma.

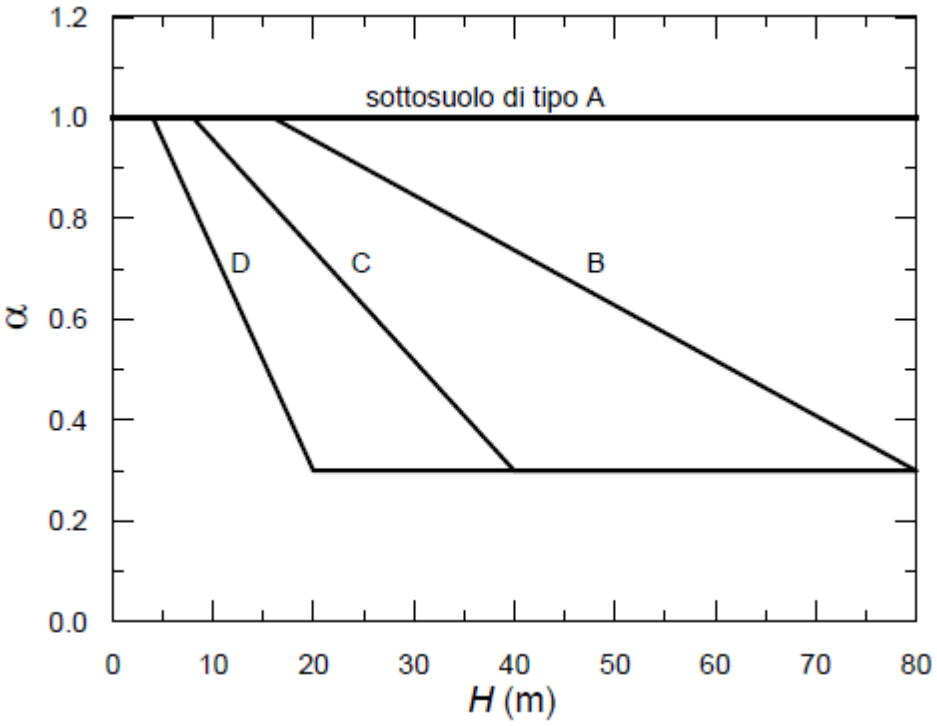


Figura 2. Abaco per la valutazione del coefficiente riduttivo α

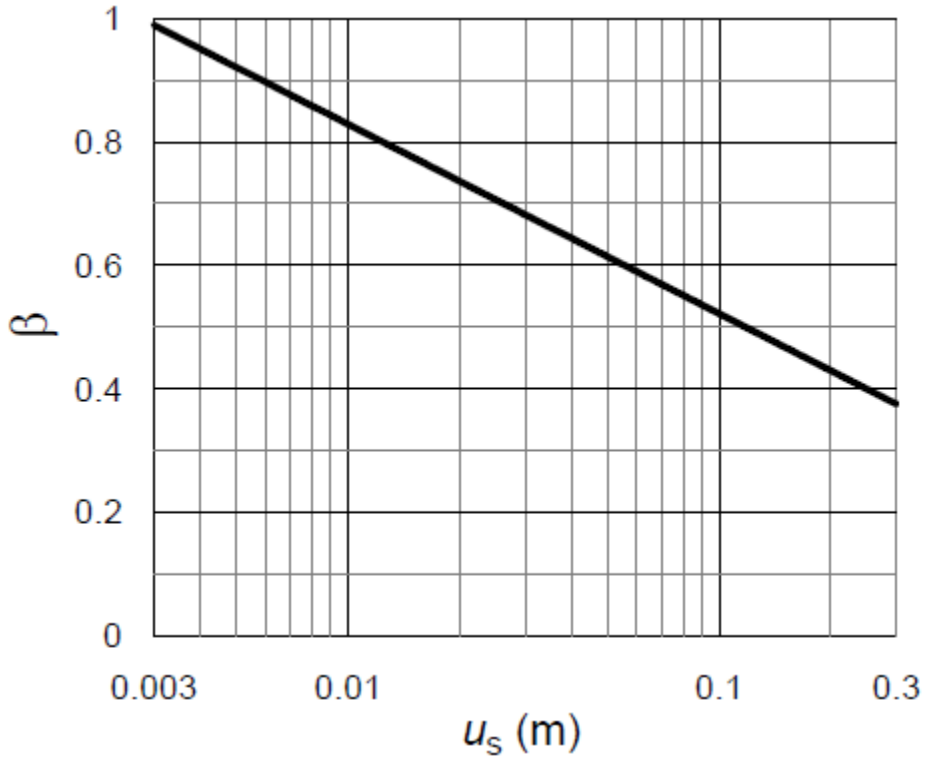


Figura 3. Abaco per la valutazione del coefficiente riduttivo β

Le normativa vigente indica chiaramente (par. 7.11.6.3.1) che con riferimento alla scelta del coefficiente α per i sottosuoli di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s limitando alla sola valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite la scelta di α= 1. Pertanto per le sezioni in cui la categoria sismica di suolo è stata posta pari ad E, ci si riferirà cautelativamente alla categoria C, trovando:

α= 0.52

Per quanto riguarda invece la definizione del coefficiente β, ci si riferirà cautelativamente agli spostamenti già accumulati in condizioni SLE (si veda il cap. successivo).

Pertanto si trova:

per l'opera di ritenuta a valle in acqua (sezioni 1e 2)

u_{max} = 15 cm

β = 0.466

Opera di imbocco del canale (sezione 3)

u_{max} = 4.0 cm

β = 0.642

Le informazioni vengono riepilogate di seguito.

OPERA DI RITENUTA A VALLE (IN ACQUA)- sezioni 1-1bis-2					
Cat Topografica	*Cat Terreno*	*St*	*Ss*	α	β
T1	E	1	1.6	0.52	0.466
IMBOCCO CANALE - sezione 3					
Cat Topografica	*Cat Terreno*	*St*	*Ss*	α	β
T2	C	1.2	1.481	0.52	0.642

11 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni e spostamenti per le diverse sezioni analizzate

11.1 SEZIONE 1 a

11.1.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

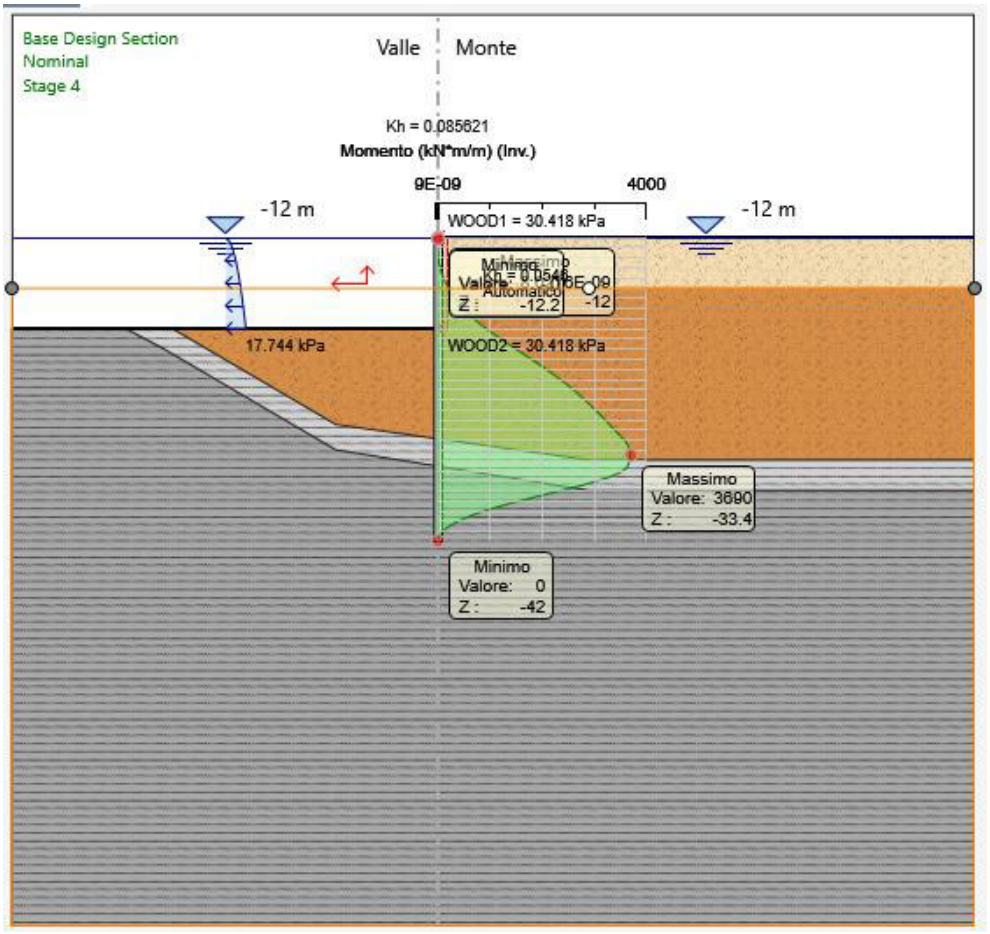


Figura 18.Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 1a

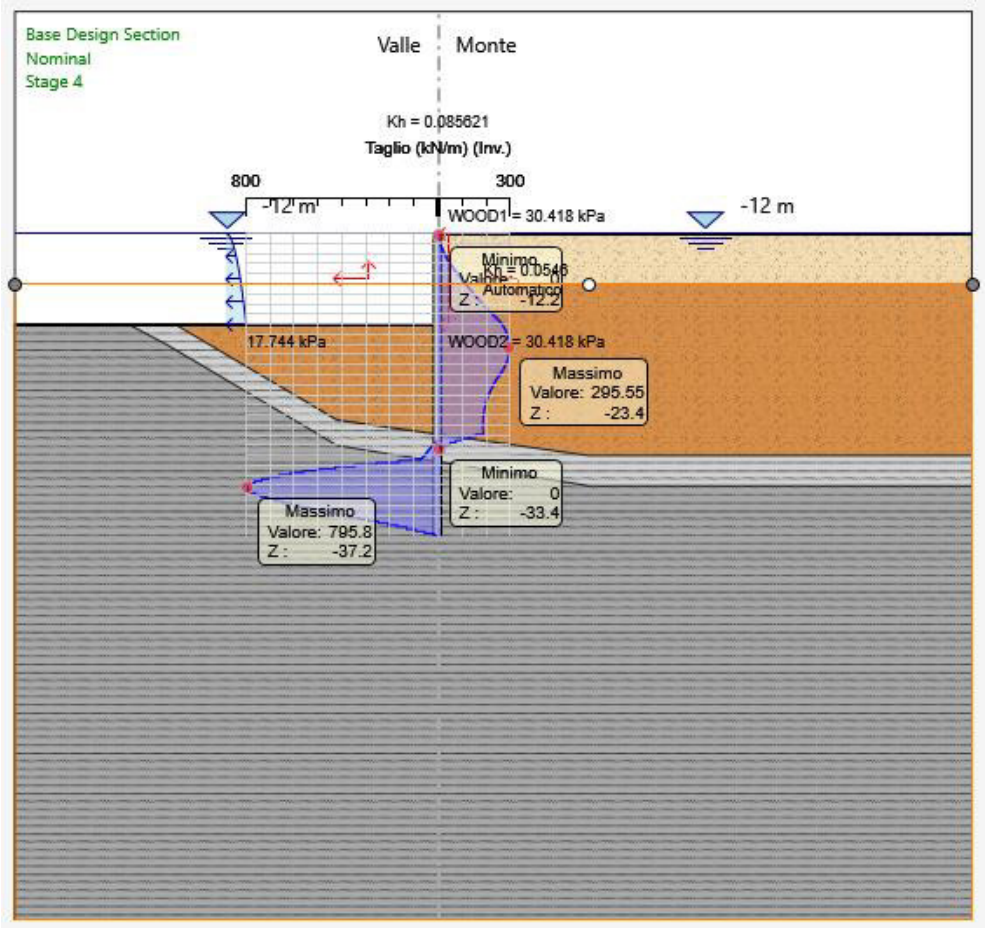


Figura 19. Tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 1a

11.1.2 SPOSTAMENTI

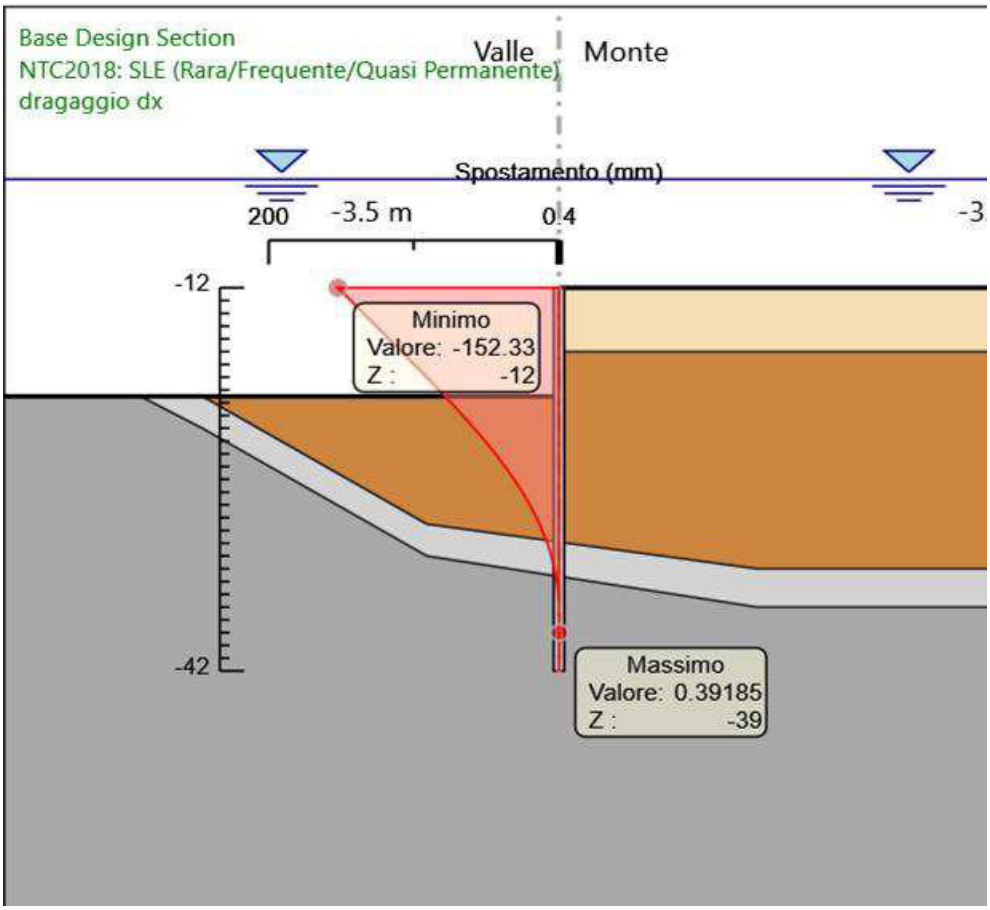


Figura 20. Spostamenti in condizioni SLE sezione 1a

11.2 SEZIONE 1 b

11.2.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

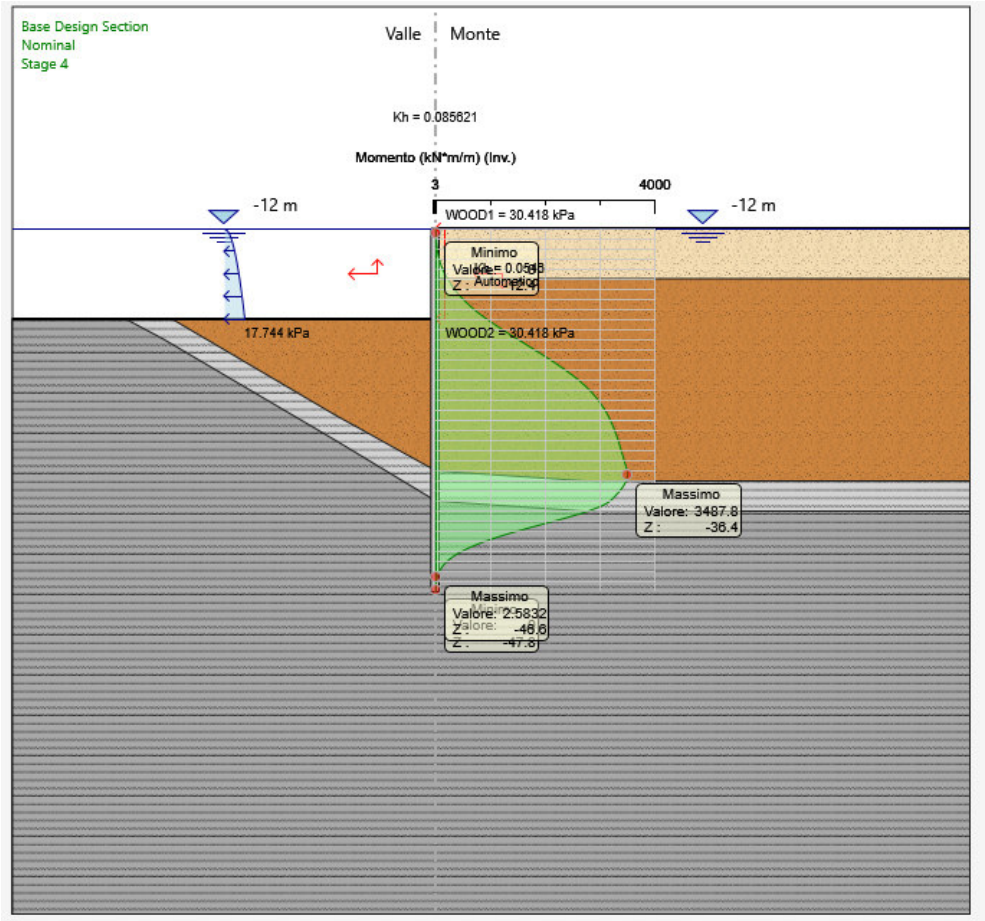


Figura 21.Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 1b

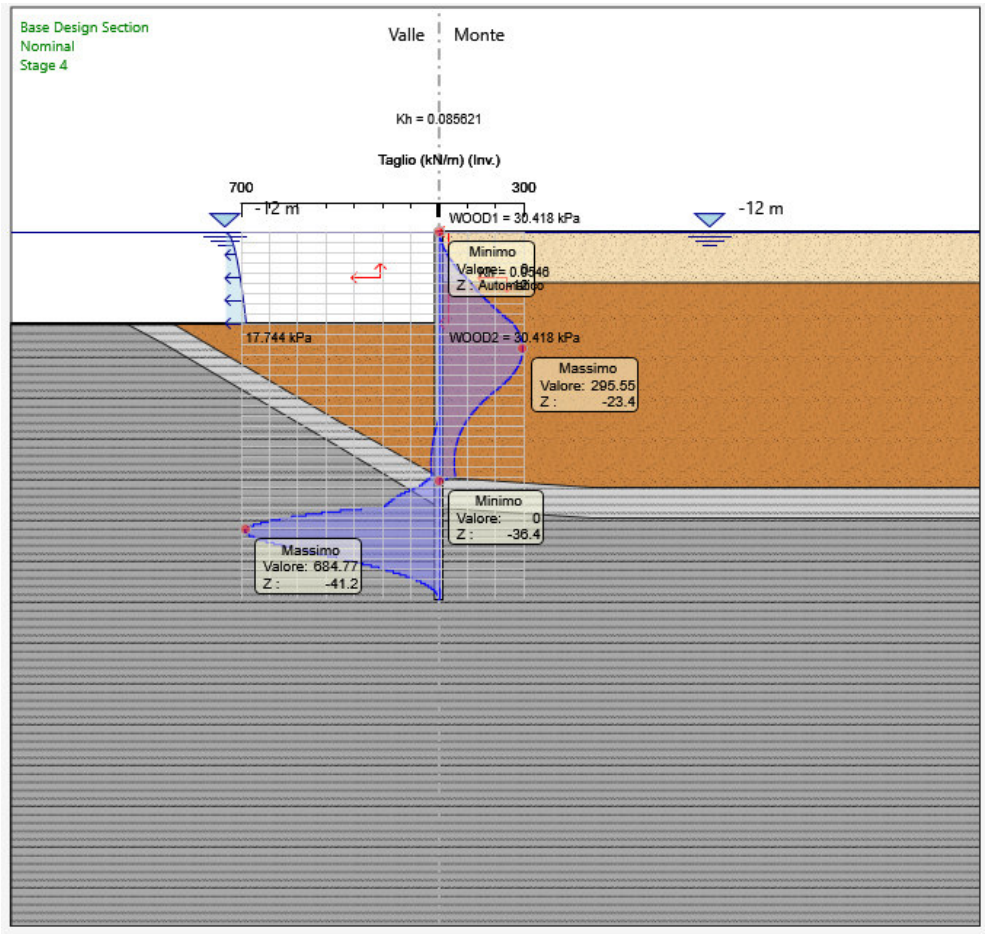


Figura 22.Tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 1b

11.2.2 SPOSTAMENTI

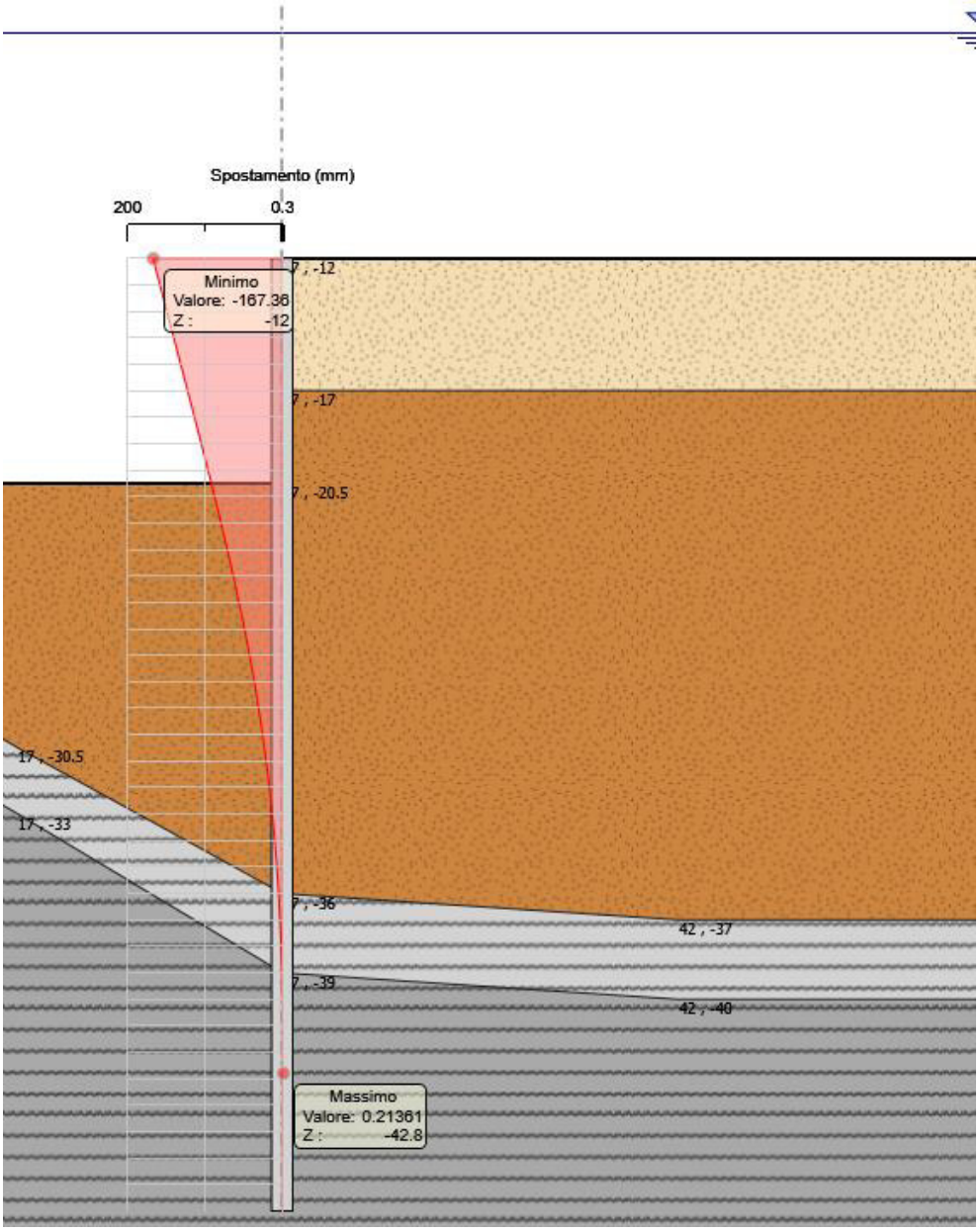


Figura 23. Spostamenti della paratia- condizioni SLE sezione 1b

11.4 SEZIONE 2

11.4.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

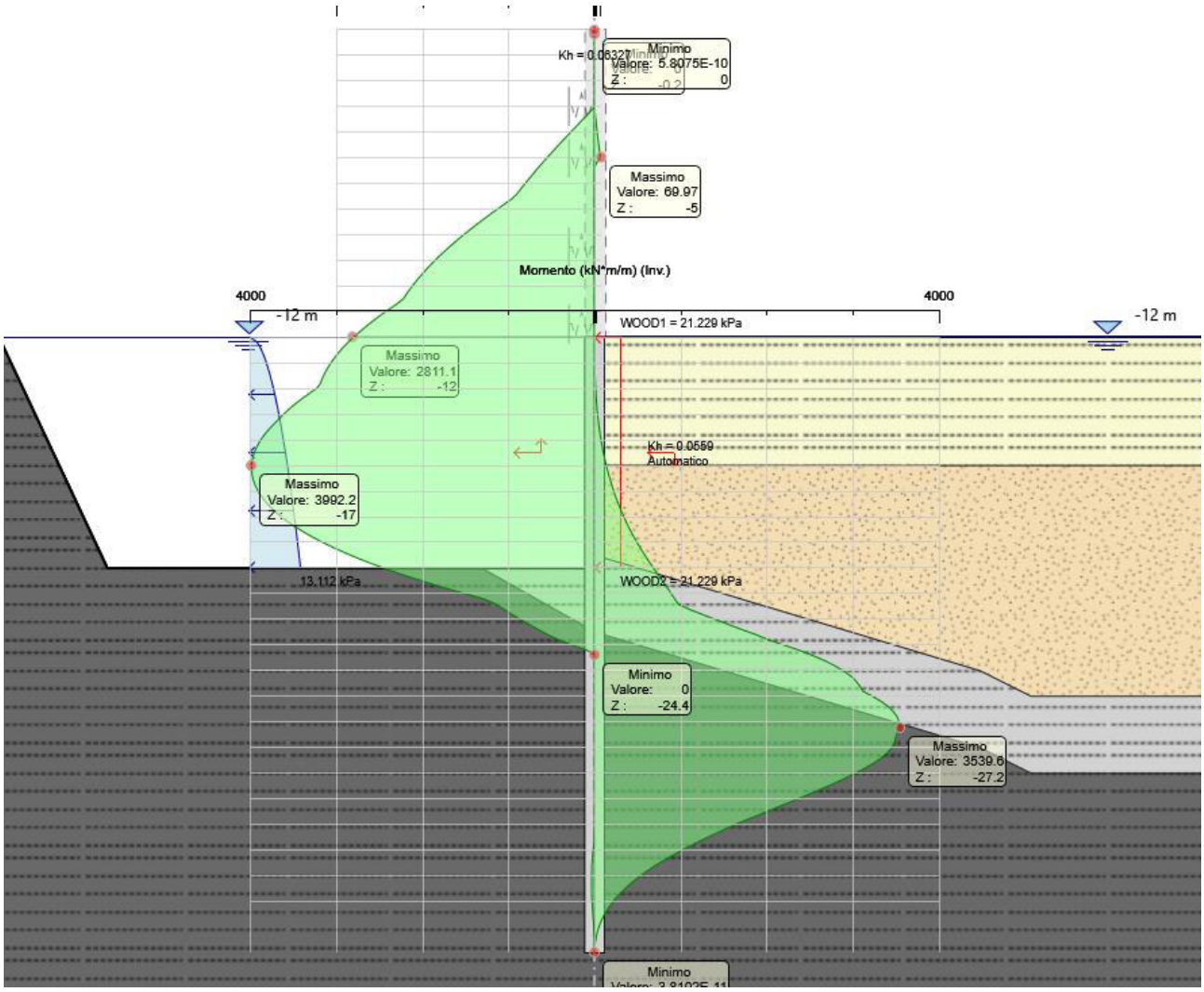


Figura 24.Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 2

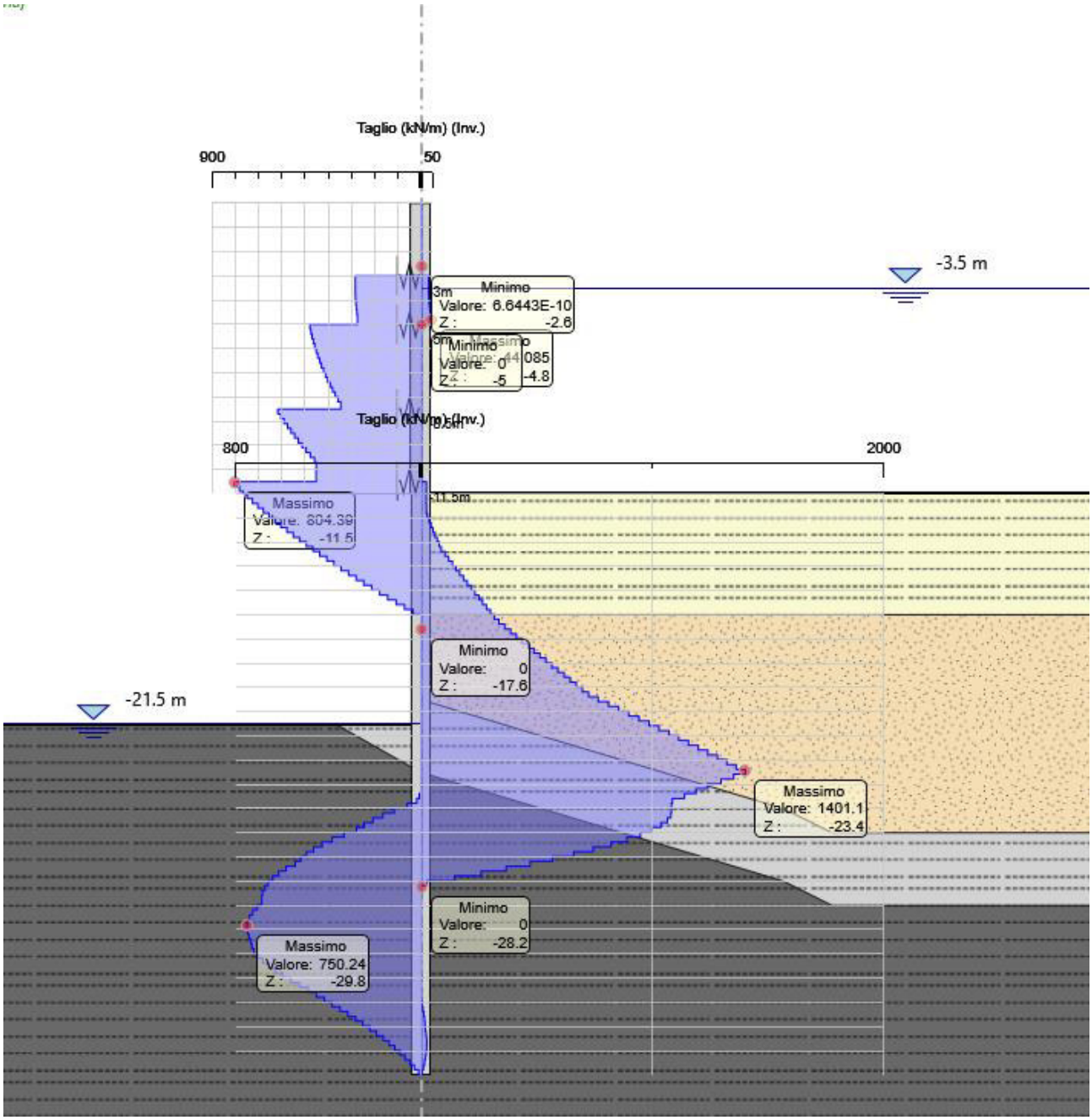


Figura 25.tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 2

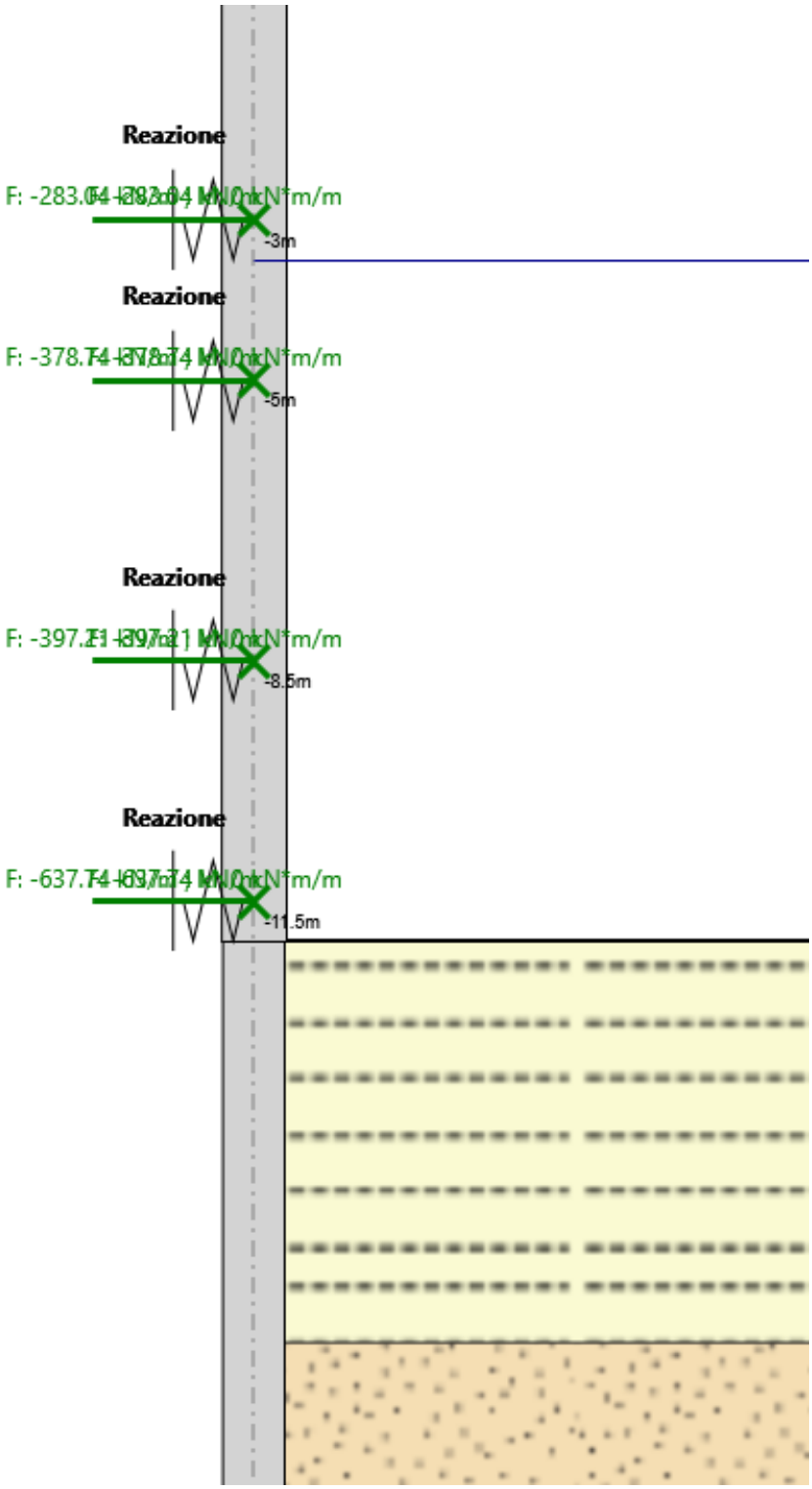


Figura 26. Sforzi nei puntoni inviluppo condizioni SLU statici- Sezione 2

11.4.2 SPOSTAMENTI

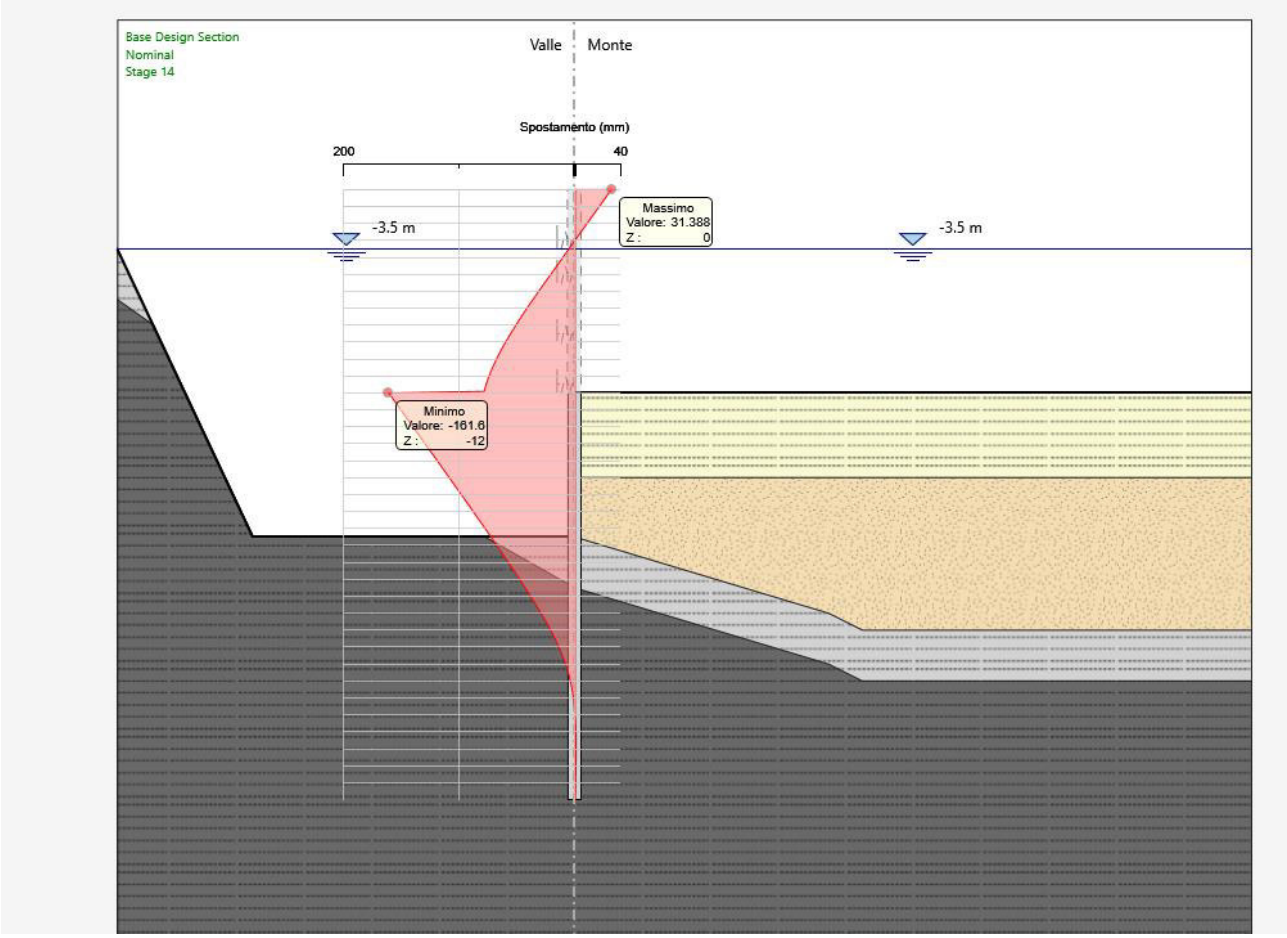


Figura 27. Spostamenti in condizioni SLE sezione 2

11.5 SEZIONE 3

11.5.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

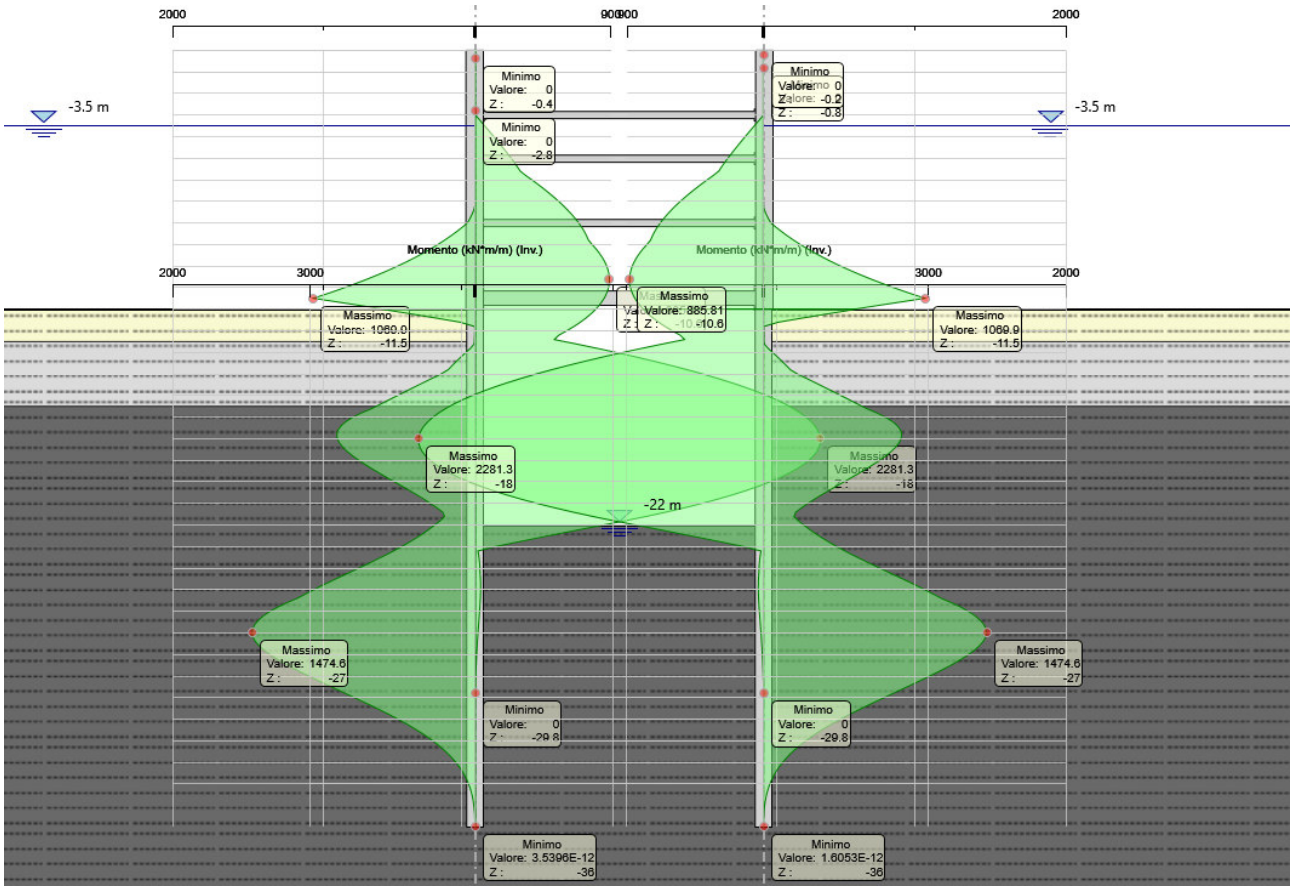
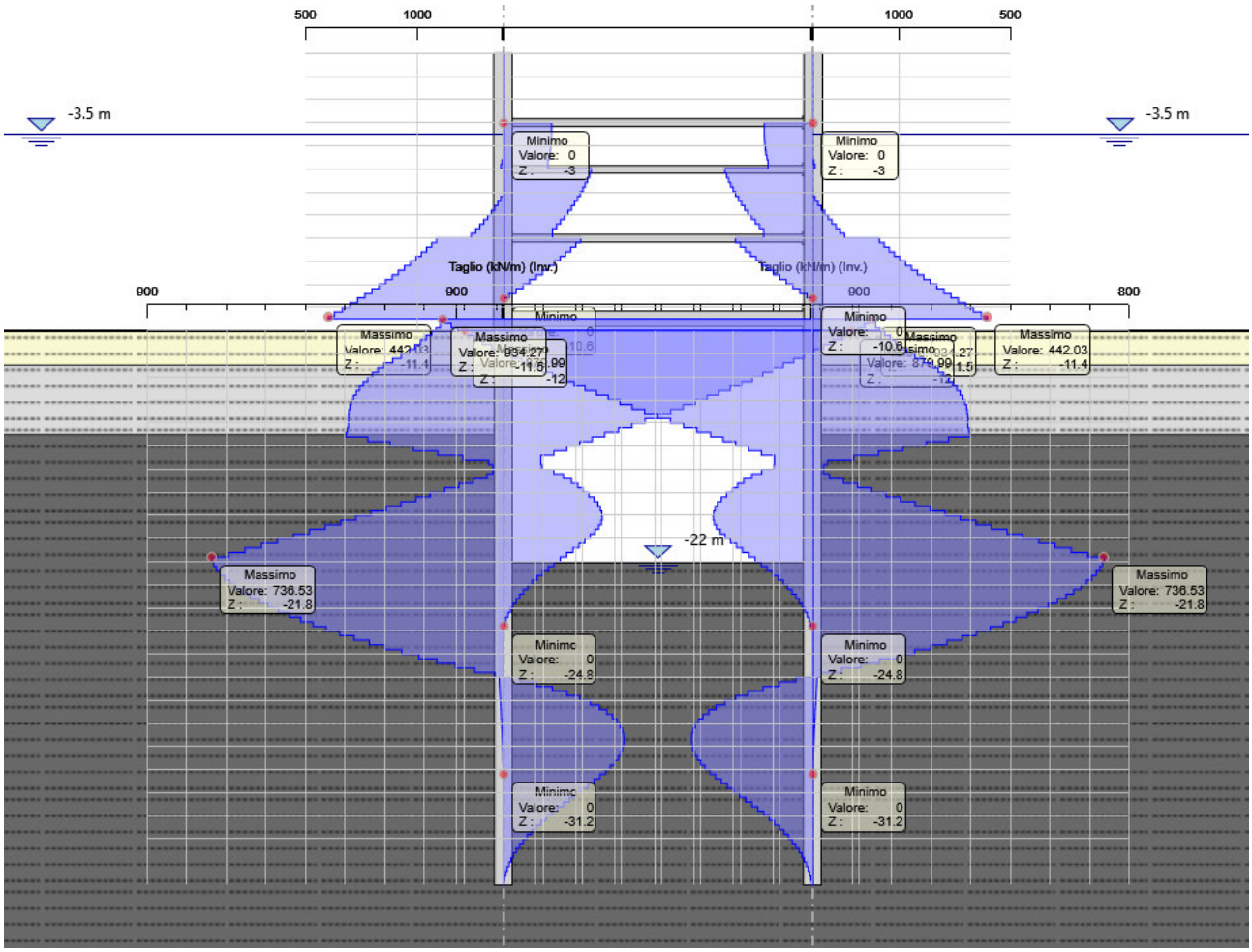


Figura 28.Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3


500
1000
1000
500
-3.5 m
-3.5 m
Minimo
Valore: 0
Z : -3
Minimo
Valore: 0
Z : -3
Taglio (kN/m) (Inv.)
Taglio (kN/m) (Inv.)
900
900
900
800
Massimo
Valore: 442.03
Z : -11.4
Massimo
Valore: 934.27
Z : -11.5
Minimo
Valore: 0
Z : -10.6
Massimo
Valore: 442.03
Z : -11.4
-22 m
Massimo
Valore: 736.53
Z : -21.8
Massimo
Valore: 736.53
Z : -21.8
Minimo
Valore: 0
Z : -24.8
Minimo
Valore: 0
Z : -24.8
Minimo
Valore: 0
Z : -31.2
Minimo
Valore: 0
Z : -31.2

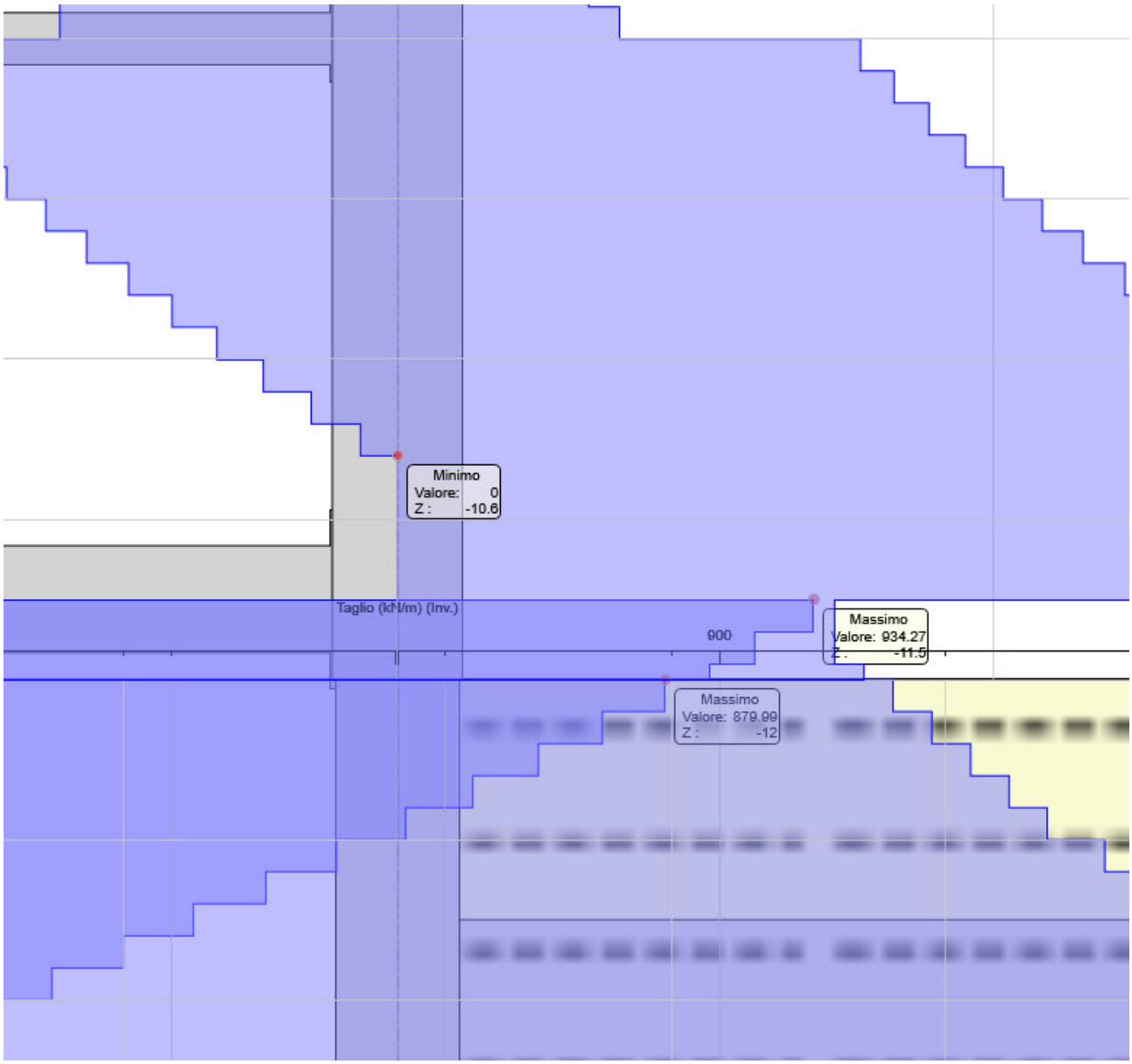


Figura 29.Tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3

Figura 30. Sforzi normali nei puntoni-- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3

11.5.2 SPOSTAMENTI

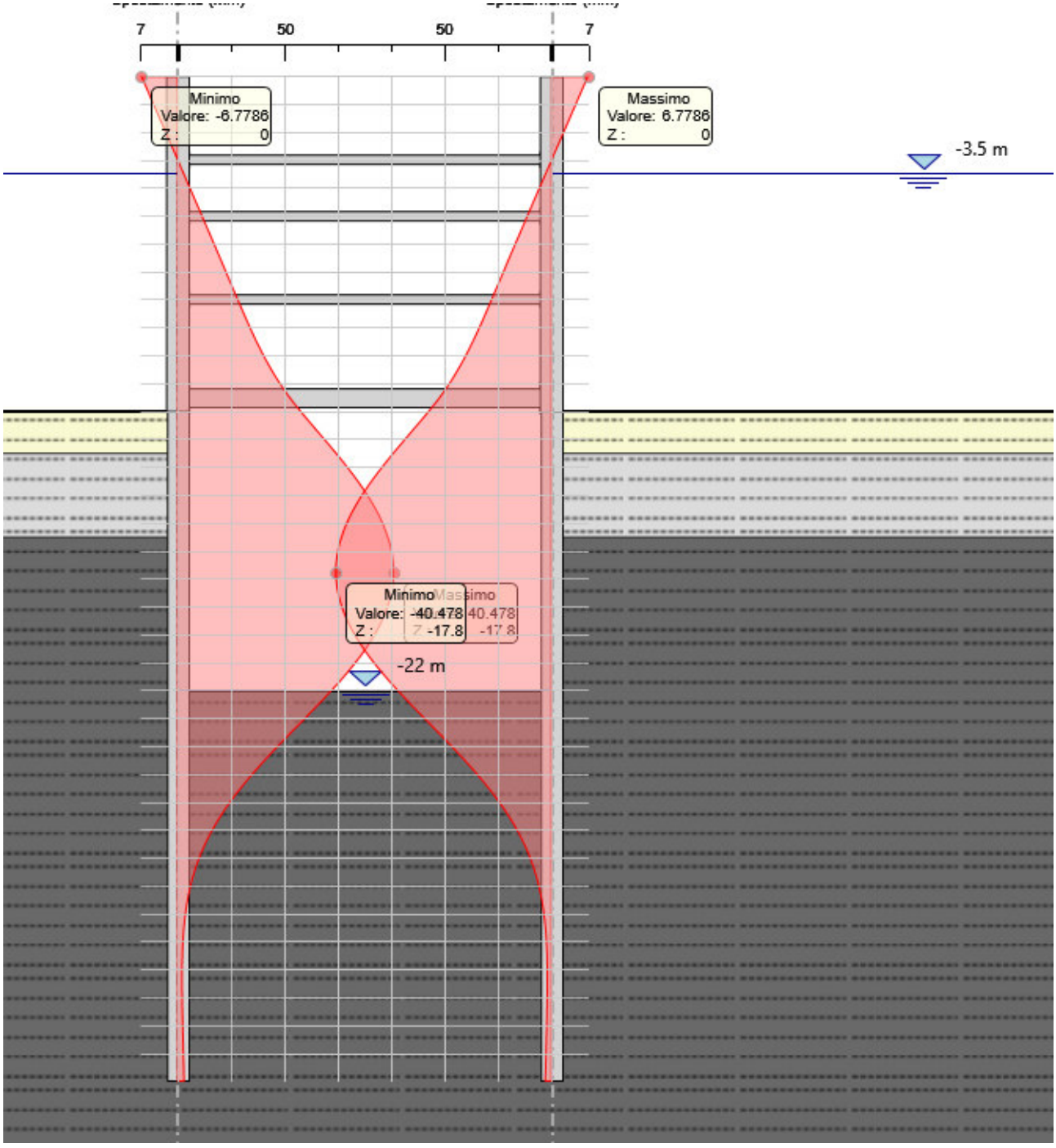


Figura 31. Spostamenti in condizioni SLE. Sezione 3

11.6 SEZIONE 3 bis

11.6.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

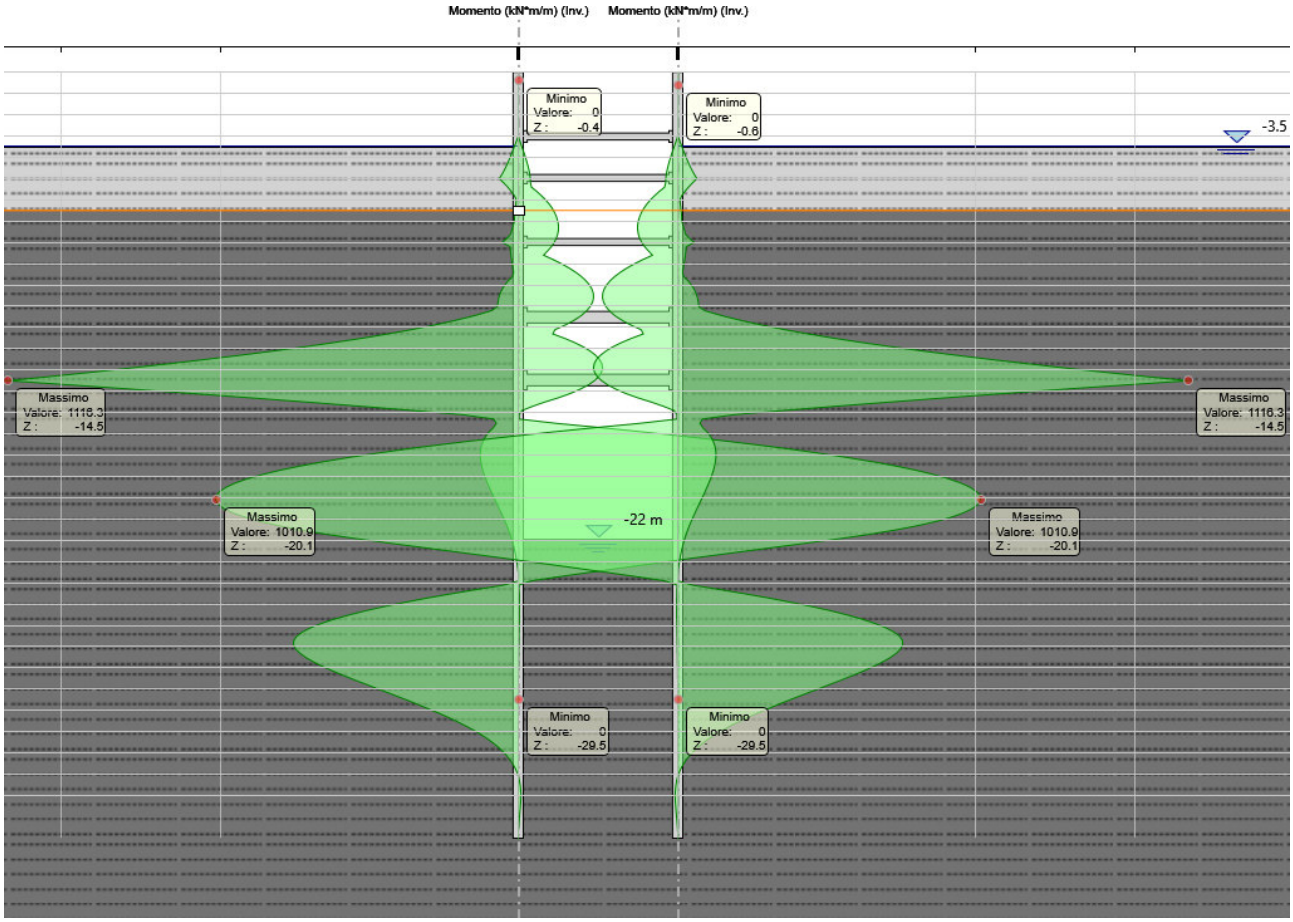
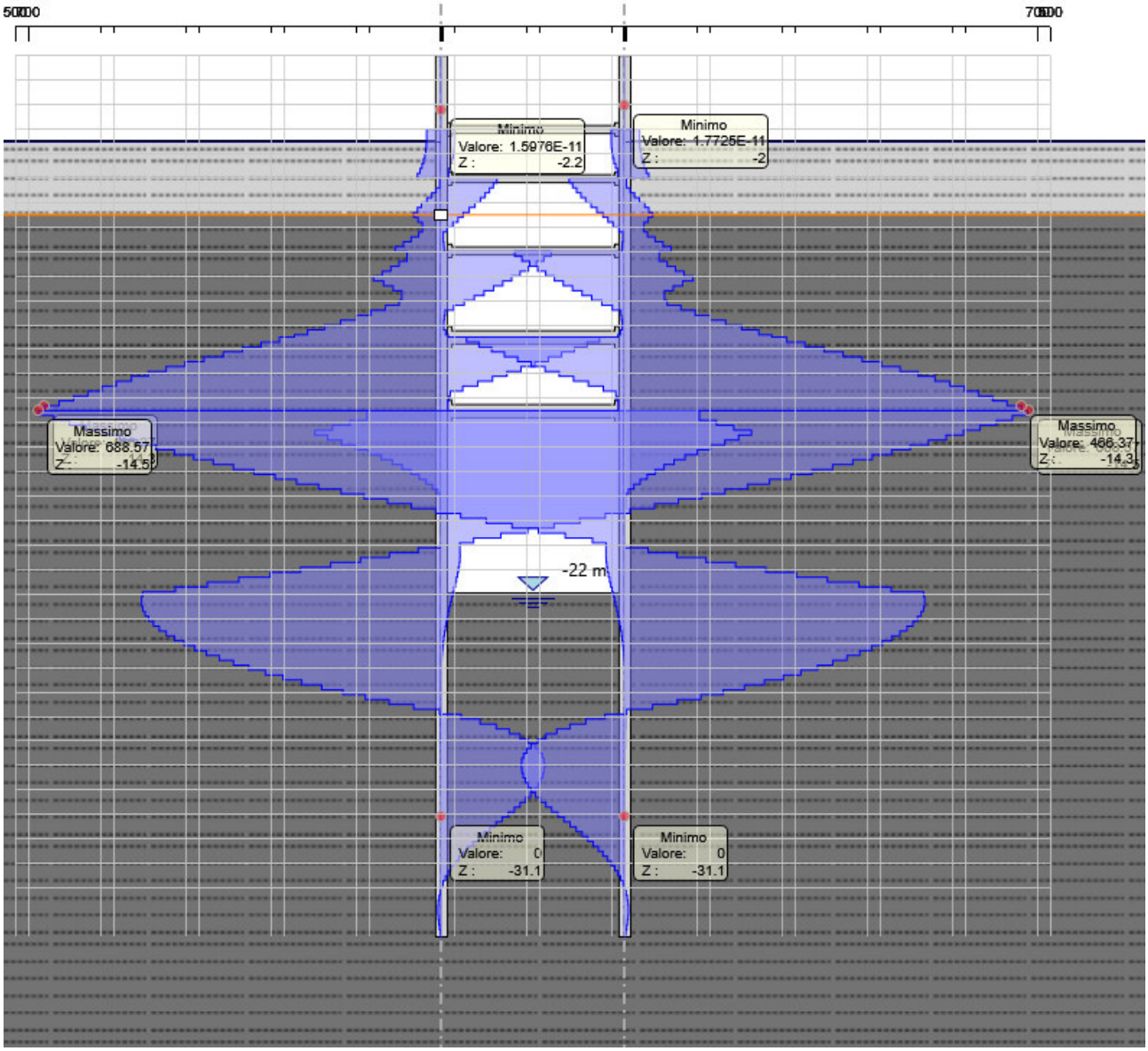


Figura 32.Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3 bis


Minimo
Valore: 1.5976E-11
Z : -2.2
Minimo
Valore: 1.7725E-11
Z : -2
Massimo
Valore: 688.57
Z : -14.5
Massimo
Valore: 466.37
Z : -14.3
-22 m
Minimo
Valore: 0
Z : -31.1
Minimo
Valore: 0
Z : -31.1

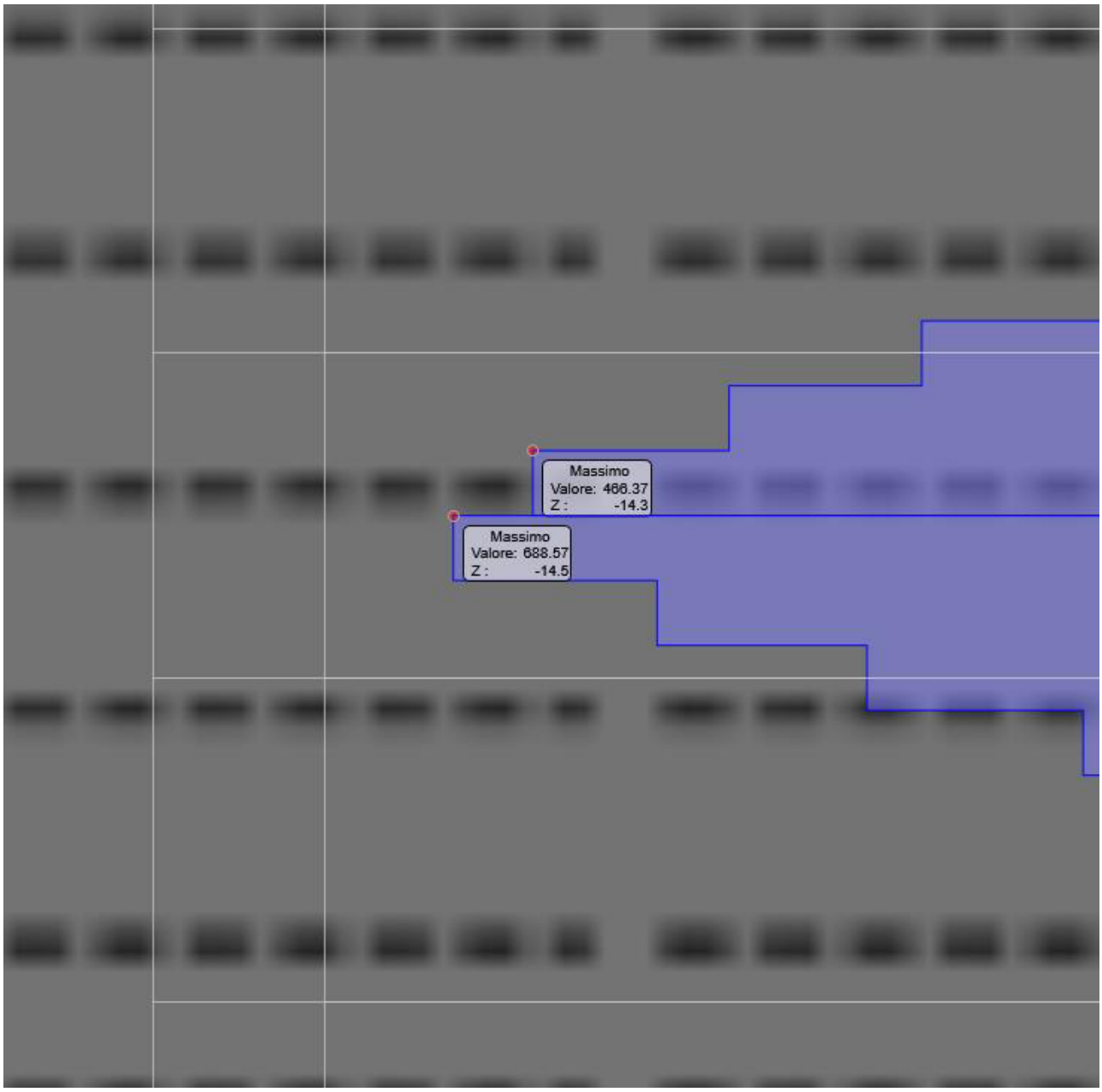


Figura 33.Tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3 bis

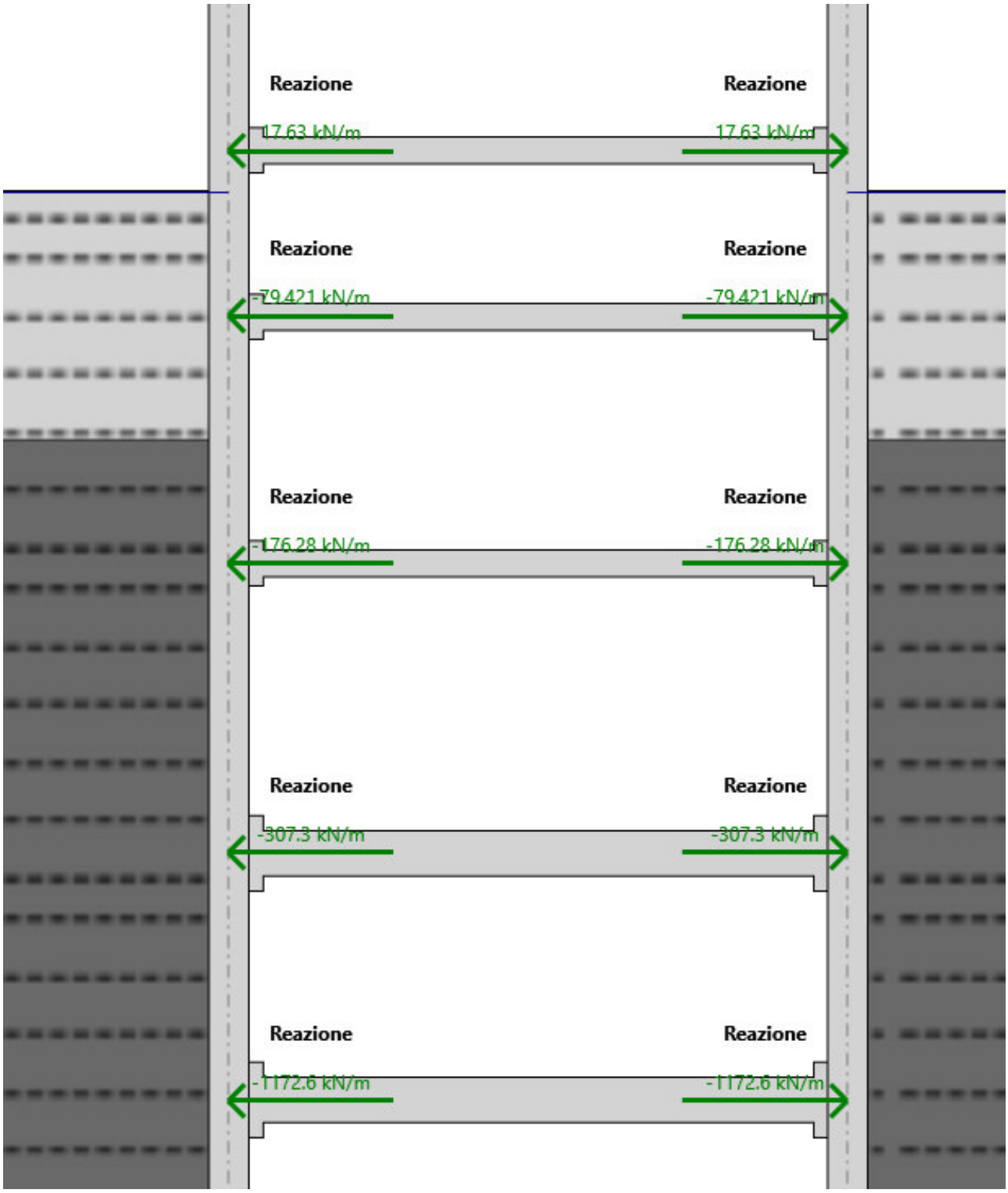


Figura 34. Sforzi normali nei puntoni-- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 3 bis

11.6.2 SPOSTAMENTI

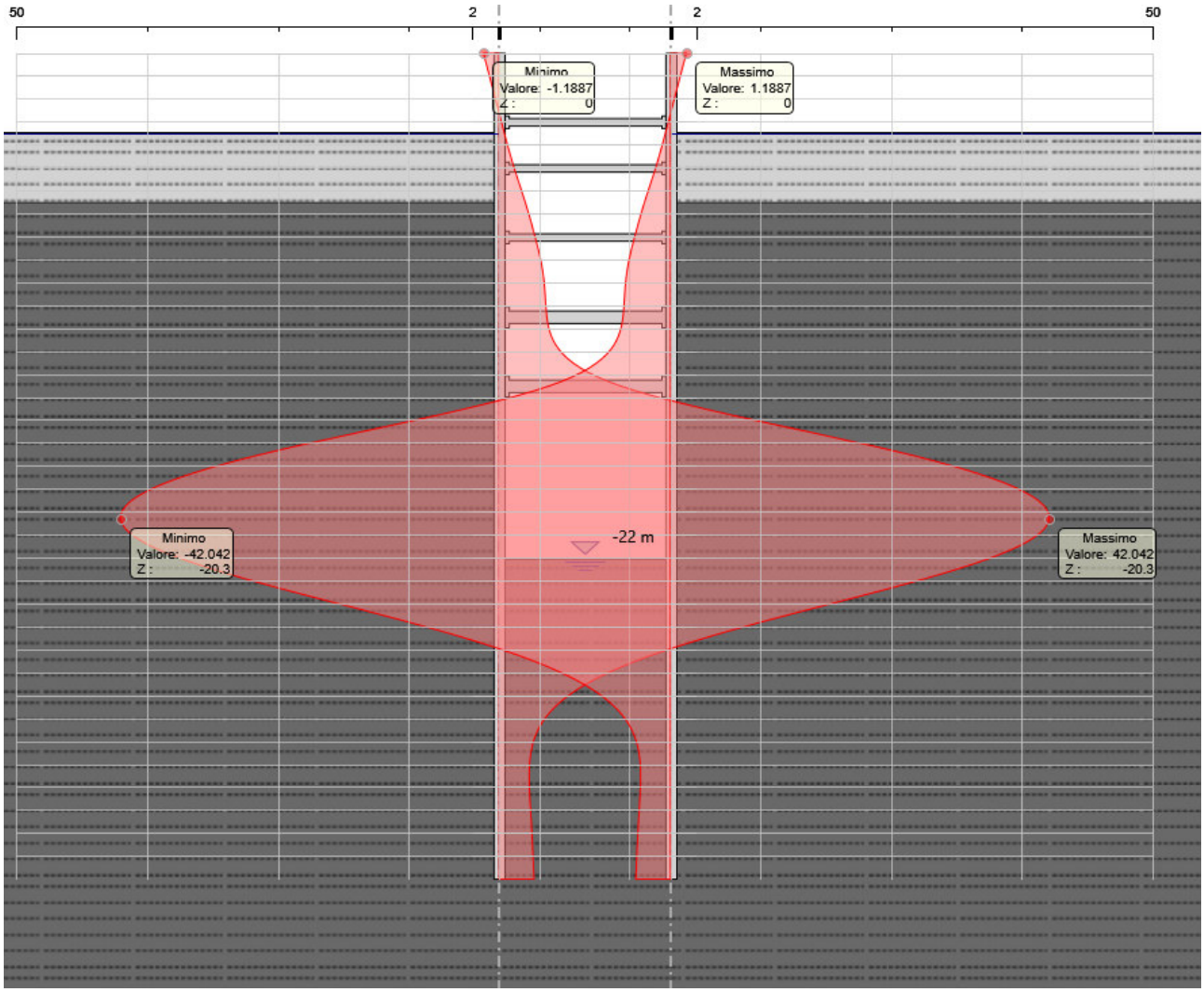


Figura 35. Spostamenti in condizioni SLE. Sezione 3 bis

11.7 SEZIONE 4

11.7.1 SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'inviluppo delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) per i pali interconnessi

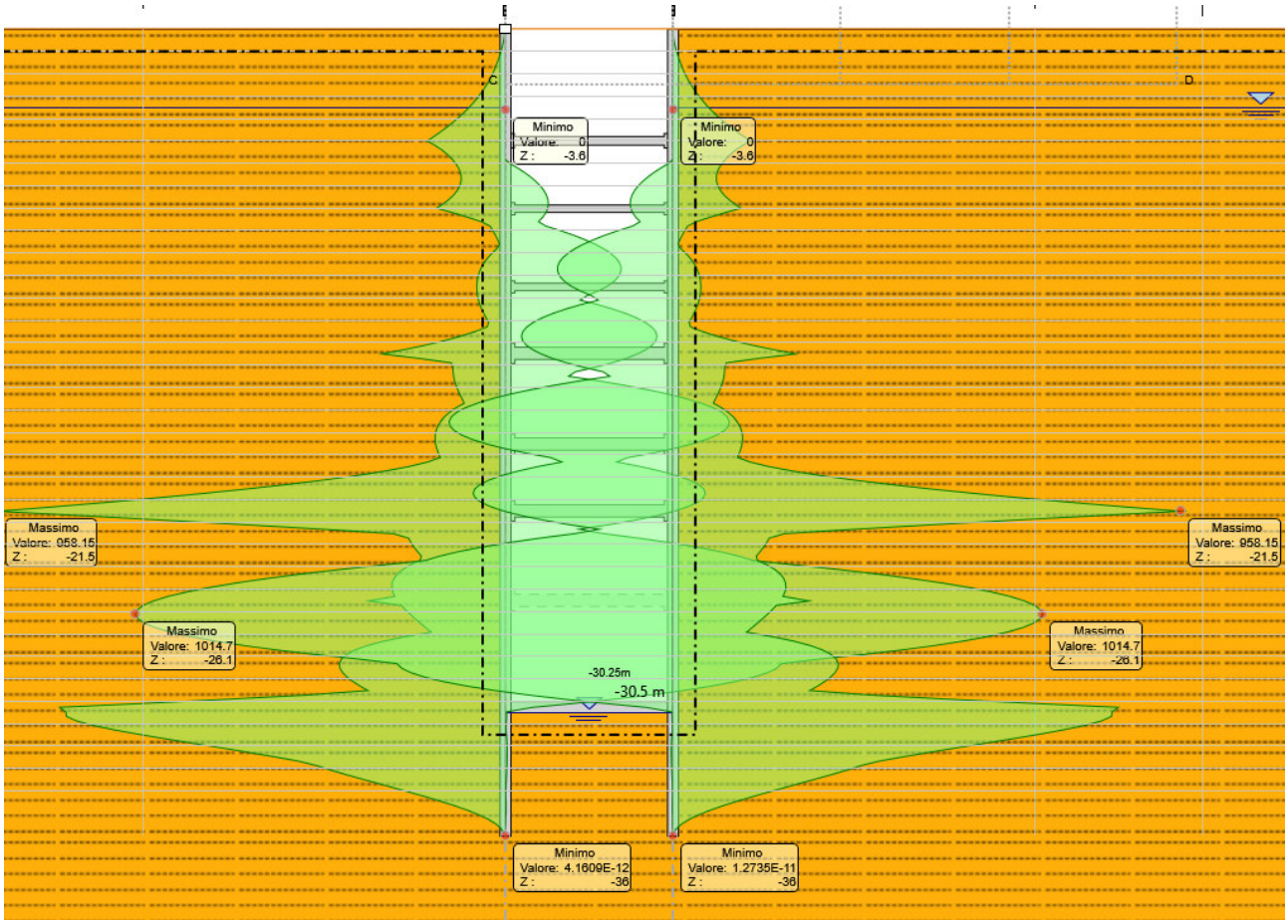


Figura 36. .Momenti flettenti sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 4

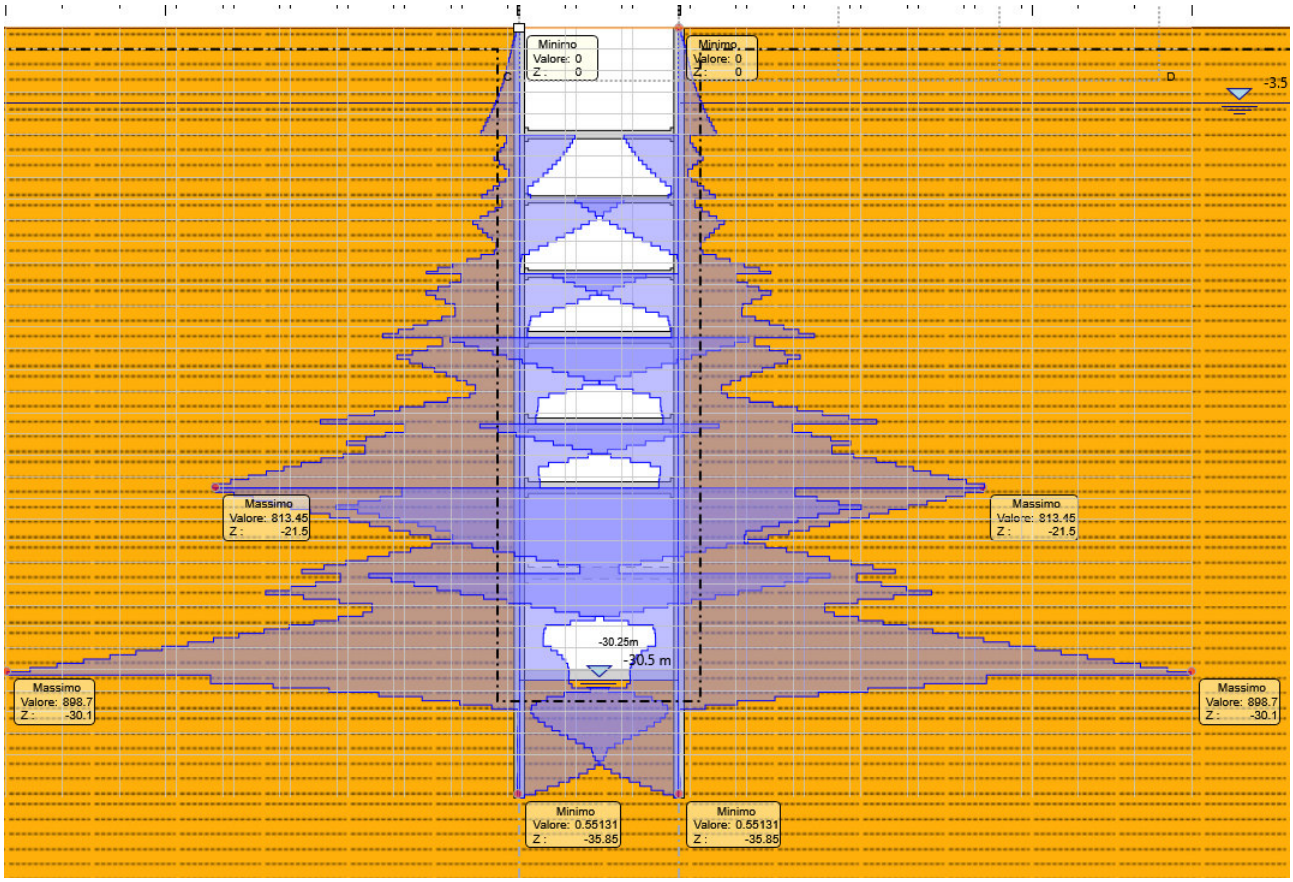


Figura 37. .Tagli sulla paratia- inviluppo condizioni SLU statici e SLU sismica- Sezione 4

Figura 38. Sforzi normali nei puntoni. Inviluppo condizioni SLU statici e sismici- Sezione 4

11.7.2 SPOSTAMENTI

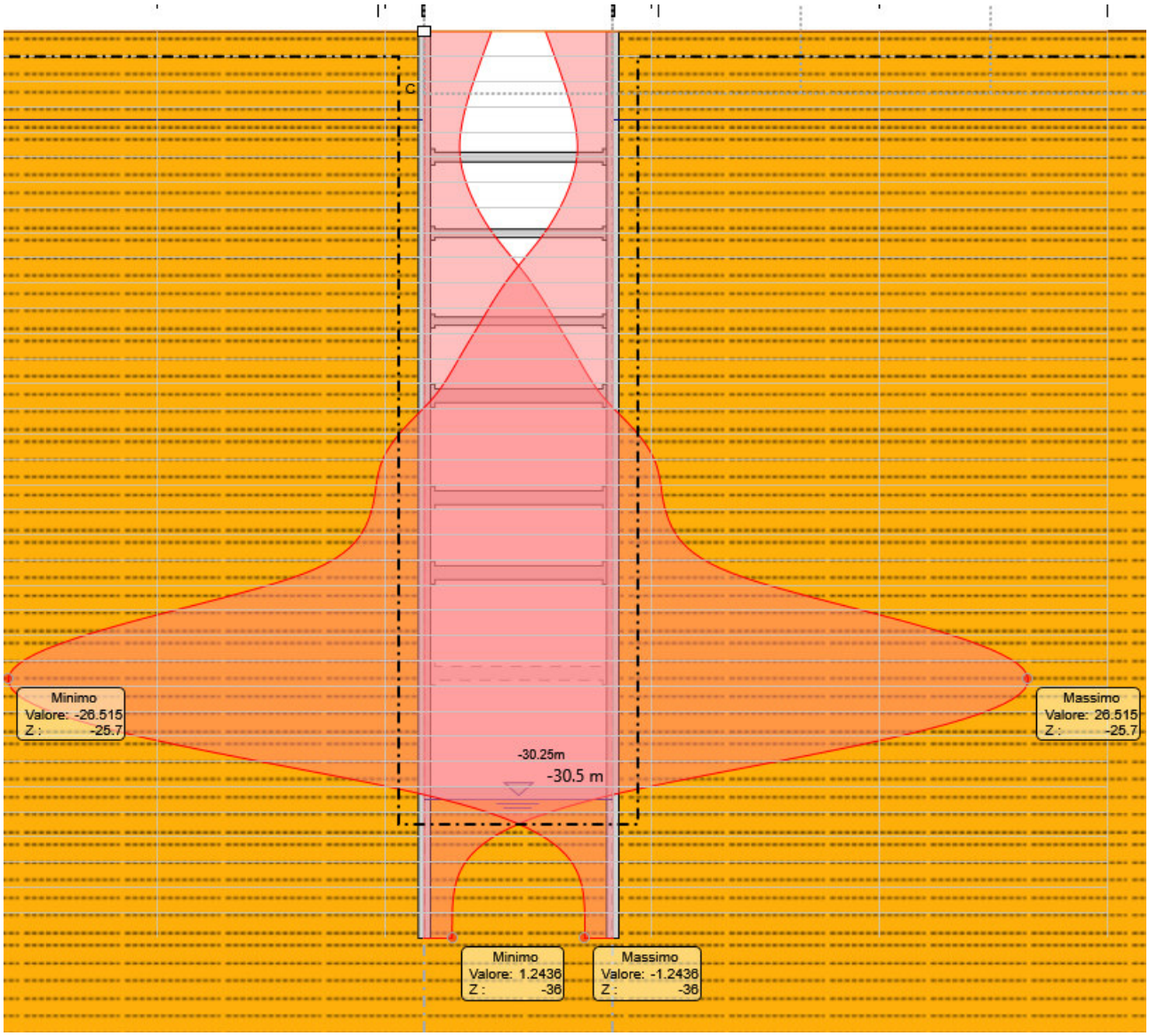


Figura 39. Spostamenti in condizioni SLE. Sezione 4

11.8 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito le sollecitazioni calcolate per i vari elementi strutturali analizzati nei precedenti paragrafi.

	pali interconnessi								
OPERA	***SEZIONE***	***Diam***	***spess***	***Acciaio***	***M_{MAX} SLU STR***	***T_{MAX} SLU STR***	***interasse***	***M_{MAX} SLU STR***	***T_{MAX} SLU STR***
		mm	***mm***	***-***	***kN m/m***	***kN/m***	***m***	***kN m***	***kN***
RITENUTA	1a	508	16	X65	3699.0	802.3	0.4125	1525.8	330.9
	1b	508	16	X65	3600.0	716.0	0.4125	1485.0	295.4
MONTE-DIAGONALI	2	812.8	20	X65	3992.2	1401.1	0.875	3493.2	1226.0
MONTE ORIZZONTALI	3	812.8	20	X65	2281.3	934.3	0.875	1996.1	817.5
CANALE ARGILLITI	3 BIS	508	12	X65	1116.3	688.6	0.57	636.291	392.502
CANALE	4	508	12	X65	1014.7	898.7	0.57	578.379	512.259

puntoni

SEZIONE 2

	z	z	Diam	spess	TRAVE	N_{MAX} SLU STR	α	i	N_{MAX} SLU STR
	m da p.c.	m slm	mm	mm		kN/m	°	m	kN
LIVELLO 1	-3	350.50	273.0	10.0	HEB 300	283.0	45	5.53	1106.6
LIVELLO 2	-5	348.50	273.0	10.0	HEB 300	378.7	45	5.53	1481.0
LIVELLO 3	-8	345.50	273.0	10.0	HEB 300	397.2	45	5.53	1553.2
LIVELLO 4	-11.5	342.00	323.9	14.2	HEM 300	637.7	45	5.53	2493.8

SEZIONE 3

	z	z	Diam	spess	TRAVE	N_{MAX} SLU STR	α	i	N_{MAX} SLU STR
	m da p.c.	m slm	mm	mm		kN/m	°	m	kN
LIVELLO 1	-3	350.50	273.0	10.0	HEB 300	121.1	0	4	484.2
LIVELLO 2	-5	348.50	273.0	10.0	HEB 300	180.0	0	4	720.0
LIVELLO 3	-8	345.50	273.0	10.0	HEB 300	102.6	0	4	410.5
LIVELLO 4	-11.5	342.00	558.8	12.5	HEM 450	1391.9	0	4	5567.6

SEZIONE 3 BIS

	z	z	Diam	spess	TRAVE	N_{MAX} SLU STR	α	i	N_{MAX} SLU STR
	m da p.c.	m slm	mm	mm		kN/m	°	m	kN
LIVELLO 1	-3	350.50	273.0	10.0	HEB 260	17.7	0	4	70.8
LIVELLO 2	-5	348.50	273.0	10.0	HEB 260	79.4	0	4	317.6
LIVELLO 3	-8	345.50	273.0	10.0	HEB 260	176.3	0	4	705.2
LIVELLO 4	-11.5	342.00	457.0	14.2	HEM 450	307.3	0	4	1229.2
LIVELLO 5	-14.5	339.00	457.0	14.2	HEM 450	1172.6	0	4	4690.4

SEZIONE 4

	z	z	Diam	spess	TRAVE	N_{MAX} SLU STR	α	i	N_{MAX} SLU STR
	m da p.c.	m slm	mm	mm		kN/m	°	m	kN
LIVELLO 1	-5	348.50	273.0	10.0	HEB 260	140.0	0	4	560.0
LIVELLO 2	-8	345.50	273.0	10.0	HEB 260	225.5	0	4	902.0
LIVELLO 3	-11.5	342.00	273.0	10.0	HEB 260	325.8	0	4	1303.2
LIVELLO 4	-14.5	339.00	457.0	14.2	HEM 450	648.4	0	4	2593.8
LIVELLO 5	-18.5	335.00	457.0	14.2	HEM 450	613.6	0	4	2454.3
LIVELLO 6	-21.5	332.00	457.0	14.2	HEM 450	1382.0	0	4	5528.0
LIVELLO 7	-25.5	328.00	457.0	14.2	HEM 450	964.1	0	4	3856.6

12 VERIFICHE AGLI SLU

12.1 VERIFICA EQU

12.2 VERIFICA STR SEZIONI PALI INTERCONNESSI

Le verifiche delle sezioni delle sezioni in acciaio dei pali interconnessi sono svolte con riferimento a quanto indicato dai produttori, ovvero confrontando il massimo momento in condizioni di Stato Limite Ultimo Strutturale al momento di progetto della sezione.

Le verifiche delle sezioni acciaio + calcestruzzo, cioè quelle realizzate con riempimento in calcestruzzo di pali di acciaio interconnessi sono svolte affidando cautelativamente tutto il compito della resistenza all'acciaio.

Il calcestruzzo all'interno può pertanto essere considerato da un lato un presidio per eventuali fenomeni di corrosione, e come "riserva" di resistenza non considerata in progetto.

Per le opere in cui i pali sono semplicemente allineati si confronterà la resistenza di progetto per unità di lunghezza con le sollecitazioni esposte al capitolo precedente

Per l'opera di ritenuta, realizzata con una sezione composta "a T" la resistenza per unità di lunghezza può essere valutata con semplici ragionamenti di congruenza.

Schematizzando la struttura come un portale con traverso infinitamente rigido sollecitato da una coppia flettente, appare chiaro che per ragioni di congruenza la sollecitazione si ripartisca proporzionalmente al modulo di rigidezza flessionale EJ_1 – EJ_2 dei due tratti verticali.

Considerando la geometria della sezione

$EJ_1 = EJ_{palo}$

$EJ_2 = 3\ EJ_{palo}$

avendo indicato con EJ palo la rigidezza flessionale del singolo palo interconnesso.

Pertanto alternativamente è possibile dire che il momento flettente si ripartisce uniformemente sui 4 pali, così come è possibile dire che la resistenza della sezione per unità di lunghezza vale

$Md = 4\ Md_{palo} / L$

indicando con L la larghezza della sezione (1.65 m)

Alternativamente, pertanto, si potrà considerare i pali come disposti ad un interasse

$i = L / 4 = 1.65/4 = 0.41$ m

Le verifiche strutturali, che risultano soddisfatte, sono sintetizzate di seguito.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU è possibile verificare l'acciaio delle palancole ricordando che la tensione ideale σ_{id} dell'acciaio, deve risultare non maggiore della tensione di progetto dell'acciaio f_{yd}:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} \leq f_{yd}$$

Esplicitando la relazione per il calcolo della tensione ideale si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max}}{\Psi W}\right)^2 + 3\left(\frac{T_{\max}}{\chi A}\right)^2}$$

dove:

- σ_{id} è la tensione allo stato limite ultimo
- M_{max} è il momento massimo di calcolo
- T_{max} è il taglio massimo di calcolo
- A è l'area della sezione del profilato
- Ψ è il coefficiente di adattamento plastico del profilato
- X è il coefficiente di forma del profilato
- W è il modulo di resistenza della sezione del profilato

Questo metodo risulta in ottemperanza a quanto dichiarato al paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC 2008, ovvero che "*Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.*

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con

riferimento al seguente criterio:

$$\sigma x,_{Ed}{}^2 + \sigma z,_{Ed}{}^2 - \sigma z,Ed\ \sigma x,_{Ed} + 3\ \tau_{Ed}{}^2 \leq (\ f_{yk} / \gamma M_0\ )^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ *è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura*;

$\sigma_{z,Ed}$ *è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura*;

τ_{Ed} *è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura*.

Le verifiche sono sempre soddisfatte, essendo sempre $\sigma_{id}<f_{yd}$

12.2.1 SEZIONE 1 – 1 B

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche dell'acciaio dei pali interconnessi utilizzando le massime sollecitazioni calcolate per le due sezioni. Le sollecitazioni maggiori si registrano nella sezione 1, e le verifiche possono pertanto estendersi alla sezione 1B

Sezione -	**profilato** -	**fyd** MPa	**N** kN	**Mmax** kNm	**Tmax** kNm	**σid** MPa
micropali principali	Ø508.0≠16.0	438	0.0	1522.125	328.3	409

12.2.2 SEZIONE 2

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche dell'acciaio dei pali interconnessi

Sezione -	profilato -	f_{yd} MPa	A_w cm^2	N kN	M_{max} kNm	T_{max} kNm	σ_{id} MPa
PALI ACCIAIO	Ø812.8≠20.0	438	498.1	0.0	3493.175	1225.9	298

12.2.3 SEZIONE 3

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche dell'acciaio dei pali interconnessi

Sezione -	profilato -	f_{yd} MPa	A_w cm^2	N kN	M_{max} kNm	T_{max} kNm	σ_{id} MPa
PALI ACCIAIO	Ø812.8≠20.0	438	498.1	0.0	1996.1375	817.5	173

12.2.4 SEZIONE 3 BIS

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche dell'acciaio dei pali interconnessi

Sezione -	profilato -	f_{yd} MPa	A_w cm^2	N kN	M_{max} kNm	T_{max} kNm	σ_{id} MPa
PALI ACCIAIO	Ø508.0≠12.0	438	187.0	0.0	636.291	392.5	233

12.2.5 SEZIONE 4

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche dell'acciaio dei pali interconnessi

profilato	f_{yd}	A_w	N	M_{max}	T_{max}	σ_{id}	
-	MPa	cm^2	kN	kNm	kNm	MPa	
Ø508.0≠12.0	438	187.0	0.0	578.379	512.3	222	OK

12.3 VERIFICA STR PUNTONI

12.3.1 SEZIONE 2

Profilo -	n. profilati -	L m	β -	λ -	ω -	W cm^3	A cm^2	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa	σ_{instab} MPa	
Ø273.0≠10.0	1.00	6.37	1.00	68.46	1.34	524.1	82.62	338	188	252	OK
Ø323.9≠14.2	1.00	6.37	1.00	58.11	1.36	1025.0	138.16	338	180	245	OK

12.3.2 SEZIONE 3

Profilo -	n. profilati -	L m	β -	λ -	ω -	N kN	W cm^3	A cm^2	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa	σ_{instab} MPa	
Ø273.0≠10.0	1.00	6.68	1.00	71.73	1.39	720	524.1	82.62	338	87	121	OK
Ø558.8≠12.5	1.00	6.68	1.00	34.55	1.14	5568	2865.9	214.53	338	260	296	OK

12.3.3 SEZIONE 3 BIS

Profilo -	n. profilati -	L m	β -	λ -	ω -	N kN	A cm^2	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa	σ_{instab} MPa	
Ø273.0≠10.0	1.00	7.50	1.00	80.60	1.57	705	82.62	338	85	134	OK
Ø457.2≠14.2	1.00	7.50	1.00	47.86	1.14	4690	197.63	338	237	271	OK

12.3.4 SEZIONE 4

Profilo -	n. profilati -	L m	β -	λ -	ω -	N kN	W cm^3	A cm^2	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa	σ_{instab} MPa
Ø273.0≠10.0	1.00	7.50	1.00	80.60	1.57	1303	524.1	82.62	338	158	247
Ø457.2≠14.2	1.00	7.50	1.00	47.86	1.14	5528	2122.9	197.63	338	280	320

12.4 VERIFICA STR TRAVI DI COLLEGAMENTO

12.4.1 SEZIONE 2

Ordine	F_h kN	i m	N_{SLU} kN	M_{SLU} kNm	T_{SLU} kN	n_p -	Profilo	A cm^2	W cm^3	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa	
TRAVI DAL PRIMO AL TERZO LIVELLO	397	5.53	0	1074	777	2	HEB300	298.2	3356.0	338	328	OK
TRAVE QUARTO LIVELLO	638	5.53	0	1724	1247	2	HEM300	606.2	6964.0	338	255	OK

12.5.1 SEZIONE 3

Ordine	F_h kN	i m	M_{SLU} kNm	T_{SLU} kN	n_p -	Profilo	A cm^2	W cm^3	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa
TRAVI DAL PRIMO AL TERZO LIVELLO	180	4.00	288	360	2	HEB300	298.2	3356.0	338	105
TRAVE QUARTO LIVELLO	1392	4.00	2227	2784	2	HEM450	670.8	11002.0	338	305

12.5.2 SEZIONE 3 BIS

Ordine	F_h kN	i m	M_{SLU} kNm	T_{SLU} kN	n_p -	Profilo	A cm^2	W cm^3	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa
TRAVI DAL PRIMO AL TERZO LIVELLO	176	4.00	282	353	2	HEB260	236.8	2296.0	338	142
TRAVI QUARTO E QUINTO LIVELLO	1173	4.00	1876	2345	2	HEM450	670.8	11002.0	338	257

12.5.3 SEZIONE 4

Ordine	F_h kN	i m	M_{SLU} kNm	T_{SLU} kN	n_p -	Profilo	A cm^2	W cm^3	f_{yd} MPa	σ_{id} MPa
TRAVI DAL PRIMO AL TERZO LIVELLO	326	4.00	521	652	2	HEB260	236.8	2296.0	338	262
TRAVI DAL QUARTO AL SETTIMO LIVELLO	1382	4.00	2211	2764	2	HEM400	651.6	9640.0	338	325

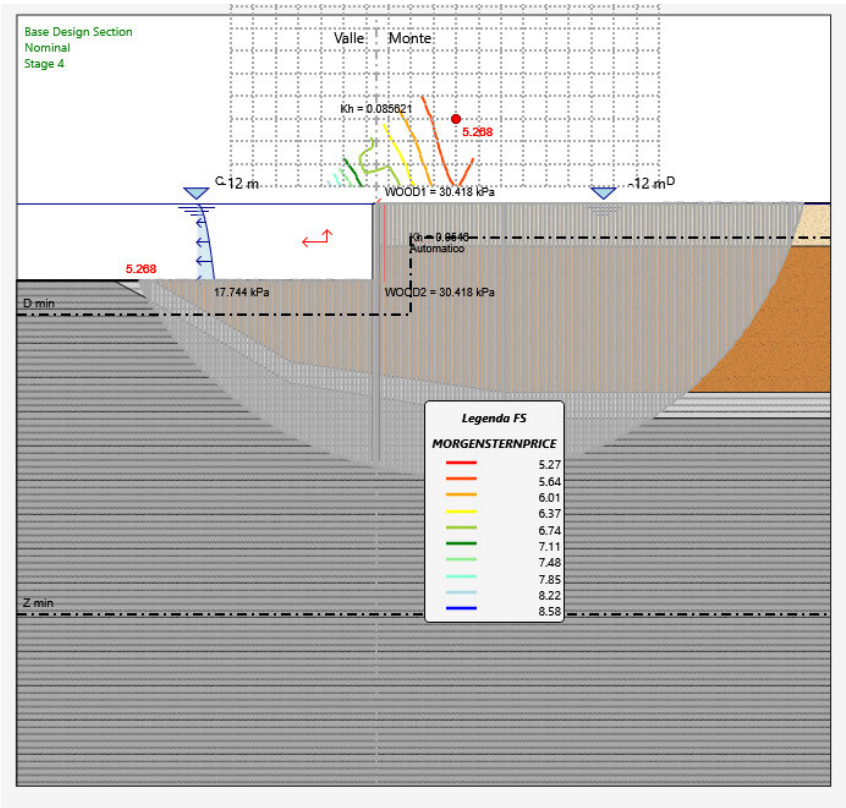
12.6 VERIFICA GEO

Si riportano di seguito le verifiche svolte con il modulo di Verifica Stabilità dei Pendii del codice PARATIE.

Tutti i coefficienti di sicurezza sono superiori ai minimi imposti da normativa e le verifiche si intendono pertanto soddisfatte

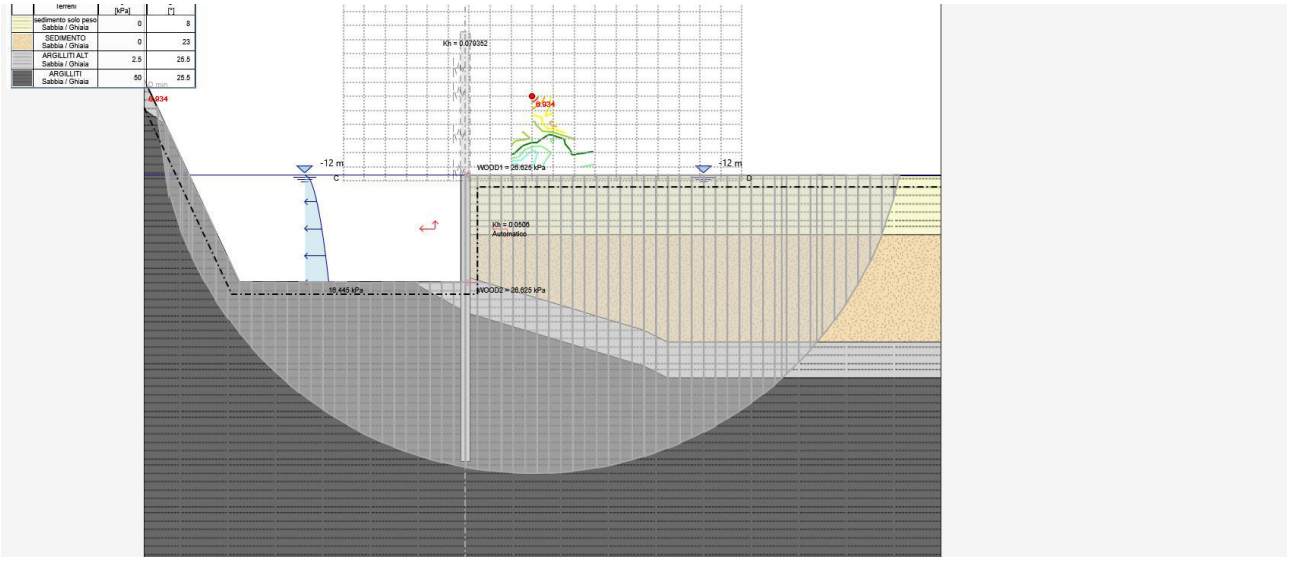
Si sottolinea che per la sezione 1 è stata svolta la sola verifica nelle condizioni più critiche per la stabilità (sezione 1b)

12.6.1 SEZIONE 1



FS = 5.27

12.6.2 SEZIONE 2



FS = 6.9

12.6.3 SEZIONE 3

Non esistono superfici che individuino un meccanismo di rottura possibile

12.6.4 SEZIONE 3 BIS

Non esistono superfici che individuino un meccanismo di rottura possibile

12.6.5 SEZIONE 4

Non esistono superfici che individuino un meccanismo di rottura possibile

12.7 VERIFICA UPL

Si rimanda al paragrafo 7.2.

12.8 VERIFICA HYD

Gli scavi avvengono unicamente in terreni a grana fine/rocciosi, dotati di moderata o elevatacoesione. La verifica pertanto non ha significato fisico.

13 VERIFICHE AGLI SLE

13.1 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

Come evidenziato nel capitolo 11, gli spostamenti delle opere sono di circa 15÷16 cm per le opere definitive (opere di protezione della vasca di calma) e di al massimo di 6÷10 cm per le opere provvisorie che successivamente verranno reinterrate.

Questi spostamenti, tra l'latro, sono stati calcolati in condizioni largamente cautelative.

Tali deformazioni delle opere sicuramente non pregiudicano la funzionalità delle opere, dal momento che queste sono realizzate in acciaio e pertanto non possono pregiudicarne la durabilità né la stabilità (si vedano anche le verifiche di cui al cap. 12.5.

Per giunta non sono presenti nelle vicinanze delle paratie strutture o altri manufatti che potrebbero essere condizionati dalla conca di subsidenza generata dalla deformazione delle pere di sostegno.

Pertanto, la verifica in oggetto si ritiene soddisfatta.