



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico Orientale
Porti di Trieste e Monfalcone

PROGETTO AdSP n. 1951

Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste


CUP: C94E21000460001

Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo A– intervento PNC da autorizzare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		


NOME FILE: 2FER_P_R_N-STR_2AT_003_02_01	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: REL. CALCOLO PARATIA CONTERMINAZIONE	ELABORATO: 2FER_P_R_N-STR_2AT_003_02_01

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	D. Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa
01	30/06/2023	Recepimento osservazioni CSLLPP	D. Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 1 di 53</p>
---	---	---------------------

Sommario

1	GENERALITÀ	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI	9
4	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	11
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
4.2	INDAGINI IN SITO	12
4.3	PARAMETRI GEOTECNICI	14
5	DATI DI CALCOLO	16
6	ANALISI DEI CARICHI	17
6.1	SOVRACCARICHI VERTICALI	17
6.2	AZIONI ORIZZONTALI	17
6.2.1	<i>Spinta del terreno</i>	17
6.2.2	<i>Spinta idrostatica</i>	18
6.3	AZIONE SISMICA	18
7	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN FASE DI SCAVO	20
7.1	SEZIONE 4-5 (ALTEZZA MASSIMA)	21
7.1.1	<i>Combinazioni di carico</i>	23
7.1.2	<i>Risultati dell'analisi</i>	24
7.1.3	<i>Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)</i>	26
7.1.4	<i>Verifica a stabilità del pendio (GEO)</i>	26
7.1.5	<i>Verifiche degli elementi strutturali</i>	29
7.1.5.1	<i>Verifica dei pali (STR)</i>	29
7.1.5.2	<i>Verifica dei tiranti (GEO-STR)</i>	30
7.1.6	<i>Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)</i>	32

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 2 di 53</p>
---	---	---------------------

7.1.7	<i>Verifica delle travi di ripartizione (STR)</i>	33
7.2	SEZIONE INTERMEDIA (ALTEZZA INTERMEDIA)	36
7.2.1	<i>Combinazioni di carico</i>	38
7.2.2	<i>Risultati dell'analisi</i>	39
7.2.3	<i>Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)</i>	40
7.2.4	<i>Verifica a stabilità del pendio (GEO)</i>	40
7.2.5	<i>Verifiche degli elementi strutturali</i>	43
7.2.5.1	<i>Verifica dei pali (STR)</i>	43
7.2.6	<i>Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)</i>	43
7.3	SEZIONE 3-6 (ALTEZZA MINIMA)	44
7.3.1	<i>Combinazioni di carico</i>	46
7.3.2	<i>Risultati dell'analisi</i>	47
7.3.3	<i>Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)</i>	48
7.3.4	<i>Verifica a stabilità del pendio (GEO)</i>	48
7.3.5	<i>Verifiche degli elementi strutturali</i>	51
7.3.5.1	<i>Verifica dei pali (STR)</i>	51
7.3.6	<i>Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)</i>	52

Sommario figure

Figura 1-1:	Planimetria dell'intervento (in linea rossa tratteggiata la paratia).	4
Figura 1-2:	Planimetria dell'intervento: posizione delle sezioni considerate.	4
Figura 1-3:	Sez. tipo nel tratto di minima differenza di quota tra monte e valle- sez.3.	5
Figura 1-4:	Sez. tipo nel tratto di massima differenza di quota tra monte e valle- sez.5. ...	5
Figura 1-5:	Pianta dei pali secanti.	6
Figura 1-6	Caratteristiche delle barre autoperforanti scelte.	7
Figura 4-1:	esempio di struttura flyschoide affiorante rilevata in sito.	12
Figura 4-2:	Ubicazione prove (in rosso) e posizione della paratia (in verde).	13


	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 3 di 53</p>
---	---	--

Figura 6-1: Spettro di risposta allo SLV per il sito in esame ($q=1.0$).....	19
Figura 7-1: immagine del modello della sezione 4-5 estratta dal programma di calcolo ..	20
Figura 7-2: Curve di scorrimento analizzate -in rosso quella critica.	27
Figura 7-3: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	28
Figura 7-4: Curve di scorrimento analizzate – in rosso quella critica.....	28
Figura 7-5: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	29
Figura 7-6: Resistenza unitaria limite a sfilamento del bulbo di fondazione di un tirante (grafico di Bustamante e Doix - curva per marne e calcari).....	31
Figura 7-7: def. orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.....	33
Figura 7-8: Format di calcolo.	34
Figura 7-9: Curve di scorrimento analizzate (curva critica in rosso).....	41
Figura 7-10: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	41
Figura 7-11: Curve di scorrimento analizzate – in rosso quella critica	42
Figura 7-12: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	42
Figura 7-13: def.ta orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.	44
Figura 7-14: Curve di scorrimento analizzate - in rosso quella critica	49
Figura 7-15: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	50
Figura 7-16: Curve di scorrimento analizzate – in rosso quella critica	50
Figura 7-17: Curva di scorrimento critica: dettaglio.	51
Figura 7-18: def. orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.....	52



1 GENERALITÀ

La presente relazione riguarda i lavori per la realizzazione di una paratia di conterminazione posta lungo la scarpata dell'estremità della "collina di Servola", che si affaccia sull'area portuale nella omonima area.

La pianta della paratia è riportata a seguire; lo sviluppo è definito dalla linea rossa tratteggiata. La paratia avrà la funzione di conterminare le acque di falda derivanti dalla zona a monte: dovrà quindi essere impermeabile, e staticamente idonea a sostenere il terreno della scarpata nelle successive fasi dei lavori, in cui si prevede lo scavo a valle per la realizzazione del nuovo tratto ferroviario.

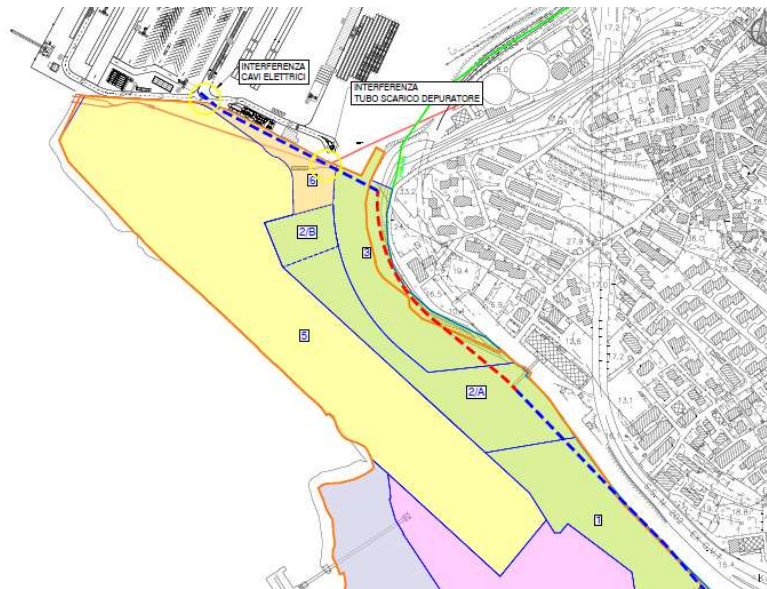


Figura 1-1: Planimetria dell'intervento (in linea rossa tratteggiata la paratia).

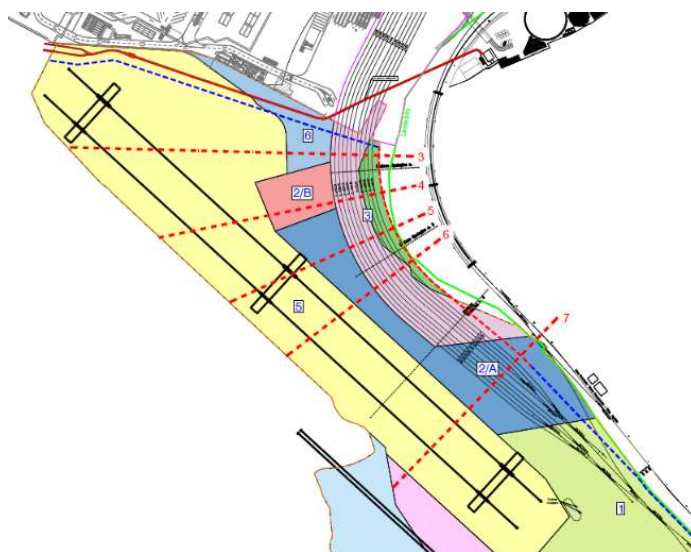
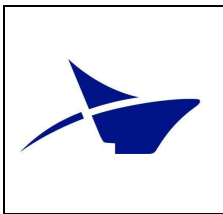


Figura 1-2: Planimetria dell'intervento: posizione delle sezioni considerate.



Si considerano, nel calcolo, le seguenti sezioni:

- Sezioni denominate "4-5", caratterizzate dalla massima altezza della paratia: rappresenta la zona in cui la paratia ha un'altezza fuori terra variabile da 8 a 12m;
- Sezioni denominate "3-6", caratterizzate dalla minima altezza della paratia: rappresenta la zona in cui la paratia ha un'altezza fuori terra variabile da 3 a 5m;
- Sezioni intermedie della paratia, tra la "3-6" e la "4-5": il dislivello del terreno è compreso tra i 5 e gli 8m.

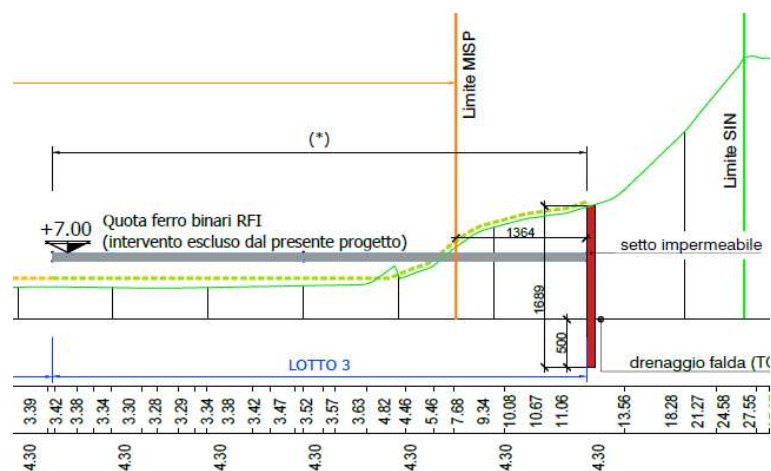


Figura 1-3: Sez. tipo nel tratto di minima differenza di quota tra monte e valle- sez.3.

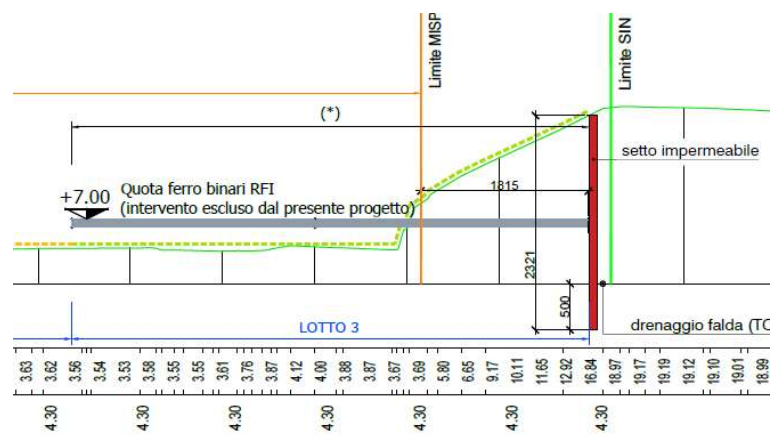



Figura 1-4: Sez. tipo nel tratto di massima differenza di quota tra monte e valle- sez.5.

L'opera, costituita da pali secanti in c.a. di diametro 880mm, sarà tirantata nel tratto di massimo scavo, ovvero dove la differenza di quota finita tra il terreno di monte e valle è superiore a 8m; l'opera avrà carattere permanente e assolverà le funzioni statiche di sostegno del terreno.

Vi sarà, ove prevista, una sola fila di tiranti in barre autoperforanti, ad iniezione del tipo IGU, di lunghezza complessiva 12m. I tiranti saranno posti a quota costante rispetto alla sommità della

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 6 di 53</p>
---	---	---------------------

paratia (che sarà a sua volta a quota variabile). I tiranti saranno passivi ed avranno funzione permanente.

I pali secanti Ø880 saranno posti ad interasse 0.65m; i pali secondari saranno armati con gabbia metallica in barre e spirale in acciaio da c.a., mentre i primari saranno non armati. La tecnologia costruttiva adottata consente inoltre di creare una barriera impermeabile, e avrà pertanto anche funzione di conterminazione delle acque potenzialmente inquinate provenienti da monte.

Sarà previsto inoltre un sistema di captazione e drenaggio di tali acque a monte, costituito da una serie di dreni verticali e da un elemento collettore suborizzontale nella parte inferiore.

La massima altezza di scavo è pari a 13.5m, nella fase intermedia dei lavori per la realizzazione del rilevato, prima del successivo rinterro. Il massimo dislivello di progetto tra monte e valle, in fase finale, è invece pari a circa 12.0m.

I pali avranno massima lunghezza pari a 24.0m. I tiranti, in barre autoperforanti del tipo Ischebeck Titan 40/20 (sezione tubolare, con diametro esterno di 40mm e interno di 20mm), o equivalenti, saranno in acciaio zincato, con diametro di perforazione in roccia di diametro 90mm. La lunghezza complessiva è di 12m (di cui almeno 3m in flysch integro) e interasse pari a 3.9m.

La trave di ripartizione sarà in c.a., di dimensione 30x60cm, armata con 3+3 Ø20mm longitudinali e staffe Ø10/20.

I tiranti saranno passivi e avranno funzione permanente; dovrà essere garantita la protezione delle barre dei tiranti (tramite la corretta iniezione a tutta lunghezza della malta/boiaccia, la realizzazione quindi dell'adeguato copriferro della barra e la protezione della testa di ancoraggio) nei confronti della corrosione dovuta alle correnti vaganti.

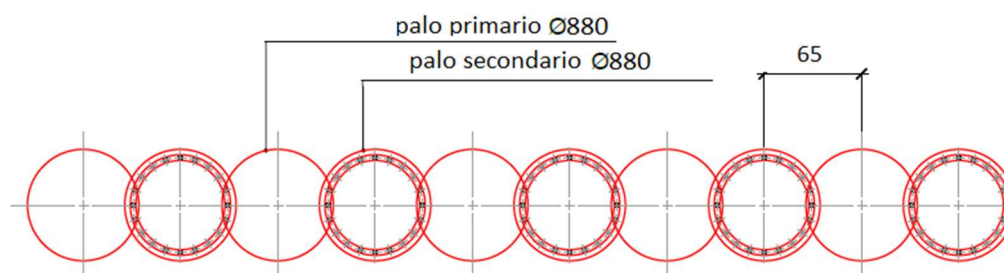


Figura 1-5: Pianta dei pali secanti.



Relazione di calcolo paratia di conterminazione


Descrizione	Unità di misura	TITAN 30/16	TITAN 30/14	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 73/35	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 127/103
Diametro nominale esterno	mm	30	30	30	40	40	52	73	73	73	73	103	103	127
Diametro nominale interno	mm	16	14	11	20	16	26	56	53	45	35	78	51	103
Sezione effettiva A_{we}	mm ²	340	375	415	730	900	1250	1360	1615	2239	2714	3140	5680	3475
Carico di rottura F_u	kN	245	275	320	540	660	925	1035	1160	1575	1865	2270	3660	2320 ⁶
Forza di snervamento al 0,2 % $F_{0,2}$ (fragile al 50%)	kN	190	220	260	425	525	730	830	970	1270	1430	1800	2670	2030
Resistenza caratteristica R_{yk} secondo omologazione (fragile al 5%) ¹⁾	kN	155 ²⁾	195 ³⁾	225 ⁴⁾	372	465	620	695 ⁵⁾	860	1218 ⁶⁾	1386 ⁷⁾	1550	2325	1800 ⁸⁾
Rigidità assiale $A_w E^{21}$	10 ³ kN	63	69	83	135	167	231	251	299	414	502	580	1022	640
Rigidità alla flessione $A_w I^{22}$	10 ⁶ kNm ²	3,7	3,8	5,2	15	17	42	125	143	178	185	564	794	1163
Peso	kg/m	2,7	2,87	3,29	5,6	7,17	9,87	10,75	13,2	17,8	21,2	25,3	44,6	28,9
Lunghezze standard	m	3	3/4	2/3/4	3/4	2/3/4	3	6,25	3	3	4	3	3	3
Riflettura sinistrorsa/ destrorsa	-	sin.	sin.	sin.	sin.	sin.	sin. e des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.

Continuare di pagina

Figura 1-6 Caratteristiche delle barre autopercoranti scelte.

Il progetto delle strutture è condotto ai sensi delle nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" introdotte dal D.M. 17/01/2018.

La vita nominale dell'opera è di 100 anni, con classe d'uso IV.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione di calcolo paratia di conterminazione	Pag. 8 di 53
---	--	--------------

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.


Legge 2 febbraio 1974 n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

D.M. 17 gennaio 2018 - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

Circolare n. 7 del 21.01.2019 - “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

UNI EN 1992-1-1:2005 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1993-1-1:2005 - “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio” - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 9 di 53</p>
---	---	---------------------

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Calcestruzzo per pali secanti:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa} \quad (\text{C32/40})$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XS1** come definita dalla Norma UNI EN 206/14 e UNI 11104/16, con **classe di consistenza S5**. Copriferro minimo 35 mm.

Malta per iniezione delle barre autoporforanti:

Si impiega una malta cementizia avente classe equivalente minima di resistenza (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad (\text{C25/30})$$

La miscela sarà confezionata secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XS1**, così come definita dalla Norma UNI EN 206/14 e UNI 11104/16. La miscela sarà in ogni caso additivata con antiritiro accelerante, tipo "Flowcable" o similare.

Acciaio da c.a.:

Per le armature in barra si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo:

B450C

controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per eventuali carpenterie metalliche e piastrame:

Si impiega un acciaio tipo:


S355 J0

conforme a quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 al p.to 4.2.1.1, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 10 di 53</p>
---	---	----------------------

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Saldature:

Le saldature eseguite in officina e/o in cantiere, a cordone d'angolo, a parziale o a piena penetrazione secondo le indicazioni di progetto, devono essere conformi a quanto previsto nelle NTC 2018. Nel calcolo della resistenza di progetto delle unioni si adotta il coefficiente di sicurezza $\gamma_{m2}=1.25$.


Acciaio per barre filettate e bulloni (collegamenti)

Le barre filettate e i bulloni di serraggio utilizzati per i collegamenti tra elementi metallici hanno le seguenti caratteristiche minime di resistenza:

classe 8.8 per elementi principali $f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

La classe di esecuzione delle strutture in carpenteria metallica è EXC4.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 11 di 53</p>
---	---	----------------------

4 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

L'intervento in progetto è compreso tra i lavori di messa in sicurezza permanente dell'area precedentemente occupata dall'acciaieria Arvedi (c.d. "Ferriera di Servola").

L'area è stata negli anni variamente indagata, con tecniche diverse e in più punti.

In particolare, per l'opera in esame, si fa riferimento alla campagna di indagini svolta per la realizzazione del nuovo asset ferroviario che collegherà le zone comprese tra il bivio Cantieri e le aree in concessione a HHLA-PLT, la stazione di Servola e l'acciaieria Arvedi.

Dalla relazione geologica delle prove eseguite per la realizzazione delle opere in esame, si estraggono i risultati delle indagini geognostiche che interessano l'area dove verrà realizzata la paratia.

4.1 Inquadramento geologico

Si richiamano i passaggi della relazione geologica a firma del dott. prof. geol. Andrea Borgia sulla geologia generale e locale della collina di Servola:

- §3.3 in merito all'assetto geolitologico e litostratigrafico generale dell'area che include i riferimenti ai seguenti litotipi:
 - Riporti antropici
 - Depositi quaternari di origine continentale e/o sedimenti marini
 - Flysch
- §3.3.3 e § 3.3.4 per quanto riguarda lo specifico del flysch e il suo assetto giaciturale

Limitatamente alla zona in esame, e sulla base dei risultati delle indagini svolte a ridosso di questa, si osserva come l'acqua si sia rinvenuta già all'interno dell'ammasso roccioso flyschoidale. La tipologia del substrato, e le sue caratteristiche, lasciano pensare che trattasi non di falda, ma di venute d'acqua che scorrono negli interstizi propri dell'ammasso fessurato.

Il progetto prevede l'installazione di un sistema di drenaggio subito a monte della paratia, per captare dette acque. Tuttavia, data la variabilità del livello di falda a monte della paratia e il fatto che definire un livello di falda fisso a monte, in questa fase, significherebbe vincolare sin d'ora le prestazioni idrauliche del sistema di drenaggio della paratia, nel calcolo a seguire si assume cautelativamente che la falda abbia dislivello monte-valle massimo, ovvero pari a:

- quota a valle pari a +0.00m l.m.m.,
- quota a monte pari a +8.00m l.m.m., che è la quota media del p.c. della galleria di Servola, che si trova subito a monte della paratia. Di fatto questa costituisce una sorta di "dreno" per le acque di infiltrazione, e valori del livello di falda superiori al suo piano

di scorrimento sarebbero da associare a fenomeni di allagamento del manufatto, con conseguente allontanamento delle acque e limitazione all'innalzamento del livello di falda.

Inoltre, indagini in sito hanno evidenziato come la scarpata del pendio che dovrà essere conterminato e sostenuto dalla paratia in esame, è caratterizzata da flysch spesso affiorante; gli strati di arenaria hanno potenza di circa 30cm, tutti con giacitura a reggipoggio, immersioni variabili da 50° a 60° (verso E-NE) e inclinazione degli strati sull'orizzontale variabile da 20° a 35°.



Figura 4-1: esempio di struttura flyschoida affiorante rilevata in sito

4.2 Indagini in sito

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito sono stati presi in considerazione i seguenti sondaggi:

Sondaggio	ETRF00		Gauss-Boaga		Quota (m s.l.m.)
	Est	Nord	Est	Nord	
SG004	404671.27	5053171.83	2424689.90	5053197.69	+ 4.28
SG005	404592.37	5053083.14	2424611.00	5053109.00	+ 2.96
SG006	404670.37	5052941.64	2424689.00	5052967.50	+ 3.18
SG007	404706.67	5052916.84	2424725.30	5052942.70	+ 3.15
SG011	404694.38	5053035.65	2424713.01	5053061.45	+ 26.25
SG012	404706.55	5052946.05	2424725.18	5052971.84	+ 6.05

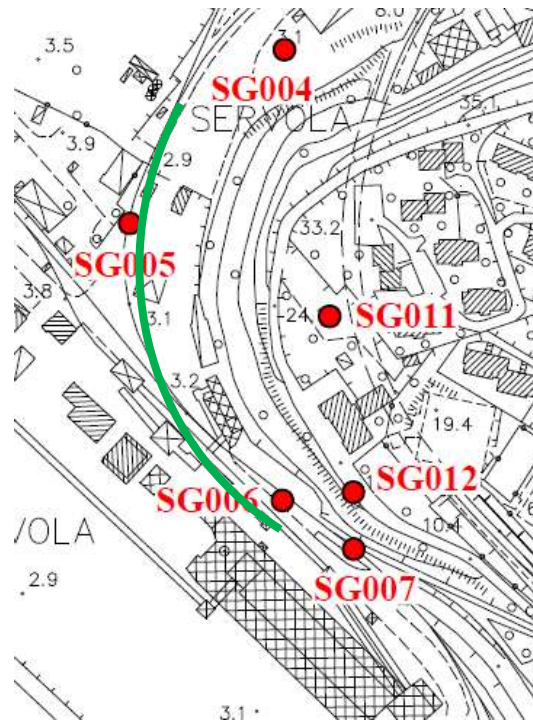



Figura 4-2: Ubicazione prove (in rosso) e posizione della paratia (in verde).

Le prove eseguite riportano le seguenti stratigrafie:

- **SG004** – a nord dell’opera: p.c. +4.28m
Stratigrafia: ~ 1.0m riporto
~ 3.5m limo-sabbioso argilloso
~ 7.5m flysch alterato
(fine sondaggio)
- **SG005** – a valle dell’opera, circa a 70m dalla stessa (sez. 3-4): p.c. +2.96m
Stratigrafia: ~ 4.0m riporto
~ 1.0m flysch alterato
~ al di sotto: flysch integro
- **SG006** – a valle dell’opera, circa a 23m dalla stessa (sez. 5-6): p.c. +3.18m
Stratigrafia: ~ 2.5m riporto
~ 1.0m flysch alterato
~ al di sotto: flysch integro

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 14 di 53</p>
---	---	----------------------

- **SG007** – a valle dell’opera, sul tratto terminale a sud: p.c. +3.15m
Stratigrafia:
 - ~ 0.5m soletta in c.a.
 - ~ 1.0m blocchi di arenaria
 - ~ 2.0m flysch alterato
 - ~ al di sotto: flysch integro
- **SG011** – a monte dell’opera, circa a 33m dalla stessa (sez. 4-5): p.c. +26.25m
Stratigrafia:
 - ~ 2.0m riporto (compresa pavimentazione superficiale)
 - ~ 1.5m flysch alterato
 - ~ al di sotto: flysch integro
- **SG012** – a valle dell’opera, sul tratto terminale a sud: p.c. +6.05m
Stratigrafia:
 - ~ 1.5m riporto
 - ~ 5.5m flysch alterato
 - ~ al di sotto: flysch integro

A partire da questi dati, riferiti a punti non ubicati lungo lo sviluppo della paratia, si stima la seguente stratigrafia media per le successive analisi dell’opera:


- ~ 2.0m riporto
- ~ 1.5m flysch alterato
- ~ al di sotto: flysch integro

4.3 Parametri geotecnici

Dato il quadro geologico generale dell'area, e visti i dati sul sottosuolo relativi alle indagini eseguite, si ritiene di poter schematizzare la struttura del sottosuolo, per i primi metri, nel seguente modo. I parametri qui riportati sono utilizzati nei calcoli presentati successivamente.

Strato #1 – Strato di riporto

- Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\varphi' = 30^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo di elasticità: $E = 5000 \text{ kPa}$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 15 di 53</p>
---	---	----------------------

Strato #2 – Flysch alterato

Peso di volume: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
 Angolo di attrito: $\varphi' = 24^\circ$
 Coesione efficace: $c' = 40 \text{ kPa}$
 Modulo di elasticità: $E = 150000 \text{ kPa}$

Strato #3 – Flysch integro

Peso di volume: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
 Angolo di attrito: $\varphi' = 25^\circ$
 Coesione efficace: $c' = 150 \text{ kPa}$
 Modulo di elasticità: $E = 250000 \text{ kPa}$


Mentre per il terreno del nuovo rilevato ferroviario si assume quanto segue:

Strato #4 – Riempimento

Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 Angolo di attrito: $\varphi' = 34^\circ$
 Coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$
 Modulo di elasticità: $E = 10000 \text{ kPa}$ (cautelativo)

I parametri assegnati al modello di calcolo sono i seguenti:

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	K_x [m/s]	K_z [m/s]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	$E_{vc} = 4000$ $E_{ur} = 12000$
	riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	$E_{vc} = 5000$ $E_{ur} = 8000$
	flysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	$E_{vc} = 150000$ $E_{ur} = 240000$
	flysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	$E_{vc} = 250000$ $E_{ur} = 400000$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 16 di 53</p>
---	---	----------------------

5 DATI DI CALCOLO

Si riassumono di seguito le principali caratteristiche geometriche e di calcolo dei vari elementi strutturali:

Paratia di pali secanti sez. 4-5 (massima altezza)


Altezza massima di scavo	13.5 m
Diametro di perforazione pali	880 mm
Lunghezza	24.0 m
Interasse pali	0.65 m
Livelli di contrasto	1
Interasse tiranti	3.9 m
Travi di ripartizione in c.a.	30x60cm

Paratia di pali secanti sez. intermedie (altezza intermedia)

Altezza massima di scavo	9.5 m
Diametro di perforazione pali	880 mm
Lunghezza	20.0 m
Interasse pali	0.65 m
Livelli di contrasto	nessuno

Paratia di pali secanti sez. 3-6 (minima altezza)

Altezza massima di scavo	6.5 m
Diametro di perforazione pali	880 mm
Lunghezza	17.0 m
Interasse pali	0.65 m
Livelli di contrasto	nessuno

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 17 di 53</p>
---	---	----------------------

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi e delle azioni agenti sulle strutture in progetto. Laddove non specificato, sono stati assunti i seguenti pesi specifici per i materiali:

- calcestruzzo armato $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- acciaio $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.1 Sovraccarichi verticali

Nelle sezioni di calcolo il terreno a monte della paratia è modellato con la sua "pendenza" naturale.

A questo si sommano gli effetti dei carichi variabili posti a tergo della paratia, pari a:

- a. un sovraccarico di 2 kPa nelle zone di terrapieno non occupate dalla strada di servizio all'area portuale/ferroviaria;
- b. un sovraccarico di 20 kPa in corrispondenza della strada di servizio.

Sulla paratia agisce inoltre il carico permanente del rivestimento in spritz beton (con r.e.), previsto su tutta l'altezza "a vista" dell'opera, con spessore massimo di 15cm e peso di volume di 25 kN/mc.

6.2 Azioni orizzontali

6.2.1 Spinta del terreno

Le paratie di pali subiscono lateralmente una spinta non equilibrata da parte del terreno; l'azione di spinta statica orizzontale delle terre è definita dalla nota formula:

$$\sigma_h(z) = \gamma * K * z$$

in cui γ = peso specifico del terreno

K = coefficiente di spinta, variabile a seconda che il terreno a tergo della paratia si trovi in condizioni di riposo o in condizioni di spinta attiva/passiva (calcolato automaticamente dal software attraverso le relazioni classiche di letteratura)

z = profondità rispetto il p.c.

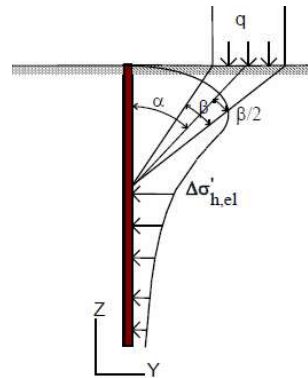
Incremento di spinta dovuto a sovraccarichi

La presenza di generici sovraccarichi distribuiti q agenti a tergo della parete dà luogo ad un incremento di spinta contro la parete stessa. In generale tale azione è valutata dalla relazione:



$$\Delta\sigma_h(z) = q * K$$

In particolare, il carico variabile nastriforme applicato lateralmente all'opera di sostegno, dà luogo ad un incremento delle spinte orizzontali sulla struttura di sostegno, calcolate dal programma secondo la teoria del semispazio elastico omogeneo, con diffusione del carico in profondità con angolo di 45°. L'intensità dell'effetto del sovraccarico sul terreno è espressa dalla relazione:



$$\Delta\sigma'_{h,el} = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta\cos2\alpha)$$

$$\Delta\sigma'_{v,el} = \frac{q}{\pi} (\beta + \text{sen}\beta\cos2\alpha)$$

Nella fase iniziale di analisi, la spinta laterale di calcolo è calcolata come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_{v(\text{step } 1)} + \Delta\sigma'_h$$

Dal secondo step di calcolo, l'incremento di sforzo orizzontale è legato alla variazione di carico verticale $\Delta\sigma'_v$, attraverso il coefficiente di spinta considerato.

6.2.2 Spinta idrostatica

Si assume, secondo quanto già specificato, che a monte dell'opera la falda si attesti a quota +8.0m l.m.m., mentre a valle della stessa, cautelativamente, la si è assunta a +0.00 l.m.m. (livello mare).

6.3 Azione sismica

Di seguito si riportano i parametri per la valutazione dell'azione sismica adottati successivamente nel calcolo.

Vita nominale:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Classe d'uso:

$$IV \rightarrow C_u = 2,0$$

Vita di riferimento

$$V_R = V_N * C_u = 200 \text{ anni}$$

Stato Limite di riferimento:

SLV

Accelerazione di rif. su suolo rigido:

$$a_g = 0.184 \text{ g}$$

Categoria del suolo: B → $S_S = 1,200$

Categoria topografica T1 → $S_T = 1,000$

Fattore di struttura $q = 1.0$ (comportam. elastico, non dissipativo)

Accelerazione di rif. massima al suolo: $a_{max} = 0.2208 \text{ g}$

Si è adottata una categoria di sottosuolo "B" in via cautelativa, tenuto conto che il flysch è sostanzialmente continuo e presente a profondità generalmente inferiore a 3m.

Si riporta di seguito lo spettro elastico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), nelle componenti orizzontale e verticale.

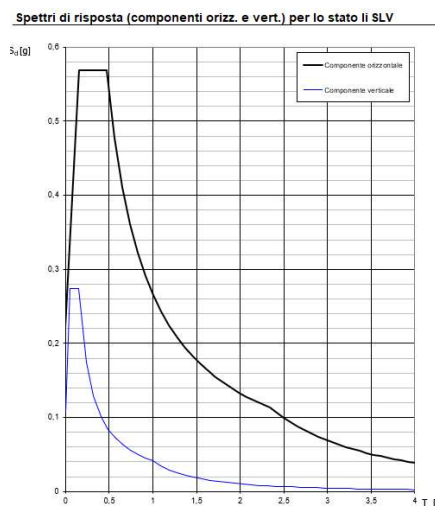


Figura 6-1: Spettro di risposta allo SLV per il sito in esame ($q=1.0$).

L'effetto inerziale sulle masse è quantificabile tramite il coefficiente sismico orizzontale k_h . Nel caso in esame si assume:

$$k_h (g) (SLV) = \alpha * \beta * a_g(g) * S_S * S_T = 0.65 * 0.8265 * 0.179 * 1.479 * 1.00 = 0.172$$

In particolare, per considerare l'effetto inerziale dello spessore del rivestimento in spritz beton (non modellato) si applica una forza distribuita sull'altezza libera del diaframma pari a:

$$F_i (SLV) = 0.172 * 25 * 0.15 = 0.65 \text{ kPa}$$

In condizione ultima SLV, i valori di α e β sono ricavati secondo le prescrizioni della normativa vigente (NTC 2018), considerando uno spostamento permanente massimo di $u_s = 0.01\text{m}$ ($< 0.005 * H \approx 0.06\text{m}$).

L'incremento di spinta sismica del terreno è assegnato come effetto globale di tipo inerziale pseudostatico, associando a tutte le masse del modello un'accelerazione orizzontale pari al coefficiente sismico orizzontale k_h .

7 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO IN FASE DI SCAVO

Si riporta a seguire il calcolo delle sezioni tipo considerate (vd. §1).

Il calcolo è stato svolto per mezzo di un'analisi non lineare per fasi, eseguita con il software Paratie Plus vers. 22.0.8 di Harpaceas srl, software dedicato allo studio dell'interazione terreno-struttura di opere a comportamento flessibile, considerando un modello monodimensionale (sezione di larghezza unitaria).

I pali secanti sono descritti con elementi tipo "beam" e l'interazione con il terreno avviene per mezzo di molle elasto-plastiche aventi comportamento non lineare: il programma permette la variazione della rigidezza (orizzontale) offerta dal terreno in base agli effetti di carico-scarico che il suolo subisce durante le varie fasi di lavoro considerate.

Agli elementi rappresentanti la parete contro terra è possibile applicare vincoli di tipo "tirante": questi sono costituiti da molle elasto-plastiche reagenti solo a trazione, disposte con l'inclinazione propria definita in progetto, e rigidezza variabile in funzione della lunghezza libera dell'elemento, della sua area e del suo interasse orizzontale.

Nella verifica dei tiranti si considera cautelativamente il solo contributo di resistenza del tratto che si trova al di fuori del potenziale cuneo di rottura attiva del terreno. Per determinare il cuneo di rottura, tuttavia, si è considerata una profondità minore della paratia rispetto a quella effettiva (che è necessaria alla funzione di conterminazione della stessa), pari alla minima per soddisfare strutturalmente la condizione di carico e di stabilità della paratia.

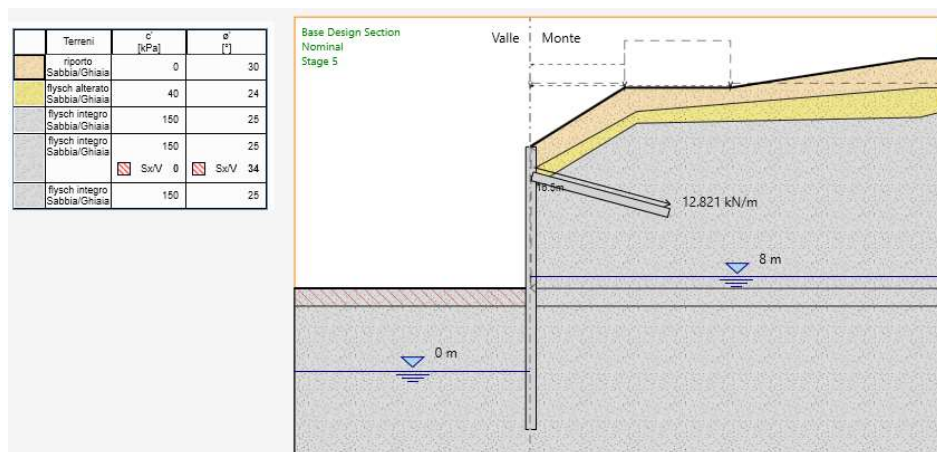



Figura 7-1: immagine del modello della sezione 4-5 estratta dal programma di calcolo

L'azione sismica è applicata al sistema strutturale con il criterio più cautelativo, ovvero ipotizzando che il comportamento dell'opera sia rigido (rispetto il terreno). La spinta sismica è valutata pertanto col metodo di Wood.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 21 di 53</p>
---	---	----------------------





7.1 Sezione 4-5 (altezza massima)

Le sezioni 4 e 5 fanno riferimento ai tratti di paratia con dislivello massimo (differenza tra quota finita del rilevato stradale e quota della sommità della paratia), compreso tra 8m e 12m.

Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi:

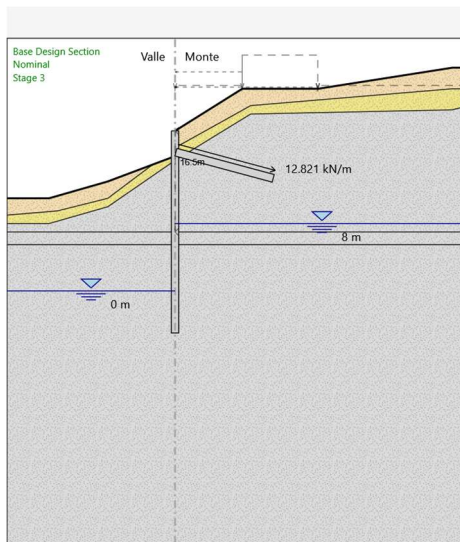
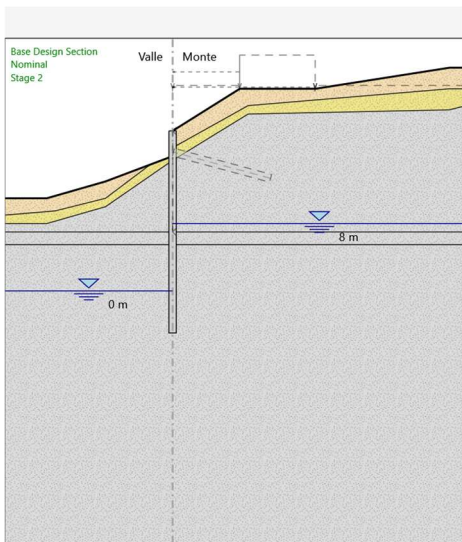
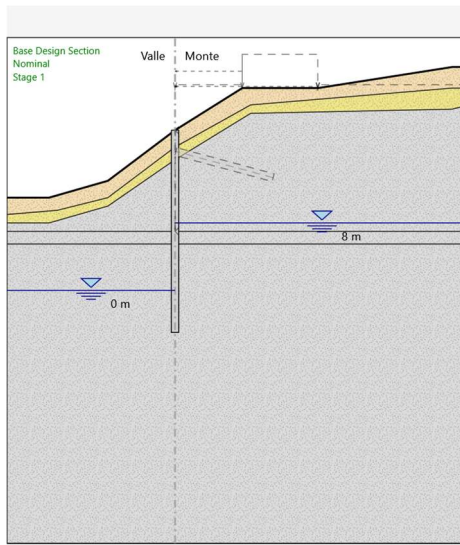
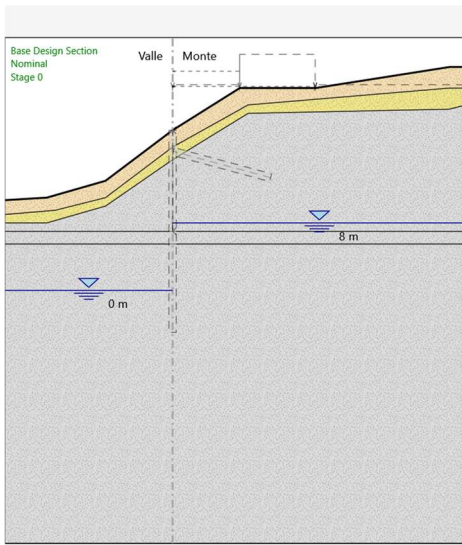
- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia in pali secanti;
- stage2: scavo fino a quota 16.0m l.m.m.. in corrispondenza della paratia, per la realizzazione dei tiranti (in generale -3.0m dalla sommità della paratia);
- stage3: realizzazione dei tiranti in barra autoperforanti a quota 16.5m l.m.m. in corrispondenza della paratia (in generale -2.5m dalla sommità della paratia);
- stage4: scavo fino a quota indicativa +5.5m l.m.m. per la realizzazione del piano ferroviario (-13.5m dalla sommità della paratia, nel punto di massima altezza);
- stage5: realizzazione del piano ferroviario (rilevato, ballast, etc.) fino a quota assoluta +7.0m l.m.m. e realizzazione del rivestimento della paratia con spritz beton, per tutta l'altezza "a vista";
- stage6: applicazione dei carichi esterni e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia;
- stage7: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo, ma incremento del carico orizzontale sulla paratia dovuto al carico inerziale del rivestimento);

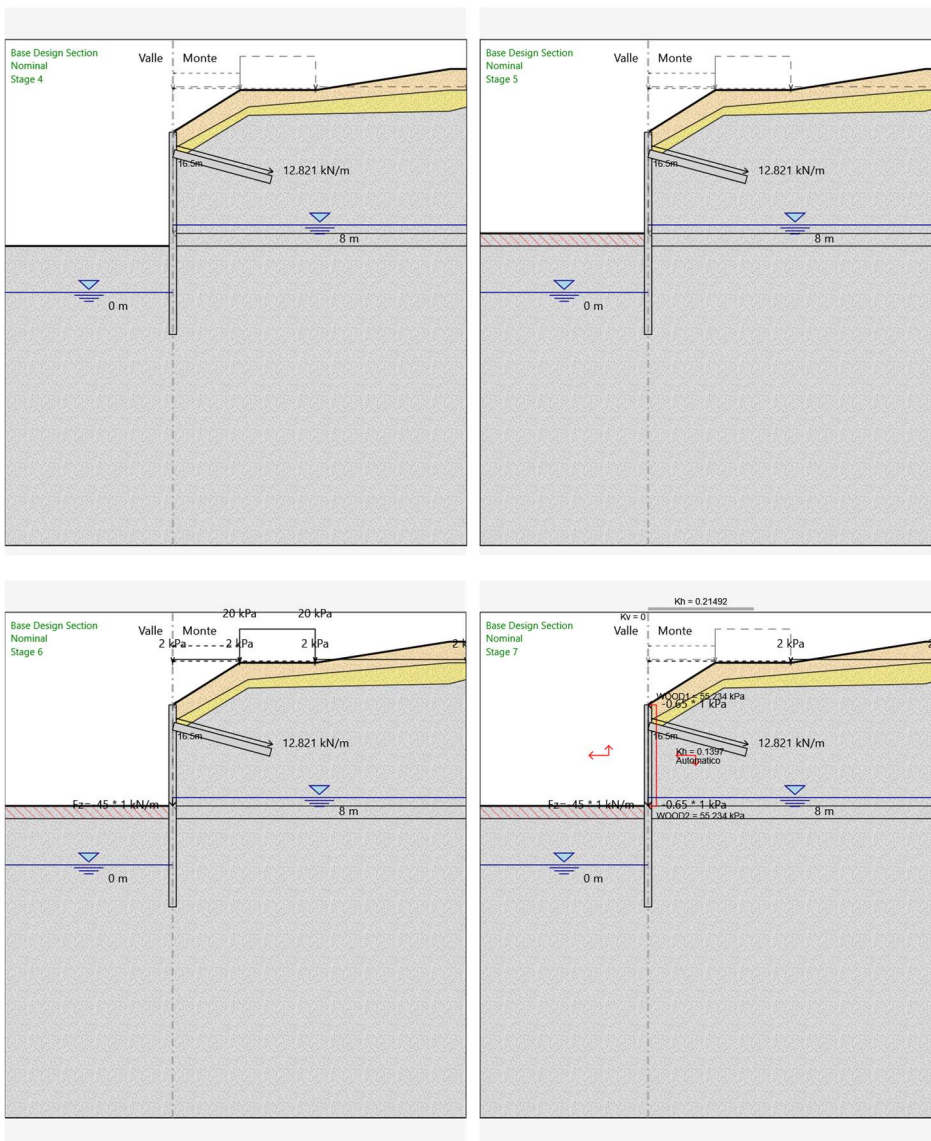
Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi, secondo l'ordine sopra descritto.

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	K_x [m/s]	K_z [m/s]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	$E_{vc} = 4000$ $E_{ur} = 12000$
	riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	$E_{vc} = 5000$ $E_{ur} = 8000$
	fisch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	$E_{vc} = 150000$ $E_{ur} = 240000$
	fisch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	$E_{vc} = 250000$ $E_{ur} = 400000$



Relazione di calcolo paratia di conterminazione





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno


cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

cc3: incremento di spinta dovuto all'azione sismica

Gli effetti sulla paratia sono valutati dal programma in base allo stato deformativo del sistema terreno-struttura.

7.1.1 Combinazioni di carico

Le analisi sono condotte con riferimento a quanto riportato nella vigente normativa tecnica, che prevede le seguenti combinazioni di carico.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 24 di 53</p>
---	---	----------------------

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)

Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica delle paratie agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma.

La combinazione "0" rappresenta la condizione di servizio (stato limite di esercizio, anche definito SLE RR), in cui i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari, così come quelli sui materiali.

Le sollecitazioni di progetto allo SLU (comb. "1") sono ricavate a partire dai valori ottenuti allo SLE (comb. "0") amplificati di 1.4 volte (preso cautelativamente il valor medio tra $\gamma_G = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$, stante che l'effetto della spinta del terreno è sempre predominante rispetto a quello dei carichi accidentali).

Le combinazioni GEO "2" e "4" sono state analizzate riducendo il parametro dell'angolo di attrito interno del terreno (ϕ') con il coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$, come previsto dalla normativa.

7.1.2 Risultati dell'analisi

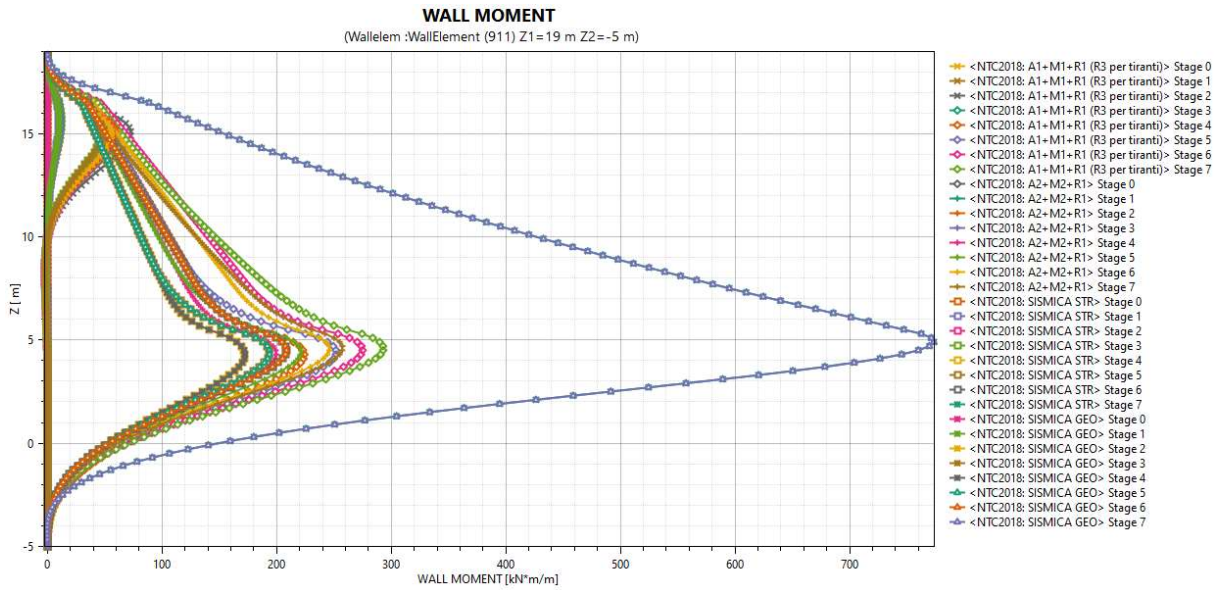
Le figure seguenti riportano i diagrammi del momento flettente sui pali, del taglio e delle reazioni sui vincoli, calcolati per la paratia e relativi agli stage di analisi, per le varie cc di carico.

Massimo momento (SLU-SLV) – stage 7 = 773.5 kNm/m

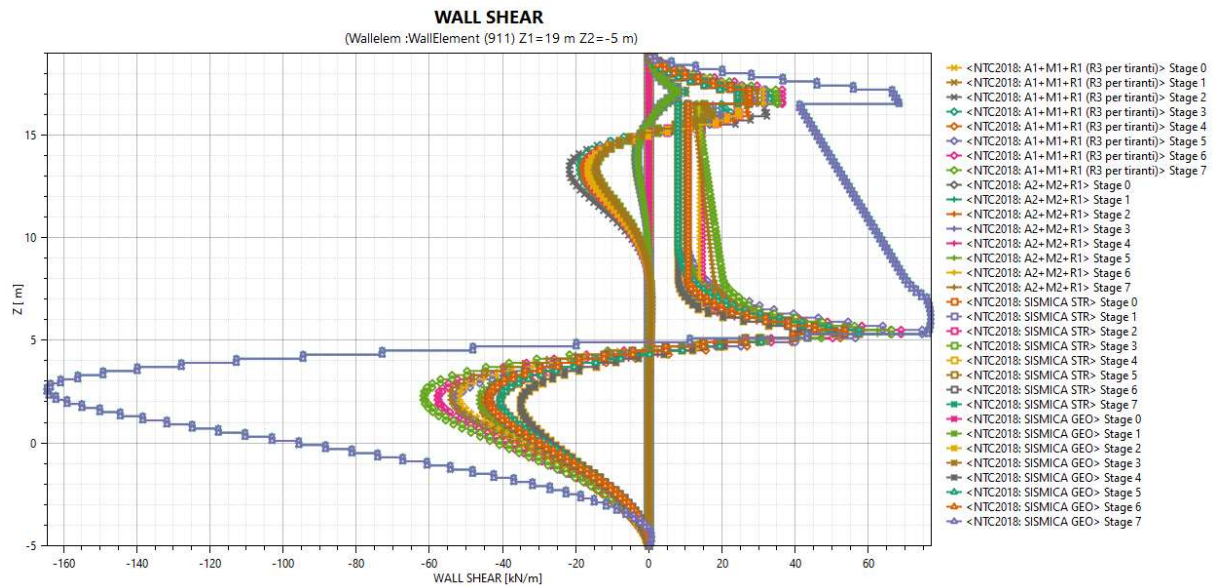
Massimo momento (SLE) – stage 7 = 222.4 kNm/m



Relazione di calcolo paratia di conterminazione



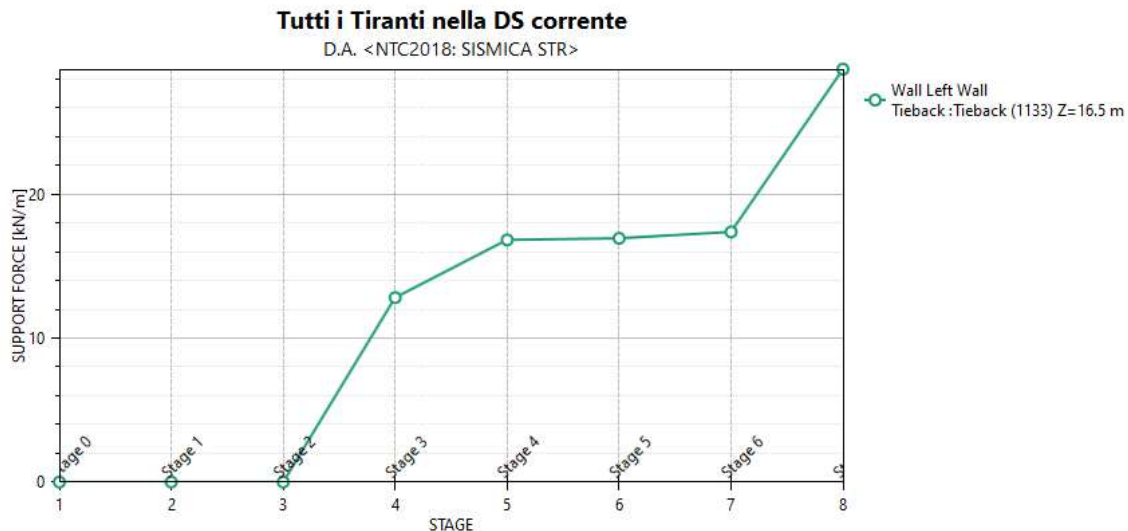
Massimo taglio (SLU-SLV) – stage 7 = 164.55 kN/m



Massima reazione sui tiranti (SLU-SLV)

- Livello 1 (+16.5m da l.m.m.) – stage 7

28.7 kN/m



7.1.3 Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)

La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione del diaframma attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.

7.1.4 Verifica a stabilità del pendio (GEO)

Si riporta a seguire la verifica a stabilità del pendio eseguita con il metodo di Bishop, trascurando sia il contributo del muro (paratia) che quello dei tiranti.

La stabilità del pendio è valutata solo negli step di carico più gravosi, ovvero:

- Massimo livello di scavo (verifica SLU)
- Condizione finale di esercizio dell'opera (verifica sismica SLV).

Le analisi sono svolte utilizzando il metodo dei conci ed in particolare le teorie di calcolo di Bishop, noti nella letteratura tecnica e implementati dal programma di calcolo Paratie Plus.

L'analisi in condizione statica SLU, applicando i fattori parziali A2+M2, è svolta in analogia a quanto descritto in precedenza: la verifica è soddisfatta ottenendo un fattore di sicurezza FOS > 1.1.

In condizione sismica (SLV) si adottano valori unitari dei coefficienti parziali A e M (vd. §7.11.4 delle NTC 2018), ma la verifica risulta soddisfatta con fattore di sicurezza FOS > 1.2.

Le superfici di scorrimento analizzate sono circolari, definite sulla base di una griglia di centri.



Proprietà analisi di stabilità dei pendii

D.S. Base Design Section Fase Stage 7 Eredita le proprietà dalla fase: [dropdown]

Attivo

Metodo di stabilità del pendio Bishop

Definizione Superficie Critica [dropdown]

Massimo numero di iterazioni 100

Tolleranza FS 0.0001

Passo Conci 1 m

Contributo del muro all'analisi di stabilità Considera muro solo come vin.

Controlla inclinazione base conci vs. cuneo attivo / cuneo passivo

Golden Section Search

Aggiusta forze E tra i conci (solo Bishop)

Applica FS alla resistenza GEO dei rinforzi (geogriglie ecc.)

Sisma

$\alpha_{max} / g =$ 0.21492

β 1 k_h 0.21492

k_v 0.10746

R_u 0

Griglia dei Centri

Z min per calcolo raggio massimo	X	Z
Offset da topline per Rmin	2.5 m A	12 m 49.5 m
Numero Raggi	10 B	-31 m 27 m
Densità Griglia dei Centri	10 C	-25.5 m 4.5 m
	D	37.5 m 23 m

Si riporta a seguire la rappresentazione delle superfici di scorrimento analizzate (e griglia dei centri), e a seguire la sola superficie di scorrimento critica (minimo fattore di sicurezza FOS) e il dettaglio delle curve calcolate, per entrambe le condizioni SLU e SLV.

Verifica a stabilità SLU: massimo scavo

$$FOS (Bishop) = 2.644 > 1.10$$

La verifica è soddisfatta.

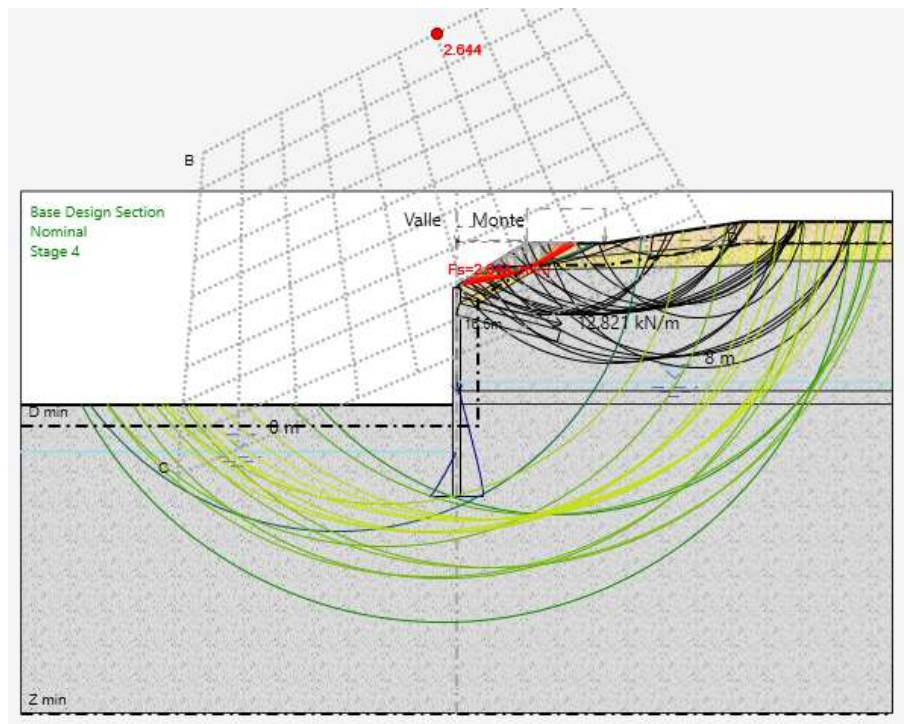


Figura 7-2: Curve di scorrimento analizzate -in rosso quella critica.

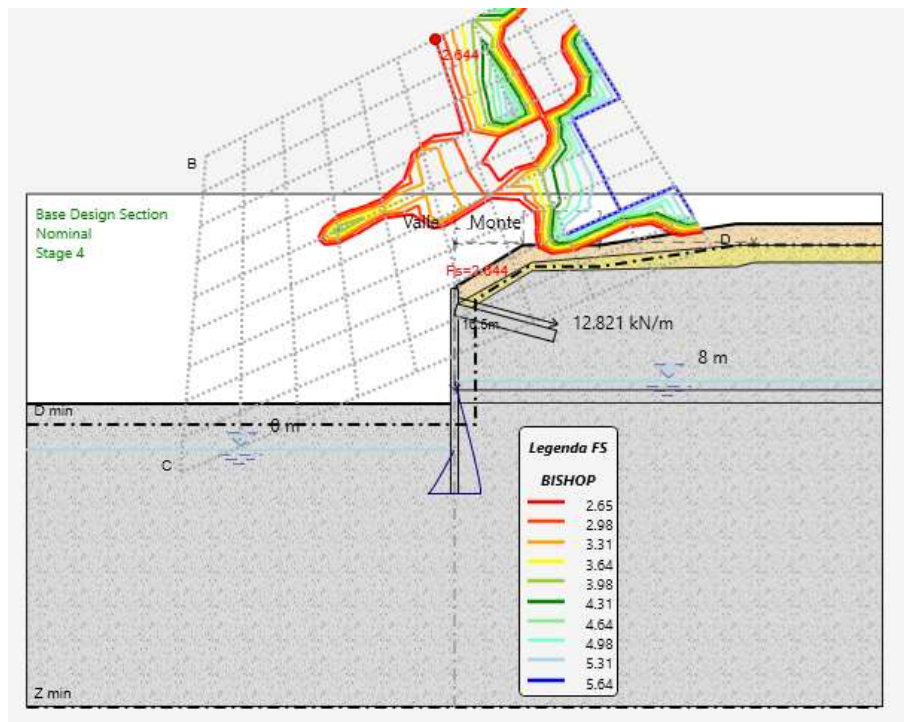


Figura 7-3: Curva di scorrimento critica: dettaglio.

Verifica a stabilità SLV: condizione sismica

$$FOS \text{ (Bishop)} = 1.613 > 1.20$$

La verifica è soddisfatta.

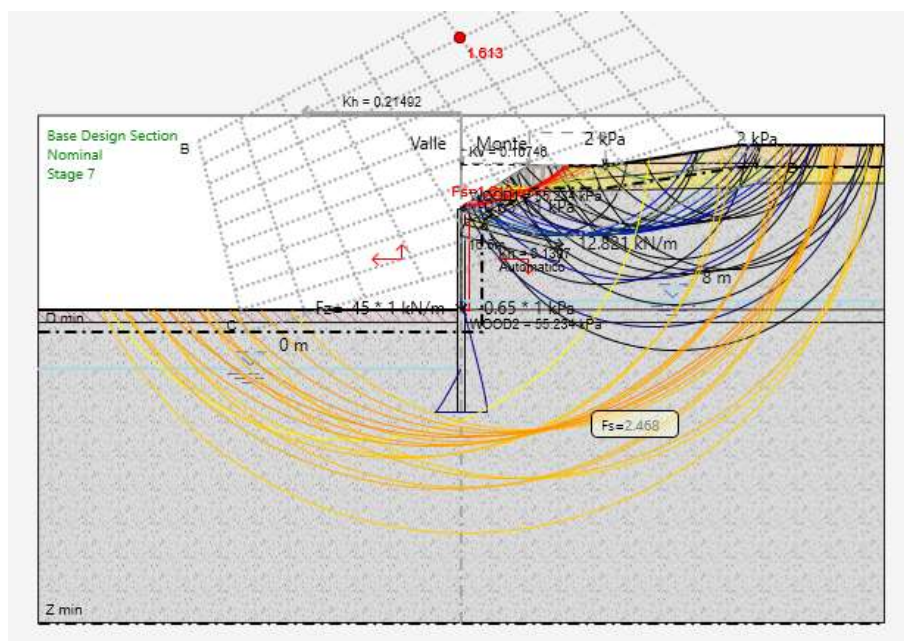
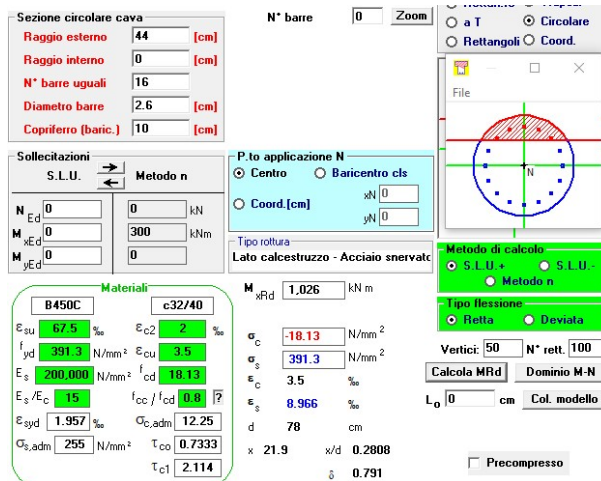


Figura 7-4: Curve di scorrimento analizzate - in rosso quella critica



Metodo di Clarke-Birjandi (1993)		
Raggio sezione c.a.	R	440 mm
Copri ferro (baricentrico)	c	100 mm
Distanza armatura da centro	Rs	340 mm
	sen(α)	0,492
	α	0,51 rad
Area calcestruzzo equivalente	Av	486594 mm ²
Altezza utile equivalente	d	656 mm
Larghezza sez. rettangolare equivalente	bw	741 mm
Sollecitazioni di progetto		
Sollecitazione assiale di progetto compressione (+)	Ned	0,00 kN
Sollecitazione tagliante di progetto	Ved	0,00 kN
Resistenza di elementi con armatura a taglio		
N° bracci armatura trasversale	n°br	2
Diametro armatura trasversale	Øsw	10 mm
Passo armatura trasversale	s	200 mm
Area totale armatura trasversale	Asw	157,1 mm ²
Percentuale meccanica di armatura a taglio	wst	2,29 %
Angolo armatura trasversale rispetto ad asse elemento	α	90 °
	ctg α	0
Angolo puntoni di cls rispetto ad asse elemento	θ	35,0 °
	ctg θ	1,43
Tensione media di compressione (Ned/Ac) < 0.2*fcd	σcp	0,000 MPa
Coeff. Maggiorativo	ac	1,00
Resistenza a taglio-trazione	VRsd	259,31 kN
Resistenza a taglio-compressione	Vrzd	1865,58 kN
Resistenza a taglio con armatura specifica	VRd	259,31 kN

Si omettono le verifiche esplicite allo SLE, che risultano comunque soddisfatte. Si riporta solo la verifica a fessurazione, che risulta soddisfatta.

Il massimo momento SLE è pari a $M_{Ed} = 222.4 * 1.3m = 289.1 \text{ kNm}$,

da cui si ottiene:

$$\sigma_s = 156.5 \text{ MPa}$$

(considerando una sezione equivalente, di dimensioni e armatura cautelativamente ridotte)

$w = 0.1410 \text{ mm} < 0.3\text{mm}$ (per condizioni ambientali aggressive e armatura poco sensibile)

		Armatura		Poco sensibile									
		Cond. Ambientali		Molto aggressive									
B =	0,5 m												
h =	0,65 m												
As1 =	1593 mmq	φ1 = 26 mm	3	d1 = 0,60 m	As,tot = 1593 mmq								
As2 =	0 mmq	0 mm	0		Ac,eff = 0,063								
fck =	32 MPa	φ2 = 20 mm	0	d2 = 0,60 m	dm = 0,60 m								
Es =	206000 MPa	0 mm	0		fctm = 3,02 MPa								
					ro = 0,025								
					αe = 6,178								
Combinazione	tensione acciaio	kt	εsm	εsm	c	k1	k2	k3	k4	φ eq	Δsmax	wd	wlim
	MPa		calc	min	mm					mm	mm	mm	mm
E-RR	156,5	0,6	0,00036	0,000456	40	0,8	0,5	3,4	0,425	26,0	309	0,1410	0,3

7.1.5.2 Verifica dei tiranti (GEO-STR)

I tiranti di ancoraggio hanno funzione permanente per l'ancoraggio della struttura di conterminazione. Sono passivi, realizzati con barre autoperforanti del tipo Ischebeck Titan 40/20, o equivalenti, con testa di perforazione di diametro 90mm.



Ai fini delle verifiche si considera una lunghezza efficace di ancoraggio ridotta rispetto alla lunghezza complessiva dell'elemento (solo il tratto al di fuori dell'ipotetico cuneo di spinta). L'interasse è pari a 3.9m e i tiranti verranno realizzati attraversando i pali primari non armati, ancorati per mezzo di un cordolo orizzontale in c.a. con funzione di ripartizione dei carichi.

Tirante livello 1: -2.5m dalla sommità paratia (quota ass. min/max +16.5m s.l.m.m)

lunghezza totale: 12m

lunghezza efficace: 3m

inclinazione 15°

massima trazione: $N_{Ed} = 28.7 \cdot 3.9m = 111.9 \text{ kN}$

Facendo riferimento ai grafici di Bustamante e Doix (curva per marne e calcari, cautelativamente SG.2, iniezione globale unica del bulbo di fondazione IGU a bassa pressione), si considera un valore di resistenza tangenziale limite q_s all'interfaccia tra il bulbo di fondazione e il terreno pari a 0.45 MPa.

Fattore di correlazione da normativa (cautelativamente 2 verticali indagate): $\xi_a = 1.75$

Coeff. maggiorativo del diametro di perforazione

$\alpha = 1.0$

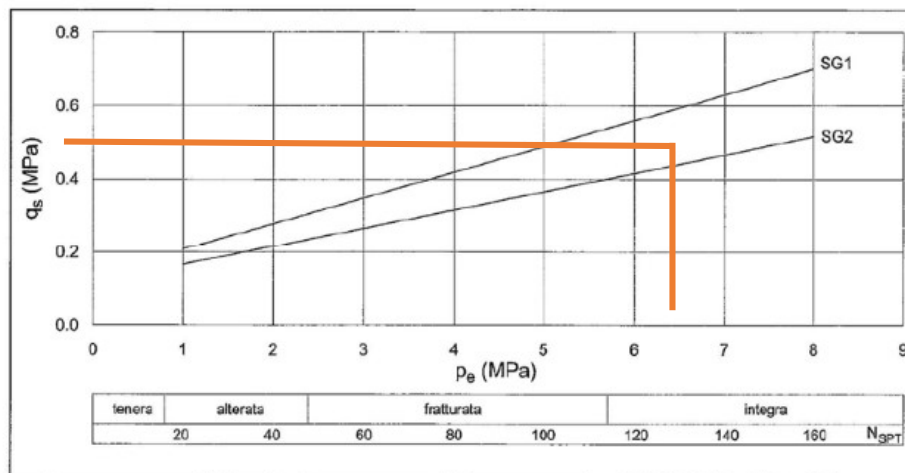


Figura 7-6: Resistenza unitaria limite a sfilamento del bulbo di fondazione di un tirante (grafico di Bustamante e Doix - curva per marne e calcari)

La resistenza a sfilamento del bulbo di fondazione del tirante dal terreno è pari a:

Tirante livello 1: $R_{a,d} = 181.8 \text{ kN} > N_{sd,max} = 111.9 \text{ kN}$

Le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

Di seguito si riportano i format di calcolo utilizzati per la verifica GEO dei tiranti di ancoraggio.



Relazione di calcolo paratia di conterminazione

Verifica GEO a sfilamento bulbo-terreno		
Tipologia Terreno	Rocce alterate	
Angolo d'attrito efficace terreno	ϕ'	25,0°
Coazione efficace terreno	c'	150 kPa
Coazione non drenata terreno	c_u	0 kPa
Tecnica di iniezione bulbo		IGU
Curva di riferimento (Bustamante&Doix, 1985)		SG.2
Interasse tiranti [m]	i	3,90 m
Lunghezza bulbo di fondazione	L_f	3,00 m
Diametro nominale perforazione	D	0,09 m
Coeff. maggiorativo diametro (Bustamante&Doix, 1985)	α	1
Numero verticali di indagine		2
Pressiometro di Ménard (pressione limite med./min.)	p_l	- MPa
Standard Penetration Test (med./min.)	N_{spt}	-
Resistenza laterale unitaria (med./min.) (Bustamante&Doix, 1985)	q_s	450 450 kPa
Utilizzare fattore di efficienza?	No	
Fattore di efficienza (Barley, 1995)	f_{eff}	1,00
Tiro iniziale di progetto	T_0	0 kN
Reazione inclinata max. SLU (A1-M1)	r	kN/m
Reazione orizzontale max. SLU (A1-M1)	r_h	0,0 kN/m
Reazione verticale max. SLU (A1-M1)	r_v	0,0 kN/m
Forza assiale max. SLU (A1-M1)	$N_{sd,max}$	0,0 kN
Resistenza a sfilamento di calcolo (med./min.)	$R_{a,c}$	381,7 381,7 kN
Fattore di correlazione (med./min.)	ξ_{a3}/ξ_{a4}	1,75 1,7
Resistenza a sfilamento caratteristica	$R_{a,k}$	218,1 kN
Fattore parziale di sicurezza globale (R3)	γ_{Ra}	1,2
Resistenza a sfilamento di progetto	$R_{a,d}$	181,8 kN

Approccio A1-M1-R3

γ_G sfav	1,3
γ_Q sfav	1,5

	γ_R
Permanente	1,2
Temporaneo	1,1

	$R_{a,d}$ [kN]	N_{sd} [kN]	FS
Verifica a sfilamento bulbo-terreno	181,76	> 111,90	1,624

La resistenza è inoltre superiore al massimo carico di collaudo (pari a 1.2 volte il carico in esercizio), pari a $17.6 \cdot 3.9 \cdot 1.2 = 82.4$ kN.

Verifica a trazione della barra di armatura (STR):

L'armatura dei tiranti è costituita da una barra di diametro esterno/interno 40/20mm in acciaio S460.

La resistenza a trazione (snervamento) della barra viene desunta dalla scheda tecnica del produttore (resistenza caratteristica con frattile al 5%), ridotta di un coefficiente di sicurezza (coefficiente γ previsto dalle NTC 1018 per le strutture in acciaio).

Anche l'area effettiva di calcolo viene determinata a partire dalle schede tecniche del produttore.

Si ottiene pertanto:

$$N_{Rd} = 372/1.05 = 354.3 \text{ kN} \gg N_{sd,max} = 111.9 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

7.1.6 Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)

Di seguito si riporta la deformata della paratia per la combinazione 0 (SLE).



Lo spostamento massimo orizzontale è di 18mm in sommità: tale valore, che si sviluppa prevalentemente al raggiungimento della massima altezza di scavo (per la realizzazione del rilevato), è compatibile con l'uso dell'opera e potrà essere quasi completamente "recuperato" con la realizzazione della rifodera.

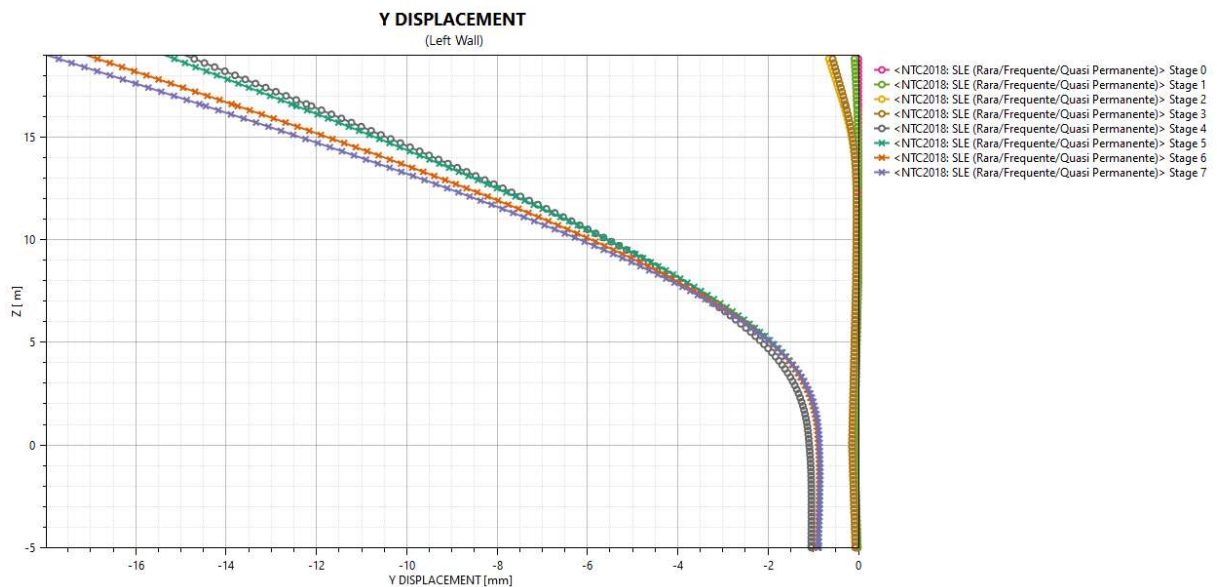


Figura 7-7: def. orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.

7.1.7 Verifica delle travi di ripartizione (STR)

La trave di ripartizione in corrispondenza dei tiranti è costituita da un cordolo in c.a. di dimensioni 30x60cm e con la seguente armatura:

Sez. dim. 30x60cm

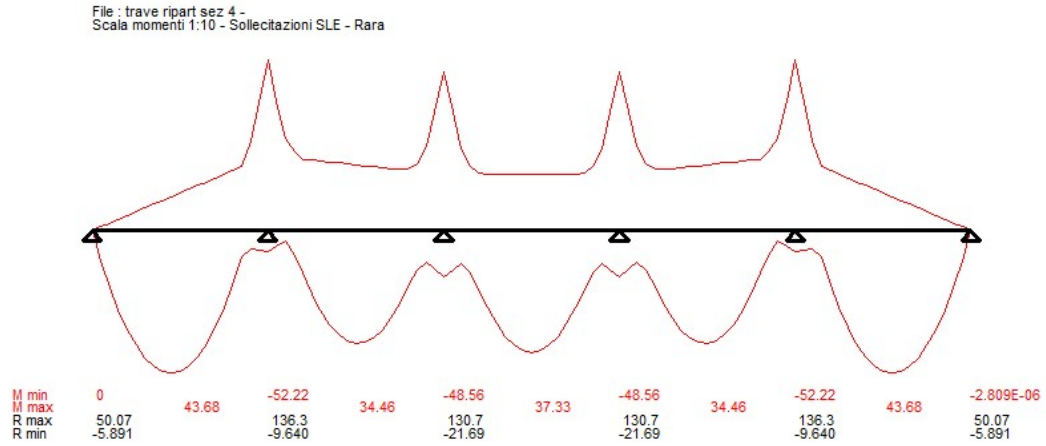
Armatura longitudinale 4+4 Φ 16 (3 esterni + 3 interni)

Staffe Φ 10/20

Lo schema statico utilizzato è quello di un'asta su più appoggi (in questo caso ipotizzati 6, per rappresentare in maniera efficace le sollecitazioni sulla trave di ripartizione sia delle campate di estremità sia di quelle intermedie), con luci pari all'interasse tra i tiranti, ovvero 3.9m. Il carico uniformemente distribuito di progetto è pari a 23.5 kN/m allo SLU/SLV. Le massime sollecitazioni di verifica calcolate con il programma di calcolo "Trave con dwg" del prof. Gelfi, sono pari a:



Momento flettente SLU [kNm]:



$M_{Ed} = -52.22/+43.68 \text{ kNm} < M_{Rd} = +/-72 \text{ kNm}$

La verifica è soddisfatta.

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	30	1	8	7
			2	8.04	23

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baicentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 72.99 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{pyd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 11.35 ‰
d 23 cm
x 5.421 w/d 0.2357
δ 0.7346

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione
Retto Deviato

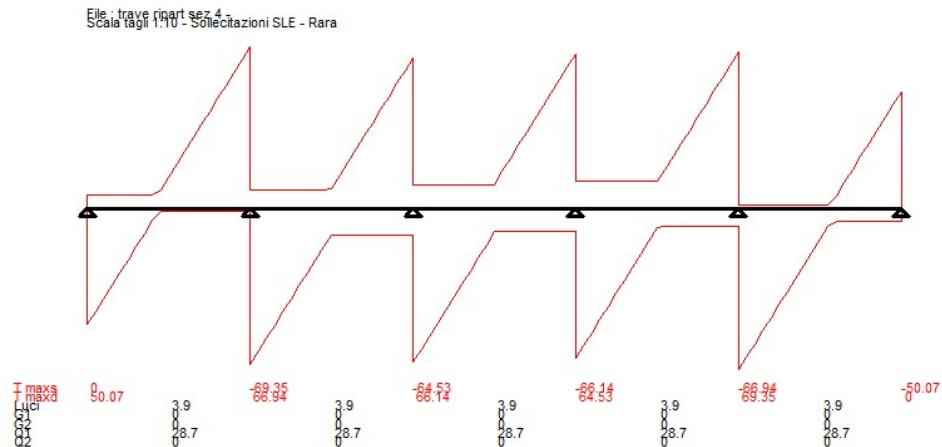
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 7-8: Format di calcolo.



Relazione di calcolo paratia di conterminazione

Taglio [kN]:



Il taglio sollecitante massimo è pari a $V_{Ed} = 69.35$ kN

La resistenza a taglio V_{Rd} della sezione è pari a:

$$V_{Rd} = 84 \text{ kN,}$$

superiore all'azione sollecitante. La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio per sezioni rettangolari secondo le NTC 2018					
base	600 mm				N. barre zona tesa
altezza	300 mm	d	230 mm		Φ8 = 0
fck	32.0 MPa	As	800 mm ²		Φ10 = 0
fyk	450 MPa	θ	45.00 °		Φ12 = 0
fyd	391 MPa				Φ14 = 0
γ _c =	1.50	COEFF.	0.9	±0.8 per sezioni in cond. sismiche	Φ16 = 4
γ _s =	1.15			±0.9 altrove	Φ18 = 0
					Φ20 = 0
					Φ22 = 0
Armatura					Φ24 = 0
staffe	As	78 mm ²			Φ26 = 0
	passo	200 mm			Φ28 = 0
	n	2.00			Φ30 = 0
	d,staffe	230 mm			Φ32 = 0
	piegati	As	452 mm ²		
		alfa	45 °		
		passo	500 mm		
		n	0.00		
		d,pieg	670 mm		
Carico assiale	N=	0 kN			
Resistenza SENZA armatura a taglio		$V_{RD1} =$	84.7 kN		$v = 0.614$ N/mm ²
Resistenza CON armatura a taglio		$V_{RSD,st} =$	63 kN		$V_{ed} = 0.458$ N/mm ²
		$V_{RCD,st} =$	563 kN		

Nella c.c. SLE (rara), il carico trasmesso dal tirante è pari a 17.6 kN/m, e dà luogo nel cordolo di ripartizione ad un momento flettente massimo di:

$$M_{Ed,SLE} = 32.02 \text{ kNm}$$

da cui si ottiene:

$$\sigma_c = - 6.57 \text{ MPa} < 0.45 \cdot 32 = 14.4 \text{ MPa} \text{ (limite maggiormente restrittivo nella verifica delle tensioni in cc quasi permanente, già soddisfatto in cc SLE rara)}$$

$\sigma_s = 197 \text{ MPa} < 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$ (limite nella verifica delle tensioni in cc rara)

Anche la verifica alla fessurazione è soddisfatta già in cc SLE rara ($w < 0.3 \text{ mm}$ già in cc rara).

<p>B = 0,6 m</p> <p>h = 0,30 m</p> <p>As1 = 804 mmq</p> <p>As2 = 0 mmq</p> <p>fck = 32 MPa</p> <p>Es = 206000 MPa</p>	<p>N.°</p> <table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>$\phi_1 = 16 \text{ mm}$</td> <td>4</td> <td>$d_1 = 0,23 \text{ m}$</td> </tr> <tr> <td>0 mm</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\phi_2 = 20 \text{ mm}$</td> <td>0</td> <td>$d_2 = 0,23 \text{ m}$</td> </tr> <tr> <td>0 mm</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>	$\phi_1 = 16 \text{ mm}$	4	$d_1 = 0,23 \text{ m}$	0 mm	0		$\phi_2 = 20 \text{ mm}$	0	$d_2 = 0,23 \text{ m}$	0 mm	0		<p>Armatura Poco sensibile</p> <p>Cond. Ambientali Molto aggressive</p> <p>As,tot = 804 mmq $A_{c,eff} = 0,105$</p> <p>dm = 0,23 m $r_o = 0,008$</p> <p>fctm = 3,02 MPa $\alpha_e = 6,178$</p>	
$\phi_1 = 16 \text{ mm}$	4	$d_1 = 0,23 \text{ m}$													
0 mm	0														
$\phi_2 = 20 \text{ mm}$	0	$d_2 = 0,23 \text{ m}$													
0 mm	0														
Combinazione	tensione acciaio MPa	kt	ϵ_{sm} calc	ϵ_{sm} min	c mm	k1	k2	k3	k4	ϕ_{eq} mm	Δs_{max} mm	wd mm	wlim mm		
E-FR	197	0,6	-0,00025	0,000574	40	0,8	0,5	3,4	0,425	16,0	491	0,2818	0,3 OK		

7.2 Sezione intermedia (altezza intermedia)

La sezione in esame è relativa ai tratti con dislivello (differenza tra quota finita del rilevato stradale e quota della sommità della paratia) compreso tra 5 e 8m.

Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello della paratia:

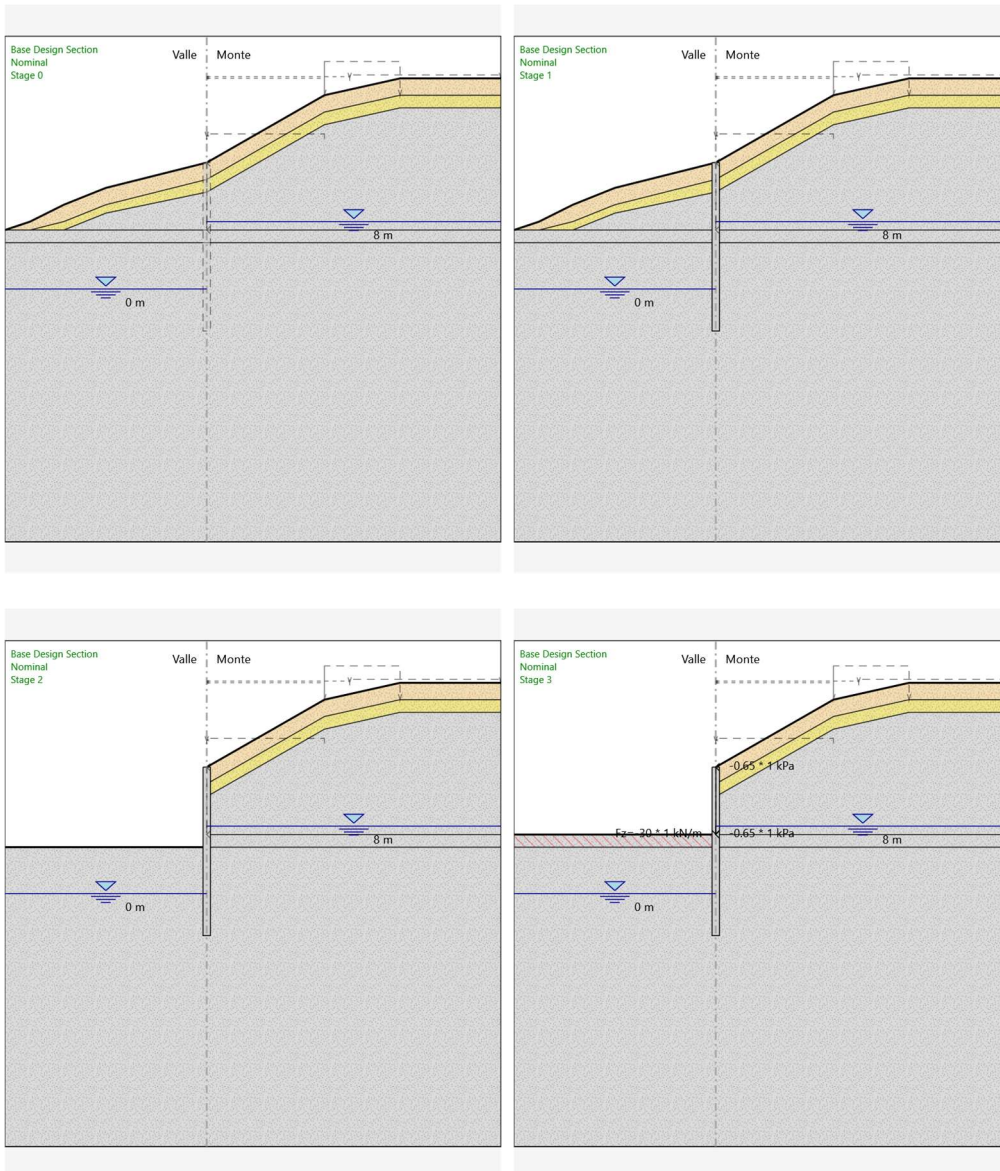
- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia in pali secanti;
- stage2: scavo fino a quota indicativa +5.5m l.m.m. per la realizzazione del rilevato ferroviario (-9.5m dalla sommità della paratia);
- stage3: realizzazione del piano ferroviario (rilevato, ballast, etc.) fino a quota assoluta +7.0m l.m.m. e realizzazione del rivestimento della paratia con r.e. e spritz beton, per tutta l'altezza "a vista";
- stage4: applicazione dei carichi esterni e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia;
- stage5: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo, ma incremento del carico orizzontale sulla paratia dovuto al carico inerziale del rivestimento);

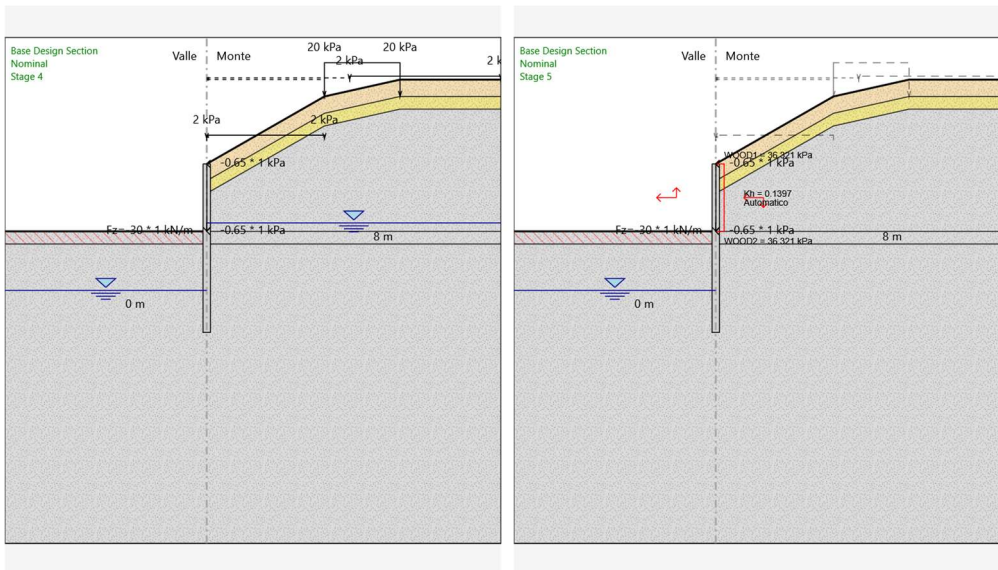
Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

	Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	K _v [m/s]	K _z [m/s]	c' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	E _{VI} = 4000 E _{IV} = 12000
	riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	E _{VI} = 5000 E _{IV} = 8000
	fysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	E _{VI} = 150000 E _{IV} = 240000
	fysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	E _{VI} = 250000 E _{IV} = 400000



Relazione di calcolo paratia di conterminazione





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

cc3: incremento di spinta dovuto all'azione sismica

Gli effetti sulla paratia sono valutati dal programma in base allo stato deformativo del sistema terreno-struttura.

7.2.1 Combinazioni di carico

Le analisi sono condotte con riferimento a quanto riportato nella vigente normativa tecnica, che prevede le seguenti combinazioni di carico.

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)

Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica dei diaframmi agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma.

La combinazione "0" rappresenta la condizione di servizio (stato limite di esercizio, anche definito SLE RR), in cui i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari, così come quelli sui materiali.



Le sollecitazioni di progetto allo SLU (comb. "1") sono ricavate a partire dai valori ottenuti allo SLE (comb. "0") amplificati di 1.4 volte (preso cautelativamente il valor medio tra $\gamma_G = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$, stante che l'effetto della spinta del terreno è sempre predominante rispetto a quello dei carichi accidentali).

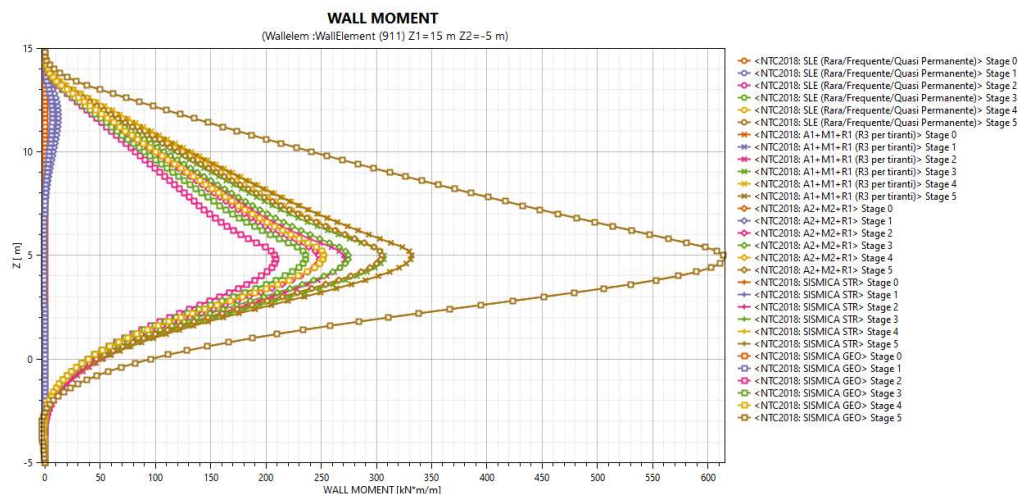
Le combinazioni GEO "2" e "4" sono state analizzate riducendo il parametro dell'angolo di attrito interno del terreno (ϕ') con il coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$, come previsto dalla normativa.

7.2.2 Risultati dell'analisi

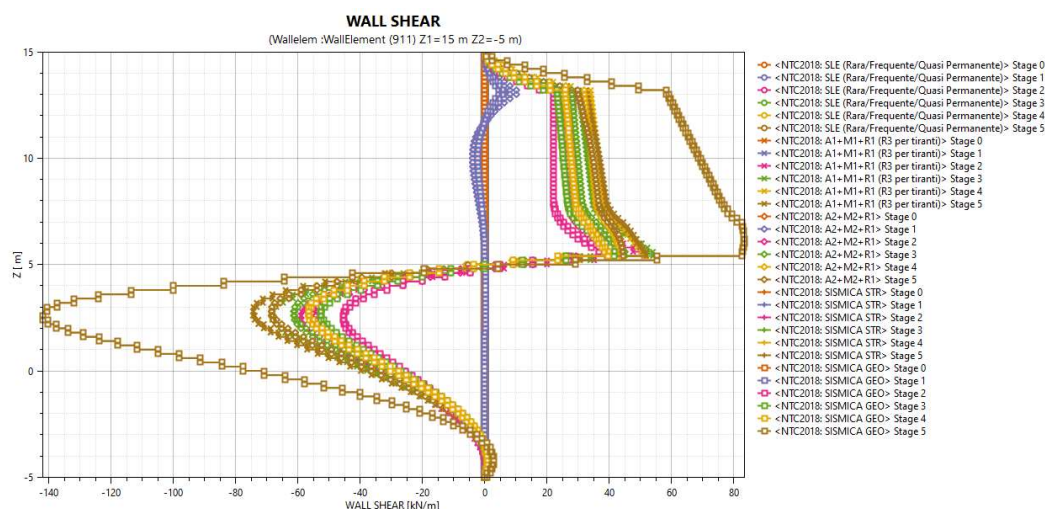
Le figure seguenti riportano i diagrammi del momento flettente sui pali, del taglio e delle reazioni sui vincoli, calcolati per la paratia e relativi agli stage di analisi, per le varie cc di carico.

Massimo momento (SLU) – stage 5 = 614.9 kNm/m

Massimo momento (SLE) – stage 4 = 252.5 kNm/m



Massimo taglio (SLU) – stage 5 = 142.15 kN/m



7.2.3 Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)

La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione della paratia attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.

7.2.4 Verifica a stabilità del pendio (GEO)

Si riporta a seguire la verifica a stabilità del pendio eseguita con il metodo di Bishop, trascurando sia il contributo del muro (paratia) che quello dei tiranti.

La stabilità del pendio viene considerata solo negli step di carico più gravosi, ovvero:

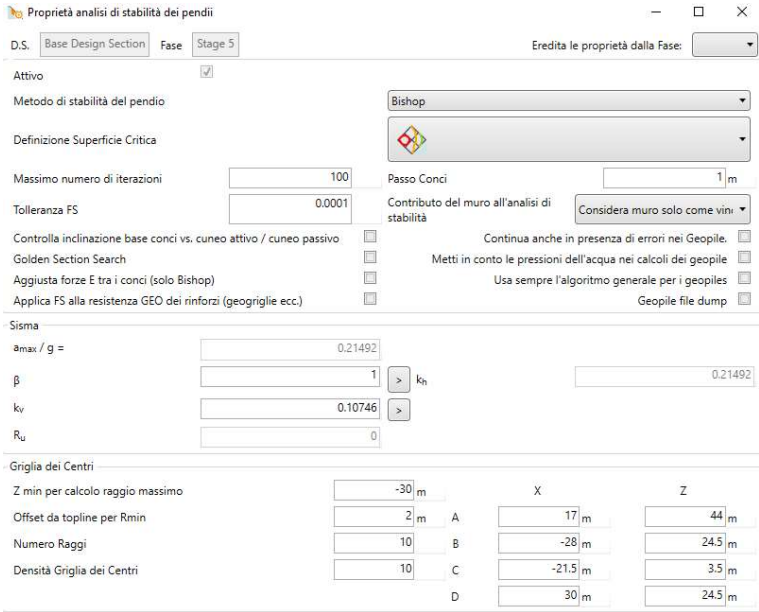
- Massimo livello di scavo (verifica SLU)
- Condizione finale di esercizio dell'opera (verifica sismica SLV).

Le analisi sono svolte utilizzando il metodo dei conci ed in particolare le teorie di calcolo di Bishop, noti nella letteratura tecnica e implementati dal programma di calcolo Paratie Plus 20.0.

L'analisi in condizione statica SLU, applicando i fattori parziali A2+M2, è svolta in analogia a quanto descritto in precedenza: la verifica è soddisfatta ottenendo un fattore di sicurezza FOS > 1.1.

In condizione sismica (SLV) si adottano valori unitari dei coefficienti parziali A e M (vd. §7.11.4 delle NTC 2018), ma la verifica risulta soddisfatta con fattore di sicurezza FOS > 1.2.

Le superfici di scorrimento analizzate sono circolari, definite sulla base di una griglia di centri.



Proprietà analisi di stabilità dei pendii

D.S. Base Design Section Fase Stage 5 Eredita le proprietà dalla Fase: [dropdown]

Attivo

Metodo di stabilità del pendio Bishop

Definizione Superficie Critica [dropdown]

Massimo numero di iterazioni 100 Passo Conci 1 m

Tolleranza FS 0.0001 Contributo del muro all'analisi di stabilità Considera muro solo come vim. [dropdown]

Controlla inclinazione base conci vs. cuneo attivo / cuneo passivo Continua anche in presenza di errori nei Geopile.

Golden Section Search Metti in conto le pressioni dell'acqua nei calcoli dei geopile

Aggiusta forze E tra i conci (solo Bishop) Usa sempre l'algoritmo generale per i geopiles

Applica FS alla resistenza GEO dei rinforzi (geogriglie ecc.) Geopile file dump

Sisma

#max / g = 0.21492

β 1 > k_n 0.21492

k_v 0.10746 >

R_u 0

Griglia dei Centri

Z min per calcolo raggio massimo	X	Z
-30 m		
Offset da topline per Rmin 2 m	A 17 m	44 m
Numero Raggi 10	B -28 m	24.5 m
Densità Griglia dei Centri 10	C -21.5 m	3.5 m
	D 30 m	24.5 m



Si riporta a seguire la rappresentazione delle superfici di scorrimento analizzate (e griglia dei centri), e a seguire la sola superficie di scorrimento critica (minimo fattore di sicurezza FOS) e il dettaglio delle curve calcolate, per entrambe le condizioni SLU e SLV.

Verifica a stabilità SLU: massimo scavo

$$\text{FOS (Bishop)} = 2.215 > 1.10$$

La verifica è soddisfatta.

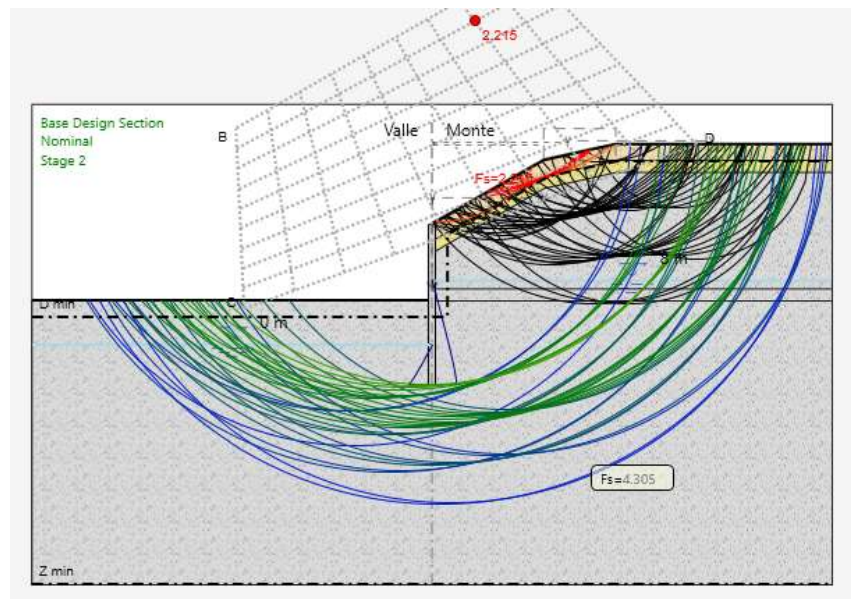


Figura 7-9: Curve di scorrimento analizzate (curva critica in rosso)

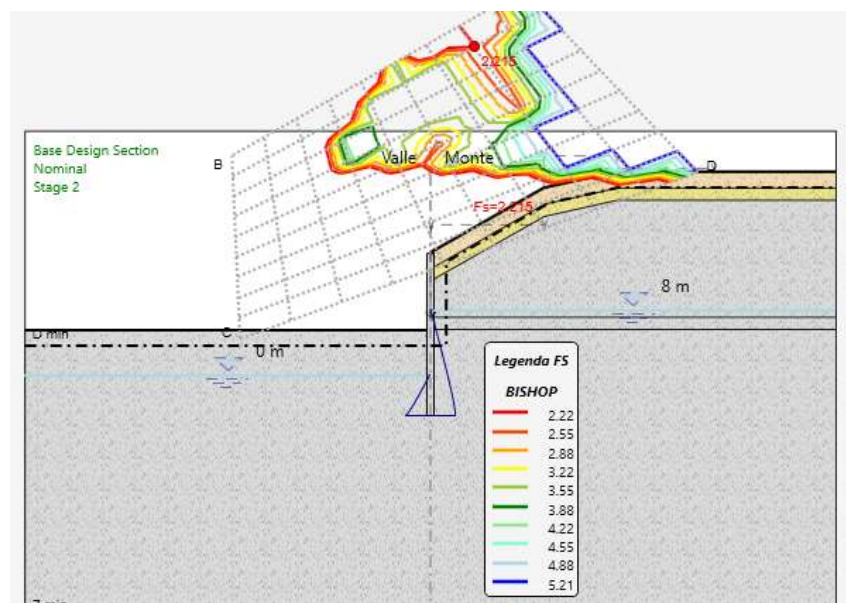


Figura 7-10: Curva di scorrimento critica: dettaglio.



Verifica a stabilità SLV: condizione sismica

FOS (Bishop) = 1.359 > 1.20

La verifica è soddisfatta.

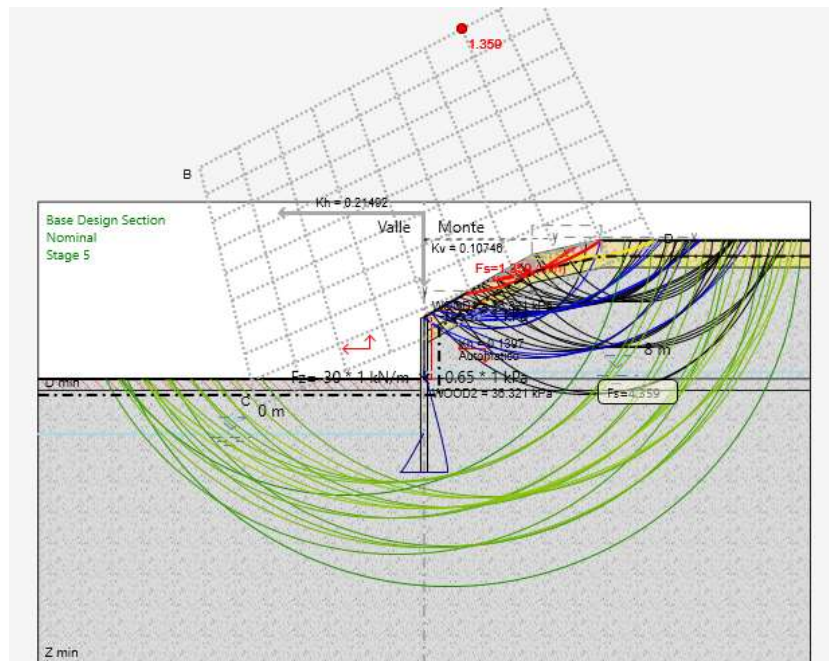


Figura 7-11: Curve di scorrimento analizzate – in rosso quella critica

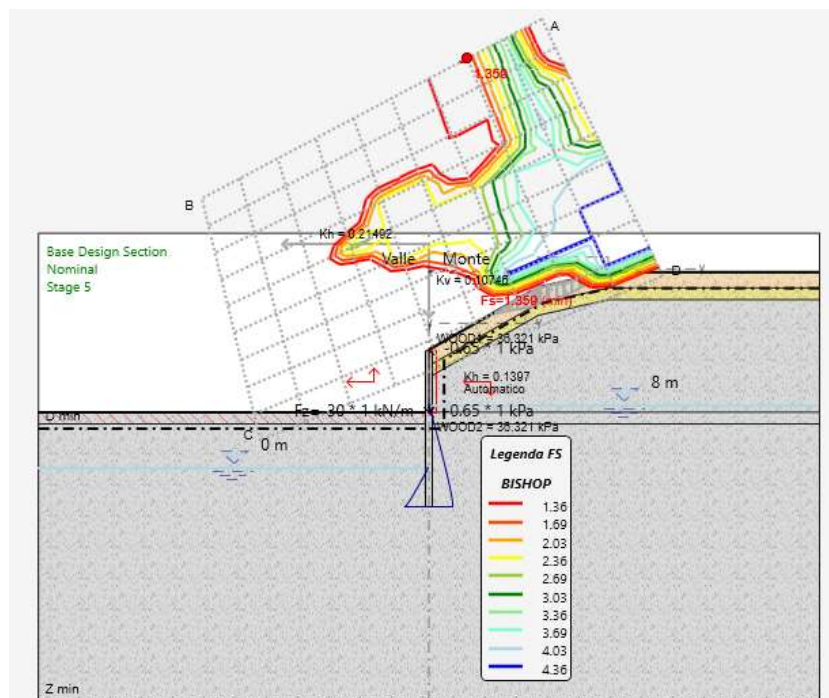



Figura 7-12: Curva di scorrimento critica: dettaglio.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione di calcolo paratia di conterminazione</p>	<p>Pag. 43 di 53</p>
---	---	----------------------

7.2.5 Verifiche degli elementi strutturali

7.2.5.1 Verifica dei pali (STR)

I pali secanti Φ 880mm previsti in progetto con interasse 0.65cm sono armati (solo i secondari) con gabbia composta da 16 Φ 26 barre verticali e spirale Φ 12/20, analogamente ai pali della sezione di massima altezza (§7.1).

Il massimo momento SLU è pari a $M_{Ed} = 614.9 * 1.3m = 799.4$ kNm

Il momento resistente della sezione, calcolato con il programma VcaSlu del Prof. Gelfi, è:

$$M_{Rd} = 1026 \text{ kNm} > M_{Ed}.$$

La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 142.15 * 1.3m = 184.8$ kN

La resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ della sezione è pari a:

$$V_{Rd} = 259.3 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Anche la verifica a taglio è soddisfatta.

Si omettono le verifiche esplicite allo SLE, che risultano comunque soddisfatte.

7.2.6 Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)

Di seguito si riporta la deformata della paratia per la combinazione 0 (SLE).

Lo spostamento massimo orizzontale è di 12mm in sommità: tale valore, che si sviluppa prevalentemente al raggiungimento della massima altezza di scavo (per la realizzazione del rilevato), è compatibile con l'uso dell'opera e potrà essere quasi completamente "recuperato" con la realizzazione della rifodera.

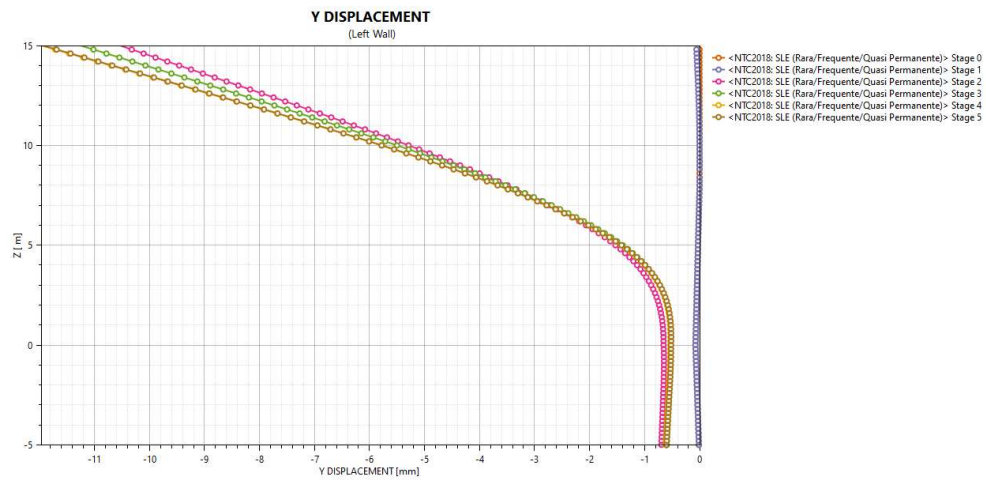


Figura 7-13: def.ta orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.

7.3 Sezione 3-6 (altezza minima)

Le sezioni 3 e 6 fanno riferimento ai tratti di paratia con dislivello massimo (differenza tra quota finita del rilevato stradale e quota della sommità della paratia) pari a 5m.

Nell'analisi sono stati considerati i seguenti step esecutivi per il modello della paratia:

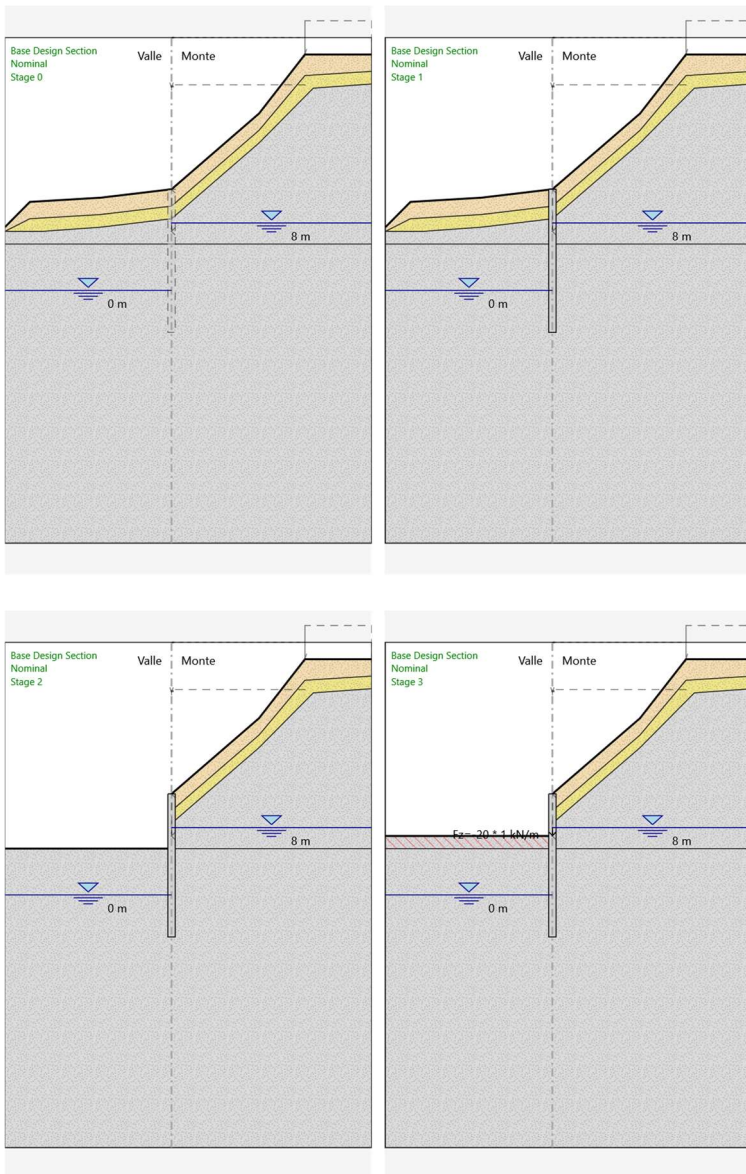
- stage0: condizione geostatica: serve al programma per determinare le caratteristiche meccaniche di partenza del terreno;
- stage1: realizzazione della paratia in pali secanti;
- stage2: scavo fino a quota indicativa +5.5m l.m.m. per la realizzazione del rilevato ferroviario (-9.5m dalla sommità della paratia);
- stage3: realizzazione del piano ferroviario (rilevato, ballast, etc.) fino a quota assoluta +7.0m l.m.m. e realizzazione del rivestimento della paratia con r.e. e spritz beton, per tutta l'altezza "a vista";
- stage4: applicazione dei carichi esterni e quindi configurazione finale di "esercizio" della paratia;
- stage5: paratia in esercizio in c.c. sismica (carico accidentale a monte nullo, ma incremento del carico orizzontale sulla paratia dovuto al carico inerziale del rivestimento);

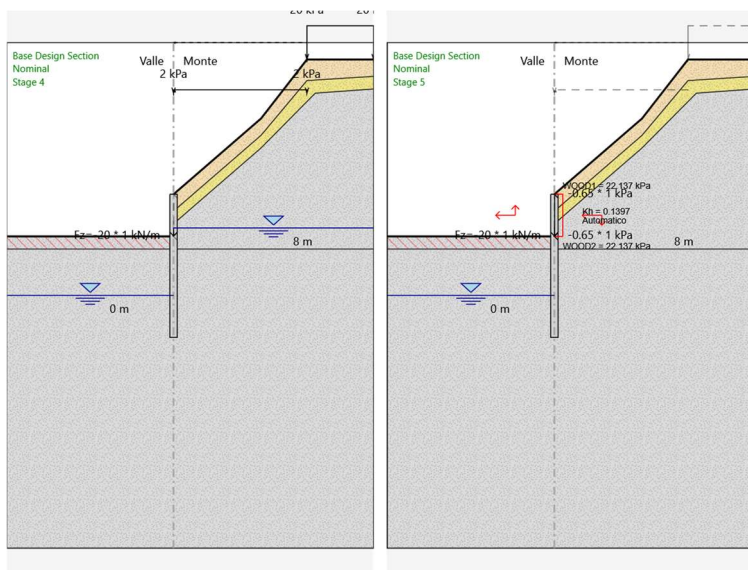
Di seguito sono rappresentate graficamente le principali fasi di analisi estratte dal software.

Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	K_h [m/s]	K_v [m/s]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
riempim Sabbia/Ghiaia	19	20	0.000001	0.000001	0	34	$E_{vc} = 4000$ $E_{ur} = 12000$
riporto Sabbia/Ghiaia	18	19	0.0001	0.0001	0	30	$E_{vc} = 5000$ $E_{ur} = 8000$
fysch alterato Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	40	24	$E_{vc} = 150000$ $E_{ur} = 240000$
fysch integro Sabbia/Ghiaia	22	23	0.00001	0.00001	150	25	$E_{vc} = 250000$ $E_{ur} = 400000$



Relazione di calcolo paratia di conterminazione





Le condizioni di carico considerate sono:

cc1: spinta del terreno

cc2: incremento di spinta da sovraccarichi superficiali

cc3: incremento di spinta dovuto all'azione sismica

Gli effetti sulla paratia sono valutati dal programma in base allo stato deformativo del sistema terreno-struttura.

7.3.1 Combinazioni di carico

Le analisi sono condotte con riferimento a quanto riportato nella vigente normativa tecnica, che prevede le seguenti combinazioni di carico.

Combinazione 0	A0 + M1	(SLE Rara)
Combinazione 1	A1 + M1 + R1	(R3 per tiranti)
Combinazione 2	A2 + M2 + R1	
Combinazione 3	A0 + M1 + R1	(combinazione di carico sismica STR)
Combinazione 4	A0 + M2 + R1	(combinazione di carico sismica GEO)

Le combinazioni 1/2/3/4 sono utilizzate per la verifica della parete agli stati limite ultimi, come previsto dalla norma.



La combinazione "0" rappresenta la condizione di servizio (stato limite di esercizio, anche definito SLE RR), in cui i coefficienti parziali sulle azioni sono unitari, così come quelli sui materiali.

Le sollecitazioni di progetto allo SLU (comb. "1") sono ricavate a partire dai valori ottenuti allo SLE (comb. "0") amplificati di 1.4 volte (preso cautelativamente il valor medio tra $\gamma_G = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$, stante che l'effetto della spinta del terreno è sempre predominante rispetto a quello dei carichi accidentali).

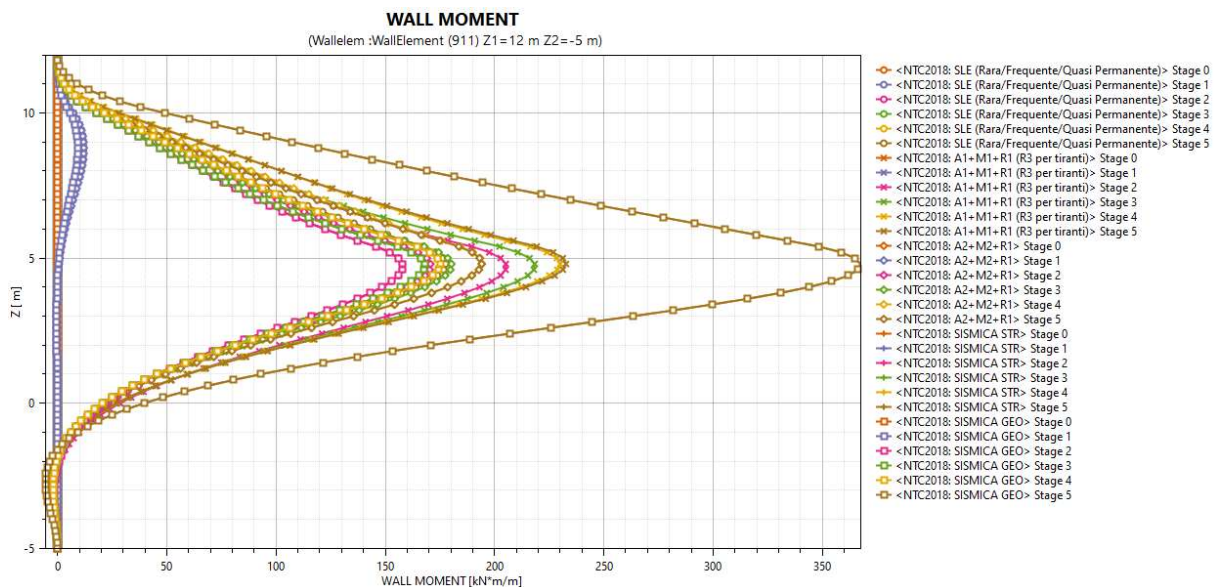
Le combinazioni GEO "2" e "4" sono state analizzate riducendo il parametro dell'angolo di attrito interno del terreno (ϕ') con il coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$, come previsto dalla normativa.

7.3.2 Risultati dell'analisi

Le figure seguenti riportano i diagrammi del momento flettente sui pali, del taglio e delle reazioni sui vincoli, calcolati per la paratia e relativi agli stage di analisi, per le varie cc di carico.

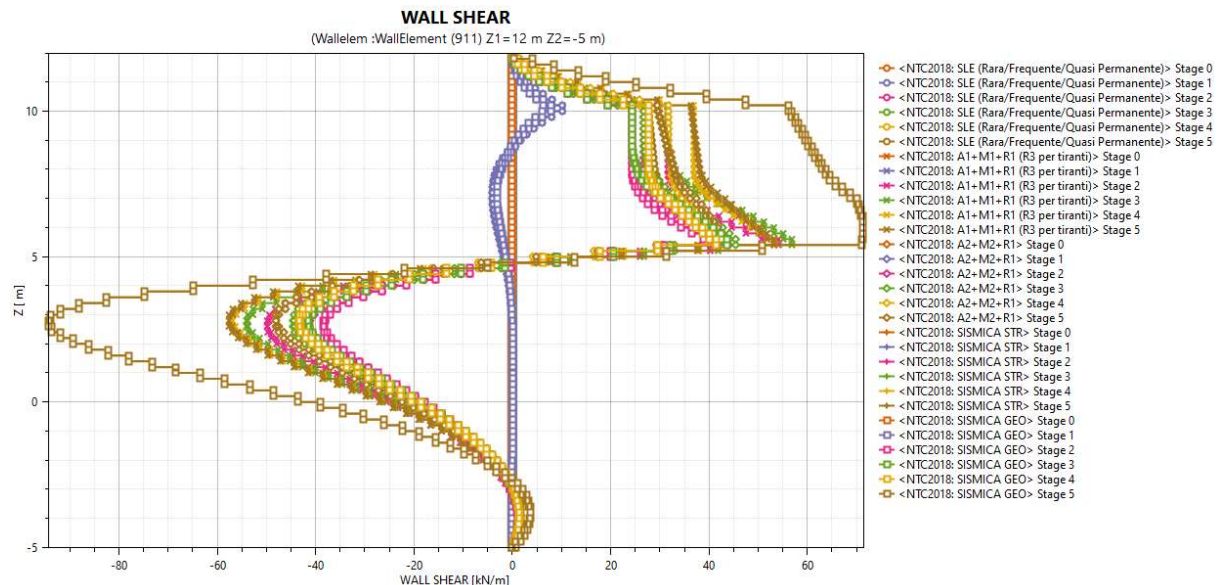
Massimo momento (SLU) – stage 6 = 367.4 kNm/m

Massimo momento (SLE) – stage 6 = 177.6 kNm/m





Massimo taglio (SLU) – stage 2 = 94.4 kN/m



7.3.3 Verifica della rotazione rigida della paratia attorno ad un punto (GEO)

La convergenza del programma ad una soluzione garantisce che la verifica della rotazione della paratia attorno ad un generico punto (atto di moto rigido) è soddisfatta per tutte le condizioni di carico.

7.3.4 Verifica a stabilità del pendio (GEO)

Si riporta a seguire la verifica a stabilità del pendio eseguita con il metodo di Bishop, considerando solo le curve che non intersecano la paratia.

La stabilità del pendio viene considerata solo negli step di carico più gravosi, ovvero:

- Massimo livello di scavo (verifica SLU)
- Condizione finale di esercizio dell'opera (verifica sismica SLV).

Le analisi sono svolte utilizzando il metodo dei conci ed in particolare le teorie di calcolo di Bishop, noti nella letteratura tecnica e implementati dal programma di calcolo Paratie Plus.

L'analisi in condizione statica SLU, applicando i fattori parziali A2+M2, è svolta in analogia a quanto descritto in precedenza: la verifica è soddisfatta ottenendo un fattore di sicurezza FOS > 1.1.

In condizione sismica (SLV) si adottano valori unitari dei coefficienti parziali A e M (vd. §7.11.4 delle NTC 2018), ma la verifica risulta soddisfatta con fattore di sicurezza FOS > 1.2.

Le superfici di scorrimento analizzate sono circolari, definite sulla base di una griglia di centri.



Relazione di calcolo paratia di conterminazione

Proprietà analisi di stabilità dei pendii

D.S.: Base Design Section Fase: Stage 2 Eredita le proprietà dalla Fase: []

Attivo

Metodo di stabilità del pendio: Bishop

Definizione Superficie Critica: []

Massimo numero di iterazioni: 100 Passo Conci: 1 m

Tolleranza FS: 0.0001 Contributo del muro all'analisi di stabilità: Considera muro solo come vin.

Controlla inclinazione base conci vs. cuneo attivo / cuneo passivo Continua anche in presenza di errori nei Geopile.

Golden Section Search Metti in conto le pressioni dell'acqua nei calcoli dei geopile.

Aggiusta forze E tra i conci (solo Bishop) Usa sempre l'algoritmo generale per i geopiles.

Applica FS alla resistenza GEO dei rinforzi (geogriglie ecc.) Geopile file dump

Griglia dei Centri

Z min per calcolo raggio massimo	-30 m	X	Z	
Offset da topline per Rmin	2.5 m	A	11 m	36.5 m
Numero Raggi	10	B	-15.5 m	31 m
Densità Griglia dei Centri	10	C	-16.5 m	8 m
		D	27 m	23.5 m

Si riporta a seguire la rappresentazione delle superfici di scorrimento analizzate (e griglia dei centri), e a seguire la sola superficie di scorrimento critica (minimo fattore di sicurezza FOS) e il dettaglio delle curve calcolate, per entrambe le condizioni SLU e SLV.

Verifica a stabilità SLU: massimo scavo

$$FOS \text{ (Bishop)} = 1.523 > 1.10$$

La verifica è soddisfatta.

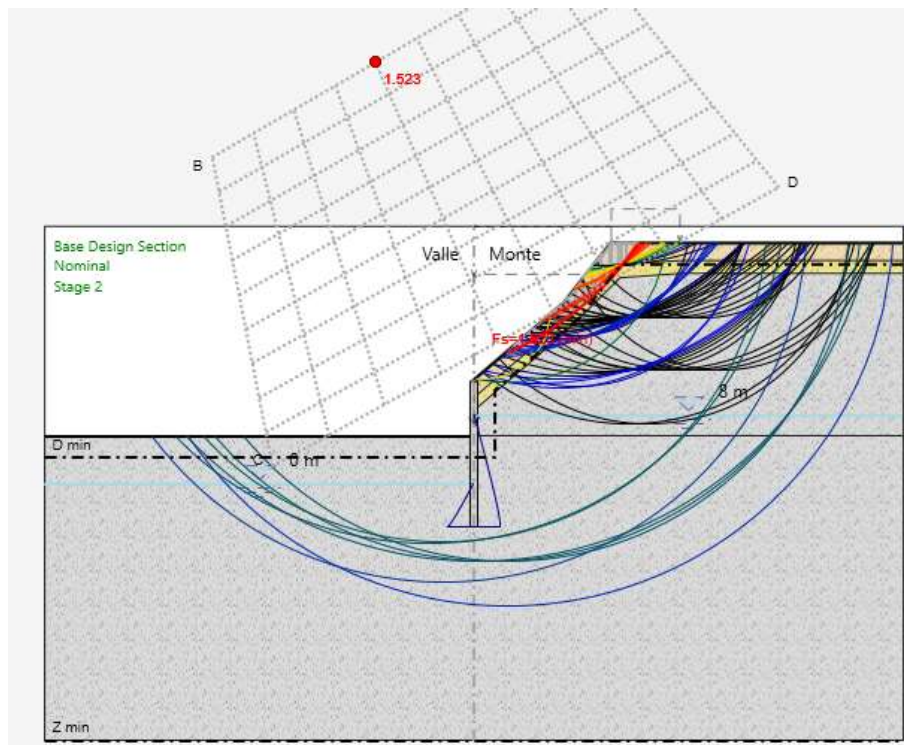


Figura 7-14: Curve di scorrimento analizzate - in rosso quella critica

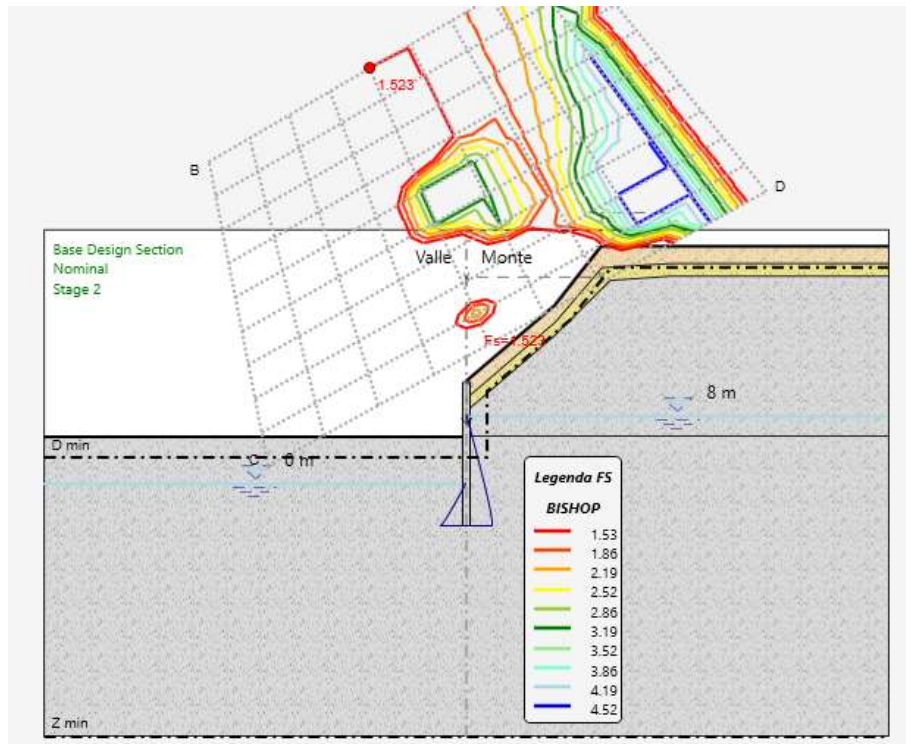


Figura 7-15: Curva di scorrimento critica: dettaglio.

Verifica a stabilità SLV: condizione sismica

$$\text{FOS (Bishop)} = 1.224 > 1.20$$

La verifica è soddisfatta.

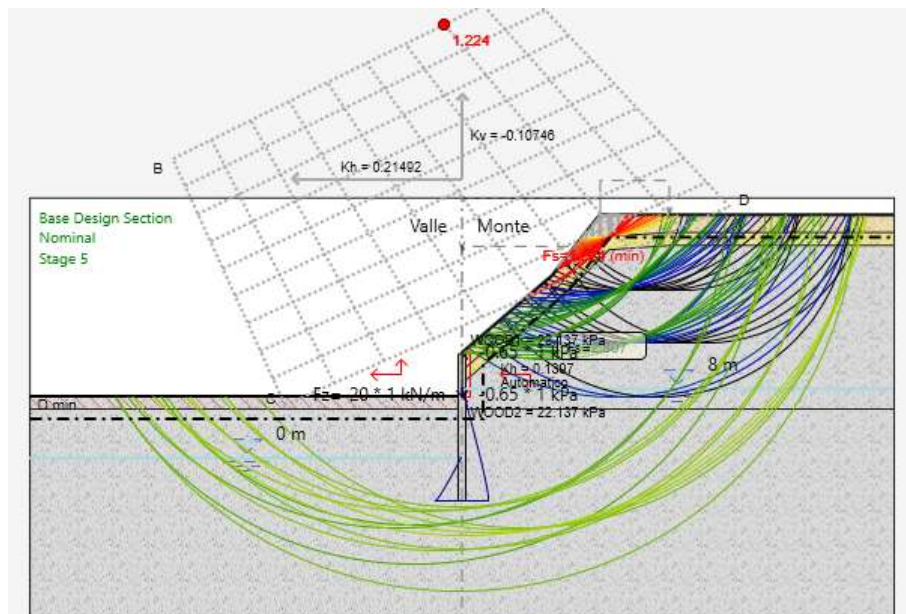


Figura 7-16: Curve di scorrimento analizzate – in rosso quella critica

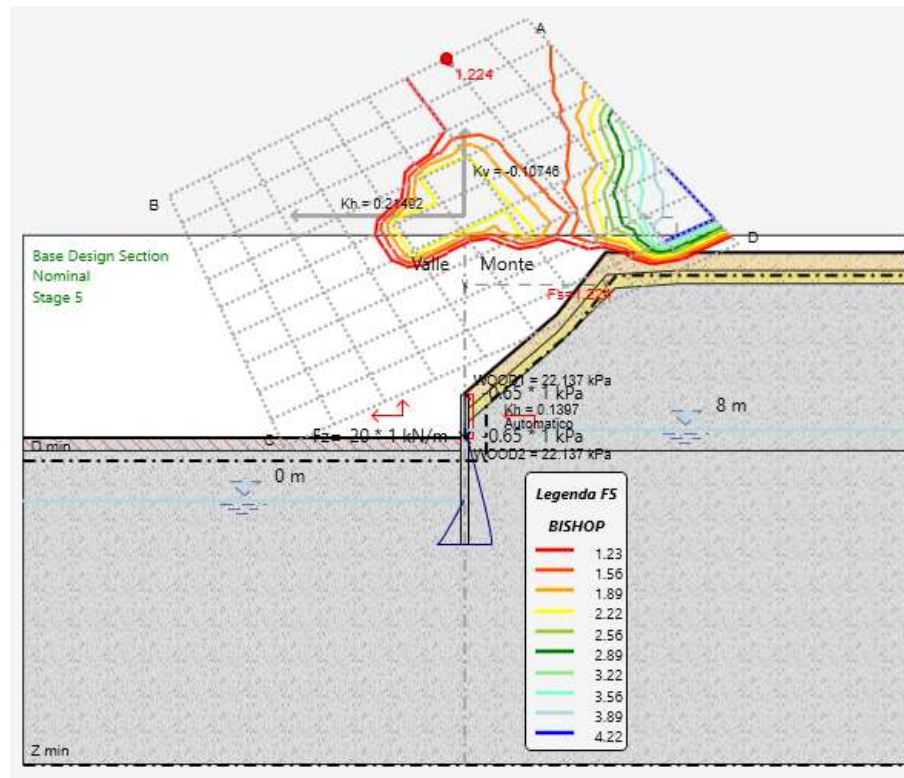


Figura 7-17: Curva di scorrimento critica: dettaglio.

7.3.5 Verifiche degli elementi strutturali

7.3.5.1 Verifica dei pali (STR)

I pali secanti Φ 880mm previsti in progetto con interasse 0.65cm sono armati (solo i secondari) con gabbia composta da 14 Φ 20 e spirale Φ 12/30.

Il massimo momento SLU è pari a $M_{Ed} = 367.4 * 1.3m = 477.6$ kNm

Il momento resistente di sezione, calcolato con il programma VcaSlu del Prof. Gelfi, è:

$$M_{Rd} = 580 \text{ kNm} > M_{Ed}.$$

La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio SLU sollecitante è pari a $V_{Ed} = 94.4 * 1.3 = 122.7$ kN

La resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ della sezione è pari a:

$$V_{Rd} = 248.9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Anche la verifica a taglio è soddisfatta.



Sezione circolare cava

Raggio esterno: 44 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 14
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N: 0 [kN]
 M_{Ed}: 0 [kNm]
 M_{Ed}: 0 [kNm]
 M_{Ed}: 0 [kNm]

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{cu} : 67.5 ‰ ϵ_{cs} : 2 ‰
 f_{yk} : 291.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 18.13 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 [?]
 ϵ_{yk} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 $\sigma_{c,adm}$: 255 N/mm² f_{co} : 0.7333
 T_{c1} : 2.114

Metodo di Clarke-Birjandi (1993)

Raggio sezione c.a.: R = 440 mm
 Copriferro (baricentrico): c = 100 mm
 Distanza armatura da centro: R_s = 340 mm

sen(α): 0,492
 α: 0,51 rad

Area calcestruzzo equivalente: A_v = 486594 mm²
 Altezza utile equivalente: d = 656 mm
 Larghezza sez. rettangolare equivalente: b_w = 741 mm

Sollecitazioni di progetto

Sollecitazione assiale di progetto compressione (+): Ned = 0,00 kN
 Sollecitazione tagliante di progetto: Ved = 0,00 kN

Resistenza di elementi con armatura a taglio

N° bracci armatura trasversale: n^{br} = 2
 Diametro armatura trasversale: Ø_{sw} = 12 mm
 Passo armatura trasversale: s = 300 mm
 Area totale armatura trasversale: A_{sw} = 226,2 mm²
 Percentuale meccanica di armatura a taglio: ω_{st} = 2,19 %
 Angolo armatura trasversale rispetto ad asse elemento: α = 90 °
 ctg α = 0
 Angolo puntoni di cls rispetto ad asse elemento: θ = 35,0 °
 ctg θ = 1,43
 Tensione media di compressione (Ned/Ac) < 0,2 * f_{cd}: σ_{cp} = 0,000 MPa
 Coeff. Maggiorativo: α_c = 1,00
 Resistenza a taglio-trazione: VR_{sd} = 248,94 kN
 Resistenza a taglio-compressione: VR_{cd} = 1865,58 kN
Resistenza a taglio con armatura specifica: VR_d = 248,94 kN

Si omettono le verifiche esplicite allo SLE, che risultano comunque soddisfatte.

7.3.6 Considerazioni in merito alle deformazioni (SLE)

Di seguito si riporta la deformata della paratia per la combinazione 0 (SLE).

Lo spostamento massimo orizzontale è di 5mm in sommità: tale valore, che si sviluppa prevalentemente al raggiungimento della massima altezza di scavo (per la realizzazione del rilevato), è compatibile con l'uso dell'opera e potrà essere quasi completamente "recuperato" con la realizzazione della rifodera.

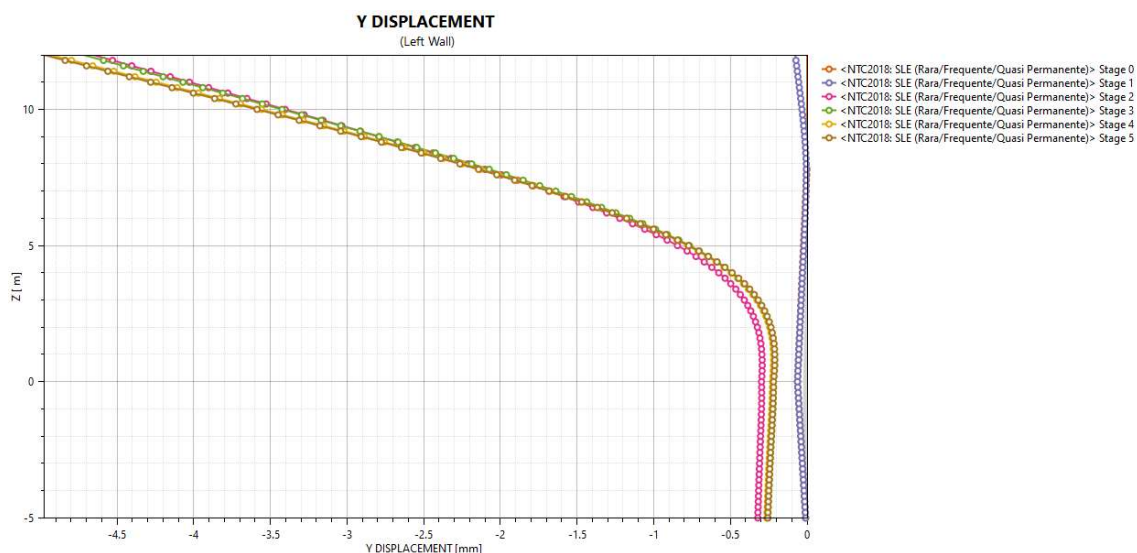


Figura 7-18: def. orizzontale in esercizio della paratia nelle diverse fasi costruttive.