

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CONTRATTO ISTITUZIONALE DI SVILUPPO PER LA REALIZZAZIONE DELLA DIRETTRICE FERROVIARIA NAPOLI-BARI-LECCE-TARANTO

PROGETTO ESECUTIVO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO

SOTTOPROGETTO 2 - ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE

LOTTO 4 - OPERE AGGIUNTIVE PER OTTEMPERANZA PRESCRIZIONI DI CDS ISTRUTTORIA - CAVALCAFERROVIA NV08 NEI COMUNI DI RIONERO IN VULTURE E BARILE

Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2

SCALA:



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

I A 4 K 4 2 E 7 8 C L N W 0 8 0 0 0 0 8 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	M. Piccolo	Ottobre 2021	A. Di Costanzo	Ottobre 2021	G. Lestingi	Ottobre 2021	D. Tiberti Ottobre 2021

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Progetto per la linea
Napoli - Bari - Lecce - Taranto
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10775

File: IA4K42E78CLNW0800008A

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1	CALCESTRUZZO MICROPALI E CORDOLI	8
4.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA	8
4.3	ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C	8
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	9
6	MODELLO DI CALCOLO	10
6.1	PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO.....	10
6.2	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO	11
6.3	PROPRIETÀ DELLE PARATIE	12
6.4	FASI ESECUTIVE.....	14
7	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	PESO PROPRIO	15
7.2	SPINTA DEL TERRENO.....	15
7.3	AZIONI SISMICHE.....	17
8	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M.	
17-01-2018	22
8.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	22
9	CRITERI DI VERIFICA	28
9.1	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO C.A. - SLU	28
9.1.1	Pressoflessione	28
9.1.2	Taglio	29
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO C.A. - SLE	31
9.2.1	Stato limite di limitazione delle tensioni.....	31
9.2.2	Stato limite di fessurazione	31
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI	33
9.3.1	Trazione	33
9.3.2	Compressione	34
9.3.3	Flessione monoassiale	34
9.3.4	Taglio	35
9.3.5	Flessione e Taglio	36
9.3.6	Presso o tenso-flessione retta	36

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

10	ANALISI E VERIFICHE PARATIE	37
10.1	SPOSTAMENTI ORIZZONTALI E CEDIMENTI.....	38
10.2	SOLLECITAZIONI: MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO	39
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	41
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI.....	42
10.5	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO	46
11	TABULATI DI CALCOLO	48

1 PREMESSA

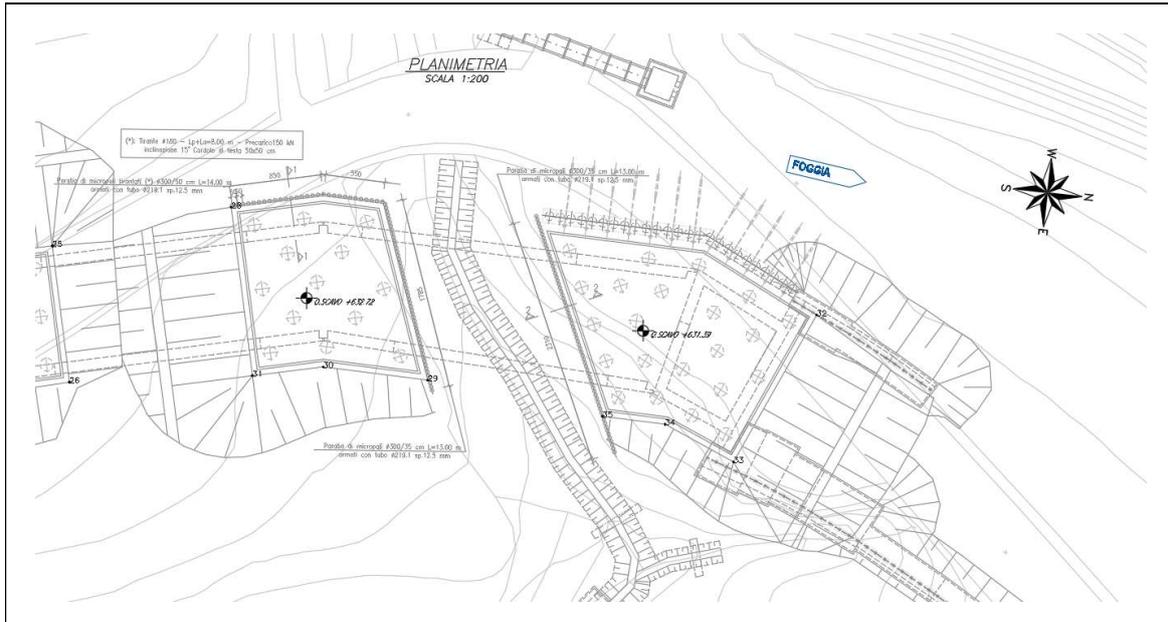
Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale e geotecnico delle paratie di micropali costituenti le opere provvisionali relative al progetto di potenziamento e adeguamento delle opere sostitutive, civili e impiantistiche, del PL da sopprimere alla pk 73+295 della linea ferroviaria Foggia-Potenza (figura 1). Nello specifico l'opera denominata "NV08" ricadente all'interno del Lotto 4 – Opere aggiuntive per ottemperanza prescrizioni di CdS istruttoria, relativo all'intervento di Ammodernamento della linea ferroviaria Potenza – Foggia / Sottoprogetto 2 "Elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione passaggi a livello e consolidamento sede", riguarda la realizzazione di un sistema viario, ubicata nei Comuni di Rionero in Vulture e Barile, sostitutivo del Passaggio a Livello esistente, sopra menzionato, ubicato in corrispondenza dell'intersezione tra la ex SS 93 Appulo – Lucana e la linea ferroviaria Potenza – Foggia alla progressiva chilometrica 73+295.



Figura 1: Area soggetta ad intervento.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di una paratia di micropali provvisoria a servizio del viadotto NV08 tra le le progressive 0+220 e 0+240. In particolare, la paratia di micropali risulta necessaria per permettere le fasi di realizzazione delle fondazioni del viadotto in prossimità dell'alveo.

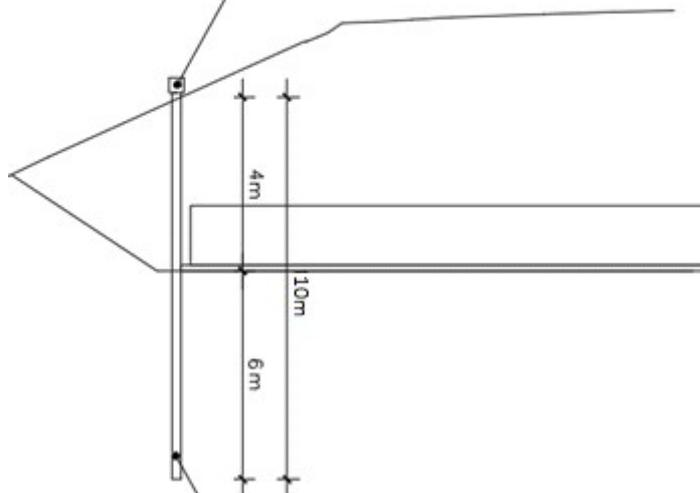


Stralcio planimetrico [progressive 0+220 e 0+240]

SEZIONE TRASVERSALE 2-2

SCALA 1:200

Cordolo 50x50



Sezione trasversale [progr. 0+220 ca]

Figura 2: Planimetria e sezione trasversale opere provvisionali cavalcaferrovia NV08

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Nel presente documento sono trattate le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali della paratia provvisoria a servizio del viadotto NV08, costituite da paratie di micropali con tubolare in acciaio.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in conformità alle normative vigenti con particolare riferimento a:

- D.M. 17-01-2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- EN 1990 (Eurocodice 0) – Criteri generali di progettazione strutturale;
- EN 1991 (Eurocodice 1) – Azioni sulle strutture;
- EN 1992 (Eurocodice 2) – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- EN 1993 (Eurocodice 3) – Progettazione delle strutture in acciaio;
- EN 1997 (Eurocodice 7) – Progettazione geotecnica;
- EN 1998 (Eurocodice 8) – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l’allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l’attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione.
- RFI DTC SI MA IFS 001 D – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20-12-2019.
- AGI 2012 - Ancoraggi nei terreni e delle rocce.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO MICROPALI E CORDOLI

Tipologia esecutiva:		CEMENTAZIONE SEMPLICE
Classe di resistenza		C25/30
Classe di esposizione		XC2
Contenuto minimo cemento		340 kg/m ³
Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	25 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	33 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	31476 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	2.56 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	1.80 MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.20 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	3.08 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{cfk} = 0,7 \cdot f_{cfm} =$	2.15 MPa

4.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Classe		S 275
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	275 N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tk} =$	430 N/mm ²

4.3 ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C

Peso Specifico	$\gamma =$	78.5 kN/m ³
Modulo Elastico	$E =$	206000 MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450 MPa
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 MPa
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_S =$	1,15
Resistenza di calcolo allo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391,3 MPa

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il profilo stratigrafico è stato ottenuto mediante i risultati dei sondaggi realizzati nell'area interessata dall'opera. Difatti, le prove sono state eseguite fino ad una profondità di 40m e confrontate con quanto emerso dalle prove penetrometriche e sismiche. In particolare, le tipologie di terreno rinvenute durante il sondaggio sono:

- I. *Unità FYR2 – Flysch rosso*: argille, argille marnose e argilliti di colore grigio rossastro con subordinate intercalazioni di calcari marnosi e calcareniti (unità C).
- II. *Unità PAA – Serra Palazzo*: calciscisti grigio chiari con interstrati di marne calcaree; l'unità è a profondità maggiore di 40 m da p.c. (non intercettata dalle indagini).

In particolare, per realizzare il modello della paratia provvisoria (oggetto di valutazione e verifica) sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

Tabella 3: Parametri geotecnici

N° strato	STRATIGRAFIA	
1	FLYSH ROSSO (10m)	
	Parametri	
	ϕ'	27°
	γ_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	40 MPa
	E_{ur}	120 MPa
2	FLYSH ROSSO (z>10m)	
	Parametri	
	ϕ'	27°
	γ_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	120 MPa
	E_{ur}	360 MPa

Il livello della falda di progetto, sulla base delle informazioni disponibili, risulta essere ad una quota pari a -3.00 m dal piano campagna.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

6 MODELLO DI CALCOLO

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.

Lo studio della paratia viene condotto utilizzando il software di calcolo agli elementi finiti *Paratie Plus*. Attraverso questo software, specifico per opere di sostegno, la paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali aventi due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione). Viceversa, il terreno viene schematizzato secondo un modello a molle elasto-plastico; in cui si ha un comportamento elastico 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. In relazione agli spostamenti, questi 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, in modo tale da fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

I parametri che caratterizzano il modello, dunque, possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle.

6.1 PARAMETRI DI SPINTA DEL TERRENO

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

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

dove:

σ_h = pressione orizzontale;

σ_v = pressione verticale;

K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo;

δ = coeff. di attrito terreno-parete;

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \gamma z$$

γ = peso dell'unità di volume del terreno

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

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \gamma' z$$

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

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione:

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

lw = gradiente idraulico.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Coefficiente di spinta a riposo

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

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

nelle sabbie

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

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

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

Coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p

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

Tali coefficienti sono funzione dei seguenti parametri:

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

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

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

con "c" coesione dello strato.

Nel caso in oggetto i coefficienti di spinta attiva sono stati calcolati automaticamente dal programma di calcolo Paratie Plus, considerando δ pari a $2/3$ di ϕ' .

6.2 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEL TERRENO

Per la definizione del modulo di Young si utilizza il modello Elasto-plastico inserendo il valore di E manualmente. Il programma provvede automaticamente a calcolare le costanti di sottofondo per ogni fase di scavo come:

$$K_{monte} = \frac{E_m \cdot \Delta}{B_m} \quad e \quad K_{valle} = \frac{E_v \cdot \Delta}{B_v}$$

Dove Δ è il valore fornito dalla schematizzazione agli elementi finiti e B_m e B_v sono rispettivamente le estensioni laterali del cuneo di spinta attiva e passiva del terreno alla quota del baricentro del cuneo stesso, per ogni fase di scavo:

$$B_m = \frac{2}{3} \cdot A \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$B_v = \frac{2}{3} \cdot (A - H) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$$

con $A = \min(2H_{scavo}; H_{paratia})$

Il valore del modulo in fase di scarico si assume pari a tre volte il modulo di primo carico:

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{vc}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

6.3 PROPRIETÀ DELLE PARATIE

Secondo quanto prescritto al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC 2018, l'altezza di scavo di verifica per le paratie deve essere aumentata del minore dei seguenti valori:

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

Una volta definite le caratteristiche stratigrafiche, si è passati alla modellazione e valutazione dell'opera provvisoria. Sulla base delle caratteristiche del modello stratigrafico, delle proprietà del terreno e delle caratteristiche dello scavo, nella tabella sottostante è riportata la tipologia di micropali ottenute a valle della fase di calcolo e verifica.

Tabella 4: Caratteristiche paratie di micropali.

Diametro pali:	φ300
Interasse	0.35 m
Tubolare:	φ 219.1 mm
Spessore:	20mm
Lunghezza totale pali:	11 m
Altezza massima fuori terra:	4.00 m
Diametro di perforazione:	29 cm
Altezza di scavo di progetto:	4.00 m + 0.40 = 4.40 m

In virtù del rapporto cls/acciaio, per il calcolo dell'inerzia della paratia è stato considerato un coefficiente di efficacia pari a 0.80 (solo cls interno al tubolare). Da precisare che, tubolari di armatura e diametro dei micropali sono stati scelti in riferimento ai requisiti prestazionali di limitazione delle deformazioni orizzontali (e dei cedimenti) agli SLE e non in relazione alla resistenza strutturale per gli SLU.

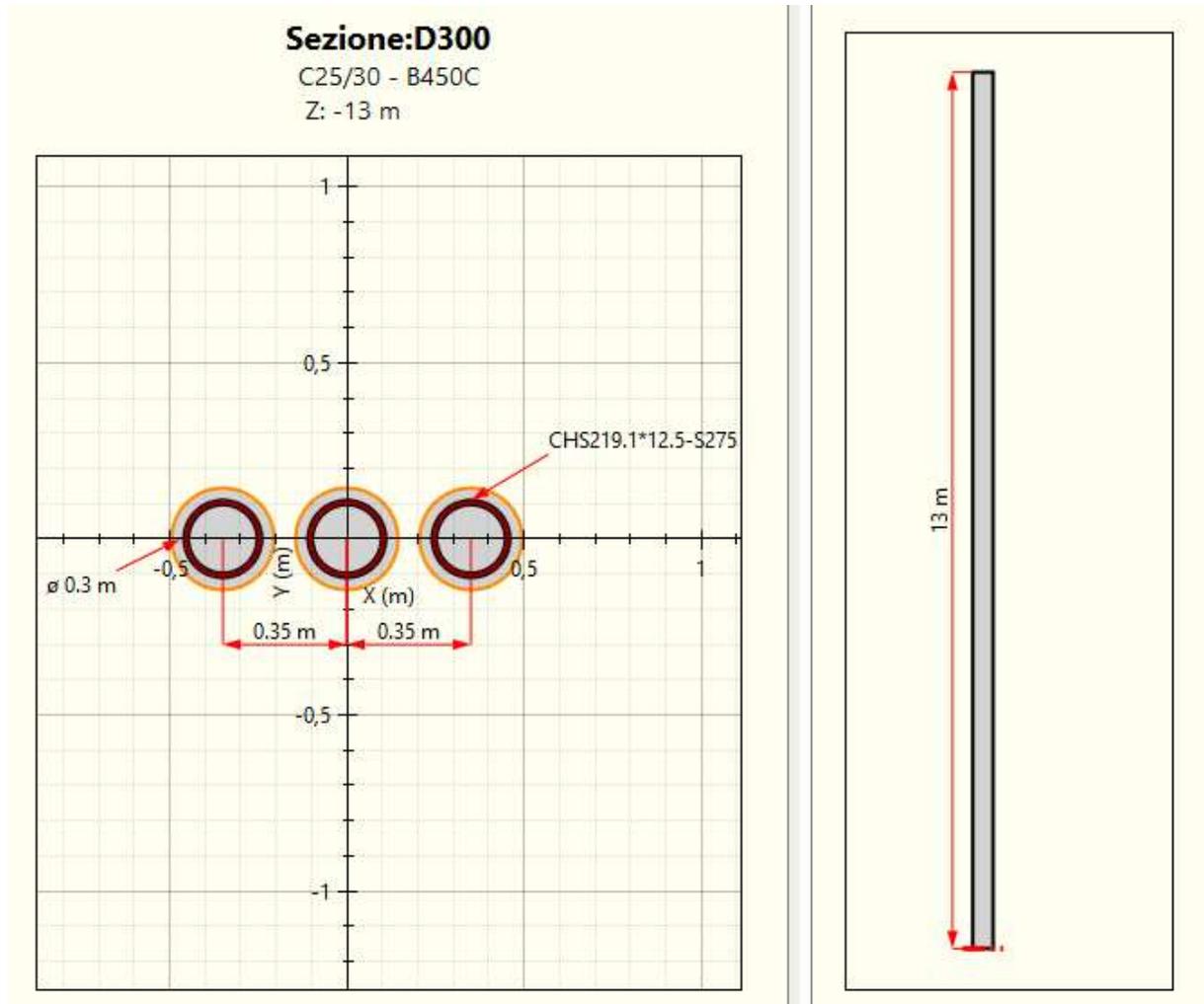


Figura 7: Micropali $\phi 250/35$ mm.

6.4 FASI ESECUTIVE

Il modello rappresentativo dello scavo prevede le seguenti fasi realizzative:

1. Definizione condizione iniziale;
2. Inserimento paratia;
3. Primo scavo (fino a quota -2.5 m);
4. Ultimo scavo (quota max: -4 m);
5. Applicazione dei carichi sismici.

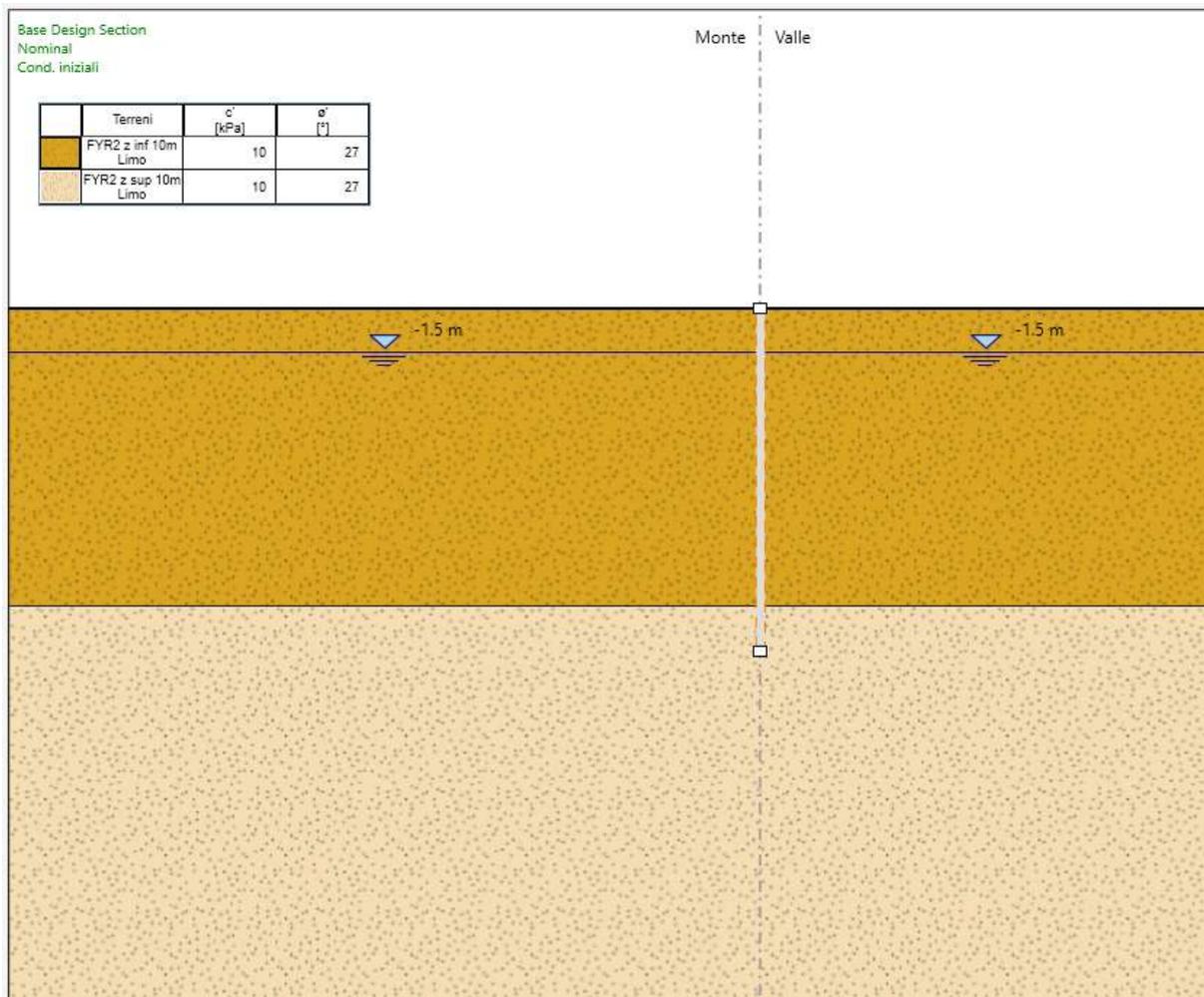


Figura 8: Scavo finale.

Immagini esplicative di tutte le fasi costruttive del modello sono riportate nei tabulati di calcolo a seguire.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

7 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento delle strutture provvisionali viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dal software Paratie Plus una volta definite le geometrie ed il materiale.

7.2 SPINTA DEL TERRENO

L'azione della spinta del terreno, che porta in conto anche la presenza della falda, è stata calcolata in automatico dal codice di calcolo in funzione dei dati immessi in input, ovvero dei parametri geotecnici di progetto definiti a partire dai valori caratteristici indicati in precedenza, applicando i coefficienti parziali della tabella 6.2.II.

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_r	γ_r	1,0	1,0

In particolare si riportano di seguito i valori dei coefficienti di Spinta Attiva (K_a) e di Spinta passiva (K_p) in condizioni statiche e sismiche al variare della Combinazione considerata (A1+M1+R1 e A2+M2+R1):

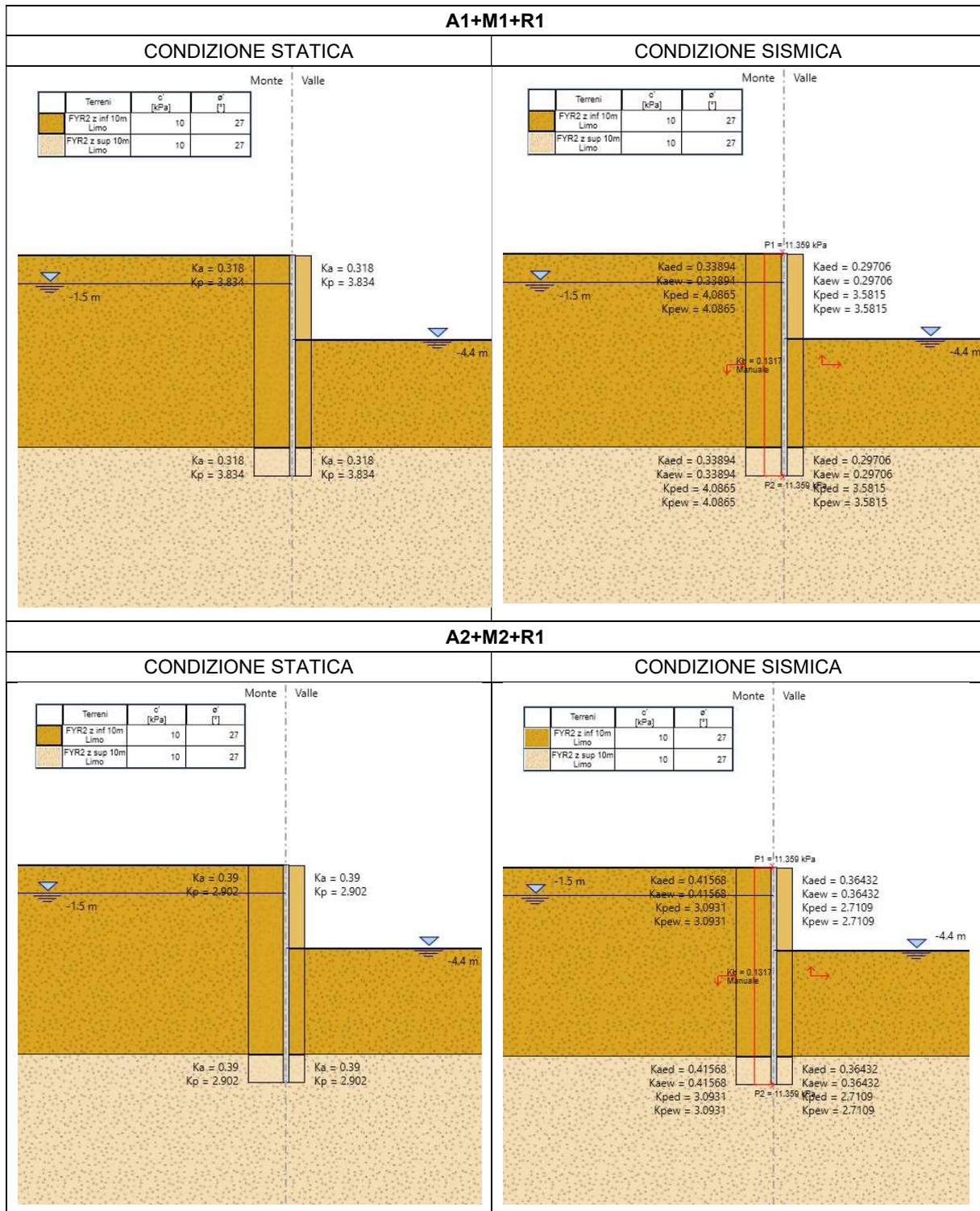


Tabella 5: coefficienti di Spinta Attiva e Passiva

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

7.3 AZIONI SISMICHE

Trattandosi di opere provvisionali con vita nominale inferiore ai 2 anni, l'azione sismica non viene presa in considerazioni nelle analisi (Tabella 2.4.I dal NTC2018). Nonostante ciò, le strutture vengono considerate con una vita nominale di 35 anni. Pertanto, nella valutazione della accelerazione orizzontale massima a_g si è fatto riferimento alle mappe di pericolosità sismica dell'I.N.G.V. (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). In relazione alle opere in oggetto, vista la variazione non sostanziale dei parametri di pericolosità sismica lungo il tracciato dell'asse principale, i dati utilizzati per determinare l'azione sismica sono relativi al Comune di Rionero in Vulture in provincia di Potenza (Basilicata).

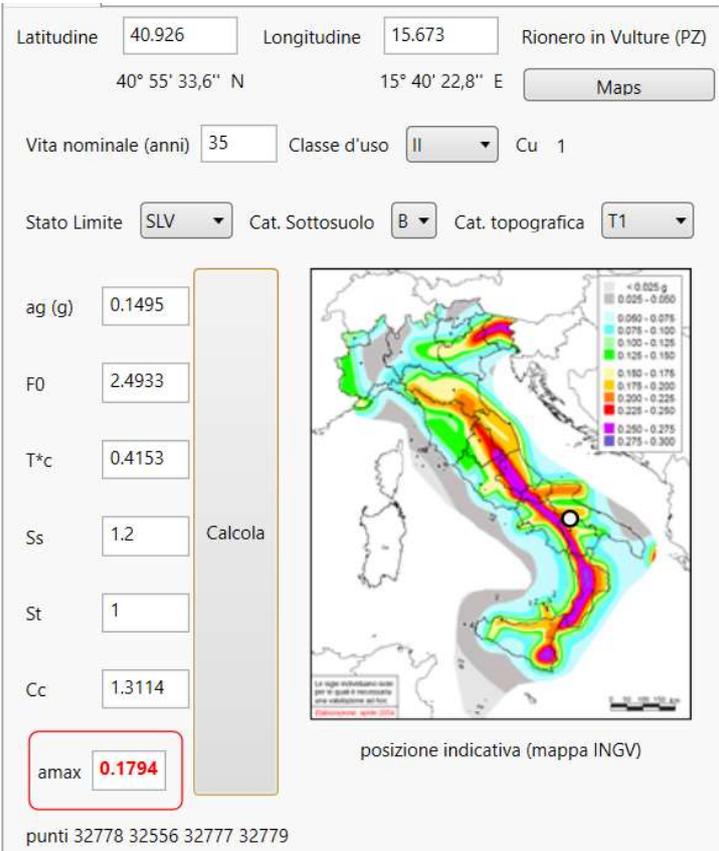


Figura 9: Individuazione della pericolosità sismica del sito.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

La tabella sottostante riassume i valori considerati per la zona in esame:

Zona sismica	1
Categoria suolo di fondazione	B
Classe della struttura	II
Accelerazione orizzontale massima convenzionale per zona 1 e struttura di classe II (vedi par. 3.2.1)	0.1495
Fattore S che tiene conto della categoria del suolo di fondazione = B	1.2

In definitiva l'accelerazione orizzontale massima convenzionale per zona 1, struttura di classe II e suolo di categoria B: $a_{\max,SLV} = 0.1495 \text{ g} \times 1.2 = 0.1794 \text{ g}$.

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume.

Nel caso di realizzazione di paratie la NTC prevede:

7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad [7.11.9]$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.10]$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad [7.11.11]$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{max} / g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio 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.

Si riportano i grafici relativi al calcolo di α e β come dal paragrafo 7.11.6.3.2 della NTC 18

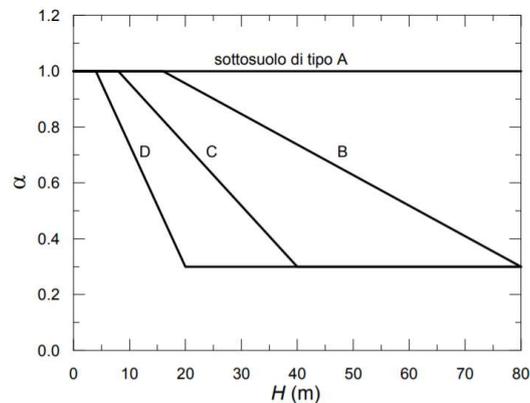


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

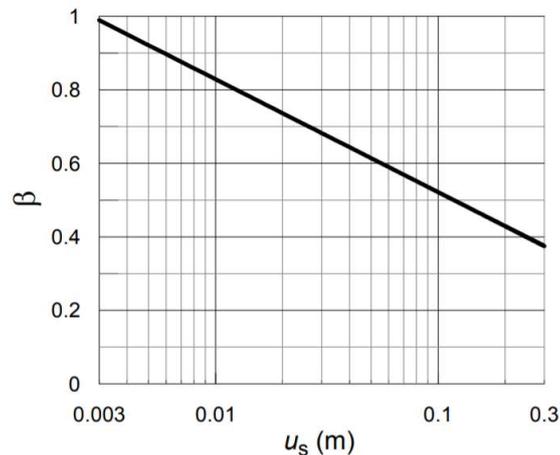


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Si riportano i valori di u_s , β e k_h per il caso in esame:

L paratia+hcordolo	ag	Ss	St	us	α	β	kh
[m]	[g]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[g]
11.50	0.1495	1.2	1	0.02	1	0.7344	0.1317

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

E' possibile ricorrere alla formulazione proposta da [Mononobe e Matsuo, 1929] e [Okabe, 1926] che è una estensione del metodo di Coulomb al caso dell'equilibrio limite del terreno a tergo dell'opera di sostegno, ottenuta considerando le forze di inerzia prodotte dai coefficienti sismici orizzontale e verticale. Tale metodo consiste nel determinare il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche:

$$\beta \leq \varphi' - \theta: \quad k_{a,e} = \frac{[\sin(\psi + \varphi' - \theta)]^2}{\cos \theta [\sin(\psi)]^2 \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \varphi' - \theta: \quad k_{a,e} = \frac{[\sin(\psi + \varphi' - \theta)]^2}{\cos \theta [\sin(\psi)]^2 \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$$\tan \theta = \chi \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

χ : è un coefficiente che nel caso di terreno asciutto vale 1, nel caso di terreno sismicamente permeabile ($k \geq 5 \times 10^{-4}$ m/s) vale γ_d / γ' (rapporto fra il peso a secco dell'unità di volume ed il peso immerso), nel caso di terreni sismicamente impermeabili ($k < 5 \times 10^{-4}$ m/s) si pone γ_{sat} / γ' (rapporto fra il peso saturo dell'unità di volume ed il peso immerso)

Trascurando sia nella spinta statica sia nella spinta sismica la coesione efficace, l'incremento di pressione $\Delta\sigma_h$ esercitato dal terreno per effetto del sisma è:

$$\Delta\sigma_h = (1 \pm k_v) k_{ae} \sigma'_v - k_a \sigma'_v = [(1 \pm k_v) k_{ae} - k_a] \sigma'_v = \delta k_a \sigma'_v$$

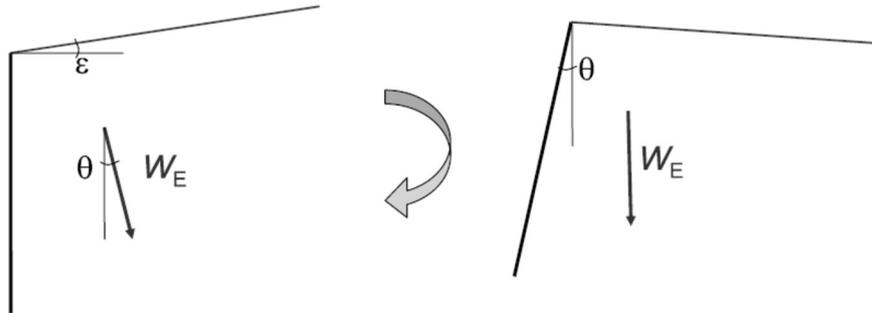
Alla pressione $\Delta\sigma_h$, per terreni sotto falda con permeabilità $k \geq$ di 5×10^{-4} m/s (terreni sismicamente permeabili), occorre aggiungere anche la pressione idrodinamica Δp che può essere tenuta in conto con la seguente espressione:

$$\Delta p = 7 \gamma_w k_h (H_w z_w)^{0.5} / 8$$

dove:

- H_w : è l'altezza del livello di falda rispetto a fondo scavo
- Z_w : è la profondità del punto considerato dalla superficie libera della falda

Analogamente è possibile valutare, con una analoga formulazione proposta da [Lancellotta, 2007], il coefficiente di resistenza passiva in condizioni sismiche:



$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\varepsilon - \theta) - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2(\varepsilon - \theta)}} \cdot \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2\psi \tan \varphi}$$

$$\psi = 0.5 \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \arcsin \left[\frac{\sin(\varepsilon - \theta)}{\sin \varphi} \right] + \delta + (\varepsilon - \theta) + 2\theta \right\}$$

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

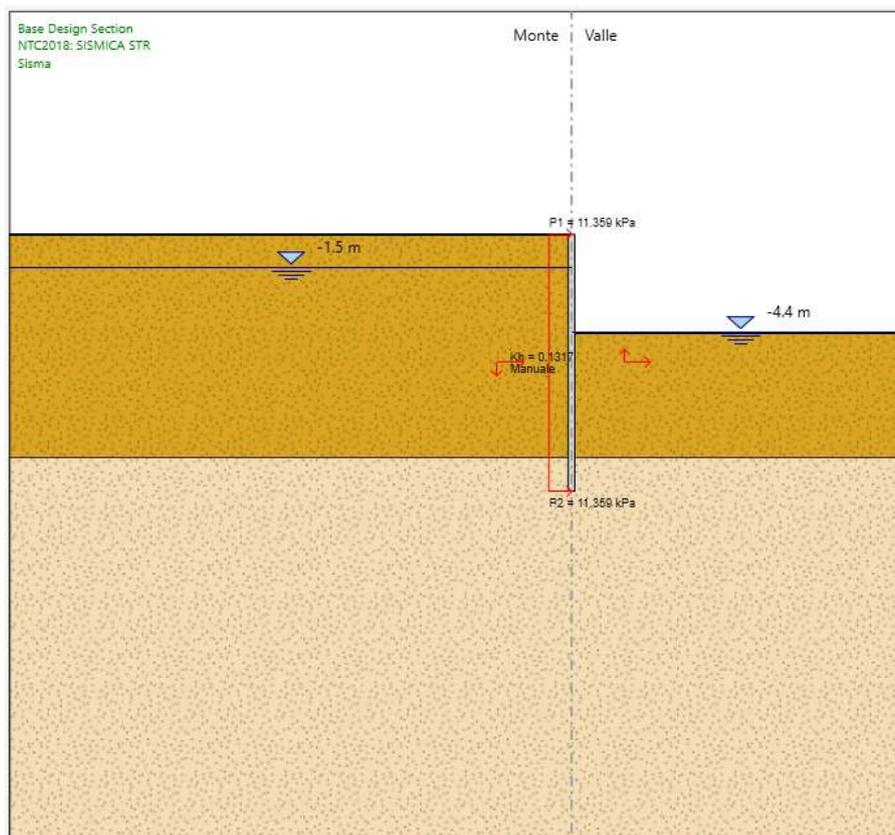


Figura 10 – Sisma

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

8 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

8.1 METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$.
Dove:

R_d è la resistenza di progetto

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

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

oppure

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

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale *i*-esimo e all'azione *j*-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_f			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qk} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisoriale - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_s .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali $M1/M2$ da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.I di seguito riportata:

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_G

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'**APPROCCIO 1**, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 17.01.18, ovvero:

SLU di tipo geotecnica (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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisoriale - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

In particolare:

- la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata 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 eventuali verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2:

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia 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):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

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_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ca}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefiggere e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Viste le condizioni stratigrafiche e le condizioni idrauliche al contorno (permeabilità dei terreni e profondità della falda a monte e a valle della paratia), si ritiene che le seguenti verifiche non risultano necessarie per la sezione in esame:

- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

- Le rimanenti verifiche sono state 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.

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), effettuando una stima delle deformazioni dell'opera e dei cedimenti del piano limite a tergo. In particolare per la valutazione dei cedimenti verticali si è fatto riferimento al "Metodo Paratie Plus" implementato direttamente all'interno del software.

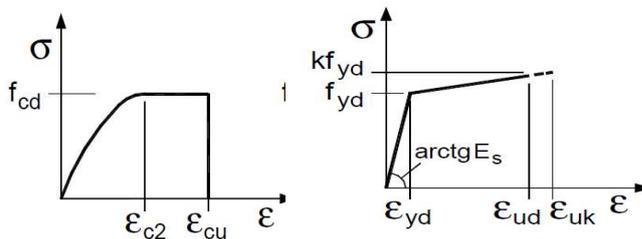
Si rimanda ai Tabulati di Calcolo per la tabella riassuntiva di tutti i coefficienti parziali utilizzati nelle suddette verifiche.

9 CRITERI DI VERIFICA

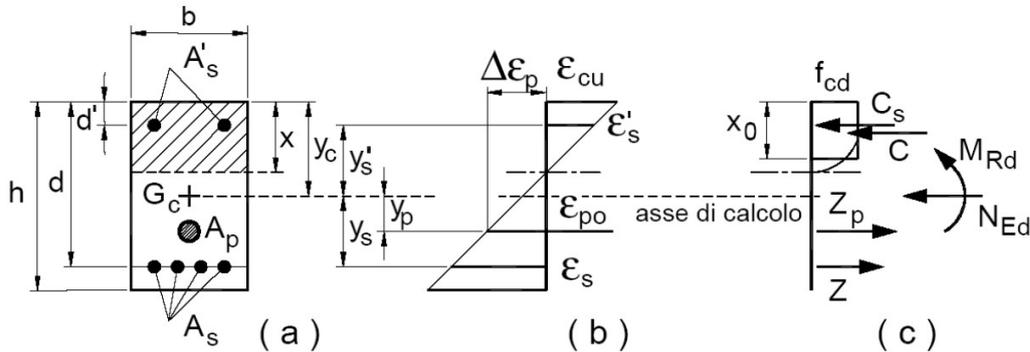
9.1 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO C.A. - SLU

9.1.1 Pressoflessione

Per le sezioni in c.a. la determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

In accordo a quanto previsto al §7.3.6.1 delle NTC2018, in condizioni sismiche si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità di resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV. Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Inoltre al §7.4.1 si chiarisce che nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata con le regole di cui al §4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, a

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al §4.1.2.3.4.2.

Pertanto, la verifica delle strutture non dissipative va differenziata tra campo statico (SLU) e sismico (SLV) come segue:

1. **Condizioni statiche (SLU):** $M_{Rd} = M_{Ud}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo plastico);
2. **Condizioni sismiche (SLV):** $M_{Rd} = M_{Yd}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico)

Il momento resistente elastico M_y è pari al valore minimo tra il momento resistente elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo calcolati limitando rispettivamente la deformazione allo snervamento dell'armatura tesa ϵ_s e la deformazione della fibra di calcestruzzo al valore $\epsilon_{c2}=0.2\%$.

9.1.2 Taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\ctg \alpha + \ctg \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

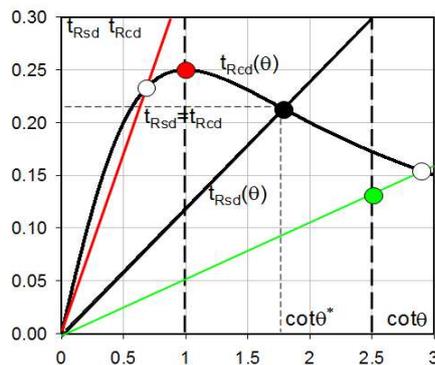
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

Essendo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

con θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrane non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO C.A. - SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

9.2.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento quelli previsti al par. 4.1.2.2.5 delle NTC2018:

Per il caso in esame risulta in particolare :

CALCESTRUZZO C25/30

$\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$	11.3	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
$\sigma_{c,max,R.} = 0,6 f_{cK}$	15.0	MPa	(combinazione di carico Rara)

Tabella 6: limiti tensione calcestruzzo

ACCIAIO

$\sigma_{f,max} = 0,8 f_{yK}$	360	MPa	(combinazione di carico Rara)
-------------------------------	-----	-----	-------------------------------

Tabella 7: limiti tensione acciaio

9.2.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico "Frequente" e combinazione "Quasi Permanente".

Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive per i Cordoli (Classe di Esposizione XC4), e ordinarie per i Pali di Fondazione (Classe di Esposizione XC2); le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.III].

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 11: Descrizione delle condizioni ambientali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente.

Tabella 8 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi Permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Risultando:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$;

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$.

Pertanto, per il caso in esame risulta:

- Combinazione Quasi Permanente : $w_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
- Combinazione Frequente : $w_f \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

La determinazione della capacità resistente a trazione, flessione/pressoflessione e taglio dei micropali viene effettuata con i criteri di cui al paragrafo 4.2.4. delle NTC 2018, tenendo conto dei valori delle resistenze riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali.

9.3.1 Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

9.3.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

9.3.3 Flessione monoassiale

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

9.3.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \\ A_v = Ab/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo;} \quad [4.2.22]$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi \quad [4.2.23]$$

dove:

- A è l'area lorda della sezione del profilo,
- b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
- h_w è l'altezza dell'anima,
- h è l'altezza delle sezioni cave,
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
- t_f è lo spessore delle ali,
- t_w è lo spessore dell'anima.

9.3.5 Flessione e Taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_w la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M1}} \leq M_{y,Rd} \quad [4.2.32]$$

in cui A_w rappresenta l'area dell'anima del profilo.

9.3.6 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \quad [4.2.34]$$

$$\text{o} \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a \quad [4.2.35]$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

10 ANALISI E VERIFICHE PARATIE

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro	Armature
Micropali	Φ300	Tubolare φ219.1 mm sp. 20 mm

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Tabella 9: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	FYR2 z inf 10m Limo	20	10	27	$E_{vc} = 40000$ $E_{ur} = 120000$
	FYR2 z sup 10m Limo	20	10	27	$E_{vc} = 120000$ $E_{ur} = 380000$

Per tutti gli altri dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

10.1 SPOSTAMENTI ORIZZONTALI E CEDIMENTI

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo (quota scavo -4.40m), e risulta pari a **32.00 mm** con un comportamento della paratia a sbalzo. Il massimo spostamento verticale valutato con il Metodo Paratie Plus risulta pari a 24.68 mm in corrispondenza della paratia.

Gli spostamenti orizzontali e verticali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

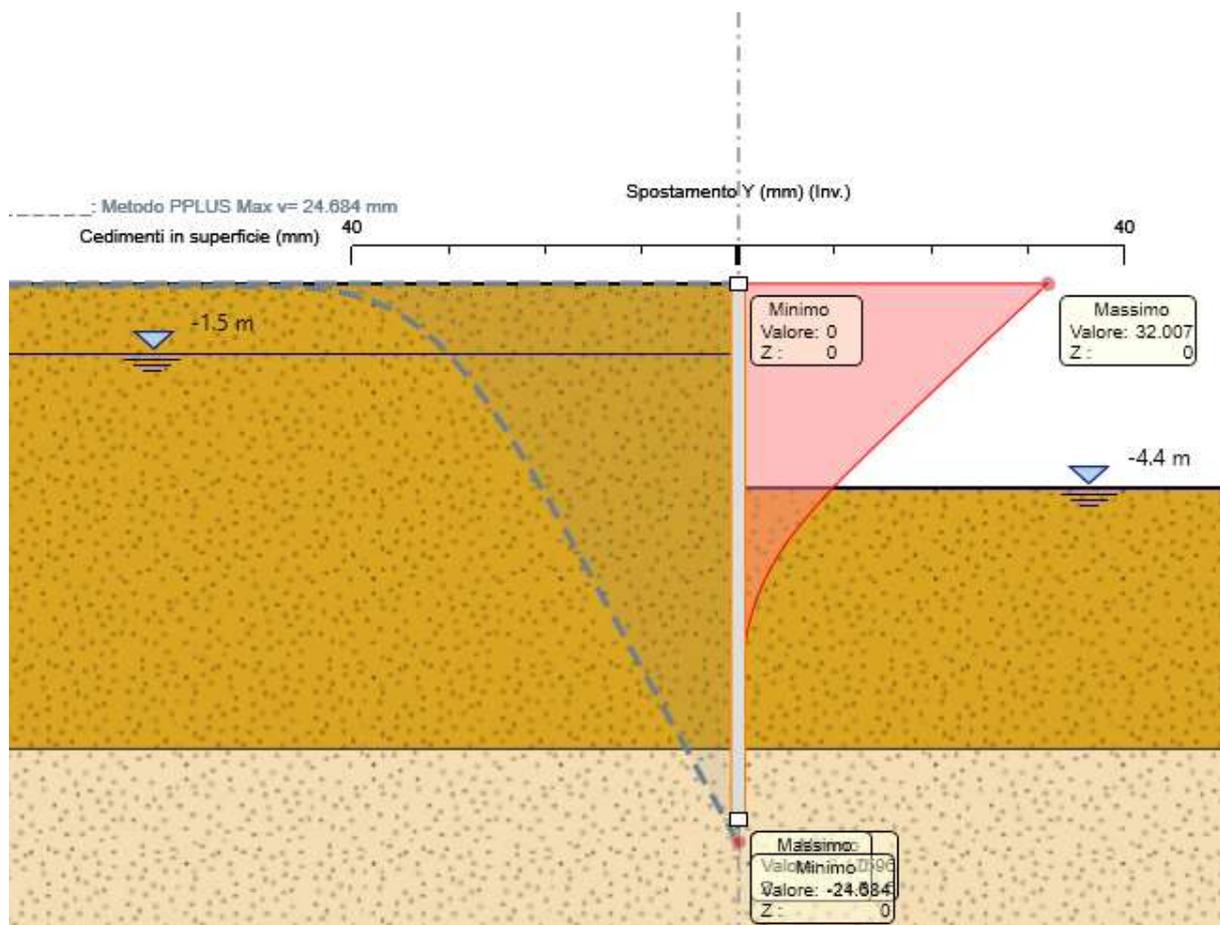


Figura 11: Involuppo Spostamenti SLE

10.2 SOLLECITAZIONI: MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

Il massimo momento che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -7.8 m e risulta pari a **399.41 kNm/m**.

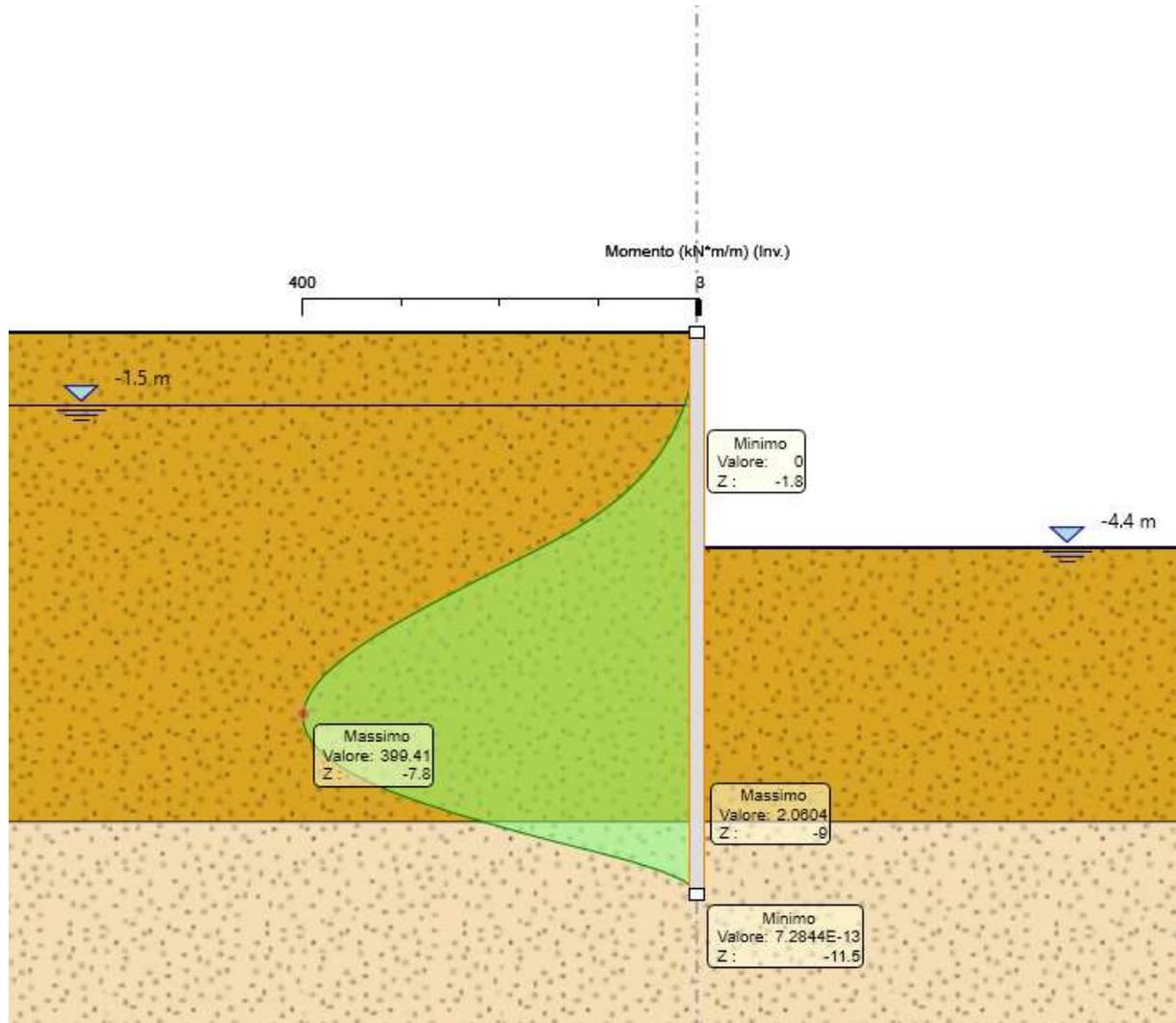


Figura 12 – Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene per la paratia si manifesta a quota -10.4 m e risulta pari a **193.96 kN/m**.

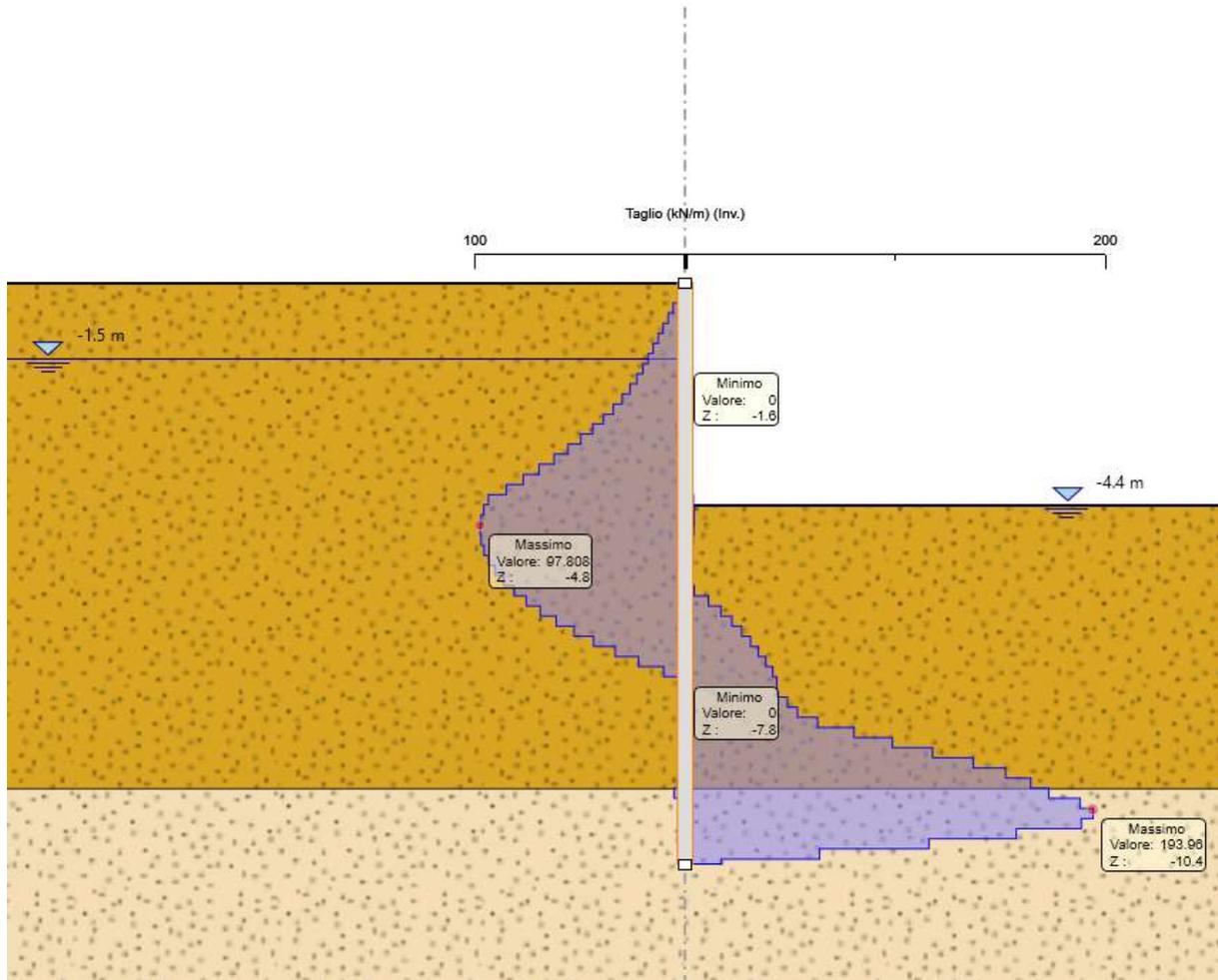


Figura 13 – Inviluppo Taglio

10.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0,51**.

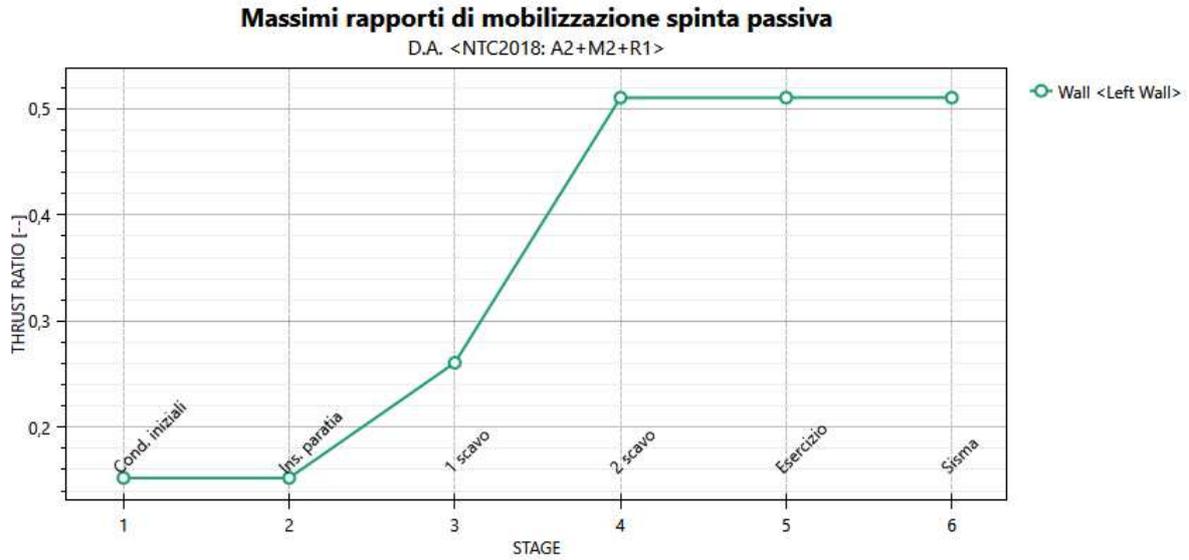


Figura 14: Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

10.4 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a **0,67**.

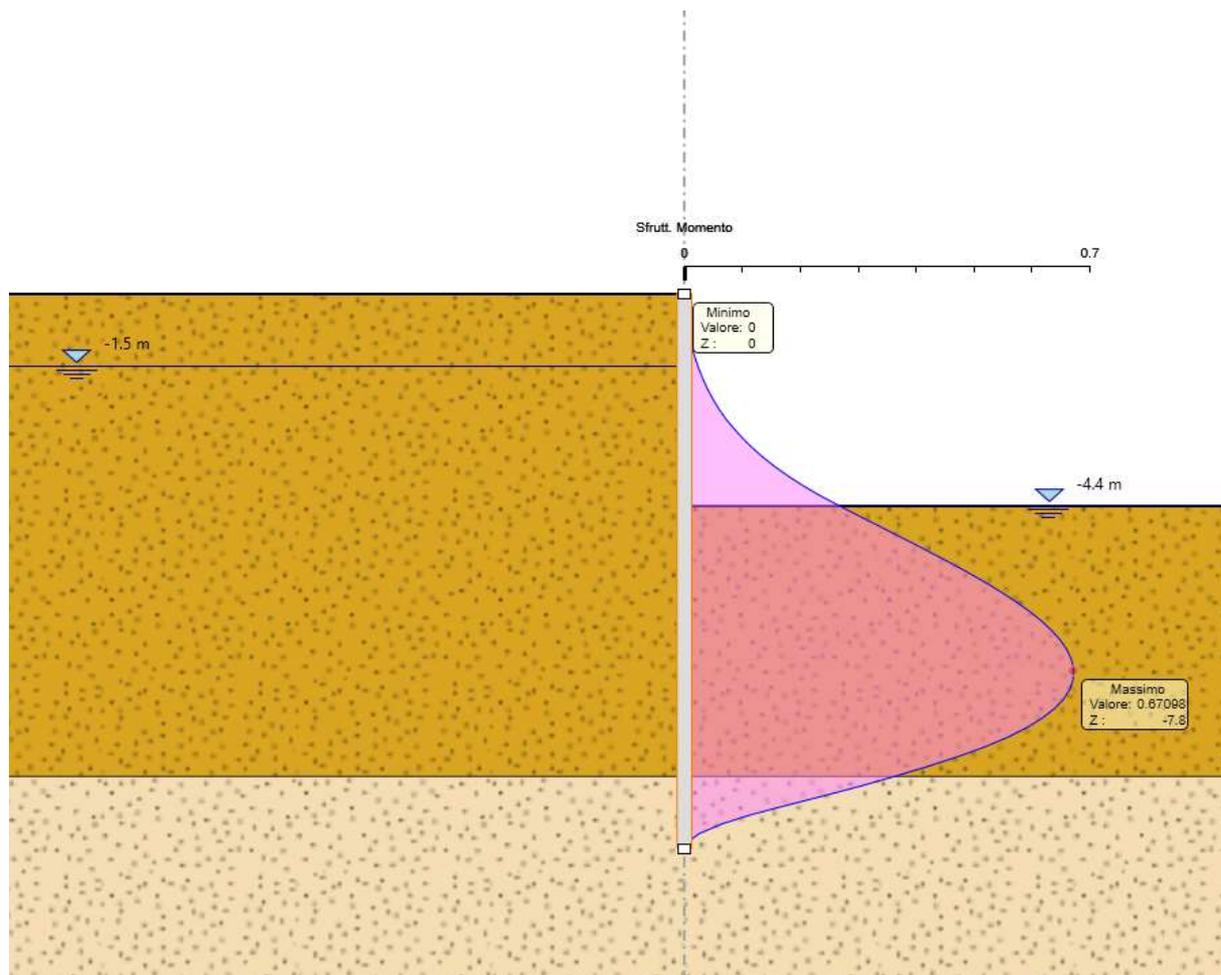


Figura 16: Inviluppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

N.B.: la verifica a flessione in condizioni sismiche descritta al capitolo 9.1.1 non verrà esplicitata in quanto, per la sezione in esame, le sollecitazioni di momento flettente in condizioni statiche e sismiche comportano un tasso di sfruttamento a flessione relativamente basso, tale che il comportamento della sezione risulterà sempre in campo elastico.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al **0,056**.

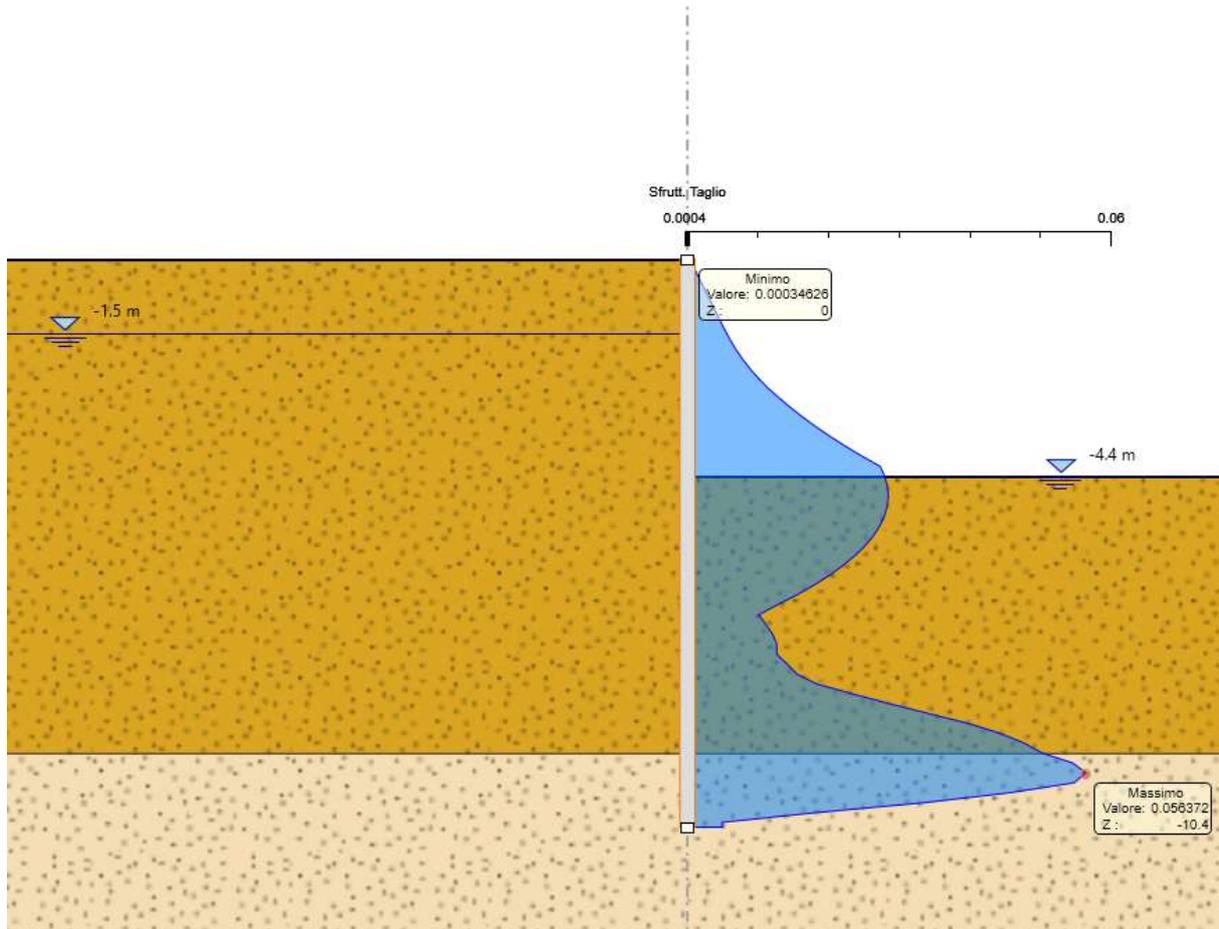


Figura 17: Inviluppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

Nella seguente tabella si riporta una scheda di verifica del tubolare in acciaio per le massime sollecitazioni.

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio	S 275		
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	275	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	430	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	219,10	[mm]
Spessore nominale	T	20,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	179,10	[mm]
Area della sezione trasversale	A	125,10	[cm ²]
Area a taglio	A_v	79,64	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	6261,29	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7,07	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	571,55	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	795,48	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	12522,59	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	1143,09	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,92	[-]
Diametro	d	219,10	[mm]
Spessore	t	20,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	10,96	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	208,34	kNm

Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:	0,67
Resistenza a taglio	
Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$ 1204,24 kN
Verifica a taglio:	0,06

10.5 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO

Le verifiche strutturali del cordolo sono state effettuate con l'ausilio del software PresFLE considerando cautelativamente agenti sul cordolo le massime sollecitazioni testa palo. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche del cordolo, le armature e le verifiche SLV/SLE:

Elemento	Geometria	Armature longitudinali	Armatura trasversale
Cordolo	H=0.50m L=0.50m	8Φ12	Φ8 passo 0.30m

Tabella 10 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

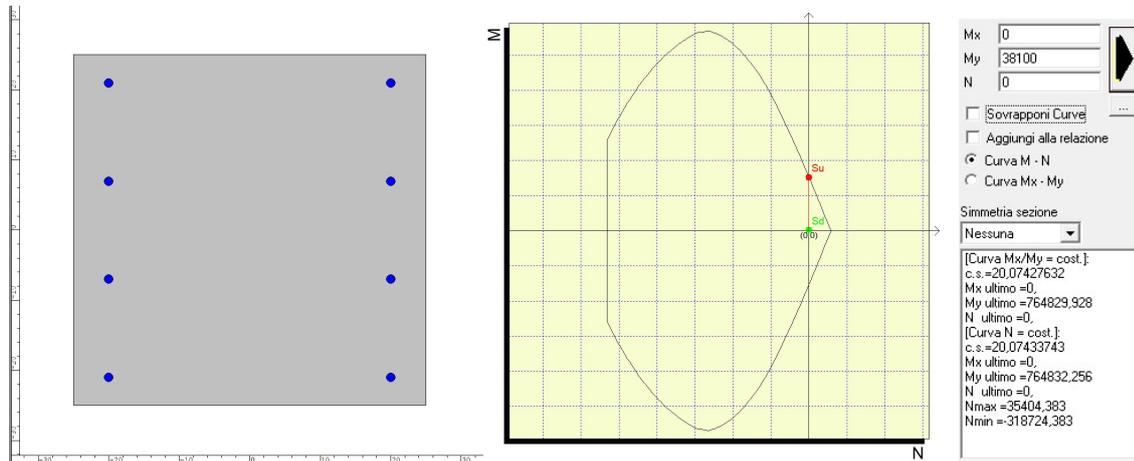


Figura 18 – Verifica a Flessione FS=20.1 - SLV

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A _s (mm ²)	N _{ed} (KN)	V _{ed} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _t	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Ret} (KN)	F.S.
Cordolo	1000	500	40	460	4	12	452,16	0	8,34	0	0,001	1,66	24,9	0,37	171,73	123,44	14,80

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse			Taglio Compressione		Taglio Trazione		risultati		
	n _b	Ø	p (mm)	A _{sw} (mm ²)	α°	θ°	ctg θ	σ _{cp} (Mpa)	α _c	f _{cd} (Mpa)	V _{Rcd} (KN)		V _{Rsd} (KN)	V _{Rtd} (KN)
Cordolo	2	8	300	100,48	90	21,8	2,5	0	1	14,11	1007,16	135,65	135,65	16,26

Tabella 11 – Verifica a Taglio SLV

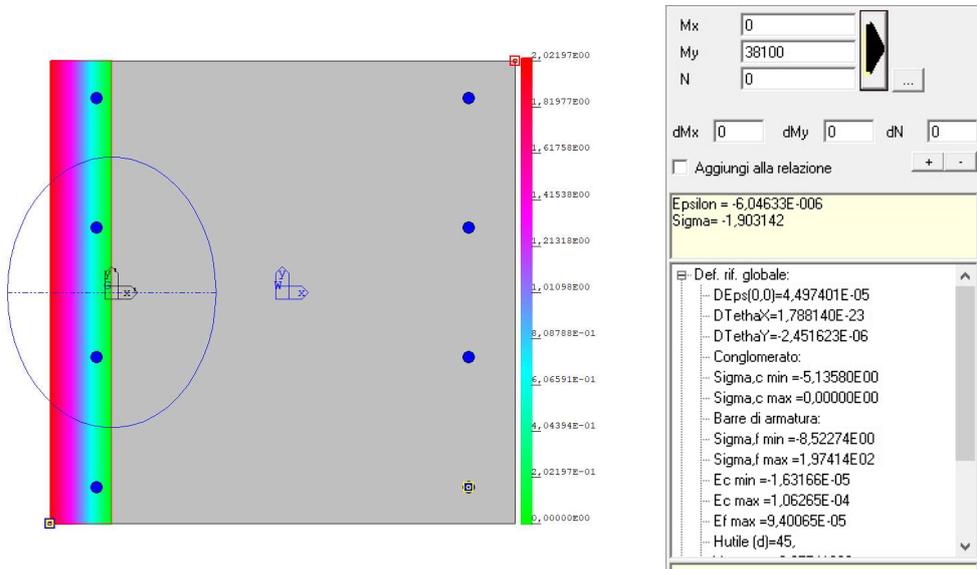


Figura 19 - Verifica tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio SLE

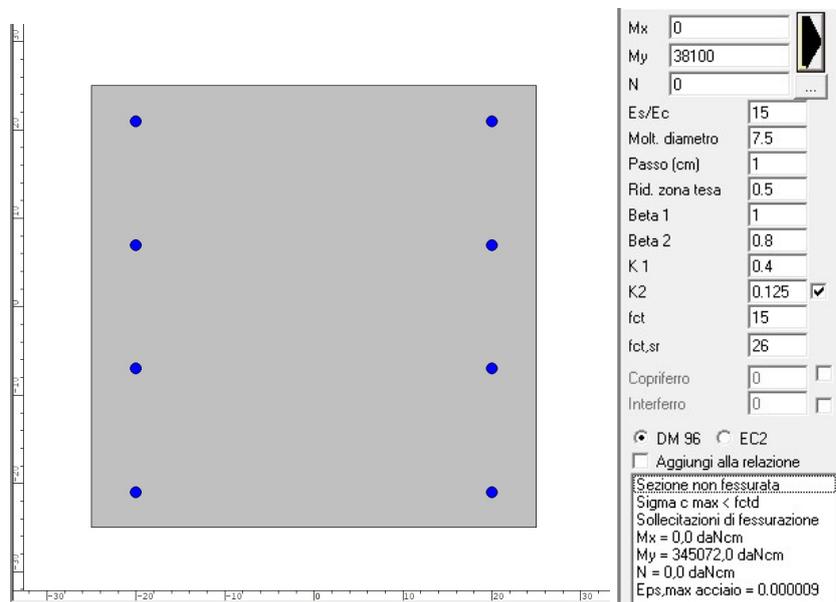


Figura 20 - Verifica a fessurazione NON FESSURATA - SLE

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, si rimanda ai Tabulati di Calcolo per ulteriori dettagli.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

11 TABULATI DI CALCOLO

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: New Project

Autore: Ingegnere

Jobname: C:\Users\m.piccolo\Desktop\2052 - NV08 - COPIE ROSSE\ISTRUTTORIA\PARATIE
 PROVVISORIALI\SCAVALCO\IA4K42E78CLNW0800008A\nuovo\ALVEO_H.pplus

Data: 01/10/2021 20:48:30

Design Section: Base Design Section

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Sommario
Contenuto Sommario

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Muro di sinistra

Sezione : D300

Area equivalente : 0.0546016396188265 m

Inerzia equivalente : 0.0003 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.35 m

Diametro : 0.3 m

Efficacia : 0.8

Materiale acciaio : S275

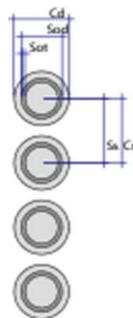
Sezione : CHS219.1*20

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.35 m

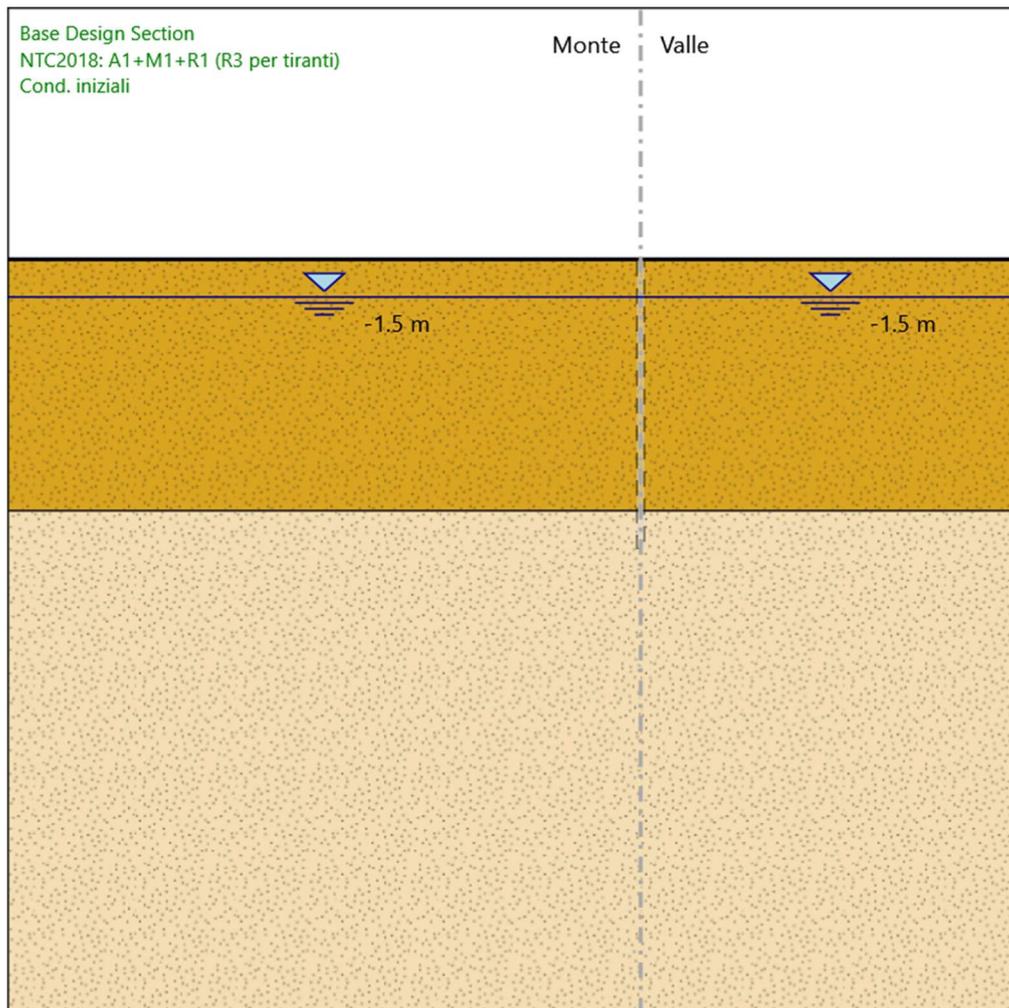
Spessore : 0.02 m

Diametro : 0.2191 m



Fasi di Calcolo

Cond. iniziali



Cond. iniziali

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

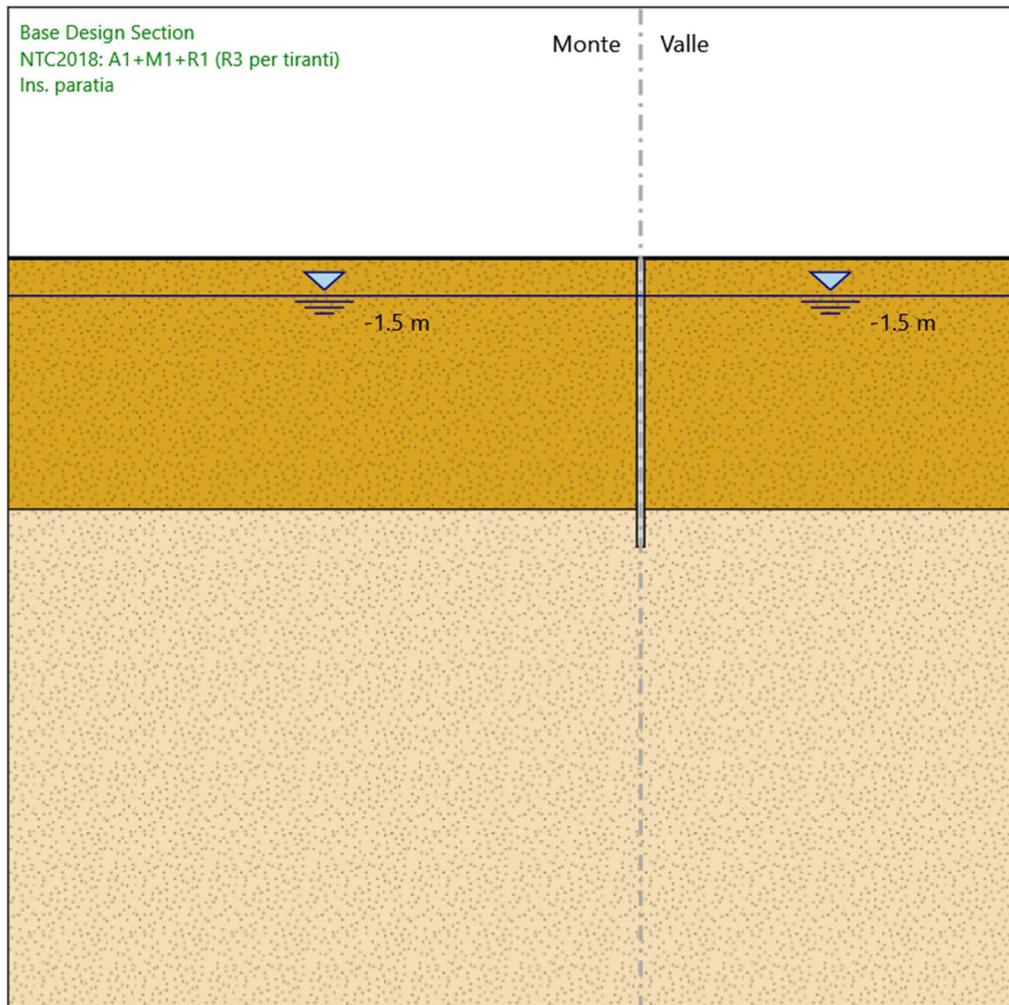
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Ins. paratia



Ins. paratia

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

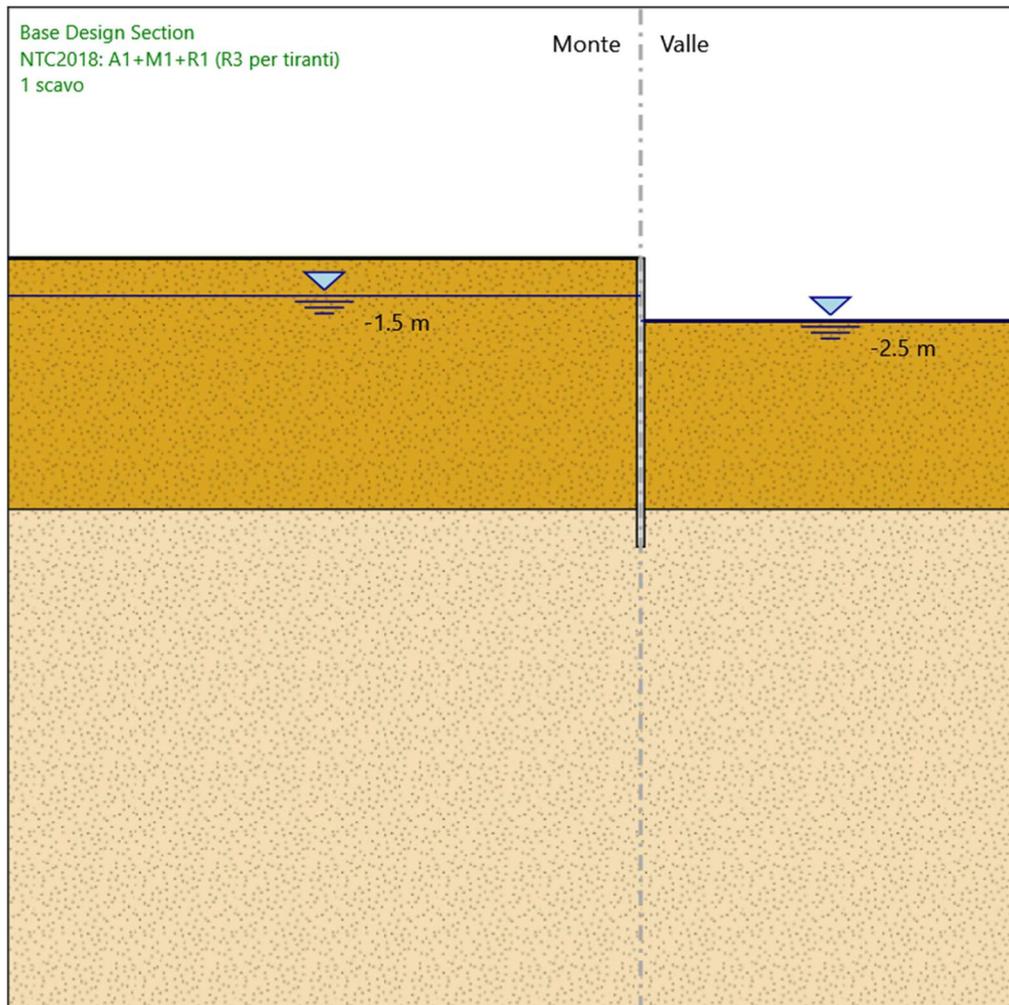
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Sezione : D300

1 scavo



1 scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2.5 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -2.5 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

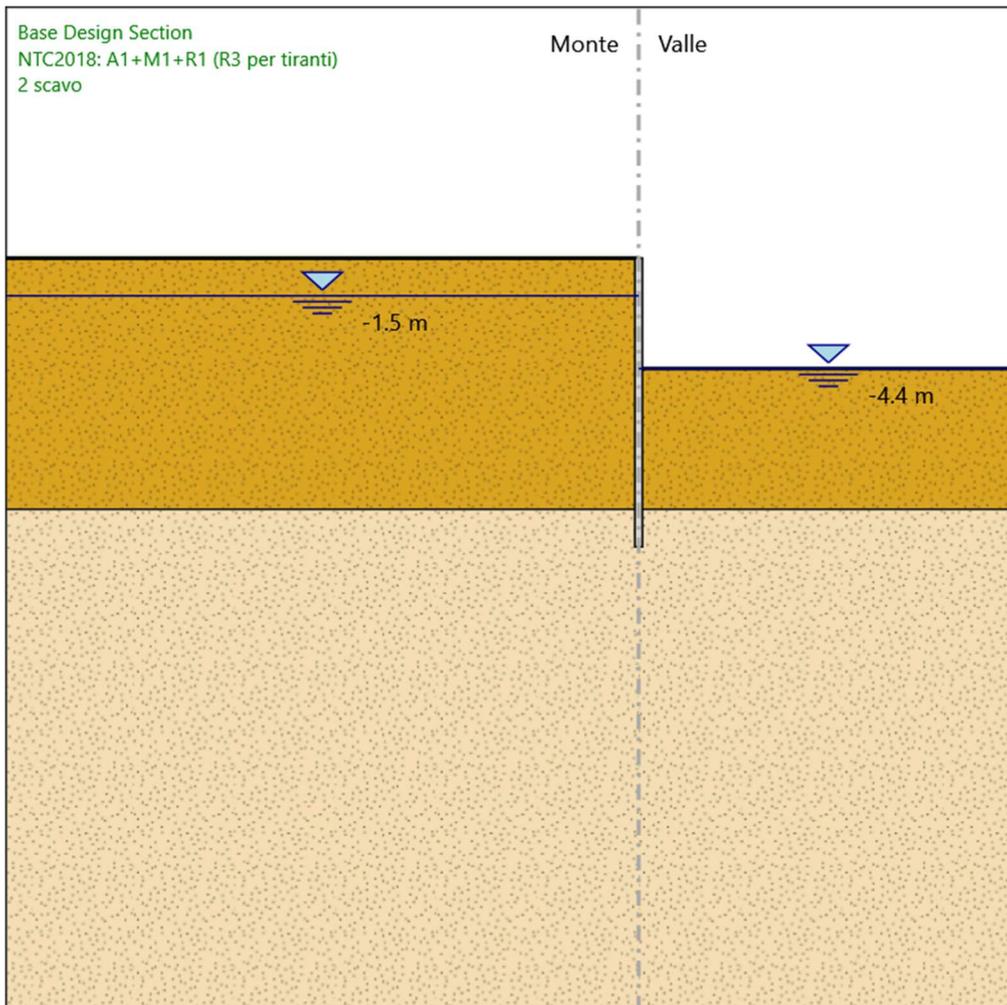
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Sezione : D300

2 scavo



2 scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.4 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -4.4 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

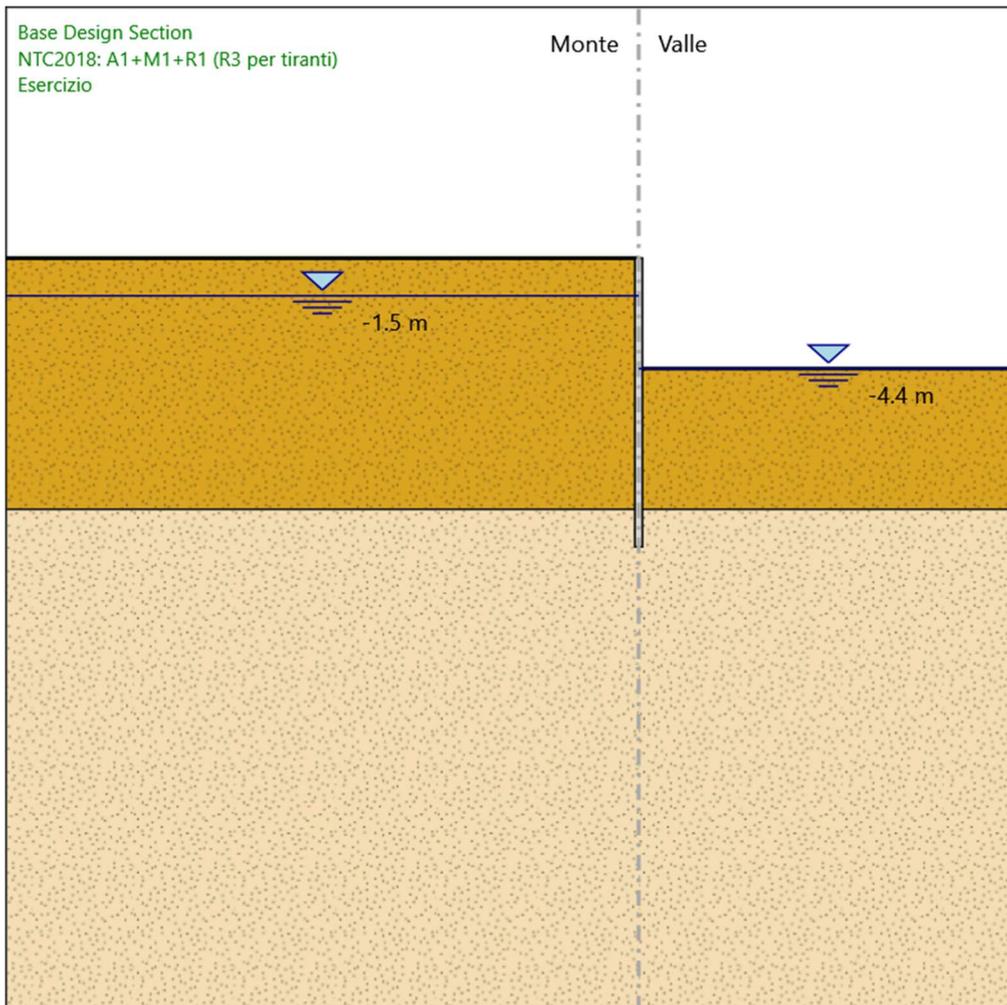
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Sezione : D300

Esercizio



Esercizio

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.4 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -4.4 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

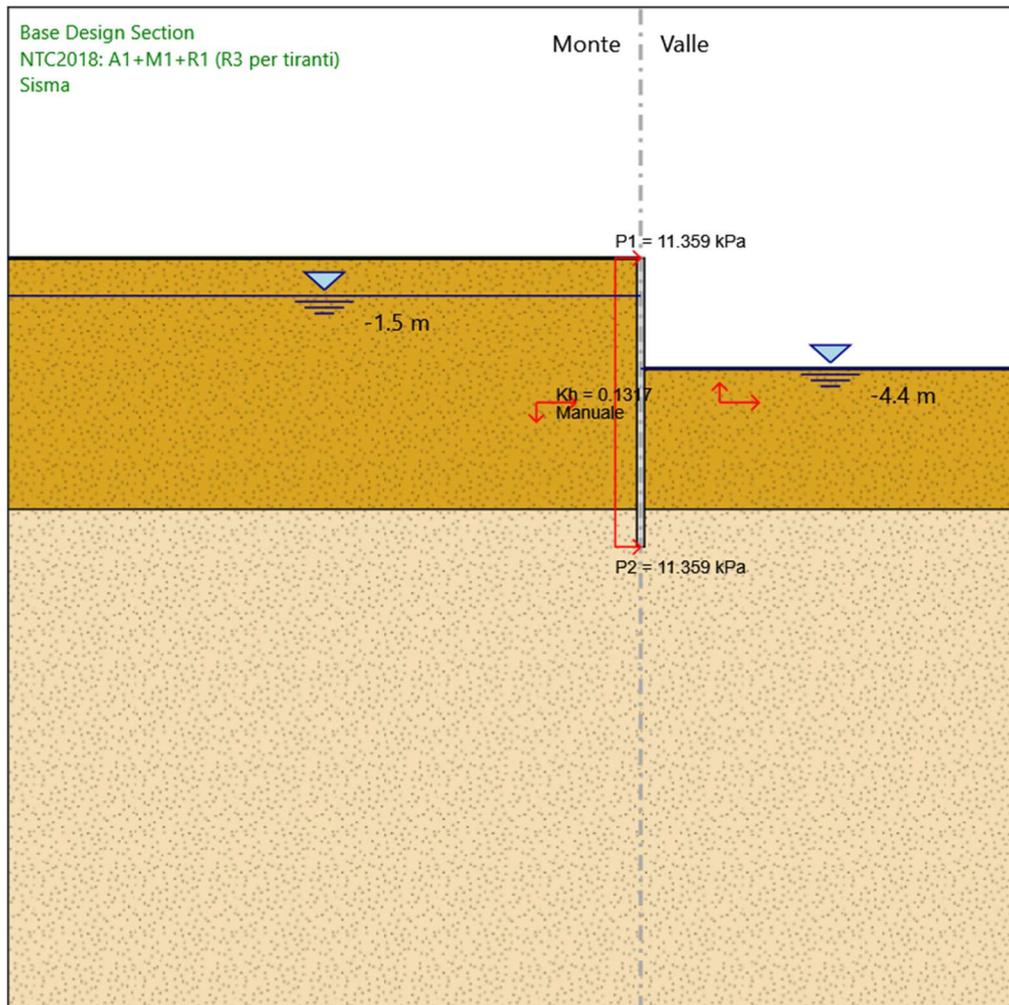
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Sezione : D300

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.4 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -4.4 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

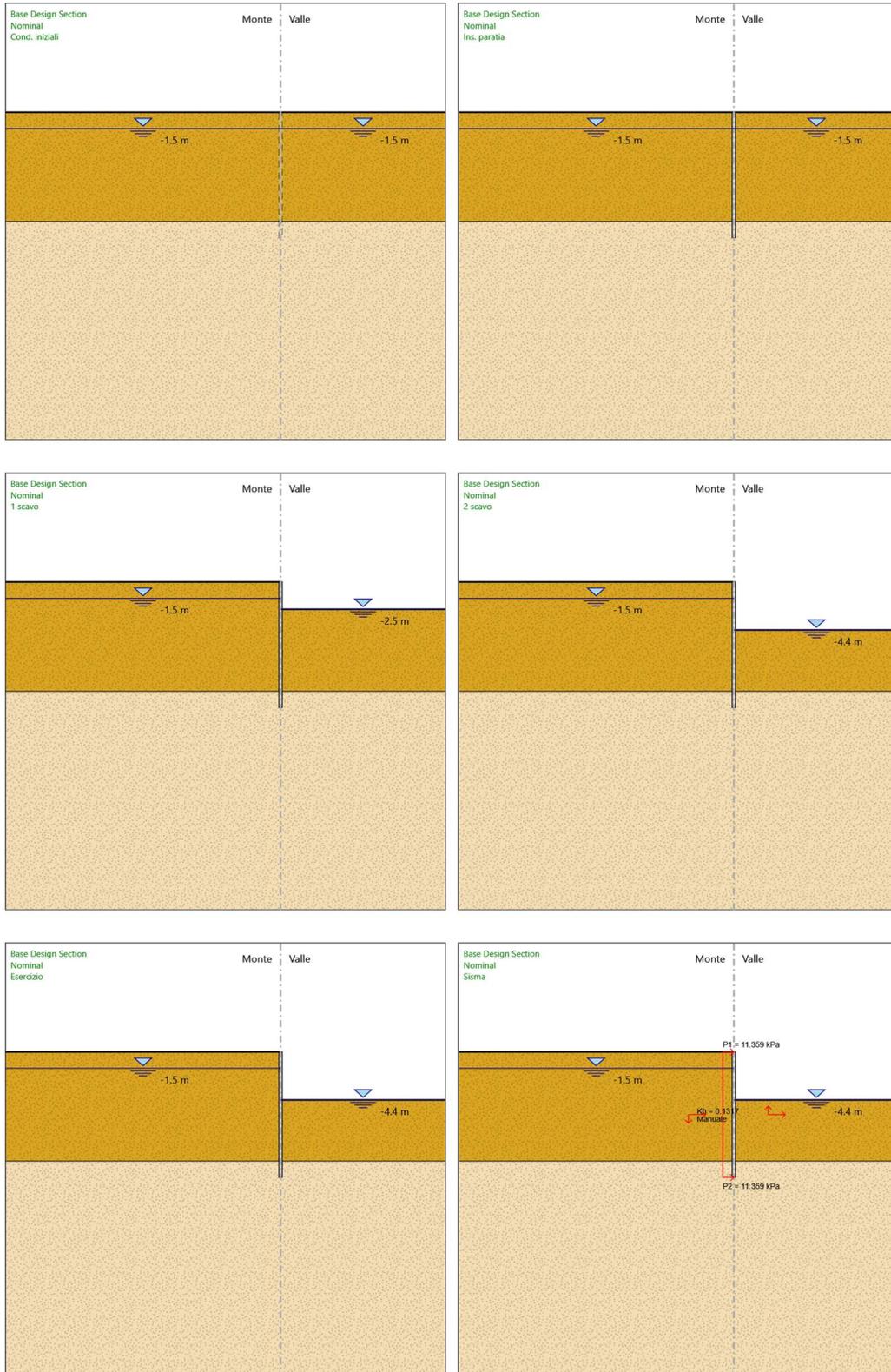
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11.5 m

Sezione : D300

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_loa d_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_lo ad_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_lo ad_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressi Acqua Lato Monte (F_Wa terDR)	Pressi Acqua Lato Valle (F_Wa terRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_ GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_ _GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_ GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_ _GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.35	1	1.35	1	0	1.35	1	1	1	1	1.35	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.15	1	0	1	1	1	1	1	1.35	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.35	0.9	1

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

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

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Cond. iniziali	Ins. paratia	1 scavo	2 scavo	Esercizio	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO						

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

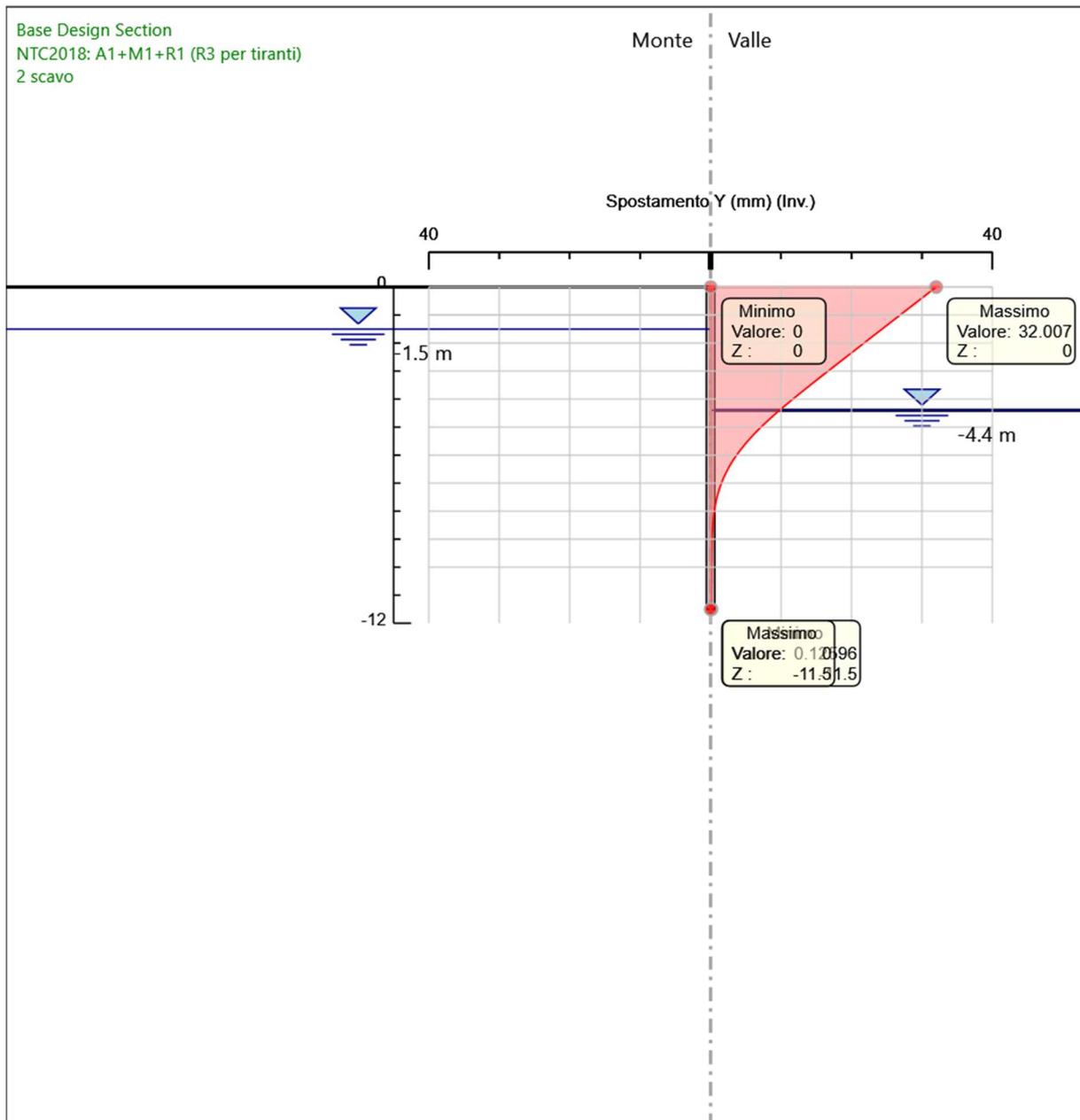
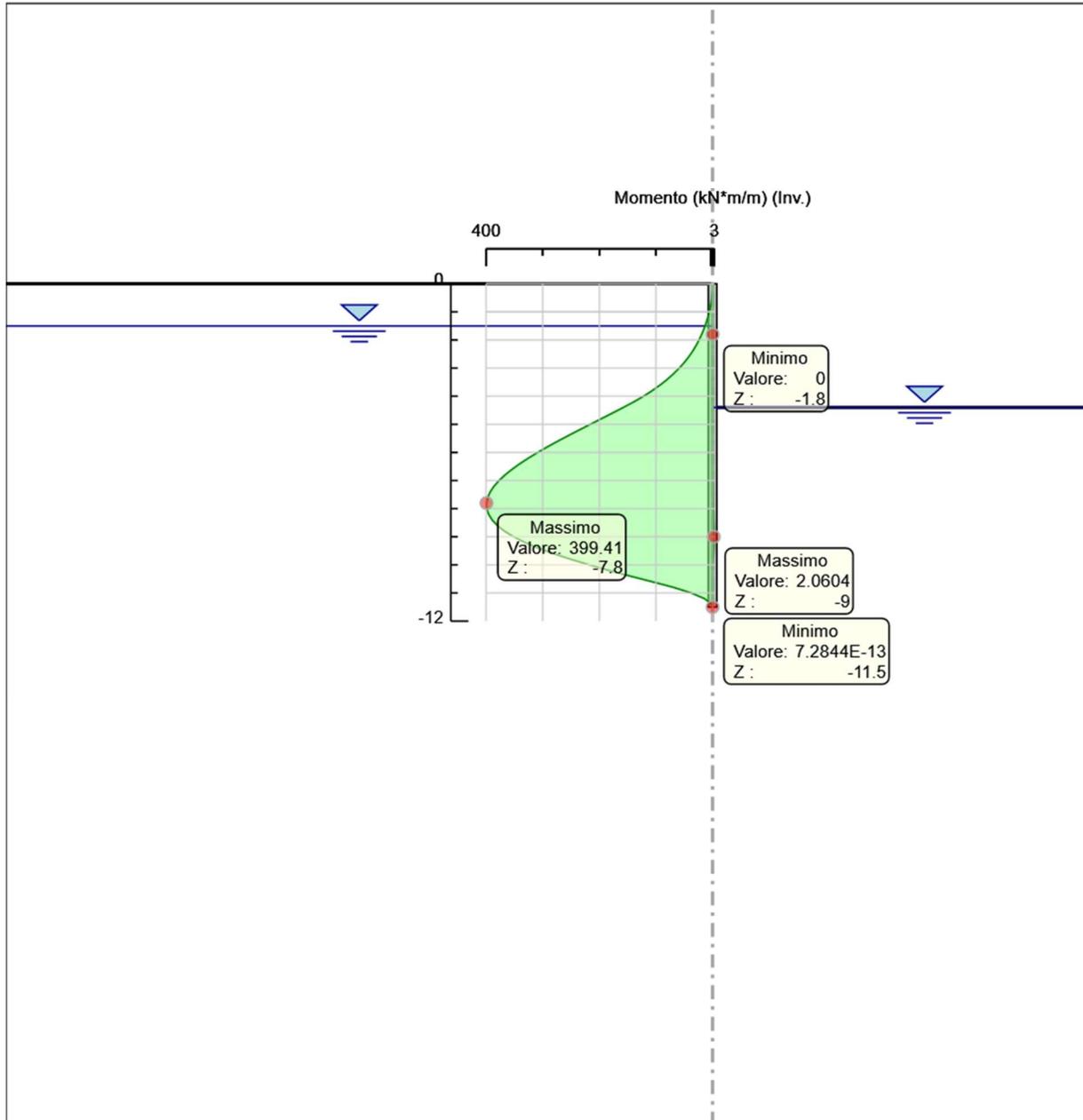


Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0.238	0
-0.4	0.953	0
-0.6	2.144	0
-0.8	3.812	0
-1	5.957	0
-1.2	8.578	0
-1.4	11.675	0
-1.6	15.25	0
-1.8	19.333	0
-2	23.993	0
-2.2	29.301	0
-2.4	35.352	0
-2.6	42.243	0
-2.8	50.07	0
-3	58.93	0
-3.2	68.918	0
-3.4	80.13	0
-3.6	92.663	0
-3.8	106.613	0
-4	122.077	0
-4.2	139.149	0
-4.4	157.928	0
-4.6	177.144	0
-4.8	196.623	0
-5	216.184	0
-5.2	235.652	0
-5.4	254.848	0
-5.6	273.596	0
-5.8	291.716	0
-6	309.033	0
-6.2	325.368	0
-6.4	340.544	0.021
-6.6	354.384	0.167
-6.8	366.709	0.307
-7	377.343	0.454
-7.2	386.107	0.611
-7.4	392.825	0.757
-7.6	397.318	0.929
-7.8	399.41	1.113
-8	398.922	1.306
-8.2	395.677	1.502
-8.4	389.498	1.692
-8.6	380.206	1.862
-8.8	367.626	1.992
-9	351.578	2.06
-9.2	331.886	2.037
-9.4	308.371	1.886
-9.6	280.992	1.568
-9.8	250.521	1.038
-10	217.672	0.246
-10.2	183.1	0
-10.4	145.559	0
-10.6	106.767	0
-10.8	69.098	0
-11	37.615	0
-11.2	14.449	0
-11.4	1.694	0
-11.5	0	0

Grafico Involuppi Momento

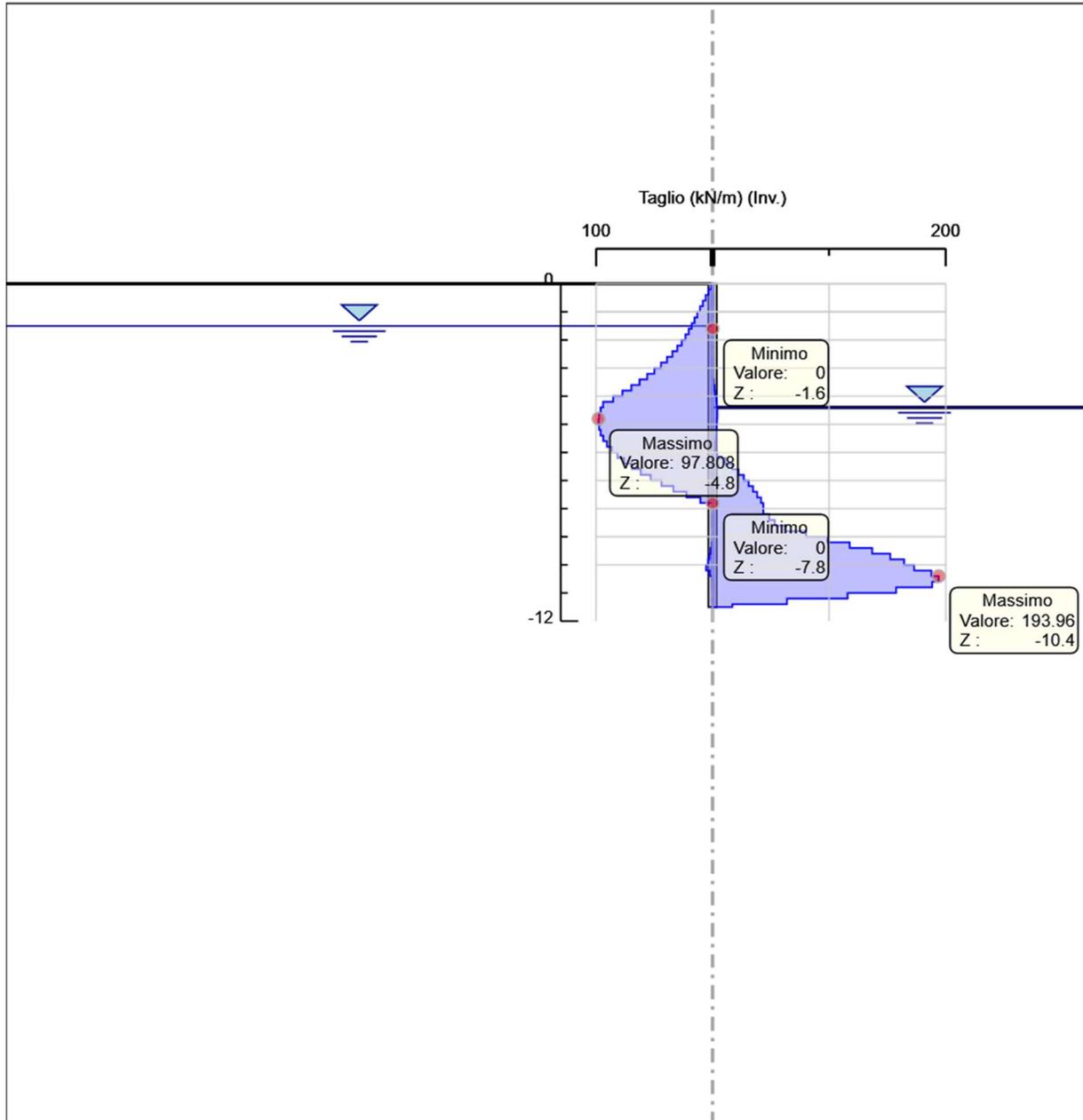


Momento

Tabella Involuppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	1.191	0
-0.2	3.574	0
-0.4	5.957	0
-0.6	8.34	0
-0.8	10.722	0
-1	13.105	0
-1.2	15.488	0
-1.4	17.871	0
-1.6	20.419	0
-1.8	23.3	0
-2	26.538	0
-2.2	30.256	0
-2.4	34.455	0
-2.6	39.136	0
-2.8	44.297	0
-3	49.939	0
-3.2	56.062	0
-3.4	62.666	0.945
-3.6	69.751	1.618
-3.8	77.317	2.208
-4	85.363	3.194
-4.2	93.891	3.773
-4.4	96.085	4.031
-4.6	97.39	4.045
-4.8	97.808	4.045
-5	97.808	3.883
-5.2	97.339	3.602
-5.4	95.982	3.25
-5.6	93.737	2.864
-5.8	90.604	2.474
-6	86.584	4.138
-6.2	81.676	10.912
-6.4	75.881	16.864
-6.6	69.197	22.111
-6.8	61.626	26.768
-7	53.168	30.941
-7.2	43.822	34.735
-7.4	33.588	38.246
-7.6	22.466	41.561
-7.8	10.457	43.473
-8	0	43.473
-8.2	0	48.587
-8.4	0	53.311
-8.6	0	62.903
-8.8	0	80.239
-9	0.175	98.461
-9.2	0.753	117.572
-9.4	1.588	136.898
-9.6	2.651	152.354
-9.8	3.962	164.248
-10	5.535	172.856
-10.2	5.535	187.712
-10.4	2.43	193.959
-10.6	0.189	193.959
-10.8	0	188.348
-11	0	157.412
-11.2	0	115.83
-11.4	0	63.776
-11.5	0	16.936

Grafico Involuppi Taglio



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1	Cond. iniziali	Left Wall	LEFT	15.23
NTC2018: SISMICA STR	Sisma	Left Wall	RIGHT	72.16

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	2 scavo	Left Wall	LEFT	117.67
NTC2018: A2+M2+R1 Cond. iniziali		Left Wall	RIGHT	193.71

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	Viadotto ad archi - Relazione di calcolo opere provvisionali - 2/2	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 E78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 008	REV. A

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Cond. iniziali	Ins. paratia	1 scavo	2 scavo	Esercizio	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO						

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	
0	0	
-0.2	0	
-0.4	0.002	
-0.6	0.004	
-0.8	0.006	
-1	0.01	
-1.2	0.014	
-1.4	0.02	
-1.6	0.026	
-1.8	0.032	
-2	0.04	
-2.2	0.049	
-2.4	0.059	
-2.6	0.071	
-2.8	0.084	
-3	0.099	
-3.2	0.116	
-3.4	0.135	
-3.6	0.156	
-3.8	0.179	
-4	0.205	
-4.2	0.234	
-4.4	0.265	
-4.6	0.298	
-4.8	0.33	
-5	0.363	
-5.2	0.396	
-5.4	0.428	
-5.6	0.46	
-5.8	0.49	
-6	0.519	
-6.2	0.547	
-6.4	0.572	
-6.6	0.595	
-6.8	0.616	
-7	0.634	
-7.2	0.649	
-7.4	0.66	
-7.6	0.667	
-7.8	0.671	
-8	0.67	
-8.2	0.665	
-8.4	0.654	
-8.6	0.639	
-8.8	0.618	
-9	0.591	
-9.2	0.558	
-9.4	0.518	
-9.6	0.472	
-9.8	0.421	
-10	0.366	
-10.2	0.308	
-10.4	0.245	
-10.6	0.179	
-10.8	0.116	
-11	0.063	
-11.2	0.024	



PROGETTO ESECUTIVO
LINEA FOGGIA-POTENZA
INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.

**Viadotto ad archi - Relazione di calcolo
opere provvisionali - 2/2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42 E78	CL	NW08 008	A	78 di 81

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

LEFT

Z (m)

Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

-11.4

0.003

-11.5

0

Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

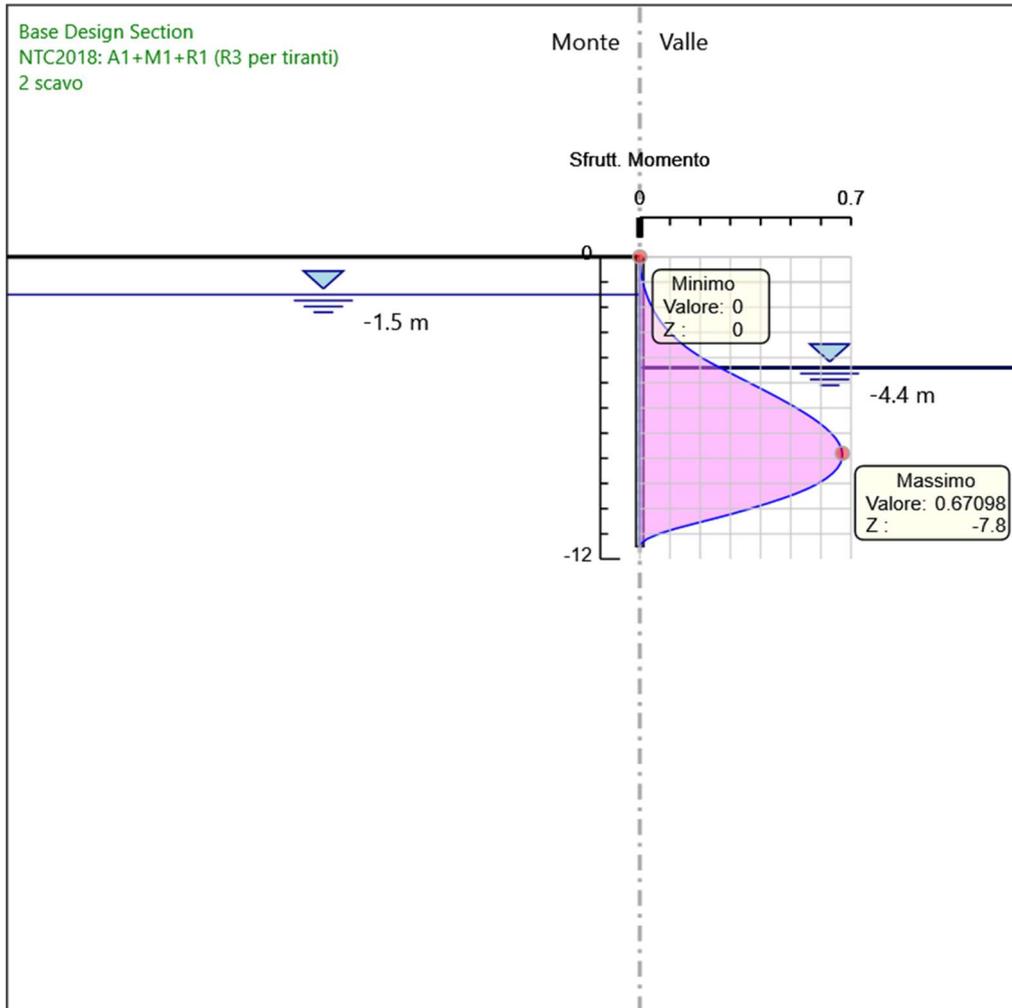


Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	
0		0
-0.2		0.001
-0.4		0.002
-0.6		0.002
-0.8		0.003
-1		0.004
-1.2		0.005
-1.4		0.005
-1.6		0.006
-1.8		0.007
-2		0.008
-2.2		0.009
-2.4		0.01
-2.6		0.011
-2.8		0.013
-3		0.015
-3.2		0.016
-3.4		0.018
-3.6		0.02
-3.8		0.022
-4		0.025
-4.2		0.027
-4.4		0.028
-4.6		0.028
-4.8		0.028
-5		0.028
-5.2		0.028
-5.4		0.027
-5.6		0.026
-5.8		0.025
-6		0.024
-6.2		0.022
-6.4		0.02
-6.6		0.018
-6.8		0.015
-7		0.013
-7.2		0.01
-7.4		0.011
-7.6		0.012
-7.8		0.013
-8		0.013
-8.2		0.014
-8.4		0.015
-8.6		0.018
-8.8		0.023
-9		0.029
-9.2		0.034
-9.4		0.04
-9.6		0.044
-9.8		0.048
-10		0.05
-10.2		0.055
-10.4		0.056
-10.6		0.055
-10.8		0.046
-11		0.034
-11.2		0.019
-11.4		0.005
-11.5		0.005

Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

