

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



FUNZIONE PROGETTO VALDASTICO

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Pier Mauro Masoli

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technal S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



PROGETTAZIONE:



ELABORATO: DOCUMENTAZIONE INTEGRATIVA PREDISPOSTA DURANTE LE PROCEDURE APPROVATIVE
INTEGRAZIONI RICHIESTE DAL MI BACT
Imbocchi - Relazione di calcolo

Progressivo Rev.
21 03 07 001 00

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	04/2018	Prima Emissione	Zuccotto	Pesce	Renzo	NOME FILE: J16L1_21_03_07_001_0101_OPD_A0.dwg
						CM. PROGR. FG. LIV. REV.
						J16L1_21_03_07_001_0101_OPD_A0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIA S. AGATA 2
IMBOCCHI - RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

PREMESSA	3	
1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2	MATERIALI	5
2.1	Calcestruzzo	5
2.2	Acciaio d’armatura B450C	5
2.3	Acciaio da carpenteria (paratia di micropali, travi di ripartizione)	5
2.4	Acciaio da precompressione in trefoli	5
3	PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	6
4	SCAVO ENTRO SCARPATE PROVVISORIALI	7
5	BERLINESE PROVVISORIALE	14
5.1	Parametri per l’azione sismica	15
5.2	Lunghezza libera dei tiranti	18
5.3	Metodi di calcolo	20
5.3.1	Modellazione	20
5.3.2	Definizione stati limite ultimi (SLU)	21
5.3.3	Definizione stati limite di esercizio (SLE)	25
5.3.4	Analisi strutturale	26
5.3.5	Risultati	28
5.3.1	Verifiche di stabilità globale	39
5.3.1	Verifica SLE	39
5.3.2	Verifica a flessione e taglio dei micropali	39
5.3.3	Verifiche dei tiranti	40
5.3.4	Verifica delle travi	43
6	STABILIZZAZIONE DELLO SCAVO ALL’IMBOCCO DELLA GALLERIA NATURALE CON MIGLIORAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE COLONNE DI JET-GROUTING	45
7	MONITORAGGIO CHIESETTA DI S. AGATA A COGOLLO	49
8	ALLEGATI DI CALCOLO	51
8.1	GStabl7	51
8.2	Paratie	57
8.1	Plaxis	57

PREMESSA

Le gallerie artificiali poste agli imbocchi nord e sud della galleria Sant’Agata 2 prevista nel progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico” sono realizzate con scavo a cielo aperto, dal lato sud entro scarpate provvisorie, mentre dal lato nord entro paratie provvisionali di micropali tirantati; i 4 fronti di attacco delle gallerie sono realizzati con un consolidamento dall’alto con colonne in jet grouting.

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle scarpate provvisorie e delle paratie tirantate.

Il calcolo delle scarpate è stato supportato dai programmi di calcolo GStable7 v.2.005 e Plaxis 2D. Il calcolo delle paratie tirantate è stato supportato dal programma Paratie Plus 2011 ver. 9.0.3.3.

1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984;
- “Ancoraggi nei Terreni e nelle rocce, Raccomandazioni AGI-AICAP, Roma, 2012”;
- UNI-EN 1537, Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

Si rimanda inoltre la norma UNI-EN 1537 (prove di indagine preliminare, prove di idoneità, prove di accettazione, prove di verifica) per i test sui tiranti di ancoraggio da realizzare in fase costruttiva.

2 MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

2.1 Calcestruzzo

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro minimo $c = 45 \text{ mm}$

2.2 Acciaio d'armatura B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di progetto $y_d = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

2.3 Acciaio da carpenteria (paratia di micropali, travi di ripartizione)

- Classe acciaio S355
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_a = 200.000 \text{ MPa}$

2.4 Acciaio da precompressione in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura:
 - Allo stato limite ultimo: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
 - Tensione caratteristica all'1% di def.: $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo $f_{p(1)d} = 1450 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_a = 210.000 \text{ MPa}$

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli
- $\gamma_s = 1,05$ per l'acciaio da carpenteria

3 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

Con riferimento alla relazione geotecnica

- per il calcolo delle scarpate sono stati utilizzati i seguenti parametri del terreno
 - peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito $\phi = 42^\circ$
 - coesione $c = 5 \text{ kN/m}^2$
 - modulo elastico $E = 150 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

- per il calcolo delle berlinesi sono stati utilizzati i seguenti parametri del terreno
 - peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito $\phi = 42^\circ$
 - coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$
 - modulo elastico $E = 100 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

4 SCAVO ENTRO SCARPATE PROVVISORIALI

La sezione di scavo prevede pendii con pendenza 1:1 di altezza massima 9 m, intervallati da una banca orizzontale di larghezza 2 m. Le scarpate saranno poi protette da una biostuoia disposta su tutta la superficie del pendio.

Con riferimento alle NTC 2008, capitolo 6.8, dovrà risultare rispettata la condizione di equilibrio verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(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.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

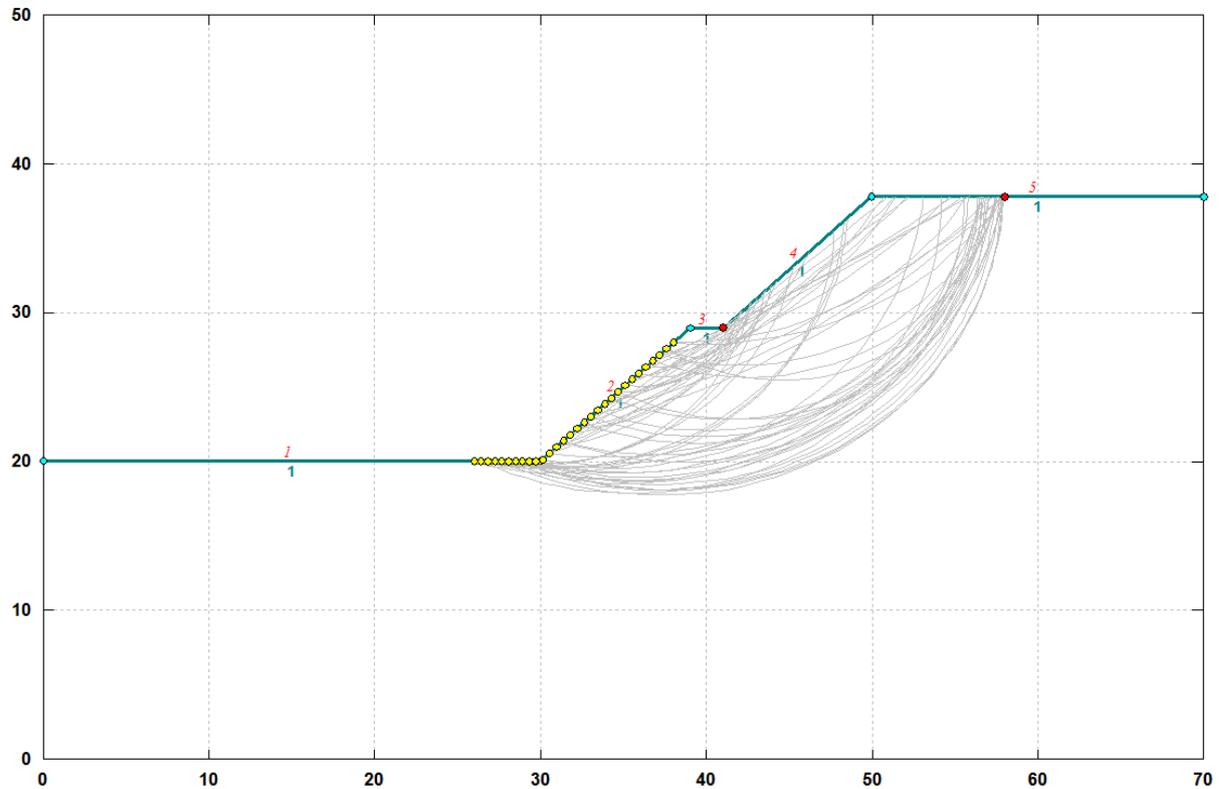
Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Sono stati condotti e saranno illustrati nel seguito tre tipi di analisi:

- 1) Analisi di stabilità del pendio, con GStable;
- 2) Analisi degli spostamenti orizzontali e dei cedimenti, con Plaxis.

La sezione più significativa per il calcolo è mostrata nella figura seguente, sia per estensioni dello scavo che per la presenza di un manufatto esistente a circa 40 m dal ciglio dello scavo relativo all’asse stradale sud:

La geometria del sistema e la totalità delle curve analizzate con GStabl7 sono mostrate nella figura seguente:



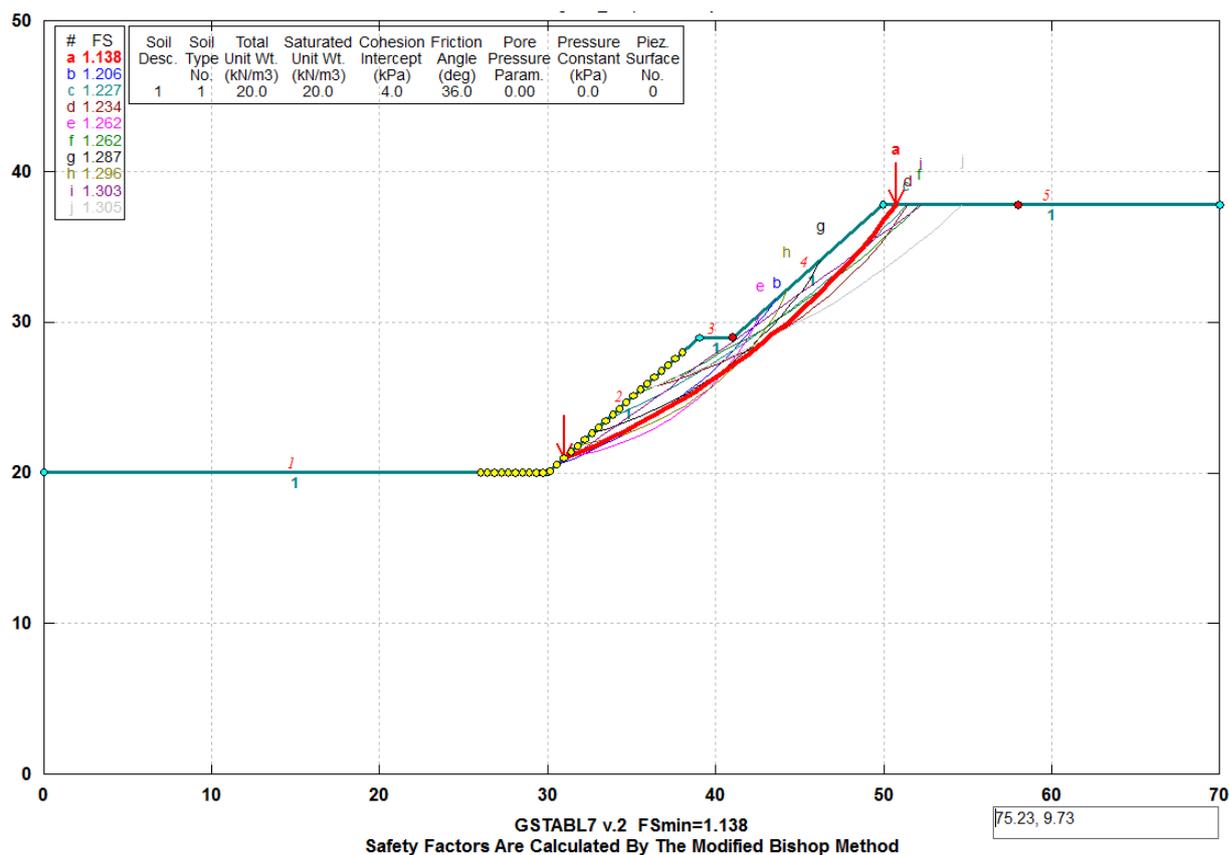
L'analisi è condotta con i parametri del terreno ridotti come da normativa mediante i coefficienti parziali del set M2, ovvero con

$$c' = c'_k / 1.25 = 4 \text{ kPa}$$

$$\tan\varphi = (\tan\varphi'_k) / 1.25 = 0.72 \rightarrow \varphi = 36^\circ$$

Come mostrato nella figura seguente, la curva di maggior criticità ha un FS minimo di 1.138, sufficiente in base al valore γ_R del set R2 di tab. 6.8.I nelle NTC, e la verifica rimane soddisfatta pertanto anche per tutte le altre curve di scivolamento, con fattori di sicurezza superiori.

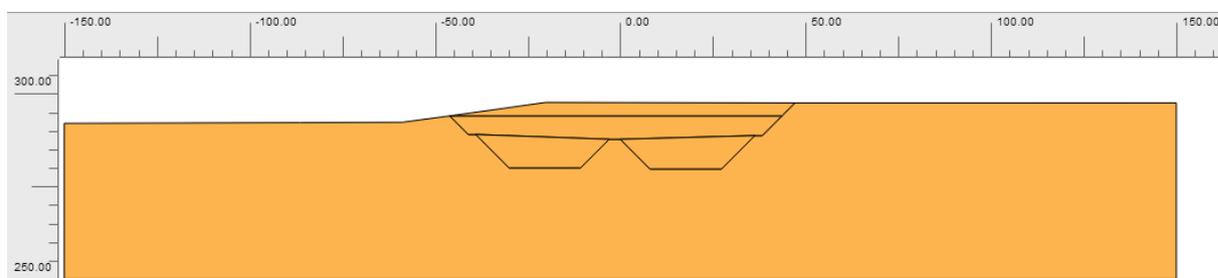
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



A completamento della verifica di stabilità, è stata condotta anche un’analisi nonlineare in Plaxis, modellando il terreno naturale e le fasi costruttive, per poter valutare anche l’entità degli spostamenti in gioco, in particolare nei riguardi di un manufatto esistente posto a distanza di circa 40 ml rispetto al ciglio dello scavo.

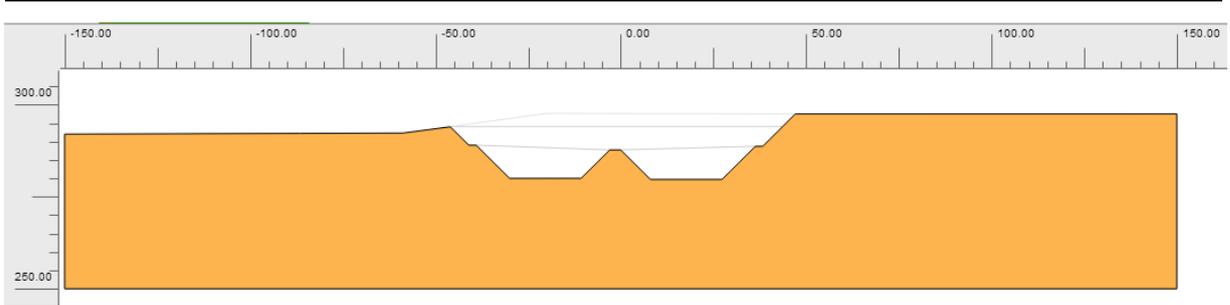
Il modello costitutivo utilizzato per il terreno è quello di Mohr-Coulomb.

La sezione geometria del modello implementato, riproduce la sezione a progressiva 2384 e ipotetiche fasi di scavo, come mostrato nelle figure seguenti:



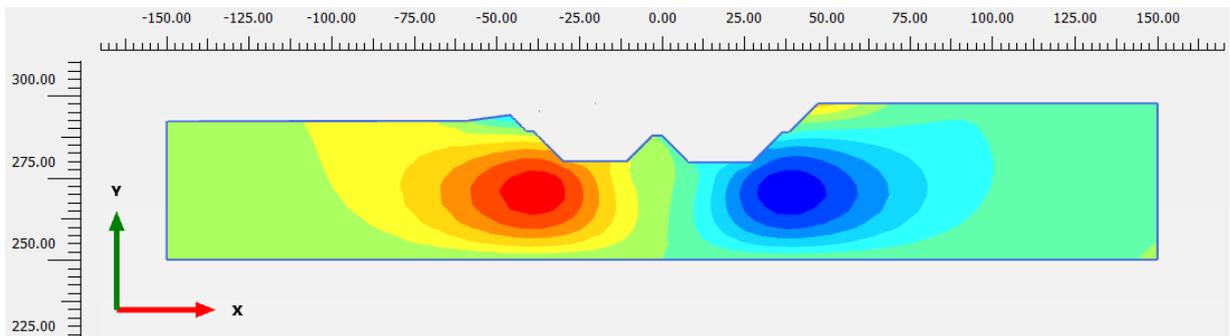
Sezione del modello Plaxis, profilo naturale del terreno

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

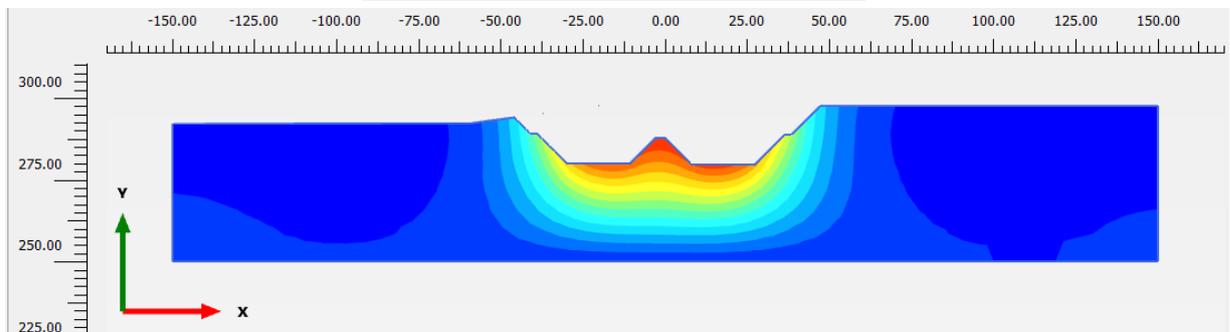


Sezione del modello Plaxis, profilo con scavo

L'analisi degli spostamenti orizzontali e verticali ha condotto i seguenti risultati



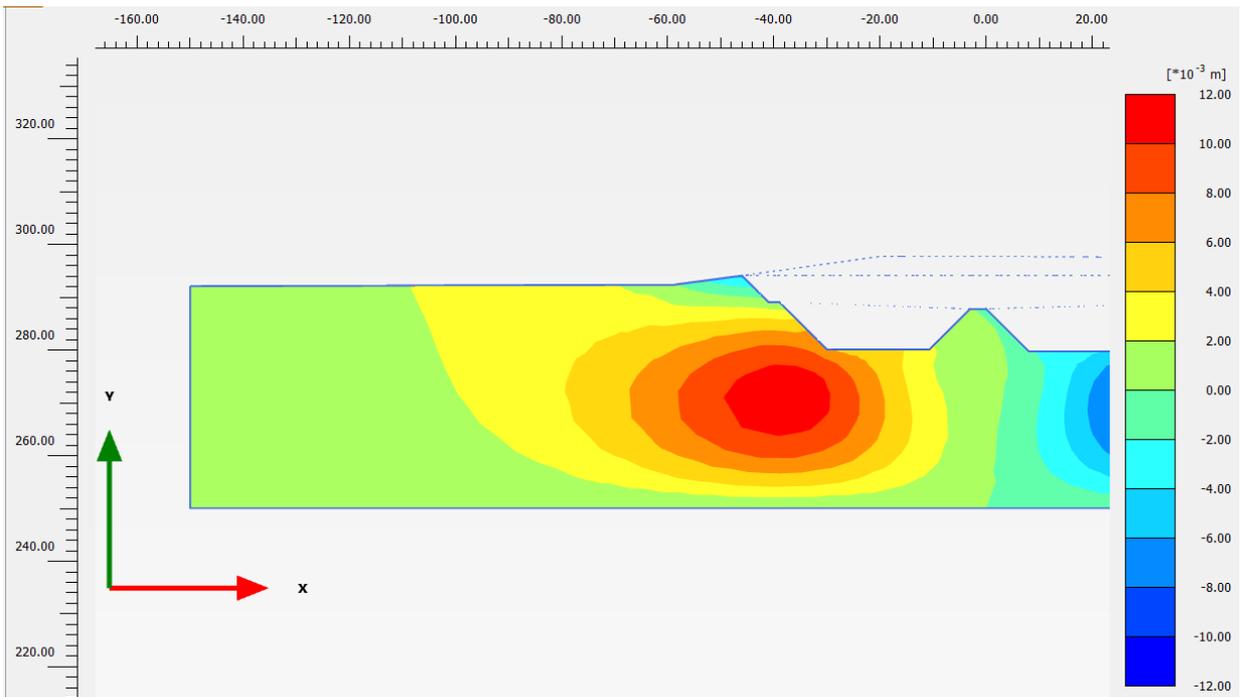
Total displacements u_x
Maximum value = 0.01123 m (Element 164 at Node 1662)
Minimum value = -0.01130 m (Element 177 at Node 761)



Total displacements u_y
Maximum value = 0.05222 m (Element 190 at Node 1077)
Minimum value = $-1.440 \cdot 10^{-3}$ m (Element 174 at Node 341)

Ingrandendo l'immagine per analizzare gli spostamenti in gioco in corrispondenza del manufatto esistente, collocato a circa 40 m dal ciglio dello scavo e quindi circa a coordinata $x=-83$ m rispetto al modello, si evince che l'area su cui insiste il manufatto non è soggetta a spostamenti elevati né cedimenti differenziali. Lo spostamento orizzontale infatti è uniforme e stimato attorno ai 3 mm. Lo spostamento verticale nullo.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



5 BERLINESE PROVVISORIALE

Per la realizzazione della galleria Sant’Agata 2, è previsto l’utilizzo di paratie provvisionali a sostegno delle sezioni di imbocco del tratto di galleria artificiale. In particolare, in corrispondenza dell’imbocco sud, le paratie sono presenti nella parte frontale dell’imbocco in modo da intercettare le scarpate degli scavi provvisionali, ma solo lateralmente alla zona di attacco della galleria, in quanto in quest’ultima la stabilità del versante è garantita da un consolidamento realizzato con colonne in jet grouting verticali. Nell’imbocco nord invece, esse interessano buona parte degli scavi, con la parte frontale di attacco della galleria interessata solo, come nel caso precedente, dal consolidamento in jet grouting. Il problema su questo versante è rappresentato dal fatto che i due punti di attacco della galleria naturale, vista la morfologia, sono sfalsati, per cui è necessario inserire una paratia in corrispondenza della carreggiata sud sul lato di monte, parallelamente alla naturale che invece insiste in carreggiata nord. Per evitare l’interferenza dei tiranti con tale carreggiata e soprattutto per evitare che il detensionamento prodotto nell’ammasso durante lo scavo della galleria naturale possa mettere in pericolo la stabilità della paratia, si è previsto di realizzare dapprima la tratta in artificiale in carreggiata sud con il relativo tombamento, in modo da disattivare la paratia provvisoria e procedere poi senza vincoli allo scavo della naturale sulla pista nord.

L’opera in oggetto è costituita da micropali posti ad interasse 0,4m, di diametro 240mm, armati con tubi metallici $\phi 168.3\text{mm}$, spessore 8mm di lunghezza variabile tra i 6 e i 20 m in funzione dell’altezza della parete da sostenere, che arriva fino a 15.50 m. i micropali sono collegati in testa da un cordolo in c.a. di sezione 0.60x0.85 m.

A seconda dell’altezza dell’opera, la berlinese è sostenuta da diversi ordini di tiranti, il primo a 2.50 m da sommità cordolo, gli altri a 3.25 m dall’ordine superiore. Ciascun tirante ha interasse orizzontale di 2,4m ed è costituito da 4 trefoli da 0,6” ciascuno. Il bulbo di ancoraggio dei tiranti sarà realizzato mediante iniezione da tubo valvolato di diametro 150mm, secondo sistema IRS (iniezione ripetuta e selettiva).

Si considerano le seguenti sezioni tipologiche:

Sezione tipo	Altezza di scavo massima	n. ordini di tiranti	Lunghezza micropali	Lunghezza infissa nel terreno
#	m	-	m	m
0	3.5	0	6	3.0
1	7.0	1	9	2.5
2	9.5	2	12	3.0
3	12.0	3	15	3.5
4	15.5	4	20	5.0

Poiché la costruzione della berlinese procede per fasi di scavo successive, durante le quali viene attivato un ordine di tiranti per volta, a seconda della profondità di scavo via via raggiunta, si riporteranno i calcoli e le verifiche strutturali della berlinese più alta, intendendo in tal modo indirettamente verificate anche le sezioni di altezza inferiore.

Per quanto riguarda invece le prove da prevedersi per i tiranti della berlinese, si rimanda a quanto previsto nell’elaborato “Capitolato Speciale di Appalto – Norme Tecniche – Tomo 2”, al capitolo 10.2-Ancoraggi.

5.1 Parametri per l’azione sismica

La durata delle opere di sostegno provvisionali in esame è di circa 3 anni.

Si riporta la tabella 2.4.I delle NTC 2008 sulla vita nominale delle opere:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

E ancora si fa riferimento al paragrafo 2.4.3 delle NTC 2008:

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Pertanto si adotterà l’azione sismica corrispondente ad un periodo di riferimento $V_R = 35$ anni, nello stato limite ultimo di salvaguardia della vita, ovvero con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10%.

Fissato il periodo di riferimento $V_R=35$ anni e la probabilità di superamento $P_{vr}= 10\%$ il periodo di ritorno T_r si ricava come

$$T_r = - V_r / \ln(1-P_{vr}) = 332 \text{ anni}$$

Per le paratie in esame si utilizza il metodo di calcolo pseudostatico definito al paragrafo 7.11.6.3.1 delle NTC 2008, di cui si riportano uno stralcio e le tabelle 3.2.V e 3.2.VI:

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 $a_v = 0$.

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

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.
Con rimando alla Relazione sismica, la categoria del suolo di fondazione per le opere in esame è la B e la categoria topografica è T1 per l'imbocco sud e T2 per l'imbocco nord della galleria S.Agata 2.

All'imbocco Sud si ha:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,042	2,455	0,239
SLD	35	0,046	2,469	0,242
SLV	332	0,135	2,401	0,285
SLC	682	0,177	2,430	0,289

All'imbocco Nord si ha:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,042	2,460	0,238
SLD	35	0,046	2,472	0,242
SLV	332	0,133	2,403	0,285
SLC	682	0,175	2,432	0,289

A fronte di valori molto simili tra imbocco nord e imbocco sud, la categoria topografica T2 per l'imbocco nord impone un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.2. Il corrispondente valore di a_{max} è quindi il più cautelativo rispetto ai due casi.

Nella figura seguente si riporta l'input dei parametri sismici nel codice di calcolo utilizzato.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Opzioni sisma

1. Accelerazioni di progetto
 Includi sisma in questa fase
kh 0.075 kv 0

2. Accelerazione di base e effetti di sito
2.a Opzioni da codice
 Usa codice
Codice DM08 - Italian Seismic Code
Classe suolo B

2.b Accelerazione di base e effetti di sito
Ag/g 0.133 Coeff. Ss= 1.2
Fo= 2.403 Coeff. St= 1.2
Fattore importanza I= 1

3. Comportamento paratia e coefficiente di risposta R
3.a Comportamento paratia
 Flessibile Rigido (Metodo di Wood)

3.b. Paratia flessibile - calcolo di R
 Manuale Richards Elms
 Codice di verifica Liao Whitman

3.c Opzioni calcolo R
3.c.1: R (coefficiente di risposta strutturale)
R= 2.554

3.c.3 Codice NTC2008
 Calcola coeff. R manualmente
Hparatia = 20.5 m $\alpha = 0.951$
Us = 8 cm $\beta = 0.414$
Ricalcola R secondo il DM08 (Normativa Italiana)

4. Spinta sismica
Pressioni sismiche aggiunte come esterne
 Semirigido (vedi Manuale Teorico) B= 1
 Mononobe-Okabe (terreni con attrito)
 Richards-Shi (terreni con attrito e coesione)
 Usa pressioni esterne personalizzate
Procedura sismica automatica (vedi Manuale Teorico)
 Procedura automatica
 Procedura automatica (pressioni utente)

5. Contributo falda
 Pervio Impervio Autom. (EC8)
 Usa pressione reale per effetti idrodinamici
Parametro Ru per sovrappressione = 0

6. Modalità applicazione spinta sismica
 Paratia fuori terra Paratia intera

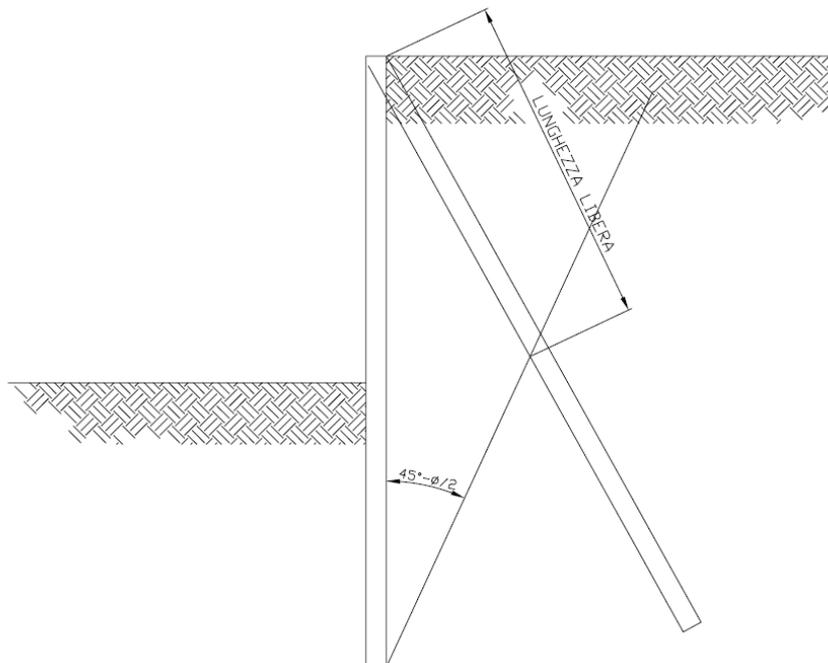
7. Inerzia paratia
 Includi inerzia paratia

8. Applica impostazioni generali
 Applica impostazioni a tutte le fasi
Ricalcola accelerazione di progetto

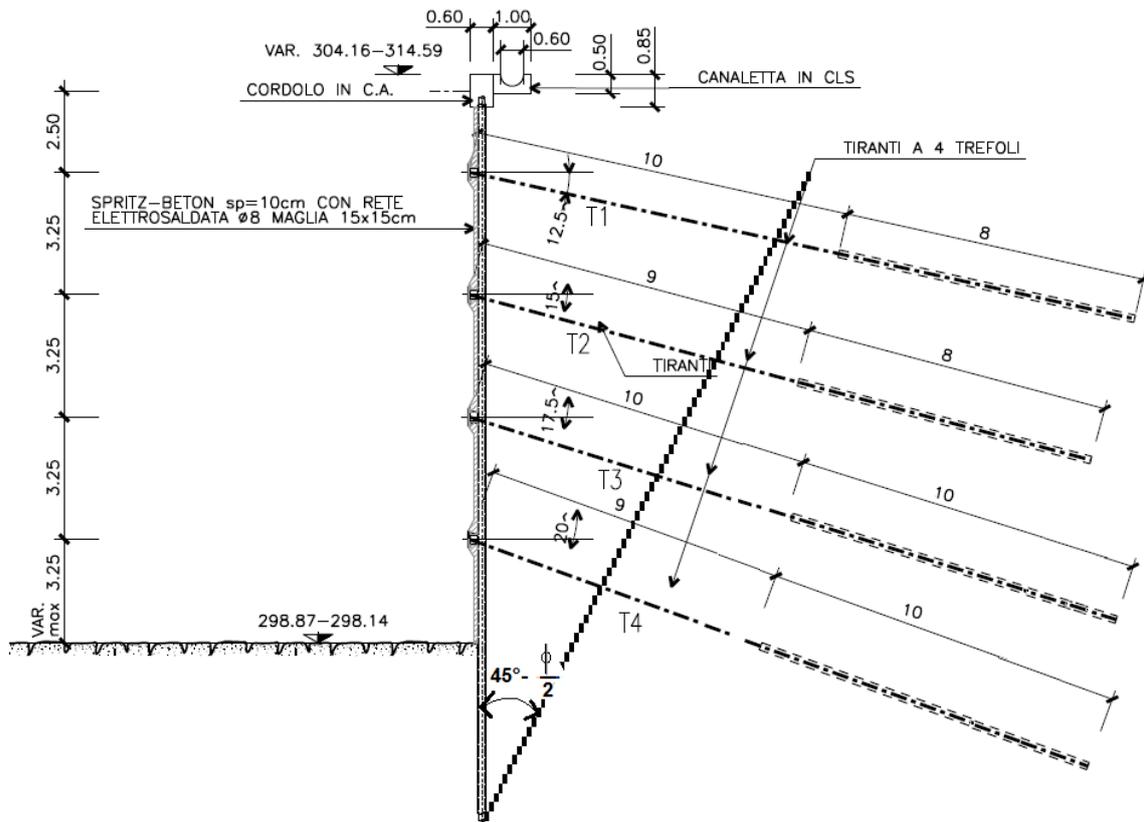
OK Cancell

5.2 Lunghezza libera dei tiranti

In generale è necessario considerare libera almeno la parte di tirante che risulta compresa nel cuneo di spinta attiva (v. figura seguente)



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



L'angolo $(45^\circ - \phi/2)$ vale $45^\circ - 42^\circ/2 = 24^\circ$

Si deve inoltre tenere presente che, a causa dell'evento sismico, la potenziale superficie di scorrimento risulta più inclinata sull'orizzontale rispetto a quella relativa al caso statico.

Questo comporta un incremento della lunghezza libera:

$$L_s \text{ sismica} = L_s \text{ statica} (1 + 1,5 S_s S_T a_g)$$

$$L_{lib \text{ min statica}} = H \text{ sen}(45^\circ - \phi/2) / \text{sen}(90^\circ + i - \phi)$$

Dove i è l'inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale.

Si ha:

ordine di tiranti	Angolo rispetto all'orizzontale (°)	Llib min statica	Llib min sismica	Llib progetto	verifica
I	12.5	7.5	9.6	10	verifica soddisfatta
II	15	6.1	7.8	9	verifica soddisfatta
III	17.5	4.7	6.1	8	verifica soddisfatta
IV	20	3.4	4.3	7	verifica soddisfatta

5.3 *Metodi di calcolo*

5.3.1 *Modellazione*

Per lo studio e la verifica delle paratie è stato utilizzato il software di calcolo nonlineare “Paratie Plus 2011” di Harpaceas, Versione 9.0.3.3.

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

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall’utente.

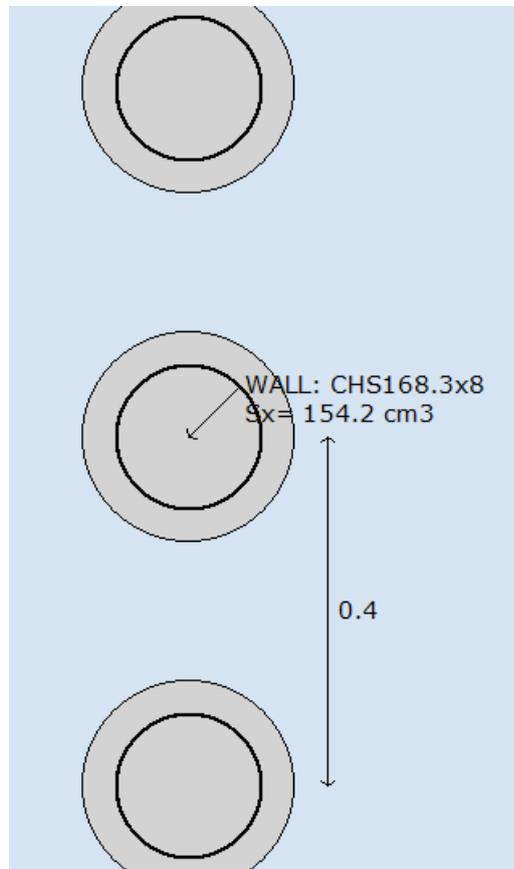
La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, è seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite;
- 2) Analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2011 consente l’applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 14-1-2008.

Sezione della paratia implementata:



5.3.2 Definizione stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza.

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

Nella presente relazione le verifiche sono state svolte con riferimento agli stati limite ultimi significativi per le opere in esame:

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;

- sfilamento di uno o più ancoraggi.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso-flessione della paratia e la verifica di resistenza a trazione degli ancoraggi sono espresse mediante un tasso di sfruttamento TSF delle resistenze di calcolo strutturali delle sezioni, calcolato automaticamente dal software di calcolo per ogni fase e per ogni combinazione di coefficienti analizzata.

La verifica è soddisfatta per $TSF < 1.0$

La verifica a sfilamento degli ancoraggi è espressa mediante il tasso di sfruttamento (TSFTirante) della capacità resistente allo sfilamento dovuta all’aderenza bulbo-terreno. La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta per un valore minore di uno, ovvero:

$$T_d \leq R_{ad}$$

con

T_d trazione massima agente su un tirante

R_{ad} è la portanza laterale di calcolo che si ottiene da:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

R_{ak} = valore caratteristico della resistenza a trazione per portanza laterale di un tirante:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

$\gamma_{Ra,p} = 1,1$ è il coefficiente parziale per le verifiche degli ancoraggi temporanei, dato dalla tabella 6.6.I delle NTC2008.

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Per i fattori di correlazione si assumono cautelativamente $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1,80$.

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a tiranti iniettati con processo di messa in pressione ripetitiva quali quelli previsti per la struttura in oggetto. Tale metodo, peraltro, costituisce la base delle Norme vigenti in Francia ed è frequentemente adottato anche in altri Paesi europei. Nel caso in esame, il carico limite per attrito laterale ($R_{a,c}$) si può esprimere tramite:

$$R_{a,c} = p \, ds \, L_s \, q \quad (1)$$

dove:

- ds = αD = diametro del tratto iniettato;
- L_s = lunghezza del tratto iniettato
- q = resistenza tangenziale all’interfaccia iniezione-terreno

D è il diametro della perforazione = 12 cm ÷ 15 cm

α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione (iniezione controllata e ripetitiva).

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q) all’interfaccia iniezione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva.

ds è direttamente implementato nel modello come diametro efficace del bulbo.

La resistenza tangenziale è implementata per ogni strato di terreno attraversato mediante il parametro “aderenza limite” $q_{skin,u}$.

Il fattore di correlazione ξ_a è implementato nel modello “Paratie” mediante il parametro “FS GEO personalizzato”.

Come prescritto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14 gennaio 2008, e specificato ulteriormente nella relativa Circolare di Applicazione del 2 febbraio 2009, le verifiche strutturali delle paratie devono essere effettuate secondo l’Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche

in maniera semplificata, l’interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l’equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Per il dimensionamento geotecnico, la verifica allo stato limite di sfilamento della fondazione dell’ancoraggio dei tiranti per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno può essere effettuata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.6.I.

La verifica di stabilità globale dell’insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l’Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(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.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	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	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R,a,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R,a,p}$	1,2

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Per i tiranti l’azione di progetto sull’ancoraggio si ottiene amplificando mediante i coefficienti A1 quella calcolata mediante un’analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l’interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l’equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

Anche per l’analisi sismica (se presente) per stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della paratia o nei vincoli si adopera la Combinazione 1 dell’Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio si utilizza la Combinazione 2 dell’Approccio 1, A2+M2+R1. In sismica, i coefficienti A2 devono essere posti pari a 1.

In sintesi, le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi sono:

CONDIZIONI	COMBINAZIONE	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO	VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI	VERIFICHE RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI
STATICHE	A1 + M1 + R1			X (R3)	X
	A2 + M2 + R1		X		
	A2 + M2 + R2	X			
SISMICHE	EQK (A1*+M1+R1)			X (R3)	X
	EQK (A2*+M2+R1)		X		
	EQK (A2*+M2+R2)	X			

* = Coefficienti A1 e A2 unitari.

5.3.3 Definizione stati limite 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 e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per la valutazione di tali spostamenti, come indicato al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008, si utilizza la combinazione caratteristica delle azioni.

5.3.4 Analisi strutturale

Per l'analisi della paratia precedentemente descritta è stata scelta una sezione tipo rappresentativa del tratto di altezza fuori terra maggiore.

La lunghezza dei tiranti è fissata in modo tale che il bulbo d'ancoraggio cada sicuramente al di fuori del cuneo di spinta.

I parametri che caratterizzano i tiranti nella modellazione di calcolo adottata per le verifiche delle paratie sono i seguenti

E	=	modulo elastico dei trefoli = 2,1 E+8 kN/m ²
A	=	area del singolo trefolo da 0,6" = 139 mm ²
n	=	numero dei trefoli di cui è composto il tirante = 4
L1	=	lunghezza totale del primo ordine di tiranti = 18m di cui 8m di bulbo
L2	=	lunghezza totale del secondo ordine di tiranti = 17m di cui 8m di bulbo
L3	=	lunghezza totale del terzo ordine di tiranti = 18m di cui 10m di bulbo
L4	=	lunghezza totale del quarto ordine di tiranti = 17m di cui 10m di bulbo
i	=	interasse dei tiranti sull'orizzontale = 2,4 m
α_1	=	inclinazione del primo ordine di tiranti rispetto all'orizzontale = 12,5°
α_2	=	inclinazione del secondo ordine di tiranti rispetto all'orizzontale = 15°
α_3	=	inclinazione del secondo ordine di tiranti rispetto all'orizzontale = 17,5°
α_4	=	inclinazione del secondo ordine di tiranti rispetto all'orizzontale = 20°
P	=	pretensionamento del tirante = 150kN/tirante

Il bulbo di ancoraggio dei tiranti sarà realizzato mediante iniezione da tubo valvolato di diametro 150mm, secondo sistema IRS (iniezione ripetuta e selettiva).

L'analisi statica della paratia è stata condotta per fasi simulando l'effettivo svolgimento delle operazioni sulla sezione di maggior altezza.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -3,50m;
- Stage 2: Esecuzione primo ordine di tiranti a quota -2,50m e pretensionamento;
- Stage 3: Scavo fino a quota -6,75;
- Stage 4: Esecuzione secondo ordine di tiranti a quota -5,75m e pretensionamento;
- Stage 5: Scavo fino a quota -10m;
- Stage 6: Esecuzione terzo ordine di tiranti a quota -9,0m e pretensionamento;
- Stage 7: Scavo fino a quota -13,25m;
- Stage 8: Esecuzione terzo ordine di tiranti a quota -12,25m e pretensionamento;
- Stage 9: Scavo fino a quota -15,5m (fondo scavo);

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta durante tutte le fasi di scavo anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile dovuto al passaggio dei mezzi di cantiere a monte della paratia.

In tutte le fasi di scavo quindi, da stage 1 a stage 9, si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m^2 , per la presenza dei mezzi di cantiere.

Nelle analisi di tipo sismico non viene applicato il sovraccarico accidentale, per la ridotta probabilità dell'evento combinato della compresenza delle azioni.

5.3.5 Risultati

Si riporta la tabella riassuntiva dei risultati delle diverse analisi, in cui sono evidenziati in grassetto i valori significativi ai fini delle rispettive verifiche. Nel seguito si illustreranno i risultati nel dettaglio, con i diagrammi di spostamento e gli involuipi delle sollecitazioni.

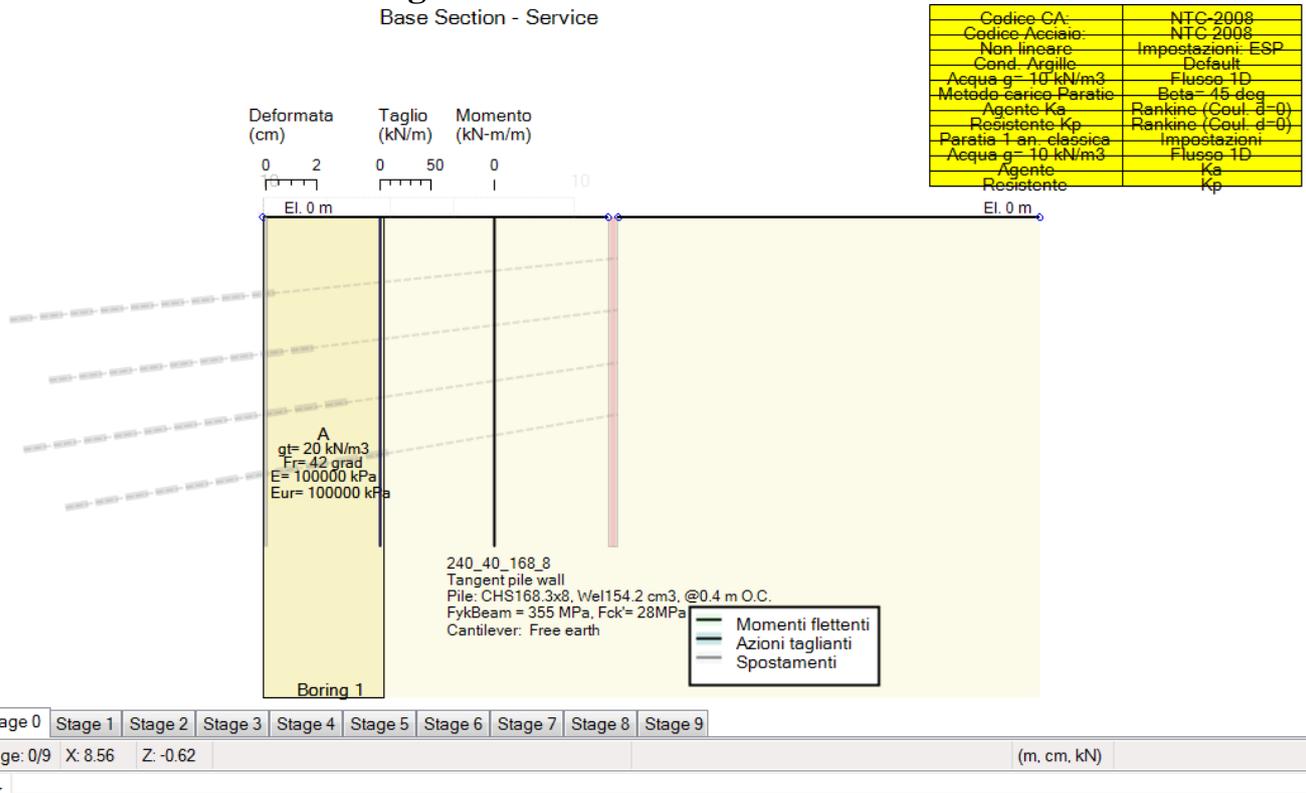
Tabella 1

VERIFICA TIPO		Spostamento paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Taglio paratia (kN/m)	TSF M-N paratia	TSF V paratia	Max. reazione e vincoli	TSF vincoli	TSF sfilamento tirante	FS fondo scavo	FS passiva (an. classica)	FS rotazione (an. classica)	FS infissione (an. classica)	FS Slope
SLE	Base Section - Service	10.62	107.58	100.09	0.619	0.048	416.64	0.46	0.455	5.187	16.923	3.453	2.519	N/A
STR	0: DM08_ITA: Comb. 1: A1-M1-R1	10.69	140.53	130.48	0.808	0.063	543.3	0.6	0.652	5.187	12.956	2.654	2.094	N/A
GEO	0: DM08_ITA: Comb. 2: A2-M2-R1	22.93	183.69	153.83	1.056	0.074	611.86	0.676	0.571	4.149	9.675	1.973	1.672	2.223
SISMICA STR	0: DM08_ITA: EQK - STR	14.79	158.54	171.18	0.912	0.082	757.1	0.836	0.505	5.205	17.951	2.396	1.932	N/A
SISMICA GEO	0: DM08_ITA: EQK - GEO	30.89	269.12	253.66	1.548	0.122	1034.6	1.143	0.966	4.164	10.18	1.494	1.392	1.983

COMBINAZIONE CARATTERISTICA – SLE

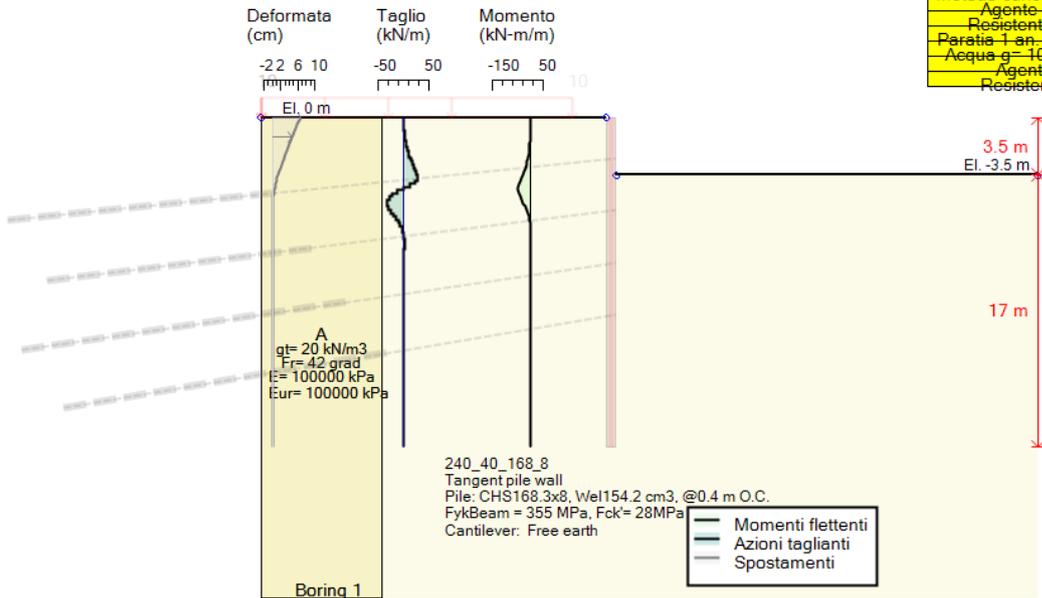
Design Section 0: Base model

Base Section - Service



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Base Section - Service



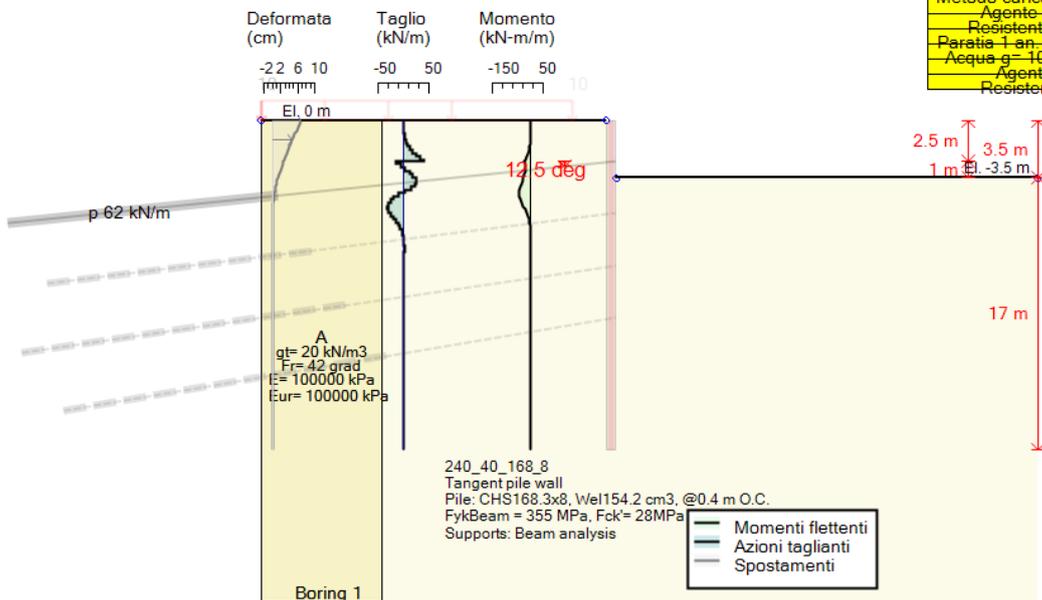
Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni- ESP
Cond. Argille:	Default
Acqua $g = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Metodo carico Paratie:	Beta= 45 deg
Agente K_a	Rankine (Coul. $d=0$)
Resistente K_p	Rankine (Coul. $d=0$)
Paratia 1 an. classica	Impostazioni
Acqua $g = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Agente	K_a
Resistente	K_p

Stage 0	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7	Stage 8	Stage 9
---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Stage: 1/9	X: 8.56	Z: -13.59	(m, cm, kN)
------------	---------	-----------	-------------

>>

Base Section - Service



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni- ESP
Cond. Argille:	Default
Acqua $g = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Metodo carico Paratie:	Beta= 45 deg
Agente K_a	Rankine (Coul. $d=0$)
Resistente K_p	Rankine (Coul. $d=0$)
Paratia 1 an. classica	Impostazioni
Acqua $g = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Agente	K_a
Resistente	K_p

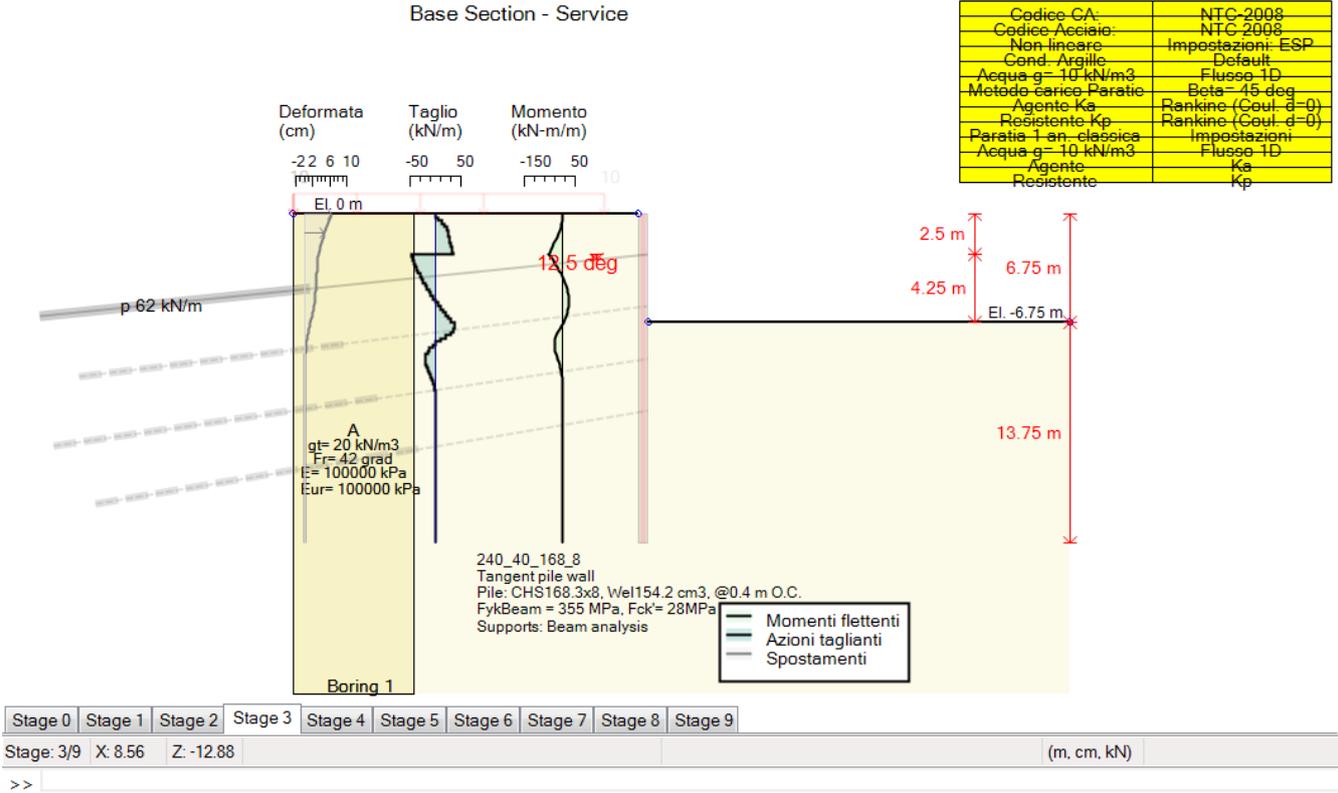
Stage 0	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7	Stage 8	Stage 9
---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Stage: 2/9	X: 8.56	Z: -10.52	(m, cm, kN)
------------	---------	-----------	-------------

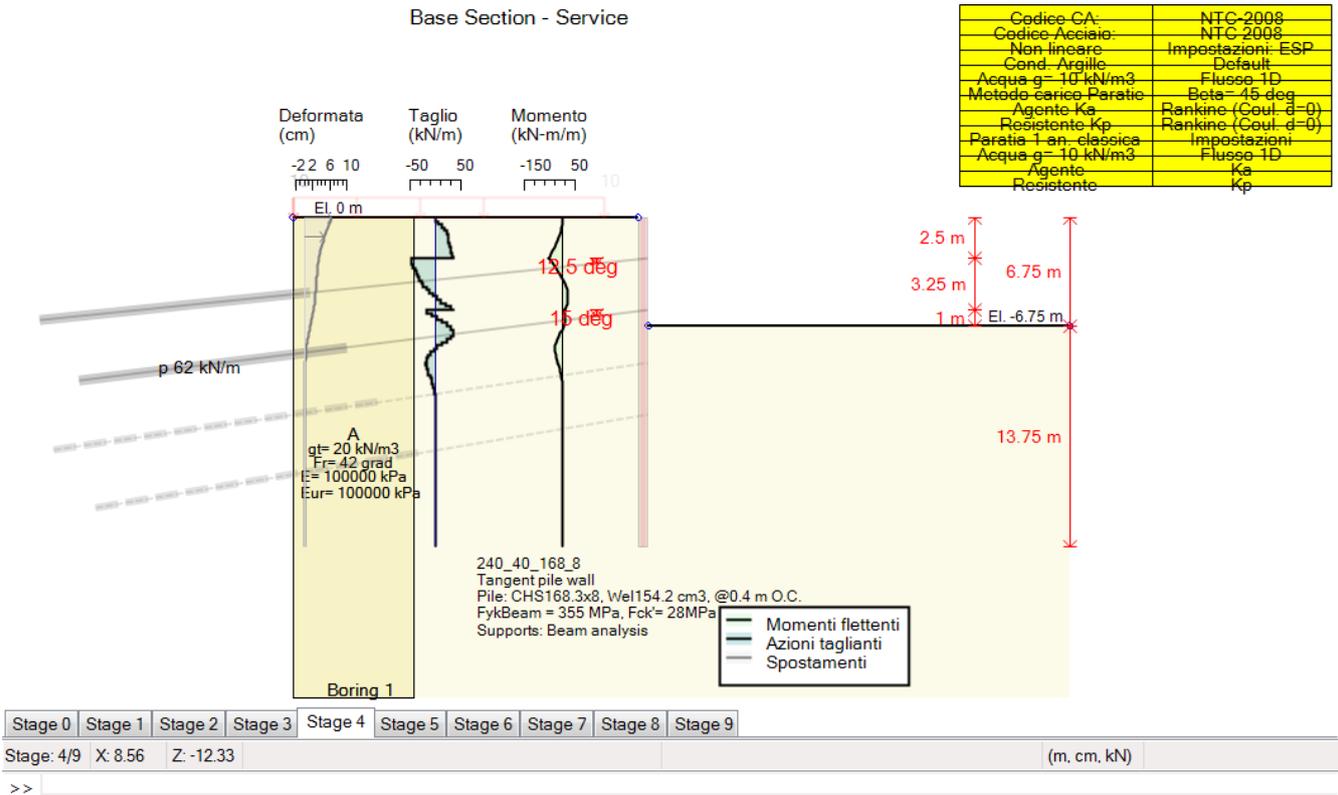
>>

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Base Section - Service

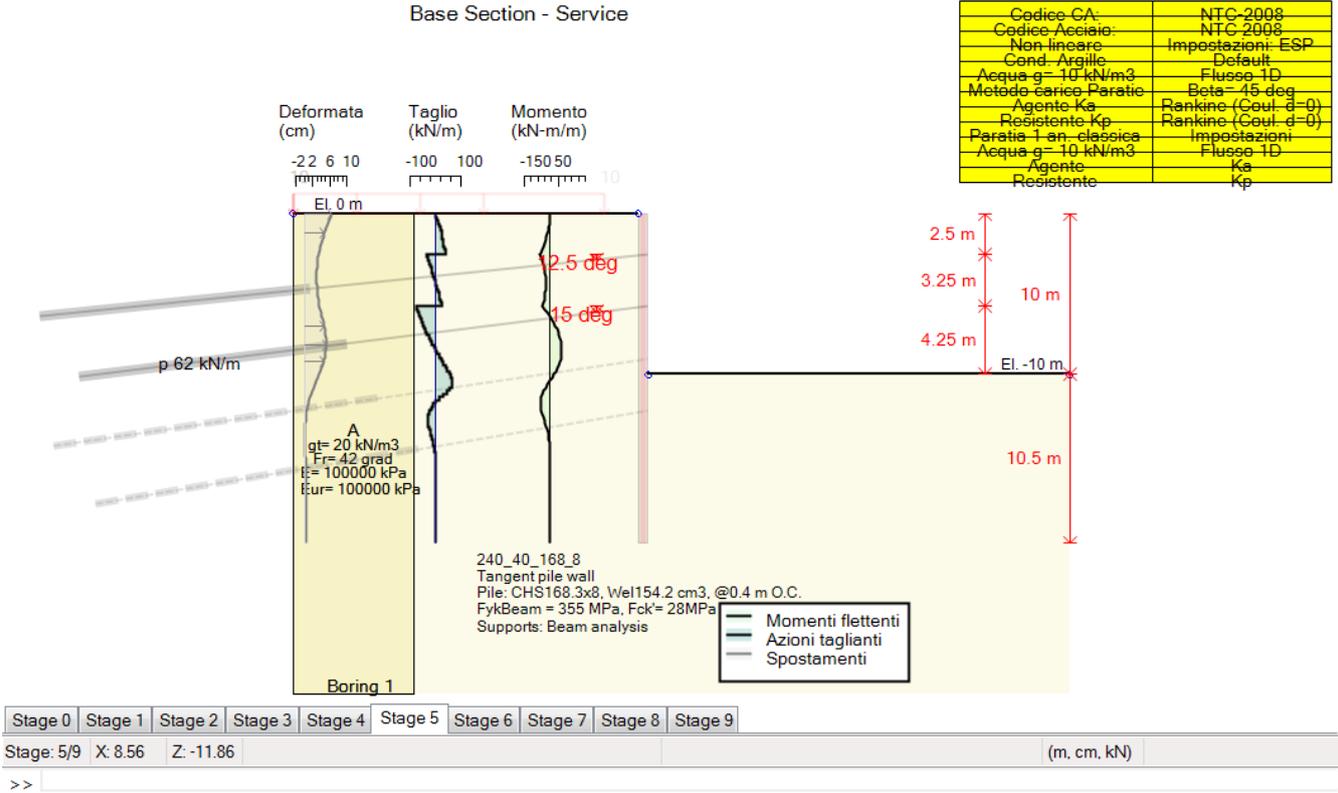


Base Section - Service

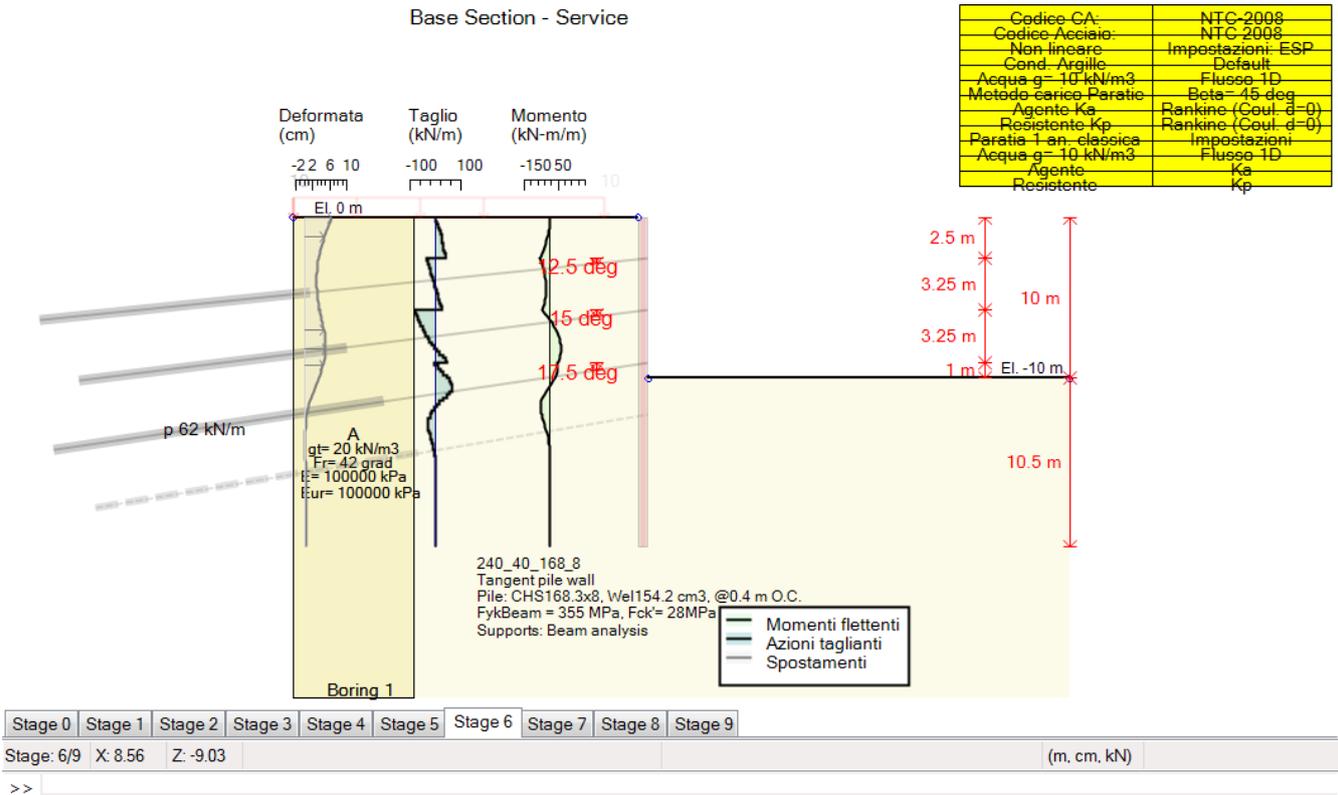


AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Base Section - Service



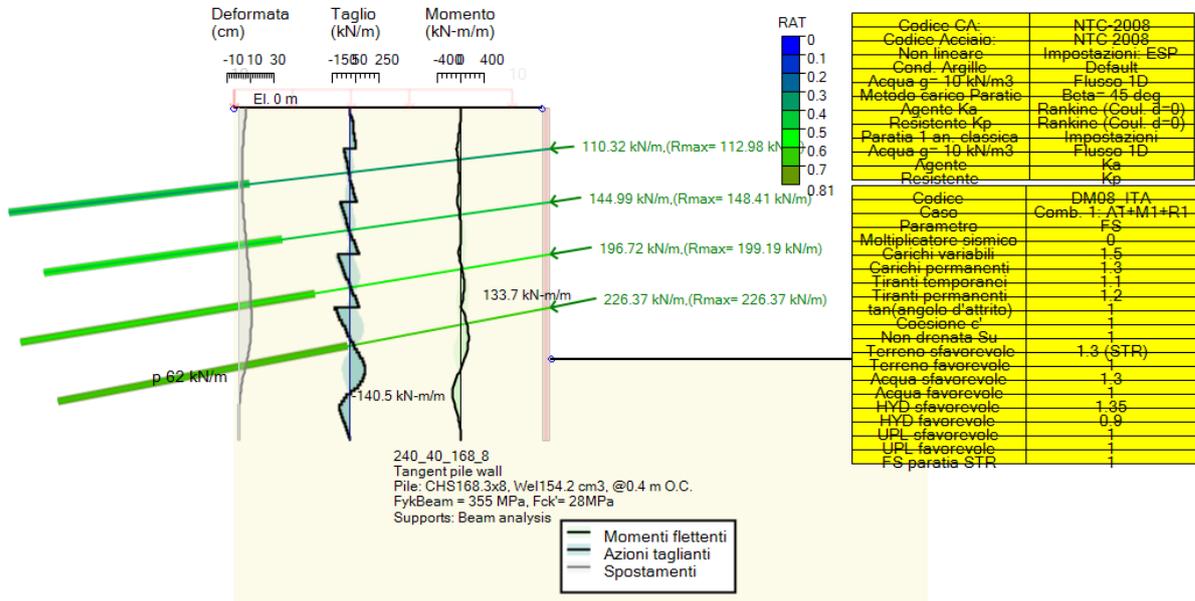
Base Section - Service



COMBINAZIONE STATICA STR

Design Section 1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1 (LINK: Base Section - Service)

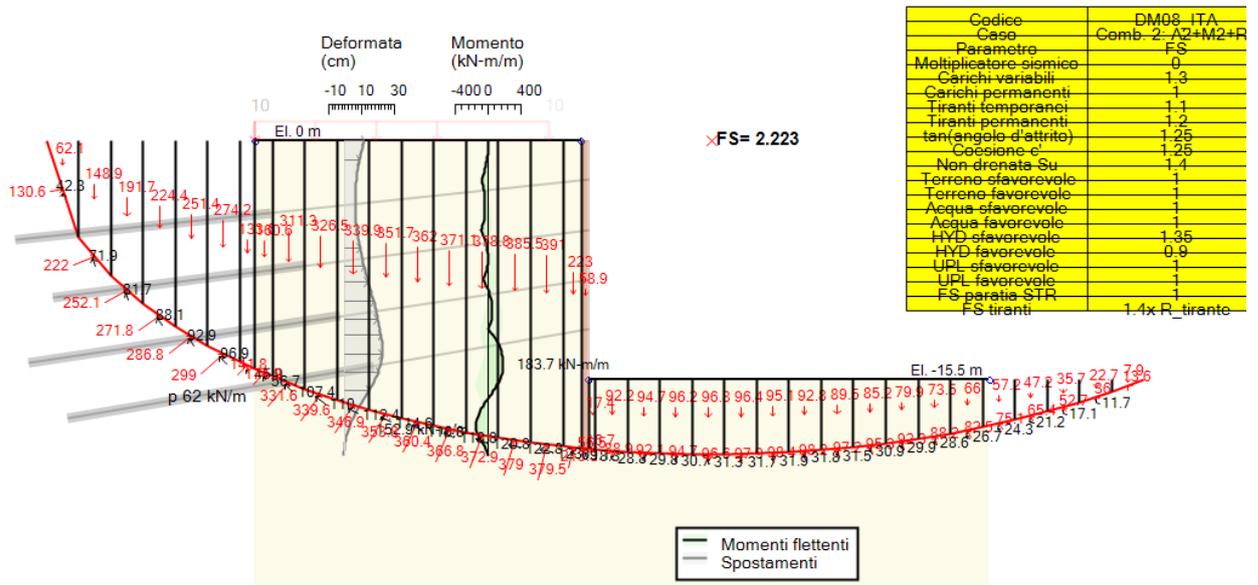


Stage 0	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7	Stage 8	Stage 9
Stage: 9/9 X: 7 Z: -2.07									
									(m, cm, kN)
>>									

COMBINAZIONE STATICA GEO

Design Section 2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1

0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1 (LINK: Base Section - Service)

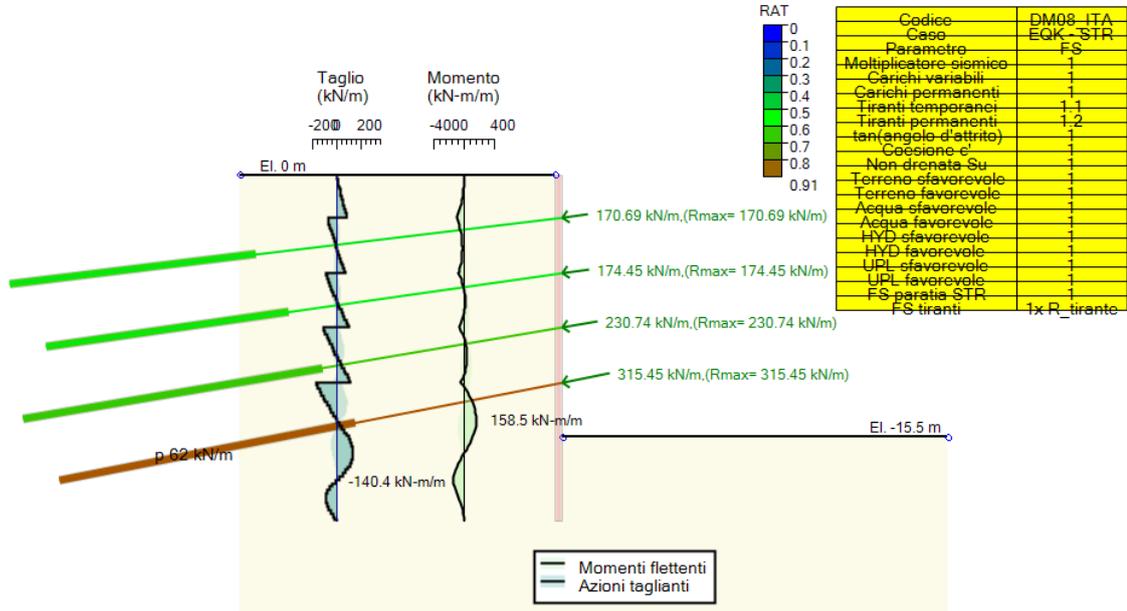


Stage 0	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7	Stage 8	Stage 9
Stage: 9/9 X: 4.3 Z: 3.95									
									(m, cm, kN)
>>									

COMBINAZIONE SISMICA STR – VERIFICHE STRUTTURALI E DI ANCORAGGIO

0: DM08_ITA: EQK - STR

0: DM08_ITA: EQK - STR (LINK: Base Section - Service)



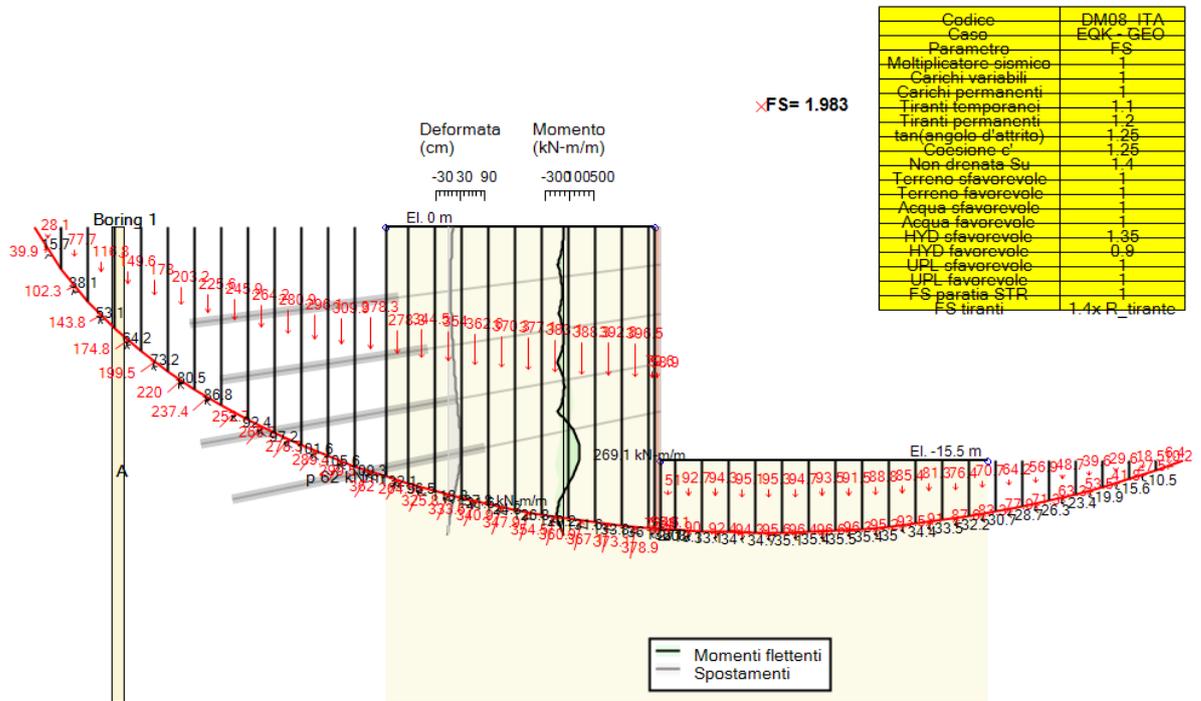
Codice	DM08_ITA
Caso	EQK - STR
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.2
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1
HYD favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1x R_tirante
FS tiranti	1x R_tirante

Stage 0 Stage 1 Stage 2 Stage 3 Stage 4 Stage 5 Stage 6 Stage 7 Stage 8 Stage 9

COMBINAZIONE SISMICA GEO - VERIFICHE GEOTECNICHE E DI STABILITA' GLOBALE

0: DM08_ITA: EQK - GEO

0: DM08_ITA: EQK - GEO (LINK: Base Section - Service)



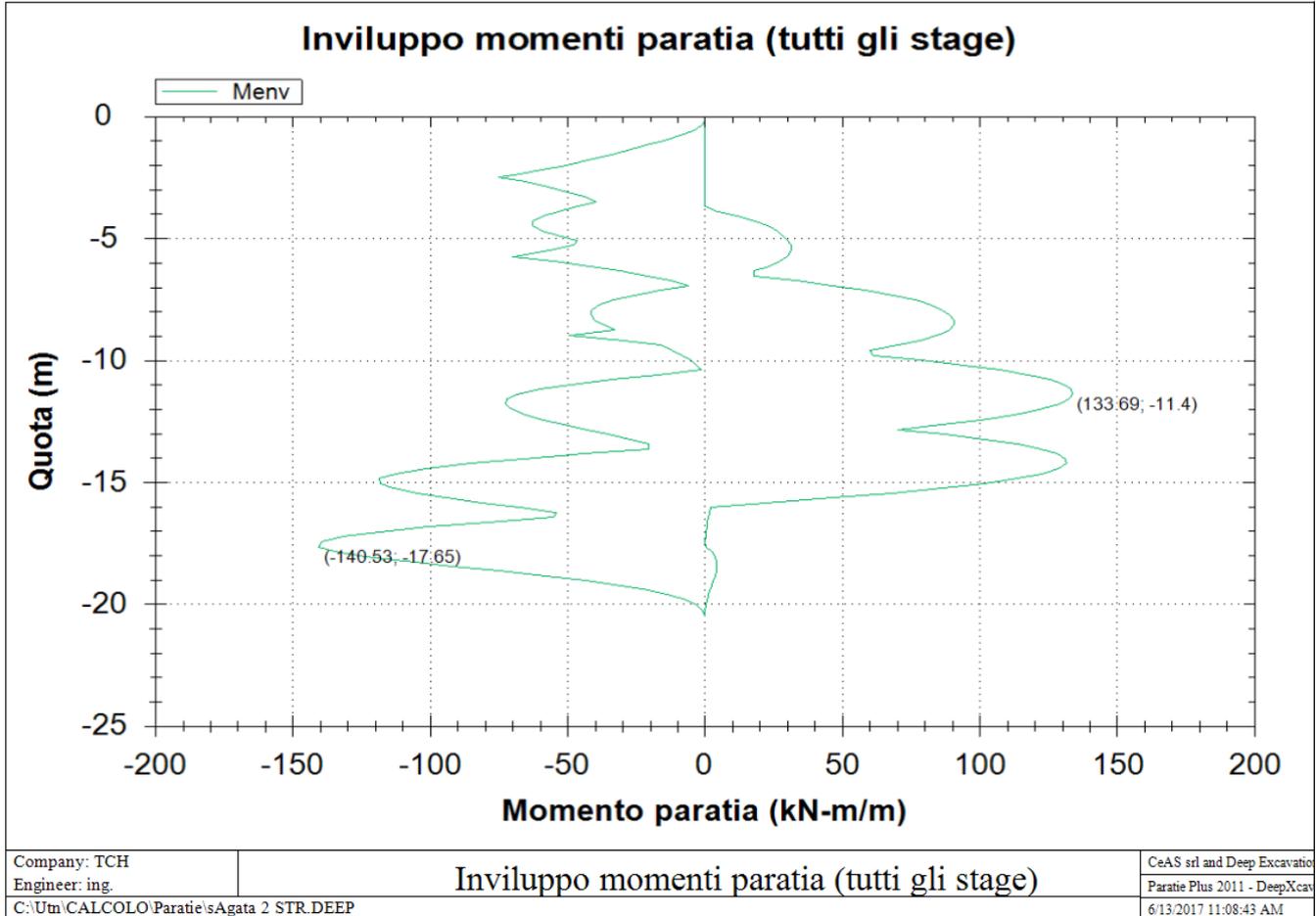
Codice	DM08_ITA
Caso	EQK - GEO
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.25
Coesione c'	1.25
Non drenata Su	1.4
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.35
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1.4x R_tirante
FS tiranti	1.4x R_tirante

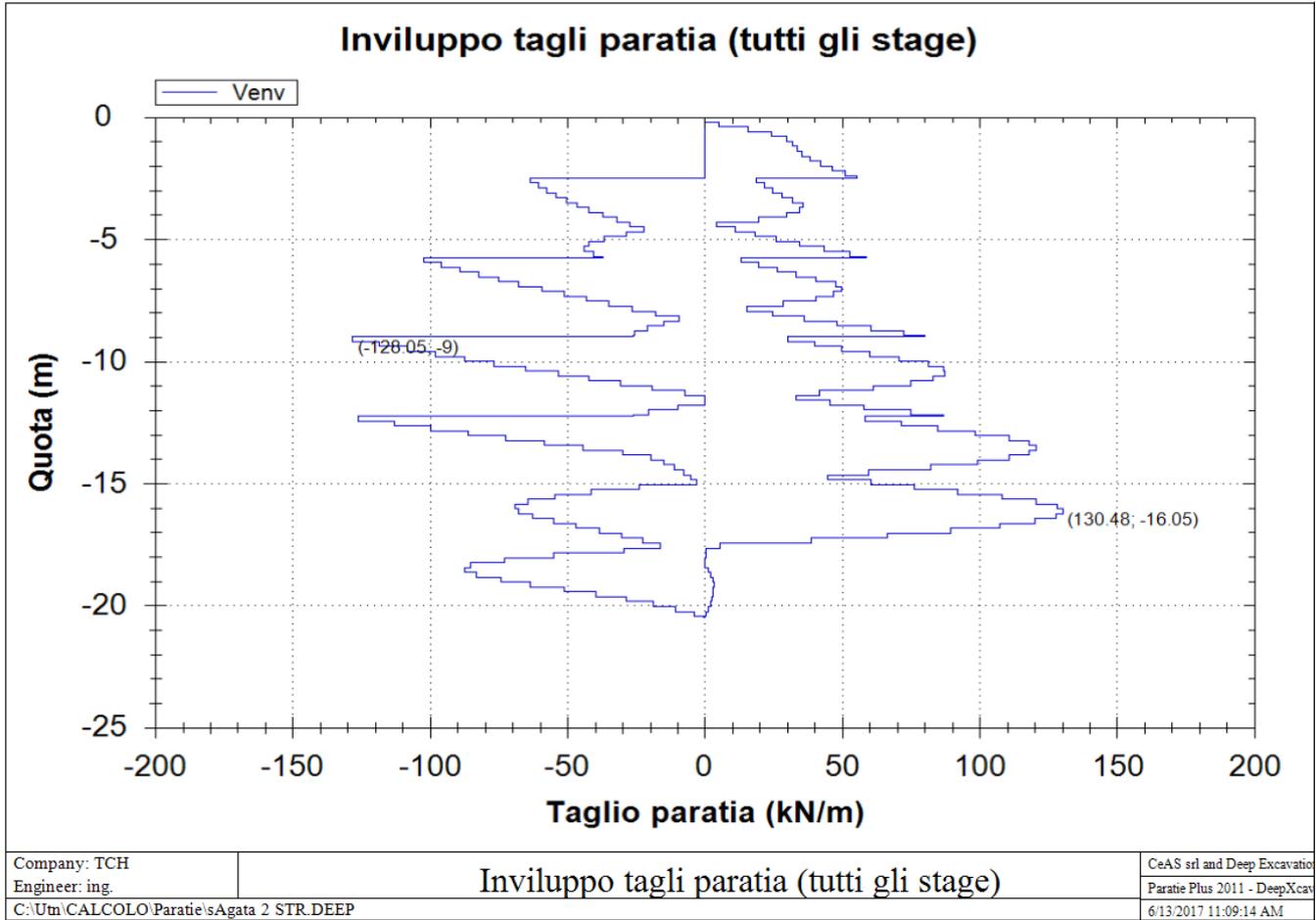
Stage 0 Stage 1 Stage 2 Stage 3 Stage 4 Stage 5 Stage 6 Stage 7 Stage 8 Stage 9

Sollecitazioni sulla paratia

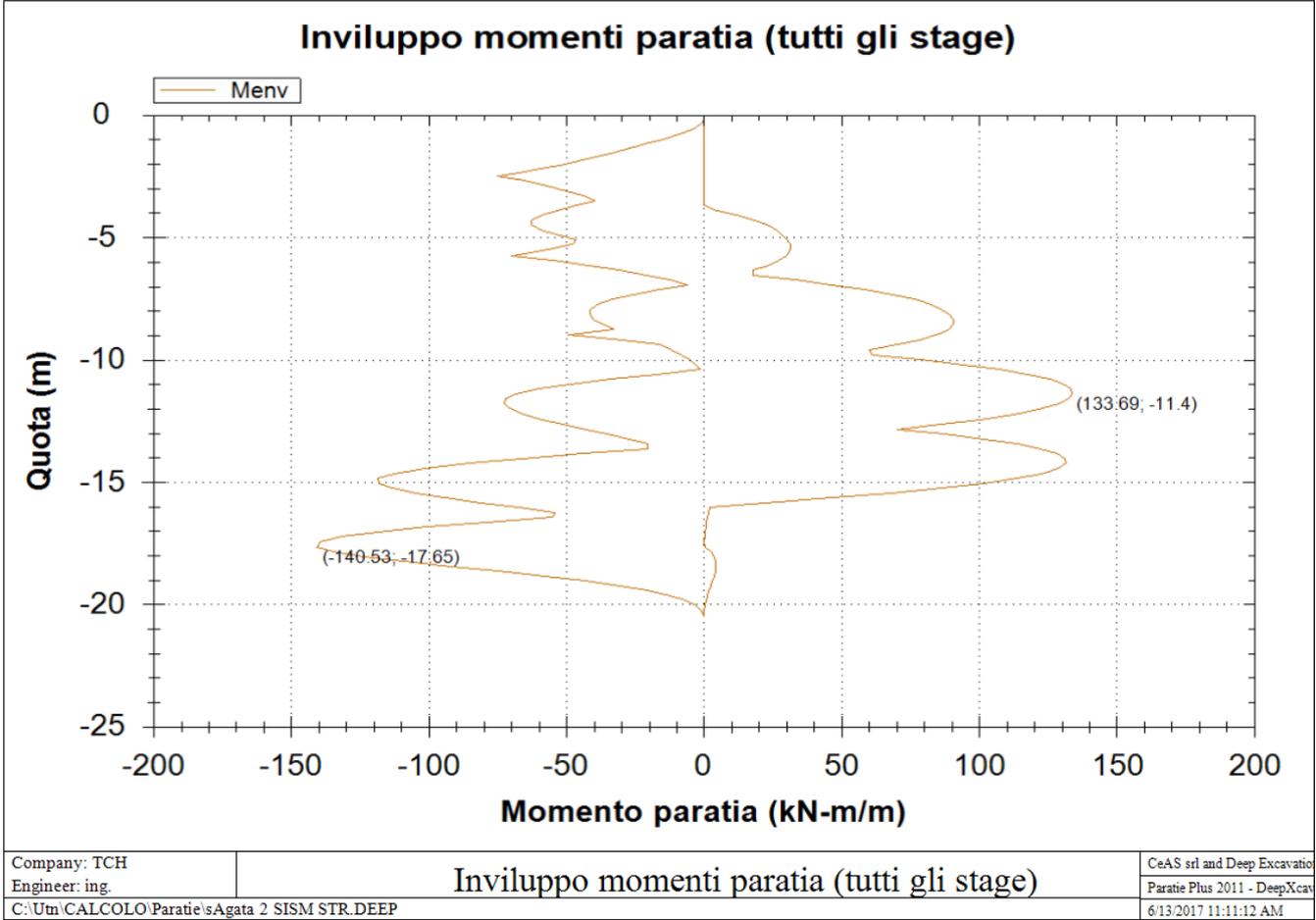
Nei grafici seguenti si riportano i grafici delle sollecitazioni agenti nella paratia ai fini delle verifiche di resistenza, nelle combinazioni statiche e in quella sismica.

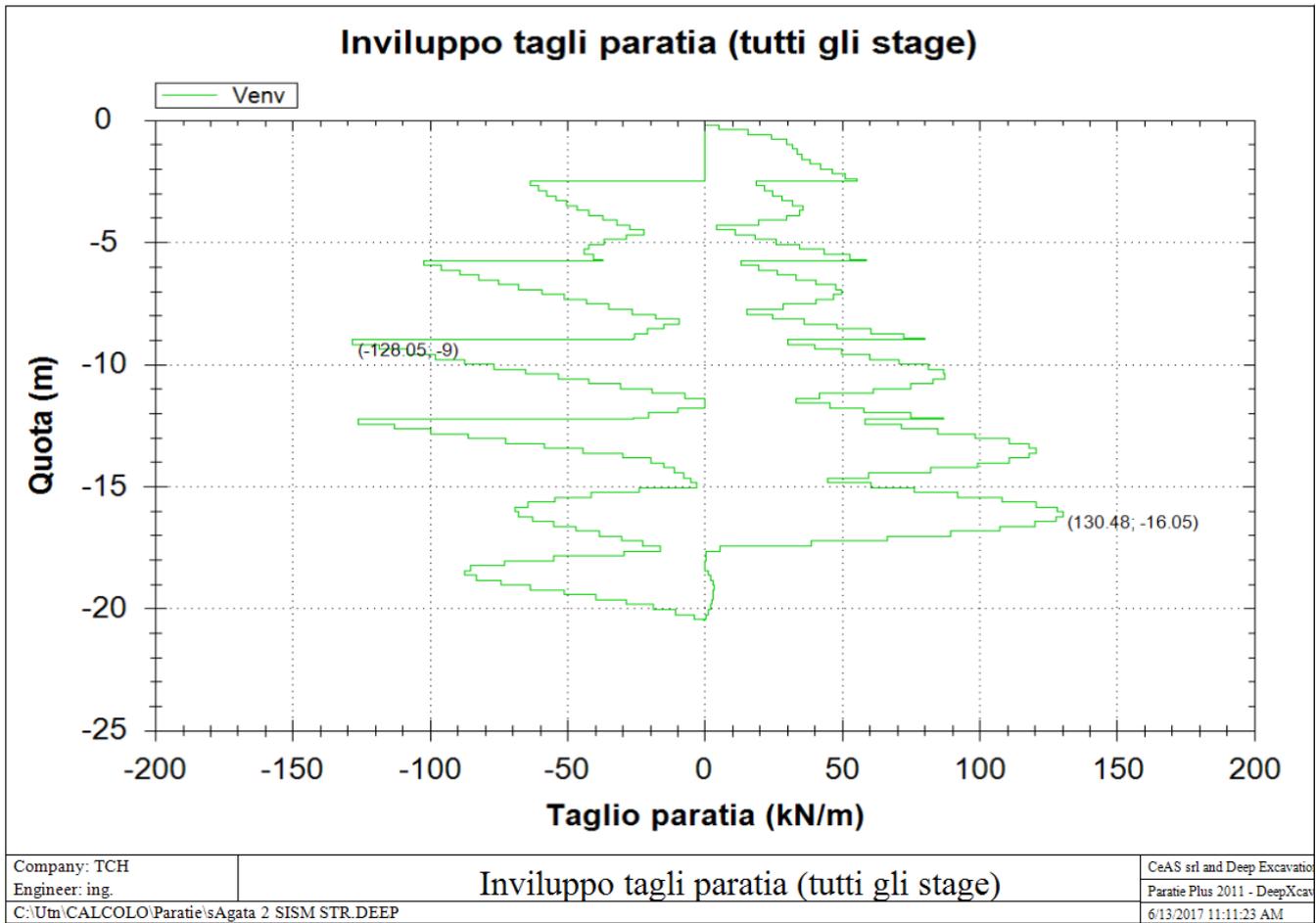
CONDIZIONE STATICA





CONDIZIONE SISMICA





5.3.1 Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono indicate dal parametro “FS Slope” riportato nella tabella 1 al paragrafo precedente, che per entrambe le combinazioni statica e sismica fornisce un valore superiore al coefficiente parziale indicato in tab 6.8.I dalle NTC.

FS Slope > $\gamma_{R(R2)} = 1.1$ → Verifiche di stabilità globale soddisfatte.

5.3.1 Verifica SLE

Spostamento (calcolato nella condizione caratteristica)

Lo spostamento orizzontale massimo è di 10 cm ($\cong H / 160$). Tale spostamento è compatibile con la funzionalità dell’opera. Uno strato di regolarizzazione di adeguato spessore separa la berlinese dai piedritti della galleria da realizzare in modo da compensare irregolarità e spostamenti.

Inoltre le aree in cui insistono le opere non sono interessate dalla presenza di manufatti esistenti.

5.3.2 Verifica a flessione e taglio dei micropali

Di seguito si esplicita la verifica della sezione tubolare circolare di diametro esterno $D=168,3\text{mm}$, spessore = 8mm, posta a interasse 0.40 m:

$A = 4027 \text{ mm}^2$ Area della sezione

$A_v = 2565 \text{ mm}^2$ Area di taglio

$W_{pl} = 205739 \text{ mm}^3$ Modulo di resistenza plastico

La verifica è soddisfatta, infatti:

$VR_d = A_v f_{yd} / \sqrt{3} / i = 1251 \text{ kN/m} \gg V_{Ed}$

Inoltre $V_{Ed} < 0.5VR_d$ e si può trascurare l’influenza del taglio sulla resistenza a flessione

$MR_d = W_{pl} \times f_{yd} / i = 205739 \times 338 / 0.4 = 173.9 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$

I valori delle sollecitazioni massime risultanti e i fattori di sicurezza sono indicati nella Tabella 1 precedentemente riportata e nei diagrammi delle sollecitazioni.

5.3.3 Verifiche dei tiranti

Verifica di resistenza strutturale

Il massimo sforzo nei tiranti si riscontra in combinazione sismica sull'ultimo ordine di tiranti e vale:

$$T_s = 757 \text{ kN}$$

In condizione sismica.

La resistenza dei tiranti a 4 trefoli da 0,6" vale:

$$TR_d = 4 \times 139 \times 1450 / 1000 = 806 \text{ kN} \quad > \quad T_s \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica allo sfilamento

Il bulbo di ancoraggio dei tiranti sarà realizzato mediante iniezione da tubo valvolato di diametro 150mm, secondo sistema IRS (iniezione ripetuta e selettiva).

La verifica allo sfilamento tra ancoraggio e fondazione viene effettuata con il calcolo della resistenza unitaria secondo il metodo suggerito da Bustamante e Diox (1985). In questo metodo la resistenza limite a sfilamento dipende dal diametro d_s ,

$$\text{dove } d_s = \alpha_d D$$

e D il diametro di perforazione.

Successivamente i valori della resistenza unitaria possono essere determinati con gli abachi in funzione della tipologia di terreno e dal tipo e dall'entità dell'iniezione effettuata.

Il coefficiente maggiorativo α_d è funzione del tipo di terreno, dal tipo di perforazione e iniezione effettuata ed è possibile determinarlo dalla tabella riportata:

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_i$)	IGU ($p_i < p_i$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2÷6) V_s o più per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_i : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard p : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Valori del coefficiente α_d per la stima del diametro di calcolo del bulbo di ancoraggio (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).

Qui di seguito si riporta il calcolo del carico di progetto allo sfilamento.

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

$$\gamma_{Ra,p} = 1.1 \text{ (per tiranti temporanei)}$$

$$R_{a,k} = \pi ds L_s q / 1.80$$

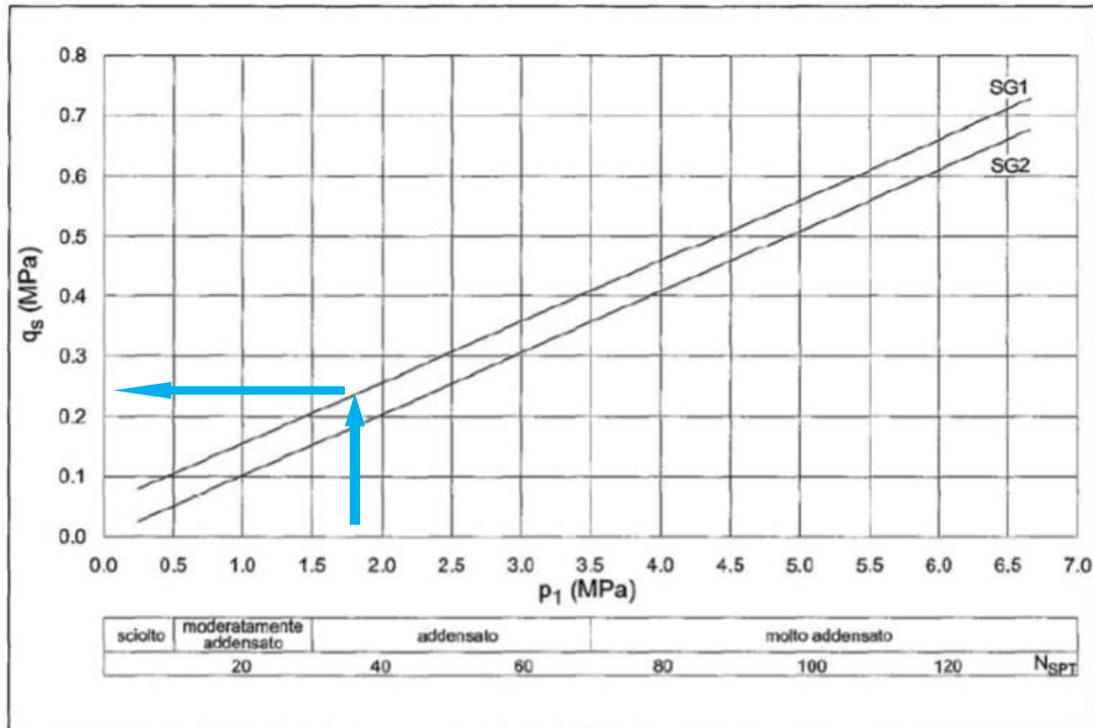
$ds = \alpha D =$ diametro del tratto iniettato = 21 cm;

$\alpha = 1.4$ per tecnologia di realizzazione del bulbo a iniezione ripetuta e selettiva (I.R.S.) in terreni incoerenti

$L_s =$ lunghezza del bulbo reagente (8m per i primi due ordini di tiranti, 10m per il terzo e il quarto ordine)

$q =$ resistenza tangenziale all'interfaccia iniezione-terreno = 250 kPa

(con riferimento alla curva SG.1 del diagramma seguente che esprime il valore di q al variare dello stato di addensamento del materiale e in dipendenza dal metodo SG1 o SG2, è stato considerato un valore di q cautelativo, largamente giustificato dalla consistenza del materiale in sito)



Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012).

$$R_{a,k} = \pi \, d_s \, L_s \, q / 1.8 = 916 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}} = 916 / 1.1 = 832 \text{ kN} \quad > \quad T_s = 757 \text{ kN}$$

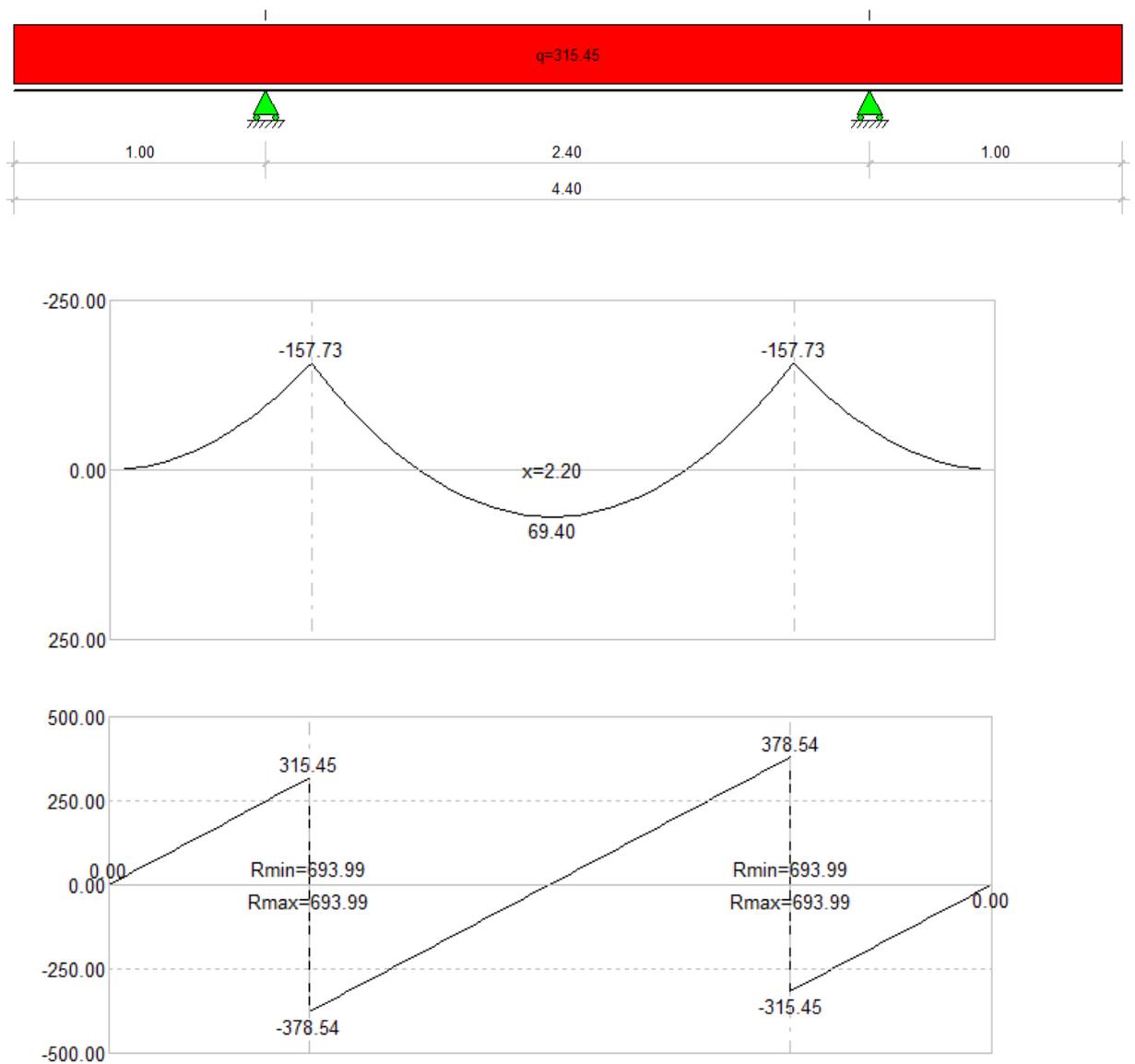
Allo stesso modo, per i tiranti il cui bulbo è lungo 8 m la resistenza Rad vale 666 kN e la sollecitazione massima (cfr diagramma riportato nel paragrafo “Risultati” in condizione STR SISMICA) vale 175*2.4 = 420 kN

Verifica allo sfilamento soddisfatta.

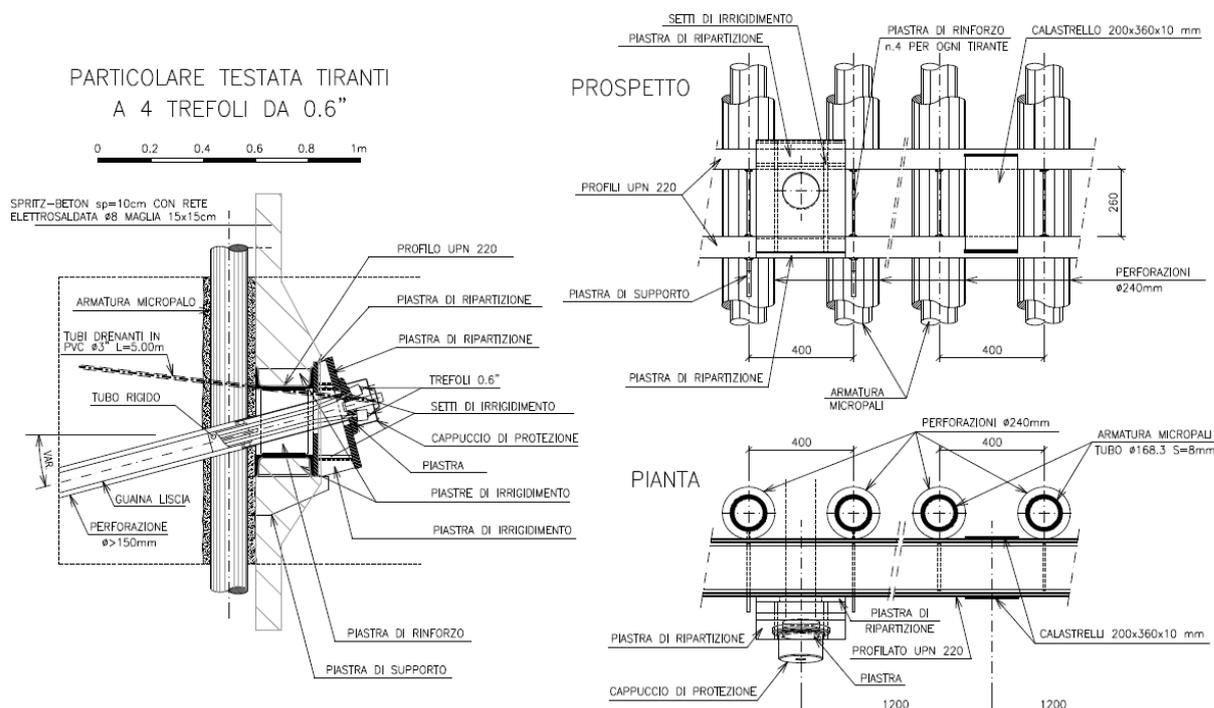
5.3.4 Verifica delle travi

Lo schema statico della trave di ripartizione è quello di trave su multiplo appoggio con campate di luce 2.40 m, a cui è applicato un carico uniformemente distribuito $T_s = 283.3$ kN/m corrispondente alle reazioni dei tiranti. Si considera uno schema statico cautelativo.

Si riporta il diagramma del carico e delle sollecitazioni, con i valori massimi ottenuti. I valori massimi saranno poi da confrontare con le resistenze della sezione in acciaio.



La sezione resistente è composta da una coppia di travi UPN 220 orientate come illustrato:



Verifica a taglio:

La resistenza a taglio vale:

$$VRd = Av f_{yd} / \sqrt{3}$$

Dove l'area resistente a taglio per un profilato a C o a U caricato nel piano dell'anima è

$$Av = A - 2btf + (tw+r4) tf$$

Per la coppia di travi UPN 220 si ha:

$$Av = 2 \times (3740 - 2 \times 80 \times 12.5 + (9+12.5) \times 12.5) = 4016 \text{ mm}^2$$

$$VRd = 784 \text{ kN} > T_{max} = 379 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta.

Verifica a flessione:

Il modulo di resistenza plastico della singola UPN 220 vale $W_{ypl} = 292 \text{ cm}^3$

In base alle NTC2008, par 4.2.4.1.2, quando $T_{max} \leq 0.5 VRd$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Il momento resistente della coppia di travi è dunque:

$$MRd = W_{ypl} \times f_{yd} = 292 \times 2 \times 338 = 197 \text{ kNm} > M_{max} = 158 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta.

6 STABILIZZAZIONE DELLO SCAVO ALL’IMBOCCO DELLA GALLERIA NATURALE CON MIGLIORAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE COLONNE DI JET- GROUTING

In corrispondenza dell’attacco della galleria naturale, sia all’imbocco nord che all’imbocco sud, è previsto di realizzare a sostegno dello scavo, in luogo della paratia tirantata, una serie di colonne di jet grouting compenstrate nei primi tre metri in pianta, e successivamente con un andamento più diradato nella parte centrale del fornice. Le colonne di jet grouting sono profonde fino a 2 m sotto il piano di scavo. L’altezza libera (altezza dello scavo) è 16 m.

È stata condotta un’analisi nonlineare per la verifica della stabilità dello scavo con Plaxis 2D e la funzione di calcolo “Safety” che conduce a determinare il coefficiente minimo di sicurezza.

Le caratteristiche del terreno migliorato con il jet grouting considerate per il calcolo sono le seguenti:

Tratto con colonne compenstrate (primi tre metri in pianta)

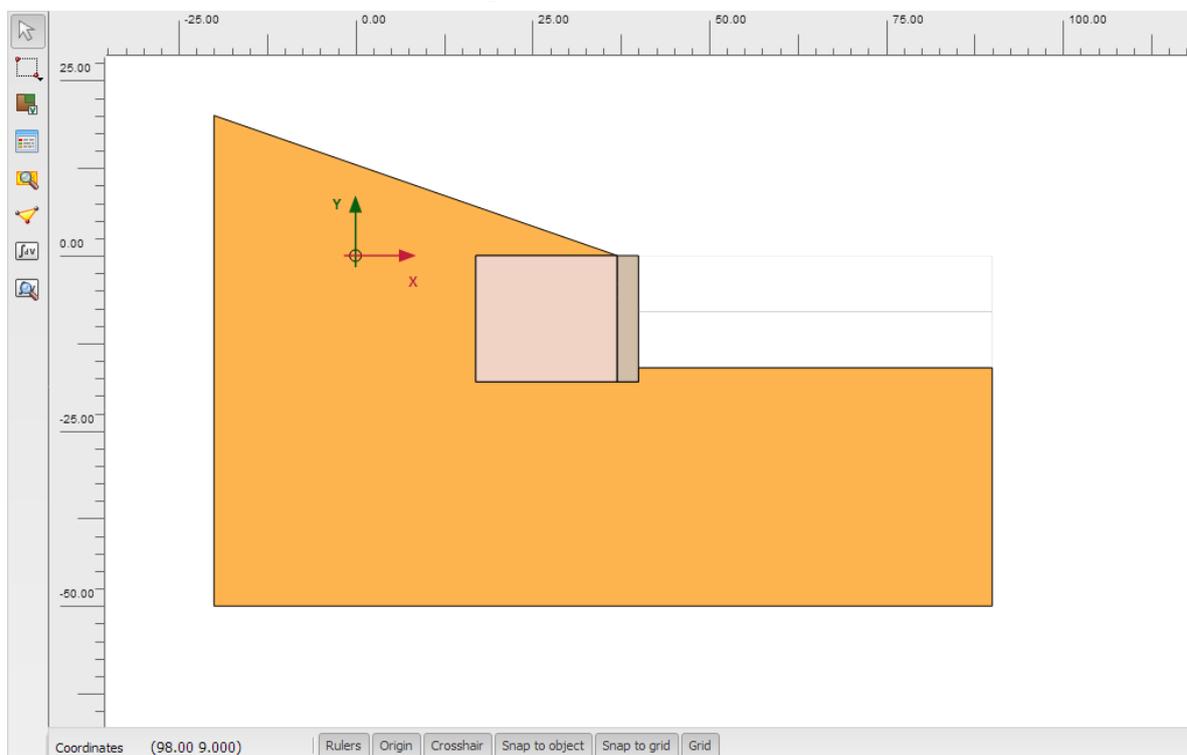
- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- coesione $c = 300 \text{ kN/m}^2$
- modulo elastico $E = 600 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$
- modello costitutivo del materiale: nonlineare alla Mohr-Coulomb

Tratto con colonne diradate (a tergo l’interasse è raddoppiato rispetto al primo tratto, pertanto coesione e modulo elastico vengono ridotti)

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- coesione $c = 150 \text{ kN/m}^2$
- modulo elastico $E = 300 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$
- modello costitutivo del materiale: nonlineare alla Mohr-Coulomb

Le geometrie del problema agli imbocchi nord e sud sono molto simili. Pertanto si adotterà per il calcolo un’unica sezione rappresentativa, adottando comunque i parametri più cautelativi (quote, pendenza del terreno a monte...).

La sezione modellata è illustrata in figura, i colori diversi indicano i diversi materiali:



La verifica di stabilità globale del complesso deve essere effettuata secondo l’Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. già riportate per le verifiche di stabilità delle scarpate.

Poiché l’adozione di parametri di resistenza ridotti mediante il set di coefficienti M2 dato dalle NTC2008 (coefficiente = 1.25) nella modellazione agli elementi finiti spesso conduce a rappresentare situazioni irrealistiche (p.es. instabilità del pendio naturale), l’analisi di stabilità è stata condotta con il metodo Safety, detto anche “c- ϕ reduction”, partendo dai valori caratteristici dei parametri del terreno.

In questo metodo implementato dal software agli elementi finiti i parametri di resistenza a taglio $\tan \phi$ e c dei materiali sono progressivamente ridotti fino ad arrivare al collasso del

sistema. Successivamente si confronta la riduzione imposta nel calcolo con quella richiesta dalla normativa.

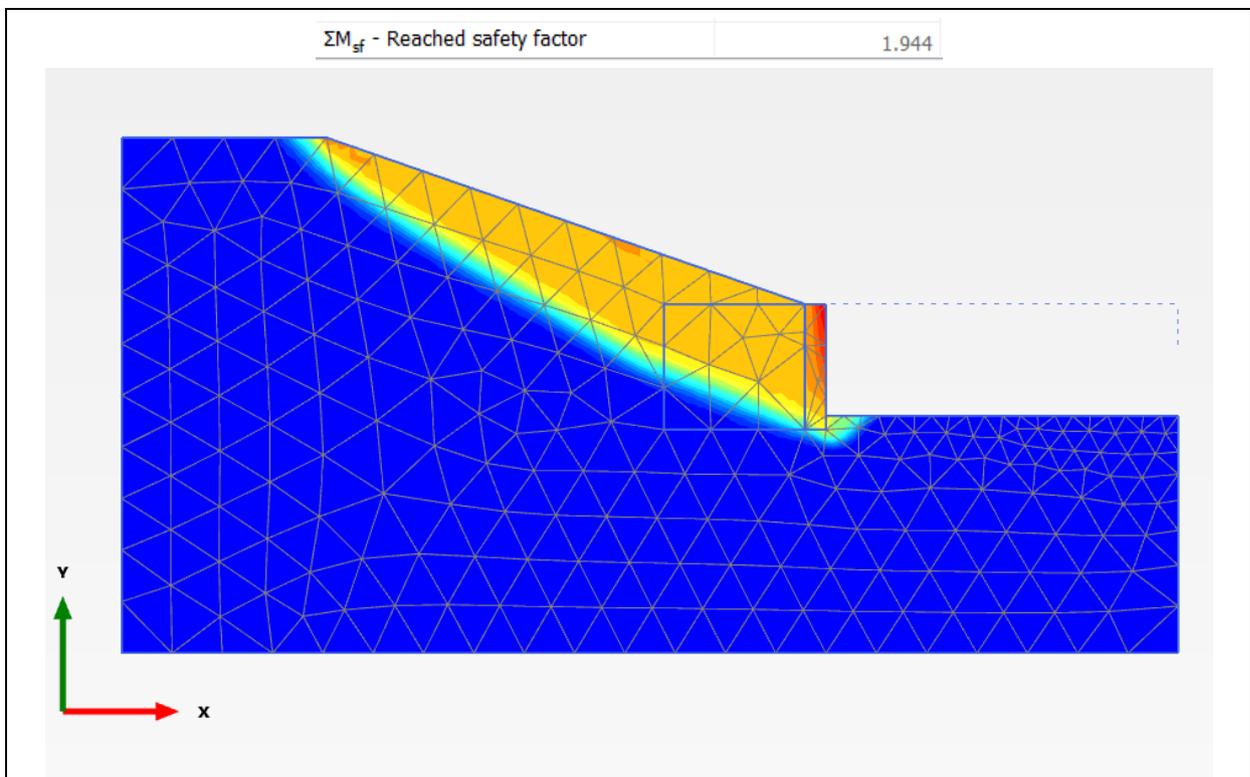
Il parametro ΣMsf definisce il valore dei parametri di resistenza ad ogni step di calcolo:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{C_{input}}{C_{reduced}} = \frac{S_{u,input}}{S_{u,reduced}} = \frac{Tensile\ strength_{input}}{Tensile\ strength_{reduced}}$$

Dove “input” si riferisce ai valori caratteristici implementati e “reduced” si riferisce ai valori ridotti utilizzati via via nel calcolo.

All’inizio del calcolo iterativo ΣMsf vale 1.0, successivamente il parametro viene aumentato per incrementi di 0.1 e alla fine del calcolo fornisce il tasso di riduzione della resistenza per arrivare al collasso. Infatti i parametri di resistenza vengono successivamente ridotti automaticamente. Al raggiungimento di un meccanismo di instabilità globale, identificato da un improvviso ed elevato aumento degli spostamenti nel terreno, si ottiene la corrispondente riduzione dei parametri di resistenza.

L’analisi così sviluppata ha condotto all’individuazione del seguente meccanismo di instabilità globale, a cui corrisponde un valore ΣMsf pari a 1.944.

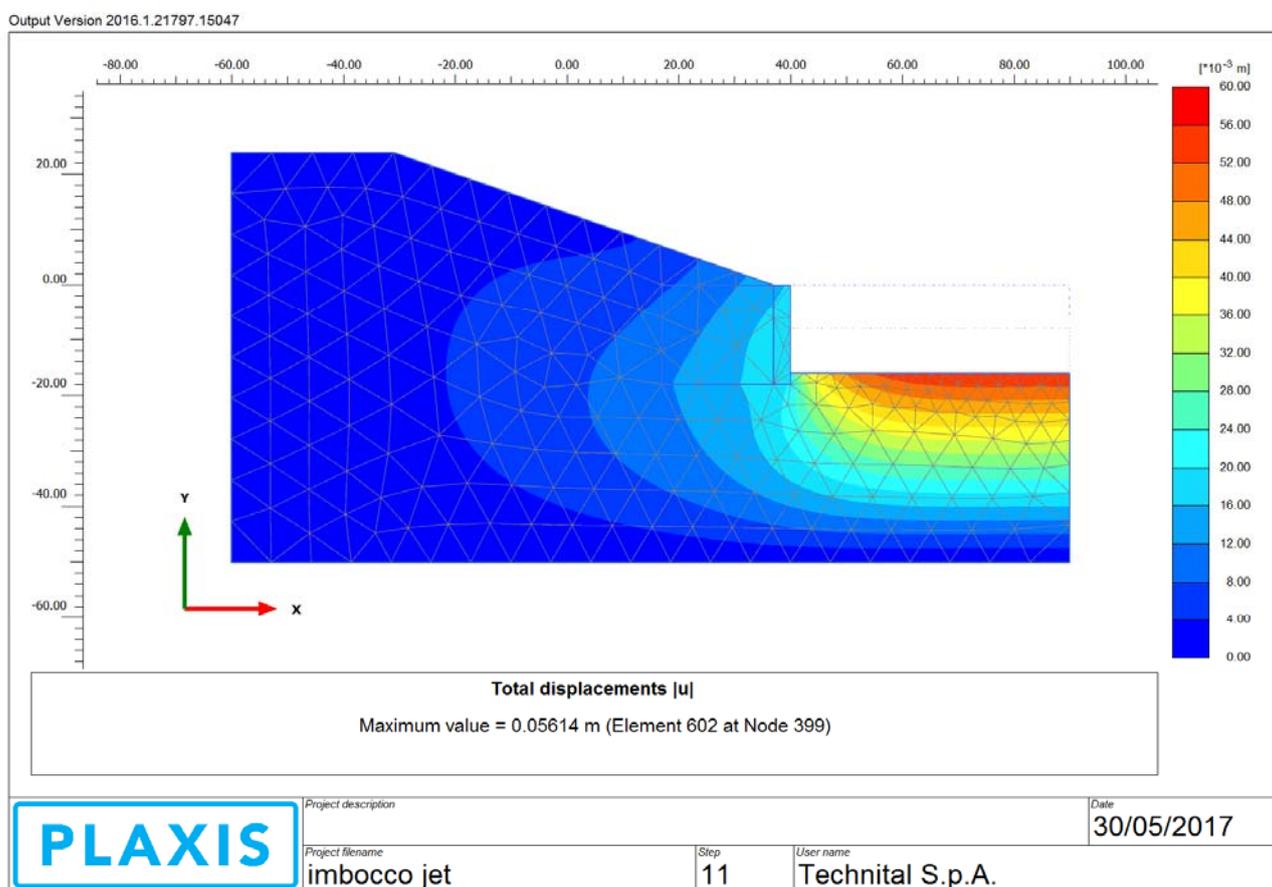


Il parametro ΣM_{sf} ottenuto (1.944) indica di quanto sono state ridotti c' e $\tan\phi$ per raggiungere alla situazione limite di collasso.

Poichè il DM2008 prescrive per il set di coefficienti parziali M2 un coefficiente di riduzione delle caratteristiche del terreno di 1.25 e un coefficiente di sicurezza è pari al rapporto si ottiene $FS=1.944/1.25 = 1.55 > \gamma_R = 1.1$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

Gli spostamenti stimati, in valore assoluto sono illustrati nella figura seguente:



Immediatamente a monte dello scavo gli spostamenti sono inferiori a 1.5 cm; Tale entità si ritiene compatibile con le opere in esame.

Il “rigonfiamento” del terreno di valle è esito del calcolo utilizzando il modello costitutivo Mohr-Coulomb e non ha significato ai fini del calcolo, della quota finale di scavo e del comportamento del consolidamento analizzato.

7 MONITORAGGIO CHIESETTA DI S. AGATA A COGOLLO

In corrispondenza dell’imbocco sud il progetto prevede la galleria artificiale tra le progressive 2+872 e 2+236 km. Alla pk 2+388 (asse nord), ad una distanza di 35-40 m dall’orlo delle scarpate provvisionali della carreggiata sud, è presente la piccola chiesetta di S. Agata. La sua distanza dall’area di cantiere è tale da poter escludere importanti ripercussioni sulla stessa in fase di lavoro, ma il suo valore dal punto di vista storico-culturale rende comunque necessario prevedere un sistema di monitoraggio che possa consentire di rilevare in tempi brevi eventuali interazioni tra le opere in progetto e l’edificio stesso.

La chiesetta presenta una classica pianta rettangolare, che si dispone con l’asse maggiore in direzione parallela all’asse della galleria in progetto. L’edificio è costituito da una muratura in mattoni e pietra legati con malta, in mediocre stato di conservazione. Accanto all’edificio sorge poi l’annesso campanile, anch’esso in pietra.

Durante l’esecuzione delle opere in progetto ogni possibile interazione degli scavi con la chiesetta verrà tenuta sotto controllo mediante l’installazione di mire ottiche sulle 4 facciate dell’edificio, la cui lettura con frequenza regolare consentirà di rilevare eventuali spostamenti dei punti di controllo e di metterli eventualmente in relazione alle diverse fasi di lavoro. Verranno installate 2 file di 4 mire ottiche per ciascuna facciata parallela all’asse della galleria a distanze regolari e 2 file di 2 mire per le restanti facciate, ad una altezza di 0,5 m e 2.5 m dal piano campagna. A queste strumentazioni si aggiungerà un dettagliato rilevamento dello stato di consistenza e integrità dell’edificio da eseguirsi sia prima dell’inizio delle operazioni di scavo che al termine delle stesse. Questo consentirà di rilevare direttamente sull’edificio eventuali variazioni dello stato di conservazione dello stesso ed in fase preliminare di rilevare la presenza di eventuali lesioni preesistenti, che potranno essere localmente strumentate, almeno le principali, con fessurimetri da mantenere attivi durante tutto il periodo di lavoro.

La lettura delle mire ottiche dovrà essere eseguita innanzitutto prima dell’inizio delle operazioni di scavo, per definire lo stato dei luoghi e la posizione spaziale dei diversi punti di misura in assenza di influenze esterne, in concomitanza con il rilievo dello stato di consistenza. Successivamente le operazioni di scavo potranno avere inizio, avendo cura di rispettare scrupolosamente i limiti delle aree di scavo e di ripetere la lettura delle mire ottiche ad intervalli di 5 gg, o comunque ogni qualvolta si completi la realizzazione di ciascuna scarpata provvisoria. Tale frequenza di lettura dovrà essere rispettata fintanto che i lavori di sbancamento interessino il tratto compreso tra pk 2+236 e 2+550 km. Successivamente, durante le fasi di posa in opera della galleria artificiale e successivo

ritombamento del tratto di interesse, le mire ottiche verranno traggurate con una frequenza di una lettura ogni 15 gg.

La restituzione dei risultati delle misure topografiche eseguite sulla chiesetta dovrà essere eseguita il prima possibile e le letture dovranno essere subito rese disponibili per la Direzione Lavori, al fine di poter rilevare in tempi brevi l’esistenza di eventuali interazioni tra gli scavi e l’edificio e di conseguenza valutare in modo immediato le eventuali strategie di intervento.

Gli eventuali fessurimetri da mettere in opera su lesioni presenti sul corpo della chiesetta potranno essere di tipo meccanico, la cui lettura potrà essere eseguita ogni qualvolta vengano eseguite le misure topografiche delle mire ottiche.

8 ALLEGATI DI CALCOLO

8.1 GStabl7

```

*** GSTABL7 ***
** GSTABL7 by Garry H. Gregory, P.E. **
** Original Version 1.0, January 1996; Current Version 2.005, Sept. 2006 **
(All Rights Reserved-Unauthorized Use Prohibited)

*****
SLOPE STABILITY ANALYSIS SYSTEM
Modified Bishop, Simplified Janbu, or GLE Method of Slices.
(Includes Spencer & Morgenstern-Price Type Analysis)
Including Pier/Pile, Reinforcement, Soil Nail, Tieback,
Nonlinear Undrained Shear Strength, Curved Phi Envelope,
Anisotropic Soil, Fiber-Reinforced Soil, Boundary Loads, Water
Surfaces, Pseudo-Static & Newmark Earthquake, and Applied Forces.
*****

Input Data Filename:      C:\Utn\AUTOSTRADE\VALDASTICO\sagata2_ntc.in
Output Filename:         C:\Utn\AUTOSTRADE\VALDASTICO\sagata2_ntc.OUT
Unit System:             SI
Plotted Output Filename: C:\Utn\AUTOSTRADE\VALDASTICO\sagata2_ntc.PLT
PROBLEM DESCRIPTION:    Valdastico
                        sAgata2

BOUNDARY COORDINATES
  5 Top Boundaries
  5 Total Boundaries
Boundary   X-Left   Y-Left   X-Right   Y-Right   Soil Type
No.        (m)      (m)      (m)       (m)       Below Bnd
  1         0.00    20.00    30.00    20.00     1
  2         30.00   20.00    39.00    29.00     1
  3         39.00   29.00    41.00    29.00     1
  4         41.00   29.00    50.00    37.79     1
  5         50.00   37.79    70.00    37.80     1

Default Y-Origin = 0.00(m)
Default X-Plus Value = 0.00(m)
Default Y-Plus Value = 0.00(m)
ISOTROPIC SOIL PARAMETERS
  1 Type(s) of Soil
Soil Total Saturated Cohesion Friction Pore Pressure Piez.
Type Unit Wt. Unit Wt. Intercept Angle Pressure Constant Surface
No. (kN/m3) (kN/m3) (kPa) (deg) Param. (kPa) No.
  1  20.0  20.0  4.0  36.0  0.00  0.0  0

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random
Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.
  60 Trial Surfaces Have Been Generated.
  2 Surface(s) Initiate(s) From Each Of 30 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between X = 26.00(m)
                                and X = 38.00(m)
Each Surface Terminates Between X = 41.00(m)
                                and X = 58.00(m)

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 0.00(m)
1.00(m) Line Segments Define Each Trial Failure Surface.
Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Evaluated. They Are
Ordered - Most Critical First.
* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *
Total Number of Trial Surfaces Attempted = 60
Number of Trial Surfaces With Valid FS = 60
Statistical Data On All Valid FS Values:

```

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

FS Max = 4.864 FS Min = 1.138 FS Ave = 1.687
Standard Deviation = 0.525 Coefficient of Variation = 31.14 %
Failure Surface Specified By 28 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	30.966	20.966
2	31.874	21.383
3	32.773	21.821
4	33.663	22.278
5	34.542	22.753
6	35.411	23.248
7	36.269	23.762
8	37.116	24.294
9	37.951	24.845
10	38.774	25.413
11	39.584	25.999
12	40.381	26.603
13	41.165	27.223
14	41.936	27.861
15	42.692	28.515
16	43.434	29.185
17	44.162	29.872
18	44.874	30.573
19	45.571	31.291
20	46.252	32.023
21	46.917	32.769
22	47.566	33.530
23	48.198	34.305
24	48.813	35.094
25	49.411	35.895
26	49.992	36.709
27	50.554	37.536
28	50.719	37.790

Circle Center At X = 12.173 ; Y = 63.038 ; and Radius = 46.079

Factor of Safety
*** 1.138 ***

Individual data on the 30 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (kN)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		Surcharge Load (kN)
			Top (kN)	Bot (kN)	Norm (kN)	Tan (kN)	Hor (kN)	Ver (kN)	
1	0.9	4.5	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
2	0.9	13.0	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
3	0.9	20.8	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
4	0.9	27.9	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
5	0.9	34.3	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
6	0.9	40.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
7	0.8	45.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
8	0.8	49.5	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
9	0.8	53.2	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
10	0.2	15.4	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
11	0.6	37.5	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
12	0.8	43.0	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
13	0.6	26.6	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
14	0.2	6.4	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
15	0.8	30.7	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
16	0.8	31.7	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
17	0.7	32.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
18	0.7	32.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
19	0.7	31.5	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
20	0.7	30.5	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
21	0.7	29.2	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
22	0.7	27.4	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
23	0.6	25.3	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
24	0.6	22.8	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

25	0.6	20.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
26	0.6	17.1	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
27	0.6	13.9	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.2	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
29	0.6	7.3	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0
30	0.2	0.4	0.0	0.0	0.	0.	0.0	0.0	0.0

Failure Surface Specified By 19 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	30.552	20.552
2	31.467	20.954
3	32.368	21.388
4	33.254	21.853
5	34.122	22.348
6	34.973	22.874
7	35.805	23.429
8	36.617	24.012
9	37.408	24.623
10	38.178	25.262
11	38.925	25.927
12	39.648	26.618
13	40.347	27.333
14	41.020	28.073
15	41.667	28.835
16	42.287	29.619
17	42.880	30.425
18	43.444	31.251
19	43.669	31.606

Circle Center At X = 19.472 ; Y = 47.019 ; and Radius = 28.693

Factor of Safety

*** 1.206 ***

Failure Surface Specified By 25 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	33.448	23.448
2	34.333	23.914
3	35.210	24.395
4	36.078	24.891
5	36.938	25.402
6	37.789	25.927
7	38.630	26.467
8	39.463	27.022
9	40.285	27.591
10	41.098	28.173
11	41.900	28.770
12	42.692	29.381
13	43.473	30.005
14	44.244	30.642
15	45.003	31.293
16	45.751	31.957
17	46.488	32.633
18	47.212	33.322
19	47.925	34.024
20	48.626	34.737
21	49.314	35.463
22	49.989	36.200
23	50.652	36.949
24	51.302	37.709
25	51.369	37.791

Circle Center At X = 6.875 ; Y = 75.020 ; and Radius = 58.016

Factor of Safety

*** 1.227 ***

Failure Surface Specified By 22 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
-----------	------------	------------

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

1	35.517	25.517
2	36.479	25.790
3	37.430	26.099
4	38.368	26.445
5	39.292	26.828
6	40.201	27.246
7	41.092	27.699
8	41.966	28.186
9	42.819	28.707
10	43.652	29.260
11	44.463	29.846
12	45.250	30.462
13	46.013	31.109
14	46.750	31.784
15	47.461	32.488
16	48.143	33.219
17	48.797	33.976
18	49.421	34.758
19	50.013	35.563
20	50.575	36.391
21	51.103	37.239
22	51.417	37.791

Circle Center At X = 28.999 ; Y = 50.398 ; and Radius = 25.721

Factor of Safety

*** 1.234 ***

Failure Surface Specified By 17 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	30.966	20.966
2	31.945	21.167
3	32.909	21.432
4	33.854	21.759
5	34.776	22.148
6	35.669	22.596
7	36.532	23.102
8	37.360	23.663
9	38.149	24.277
10	38.896	24.942
11	39.599	25.654
12	40.253	26.410
13	40.856	27.208
14	41.406	28.043
15	41.899	28.912
16	42.335	29.812
17	42.666	30.627

Circle Center At X = 28.384 ; Y = 36.013 ; and Radius = 15.267

Factor of Safety

*** 1.262 ***

Failure Surface Specified By 23 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	35.103	25.103
2	36.003	25.540
3	36.894	25.993
4	37.777	26.463
5	38.652	26.949
6	39.517	27.450
7	40.372	27.968
8	41.218	28.501
9	42.055	29.049
10	42.880	29.613
11	43.696	30.192
12	44.500	30.786
13	45.294	31.394
14	46.076	32.017

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

15	46.847	32.654	
16	47.606	33.305	
17	48.353	33.971	
18	49.087	34.649	
19	49.809	35.341	
20	50.518	36.047	
21	51.214	36.765	
22	51.896	37.496	
23	52.162	37.791	
Circle Center At X = 11.789 ; Y = 74.272 ; and Radius = 54.416			
Factor of Safety			
*** 1.262 ***			

Failure Surface Specified By 20 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)	
1	32.621	22.621	
2	33.568	22.941	
3	34.501	23.301	
4	35.417	23.702	
5	36.315	24.142	
6	37.193	24.620	
7	38.050	25.135	
8	38.884	25.688	
9	39.693	26.275	
10	40.476	26.898	
11	41.231	27.553	
12	41.957	28.240	
13	42.653	28.959	
14	43.318	29.706	
15	43.949	30.482	
16	44.546	31.284	
17	45.108	32.111	
18	45.634	32.962	
19	46.122	33.834	
20	46.290	34.166	
Circle Center At X = 25.709 ; Y = 44.668 ; and Radius = 23.106			
Factor of Safety			
*** 1.287 ***			

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)	
1	31.793	21.793	
2	32.769	22.009	
3	33.731	22.284	
4	34.675	22.615	
5	35.597	23.001	
6	36.494	23.442	
7	37.364	23.936	
8	38.203	24.481	
9	39.007	25.074	
10	39.775	25.715	
11	40.504	26.400	
12	41.190	27.128	
13	41.831	27.895	
14	42.426	28.699	
15	42.972	29.537	
16	43.466	30.406	
17	43.909	31.303	
18	44.293	32.216	
Circle Center At X = 28.656 ; Y = 38.262 ; and Radius = 16.766			
Factor of Safety			
*** 1.296 ***			

Failure Surface Specified By 30 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)	
-----------	------------	------------	--

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

1	30.138	20.138
2	30.929	20.750
3	31.719	21.362
4	32.509	21.976
5	33.298	22.591
6	34.086	23.206
7	34.874	23.822
8	35.661	24.439
9	36.447	25.057
10	37.232	25.676
11	38.017	26.296
12	38.801	26.916
13	39.585	27.538
14	40.368	28.160
15	41.150	28.783
16	41.931	29.407
17	42.712	30.032
18	43.492	30.658
19	44.271	31.284
20	45.050	31.912
21	45.828	32.540
22	46.605	33.169
23	47.381	33.799
24	48.157	34.430
25	48.932	35.062
26	49.707	35.695
27	50.481	36.328
28	51.254	36.963
29	52.026	37.598
30	52.260	37.791

Circle Center At X = -521.519 ; Y = 734.145 ; and Radius = 902.292

Factor of Safety

*** 1.303 ***

Failure Surface Specified By 24 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	35.517	25.517
2	36.459	25.854
3	37.393	26.211
4	38.320	26.586
5	39.239	26.981
6	40.149	27.394
7	41.051	27.826
8	41.944	28.277
9	42.827	28.746
10	43.701	29.233
11	44.564	29.737
12	45.417	30.260
13	46.258	30.799
14	47.089	31.357
15	47.908	31.930
16	48.715	32.521
17	49.509	33.128
18	50.291	33.752
19	51.060	34.391
20	51.816	35.046
21	52.558	35.717
22	53.286	36.402
23	53.999	37.102
24	54.674	37.792

Circle Center At X = 19.603 ; Y = 71.439 ; and Radius = 48.601

Factor of Safety

*** 1.305 ***

**** END OF GSTABL7 OUTPUT ****

8.2 Paratie

Dato il cospicuo numero di pagine dei tabulati di calcolo essi vengono prodotti come file pdf separati.

8.1 Plaxis

Dato il cospicuo numero di pagine dei tabulati di calcolo essi vengono prodotti come file pdf separati.