

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto BA - BANCHINA "I" - IFA
ELABORATI GENERALI
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - BANCHINA "I"

file
1114-E-BAI-STR-RC-01-2

codice
1114-E-BAI-STR-RC-01-2

scala
-

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Prima emissione	M. Ciliento	A. Longo	M. Di Stefano
1	15/09/2021	Emissione per approvazione	M. Ciliento	A. Longo	M. Di Stefano
2	06/12/2021	Revisione per riscontro validazione	M. Ciliento	A. Longo	M. Di Stefano

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente

contraente generale



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna



**Consorzio Stabile
Grandi Lavori S.c.r.l.**

Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



**Dredging
International**

DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Scheldedijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
2.1.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	6
2.1.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI	6
2.1.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	6
3	PARAMETRI DI RIFERIMENTO	8
3.1	COORDINATE DI RIFERIMENTO	8
3.2	VITA NOMINALE, CLASSE D’USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	8
3.3	PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	9
4	STATO DI CONSISTENZA DELL’OPERA	10
4.1	SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO	10
4.2	ANALISI STORICO CRITICA	11
4.2.1	INQUADRAMENTO STORICO	11
4.2.2	ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE D’ARCHIVIO DEL PROGETTO ORIGINARIO	14
4.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
4.3.1	ANALISI DEL PROGETTO ORIGINARIO	16
4.3.2	PROVE SUI MATERIALI ESISTENTI	17
4.4	RILIEVI ESEGUITI IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA	17
4.4.1	VERIFICHE GEOMETRICHE.....	18
4.4.1.1	LUNGHEZZA DELLA BANCHINA	18
4.4.1.2	QUOTA TRAVE DI CORONAMENTO	18
4.4.1.3	FRONTE BANCHINA.....	18
4.5	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	18
4.6	ANALISI DELLE CARENZE DELLA STRUTTURA ATTUALE IN RELAZIONE ALLE NUOVE ESIGENZE DI UTILIZZO	19
5	INTERVENTO PREVISTO DA PROGETTO ESECUTIVO	21
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO	25
6.1	CALCESTRUZZI PER LE OPERE IN C.A.	25
6.1.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE.....	25
6.1.2	CLASSE D’ESPOSIZIONE E CLASSE DI CONSISTENZA.....	26
6.2	ACCIAIO	26
6.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA C.A.	26

6.2.2	ACCIAIO PER I TIRANTI DI ANCORAGGIO	27
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	28
7.1	PROFILO STRATIGRAFICO	28
7.2	INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEI TERRENI	29
7.3	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	30
7.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI	31
8	MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO	33
8.1	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	33
8.2	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	34
9	ANALISI DEI CARICHI	35
9.1	CARICHI PERMANENTI	35
9.2	CARICHI ACCIDENTALI	35
9.2.1	SOVRACCARICO DI BANCHINA	35
9.2.2	TIRO ALLA BITTA	35
9.2.3	GRU DI BANCHINA SEMOVENTE	35
9.2.4	AZIONI SISMICHE	37
9.2.5	AZIONE IDRODINAMICA (SPINTA DI WESTERGAARD)	38
9.2.6	AZIONI ACCIDENTALI – URTO DA NATANTE	38
9.3	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	40
10	ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE DI PROGETTO	41
10.1	CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA	41
10.2	SOFTWARE DI CALCOLO	41
10.3	MODELLO COSTITUTIVO DEI TERRENI	42
10.4	MODELLO GEOTECNICO DELLA BANCHINA	44
10.5	RISULTATI DELLE ANALISI	48
10.5.1	INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI SLU/SLV	48
10.5.1.1	DEFORMAZIONI SLE/SLD	50
10.5.2	ANALISI PER AZIONI ECCEZIONALI: URTO	53
10.5.3	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	53
11	VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE	55
11.1	VERIFICA STRUTTURALE DELLA PARATIA DI PALI	55
11.2	VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO	57
11.2.1	RISULTATI PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI DI PROVA	57
11.2.2	VERIFICA A SFILAMENTO DEI TIRANTI (GEO)	58
11.2.2.1	POSIZIONE DELLA FONDAZIONE DELL'ANCORAGGIO	60
11.2.3	VERIFICA A TRAZIONE DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO (STR)	61

11.2.4	VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL TERRAPIENO SOPRASTANTE IL PIANO DEGLI ANCORAGGI 62	
11.3	VERIFICA DELLA TRAVE DI CORONAMENTO	63
11.3.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	64
11.4	VERIFICA DELLA BITTA	68
12	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO	69

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le attività di analisi e le verifiche geotecniche e strutturali relative all'intervento di adeguamento previsto per la banchina **IFA** (Banchina "BAI"), nell'ambito del progetto esecutivo "Approfondimento Canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, Nuovo Terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.G. vigente 2007 – I Fase – Porto di Ravenna".

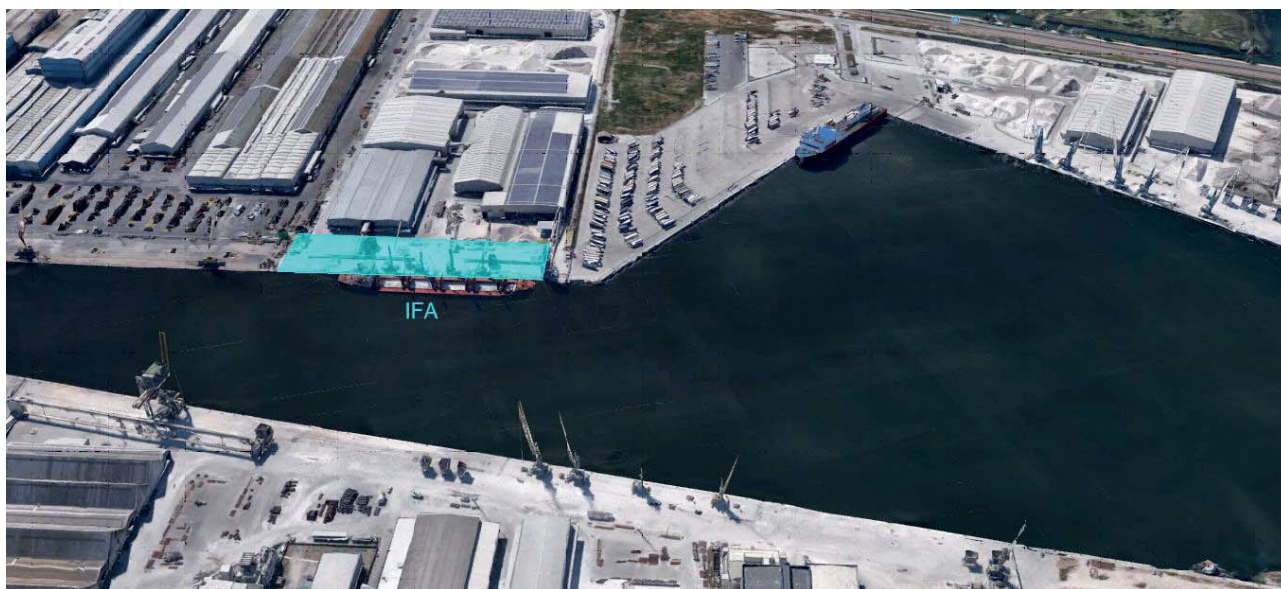


Figura 1 - Individuazione della banchina IFA

La banchina oggetto della presente è ubicata lungo il Canale Candiano, in sponda Sinistra (lato nord), appena a sud-ovest di Largo Trattaroli e presenta sviluppo lineare pari a circa 250 m.

Il banchinamento, realizzato alla fine degli anni 70, è in concessione alla IFA S.r.l. mediante Concessione Demaniale Marittima n.44/1999.

La banchina è destinata a terminal portuale con movimentazione di merci varie e merci alla rinfusa (granaglie) per circa 1,5 milioni di tonnellate circa all'anno di merci alla rinfusa esclusivamente mediante utilizzo di gru mobili. Non sono presenti sulla pavimentazione rotaie di scorrimento di gru a portale.

L'intervento di adeguamento si rende necessario per rendere compatibile il banchinamento alle prestazioni previste dal piano regolatore vigente che prevedono, in particolare, un fondale operativo a -13,00 m da livello medio mare.

Il progetto di intervento sul banchinamento, agendo su una struttura completamente realizzata e introducendo significative variazioni delle sollecitazioni, va inquadrato nell'ambito degli interventi di adeguamento di strutture esistenti, ai sensi delle previsioni del capitolo 8 "Costruzioni esistenti" delle Norme vigenti (DM 17 gennaio 2018).

Secondo quanto previsto e dunque necessario individuare il livello di conoscenza delle opere realizzate ed eseguire una valutazione completa della sicurezza nei riguardi delle azioni di progetto stabilite per le nuove costruzioni, con deroga nei riguardi delle sole prescrizioni sui dettagli costruttivi purchè siano garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità prescritte per i vari stati limite.

Tale attività è stata esaurientemente trattata nel Progetto Definitivo, per cui nella relazione presente si riprenderanno le valutazioni svolte in quel determinato ambito.

La presente relazione viene sviluppata con l'esame dei seguenti specifici aspetti:

- descrizione dell'opera esistente e della soluzione di adeguamento;
- valutazione dello stato di consistenza dell'opera esistente;
- definizione del quadro geotecnico di riferimento;
- descrizione dei criteri di analisi e verifica sulla base del quadro normativo vigente;
- definizione delle azioni sulle opere;
- analisi della sicurezza delle opere in condizioni di esercizio e limite;
- analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell'insieme terreno-struttura.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto strutturale degli interventi è stato condotto nell'ambito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si è fatto riferimento, nella progettazione, alla vigente normativa italiana ed in particolare a:

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Norma di prodotto (marcatatura CE)

Circa le indicazioni applicative considerate per l'ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito.

In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

2.1.1 Leggi, Decreti e Circolari

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 2.02.1974, n° 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1984) – “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (2012) – “Jetgrouting. Raccomandazioni”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P., A.G.I. (2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

2.1.2 Norme e Istruzioni Nazionali

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 13369 – “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo”.
- UNI EN 13225 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari”.
- UNI EN 14992– “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da parete”.
- UNI EN 13747– “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo- Lastre per solai”.

2.1.3 Normativa Europea ed Internazionale

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- BS6349 – “Maritime works”
- Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
- PIANC 2002 – “Guidlines for the Design of Fenders Systems”

La classe d'uso delle costruzioni individua il grado di prestazione atteso in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la costruzione è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. Analogamente a quanto previsto dal progetto definitivo posto a base d'appalto, all'area oggetto di intervento è stata assegnata la Classe d'uso III (**C.U. = 1.5**): *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”*

Con riferimento al paragrafo §2.4.3 delle NTC18, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione delle azioni sismiche agenti sulle strutture sarà pertanto assunto pari a

$$V_R = V_N \times C.U. = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

3.3 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Le prestazioni richieste per l'adeguamento della banchina IFA, esplicitamente indicate dalla committenza, sono:

- Fondale operativo -14,50 m su l.m.m.;
- Fondale di calcolo -15,00 m su l.m.m.;
- Quota Trave +2,50 m su l.m.m.;
- Quota piazzali + 2,00 m su l.m.m.;
- Sovraccarico 40 kPa (Cat. D secondo NTC2018);
- Gru utilizzo di gru semoventi (le caratteristiche specifiche sono indicate al paragrafo delle azioni)
- Bitte da 1000 kN ad interasse 25 m;
- Nave di progetto da 100.000 t (*molto grande* ai sensi della definizione delle NTC 2018).
- Azione sismica Classe d'uso III
Vita nominale 50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi $\psi_{2,i}=0.6$

4 STATO DI CONSISTENZA DELL'OPERA

In accordo al capitolo 8 del DM 17.01.2018, per procedere ad un intervento su una struttura esistente è necessario procedere ad una valutazione conoscitiva dell'opera e del suo stato di conservazione.

La situazione allo stato di fatto della banchina IFA è stata ricostruita a partire sia dalle informazioni contenute all'interno del progetto definitivo sia dalla campagna di indagine e di rilievo condotte dal G.C. nelle fasi preliminari alla progettazione esecutiva degli interventi.

4.1 SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO

Allo stato attuale la banchina IFA presenta le seguenti caratteristiche geometriche e prestazionali:

- piano di banchina +2,00 m da l.m.m. (da rilievo +1,70 m da l.m.m.)
- fondale operativo -9,40 m da l.m.m.
- sovraccarico di banchina 40 kPa

Si riportano di seguito la sezione tipologica ed uno stralcio planimetrico della banchina IFA allo stato di fatto

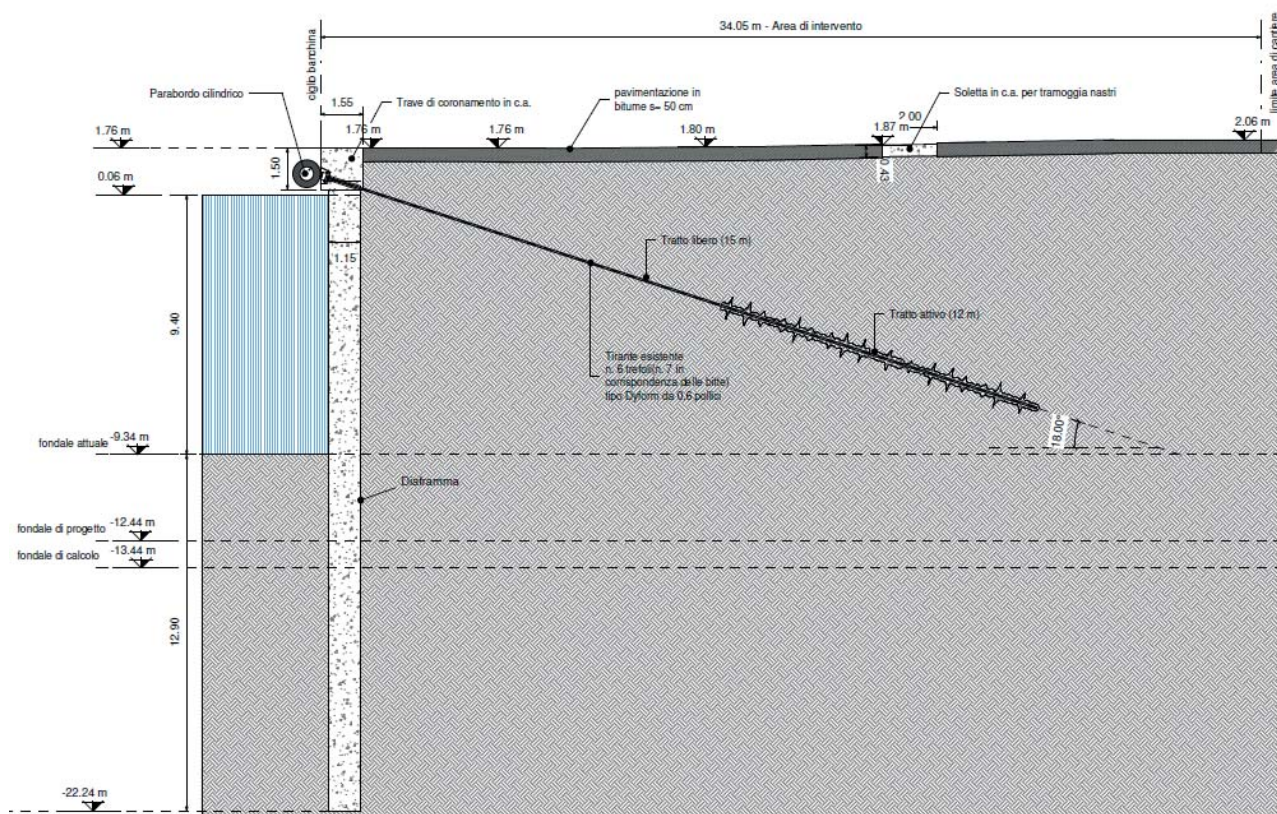


Figura 3 - Sezione tipologica situazione di rilievo

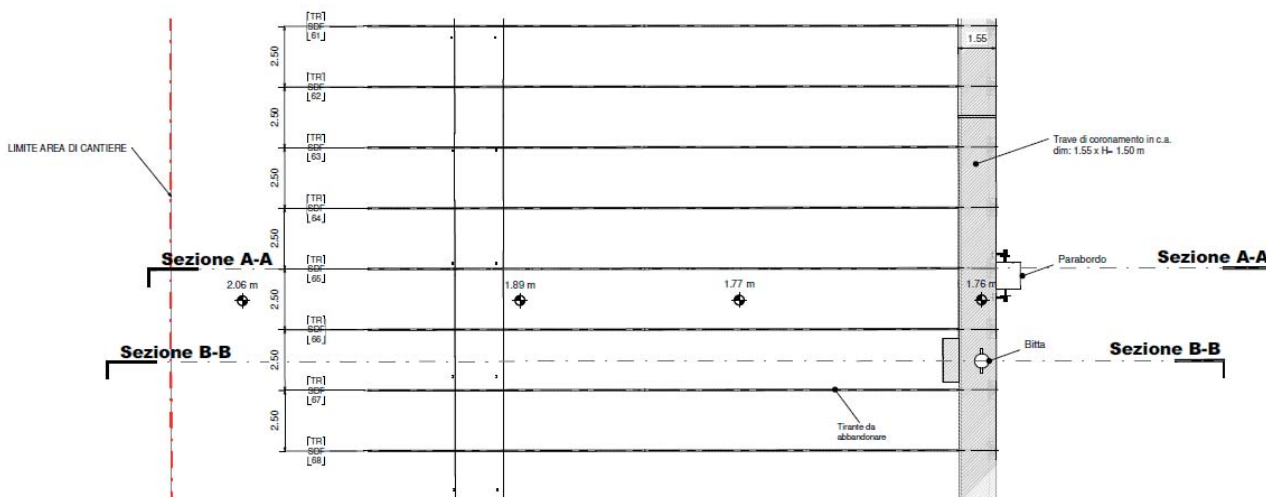


Figura 4 - Stralcio planimetrico situazione di rilievo

4.2 ANALISI STORICO CRITICA

4.2.1 Inquadramento storico

In Figura 5 è mostrata una foto aerea storica dell'area, degli anni 1931-1937, sovrapposta alla Carta Tecnica Regionale della regione Emilia Romagna. Si osserva che negli anni '30 l'area era completamente sgombra da edificazioni e che il canale Candiano era molto più stretto dell'attuale. La banchina IFA (in rosso nella stessa figura) è stata quindi realizzata in corrispondenza della sponda sinistra del canale.



Figura 5 – Foto aerea storica dell'area in esame (volo IGM 1931-1937) sovrapposta alla recente Carta Tecnica Regionale (da cartografia GIS regione Emilia Romagna)

In Figura 8 è rappresentata una vista aerea recente dell'area in questione, in cui si riconosce il banchinamento su cui operano gru semoventi.

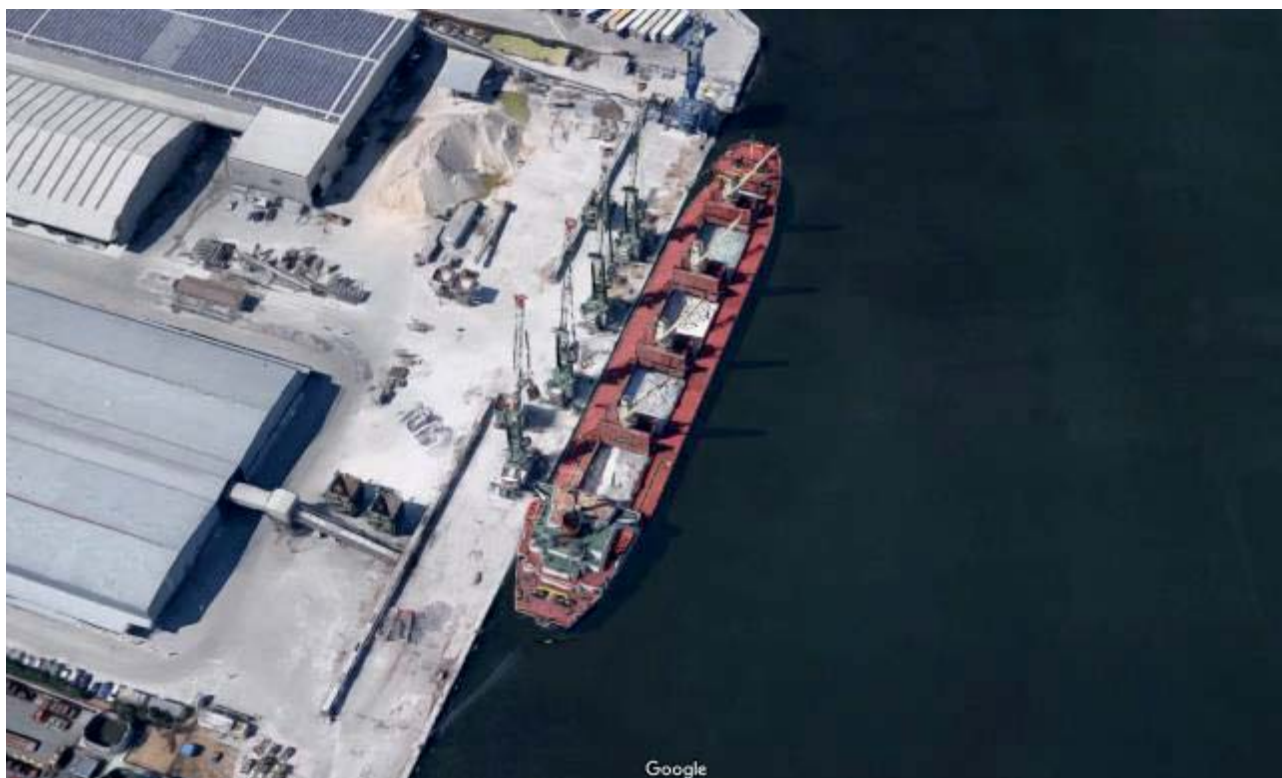
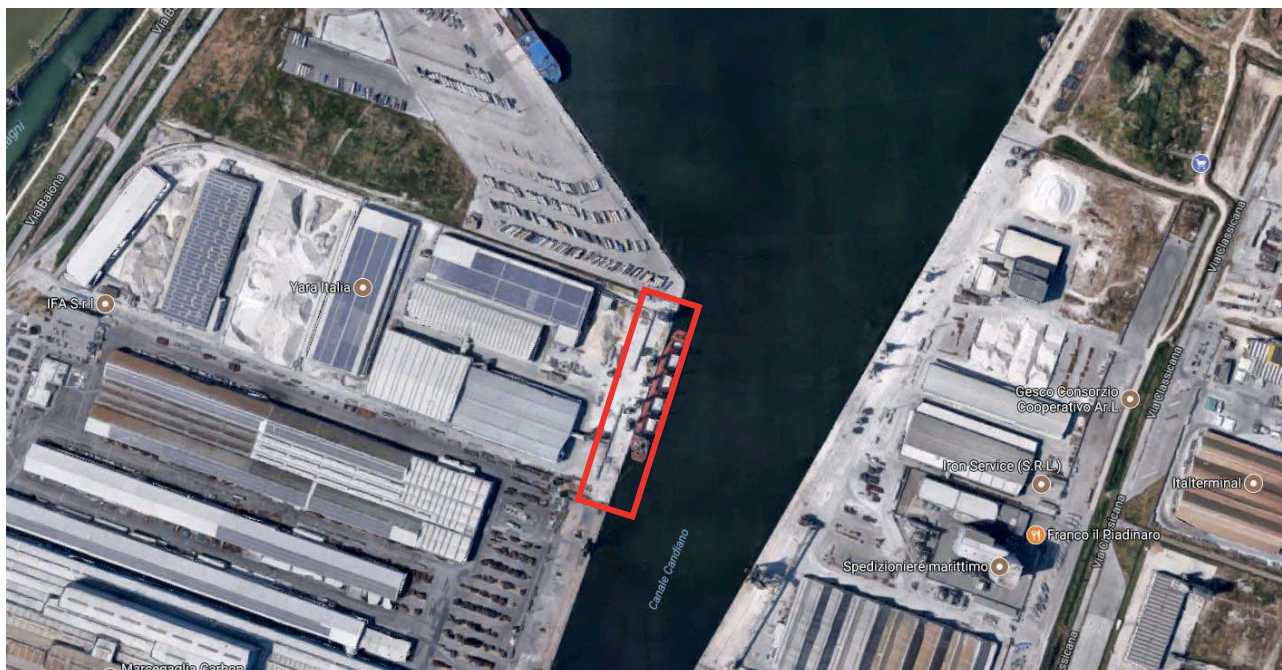


Figura 8 – Vista aerea recente 2D e 3D dell'area in esame (da Google maps)

4.2.2 Analisi della documentazione d'archivio del progetto originario

Lo schema statico e geometrico delle strutture esistenti di banchina è stato ricostruito in fase di progettazione definitiva sulla base del progetto dell'opera esistente e della Relazione di Collaudo statico.

Per come risulta dagli elaborati dal progetto originale del 1979, la struttura è costituita da diaframmi rettangolari in c.a. realizzati sul posto di dimensioni 4,00 × 1,15 m (base × spessore pannello), estesi fino a -22,00 m da l.m.m., calcolati per un fondale di -11,50 m da l.m.m.. La trave di banchina ha misure 1,55 × 1,50, pervenendo a quota +2,00 m su l.m.m. In corrispondenza delle bitte la trave raggiunge una larghezza di 2,20 m.

I tiranti di ancoraggio, del tipo a bulbo iniettato, sono inclinati di 18° sull'orizzontale per una lunghezza di 25 m, di cui 10 m di fondazione attiva.

L'armatura dei tiranti è costituita da 7 trefoli da 0,6" Falk (tirante tipo A), che diventano 9 trefoli in corrispondenza delle bitte (tirante tipo B). La relazione di Collaudo segnala che i tiranti previsti in progetto erano diversi da quelli effettivamente posti in opera: in particolare, erano previsti rispettivamente n. 6 e n.7 trefoli tipo Dyform da 0,6" per i tiranti tipo A e tipo B.

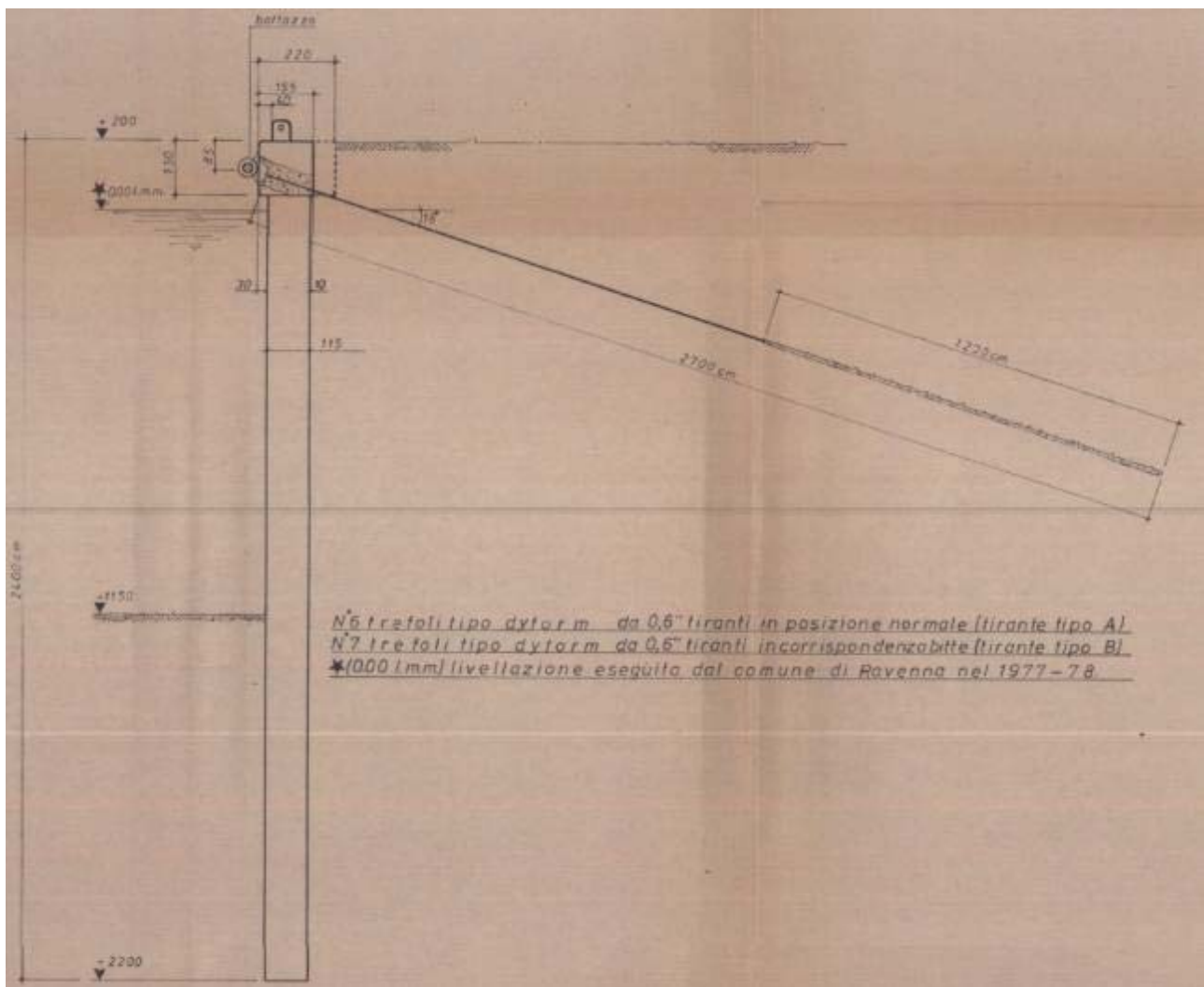


Figura 9 – Sezione tipo del banchinamento (dal progetto del 1979)

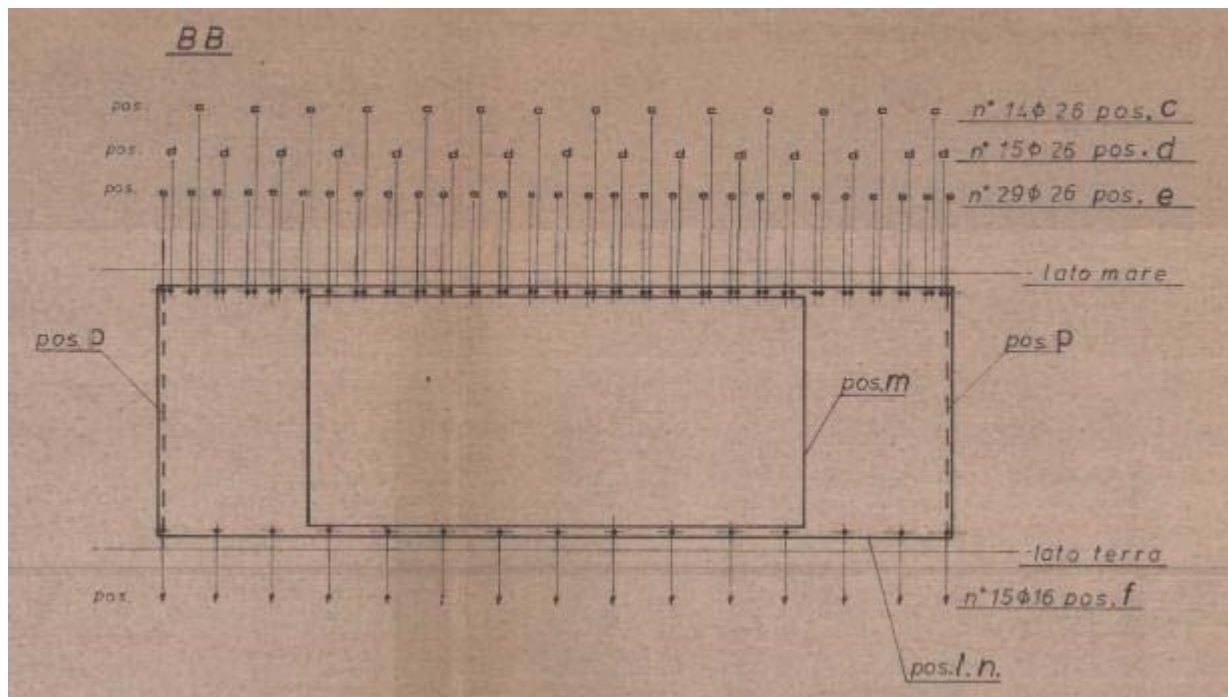


Figura 12 – Sezione ed armatura nel tratto di massima sollecitazione del diaframma (da progetto del 1979)

4.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.3.1 Analisi del progetto originario

Per quanto riguarda i materiali, dagli elaborati del progetto originale risulta che è stato utilizzato sia per i diaframmi che per la trave di coronamento calcestruzzo avente resistenza caratteristica a 28 gg non inferiore a 25 MPa, acciaio Fe B 44 k per le armature principali, Fe B 32 k per le armature secondarie.



MATERIALI	
CALCESTRUZZO:	
Resistenza caratteristica a 28 gg.	$R_{ck} = 250$ Kg/cmq.
ACCIAIO TIPO FeB 44K (controllato)	<u>TONDINI $\phi 16 - \phi 20$</u>
Tensione ammissibile	$\delta_1 =$ Kg/cmq.
ACCIAIO TIPO FeB 32K	<u>RESTANTI TONDI</u>
Tensione ammissibile	$\delta_1 =$ Kg/cmq.

Per i trefoli di ancoraggio sono stati utilizzati trefoli da 0,6" tipo Falk ($A=139 \text{ mm}^2$) con portata ammissibile di 15 t in luogo dei trefoli Dyform da 0,6" di portata ammissibile pari a 18,4 t.

4.3.2 Prove sui materiali esistenti

Per definire la qualità dei materiali presenti e lo stato di conservazione dell'opera, in fase di progettazione definitiva è stata realizzata una campagna di indagine costituita da:

- prelievo di 4 carote di calcestruzzo dalla trave di banchina (da due siti diversi, 2 prelievi per sito) da sottoporre a prove di compressione;
- prelievo di due barre d'armatura dalla trave di banchina (1 per sito di indagine) da sottoporre a prove di trazione;
- apertura di 2 nicchie delle testate di ancoraggio per verifica visiva dello stato di conservazione e prova di isolamento elettrico del tirante (ERM II, da EN 1537:2002);
- escavo a tergo della trave per ispezione del tirante e prelievo di un trefolo per prove di trazione.

Dal progetto definitivo, risulta che:

- la resistenza a compressione delle carote di calcestruzzo prelevate dalla trave di banchina è risultata pari a 17,45 – 19,44 – 20,52 – 24,61 MPa;
- le prove di trazione sulle due barre $\phi 10$ prelevate dalla trave di banchina hanno dato esito negativo su una barra ossidata e 249 MPa a snervamento e 346 MPa a rottura sull'altra barra;
- le testate degli ancoraggi apparivano leggermente ossidate (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**); la resistenza elettrica misurata in accordo al metodo ERMII è risultata quasi sempre inferiori a 100 k Ω , ad indicare uno scarso isolamento dei tiranti;
- l'escavo del tirante a tergo della trave mostra la presenza di una guaina isolante sulla parte libera dei trefoli. Il trefolo ha un'area di 138 mm 2 con una resistenza a rottura di 249 kN pari a 1.749 MPa.

4.4 RILIEVI ESEGUITI IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA

Il C.G. ha eseguito dettagliate indagini complementari relativi alla banchina IFA, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi ed in particolare:

- 1) Rilievo Georadar 3D;
- 2) Rilievo Aereofotogrammetrico banchina;
- 3) Paramento banchina restituito dal SONAR e rilievo multibeam;
- 4) Rilievo Topografico Banchina e Laserscan;
- 5) Documentazione fotografica;
- 6) Geolocalizzazione da mare della posizione delle testate dei tiranti di ancoraggio esistenti;
- 7) Rilievo visivo dello stato di consistenza dei luoghi.

4.4.1 Verifiche geometriche

4.4.1.1 Lunghezza della banchina

L'effettiva lunghezza della banchina IFA (cantiere I) rilevata nel corso delle indagini integrative effettuate dal G.C. è pari a 250.160 m, ovvero circa 7,00 m in meno rispetto a quanto riportato negli elaborati del progetto definitivo posto a base d'appalto (257,00 m).

4.4.1.2 Quota trave di coronamento

Dall'analisi del rilievo topografico eseguito nel corso delle indagini integrative dal G.C., emerge che la quota attuale del ciglio di banchina risulta essere pari a +1,75 m s.l.m.m., inferiore a circa 25 cm rispetto a quanto riportato dal progetto definitivo posto a base d'appalto.

4.4.1.3 Fronte banchina

Il paramento di banchina rilevato mediante strumentazione Lidar+multibeam+sonar si presenta caratterizzato dal disallineamento dei diaframmi in c.a. a sezione piena. Dall'analisi dei rilievi si nota infatti la presenza di moduli di diaframma sporgenti rispetto all'allineamento teorico del paramento ed un disallineamento dei diversi pannelli in c.a..

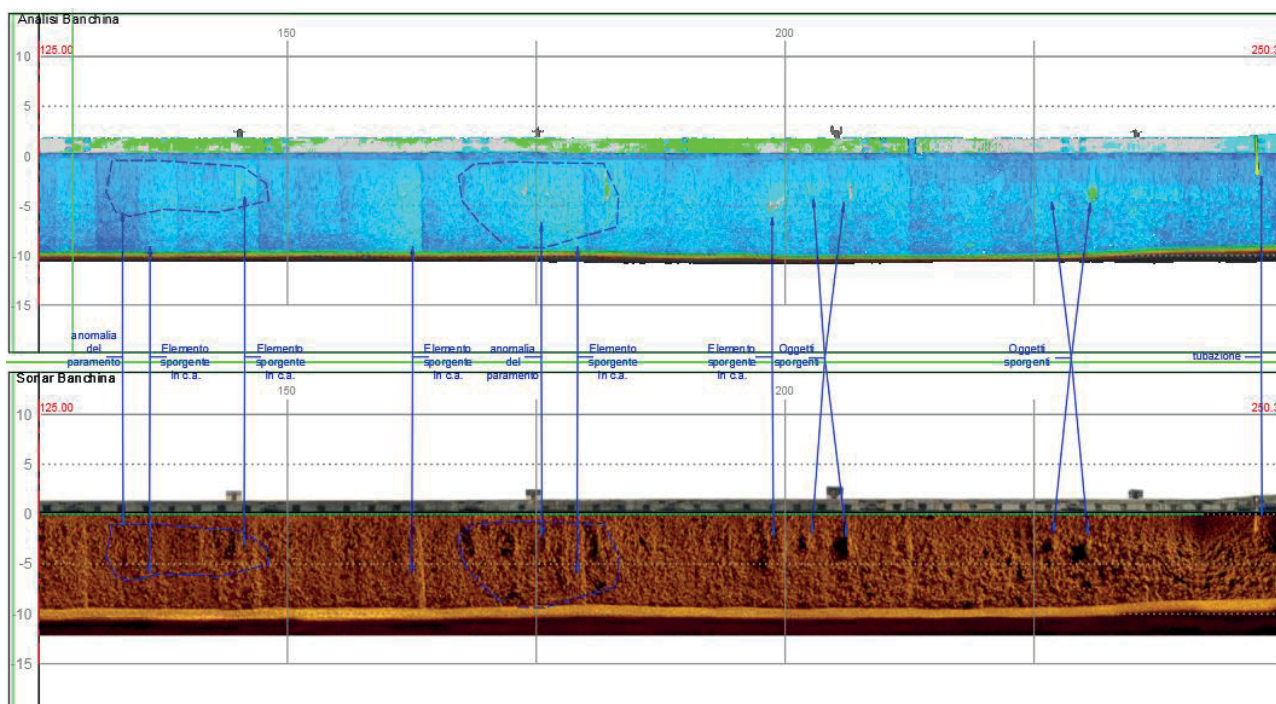


Figura 13 - Paramento di banchina esistente rilevato mediante Lidar e multibeam

4.5 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Il paragrafo §C8.5.4 della Circolare applicativa delle Norme vigenti fornisce una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Anche se riferita principalmente agli edifici, la Circolare applicativa fornisce comunque un riferimento anche per il caso in esame. La Tabella 1 ripresa dalla Circolare stessa suggerisce, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, i seguenti fattori di confidenza da adottare in relazione a tre livelli di conoscenza: conoscenza limitata (LC1), conoscenza adeguata (LC2), conoscenza accurata (LC3).

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Per il caso della banchina IFA si ritiene che il livello di conoscenza raggiunto (LC3) con i dati reperiti e le prove effettuate (“estese”) sia tale da poter assumere i valori di resistenza dei materiali riportati nel capitolo “Caratteristiche dei Materiali” (FC = 1).

4.6 ANALISI DELLE CARENZE DELLA STRUTTURA ATTUALE IN RELAZIONE ALLE NUOVE ESIGENZE DI UTILIZZO

Pur essendo la struttura esistente piuttosto robusta, presenta alcuni segni di degrado dei materiali legati anche ad una attenzione diversa alla durabilità delle strutture all’epoca della costruzione della banchina. Come già rilevato dal Progetto Definitivo, la qualità dei calcestruzzi non è adeguata a quanto richiesto oggi per un’opera esposta all’ambiente marino, così come la resistenza degli acciai da c.a. e dei tiranti esistenti risulta essere insufficiente.

Le strutture esistenti presentano diffusi segni di degrado dei materiali. Sulla trave sono ben evidenti diffusi dissesti locali dovuti all’innesco di fenomeni di corrosione con distacco del copriferro e talvolta con esposizione delle armature in acciaio.



Figura 14 - Trave di banchina - sgrottamenti ed armature esposte

Le testate risultano essere leggermente ossidate e i tiranti risultano essere scarsamente isolati.



Figura 15 – Fotografia del tirante di ancoraggio a tergo della trave

Per questi motivi ed in relazione alle importanti prestazioni richieste dal piano regolatore al banchinamento, si sono valutate non sufficientemente affidabili le strutture esistenti e si è optato per il rifacimento completo dell'opera.

Alla luce di ciò ed in analogia a quanto previsto nel Progetto Definitivo posto a base d'appalto, nelle analisi condotte in fase di progettazione esecutiva dell'intervento di consolidamento della banchina IFA si è trascurato il contributo resistente offerto dalle strutture esistenti.

5 INTERVENTO PREVISTO DA PROGETTO ESECUTIVO

Il progetto esecutivo è stato elaborato con il duplice scopo di superare le criticità rilevate dall'analisi del progetto definitivo posto a base d'appalto e di aggiornare il progetto alle evidenze rilevate a seguito delle indagini integrative effettuate dal Contraente Generale, in conformità all'analisi della matrice dei rischi prodotta in sede di gara.

Per la banchina IFA il PD prevedeva la realizzazione di un palancoato continuo a tergo della paratia esistente in grado di garantire la continuità del paramento in c.a. anche in caso di disallineamenti futuri delle strutture esistenti.

Il Progetto Esecutivo ha adottato delle soluzioni di consolidamento discontinue per tale banchina (al fine di mantenere in servizio gli ancoraggi esistenti) e la continuità del paramento si ottiene con interventi di sutura consistenti in perfori $\varnothing 300\text{mm}$ tra i pali strutturali nei quali viene posato un tessuto non tessuto ("calza") idoneo a contenere una malta di iniezione

Le soluzioni adottate e di seguito descritte sono state preventivamente verificate e condivise dal Direttore per l'Esecuzione e dalla Stazione Appaltante.

In via preliminare si rappresenta che le soluzioni indicate nel PE risultano pienamente coerenti con le cogenti prescrizioni delle NTC 2018. Pertanto le armature dei pali delle paratie poste a tergo delle pareti combinati esistenti sono state dimensionate in relazione all'effettivo quadro sollecitativo e non già per raggiungere le resistenti individuate nel PD.

L'adeguamento strutturale della banchina IFA previsto dal progetto esecutivo prevede l'esecuzione delle seguenti opere:

- intervento di consolidamento dello strato sabbioso potenzialmente liquefacibile mediante vibroflottazione con colonne di ghiaia fino a -12.50 m dal l.m.m.;
- realizzazione di una paratia di **pali trivellati in c.a. d: 1000mm L= 30.00 m posti ad interasse 1.25 m** (disposti in maniera da non interferire con i tiranti esistenti posti ad interasse pari a 2.50m) distanziata di 140 cm dal diaframma esistente, senza palancole intermedie; Tale paratia, da realizzare a tergo della struttura a diaframmi esistente sarà realizzata con un sistema di infissione della tubazione di rivestimento, che dovrà essere eseguito con tecniche di avvitamento a rotazione con lamierini spessorati ($s=22\text{ mm}$) dotati di giunti a labirinto;
- demolizione controllata corticale della trave di coronamento esistente (lato superiore e lato interno);
- realizzazione di una nuova trave di coronamento in c.a. di dimensioni $4,00 \times h = 2,30\text{ m}$ in calcestruzzo C35/45 armato con barre d'armatura in acciaio B 450 C, connessa alla trave esistente mediante n.4 barre in acciaio B 450 C $\varnothing 24/30$ inghisate inghisaggio mediante iniezione di malta cementizia polimero – modificata espansiva a ritiro compensato;
- realizzazione di nuovi tiranti di ancoraggio passivi in barre **dywidag d:47 mm con bulbo ad iniezioni ripetute (IRS)** aventi le seguenti caratteristiche:
 - Interasse $1,50\text{ m}$;
 - Diametro nominale $D_n = 0,25\text{ m}$;
 - Lunghezza del bulbo attivo $L_s = 16,00\text{ m}$;
 - Lunghezza del tratto passivo $L_p = 17,00\text{ m}$;
 - Inclinazione sull'orizzontale $i = 11^\circ$;
 - Quota testa tirante $+2,00\text{ s.l.m.m.}$

I tiranti di progetto saranno ancorati alla nuova trave di coronamento all'interno di apposite nicchie successivamente sigillate con calcestruzzo C16/20 di chiusura.

Ai fini di garantire la continuità della paratia di progetto, tra i pali in c.a. saranno inoltre realizzati perfori di sigillatura della paratia con tessuto non tessuto di diametro variabile $d:220/300\text{ mm}$ di lunghezza $L = 14.00\text{ m}$ riempiti in calcestruzzo C28/35 XS3.

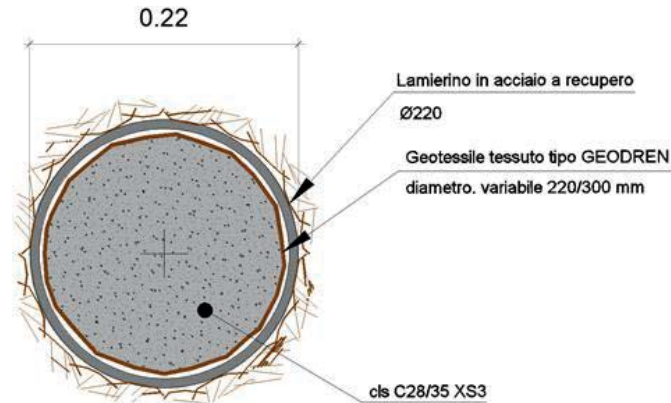


Figura 16 - Particolare perforo di chiusura

Si riporta di seguito una sezione tipologica dell'intervento di progetto previsto per il consolidamento della banchina IFA.

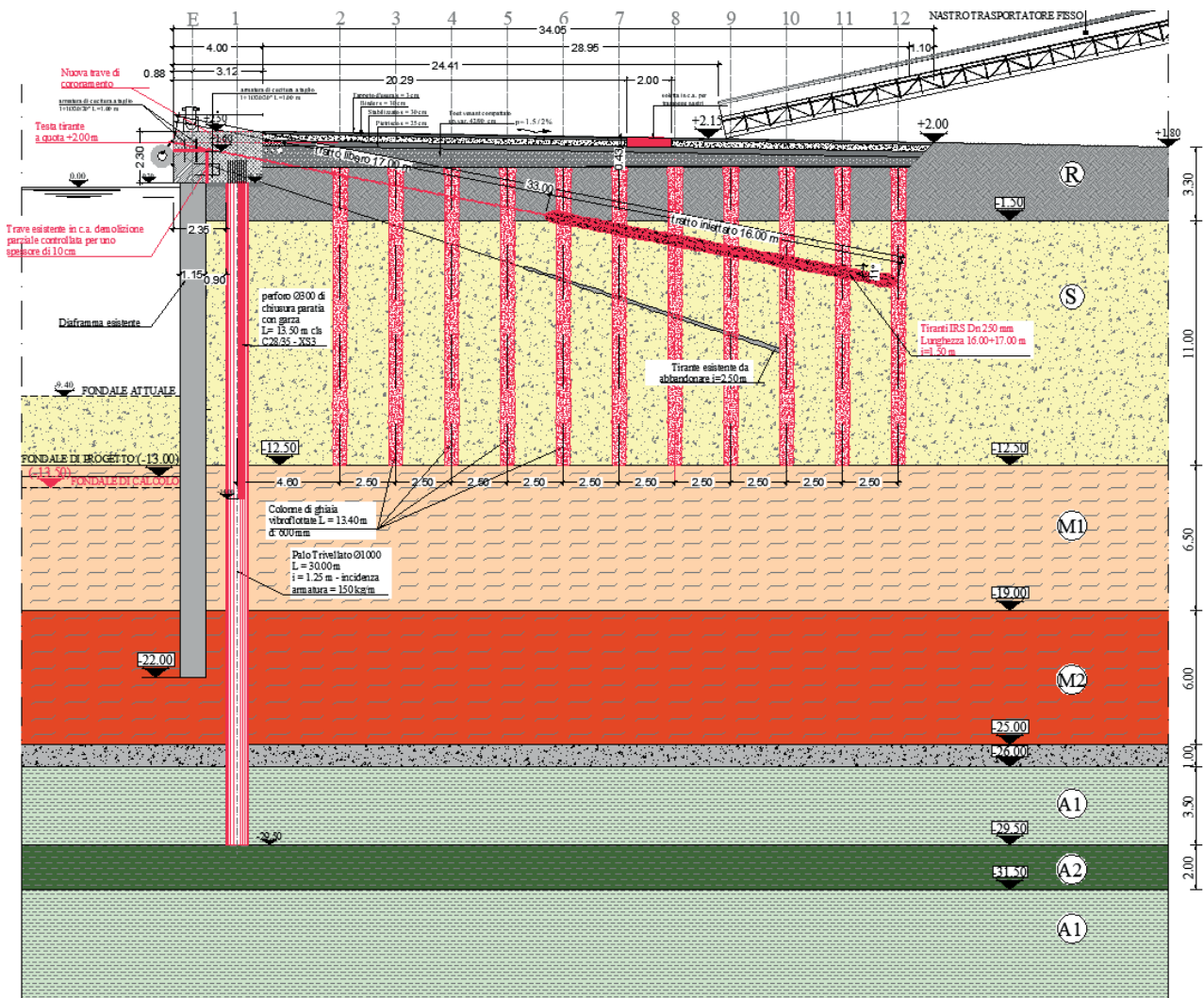


Figura 17 - Sezione tipologica di progetto - Banchina IFA

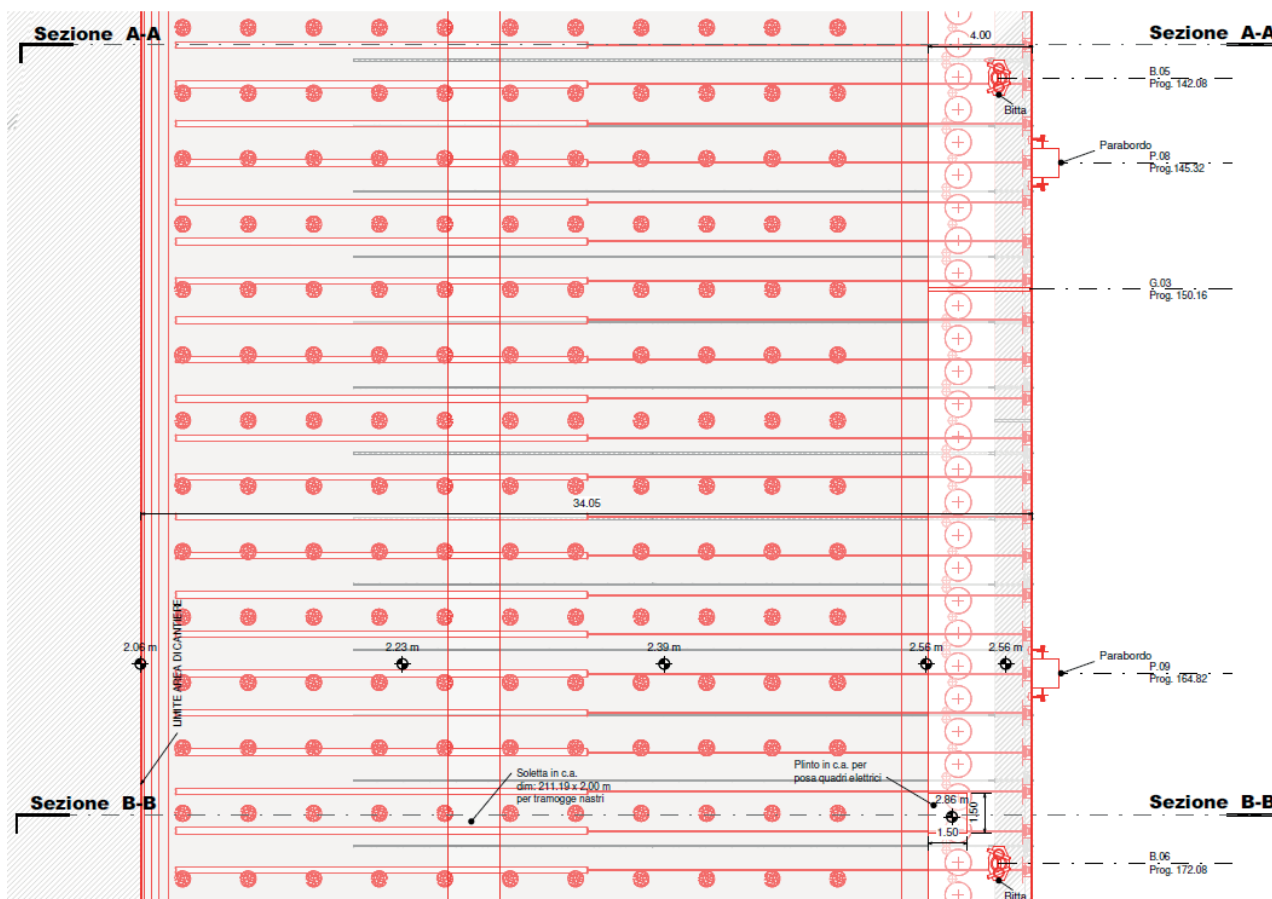
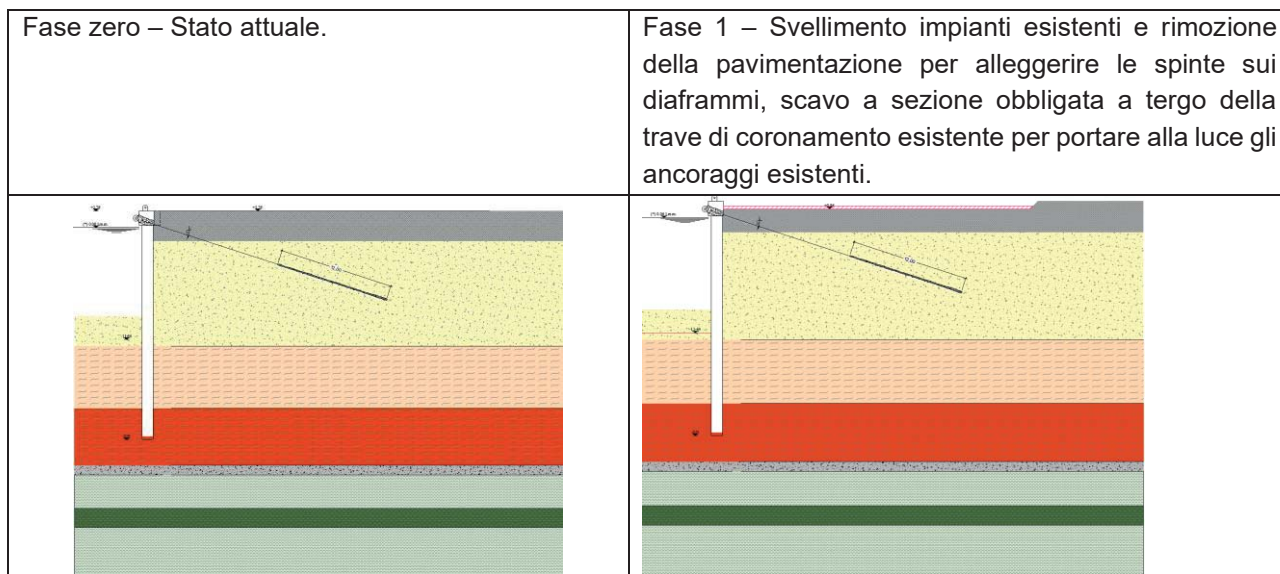
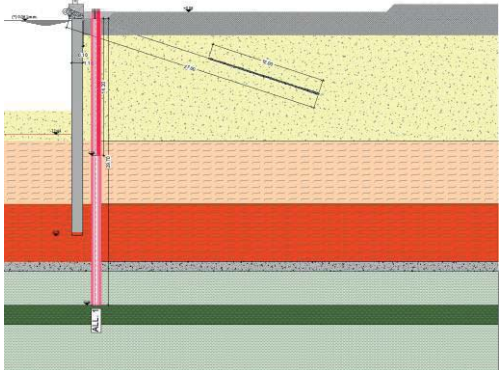
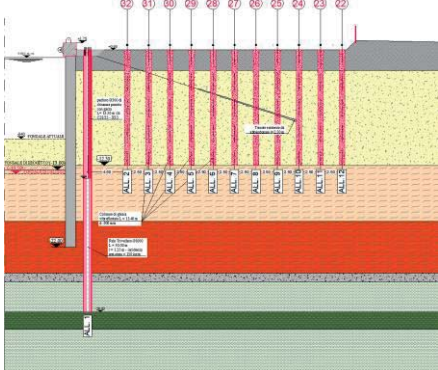
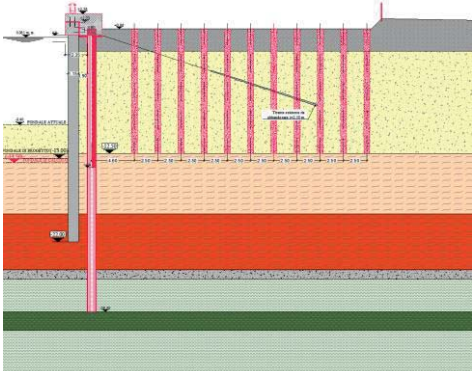
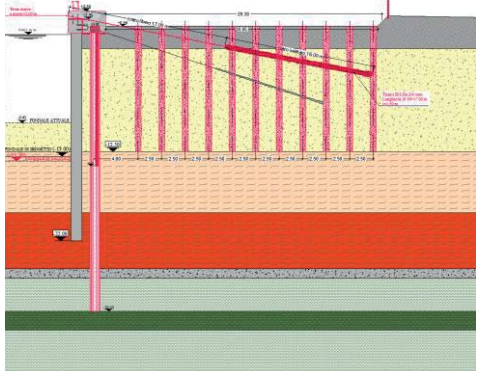
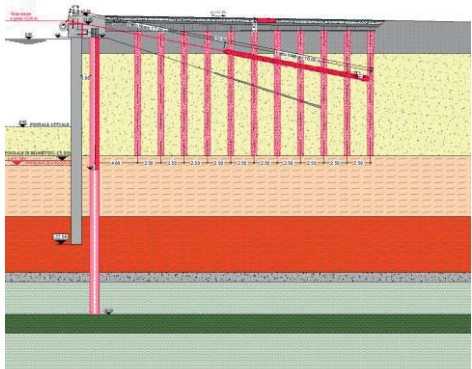
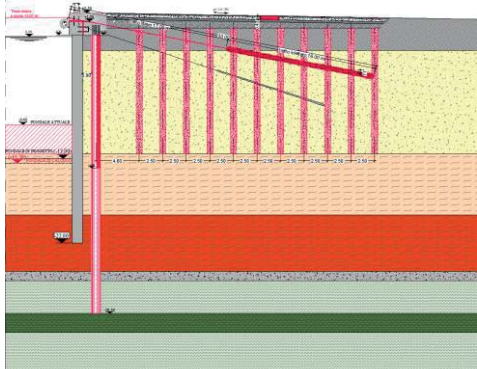


Figura 18 - Stralcio planimetria di progetto - Banchina IFA

Tale soluzione consente di risolvere le criticità legate all'interferenza tra le opere di progetto e i tiranti esistenti, i quali verranno dunque lasciati in esercizio durante le fasi transitorie di realizzazione della paratia di pali, evitando le complicate operazioni di taglio, ritesatura e riconnessione di questi alla paratia di progetto prima dell'esecuzione dei nuovi tiranti.

Le fasi realizzative salienti dell'intervento dal punto di vista della stabilità dell'opera sono sintetizzate negli schemi seguenti.



<p>Fase 2 – Realizzazione della paratia di pali trivellati in c.a. d:1000 mm ad interasse $i=1,25$ m e monitoraggio delle deformazioni del diaframma esistente mediante tubo inclinometrico. Realizzazione dei perfori di chiusura tra i pali in c.a. della paratia.</p>	<p>Fase 3 – Intervento di consolidamento dello strato sabbioso S mediante vibroflottazione con colonne di ghiaia d:600 mm disposte a maglia quadra 2,50 x 2,50 m</p>
	
<p>Fase 4 – Scarifica superficiale della trave di coronamento esistente. Realizzazione ringrosso della trave di coronamento in c.a. (dim. 4,00 x h=2,30 m)</p>	<p>Fase 5 – Realizzazione dei nuovi tiranti a bulbo iniettato con tecnologia IRS (barra tipo Dywidag $\varnothing 47$).</p>
	
<p>Fase 6 – Formazione del riempimento in tuot venant (spessore var. 40/50 cm) e del pacchetto di pavimentazione</p>	<p>Fase 7 – Escavo fino al fondale di progetto (-13,00 m dal l.m.m.)</p>
	

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO

Per gli interventi di progetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Conglomerato cementizio classe di resistenza C35/45 classe di esposizione XS3 per la realizzazione delle opere in c.a.;
- Acciaio in barre tipo B 450 C per le armature delle opere in c.a.;
- Acciaio acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H per i tiranti di ancoraggio.

Si riporta di seguito una descrizione dettagliata dei materiali utilizzati negli interventi di progetto.

6.1 CALCESTRUZZI PER LE OPERE IN C.A.

Ai sensi della disciplina per le opere in conglomerato cementizio armato (Legge 05/10/71 n. 1086 pubblicata in G.U. n. 321 art.4 capo B), si riportano di seguito le caratteristiche, la qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati per le opere del progetto in questione, determinati in conformità al D.M. 17/01/2018.

6.1.1 Caratteristiche meccaniche

Per le opere in calcestruzzo armato di progetto verrà utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C35/45 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | |
|---|---|
| • Modulo di elasticità: | $E = 34625 \text{ MPa}$ |
| • Peso specifico: | $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$ |
| • Coefficiente di dilatazione termica | $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| • Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni | $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni | $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza media a trazione semplice (assiale) | $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$ |
| • Valore caratteristico della resistenza a trazione | $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd} = 0.57 f_{ck} = 21.17 \text{ MPa}$ |
| • Resistenza di calcolo a trazione | $f_{ctd} = f_{ctk} / 1.50 = 1.56 \text{ MPa}$ |

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al § 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018.

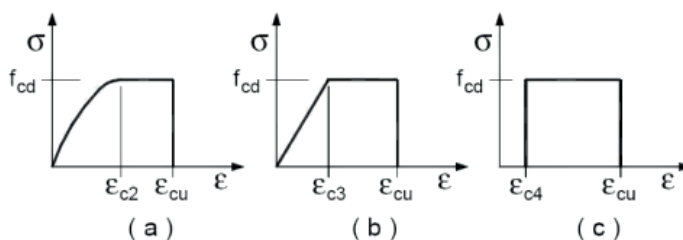


Figura 19 - Diagrammi di calcolo tensione - deformazione del calcestruzzo

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

6.1.2 Classe d'esposizione e classe di consistenza

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in oggetto si hanno condizioni ambientali molto aggressive. Per le opere in oggetto saranno dunque utilizzati calcestruzzi aventi la seguente classe d'esposizione XS3 – Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea.

Vengono di seguito riepilogate le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	0,45 (UNI 11104)	340 (UNI 11104)	C32/40 (UNI 11104)
			0,50 (UNI EN 206-1)	300 (UNI EN 206-1)	C30/37 (UNI EN 206-1)
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua	0,45 (UNI 11104)	360 (UNI 11104)	C35/45 (UNI 11104)
			0,45 (UNI EN 206-1)	320 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI EN 206-1)
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti. alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45 (UNI 11104)	360 (UNI 11104)	C35/45 (UNI 11104)
			0,45 (UNI EN 206-1)	340 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI EN 206-1)

Tabella 1 - Ambiente esposto a cloruri presenti nell'acqua di mare

Per le opere in oggetto verrà utilizzato un calcestruzzo di consistenza fluida, ovvero di classe di consistenza S4.

6.2 ACCIAIO

6.2.1 Acciaio per armatura c.a.

Le barre di armatura delle strutture in c.a. saranno in acciaio tipo B 450 C.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018, la normativa ha introdotto l'utilizzo di una sola tipologia di acciaio nervato, l'acciaio del tipo B450. In particolare, le barre sono caratterizzate dal diametro ϕ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7.85 kg/dm³.

Gli acciai B450C (profilati a caldo) possono essere impiegati in barre di diametro ϕ compreso tra 6 e 40 mm. Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche di riferimento:

- Modulo di elasticità: $E = 210000 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo allo snervamento $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. 3.b.

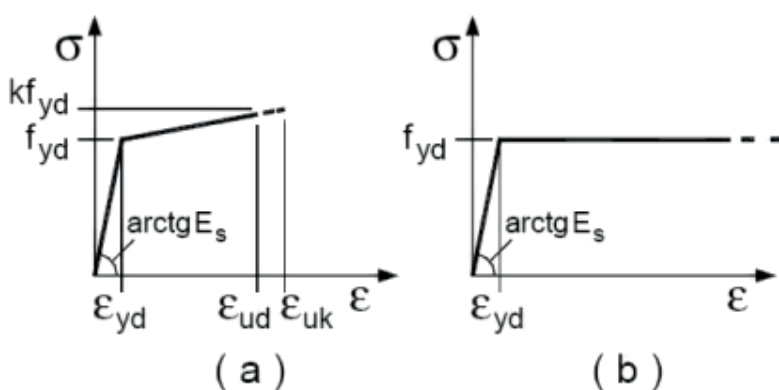


Figura 20 - Legami costitutivi acciaio

6.2.2 Acciaio per i tiranti di ancoraggio

Il progetto esecutivo prevede la realizzazione di ancoraggi in barre con l'utilizzo di acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H.

Le caratteristiche minime dell'acciaio utilizzato per i tiranti sono di seguito riportate:

- Modulo di elasticità: $E = 210000 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Tensione caratteristica allo snervamento $f_{yk} > 950 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 1050 \text{ MPa}$

La protezione dei tiranti di ancoraggio sarà garantita da un sistema di doppia protezione anticorrosione (DCP) con guaina preiniettata a fessurazione controllata in conformità a quanto previsto dal progetto definitivo.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nel presente capitolo viene riportata la caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni di sedime presenti nell'area della banchina IFA.

Per l'identificazione e la caratterizzazione dei terreni dell'area portuale di Ravenna si è fatto ricorso alle indagini in sito, alle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati e alle prove geofisiche. Tutti i risultati sono stati analizzati allo scopo di definire i modelli geotecnici di riferimento del sottosuolo per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere in progetto.

Per quanto non espressamente riportato, ed in particolare per quanto concerne l'inquadramento geomorfologico, le campagne di indagine assunte a riferimento, i criteri utilizzati per l'interpretazione delle indagini e le correlazioni adottate per interpretare i risultati delle prove in sito, si rimanda agli elaborati progettuali "1114-E-SIN-GEO-RT-01-0 Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica" e "1114-E-SIN-GTC-RT-01-0 Relazione geotecnica delle banchine".

7.1 PROFILO STRATIGRAFICO

Si riporta di seguito la sequenza stratigrafica rilevata e già delineata nell'ambito del PD.

Unità R (depositi antropici)

I depositi antropici di tipo "R" presentano uno spessore massimo di 2-3 metri, sono attribuibili alla realizzazione di opere superficiali quali piazzali-viabilità e per rialzare l'area portuale.

Unità P (depositi palustri superficiali)

Anche se senza continuità su tutta l'area indagata, al di sotto dei terreni di riporto è stata rilevata la presenza di terreni argillosi e torbosi costituenti i depositi palustri superficiali (unità P) di spessore variabile ad un massimo di 3m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta q_c compresa tra 0.5MPa e 1.2MPa.

Unità S (depositi di cordone litorale)

Al di sotto dei terreni di riporto, presenti con spessore variabile sino ad una profondità di +1.0 ÷ -3.0m s.l.m.m., e fino alla profondità di circa -8 ÷ -13 m s.l.m.m., si rileva la presenza delle sabbie fini di cordone litorale (unità S). Tali terreni sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a livelli limosi di spessore decimetrico e presentano valori della resistenza alla punta q_c misurata nelle prove penetrometriche statiche compresa tra 2MPa e 8MPa.

Unità M (depositi di prodelta)

A seguire e sino alla profondità di -25.0 ÷ -27.0m s.l.m.m. si incontrano i depositi di prodelta (unità M). La litologia è caratterizzata dalla presenza di limi argillosi, ma si riconosce anche la presenza di livelli sabbiosi più consistenti dalla quota di -16.0 ÷ -23.0m s.l.m. (q_c compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa).

Unità T (depositi di barriera trasgressiva)

Da -23.0 ÷ -25.0m s.l.m.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico (q_c compresa tra 8MPa e 13MPa). Tale deposito è intercalato da livelli fini tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.

Unità A (depositi di piana alluvionale)

A seguire e sino alle massime profondità indagate si incontrano i depositi di piana alluvionale (unità A) caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti

alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più sabbiosi presentano valori di resistenza alla punta q_c prossimi a 10 MPa.

Si riassumono di seguito le unità geotecniche definitive:

- unità R: terreni di riporto
- unità P: depositi di palude salmastra
- unità S: sabbie fini di cordone litorale
- unità M: depositi di prodelta
- unità T: strati sabbiosi trasgressivi
- unità A: depositi di piana alluvionale

Nella seguente tabella viene riportata la sequenza stratigrafica di riferimento per il modello geotecnico della banchina IFA

Tabella 2 - Stratigrafia di riferimento modello geotecnico IFA

Unità	z_{in} m s.l.m.	z_{fin} m s.l.m.	Spessore m
R	2	-1.5	3.5
S	-1.5	-12.5	11
M1	-12.5	-19	6.5
M2	-19	-25	6
T	-25	-26	1
A1	-26	-29.5	3.5
A2	-29.5	-31.5	2
A1	-31.5	-35	3.5

7.2 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEI TERRENI

Il progetto prevede in corrispondenza della banchina IFA un intervento di miglioramento del terreno di fondazione, nello specifico dello strato S al fine di ridurre il rischio di liquefazione.

L'intervento di consolidamento dei terreni sarà eseguito utilizzando la tecnica della vibrosostituzione con tecnologia del tipo *top-feed*. La vibrosostituzione colonnare consiste nella realizzazione, all'interno del terreno da trattare, di colonne in materiale granulare. Gli effetti di questa tecnica di consolidamento dipendono dalle caratteristiche dei terreni trattati, oltre che ovviamente dall'energia e dalla quantità di materiale granulare utilizzato. In particolare, per terreni con comportamento drenato, granulari e non coesivi, l'effetto di addensamento è molto significativo; per terreni a grana più fine, l'effetto di addensamento si riduce in funzione della ridotta mobilità intergranulare – e quindi della plasticità del materiale trattato – arrivando all'estremo ad un meccanismo di sola sostituzione del terreno originale con un terreno granulare di migliori proprietà meccaniche e, soprattutto, drenante.

Nel caso in esame, trattandosi di terreni sabbiosi, si avrà un incremento della densità relativa nonché un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dello strato consolidato.

L'intervento prevederà la realizzazione di colonne in ghiaia con diametro nominale pari a 600 mm disposte a maglia quadra ad interasse pari a 2.50x2.50 m, in modo da non interferire nelle fasi esecutive dell'intervento con i tiranti esistenti. Il trattamento sarà esteso per l'intero spessore delle sabbie, stimabile tra il p.c. (+0,5 ÷ +1,0 m su l.m.m.) e -12,50 m da l.m.m., formando colonne di ghiaia di lunghezza complessiva pari a circa 13,40 m, per una fascia di circa 30 m dal filo banchina.

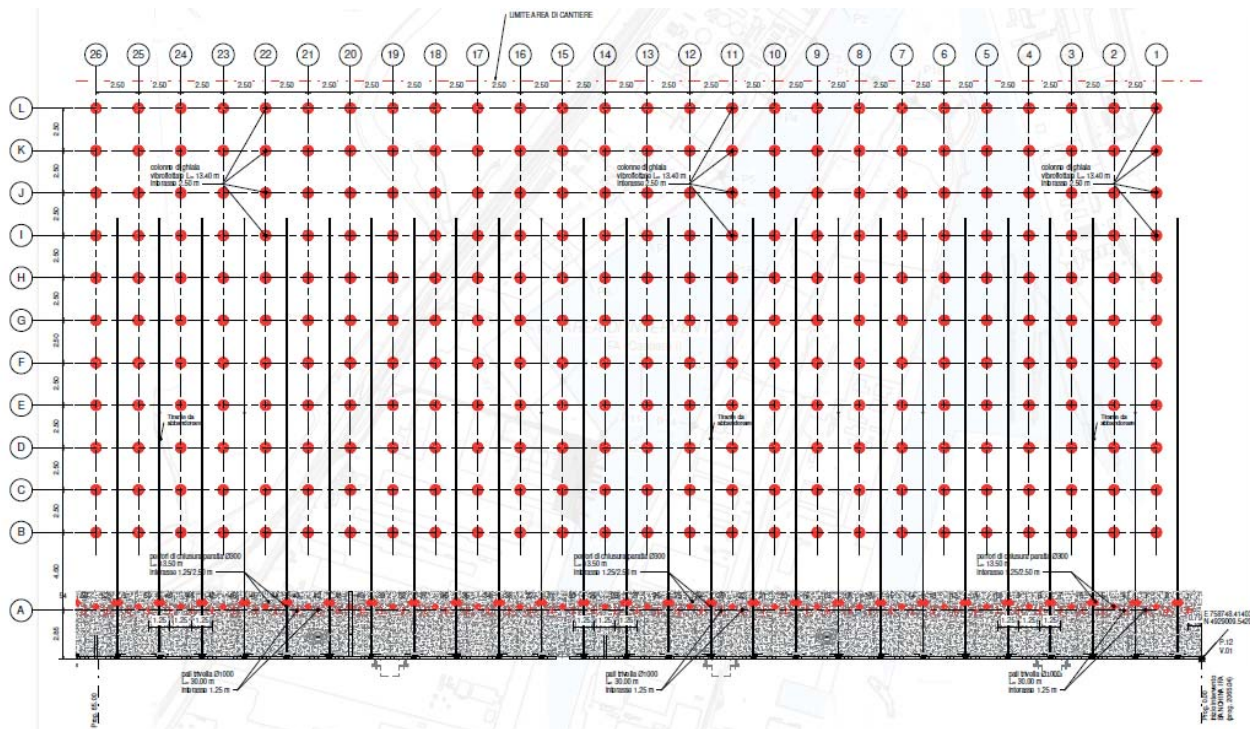


Figura 21 - Stralcio planimetrico tracciamento colonne di ghiaia

Per gli aspetti geotecnici rilevanti, è stato considerato attraverso sia un effetto di addensamento dello strato sabbioso ($D_{r(post)} = 60\%$), sia in termini di miglioramento delle caratteristiche del terreno valutato con un incremento del 15÷20% della rigidezza dello stesso e in un incremento minimo di resistenza al taglio (pari a 2 gradi) legato al maggior grado di addensamento, tenendo conto di una media pesata tra le aree di terreno naturale e quelle di colonne in ghiaia.

Si ritiene che tali valori rappresentino il limite inferiore di quanto sia possibile ottenere con vibrosostituzione.

7.3 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito la stratigrafia di riferimento per il modello geotecnico della banchina IFA

Tabella 3 - Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Banchina IFA

Unità	z_{in} m s.l.m.	z_{fin} m s.l.m.	Spessore m	γ/γ' kN/m ³	ν	OCR	e_0	C_c	C_R	c_v m ² /s	D_R %	ϕ'_k deg	c'_k kPa	$c_{u,k}$ kPa	V_s m/s	G_0 MPa	E_{op} MPa	r	M MPa
R	2	-1.5	3.5	19/9	0.25	-	-	-	-	-	-	32	0	0	140	3841	25	2	15
S	-1.5	-12.5	11	20/10	0.25	-	-	-	-	-	40	34	0	0	160	52	25	2	15
S _{trattato*}	-12.5	-11.5	-1	20/10	0.25	-	-	-	-	-	60	36	0	0	170	60	30	2	18
M1	-12.5	-19	6.5	18,5/8,5	0.3	1	0.9	0.13	0.35	2.00E-07	-	29	5	30	175	95	9	4	6
M2	-19	-25	6	18,5/8,5	0.3	1	0.9	0.13	0.35	4.00E-07	-	30	5	45	225	127	12	4	8
T	-25	-26	1	20/10	0.25	-	-	-	-	-	50	35	0	0	250	112	42	2	25
A1	-26	-29.5	3.5	19/9	0.3	1	0.8	0.25	0.04	-	-	29	5	65	240	131	15	4	10
A2	-29.5	-31.5	2	20/10	0.25	-	-	-	-	-	50	35	0	0	260	131	50	2	30
A1	-31.5	-35	3.5	19/9	0.3	1	-	0.25	0.04	-	-	29	5	75	260	1	22	4	15

dove:

- γ/γ' peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- ν coefficiente di Poisson
- OCR grado di sovraconsolidazione

- e_0 indice dei vuoti iniziale
- C_c indice di compressione
- C_R indice di ricomprensione
- c_v coefficiente di consolidazione verticale
- D_r densità relativa
- Φ'_k valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace
- c'_k valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace
- $c_{u,k}$ valore caratteristico coesione in condizioni non drenate
- V_s velocità di propagazione delle onde di taglio
- G_0 modulo di taglio alle piccole deformazioni
- E_{op} modulo elastico di Young operativo assunto per il dimensionamento delle opere di sostegno e di fondazione profonda
- r rapporto tra il modulo in condizioni di compressione vergine e in condizioni di ricomprensione
- M modulo di deformabilità confinato per la stima dei cedimenti per fondazioni di tipo superficiale

7.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Con riferimento alle indagini a disposizione, sono state identificate due aree caratterizzate da profili geotecnici sismici omogenei identificati con MGS1 (comprendente le banchine IFA e parte di Trattaroli Sud) e MGS2 (comprendente le rimanenti) e riportati nella seguente figura.

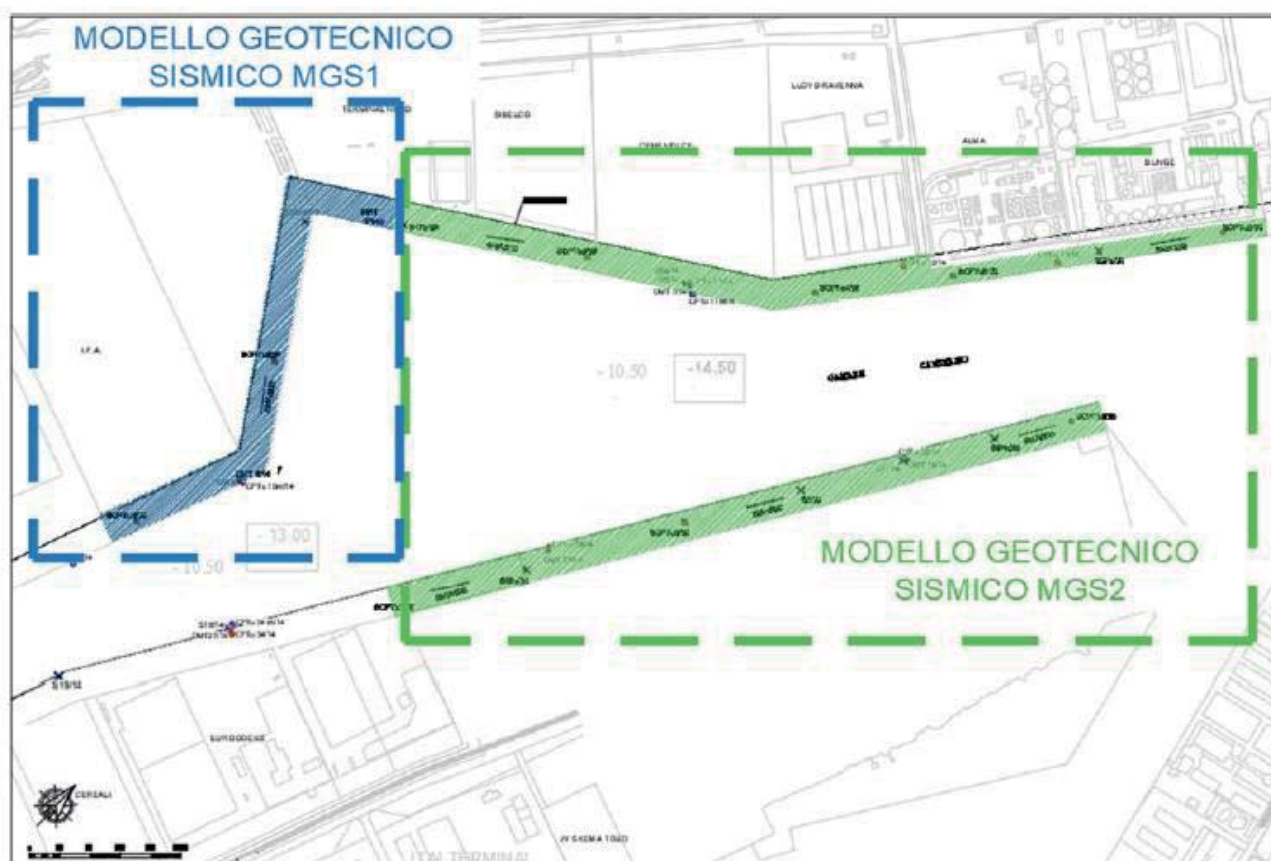


Figura 22 - Planimetria con indicazione delle aree di competenza dei due modelli sismici adottati

Tali modelli si differenziano sostanzialmente per la potenza del banco sabbioso saturo S, in corrispondenza del quale, in condizioni post sismiche, potrebbero manifestarsi un innesco ed accumolo di sovrappressioni neutre Δu , oltre ad un degrado delle caratteristiche di resistenza c' e ϕ' .

La banchina IFA ricade all'interno dell'area caratterizzata dal modello geotecnico MGS1.

In corrispondenza della banchina IFA è previsto un intervento di consolidamento dei terreni mediante vibrosostituzione con colonne di ghiaia. Si ritiene che il miglioramento delle caratteristiche meccaniche ed idraulica, in termini di angolo di attrito, stato di addensamento e caratteristiche drenanti dei terreni, rassicuri nei confronti di eventuali fenomeni di liquefazione e dunque dei possibili effetti in termini di nascita di sovrappressioni interstiziali, nonché rispetto al decadimento delle caratteristiche meccaniche dei terreni in condizioni post sismiche. Per tale motivo in corrispondenza della banchina IFA non sono stati considerate condizioni post-sismiche nelle verifiche di sicurezza.

8 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel presente capitolo si riporta lo studio finalizzato alla definizione della azione sismica di progetto definita in termini di massime accelerazioni orizzontali.

In conformità a quanto riportato nella normativa vigente (art. 3.2.2 NTC 18) l'azione sismica di progetto è stata valutata conducendo una analisi di risposta sismica locale (RSL) allo scopo di valutare gli effetti di sito dovuti ad amplificazione lito-stratigrafica considerando un modello monodimensionale (1D) lineare equivalente.

8.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei margini di sicurezza per i diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito specifico.

La pericolosità sismica viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , determinato a partire dalla vita nominale dell'opera e della Classe d'Uso di questa. Come già riportato al paragrafo §4.2 della presente relazione, la via di riferimento dell'opera è pari a 75 anni.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascun degli stati limite considerati, sono riportate nella normativa italiana (Circolare 7/2019 - §C3.2.1):

S.L.O. (stato limite di operatività)	$P_{VR} = 81\%$
S.L.D. (stato limite di danno)	$P_{VR} = 63\%$
S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita)	$P_{VR} = 10\%$
S.L.C. (stato limite di collasso)	$P_{VR} = 5\%$

La probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente allo *Stato limite di salvaguardia della vita* è pari al 10%, quella relativa allo *Stato limite di danno* è pari al 63%. Determinati i valori di P_{VR} e di V_R è possibile ottenere il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R con la relazione seguente:

Per $P_{VR} = 0,10$ (SLV):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 712 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,63$ (SLD):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 75 \text{ anni}$$

A tale tempo di ritorno, nell'area in esame corrisponde una accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido pari a

S.L.D. (stato limite di danno)	$a_g = 0.064 \text{ g}$
S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita)	$a_g = 0.172 \text{ g}$

La magnitudo associata all'evento sismico agli SLV vale $M_W = 5.96$

8.2 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Con analisi di risposta sismica locale RSL si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base posta ad una certa profondità nel sottosuolo subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti.

L'analisi si articola nelle seguenti fasi:

- Estrazione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili
- Definizione del modello geotecnico-sismico
- Analisi di risposta sismica locale

Per ulteriori dettagli riguardo gli argomenti trattati, si rimanda all'elaborato del Progetto Esecutivo "1114-E-SIN-GEF-RT-01-0 Relazione Sismica".

Dai risultati dell'analisi di RSL, in corrispondenza dei tempi di ritorno di riferimento dell'evento sismico nell'area in esame per l'accelerazione massima attesa sono stati assunti i seguenti valori di progetto

S.L.D. (stato limite di danno) $a_g = 0.10 g$

S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita) $a_g = 0.20 g$

9 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si riporta l'analisi dei carichi permanenti ed accidentali agenti sulla struttura in esame condotta secondo la normativa di riferimento (D.M. 17 gennaio 2018).

In particolare, per le opere in progetto è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, ai sovraccarichi accidentali di banchina, alla gru di banchina, all'acqua, al vento (tiro alla bitta) e al sisma.

9.1 CARICHI PERMANENTI

Nel caso in oggetto i carichi permanenti sono rappresentati dal peso proprio dei terreni di monte e degli elementi strutturali. Questi sono tenuti in conto in maniera automatica dal software di calcolo in base alle caratteristiche fisico – meccaniche assegnate ai diversi litotipi (si rimanda al § 7 della presente per i valori specifici) ed al peso specifico dei materiali utilizzati.

9.2 CARICHI ACCIDENTALI

9.2.1 Sovraccarico di banchina

Trattandosi di una banchina portuale operativa, in analogia con quanto previsto in fase di progettazione definitiva, si assume un valore caratteristico q_k delle azioni variabili unitarie pari a:

$$q_k = 40 \text{ kPa}$$

9.2.2 Tiro alla bitta

In corrispondenza della banchina IFA il tiro alla bitta risulta pari a 1000 kN, da intendersi come valore caratteristico. Le bitte sono poste ad una distanza di 25m. All'interno del software di calcolo è stato dunque considerato un'azione orizzontale unitaria dovuta al tiro alla bitta pari a

$$b = 40 \text{ kN/m}$$

9.2.3 Gru di banchina semovente

Il banchinamento in questione deve essere idoneo all'operatività di gru semoventi. La committenza ha indicato quale gru di riferimento nel porto di Ravenna quella attualmente operante presso la banchina Marcegaglia, le cui caratteristiche essenziali sono indicate nella scheda tecnica di Figura 23 fornita dalla committenza.

Si premette che le gru semoventi sono generalmente adattabili a diverse condizioni d'uso con la modifica delle dimensioni degli stabilizzatori o con l'applicazione di contrappesi, per cui la semplice indicazione del modello non è sufficiente a definire compiutamente i carichi. Per questo nel seguito, sulla base dei dati disponibili, si farà riferimento a specifiche condizioni di carico che dovranno essere opportunamente considerate dai terminalisti per la scelta dei mezzi meccanici e dei dispositivi ausiliari utilizzabili sul banchinamento.


 FANTUZZI REGGIANE		
1.6 CARICO SUGLI ASSALI		
1.6.1. Gru Con Braccio sull'Anteriore (Incl. 58°) con contrappesi 120+21 T		
• Assi posteriori (4,5,6,7)	Kg.	240.000
• Assi anteriori (1,2,3)	Kg.	180.000
1.6.2. Gru con Torre Abbassata sull'Anteriore con contrappesi 100 T.		
• Assi posteriori (4,5,6,7)	Kg.	240.000
• Assi anteriori (1,2,3)	Kg.	93.000
• Ruota in punta braccio	Kg.	31.000
1.6.3. Carico sugli Assi		
• In traslazione nella peggiore condizione	Kg.	59.000
• Carico max. ammesso per ogni asse (dinamico)	Kg.	60.000
• Carico max. ammesso per ogni asse (statico)	Kg.	80.000
1.7. PRESSIONI AL SUOLO		
1.7.1. Su ruote in traslazione	Kg/cm ² .	10,00
1.7.2. Su stabilizzatori con carico max.		
• Con piastre standard (1.800 x 1.800 mm. x n.°2)	Kg/cm ² .	3,70
• Con piastre opzionali (1.800 x 2.600 mm. x n.°2)	Kg/cm ² .	2,56
1.7.3. Pressione media sull'area occupata dalla gru (19,8 x 13,8 m.)	T/m ² .	1,87
1.8. VENTO		
• In traslazione	Km/h	72
• In lavoro	Km/h	72
• Gru ferma su stabilizzatori:		
- torre e braccio eretti	Km/h	151
- torre eretta e braccio abbassato	Km/h	200

Figura 23 – Scheda tecnica di riferimento per le gru semoventi da considerare nel progetto di adeguamento delle banchine

Dalla scheda fornita dal committente si ricavano e si assumono i seguenti valori di progetto per la gru semovente di riferimento:

- azione massima sullo stabilizzatore $F_k = 2400$ kN
- dimensioni dello stabilizzatore: 1,80 m × 5,50 m

Qualora condizioni operative richiedano il superamento di tale valore occorrerà prevedere opportuni accorgimenti tecnologici per permetterne l'utilizzo sulle banchine in questione (ad es. stabilizzatori di dimensioni maggiori).

9.2.4 Azioni sismiche

Con riferimento alle verifiche sismiche, è stato utilizzato l'approccio pseudo-statico, con il quale le azioni sismiche vengono modellate in modo semplificato introducendo coefficienti sismici (k_h e k_v) che consentono la stima della modifica delle azioni in direzione orizzontale e verticale dovuta agli effetti inerziali attraverso l'introduzione di forze statiche equivalenti calcolate come:

$$F_h = K_h \cdot W \quad F_v = K_v \cdot W$$

dove W è la risultante delle forze di massa in condizioni statiche (peso).

A tal fine, sono stati definiti tutti i parametri necessari per la corretta applicazione del metodo, così come previsto dalla NTC 18.

In particolare, l'accelerazione massima, definita a partire dall'analisi di risposta sismica locale di cui al § 8 della presente, con riferimento ad un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 712 anni è pari a

$$a_{max} = 0.20 g$$

Con riferimento alla paratia di pali prevista in progetto, l'accelerazione orizzontale a_h può essere legata al valore massimo a_{max} atteso nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la seguente relazione:

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

In cui K_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, β è un coefficiente che tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti plastici senza cadute di resistenze (Figura 24).

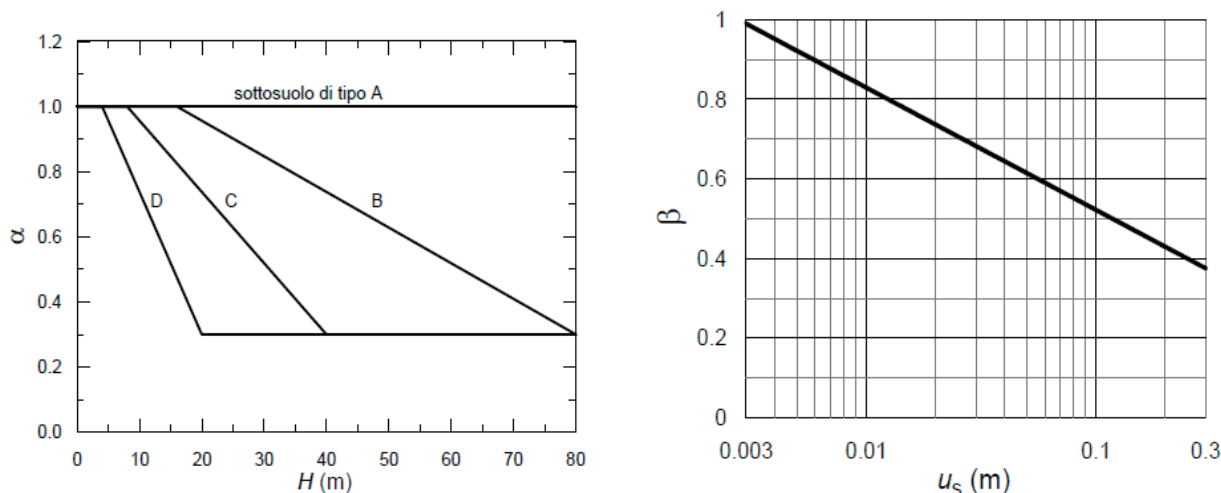


Figura 24. Diagrammi per il calcolo dei coefficienti α e β (NTC 2018)

Il coefficiente α è definito a partire dall'altezza totale della paratia H e dalla categoria di sottosuolo del terreno. Nel caso specifico, per un'altezza della paratia $H = 30$ m e categoria di sottosuolo D, è stato assunto un valore di $\alpha = 0,3$.

Il calcolo di β va effettuato in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare. In accordo con quanto previsto dal progetto definitivo posto a base d'appalto, è stato ritenuto accettabile uno spostamento plastico permanente di 5 cm, largamente inferiore al limite normativo di $0,005 H$. A tale valore di u_s , in base a quanto previsto dalle NTC 2018 corrisponde un valore di $\beta = 0.61$.

Essendo il prodotto dei due coefficienti pari a $0,183 < 0,2$, si deve assumere $0,2$ (§ 7.11.6.3.1 delle NTC 2018).

Nel caso in esame si ha dunque

$$K_h = 0.2 \cdot a_{max} = 0.04$$

Essendo il valore così determinato inferiore a quanto previsto dal Progetto Definitivo posto a base d'appalto, le analisi allo SLV sono state condotte cautelativamente adottando lo stesso valore di k_h previsto nel Progetto Definitivo, ovvero pari a

$$K_h = 0.06$$

9.2.5 Azione idrodinamica (Spinta di Westergaard)

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni sismiche sulle opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua

Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in figura

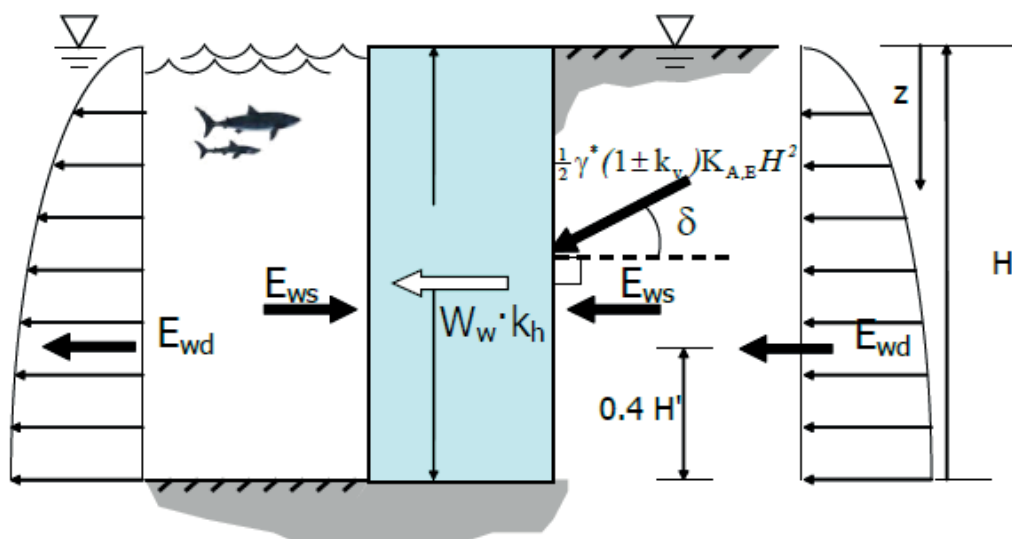


Figura 25 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La spinta di Westergaard è assumibile pari a

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

dove H' è l'altezza del battente idrico, k_h il valore del coefficiente di spinta orizzontale, ed è applicata a $3/5$ di H' a partire dal pelo libero. La spinta di Westergaard così definita agisce sia in una direzione che nell'altra, manifestandosi alternativamente come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

9.2.6 Azioni accidentali – urto da natante

L'azione d'urto viene calcolata secondo le indicazioni delle NTC 2018 e dell'Eurocodice 1 sulle azioni eccezionali: UNI EN 1991-1-7, paragrafi 4.6.1, 4.6.3 e C.4.2.

Il natante di riferimento è, secondo tabella C.4, quello avente le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza: $L=300$ m
- Massa: $m=100000$ ton

Le forze d'impatto sono:

- $F_{d,x}= 460000$ kN forza frontale, nella direzione di marcia
- $F_{d,y}= 230000$ kN forza laterale, agente perpendicolarmente alla forza d'urto frontale

Nei porti tali forze si possono considerare ridotte del 50%, pertanto si ottiene:

$$F_{d,x}= 230000 \text{ kN}$$

$$F_{d,y}= 115000 \text{ kN}$$

Si applicano inoltre i seguenti coefficienti:

- Amplificazione dinamica: 1.3 per impatto frontale e 1.7 per impatto laterale
- Fattore di riduzione per impatti a bassa velocità: 0.3

Le forze sono applicate su un'area di impatto che dipende dalla lunghezza della nave ($L=300$ m) e dalla geometria della banchina. In questo caso, essendo la trave di coronamento pressoché allineata con la paratia sottostante, si ottiene:

- in orizzontale: $0.10 L= 30$ m
- in verticale: $0.05 L= 15$ m

Nel caso di impatto frontale, la forza applicata F_{dx} è:

- $F_{dx} = 230000 \times 1.3 \times 0.3 = 89700$ kN (direzione perpendicolare a banchina)

La pressione applicata è quindi:

- $P_{Fdx} = 89700 / (30 \times 15) = 199.3$ kN/mq

Nel caso di impatto laterale, le forze applicate F_{dy} ed F_R sono:

- $F_{dy} = 115000 \times 1.7 \times 0.3 = 58650$ kN (direzione perpendicolare a banchina)
- $F_R = 0.4 \times 58650 = 23460$ kN (direzione longitudinale a banchina)

Le pressioni valgono quindi:

- $P_{Fdy} = 58650 / (30 \times 15) = 130.3$ kN/mq
- $P_{FR} = 23460 / (30 \times 15) = 52.1$ kN/mq

Tali forze risultano meno gravose rispetto al caso di impatto frontale, quindi non saranno considerate nei calcoli.

9.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Di seguito vengono rappresentate le combinazioni principali utilizzate nei calcoli dell'adeguamento di banchina. Non vengono riportate le combinazioni trascurabili che non sono governanti ai fini del dimensionamento e della verifica degli elementi strutturali.

Tabella 4. Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Stati limite		Pesi propri	Sovraccarico perm.	Sovraccarico accidentale	Tiro alla bitta	Urti	Westergaard	kh
SLU 1	Ultimo	1.3	1.3	1.5	0.9			
SLU 2	Ultimo	1.3	1.3	1.05	1.5			
SLE r1	Rara	1	1	1	0.6			
SLE r2	Rara	1	1	0.7	1			
SLE f3	Frequente	1	1	0.7	0			
SLE f4	Frequente	1	1	0.6	0.2			
SLE qp 5	Quasi Permanente	1	1	0.6	0			
Ecc	Eccezionale	1	1	0.6	0	1		
SLV	Salvaguardia della Vita	1	1	0.6	0		1	1
SLD	Danno	1	1	0.6	0		1	1

Si sottolinea che il tiro alla bitta viene assimilato al carico del vento. Pertanto, in presenza dell'azione sismica il tiro alla bitta viene considerato nullo.

In analogia a quanto previsto dal progetto definitivo, il sovraccarico variabile di banchina, considerando la destinazione d'uso dell'opera, è stato cautelativamente equiparato alla categoria D (Ambienti ad uso commerciale). In ogni caso in combinazione rara si assume prudenzialmente un coefficiente di combinazione unitario.

Le analisi relative all'urto di una imbarcazione di grandi dimensioni, presentate separatamente in un apposito paragrafo, sono state cautelativamente eseguite ipotizzando un sovraccarico di banchina nullo.

10 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE DI PROGETTO

10.1 CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA

La paratia di progetto è stata dimensionata e verificata in accordo ai contenuti delle Norme Tecniche riguardanti le paratie (Capitoli 6.5.3.1.2 e 7.11.6.3), accertando che il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni E_d sia inferiore al valore di progetto delle resistenze R_d (con riferimento al capitolo 6.2.4.1 delle NTC 2018) per ogni stato limite considerato.

Per le paratie si devono considerare gli stati limite geotecnico e strutturale previsti dalla normativa.

La verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sono state effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018.

Per le paratie si considerano i seguenti stati limite ultimi (NTC18 §6.5.3.1.2 per condizioni SLU e §6.5.3.2 per SLE):

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD): collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido); collasso per carico limite verticale; sfilamento di uno o più ancoraggi; instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate; instabilità del fondo scavo per sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto; raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche vengono condotte accertando che la condizione

$$E_d < R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le restanti verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono state effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti parziali di sicurezza:

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportate nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2018, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Le verifiche dei tiranti di ancoraggio, sia di tipo GEO che di tipo STR, sono state effettuate secondo la Combinazione (A1+M1+R3), in accordo a quanto previsto al § 6.6.3 delle NTC 2018.

10.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffinare gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per tutti i depositi stratigrafici;

Staged construction: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Phi-c reduction: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo phi-c reduction. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan\phi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale.

Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematiso di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_R .

Secondo quanto imposto dalle NT2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$ (1,2 in condizione sismica).

Il software utilizzato è stato validato.

Per i terreni presenti è stato utilizzato il modello costitutivo Hardening Soil (Shanz, 1999), le cui caratteristiche sono di seguito illustrate

10.3 MODELLO COSTITUTIVO DEI TERRENI

Al fine di modellare con accuratezza il comportamento del terreno durante le fasi di scavo e costruttive, si è stato utilizzato il modello costitutivo Hardening Soil Schanz (1999), un modello elastoplastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ma con superfici di incrudimento che variano con l'evoluzione dello stato tensionale del terreno e che permettono di differenziare il comportamento deformativo del terreno a seconda che si trovi in condizioni di carico vergine o di ricompressione.

Per la caratterizzazione del terreno il modello richiede i seguenti parametri:

- l'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- l'angolo di dilatanza ψ (in genere posto cautelativamente $\psi = 0$);
- la coesione efficace c' ;
- il peso di volume γ del terreno;

- il modulo di deformabilità $E_{50,ref}$, che è la rigidezza secante al 50% dello sforzo deviatorico di rottura ed in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} : $E_{50,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi “vergini” di sforzo deviatorico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{50(z)} = E_{50,ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \sin \varphi} \right)^m;$$

- il modulo di deformabilità $E_{oed,ref}$ (assunto, come consigliato da letteratura, $E_{oed,ref} = 0.9 \div 1.1 E_{50,ref}$), che è il modulo confinato in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} ; $E_{oed,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi “vergini” di sforzo idrostatico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{oed(z)} = E_{oed,ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

- il modulo di deformabilità $E_{ur,ref}$ (assunto, come consigliato da letteratura, $E_{ur,ref} = 3 E_{50,ref}$ per gli strati incoerenti e $E_{ur,ref} = 5 E_{50,ref}$ per quelli coesivi), che è il modulo di scarico e ricarico in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} ; $E_{ur,ref}$ controlla la deformabilità in stati tensionali di ricomprensione e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{ur(z)} = E_{ur,ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Nelle leggi esponenziali di cui sopra, p_{ref} è stata assunta, per ogni strato, pari alla tensione efficace orizzontale media $\sigma'_{3,media}$ dello strato stesso, mentre l'esponente m , sempre da letteratura, risulta indicativamente $m = 0.5$ per gli strati incoerenti e $m = 0.8$ per quelli coesivi.

Nel modello costitutivo, la relazione fra stress deviatorico $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ e deformazione ε_1 , in condizione di carico vergine, è descritta tramite la seguente relazione iperbolica che interpola bene il tipico comportamento del terreno evidenziato da test triassiali:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}$$

dove:

- E_i è il modulo tangente iniziale assunto $E_i = 2 \cdot E_{50}$;
- $q_a = q_f / R_f$ (tipicamente $R_f = 0.9$) è il valore di asintoto cui tende lo stress deviatorico;
- $q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) (2 \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$ il valore del deviatore in condizioni di rottura secondo il criterio di Mohr – Coulomb.

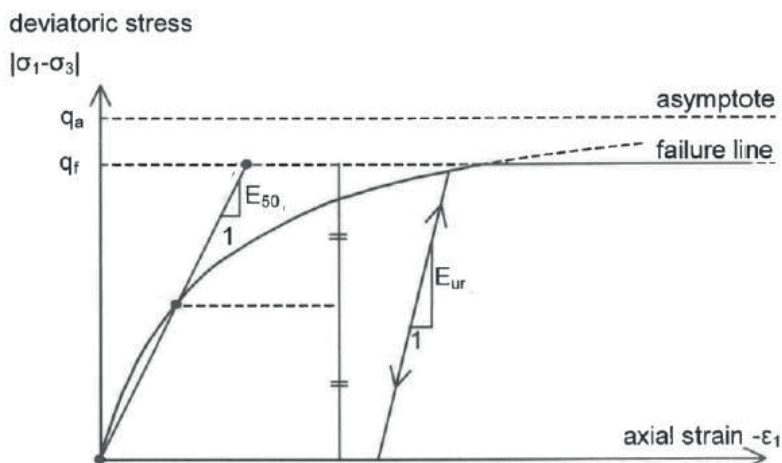


Figura 26 - Relazione iperbolica tensione - deformazione in condizioni di carico vergine

10.4 MODELLO GEOTECNICO DELLA BANCHINA

La soluzione tecnica scelta per adeguare la banchina è stata descritta in precedenza. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell'opera.

Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancoato di banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidità assiale e flessionale equivalente a quella della paratia di pali in c.a. previsti da progetto.

I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (*node to node anchor*) per la parte libera e con elementi geogriglia (*geogrid*) per la parte di fondazione.

Nella modellazione numerica bidimensionale della sezione di banchina la trave non viene esplicitamente modellata in quanto è un elemento tozzo che costituisce il raccordo tra le diverse strutture.

Il diaframma esistente viene modellato come un elemento di volume elastico che viene disattivato quando sono installate le nuove strutture. Anche il tirante esistente viene disattivato dopo l'installazione delle nuove opere. In tal modo è effettivo il trasferimento delle azioni tra le vecchie strutture su cui non si può fare affidamento e le nuove.

Di seguito è presentato lo schema e la mesh utilizzati per le analisi numeriche.

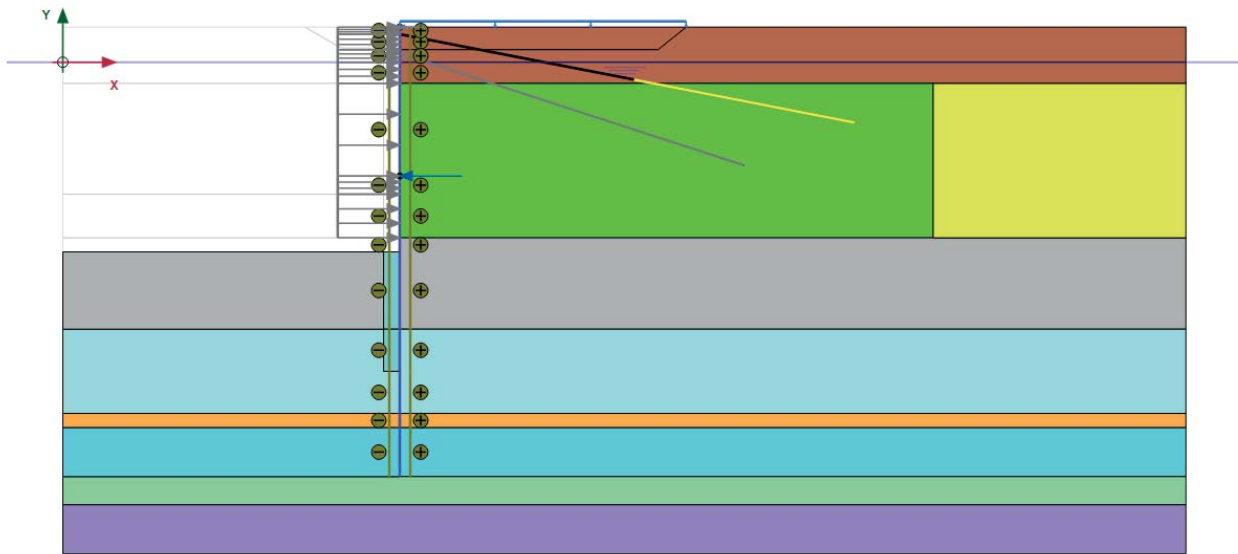


Figura 27 - Schema utilizzato nelle analisi della banchina IFA

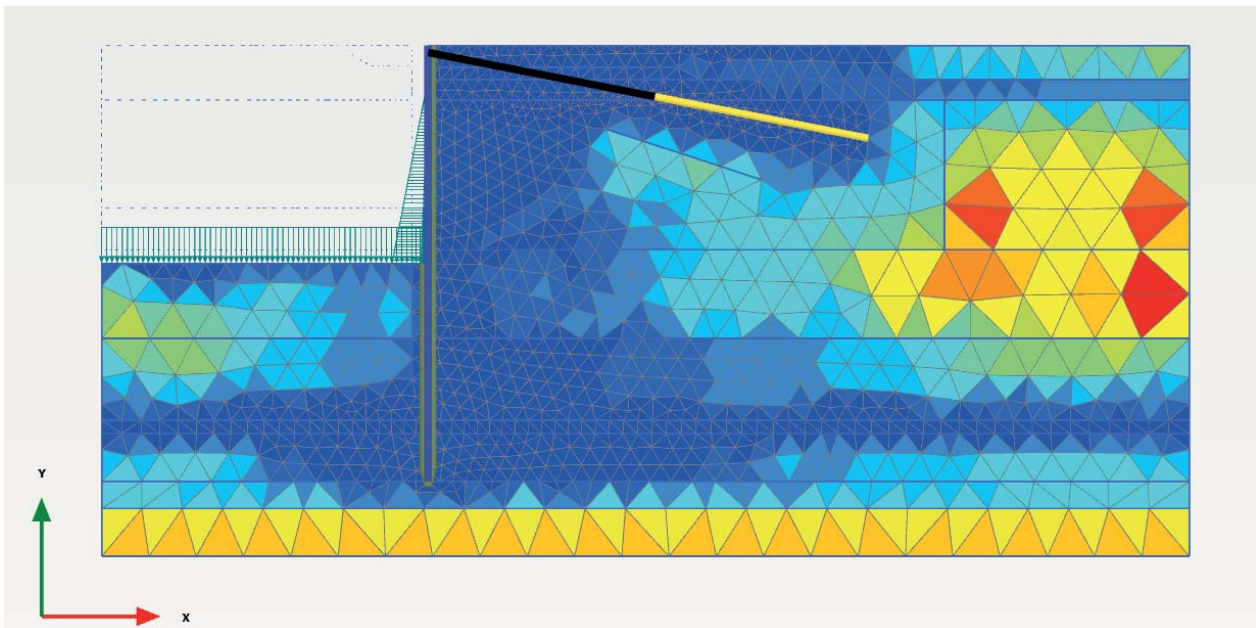


Figura 28 - Mesh modello di calcolo banchina IFA

Le caratteristiche salienti degli elementi strutturali presenti nel modello di calcolo sono:

- profondità del fondale di progetto -13,00 m da l.m.m.;
- profondità del fondale di calcolo -13,50 m da l.m.m.;
- profondità del fondale attuale -9,40 m da l.m.m.;
- quota estradosso trave di coronamento +2,50 m da l.m.m.;
- sovraccarico accidentale 40 kPa;
- tiro alla bitta 40 kN/m;
- paratia di pali trivellati in c.a. d:1000 mm L=30,00 m posti ad interasse $i = 1.25$ m;
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato di lunghezza 35 m, inclinazione 11° sull'orizzontale ed interasse 1,50 m, con 17,00 m di parte libera e 16,00 m di fondazione, armati con barra $\varnothing 47$ in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050 H.

Per i terreni presenti nel volume significativo dell'opera sono stati adottati i parametri geotecnici indicati nella seguente tabella:

Unità	da m s.l.m.	a m s.l.m.	Tipologia	γ/γ' kN/m ³	ν	OCR	ϕ'_k deg	ψ_k deg	c'_k kPa	E_{50} MPa	E_{oed} MPa	E_{ur} MPa	m	p_{ref} kPa
R	2	-1.5	Incoerente	19/9	0.25	1	32	32	0	25	25	50	0.5	15
S	-1.5	-12.5	Incoerente	20/10	0.25	1	34	34	0	25	25	50	0.5	43
Strattato*	-12.5	-12.5	Incoerente	20/10	0.25	1	34	34	0	30	30	60	0.5	43
M1	-12.5	-19	Coesivo	18,5/8,5	0.3	1	29	29	5	9	9	36	0.8	87
M2	-19	-25	Coesivo	18,5/8,5	0.3	1	30	30	5	12	12	48	0.8	115
T	-25	-26	Incoerente	20/10	0.25	1	35	35	0	42	42	84	0.5	110
A1	-26	-29.5	Coesivo	19/9	0.3	1	29	29	5	15	15	60	0.8	152
A2	-29.5	-31.5	Incoerente	20/10	0.25	1	35	35	0	50	50	100	0.5	149
A1	-31.5	-35	Coesivo	19/9	0.3	1	29	29	5	15	15	60	0.8	152

Gli elementi strutturali tipo piastra (*plate*) sono stati inseriti nel modello con le seguenti caratteristiche di rigidezza assiale e flessionale:

ELEMENTI STRUTTURALI – PLATE

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	ν [-]
1	Paratia di pali d:1000 mm interasse i=1.25 m	21 400 000	1.340.000	0,20

Per quanto riguarda i tiranti di ancoraggio, il tratto libero è stato modellato come elemento *anchor*, mentre per la fondazione è stato utilizzato l'elemento *geogrid*.

TIRANTE DI ANCORAGGIO (PARTE LIBERA) – ANCHOR

No.	Identification	EA [kN]	Interasse [m]
1	Tirante esistente 7 cavi Falk/2,50m	80 000	1
2	Dywidag ϕ 47/1,50m	364 350	1,50

TIRANTE DI ANCORAGGIO (FONDAZIONE) – GEOGRID

No.	Identification	EA [kN/m]
1	ϕ 200 + 7 trefoli/2,50m	
2	bulbo D=30 cm + Dywidag ϕ 47/1,50	942 500

Nell'analisi sono state considerate le seguenti fasi:

Tabella 5 - Fasi realizzative dell'opera

	FASE	FASE DI PROVENIENZA	DESCRIZIONE
Stato attuale della banchina	0	N/A	Generazione dello stato tensionale metodo k0
	1	0	Inserimento diaframma esistente in c.a. e piastra di ancoraggio come elementi di volume elastici in cls
	2	1	Escavo e inserimento dei tiranti esistenti (7cavi Falk/2.50m)
	3	2	Escavo fino a -9.40 m da l.m.m.
Lavorazioni progetto attuale	4	3	Ribasso del terreno a tergo della paratia
	5	4	Inserimento della nuova struttura: paratia di pali d1000, tiranti dywidag47/1.50m, realizzazione di colonne di ghiaia modellate nell'area in esame con la presenza del terreno "S_trattato" ($\phi=36^\circ$)
	6	5	Disattivazione della paratia esistente degradando i parametri del cls
	7	6	Disattivazione del tirante esistente
	8	7	Rinterro a +2.50 m l.m.m.
	9	8	Escavo a -13.50 m l.m.m.
Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	10	9	SLU 1 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 40 \cdot 1.5 / 1.3 = 46 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 40 / 1.3 = 28 \text{ kN/m}$) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1.3
	11	9	SLU 2 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 0.7 \cdot 1.5 / 1.3 = 32 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 1.5 / 1.3 \cdot 46 = 46 \text{ kN/m}$) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1.3
	12	9	SLE r1 parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 40 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ kN/m}$)
	13	9	SLE r2 parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 0.7 \cdot 40 = 28 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 40 \text{ kN/m}$)
	14	9	SLE f3 parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 0.7 \cdot 40 = 28 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 0 \text{ kN/m}$)
	15	9	SLE f4 parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 0.2 \cdot 40 = 8 \text{ kN/m}$)
	16	9	SLE qp5 parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ kPa}$, tiro bitta $b = 0 \text{ kN/m}$)
	17	9	Westergaard $k_n=0.06$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $0.6q=24 \text{ kPa}$

18	17	SLV (sisma applicato attraverso metodo "pseudo-static" $k_h=0.06$, Westergaard $k_h=0.06$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $0.6q=24\text{kPa}$, bitta assente)
19	9	Westergaard $k_h=0.034$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $0.6q=24\text{kPa}$
20	19	SLD (sisma applicato attraverso metodo "pseudo-static" $k_h=0.034$, Westergaard $k_h=0.034$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $0.6q=24\text{kPa}$, bitta assente)
21	9	ECC 1 Urto di imbarcazione (parametri geotecnici caratteristici, urto $=200\text{ kPa}$, sovraccarico e bitta assenti)

10.5 RISULTATI DELLE ANALISI

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano per gli elementi strutturali oggetto dell'intervento:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- l'analisi di stabilità globale del complesso opera-terreno.

10.5.1 Involuppo delle sollecitazioni per le verifiche di sicurezza agli SLU/SLV

Nella tabella seguente si presentano i massimi risultati in relazione agli elementi strutturali ottenuti dalle analisi in condizioni SLU/SLV.

Tabella 6 - Analisi SLU/SLV: massime sollecitazioni sugli elementi strutturali

Elemento	Sollecitazione	Combinazione		
		SLU 1	SLU 2	SLV
PARATIA DI PALI IN C.A. D1000	M [kNm/m]	1632	1432	2005
	V [kN/m]	394	340	394
	N [kN/m]	543	500	452
TIRANTE DYWIDAG $\varnothing 47$	T [kN]	689	632	631

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni agenti sulla paratia di pali in c.a. d:1000 mm posti ad interasse 1.25 m prevista da progetto.

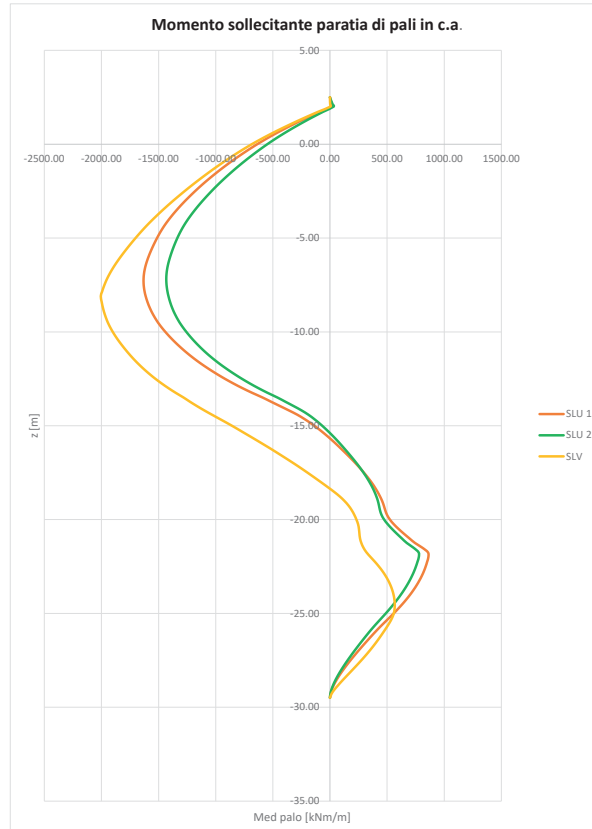


Figura 29 – Analisi SLU/SLV: diagramma momento sollecitante paratia di pali in c.a.

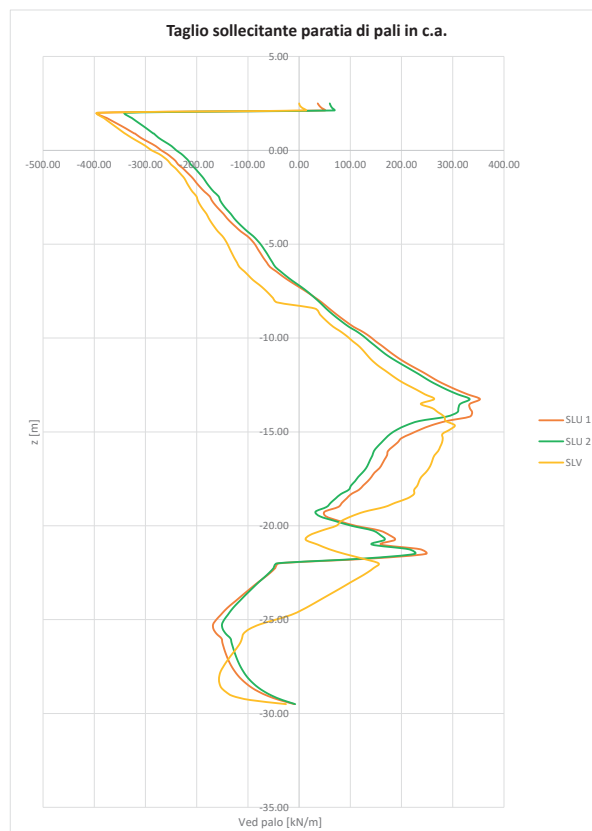


Figura 30 – Analisi SLU/SLV: diagramma taglio sollecitante paratia di pali in c.a.

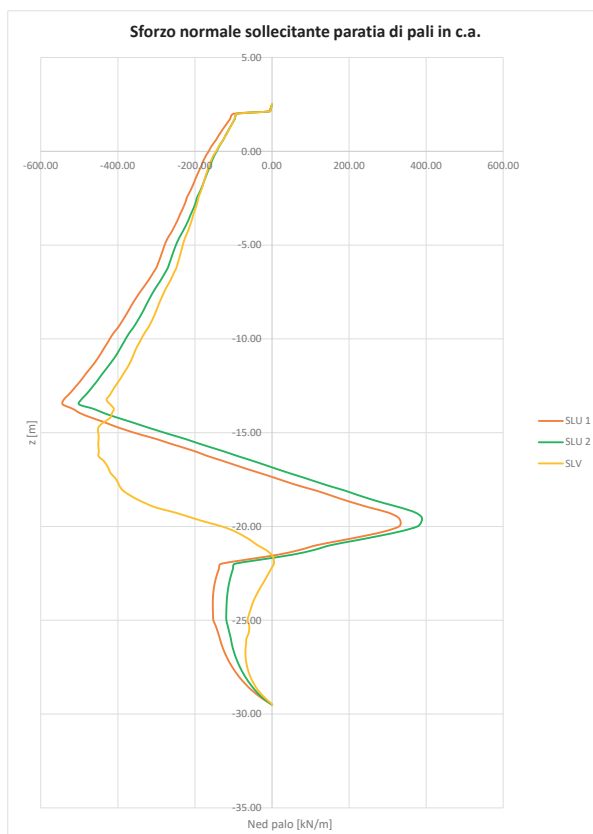


Figura 31 – Analisi SLU/SLV: diagramma sforzo normale paratia di pali in c.a.

10.5.1.1 Deformazioni SLE/SLD

Nella tabella di seguito riportata sono riassunti i risultati delle analisi condotte agli stati limite d'esercizio in termini di sollecitazioni e deformazioni degli elementi strutturali. Si riportano per semplicità di rappresentazione le sole sollecitazioni allo stato limite di esercizio in condizione rara (la più gravosa ai fini delle verifiche di esercizio), rimandando al report di calcolo allegato alla presente per quanto attiene ai risultati per le combinazioni frequente e quasi permanente.

Tabella 7. Risultati delle analisi SLE/SLD

Elemento	Sollecitazione	Combinazione		
		SLE r1	SLE r2	SLD
PARATIA DI PALI IN C.A. D1000	M [kNm/m]	1191	1062	1444
	V [kN/m]	275	252	301
	N [kN/m]	402	375	398
TIRANTE DYWIDAG $\varnothing 47$	T [kN]	497	459	505
SPOSTAMENTI PARATIA u_x (mm)	z = 0	59	53	83.5
	z = u_{max}	82.3	72.8	11.3
	z = L			

Lo spostamento del palancolato indicato in tabella è quello maturato dall'installazione delle nuove opere. Di seguito sono mostrati gli spostamenti orizzontali del sistema nelle condizioni di esercizio SLE e SLD. Si osserva che lo spostamento massimo è concentrato in pancia alla paratia.

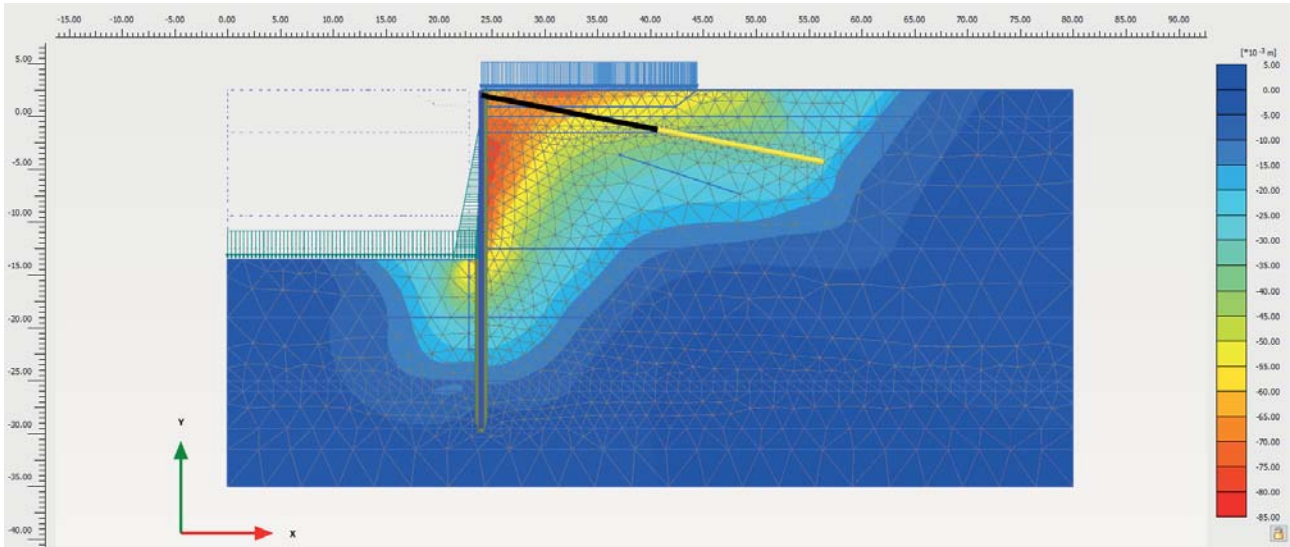


Figura 32 - Analisi SLE r1: campo degli spostamenti orizzontali

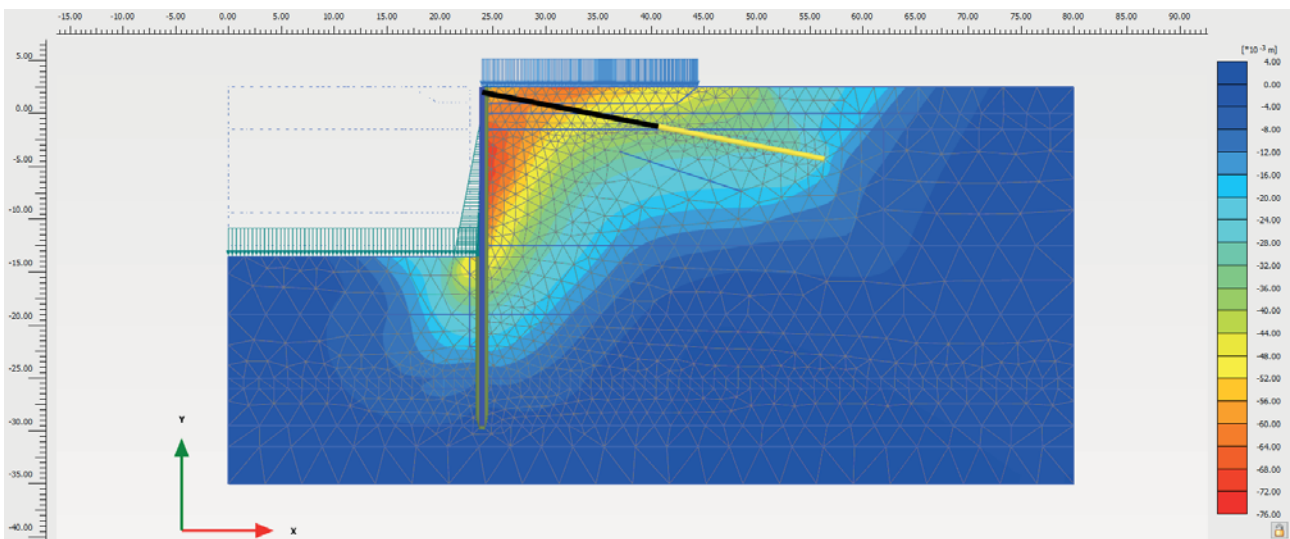


Figura 33 - Analisi SLE r2: campo degli spostamenti orizzontali

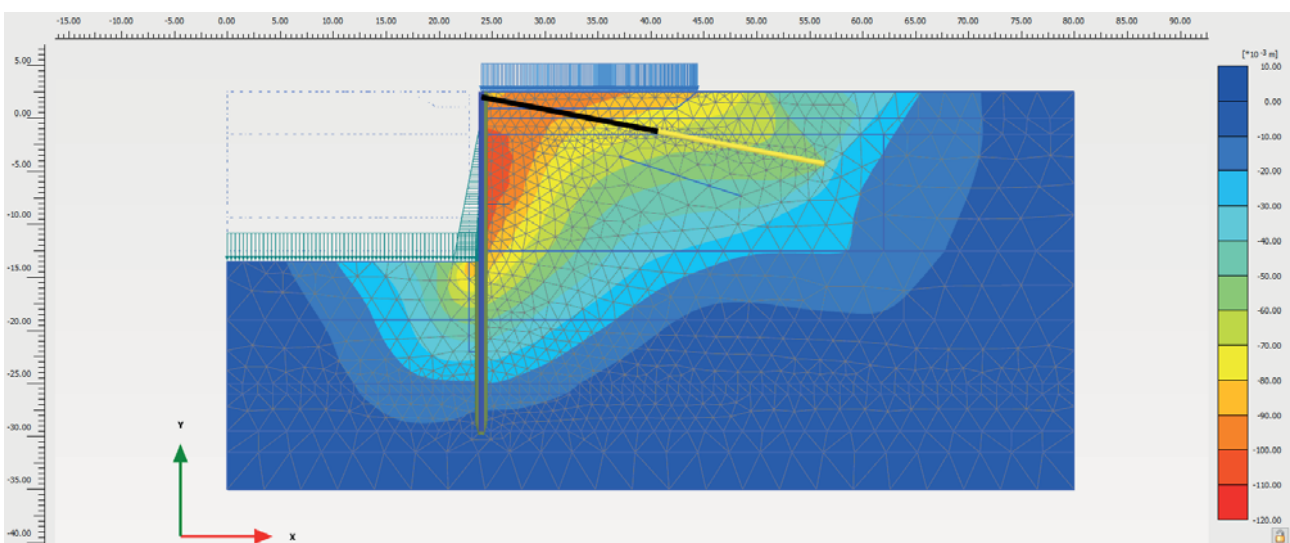


Figura 34 - Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 35 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancoato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD).

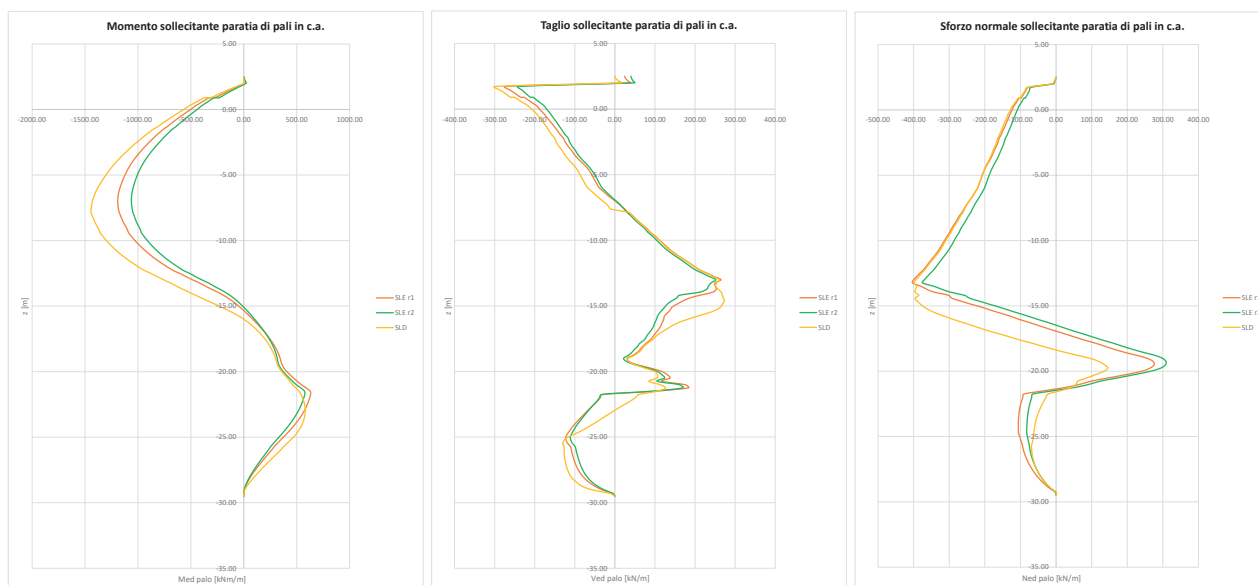


Figura 35 - Analisi SLE-SLD: diagramma di momento flettente, taglio e sforzo normale agente sul palancoato

In Figura 36 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancoato metallico agli stati limite di esercizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 11 cm in pancia del palancoato in condizione SLD, valore che appare compatibile con la funzionalità di un'opera portuale di grandi dimensioni.

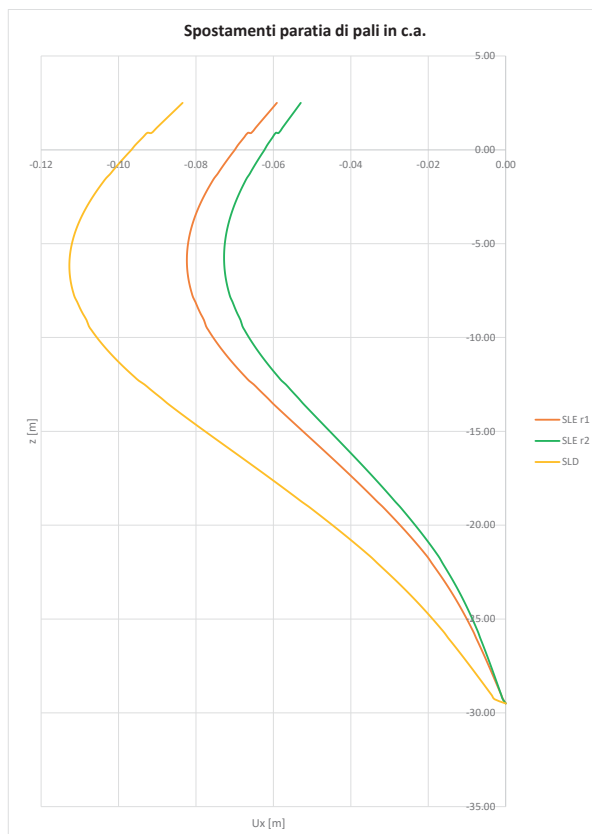


Figura 36 - Confronto delle deformate della palancoata nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

10.5.2 Analisi per azioni eccezionali: urto

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. Primo obiettivo della verifica delle opere riguardo questa classe di azioni è di controllare che la struttura non risulti danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

Per l'urto di una nave di grandi dimensioni, come definito in precedenza, si ha una pressione pseudostatica di 225 kPa che agisce su un'altezza di 15 m, tra +2,50 e -12,50 m da l.m.m.

In Figura 37 è visualizzato il campo di spostamenti orizzontali indotto dalla pressione di impatto così definita sul banchinamento.

Si rileva uno spostamento massimo di circa 8,60 cm. Tale spostamento è correlabile ad un certo livello di danneggiamento degli elementi strutturali (in particolare la trave di banchina) che si può ritenere non sproporzionato rispetto all'evento considerato.

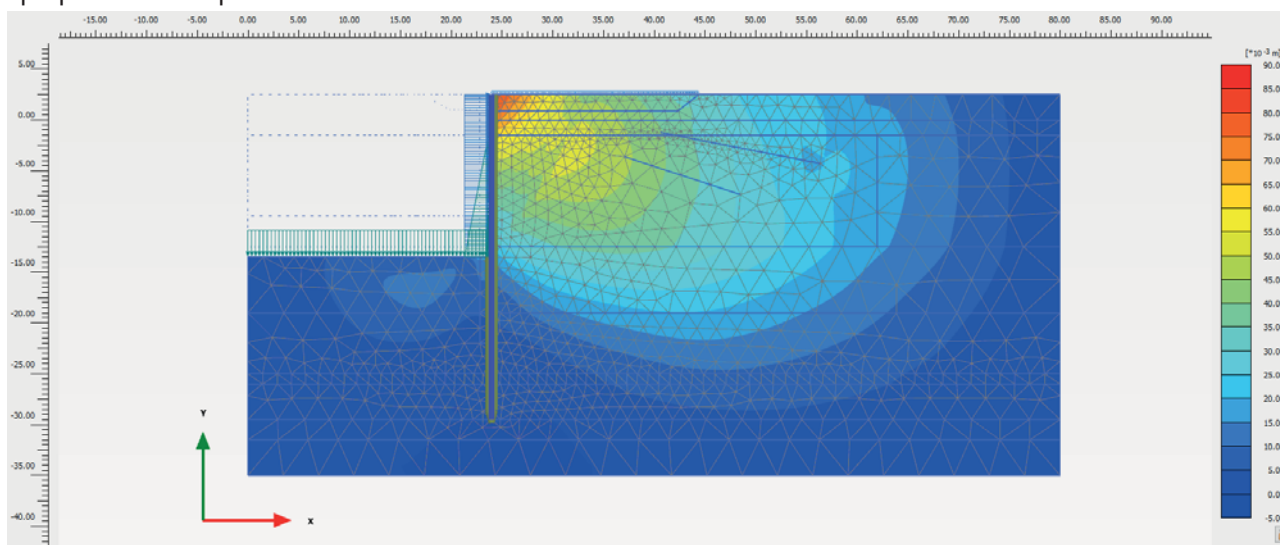


Figura 37 – Spostamenti orizzontali causati dalla pressione di impatto di una nave di grandi dimensioni)

10.5.3 Analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c-φ reduction method). La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$.

Come si può osservare in Tabella 8 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni di Stato Limite Ultimo SLU sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 8. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$
	Condizioni statiche
Banchina IFA	1,38

La stabilità generale in condizioni di carico sismico è valutata con un'analisi agli spostamenti, individuando l'accelerazione critica del sistema geotecnico, valutando il rapporto tra accelerazione critica e accelerazione

massima e quindi stimando lo spostamento permanente cumulato. Tale analisi è nei fatti un'analisi di prestazione sismica del sistema geotecnico analizzato.

L'accelerazione critica è stata valutata incrementando progressivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale fino ad ottenere il collasso del sistema, su un modello con parametri caratteristici del terreno e carichi variabili combinati con un fattore di partecipazione $\Psi_2 = 0,6$.

Dalle analisi risultano i seguenti coefficienti di sicurezza in condizioni sismiche

Tabella 9. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLV

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$
	Condizioni sismiche
Banchina IFA	1,33

11 VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche condotte agli Stati Limite Ultimo (SLU) e di esercizio (SLE) secondo quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 degli elementi previsti nel progetto di consolidamento della banchina IFA.

Gli stati limite considerati, nonché i criteri di verifica adottati, sono riportati nel § 10.1 della presente, cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici descritti nei precedenti paragrafi.

11.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA PARATIA DI PALI

Il presente progetto esecutivo prevede la realizzazione di una paratia di pali in c.a. in calcestruzzo C35/45 di diametro $d:1000$ m posti ad interasse $i=1.25$ m di lunghezza complessiva $L = 30.00$ m.

Le sollecitazioni agenti sui pali di progetto allo Stato Limite Ultimo sono state ricavate dai risultati delle analisi geotecniche eseguite.

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e di taglio agenti sui pali per le differenti condizioni di carico ultime considerate (SLU 1, SLU 2; SLV).

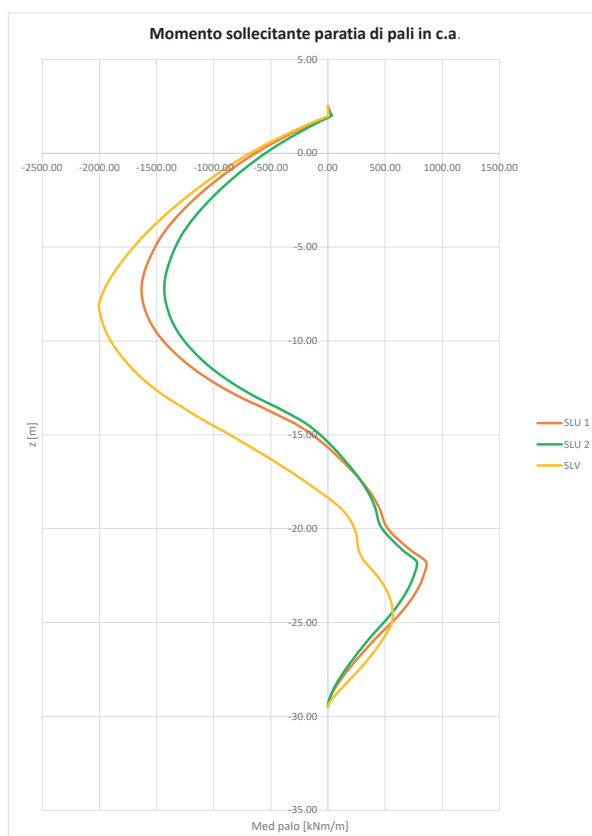


Figura 38 – Analisi SLU/SLV: diagramma momento sollecitante paratia di pali in c.a.

Le verifiche a momento flettente sono state condotte con riferimento ad uno stato sollecitativo di flessione semplice, trascurando cautelativamente lo sforzo normale di compressione agente nella sezione di massimo momento.

La massima sollecitazione a flessione si ha per la combinazione SLV ed è pari a

$$\mathbf{Med = 2506 \text{ kNm}}$$

La massima sollecitazione di taglio si ha invece per la condizione di carico SLU 12 ed è pari a

$$\mathbf{Ved = 493 \text{ kN}}$$

La sezione di massimo momento è armata con 26 ϕ 30 in acciaio B 450 C e staffe spirilate ϕ 12/20.

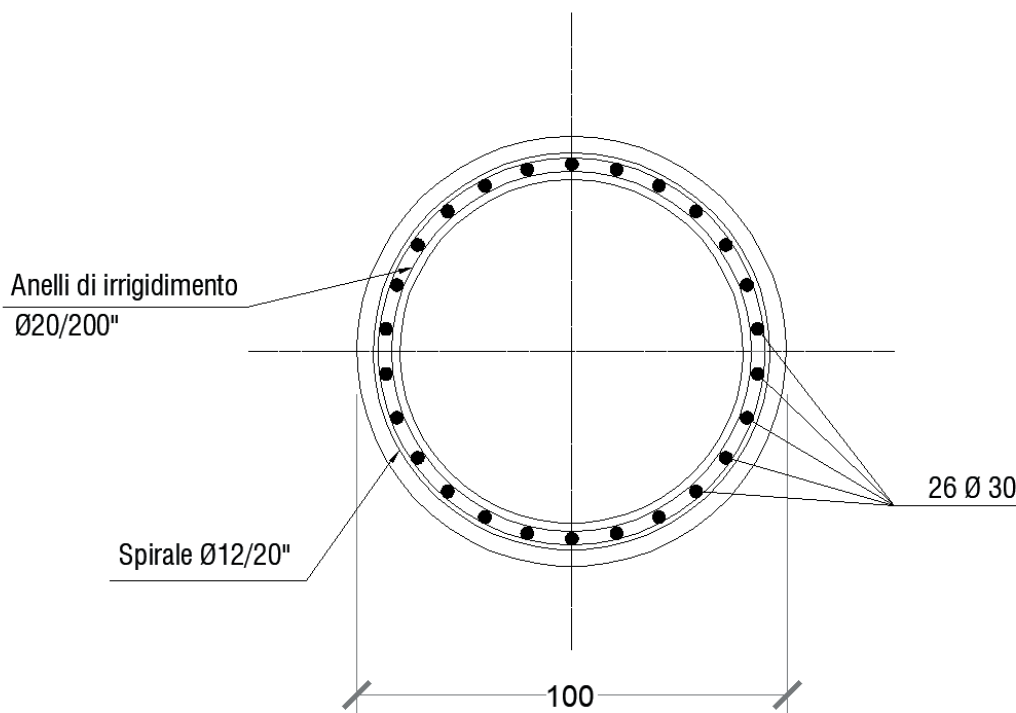


Figura 39 - Armatura in sezione di massimo momento - Pali in c.a. IFA

Il momento resistente, calcolato con l'ausilio del codice di calcolo VCASlu del Prof. Piero Gelfi, risulta essere pari a

$$\mathbf{Mrd = 2583 \text{ kNm}}$$

La sezione risulta pertanto essere verificata a flessione con coefficiente di sicurezza

$$\mathbf{\eta = Mrd/Med = 2583 \text{ kNm} / 2506 \text{ kNm} = 1.03}$$

Il palo è armato a taglio mediante staffe spirilate ϕ 12/20 in acciaio B 450 C. Il taglio resistente risulta pari a

$$\mathbf{Vrd = 955.9 \text{ kN}}$$

La sezione risulta pertanto essere verificata a flessione con coefficiente di sicurezza

$$\mathbf{\eta = Vrd/Ved = 956 \text{ kN} / 493 \text{ kN} = 1.94}$$

11.2 VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato con tecnologia IRS (iniezioni ripetute e selettive) di lunghezza totale 33 m di cui 17 m di tratto libero e 16 m di fondazione, con inclinazione pari a 11° sull'orizzontale ed interasse 1,50 m, armati con barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\varnothing 47$.

11.2.1 Risultati prove di progetto su ancoraggi di prova

Le verifiche geotecniche della fondazione degli ancoraggi sono state condotte sulla base dei risultati delle prove preliminari sui tiranti eseguite dal G.C., che hanno permesso di definire il comportamento dei bulbi sino alla condizione di sfilamento.

È stato pertanto possibile definire l'andamento del diagramma carico – cedimento fino alle condizioni ultime di sfilamento del bulbo cementizio.

Si riporta di seguito tabella di sintesi dei risultati delle prove di carico effettuate sui tiranti.

Tabella 10 - Caratteristiche e risultati dei tiranti sottoposti a prova

TIRANTE	DESCRIZIONE	Tipo BARRA	Iniezione	DIAMETRO ARMATURA e SPESSORE [mm]	STRATO BULBO	LUNGHEZZA TOTALE [m]	LUNGHEZZA PASSIVA [m]	LUNGHEZZA BULBO [m]	CARICO MASSIMO [KN]	Spostamento massimo [mm]
T05	Autoperforante SIRIVE - IBS	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	381.6	20.09
T06	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	429	41.55
T07	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	571.80	47.21
T13	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	S	10	5	5	477	40.00
T17	Autoperforante ARCO - JET	AUTOPERFORANTE ARCO	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	635	57.62
T15	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	477	47.74
T01	Autoperforante SIRIVE - IBP	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	477	83.97
T10	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	643	55.03
T14	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	643	75.15
T09	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	M	16	11	5	282.10	75.22
T02	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	572	57.08
T18	Autoperforante ARCO - IBP	AUTOPERFORANTE ARCO	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	381	27.73
T12	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	M	16	11	5	381.60	25.95
T04	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	S	10	5	5	477.00	3.78
T08	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	M	16	11	5	636.00	5.78
T03	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	857	73.24

T11	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	571	78.04
T16	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	S	10	5	5	N.D.	N.D.

Con riferimento alla tecnologia di esecuzione dei bulbi di ancoraggio da utilizzarsi in corrispondenza della banchina IFA (IRS) sono state condotte n. 3 prove su tiranti di prova (T04, T08 e T12) aventi lunghezza del bulbo iniettato pari a 5,00 m. I risultati del campo prove forniscono un carico massimo di prova medio per tale tipologia di tiranti pari a 498 kN, corrispondenti ad una portata del bulbo di circa 100 kN/m.

Tabella 11 - Risultati prove a sfilamento tiranti

Iniezione	TIRANTE	L _{tot} [m]	L _p [m]	L _f [m]	CARICO LIMITE ALLO SNERVAMENTO [kN]	CARICO MASSIMO [kN]	R _{a,medio} [kN]
IGU	T05	10	5	5	238	382	420
	T18	16	11	5	334	382	
	T01	16	11	5	382	477	
	T13	10	5	5	430	477	
	T09	16	11	5	286	382	
IRS	T12	16	11	5	non raggiunto	382	498
	T04	10	5	5	non raggiunto	476	
	T08	16	11	5	non raggiunto	636	
JETTING	T06	10	5	5	500	572	616
	T07	10	5	5	476	572	
	T17	10	5	5	476	635	
	T02	16	11	5	500	572	
	T03	16	11	5	667	858	
	T15	10	5	5	381	476	
	T10	16	11	5	500	643	
	T14	10	5	5	572	643	
T11	16	11	5	476	572		

11.2.2 Verifica a sfilamento dei tiranti (GEO)

In accordo con quanto previsto dalle NTC 2018 al § 6.6.2, la resistenza di progetto dell'ancoraggio R_{ad} è determinabile applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali di sicurezza γ_r di cui alla Tab. 6.6.I

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ _R	1,1
Permanenti	γ _R	1,2

La resistenza caratteristica R_{ak}, ottenuta dai risultati di prove di carico su tiranti di prova, è desumibile secondo l'equazione 6.6.1 delle NTC18

$$R_{ak} = \min \left\{ \left(\frac{R_{ac,med}}{\xi_{a1}} \right); \left(\frac{R_{ac,min}}{\xi_{a2}} \right) \right\}$$

Con riferimento al numero tiranti sottoposti a prova per ciascuna tipologia (minimo 3 tiranti), i fattori di correlazione ξ_a sono ricavati dalla Tab. 6.6.II delle NTC 18

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

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

Valutata la resistenza caratteristica dei tiranti derivante dal campo prova, è stata determinata la resistenza caratteristica unitaria laterale della fondazione q_{ak} attraverso la relazione

$$q_{ak} = R_{ak}/L_f$$

dove L_f è la lunghezza del bulbo di fondazione.

Le resistenze laterali unitarie caratteristiche, distinte per tecnologia esecutiva del tirante, sono riassunte nella tabella seguente

Tabella 12 - Resistenza caratteristica determinata a partire dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova

Iniezione	TIRANTE	L_{tot} [m]	L_p [m]	L_f [m]	R_{ak} [kN]	q_{ak} [kN/m]
IGU	T05	10	5	5	318	64
	T18	16	11	5		
	T01	16	11	5		
	T13	10	5	5		
	T09	16	11	5		
IRS	T12	16	11	5	318	64
	T04	10	5	5		
	T08	16	11	5		
JETTING	T06	10	5	5	397	79
	T07	10	5	5		
	T17	10	5	5		
	T02	16	11	5		
	T03	16	11	5		
	T15	10	5	5		
	T10	16	11	5		
	T14	10	5	5		
T11	16	11	5			

Per i tiranti realizzati con tecnologia IRS si ha una resistenza unitaria caratteristica del bulbo di fondazione pari a 64 kN/m.

La resistenza a sfilamento del tirante di progetto sarà dunque valutata come

$$R_{ad} = q_{ak} * L_{fd} / \gamma_r$$

dove L_{fd} è la lunghezza di progetto della fondazione del tirante.

Il tirante previsto da progetto ha una lunghezza del tratto di fondazione pari a 17,00 m. Si ha pertanto

$$R_{ad} = \frac{64 * 17,00}{1.2} = 906,66 \text{ kN}$$

Il massimo tiro di progetto si ha per la combinazione allo stato limite ultimo SLU 1

$$E_d = 639,84 \text{ kN}$$

Risulta pertanto ampiamente soddisfatta la condizione $E_d < R_d$ ed i tiranti di ancoraggio di progetto sono verificati allo sfilamento con coefficiente di sicurezza η pari a

$$\eta = \frac{R_{ad}}{E_d} = 1,42$$

11.2.2.1 Posizione della fondazione dell'ancoraggio

Per poter contare sulla piena capacità degli ancoraggi a tergo delle opere di sostegno si deve verificare che la fondazione dell'ancoraggio sia esterna al cuneo di spinta attiva dell'opera di sostegno.

In condizioni statiche viene inoltre considerato un ulteriore franco pari a 1,50 m. La lunghezza libera in condizioni statiche L_s così definita risulta pari a

$$L_s = 12.10 \text{ m}$$

Per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Le NTC 2018 al punto § 7.11.6.4 definisce la lunghezza libera minima in condizioni sismiche. L_e mediante la relazione

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right) \cong 16.00 \text{ m}$$

La lunghezza libera di progetto è pertanto sufficiente e la fondazione risulta esterna al volume di terreno potenzialmente instabile in condizioni sismiche.

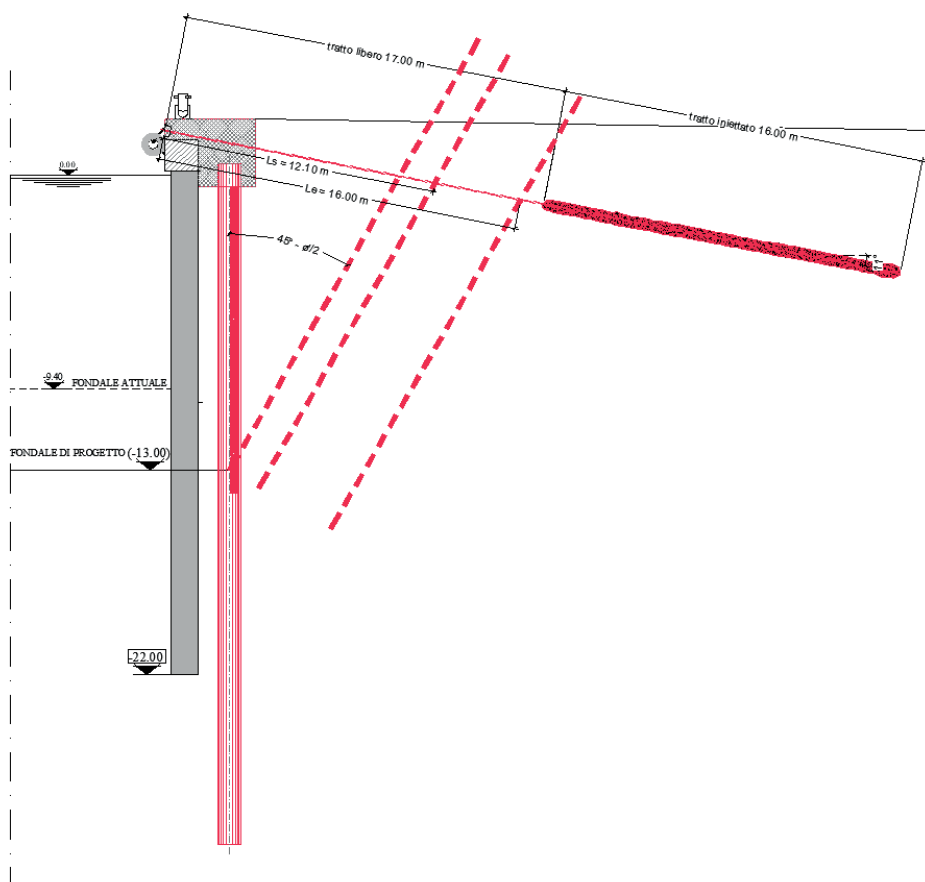


Figura 40 – Determinazione della lunghezza libera degli ancoraggi in condizioni sismiche secondo NTC2018

11.2.3 Verifica a trazione dei tiranti di ancoraggio (STR)

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato di lunghezza 35 m, inclinazione pari a 11° sull'orizzontale ed interasse 1,50 m, armati con barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\varnothing 47$ in acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{pk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 950 \text{ N/mm}^2$

Ai fini della valutazione della resistenza di calcolo si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza minime degli acciai da precompressione in barre ricavate dalla Tabella 11.3.VIII del D.M. 17/01/2018 che fornisce le proprietà meccaniche minime che devono essere garantite dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Le barre sono protette nei confronti di perdite di spessore dovute ai fenomeni di corrosione con guaine.

La resistenza di calcolo a trazione dei tiranti è valutata come:

$$N_{Rd} = A \times f_{pyk} / \gamma_s = 1.207 \text{ kN}$$

dove:

- $A = 1.735 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione trasversale;
- $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$ è la tensione caratteristica di snervamento;
- $\gamma_s = 1,15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio in barre.

La massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dal modello geotecnico, si verifica nella combinazione di carico SLU12 ed è pari a:

$$N_{Ed} = 689,84 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a trazione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 1,75 \geq 1,00$$

La protezione dei tiranti di ancoraggio sarà garantita da un sistema di doppia protezione anticorrosione (DCP) con guaina preiniettata a fessurazione controllata in conformità a quanto previsto dal progetto definitivo.

11.2.4 Verifica della stabilità del terrapieno soprastante il piano degli ancoraggi

Il progetto definitivo prevedeva ancoraggi di lunghezza totale pari a 35 m (di cui 15 m di tratto libero e 20 m di bulbo di fondazione) con inclinazione alternata di 15° e 20° resa possibile dalla prevista integrale demolizione della trave di coronamento esistente previo ancoraggio provvisorio dei tiranti esistenti.

La scelta operata nel progetto esecutivo è stata quella di non intervenire sui tiranti esistenti prevedendo solo la parziale scarificazione della trave di coronamento esistente. Tale soluzione ha comportato una modifica dell'inclinazione dei tiranti che sono stati disposti con un angolo di 11° rispetto l'orizzontale.

La fondazione dell'ancoraggio della banchina IFA si attesta ad una profondità minima di 3,55 m da p.c. e ad una profondità massima di circa 6,30 m da p.c., con un valore medio di 4.95 m da p.c.. Nella tabella che segue è riportato il confronto tra il progetto definitivo e quello esecutivo.

	<i>Prog. DEF.</i>	<i>Prog. ESEC.</i>	Δ
	<i>h</i>	<i>h</i>	<i>h</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>
<i>min</i>	4.38	3.55	0.83
<i>max</i>	9.53	6.3	3.23
<i>medio</i>	6.96	4.925	2.03

A queste profondità, in considerazione dei pesi dell'unità di volume dei terreni attraversati, corrispondono le seguenti tensioni verticali efficaci $\sigma'v$:

	<i>Prog. DEF.</i>		<i>Prog. ESEC.</i>		Δ	
	<i>h</i>	$\sigma'v$	<i>h</i>	$\sigma'v$	<i>h</i>	$\sigma'v$
	<i>m</i>	<i>kPa</i>	<i>m</i>	<i>kPa</i>	<i>m</i>	<i>kPa</i>
<i>min</i>	4.38	60.25	3.55	51.95	0.83	8.3
<i>max</i>	9.53	111.75	6.3	79.45	3.23	32.3
<i>medio</i>	6.96	86	4.925	65.7	2.03	20.3

Come emerge dalla tabella, il valore della tensione verticale efficace alla profondità del baricentro della fondazione ($h_m = 4.90$ m da p.c.) è pertanto pari a $\sigma'v,m = 65.7$ kPa.

Considerando la resistenza laterale all'interfaccia bulbo di fondazione - terreno come funzione della tensione di confinamento offerta dal terreno, ovvero valutando la tensione tangenziale limite corrispondente attraverso un criterio di rottura alla Mohr – Coulomb, è possibile stimare la tensione tangenziale limite media attraverso la formula

$$\tau'_{lim,m} = \sigma'_{v,m} \times \tan \phi'$$

Dove ϕ' è l'angolo di attrito efficace alla profondità del baricentro della fondazione dell'ancoraggio, pari a 36° (la fondazione dell'ancoraggio è situata nello strato Strattato).

	Prog. DEF.			Prog. ESEC.			Δ		
	h	$\sigma'v$	τ'_{lim}	h	$\sigma'v$	τ'_{lim}	h	$\sigma'v$	τ'_{lim}
	m	kPa	kPa	m	kPa	kPa	m	kPa	kPa
<i>min</i>	4.38	60.25	43.77419	3.55	51.95	37.74388433	0.83	8.3	6.030303
<i>max</i>	9.53	111.75	81.19113	6.3	79.45	57.72380385	3.23	32.3	23.46732
<i>medio</i>	6.96	86	62.48266	4.925	65.7	47.73384409	2.03	20.3	14.74881

Si ha pertanto che la tensione tangenziale limite media risulta essere pari a

$$\tau'_{lim,m} = 47,73 \text{ kPa}$$

Tale tensione tangenziale limite è sufficiente a garantire la resistenza dell'ancoraggio in quanto la massima tensione tangenziale sollecitante risulta essere pari a

$$\tau_{sd} = Ed / (Ls * \pi D) = 31.95 \text{ kPa}$$

e pertanto inferiore alla tensione tangenziale limite alla profondità del baricentro della fondazione dell'ancoraggio che resta tutto esterno al cono di spinta generato in condizioni di rottura.

In merito alla necessità di effettuare prove su tiranti pilota, resta inteso che le prove di idoneità degli ancoraggi disposti seconda la geometria di progetto verranno eseguite nella fase preliminare all'esecuzione dei tiranti così come previsto dalla vigente normativa e come rilevato da D Es.

11.3 VERIFICA DELLA TRAVE DI CORONAMENTO

Il progetto esecutivo prevede la scarificazione parziale controllata della trave di coronamento esistente per uno spessore di 10 cm (6 cm di copriferro + 4 cm) in corrispondenza del lato interno e superiore con successivi interventi di spazzolatura e di trattamento delle armature esistenti mediante applicazione di prodotti passivanti e successiva applicazione di prodotti per la ripresa di getto.

Al fine di non intaccare i tiranti esistenti, si prevede di connettere la nuova trave di coronamento alla trave esistente mediante la posa in opera di n.4 barre $\varnothing 24/30$ di cucitura in acciaio B 450 C (di cui n.2 in direzione verticale, n.2 in direzione orizzontale) e successivo inghisaggio mediante iniezione di malta cementizia polimero – modificata espansiva a ritiro compensato.

La nuova trave di coronamento ha dunque una larghezza di 4,00 m ed altezza di 2,30 m (calcestruzzo C35/45 ed acciaio B450C).

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti con l'ausilio dei codici di calcolo SAP2000 per quanto riguarda l'analisi della sollecitazione, con il software open source VCASlu del Prof. Piero Gelfi per la verifica a momento flettente della sezione in c.a..

Nel piano orizzontale della banchina la trave di coronamento è stata schematizzata come una trave continua di dimensioni $2,30 \times h = 4,00$ m vincolata con molle elastiche (tiranti di ancoraggio) disposte ad interasse costante di 1,50 m e caricata orizzontalmente dal tiro alla bitta ($F = 1.000$ kN ad interasse $i = 1,25$ m). La rigidezza delle molle, in analogia con quanto previsto dal progetto definitivo posto a base d'appalto, è stata calcolata come segue:

$$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 1.735 \text{ mm}^2 (\Phi 47)$$

$$L = 15,00 \text{ m}$$

$$k = EA/L = 24.290 \text{ kN/m}$$

$$\xi = 11^\circ$$

$$k_m = 24.290 \times \cos 11^\circ = 23.844 \text{ kN/m}$$

Nella figura seguente è riportato lo schema di calcolo sopra descritto.

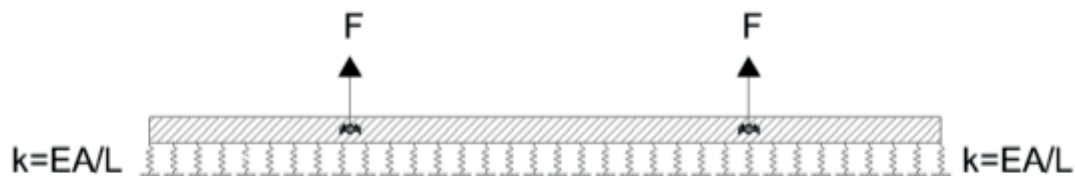


Figura 41 - Schema di calcolo trave di coronamento

11.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche statiche allo Stato Limite Ultimo sono state condotte in accordo con le NTC2018

Dalla risoluzione delle strutture si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche di sollecitazione:

$$M_{ed} = 4144 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 751.51 \text{ kN}$$

Nelle figure seguenti sono riportati il diagramma del momento flettente e del taglio sollecitanti derivanti dalle analisi effettuate.

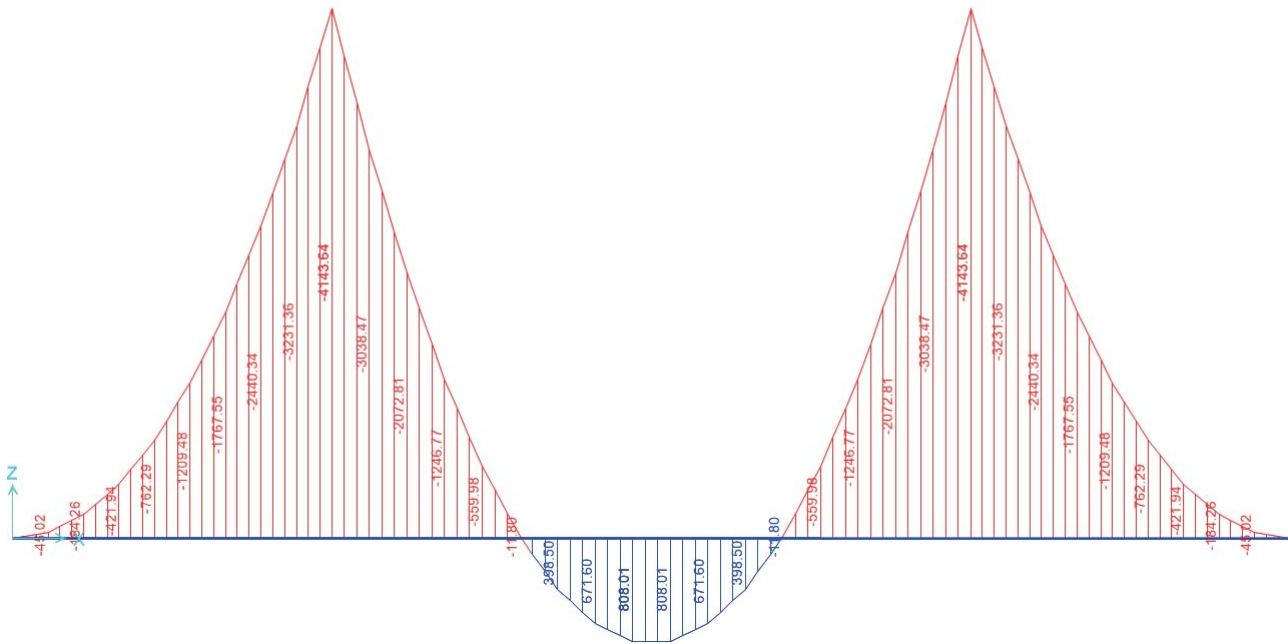


Figura 42 - Diagramma del momento flettente sollecitante della nuova trave di coronamento, combinazione SLU

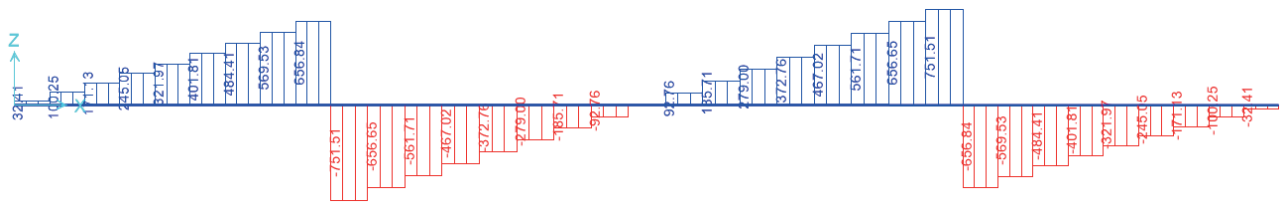


Figura 43 - Diagramma del taglio sollecitante della nuova trave di coronamento, combinazione SLU

La trave è realizzata in calcestruzzo classe di resistenza C35/45 ed armata con barre longitudinali $\varnothing 20$ e staffe $\varnothing 12/30$. Di seguito si riporta una vista in sezione dell'armatura della trave oggetto di analisi.

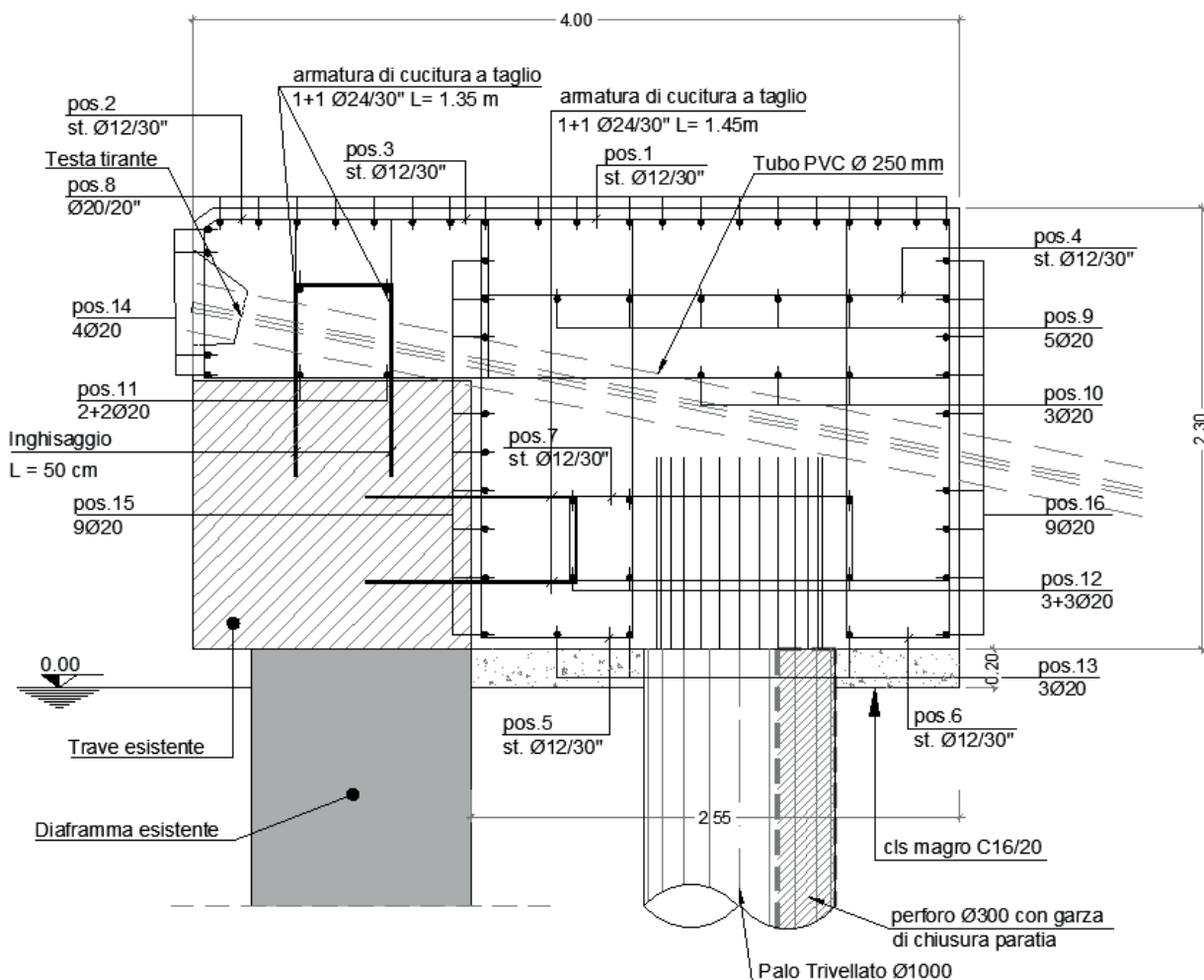


Figura 44 - Armatura nuova trave di coronamento

Ai fini delle verifiche di resistenza è stato trascurato il contributo offerto dalla trave esistente. Ai fini del calcolo del momento resistente della trave nel piano orizzontale a vantaggio di sicurezza sono state considerate le sole posizioni 14-15 e 16 delle armature rappresentate in figura Figura 44.

La sezione in c.a. così armata presenta dunque un momento resistente pari a

$$M_{rd} = 4895 \text{ kNm}$$

La sezione della trave di coronamento è dunque verificata agli SLU con coefficiente di sicurezza

$$\eta = M_{rd}/M_{ed} = 1.18$$

Si prevede inoltre la posa in opera di apposita armatura di frettaggio in corrispondenza di ciascuna bitta come rappresentato nell'immagine seguente.

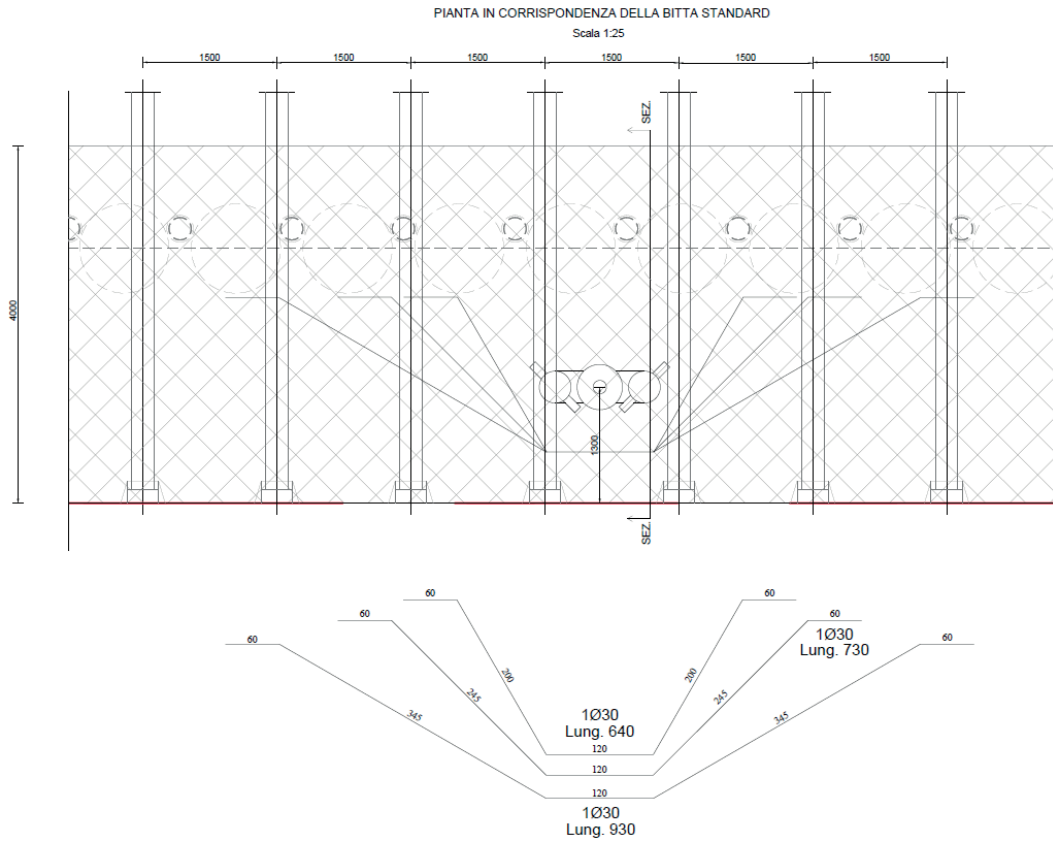


Figura 45 – Armatura di frettaggio

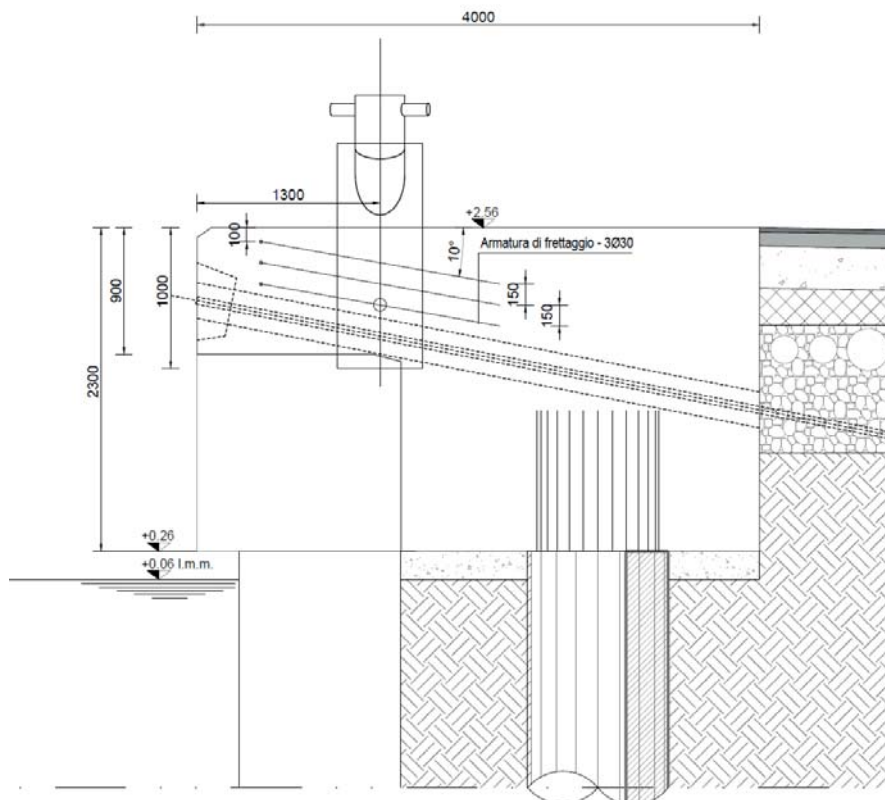


Figura 46 – Sezione sulla bitta d'ormeggio

11.4 VERIFICA DELLA BITTA

La sezione resistente della bitta è costituita da un profilo cavo in acciaio S355 del diametro esterno di 610 mm e spessore di 15 mm riempito di calcestruzzo ed armata con un'armatura minima costituita da 18 ϕ 20. Si considera resistente la sola sezione in acciaio, che presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A = 280 \text{ cm}^2$$

$$W = 4070 \text{ cm}^3$$

$$J = 124159 \text{ cm}^4$$

Il momento resistente della sezione risulta valere ($f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$):

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot W = 1376 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza fornisce:

$$M_{rd} = 1376 \text{ kNm} > M_{sd} 1050 \text{ kNm (SLU)}$$

PARTICOLARE BITTA DI ORMEGGIO STANDARD

scala 1:25

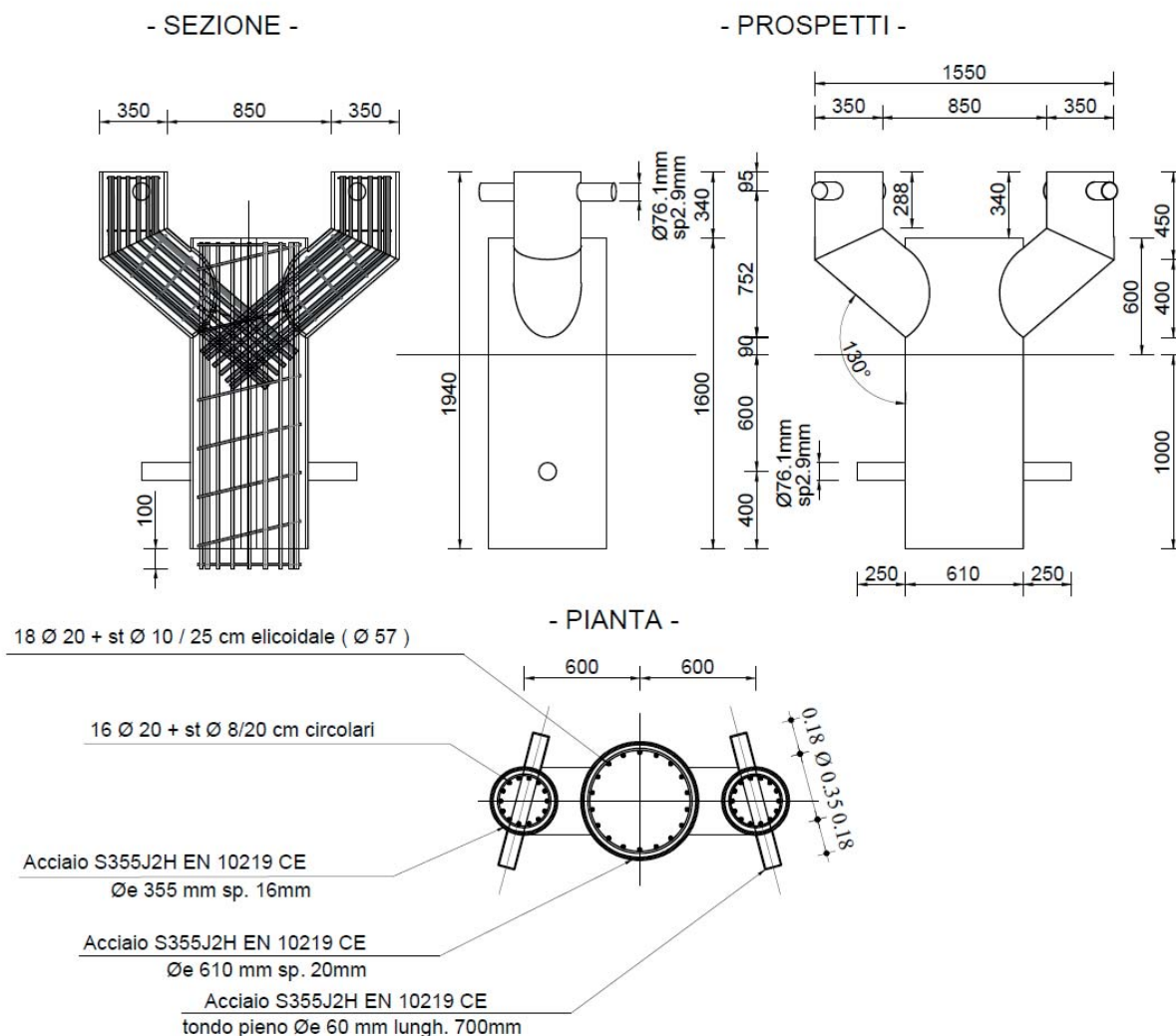


Figura 47 – particolare bitta di ormeggio

12 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio.

Per la banchina IFA sono previste due sezioni di monitoraggio, ognuna costituita dagli elementi descritti nel seguito.

Ogni sezione di monitoraggio è composta da:

- n. 1 tubo inclinometrico spinto fino a 40 m di profondità per la valutazione delle rotazioni delle paratie;
- n.1 celle toroidali per il monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi di progetto. Il tiro agli ancoraggi sarà acquisito in continuo tramite apposito datalogger.

La soluzione di progetto non prevede l'utilizzo dei tiranti esistenti nella configurazione definitiva delle strutture. Si ritiene pertanto non necessario monitorare il tiro degli ancoraggi esistenti durante l'esecuzione dell'opera. Si riporta di seguito un dettaglio tipologico del tubo inclinometrico

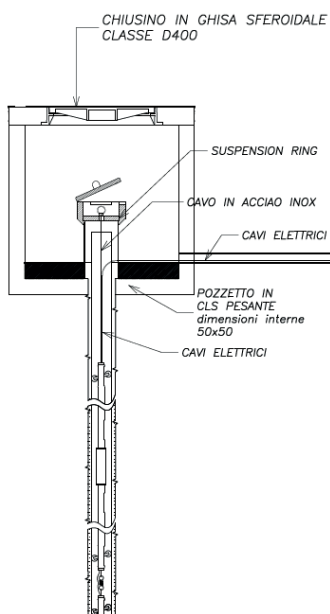


Figura 48 - Esempio di pozzetto per tubo inclinometrico



Figura 49 - Esempio di cella toroidale

È inoltre previsto un monitoraggio topografico della trave di banchina (un target ogni 20 m).

Tabella 13. strumentazione di monitoraggio installata per la banchina IFA

Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
Spostamenti trave di banchina	Deformazione paratia	Tiro ancoraggi
1 Target /20m	2 tubo (L=40m)	2 Celle + 2 Datalogger

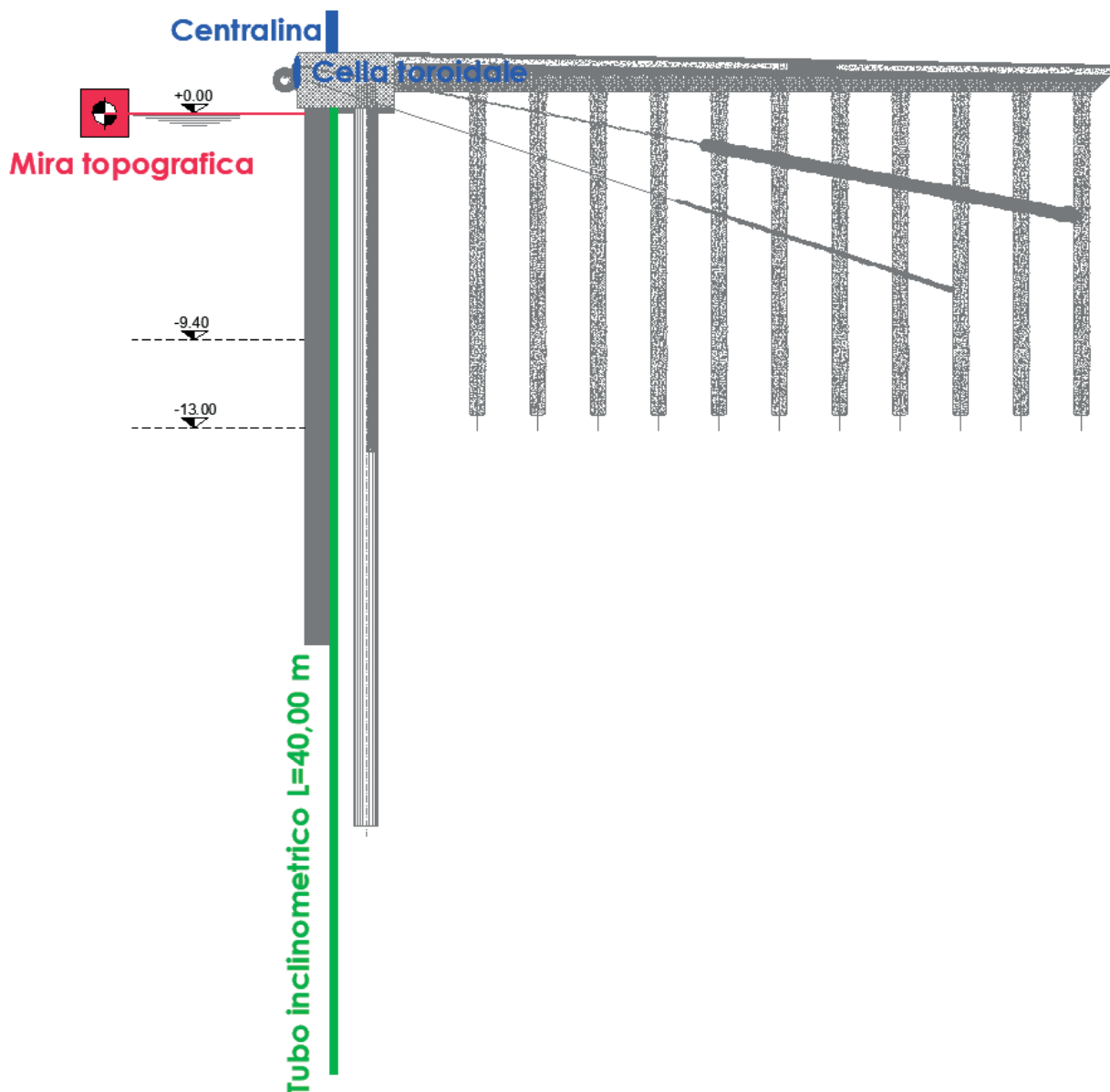


Figura 50 – Sezione tipo di monitoraggio

La frequenza delle letture varierà in considerazione dell'impatto che le diverse lavorazioni hanno sulle strutture. Si prevede una frequenza "intensiva" per una settimana all'inizio di ogni fase lavorativa importante seguita da una frequenza "ordinaria" se durante tale prima settimana non si sono registrate misure anomale. Nella tabella seguente è anche indicata una frequenza media indicativa che tiene conto del monitoraggio nell'intero periodo di costruzione dell'opera.

Tabella 14. Frequenza delle letture

Fasi lavorative importanti	Frequenza	Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
		Spostamenti. trave di banchina	Deformazione paratia	Tiro ancoraggi di progetto
Vibroflottazione con colonne in ghiaia d:600 mm	Ord.	1/Mese	1/Mese	/
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	/
Realizzazione nuova paratia con pali trivellati in c.a. d:1000 i= 1,25 m	Ord.	1/Mese	1/Mese	/
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	/
Escavo	Ord.	1/Mese	1/Mese	3/Giorno
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	3/Giorno
Media ponderata (stima)		2/Mese	1/20 giorni	3/Giorno
<i>Ord. = Frequenza ordinaria Int. = Frequenza intensiva</i>				

In conclusione, il sistema di monitoraggio previsto permetterà di valutare il comportamento dell'opera nel corso delle più importanti fasi di costruzione e di messa in esercizio.

Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina, in accordo alle prescrizioni che verranno date dal Collaudatore, potrà essere realizzato attraverso l'escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all'applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la presenza di strumenti di misura degli assestamenti e dei tiri, unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza consentirà di valutare la risposta dell'opera alle sollecitazioni imposte durante il collaudo e pertanto la funzionalità dell'opera in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.

PLAXIS REPORT

Banchina IFA

1. Materials.....	7
1.1.1.1 Soil and interfaces - Hardening soil (1/6)	7
1.1.1.2 Soil and interfaces - Hardening soil (2/6)	9
1.1.1.3 Soil and interfaces - Hardening soil (3/6)	11
1.1.1.4 Soil and interfaces - Hardening soil (4/6)	13
1.1.1.5 Soil and interfaces - Hardening soil (5/6)	15
1.1.1.6 Soil and interfaces - Hardening soil (6/6)	17
1.1.2.1. Soil and interfaces - Linear elastic	19
1.1.3.1 Soil and interfaces - Mohr-Coulomb.....	21
1.2.1 Plates -	23
1.3.1 Geogrids -.....	24
1.4.1 Anchors -	25
1.5.1 Embedded beam row	26
2 Calculation results.....	28
2.1.1 Initial phase [InitialPhase] (0/0), Total displacements u_x	28
2.1.2 Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Total displacements u_x	28
2.1.3 Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Total displacements u_x	29
2.1.4 Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Total displacements u_x	29
2.1.5 Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Total displacements u_x	30
2.1.6 Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Total displacements u_x	30
2.1.7 Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Total displacements u_x	31
2.1.8 Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Total displacements u_x	31
2.1.9 Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Total displacements u_x	32
2.1.10 SLD $q=24\text{kPa}+\text{west}$ [Phase_16] (16/84), Total displacements u_x	32
2.1.11 SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Total displacements u_x	33
2.1.12 SLV $q=24\text{kPa}+\text{west}(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Total displacements u_x	33
2.1.13 Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Total displacements u_x	34
2.1.14 SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_x	34
2.1.15 SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Total displacements u_x	35
2.1.16 SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Total displacements u_x	35
2.1.17 SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Total displacements u_x	36
2.1.18 SLE f3 ($q=28, T=0$) [Phase_14] (18/234), Total displacements u_x	36
2.1.19 SLE f4 ($q=24, T=8$) [Phase_18] (19/249), Total displacements u_x	37
2.1.20 SLE qp5 ($q=24, T=0$) [Phase_19] (20/263), Total displacements u_x	37
2.1.21 Ecc1 ($q=24, T=0$) [Phase_20] (21/301), Total displacements u_x	38
2.1.22 A2+M2 [Phase_22] (22/360), Total displacements u_x	38
2.1.23 ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Total displacements u_x	39

2.1.24 SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Total displacements u_x	39
2.2.1. Initial phase [InitialPhase] (0/0), Plastic points	40
2.2.2 Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Plastic points	40
2.2.3 Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Plastic points	41
2.2.4 Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Plastic points.....	41
2.2.5 Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Plastic points	42
2.2.6 Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Plastic points	42
2.2.7 Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Plastic points.....	43
2.2.8 Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Plastic points.....	43
2.2.9 Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Plastic points.....	44
2.2.10 SLD $q=24kPa+west$ [Phase_16] (16/84), Plastic points.....	44
2.2.11 SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Plastic points.....	45
2.2.12 SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Plastic points	45
2.2.13 Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Plastic points	46
2.2.14 SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Plastic points.....	46
2.2.15 SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Plastic points.....	47
2.2.16 SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Plastic points	47
2.2.17 SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Plastic points	48
2.2.18 SLE f3 ($q=28, T=0$) [Phase_14] (18/234), Plastic points	48
2.2.19 SLE f4 ($q=24, T=8$) [Phase_18] (19/249), Plastic points	49
2.2.20 SLE qp5 ($q=24, T=0$) [Phase_19] (20/263), Plastic points	49
2.2.21 Ecc1 ($q=24, T=0$) [Phase_20] (21/301), Plastic points	50
2.2.22 A2+M2 [Phase_22] (22/360), Plastic points	50
2.2.23 ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Plastic points	51
2.2.24 SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Plastic points.....	51
3.Calculation results,	52
3.1.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Total displacements u_x	52
3.1.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Total displacements u_x	52
3.1.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Total displacements u_x	53
3.1.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Total displacements u_x	53
3.1.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Total displacements u_x	54
3.1.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Total displacements u_x	54
3.1.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Total displacements u_x	55
3.1.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Total displacements u_x	55
3.1.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Total displacements u_x	56
3.1.10 Plate, SLD $q=24kPa+west$ [Phase_16] (16/84), Total displacements u_x	56
3.1.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Total displacements u_x	57
3.1.12 Plate, SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Total displacements u_x	57






3.1.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Total displacements u_x	58
3.1.14 Plate, SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_x	58
3.1.15 Plate, SLU 2 (q=32, T=46) [Phase_11] (11/176), Total displacements u_x	59
3.1.16 Plate, SLE r1 (q=40, T=24) [Phase_12] (12/200), Total displacements u_x	59
3.1.17 Plate, SLE r2 (q=28, T=40) [Phase_13] (13/218), Total displacements u_x	60
3.1.18 Plate, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Total displacements u_x	60
3.1.19 Plate, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Total displacements u_x	61
3.1.20 Plate, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Total displacements u_x	61
3.1.21 Plate, Ecc1 (q=24, T=0) [Phase_20] (21/301), Total displacements u_x	62
3.1.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Total displacements u_x	62
3.1.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Total displacements u_x	63
3.1.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Total displacements u_x	63
3.2.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q.....	64
3.2.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Shear forces Q.....	64
3.2.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Shear forces Q.....	65
3.2.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Shear forces Q	65
3.2.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Shear forces Q.....	66
3.2.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Shear forces Q.....	66
3.2.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Shear forces Q	67
3.2.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Shear forces Q	67
3.2.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Shear forces Q	68
3.2.10 Plate, SLD q=24kPa+west [Phase_16] (16/84), Shear forces Q	68
3.2.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Shear forces Q	69
3.2.12 Plate, SLV q=24kPa+west(kh=0.06) [Phase_15] (15/116), Shear forces Q.....	69
3.2.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Shear forces Q.....	70
3.2.14 Plate, SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Shear forces Q	70
3.2.15 Plate, SLU 2 (q=32, T=46) [Phase_11] (11/176), Shear forces Q	71
3.2.16 Plate, SLE r1 (q=40, T=24) [Phase_12] (12/200), Shear forces Q.....	71
3.2.17 Plate, SLE r2 (q=28, T=40) [Phase_13] (13/218), Shear forces Q.....	72
3.2.18 Plate, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Shear forces Q.....	72
3.2.19 Plate, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Shear forces Q.....	73
3.2.20 Plate, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Shear forces Q.....	73
3.2.21 Plate, Ecc1 (q=24, T=0) [Phase_20] (21/301), Shear forces Q.....	74
3.2.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Shear forces Q.....	74
3.2.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Shear forces Q.....	75
3.2.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Shear forces Q.....	75
3.3.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M.....	76
3.3.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Bending moments M	76

3.3.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Bending moments M.....	77
3.3.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Bending moments M	77
3.3.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Bending moments M	78
3.3.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Bending moments M	78
3.3.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Bending moments M	79
3.3.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Bending moments M	79
3.3.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Bending moments M	80
3.3.10 Plate, SLD $q=24\text{kPa}+\text{west}$ [Phase_16] (16/84), Bending moments M	80
3.3.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Bending moments M	81
3.3.12 Plate, SLV $q=24\text{kPa}+\text{west}(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Bending moments M.....	81
3.3.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Bending moments M.....	82
3.3.14 Plate, SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Bending moments M	82
3.3.15 Plate, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Bending moments M	83
3.3.16 Plate, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Bending moments M	83
3.3.17 Plate, SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Bending moments M	84
3.3.18 Plate, SLE f3 ($q=28, T=0$) [Phase_14] (18/234), Bending moments M	84
3.3.19 Plate, SLE f4 ($q=24, T=8$) [Phase_18] (19/249), Bending moments M	85
3.3.20 Plate, SLE qp5 ($q=24, T=0$) [Phase_19] (20/263), Bending moments M.....	85
3.3.21 Plate, Ecc1 ($q=24, T=0$) [Phase_20] (21/301), Bending moments M.....	86
3.3.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Bending moments M.....	86
3.3.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Bending moments M.....	87
3.3.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Bending moments M	87
3.4.1 Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves F N.....	88
3.4.2 Node-to-node anchor, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Anchor force for curves F N	88
3.4.4 Node-to-node anchor, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Anchor force for curves F N.....	89
3.4.5 Node-to-node anchor, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Anchor force for curves F N	90
3.4.6 Node-to-node anchor, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Anchor force for curves F N ...	90
3.4.7 Node-to-node anchor, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Anchor force for curves F N	91
3.4.8 Node-to-node anchor, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Anchor force for curves F N.....	91
3.4.9 Node-to-node anchor, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Anchor force for curves F N.....	92
3.4.10 Node-to-node anchor, SLD $q=24\text{kPa}+\text{west}$ [Phase_16] (16/84), Anchor force for curves F N.....	92
3.4.11 Node-to-node anchor, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Anchor force for curves F N.....	93
3.4.12 Node-to-node anchor, SLV $q=24\text{kPa}+\text{west}(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Anchor force for curves F N...	93
3.4.13 Node-to-node anchor, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Anchor force for curves F N.....	94
3.4.14 Node-to-node anchor, SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Anchor force for curves F N	94
3.4.15 Node-to-node anchor, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Anchor force for curves F N	95
3.4.16 Node-to-node anchor, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Anchor force for curves F N	95
3.4.17 Node-to-node anchor, SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Anchor force for curves F N	96

3.4.18 Node-to-node anchor, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Anchor force for curves F N	96
3.4.19 Node-to-node anchor, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Anchor force for curves F N	97
3.4.20 Node-to-node anchor, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Anchor force for curves F N	97
3.4.21 Node-to-node anchor, Ecc1 (q=24, T=0) [Phase_20] (21/301), Anchor force for curves F N.....	98
3.4.22 Node-to-node anchor, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Anchor force for curves F N	98
3.4.23 Node-to-node anchor, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Anchor force for curves F N..	99
3.4.24 Node-to-node anchor, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Anchor force for curves F N	99
3.5.1 Geogrid, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N.....	100
3.5.2 Geogrid, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Axial forces N.....	100
3.5.3 Geogrid, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Axial forces N.....	101
3.5.4 Geogrid, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Axial forces N	101
3.5.5 Geogrid, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Axial forces N.....	102
3.5.6 Geogrid, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Axial forces N	102
3.5.7 Geogrid, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Axial forces N	103
3.5.8 Geogrid, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Axial forces N	103
3.5.9 Geogrid, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Axial forces N	104
3.5.10 Geogrid, SLD q=24kPa+west [Phase_16] (16/84), Axial forces N	104
3.5.11 Geogrid, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Axial forces N	105
3.5.12 Geogrid, SLV q=24kPa+west(kh=0.06) [Phase_15] (15/116), Axial forces N.....	105
3.5.13 Geogrid, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Axial forces N.....	106
3.5.14 Geogrid, SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Axial forces N	106
3.5.15 Geogrid, SLU 2 (q=32, T=46) [Phase_11] (11/176), Axial forces N	107
3.5.16 Geogrid, SLE r1 (q=40, T=24) [Phase_12] (12/200), Axial forces N	107
3.5.17, Geogrid, SLE r2 (q=28, T=40) [Phase_13] (13/218), Axial forces N	108
3.5.18 Geogrid, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Axial forces N.....	108
3.5.19 Geogrid, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Axial forces N.....	109
3.5.20 Geogrid, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Axial forces N.....	109
3.5.21 Geogrid, Ecc1 (q=24, T=0) [Phase_20] (21/301), Axial forces N.....	110
3.5.22 Geogrid, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Axial forces N.....	110
3.5.23 Geogrid, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Axial forces N	111
3.5.24 Geogrid, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Axial forces N	111






1. Materials

1.1.1.1 Soil and interfaces - Hardening soil (1/6)

Identification		R	S	M1	T	A1_E=15	
Identification number		1	2	3	4	5	
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	
Colour							
Comments							
γ_{unsat}	kN/m ³	19.00	20.00	18.50	20.00	19.00	
γ_{sat}	kN/m ³	19.00	20.00	18.50	20.00	19.00	
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No	
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0	
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E_{50}^{ref}	kN/m ²	25.00E3	25.00E3	9000	42.00E3	15.00E3	
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	25.00E3	25.00E3	9000	42.00E3	15.00E3	
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	50.00E3	50.00E3	36.00E3	84.00E3	60.00E3	
power (m)		0.5000	0.5000	0.8000	0.5000	0.8000	
Use alternatives		No	No	No	No	No	
C_c		2.070E-3	5.934E-3	0.03335	9.036E-3	0.03496	
C_s		0.8625E-3	2.472E-3	6.194E-3	3.765E-3	6.493E-3	
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	
c_{ref}	kN/m ²	0.000	0.000	5.000	0.000	5.000	
ϕ (phi)	°	32.00	34.00	29.00	35.00	29.00	
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Set to default values		No	No	No	No	No	
ν_{ur}		0.2500	0.2500	0.3000	0.2500	0.3000	
p_{ref}	kN/m ²	15.00	43.00	87.00	110.0	152.0	
K_0^{nc}		0.4701	0.4408	0.5152	0.4264	0.5152	
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard	
Skempton-B		0.9833	0.9833	0.9783	0.9833	0.9783	
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	1.960E6	1.960E6	1.350E6	3.293E6	2.250E6	
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard	
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	






Identification		R	S	M1	T	A1_E=15
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.4701	0.4408	0.5152	0.4264	0.5152
K _{0,z}		0.4701	0.4408	0.5152	0.4264	0.5152
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
- ψ_{unsat}	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

1.1.1.2 Soil and interfaces - Hardening soil (2/6)

Identification		M2	A2	A1_E=15_ridotto	A2_ridotto	M1_ridotto
Identification number		8	9	10	11	12
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	18.50	20.00	19.00	19.00	18.50
γ_{sat}	kN/m ³	18.50	20.00	19.00	19.00	18.50
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	12.00E3	50.00E3	15.00E3	50.00E3	9000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	12.00E3	50.00E3	15.00E3	50.00E3	9000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	48.00E3	100.0E3	60.00E3	100.0E3	36.00E3
power (m)		0.8000	0.8000	0.8000	0.8000	0.8000
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		0.03306	0.01028	0.03496	0.01028	0.03335
C_s		6.140E-3	4.284E-3	6.493E-3	4.284E-3	6.194E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{ref}	kN/m ²	5.000	0.000	4.000	0.000	4.000
φ (phi)	°	30.00	35.00	23.90	29.26	24.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	No	No	No	No
v_{ur}		0.3000	0.2500	0.3000	0.2500	0.3000
p_{ref}	kN/m ²	115.0	149.0	152.0	149.0	87.00
K_0^{pc}		0.5000	0.4264	0.5949	0.5112	0.5933
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9833	0.9783	0.9833	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	1.800E6	3.920E6	2.250E6	3.920E6	1.350E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	0.7000

Identification		M2	A2	A1_E=15_ridotto	A2_ridotto	M1_ridotto
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.5000	0.4264	0.5949	0.5112	0.5933
K _{0,z}		0.5000	0.4264	0.5949	0.5112	0.5933
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
ϵ_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12






1.1.1.3 Soil and interfaces - Hardening soil (3/6)

Identification		M2_ridotto	R_ridotto	S_ridotto	T_ridotto	A1_E=22
Identification number		13	14	15	16	17
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	18.50	19.00	20.00	20.00	19.00
γ_{sat}	kN/m ³	18.50	19.00	20.00	20.00	19.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	12.00E3	25.00E3	25.00E3	42.00E3	22.00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	12.00E3	25.00E3	25.00E3	42.00E3	22.00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	48.00E3	50.00E3	50.00E3	84.00E3	88.00E3
power (m)		0.8000	0.5000	0.5000	0.5000	0.8000
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		0.03306	2.070E-3	5.934E-3	9.036E-3	0.02384
C_s		6.140E-3	0.8625E-3	2.472E-3	3.765E-3	4.427E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{ref}	kN/m ²	4.000	0.000	0.000	0.000	5.000
φ (phi)	°	24.80	26.56	28.30	29.26	29.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	No	No	No	No
v_{ur}		0.3000	0.2500	0.2500	0.2500	0.3000
p_{ref}	kN/m ²	115.0	15.00	43.00	110.0	152.0
K_0^{pc}		0.5805	0.5529	0.5259	0.5112	0.5152
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9833	0.9833	0.9833	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	1.800E6	1.960E6	1.960E6	3.293E6	3.300E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	0.7000

1






Identification		M2_ridotto	R_ridotto	S_ridotto	T_ridotto	A1_E=22
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.5805	0.5529	0.5259	0.5112	0.5152
K _{0,z}		0.5805	0.5529	0.5259	0.5112	0.5152
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
ϵ_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

1.1.1.4 Soil and interfaces - Hardening soil (4/6)

Identification		A1_E=22_ridotto	S_trattato	S_trattato_ridotto	A1_E=15_undrained	A1_E=22_undrained
Identification number		18	19	20	21	22
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	19.00	20.00	20.00	19.00	19.00
γ_{sat}	kN/m ³	19.00	20.00	20.00	19.00	19.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	22.00E3	30.00E3	30.00E3	15.00E3	22.00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	22.00E3	30.00E3	30.00E3	15.00E3	22.00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	88.00E3	60.00E3	60.00E3	60.00E3	88.00E3
power (m)		0.8000	0.5000	0.5000	0.8000	0.8000
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		0.02384	4.945E-3	4.945E-3	0.03496	0.02384
C_s		4.427E-3	2.060E-3	2.060E-3	6.493E-3	4.427E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{ref}	kN/m ²	4.000	0.000	0.000	5.000	5.000
φ (phi)	°	23.90	36.00	30.00	29.00	29.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	No	No	No	No
v_{ur}		0.3000	0.2500	0.2500	0.3000	0.3000
p_{ref}	kN/m ²	152.0	43.00	43.00	152.0	152.0
K_{0}^{pc}		0.5949	0.4122	0.5000	0.5152	0.5152
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9833	0.9833	0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	3.300E6	2.352E6	2.352E6	2.250E6	3.300E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	0.7000




Identification		A1_E=22_ridotto	S_trattato	S_trattato_ridotto	A1_E=15_undrained	A1_E=22_undrained
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.5949	0.4122	0.5000	0.5152	0.5152
K _{0,z}		0.5949	0.4122	0.5000	0.5152	0.5152
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
ϵ_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

1.1.1.5 Soil and interfaces - Hardening soil (5/6)

Identification		A2_undrained	M1_undrained	M2_undrained	R_undrained	S_undrained
Identification number		23	24	25	26	27
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	20.00	18.50	18.50	19.00	20.00
γ_{sat}	kN/m ³	20.00	18.50	18.50	19.00	20.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	50.00E3	9000	12.00E3	25.00E3	25.00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	50.00E3	9000	12.00E3	25.00E3	25.00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	100.0E3	36.00E3	48.00E3	50.00E3	50.00E3
power (m)		0.8000	0.8000	0.8000	0.5000	0.5000
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		0.01028	0.03335	0.03306	2.070E-3	5.934E-3
C_s		4.284E-3	6.194E-3	6.140E-3	0.8625E-3	2.472E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{ref}	kN/m ²	0.000	5.000	5.000	0.000	0.000
φ (phi)	°	35.00	29.00	30.00	32.00	34.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	No	No	No	No
v_{ur}		0.2500	0.3000	0.3000	0.2500	0.2500
p_{ref}	kN/m ²	149.0	87.00	115.0	15.00	43.00
K_0^{pc}		0.4264	0.5152	0.5000	0.4701	0.4408
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9833	0.9783	0.9783	0.9833	0.9833
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	3.920E6	1.350E6	1.800E6	1.960E6	1.960E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000	0.7000	0.7000

Identification		A2_undrained	M1_undrained	M2_undrained	R_undrained	S_undrained
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.4264	0.5152	0.5000	0.4701	0.4408
K _{0,z}		0.4264	0.5152	0.5000	0.4701	0.4408
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
ϵ_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

1.1.1.6 Soil and interfaces - Hardening soil (6/6)

Identification		S_liquefazione	S_trattato_undrained	T_undrained
Identification number		28	29	30
Drainage type		Drained	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour				
Comments				
γ_{unsat}	kN/m ³	20.00	20.00	20.00
γ_{sat}	kN/m ³	20.00	20.00	20.00
Dilatancy cut-off		No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	25.00E3	30.00E3	42.00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	25.00E3	30.00E3	42.00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	50.00E3	60.00E3	84.00E3
power (m)		0.5000	0.5000	0.5000
Use alternatives		No	No	No
C_c		5.934E-3	4.945E-3	9.036E-3
C_s		2.472E-3	2.060E-3	3.765E-3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000
c_{ref}	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
φ (phi)	°	30.00	36.00	35.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	No	No
v_{ur}		0.2500	0.2500	0.2500
p_{ref}	kN/m ²	43.00	43.00	110.0
K_0^{nc}		0.5000	0.4122	0.4264
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9833	0.9833	0.9833
v_u		0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	1.960E6	2.352E6	3.293E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard


Identification		S_liquefazione	S_trattato_undrained	T_undrained
Strength		Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.7000	0.7000	0.7000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.5000	0.4122	0.4264
$K_{0,z}$		0.5000	0.4122	0.4264
OCR		1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None
k_x	m/day	0.000	0.000	0.000
k_y	m/day	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000
S_s	1/m	0.000	0.000	0.000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12

1.1.2.1. Soil and interfaces - Linear elastic

Identification		CLS
Identification number		6
Drainage type		Drained
Colour		■
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³	25.00
γ_{sat}	kN/m ³	25.00
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
E	kN/m ²	20.00E6
ν (nu)		0.2000
G	kN/m ²	8.333E6
E_{oed}	kN/m ²	22.22E6
V_s	m/s	1808
V_p	m/s	2953
Set to default values		Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000
y_{ref}	m	0.000
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9866
ν_u		0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	819.4E6
Stiffness		Standard
Strength		Rigid
R_{inter}		1.000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0.000
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000
K_0 determination		Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes
$K_{0,x}$		0.5000
$K_{0,z}$		0.5000
Data set		Standard


Identification		CLS
Type		Coarse
< 2 μm	%	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00
Use defaults		None
k_x	m/day	0.000
k_y	m/day	0.000
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
S_s	1/m	0.000
c_k		1000E12

1.1.3.1 Soil and interfaces - Mohr-Coulomb



Identification		CLS_Degradato
Identification number		7
Drainage type		Drained
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³	25.00
γ_{sat}	kN/m ³	25.00
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
E	kN/m ²	20.00E6
ν (nu)		0.2000
G	kN/m ²	8.333E6
E_{oed}	kN/m ²	22.22E6
c_{ref}	kN/m ²	100.0
ϕ (phi)	°	30.00
ψ (psi)	°	0.000
V_s	m/s	1808
V_p	m/s	2953
Set to default values		Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000
y_{ref}	m	0.000
c_{inc}	kN/m ² /m	0.000
y_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9866
ν_u		0.4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	819.4E6
Stiffness		Standard
Strength		Rigid
R_{inter}		1.000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0.000

Identification		CLS_Degradato
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000
K ₀ determination		Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes
K _{0,x}		0.5000
K _{0,z}		0.5000
Data set		Standard
Type		Coarse
< 2 μm	%	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00
Use defaults		None
k _x	m/day	0.000
k _y	m/day	0.000
-ψ _{unsat}	m	10.00E3
e _{init}		0.5000
S _s	1/m	0.000
c _k		1000E12

1.2.1 Plates -

Identification		PARATIA DI PALI D1000
Identification number		1
Comments		
Colour		
Material type		Elastic
Isotropic		Yes
EA ₁	kN/m	21.40E6
EA ₂	kN/m	21.40E6
EI	kN m ² /m	1.340E6
d	m	0.8668
w	kN/m/m	4.000
v (nu)		0.2000
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Prevent punching		No
Identification number		1



1.3.1 Geogrids -

Identification		dywidag 47 + bulbo 30 i=1.50	ø200+7tr.0,6''/2,50m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
EA ₁	kN/m	942.9E3	457.0E3
EA ₂	kN/m	942.9E3	457.0E3
Identification number		1	2
Identification number		1	2

1.4.1 Anchors -

Identification		7cavi Falk/2,50m	Dywidagø47/1,50m
Identification number		1	2
Comments			
Colour		■	■
Material type		Elastic	Elastic
EA	kN	80.00E3	364.4E3
L _{spacing}	m	1.000	1.500
Identification number		1	2
Identification number		1	2
Identification number		1	2

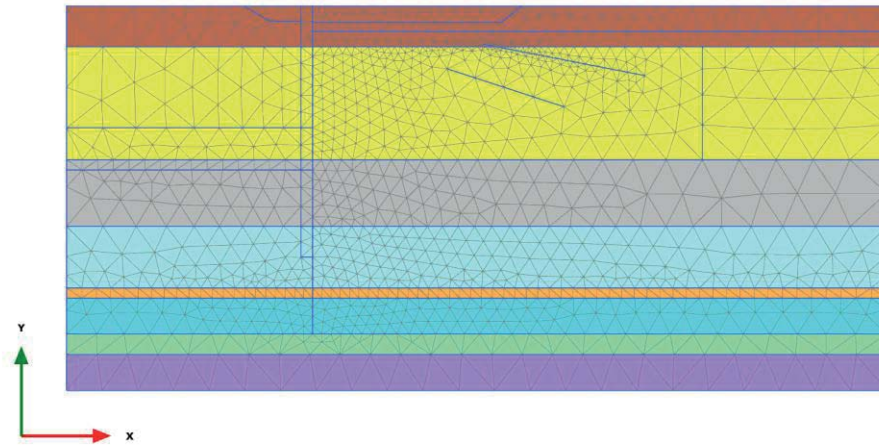
1.5.1 Embedded beam row

Identification		paloo1000/3.60
Identification number		1
Comments		
Colour		
Material type		Elastic
E	kN/m ²	35.00E6
γ	kN/m ³	25.00
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	1.000
A	m ²	0.7854
I ₂	m ⁴	0.04909
I ₃	m ⁴	0.04909
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Axial skin resistance		Layer dependent
T _{max}	kN/m	1.000E12
F _{max}	kN	500.0
Identification number		1
Comments		
Colour		
Material type		Elastic
E	kN/m ²	35.00E6
γ	kN/m ³	25.00
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	1.000
A	m ²	0.7854
I	m ⁴	0.04909
L _{spacing}	m	3.600
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Axial skin resistance		Layer dependent
T _{max}	kN/m	1.000E12
Lateral resistance		Unlimited
F _{max}	kN	500.0
Default values		Yes
Axial stiffness factor		0.9566

Identification		paloo1000/3.60
Lateral stiffness factor		0.9566
Base stiffness factor		9.566
Identification number		1

2 Calculation results

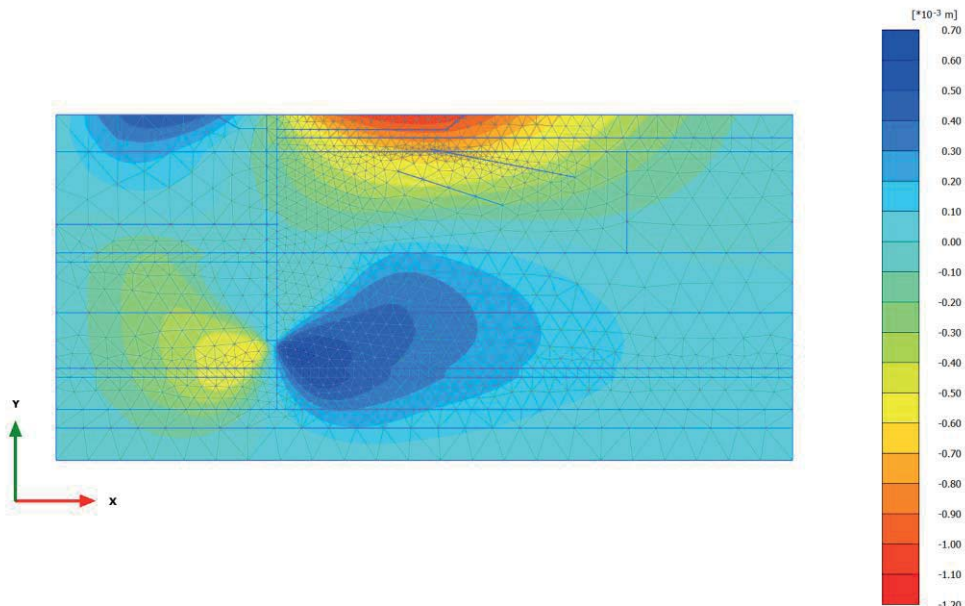
2.1.1 Initial phase [InitialPhase] (0/0), Total displacements u_x



Total displacements u_x (at true scale)

Uniform value of 0.000 m

2.1.2 Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Total displacements u_x

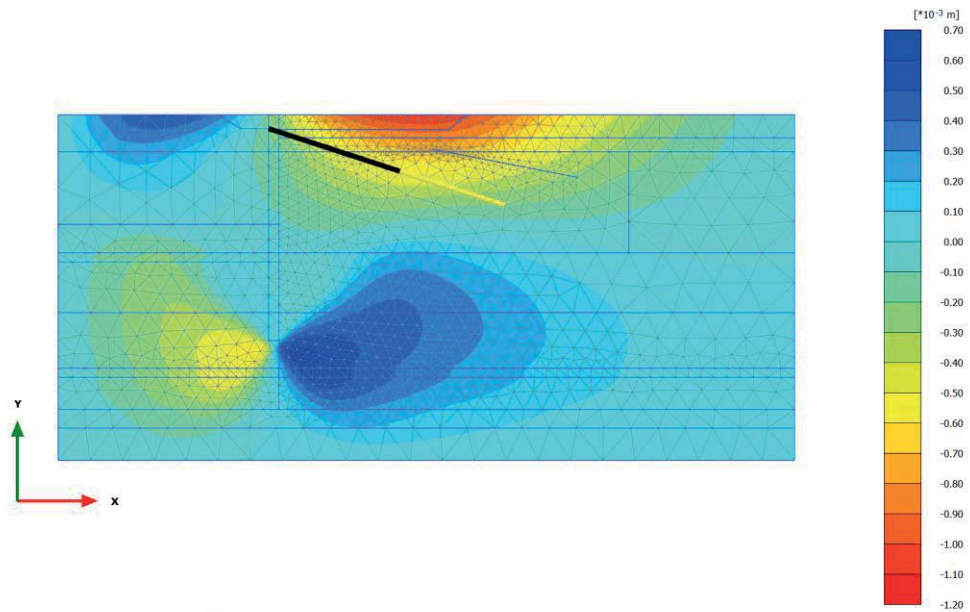


Total displacements u_x (scaled up $2.00 \cdot 10^3$ times)

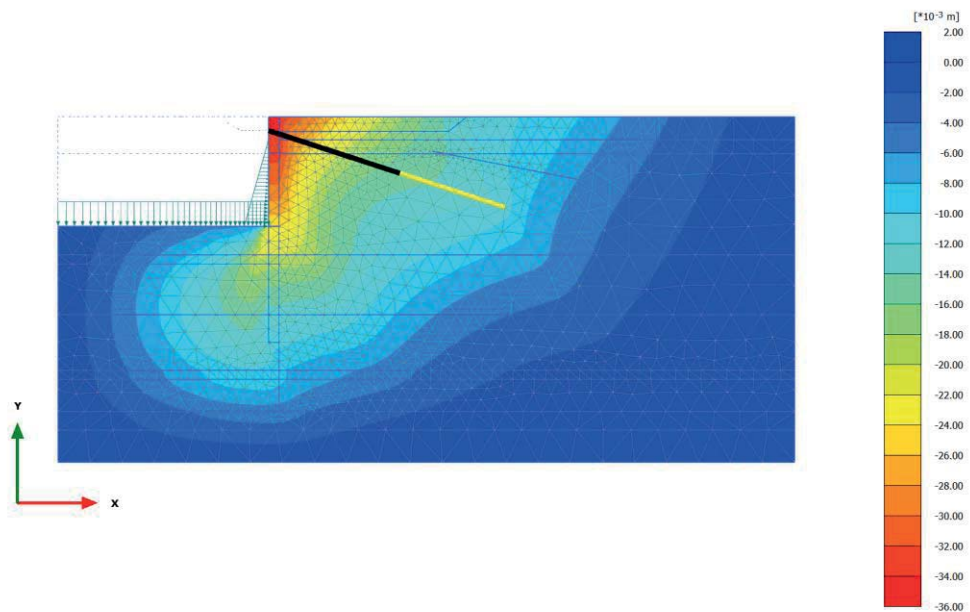
Maximum value = $0.6363 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1676 at Node 4819)

Minimum value = $-1.114 \cdot 10^{-3}$ m (Element 26 at Node 18075)

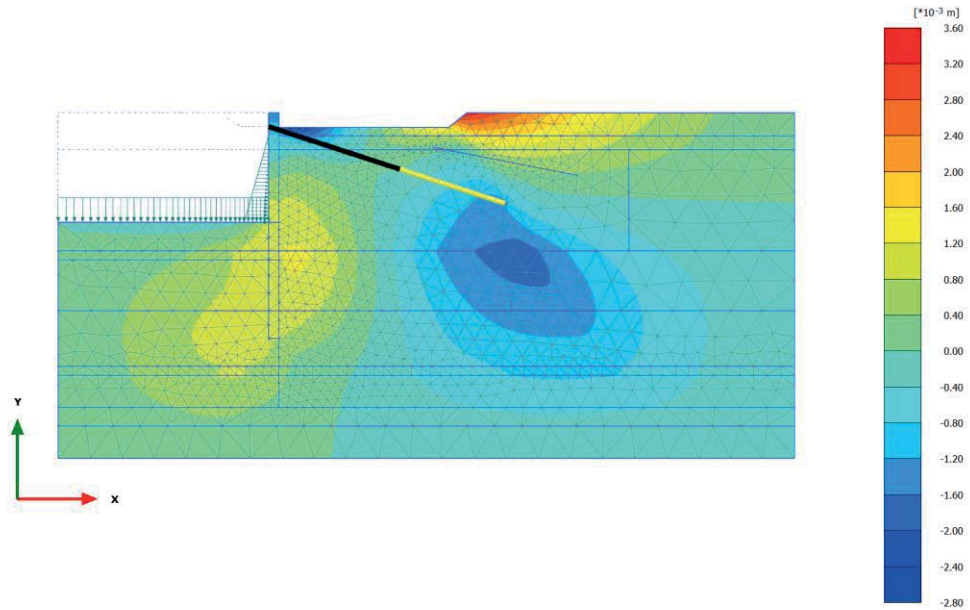
2.1.3 Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Total displacements u_x



2.1.4 Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Total displacements u_x

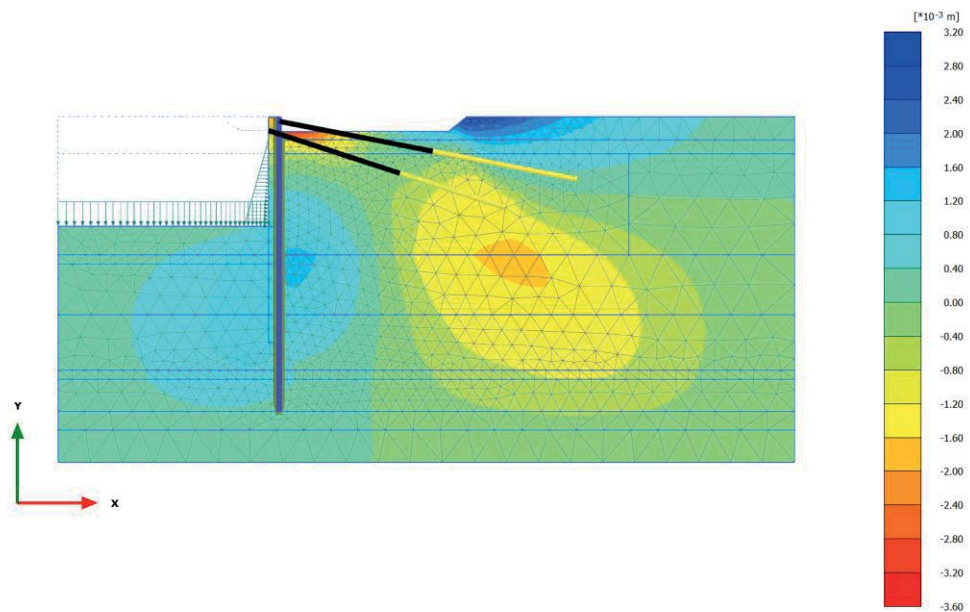


2.1.5 Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Total displacements u_x



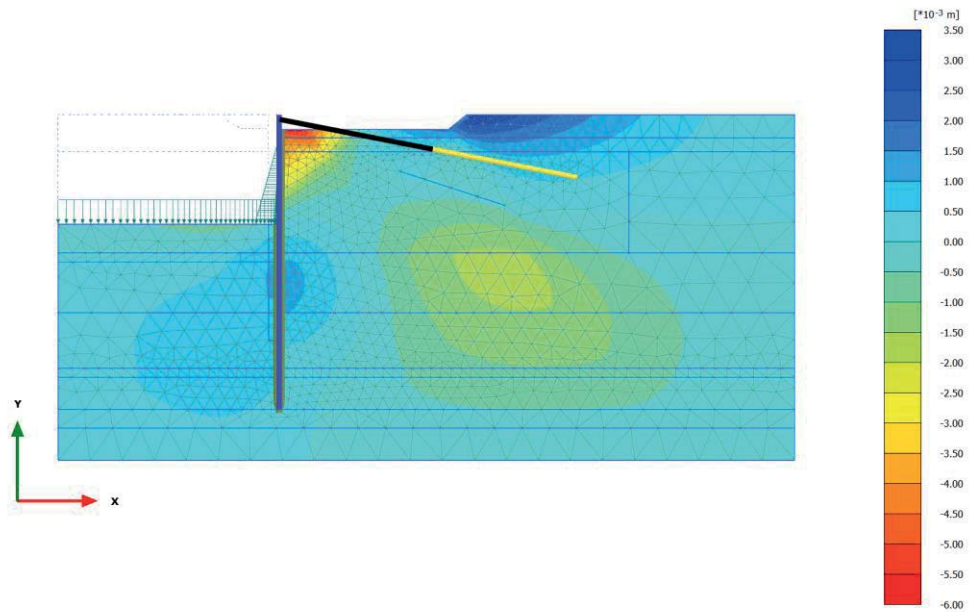
Total displacements u_x (scaled up 500 times)
 Maximum value = $3.548 \cdot 10^{-3}$ m (Element 200 at Node 19307)
 Minimum value = $-2.715 \cdot 10^{-3}$ m (Element 191 at Node 10934)

2.1.6 Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Total displacements u_x



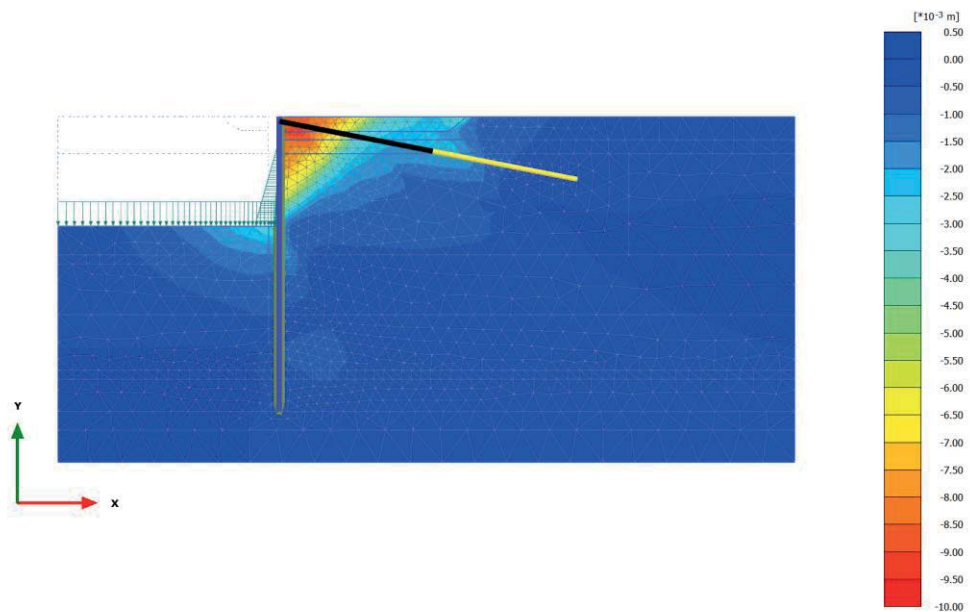
Total displacements u_x (scaled up 500 times)
 Maximum value = $3.139 \cdot 10^{-3}$ m (Element 200 at Node 19307)
 Minimum value = $-3.338 \cdot 10^{-3}$ m (Element 193 at Node 10039)

2.1.7 Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Total displacements u_x



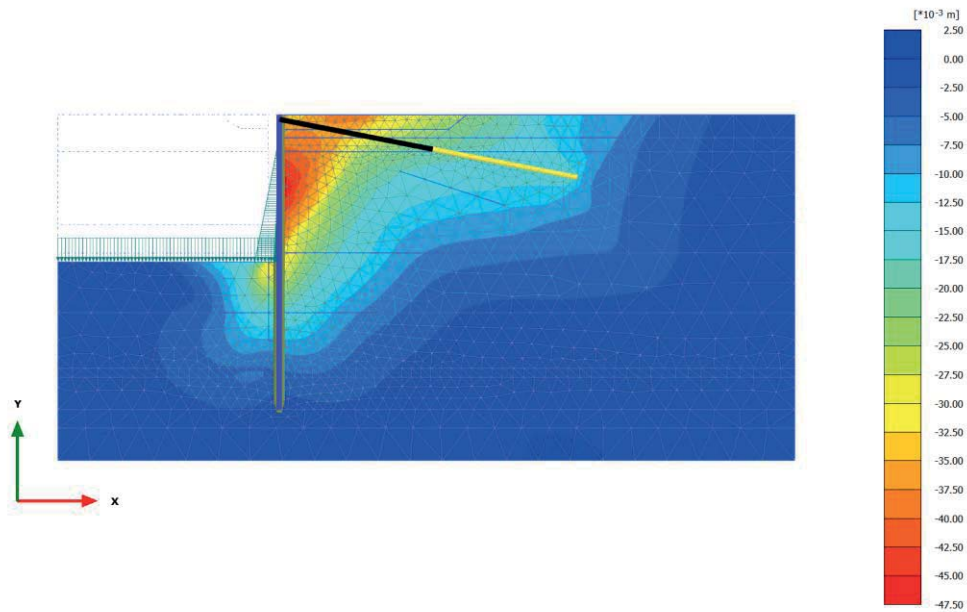
Total displacements u_x (scaled up 200 times)
 Maximum value = $3.317 \cdot 10^{-3}$ m (Element 201 at Node 19335)
 Minimum value = $-5.902 \cdot 10^{-3}$ m (Element 191 at Node 10934)

2.1.8 Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Total displacements u_x



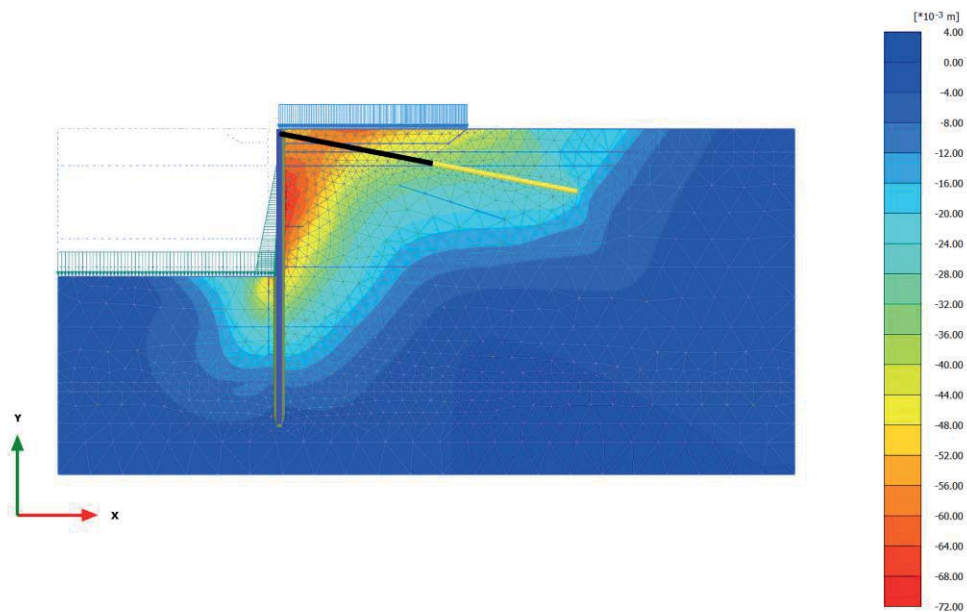
Total displacements u_x (scaled up 200 times)
 Maximum value = $0.1489 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1984 at Node 1139)
 Minimum value = $-9.514 \cdot 10^{-3}$ m (Element 44 at Node 10039)

2.1.9 Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Total displacements u_x



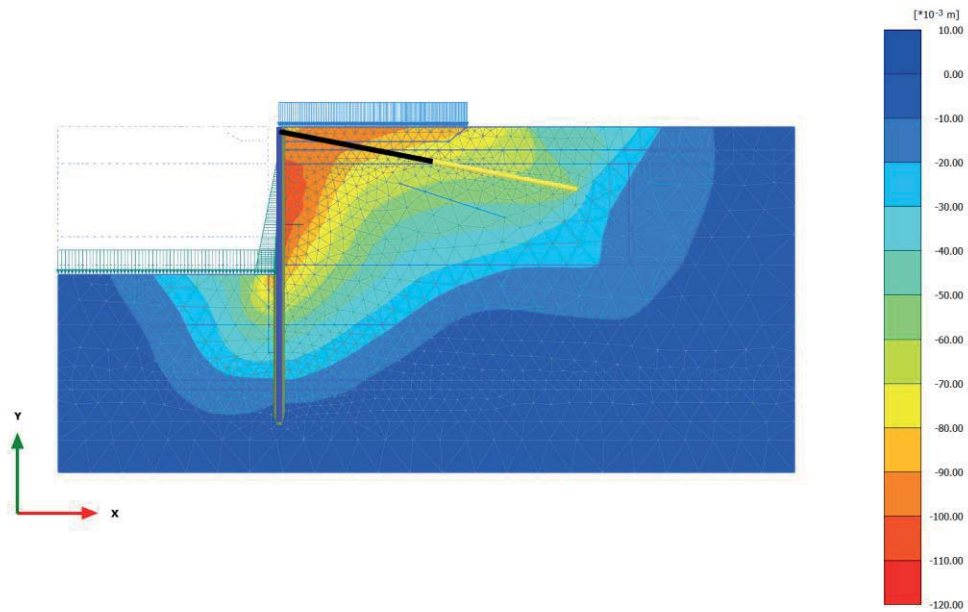
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.01485 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2321 at Node 6181)
 Minimum value = -0.04658 m (Element 767 at Node 7358)

2.1.10 SLD $q=24kPa+west$ [Phase_16] (16/84), Total displacements u_x



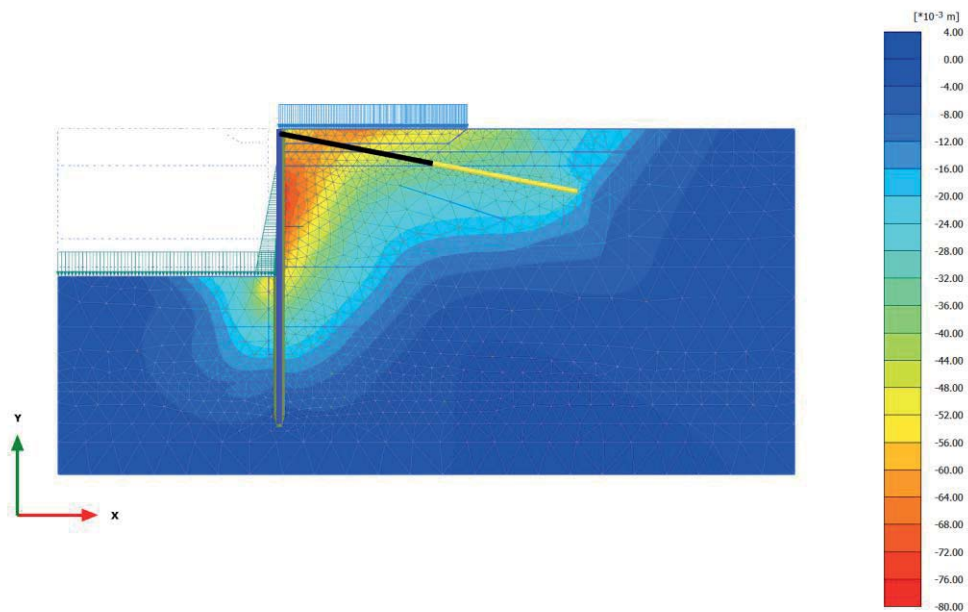
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.8128 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2104 at Node 7742)
 Minimum value = -0.07182 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.11 SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Total displacements u_x



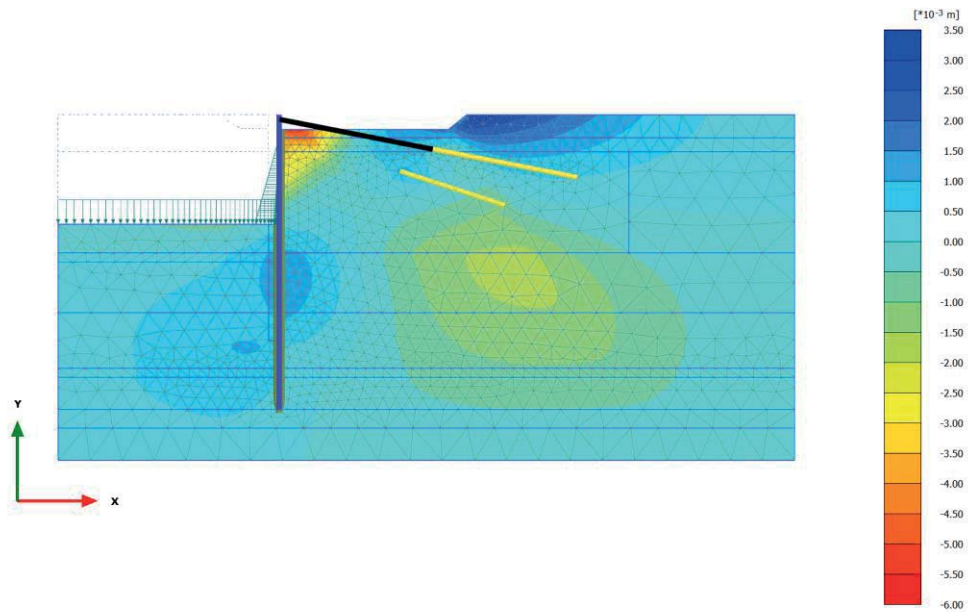
Total displacements u_x (scaled up 20.0 times)
 Maximum value = 0.000 m (Element 99 at Node 11719)
 Minimum value = -0.1128 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.12 SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Total displacements u_x



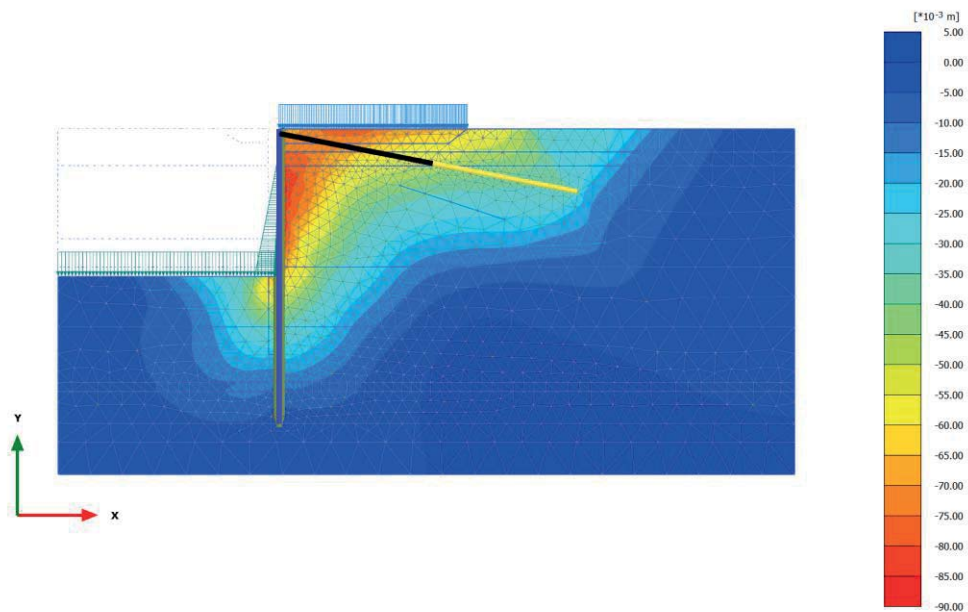
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.8191 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2104 at Node 7742)
 Minimum value = -0.07655 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.13 Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Total displacements u_x



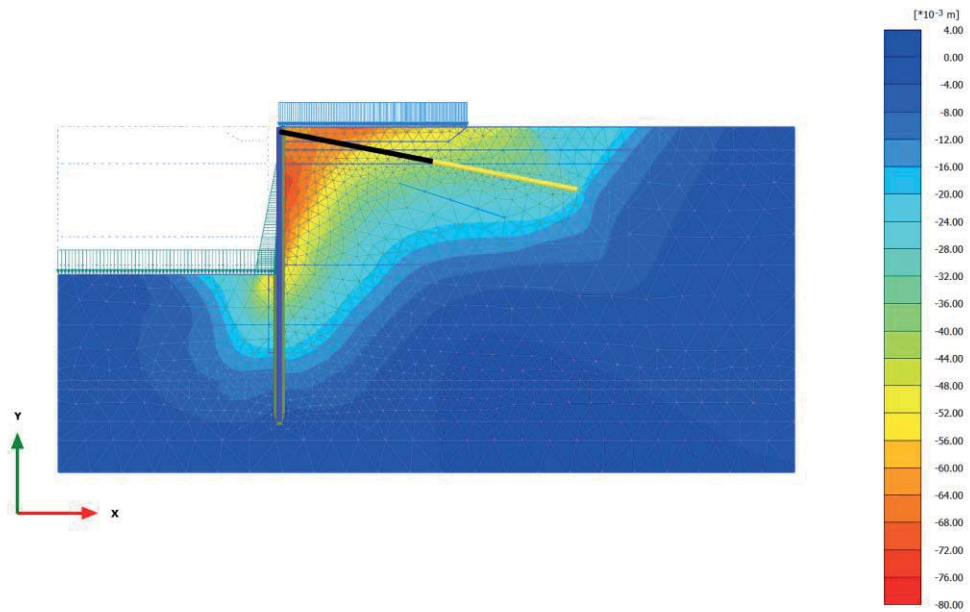
Total displacements u_x (scaled up 200 times)
 Maximum value = $3.421 \cdot 10^{-3}$ m (Element 201 at Node 19335)
 Minimum value = $-5.565 \cdot 10^{-3}$ m (Element 193 at Node 10039)

2.1.14 SLU 1 ($q=46$, $T=28$) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_x



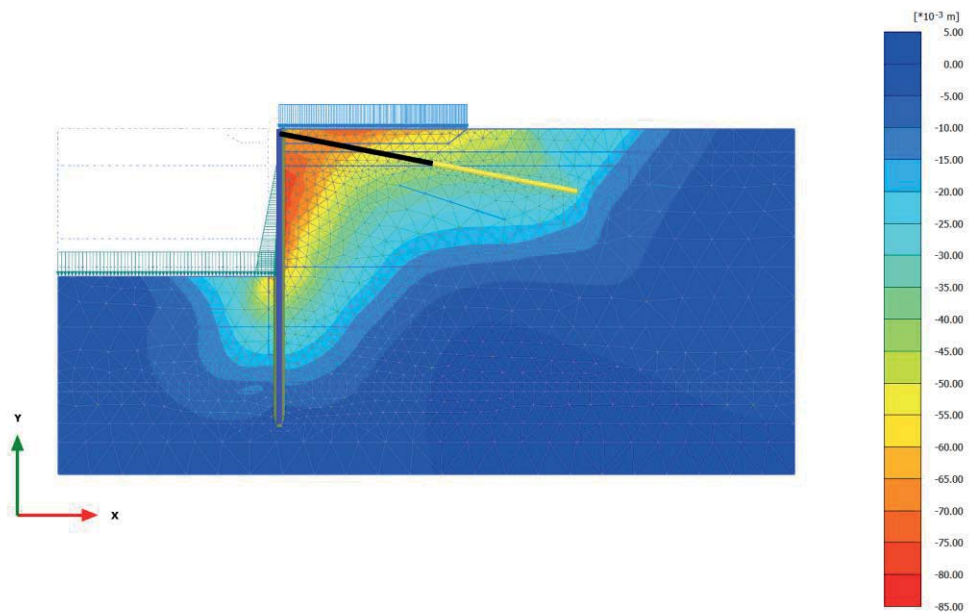
Total displacements u_x (scaled up 20.0 times)
 Maximum value = $1.996 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1520 at Node 10325)
 Minimum value = -0.08838 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.15 SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Total displacements u_x



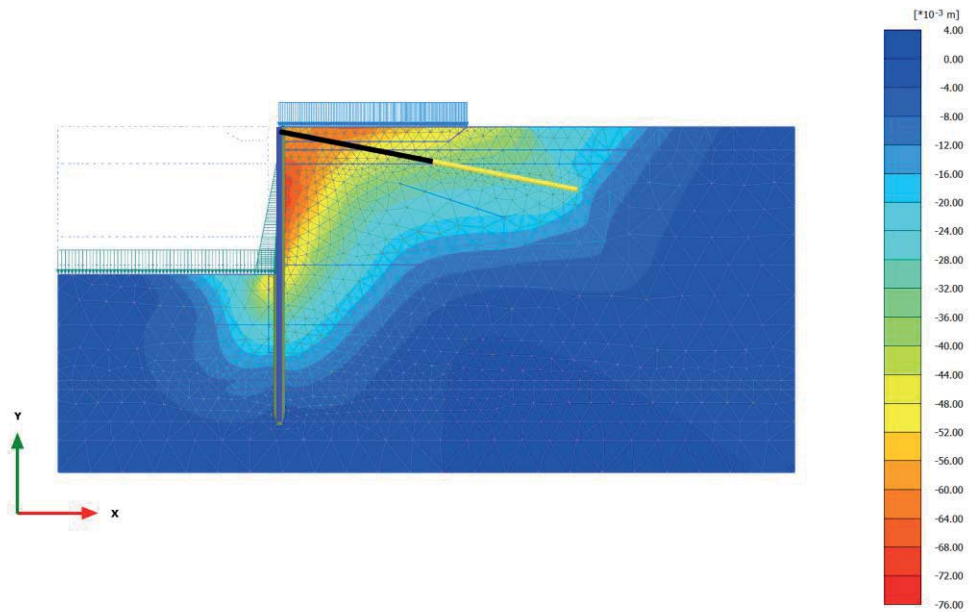
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $1.117 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1896 at Node 8597)
 Minimum value = -0.07694 m (Element 779 at Node 7359)

2.1.16 SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Total displacements u_x



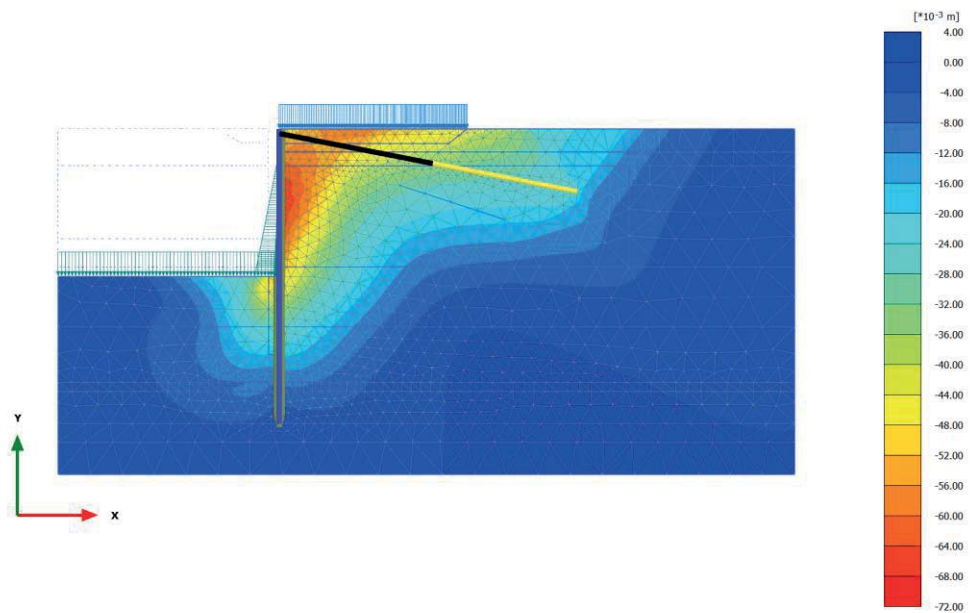
Total displacements u_x (scaled up 20.0 times)
 Maximum value = $1.631 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1520 at Node 10322)
 Minimum value = -0.08238 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.17 SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Total displacements u_x



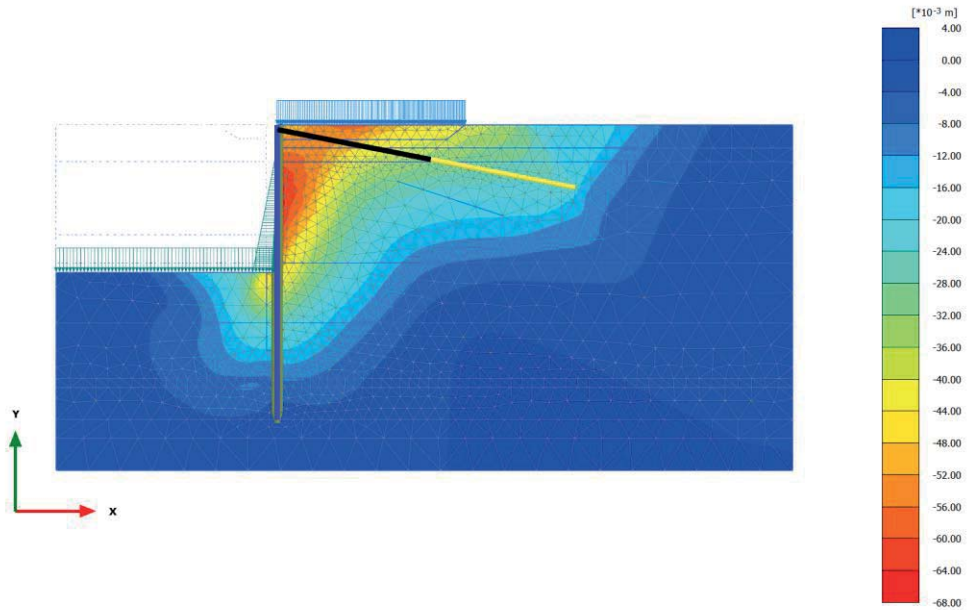
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.9115 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2128 at Node 7780)
 Minimum value = -0.07273 m (Element 767 at Node 7358)

2.1.18 SLE f3 ($q=28, T=0$) [Phase_14] (18/234), Total displacements u_x



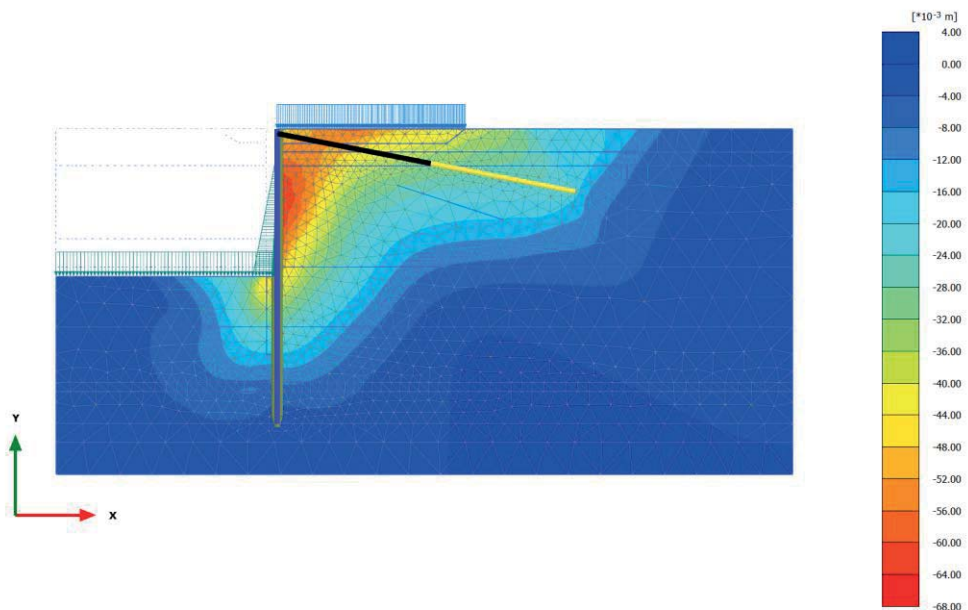
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $1.017 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1894 at Node 8602)
 Minimum value = -0.06942 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.19 SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Total displacements u_x



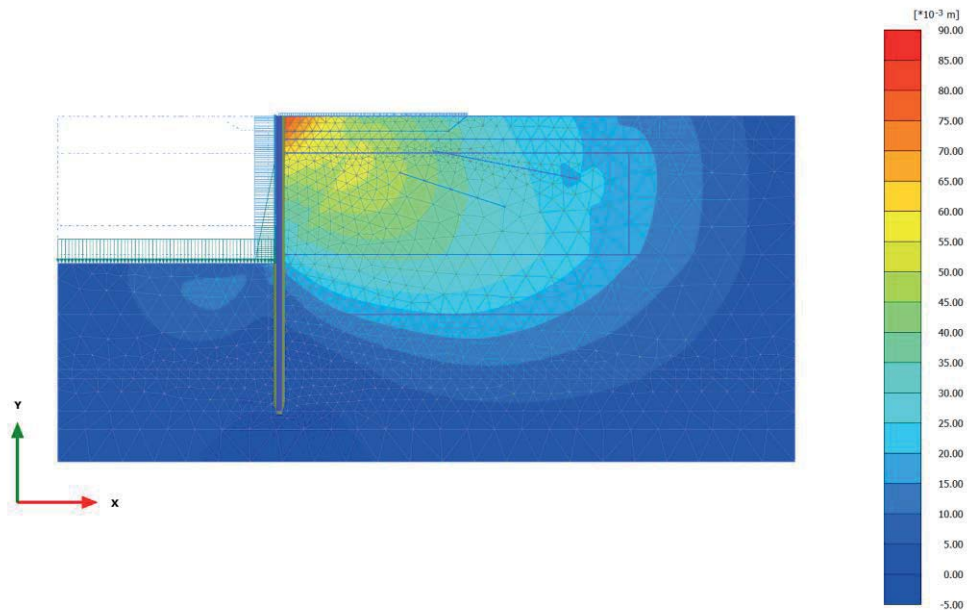
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.7816 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2104 at Node 7747)
 Minimum value = -0.06655 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.20 SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Total displacements u_x



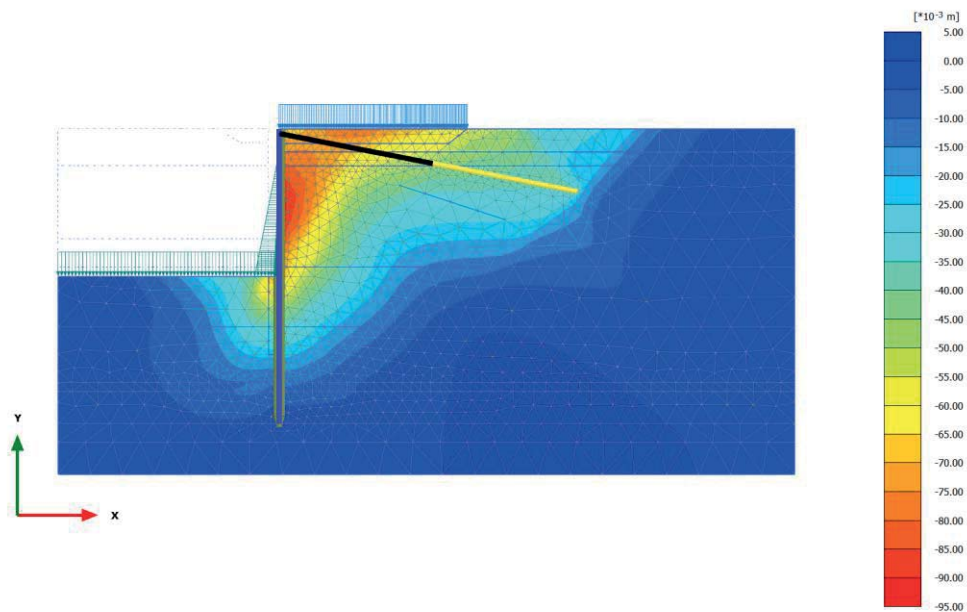
Total displacements u_x (scaled up 50.0 times)
 Maximum value = $0.8011 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1894 at Node 8602)
 Minimum value = -0.06592 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.21 Ecc1 ($q=24, T=0$) [Phase_20] (21/301), Total displacements u_x



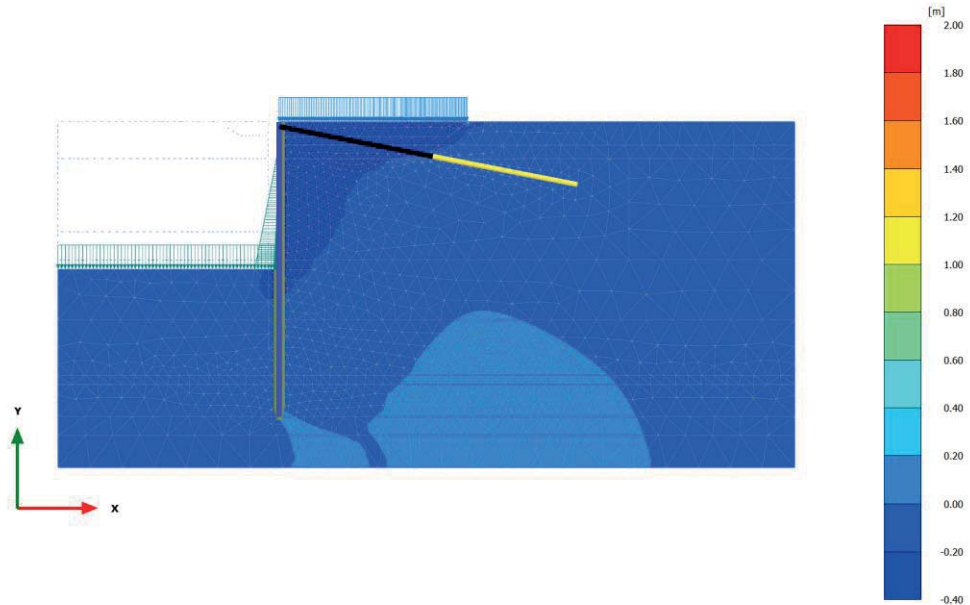
Total displacements u_x (scaled up 20.0 times)
 Maximum value = 0.08596 m (Element 67 at Node 8401)
 Minimum value = $-0.6132 \cdot 10^{-3}$ m (Element 2301 at Node 2010)

2.1.22 A2+M2 [Phase_22] (22/360), Total displacements u_x



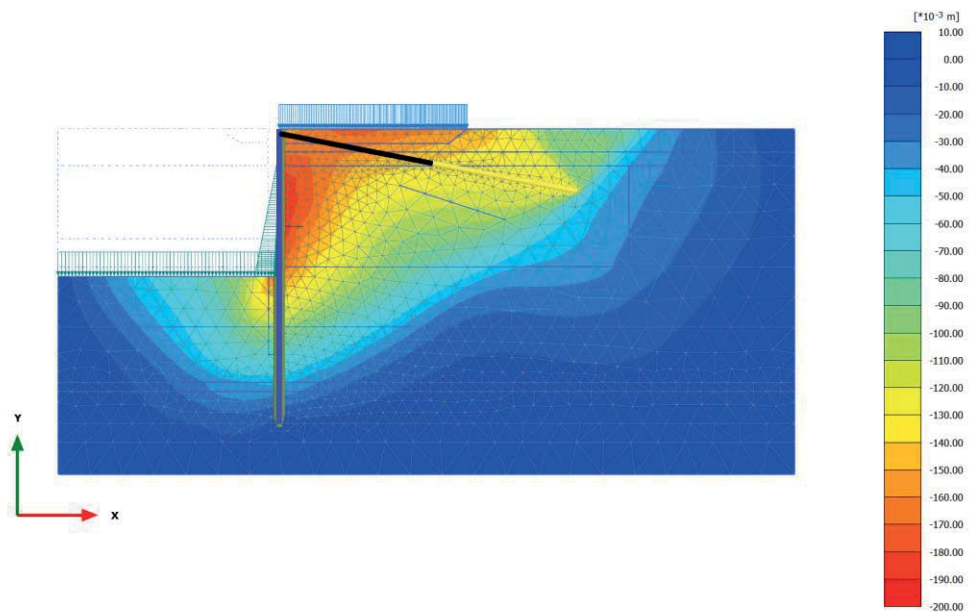
Total displacements u_x (scaled up 20.0 times)
 Maximum value = $1.160 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1894 at Node 8463)
 Minimum value = -0.09219 m (Element 776 at Node 7296)

2.1.23 ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Total displacements u_x



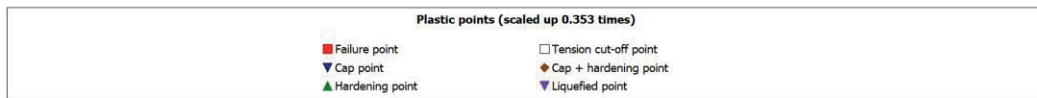
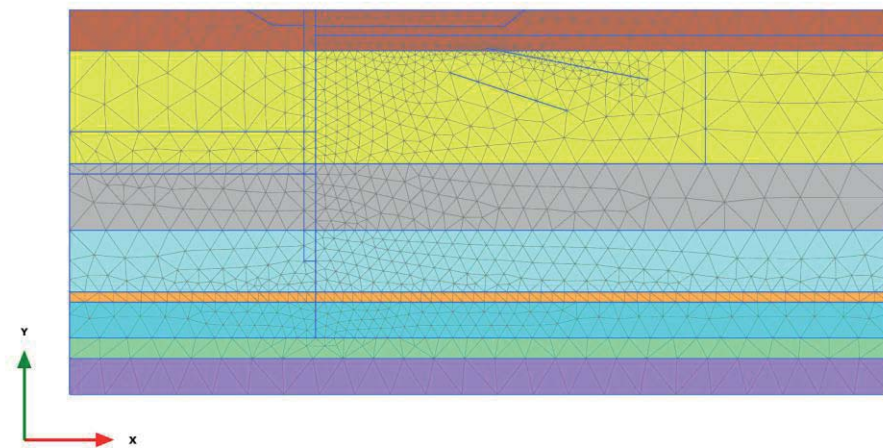
Total displacements u_x (scaled up 5.00 times)
 Maximum value = 1.857 m (Element 97 at Node 19307)
 Minimum value = -0.2858 m (Element 728 at Node 7290)

2.1.24 SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Total displacements u_x

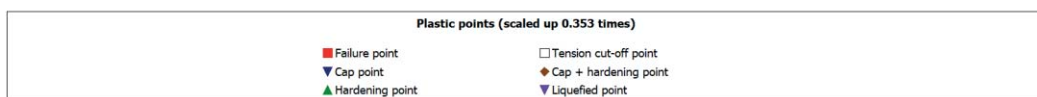
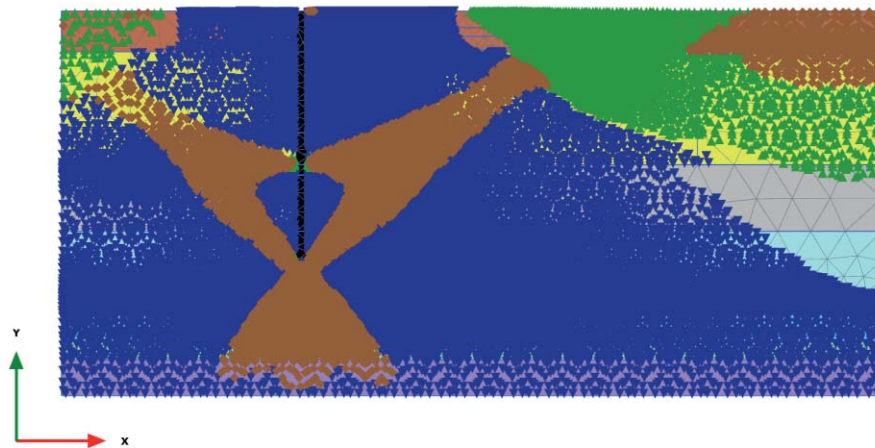


Total displacements u_x (scaled up 10.0 times)
 Maximum value = 0.000 m (Element 99 at Node 11719)
 Minimum value = -0.1925 m (Element 776 at Node 7296)

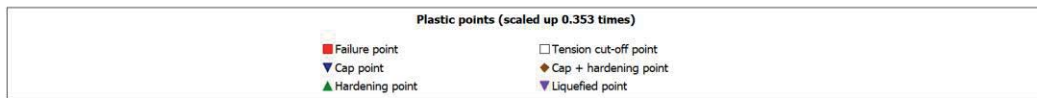
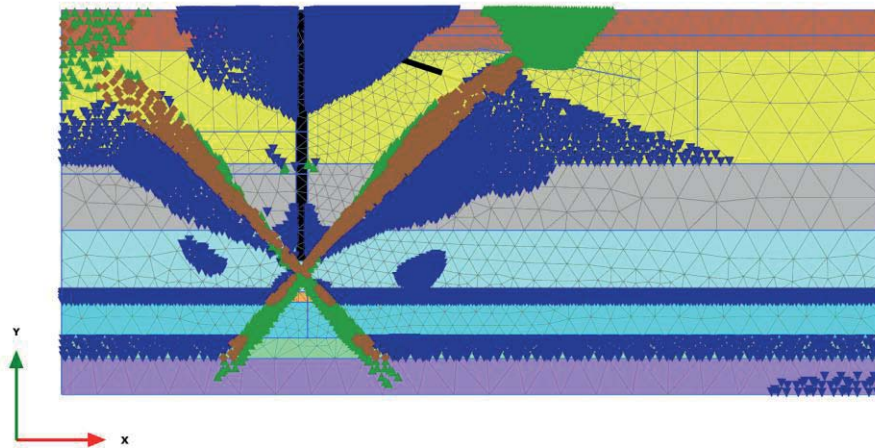
2.2.1. Initial phase [InitialPhase] (0/0), Plastic points



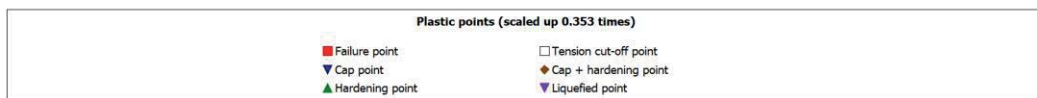
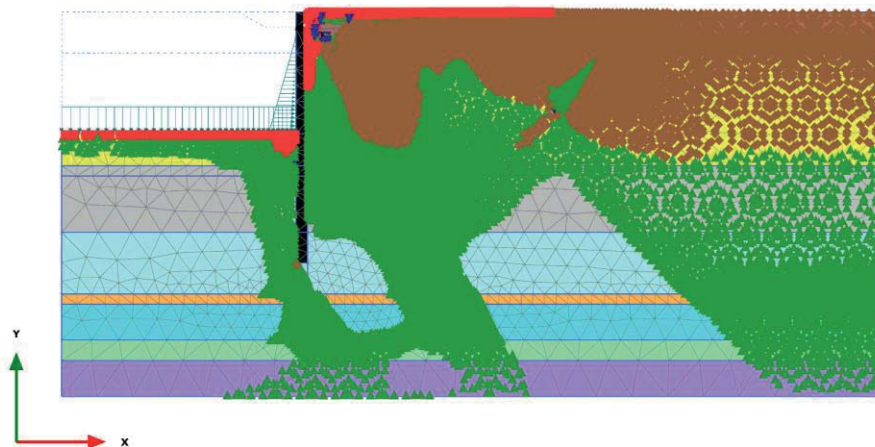
2.2.2 Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Plastic points



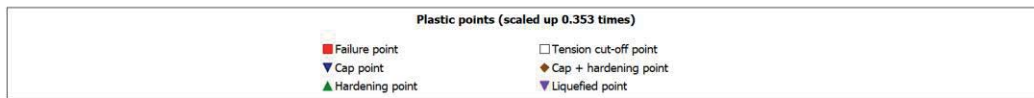
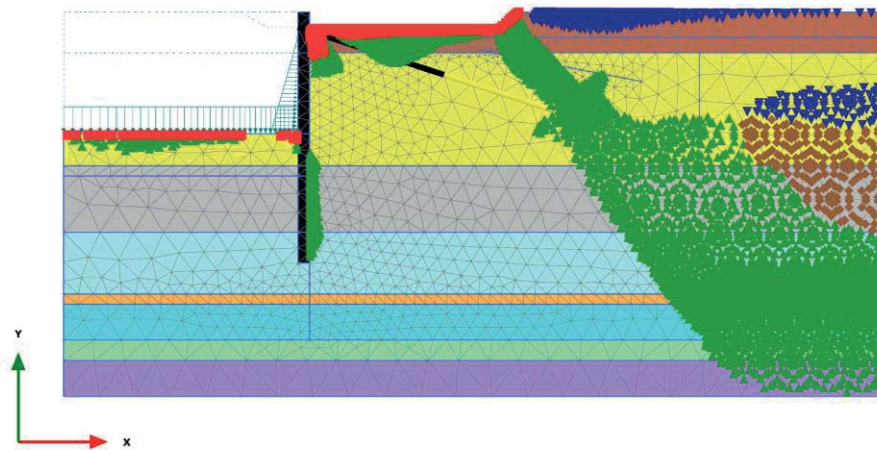
2.2.3 Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Plastic points



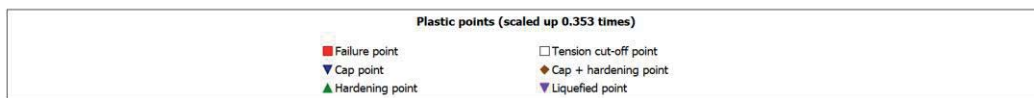
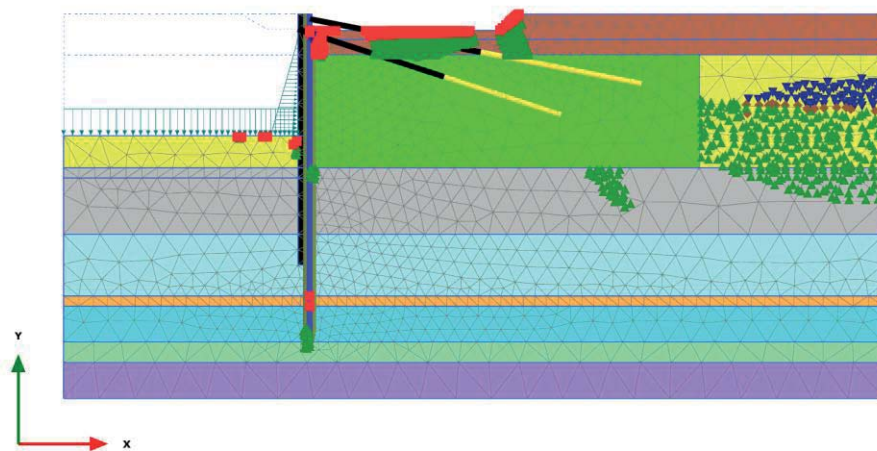
2.2.4 Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Plastic points



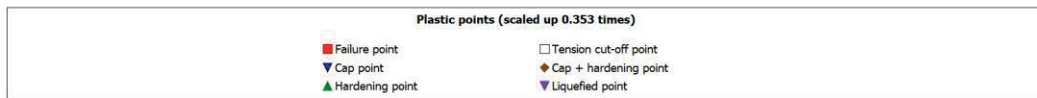
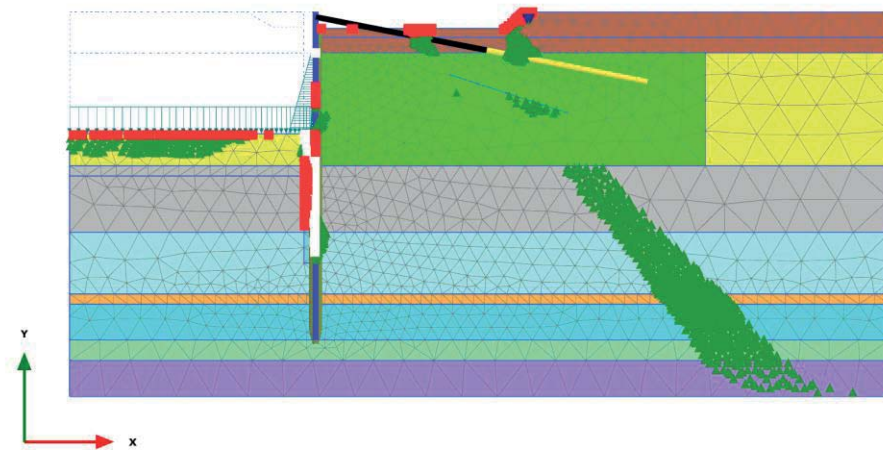
2.2.5 Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Plastic points



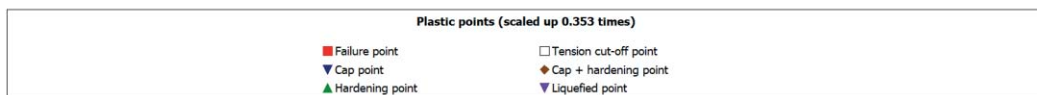
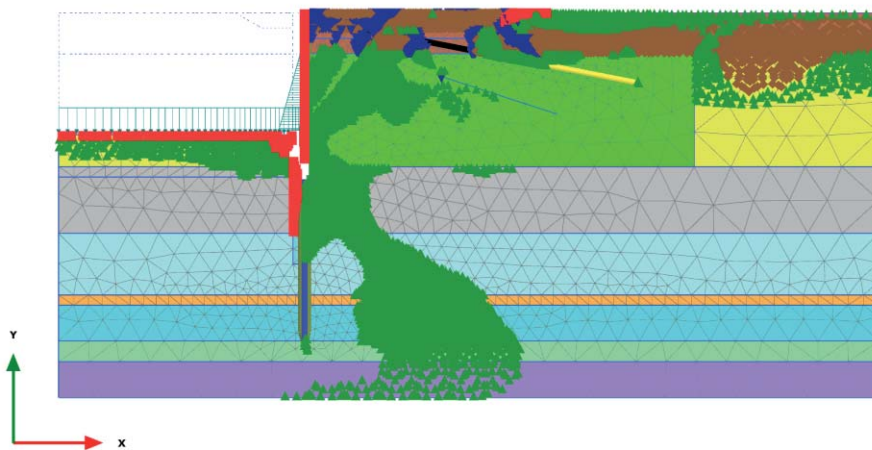
2.2.6 Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Plastic points



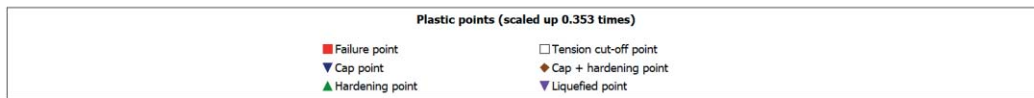
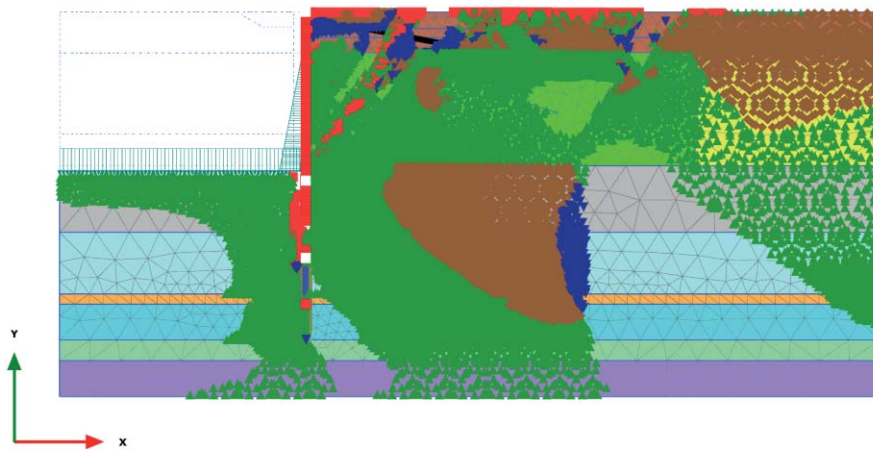
2.2.7 Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Plastic points



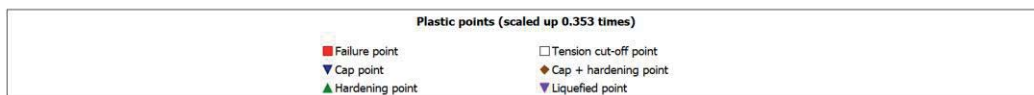
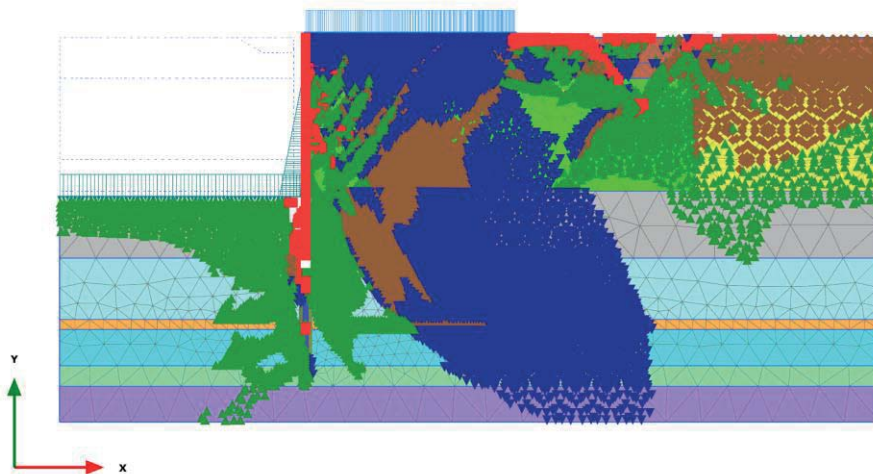
2.2.8 Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Plastic points



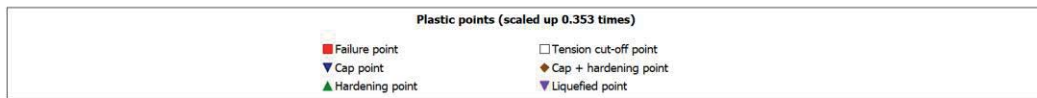
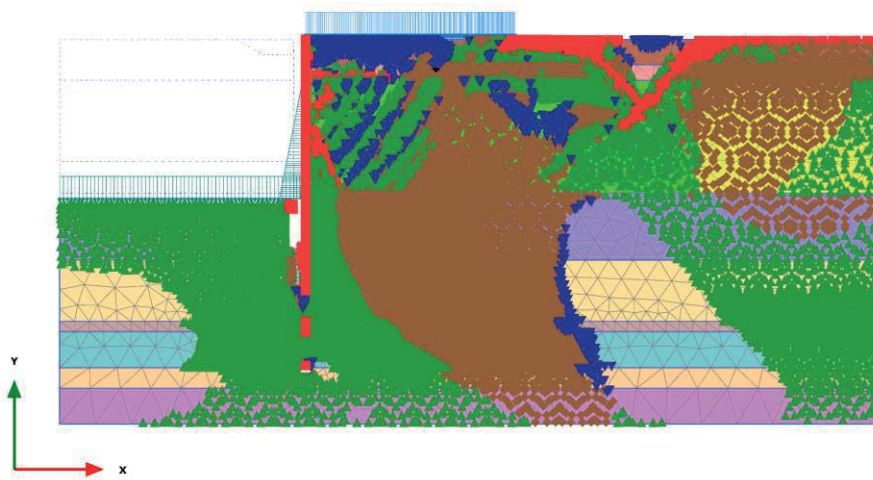
2.2.9 Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Plastic points



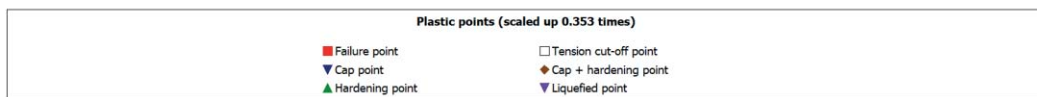
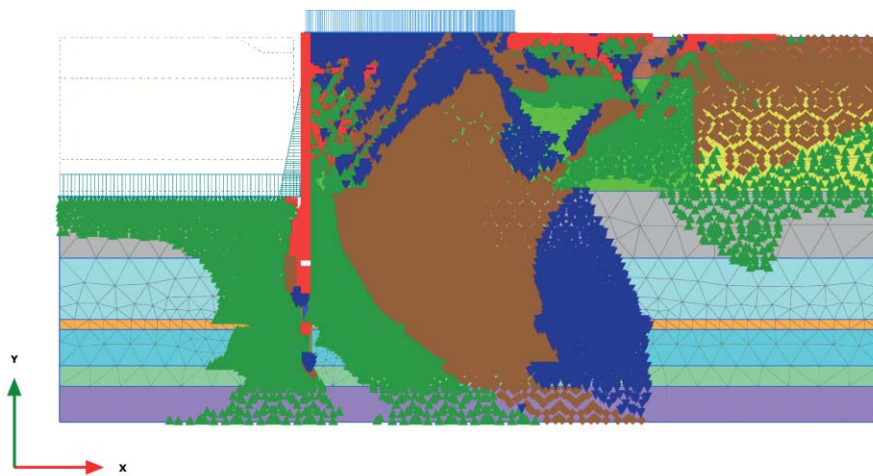
2.2.10 SLD $q=24kPa$ +west [Phase_16] (16/84), Plastic points



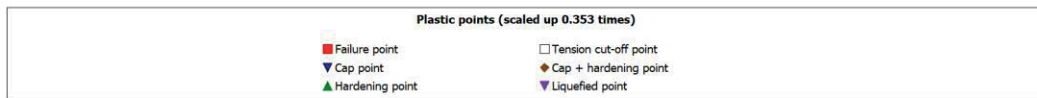
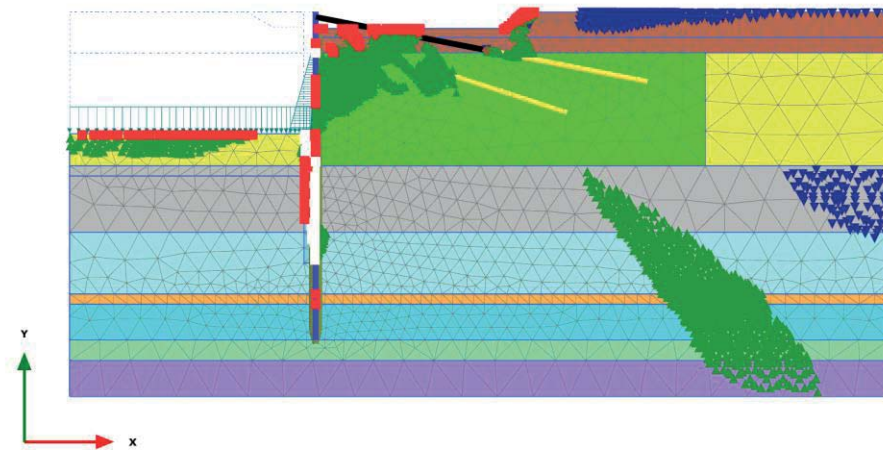
2.2.11 SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Plastic points



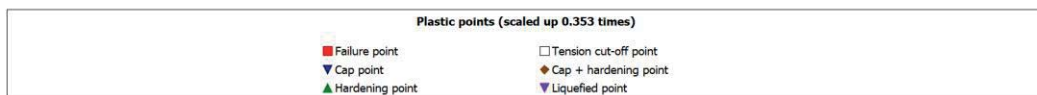
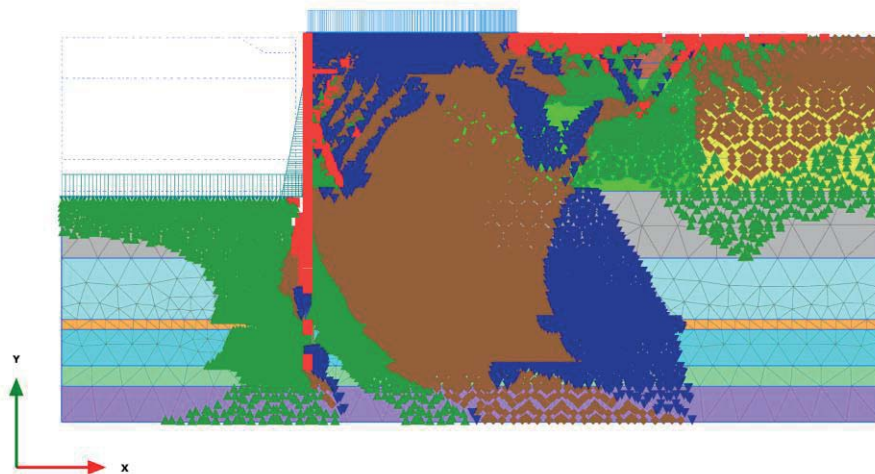
2.2.12 SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Plastic points



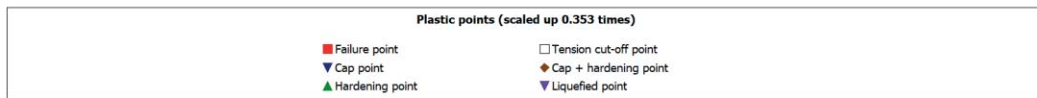
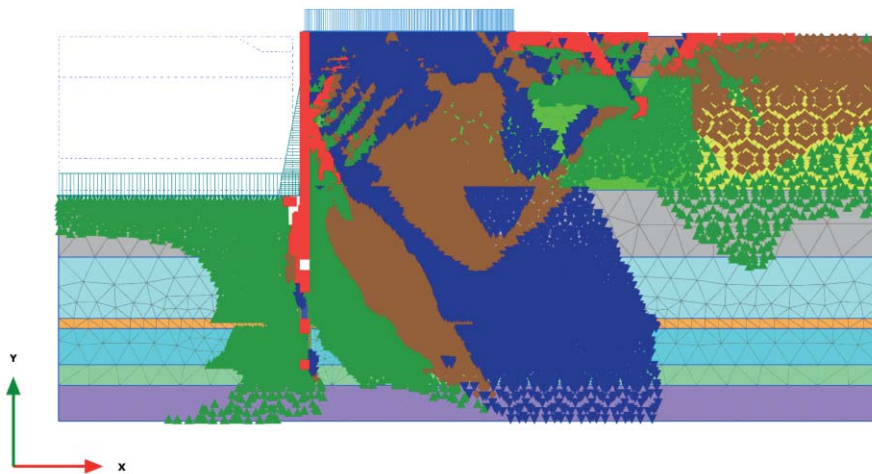
2.2.13 Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Plastic points



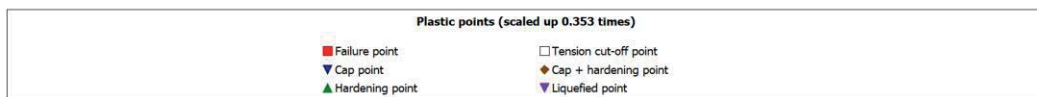
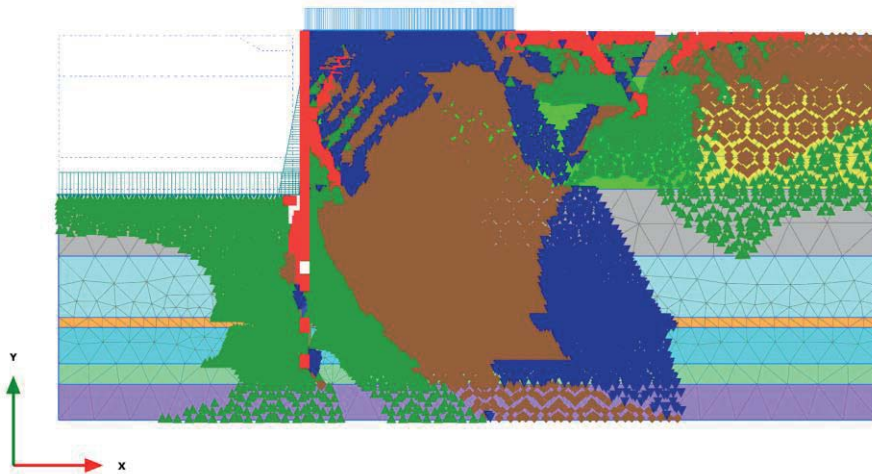
2.2.14 SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Plastic points



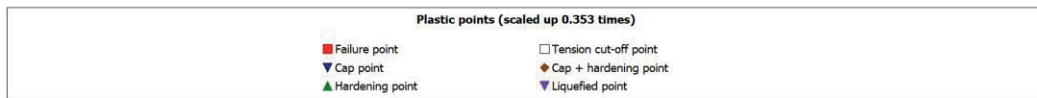
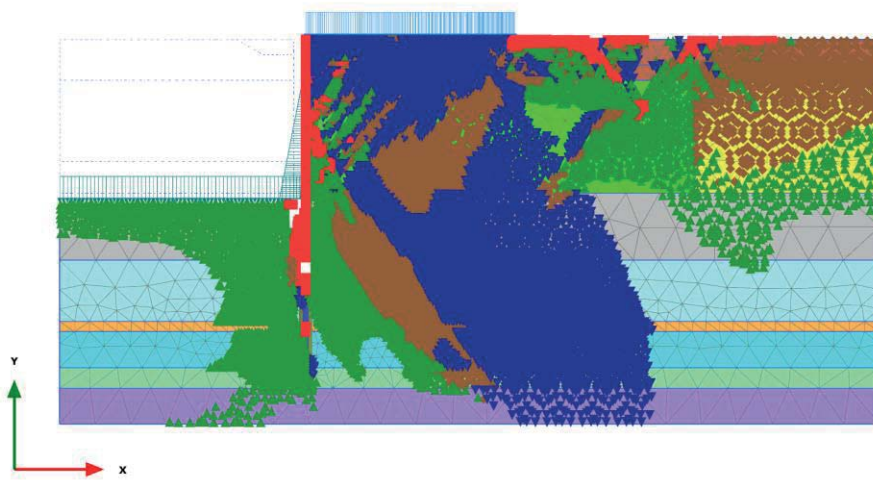
2.2.15 SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Plastic points



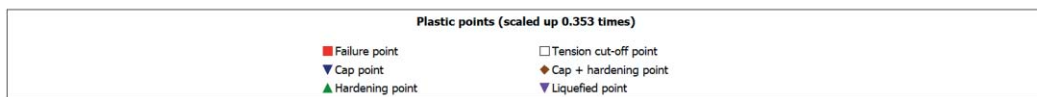
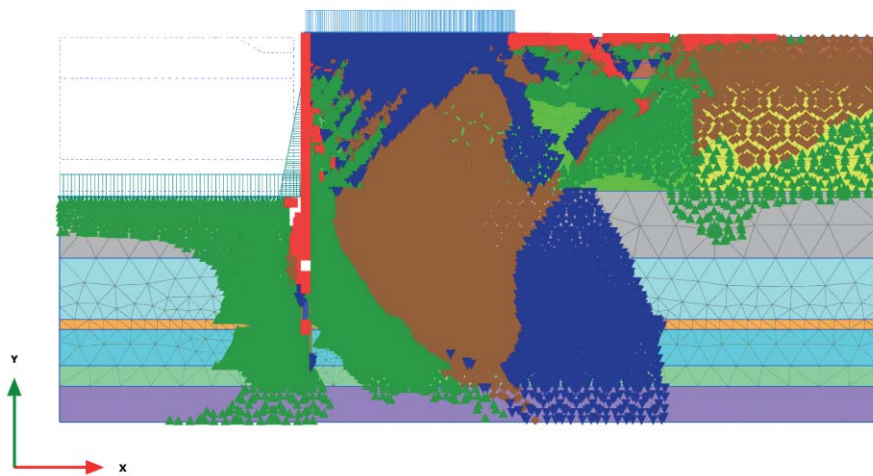
2.2.16 SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Plastic points



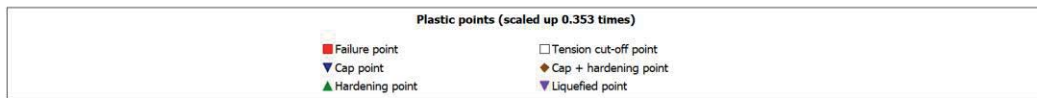
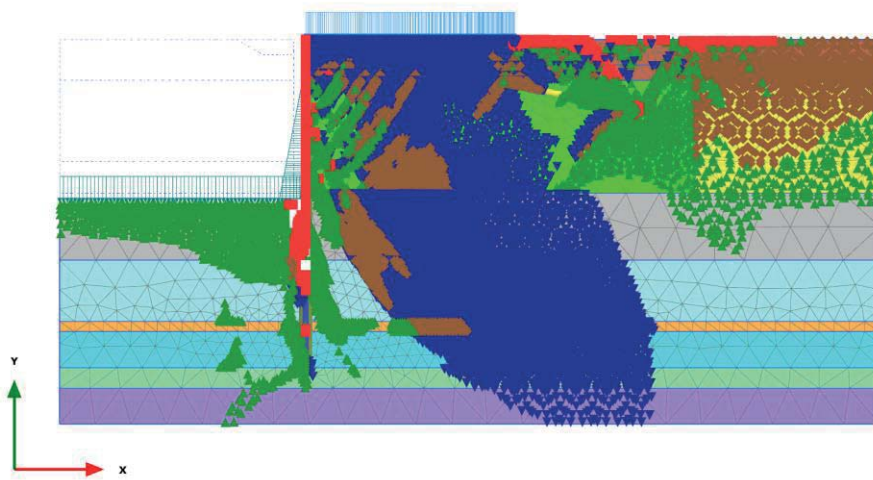
2.2.17 SLE r2 ($q=28, T=40$) [Phase_13] (13/218), Plastic points



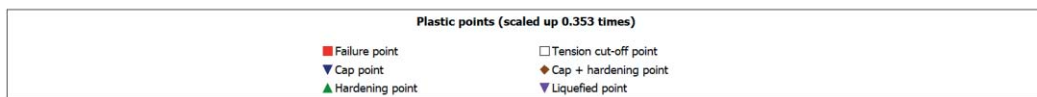
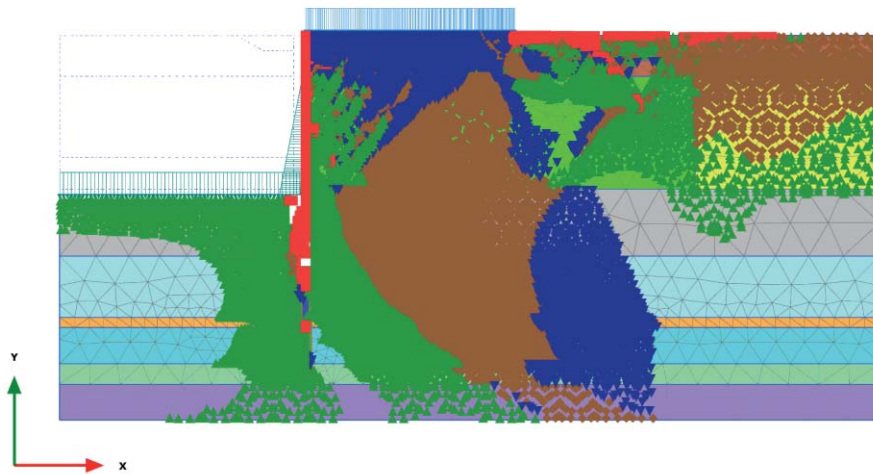
2.2.18 SLE f3 ($q=28, T=0$) [Phase_14] (18/234), Plastic points



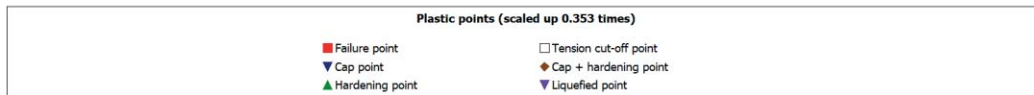
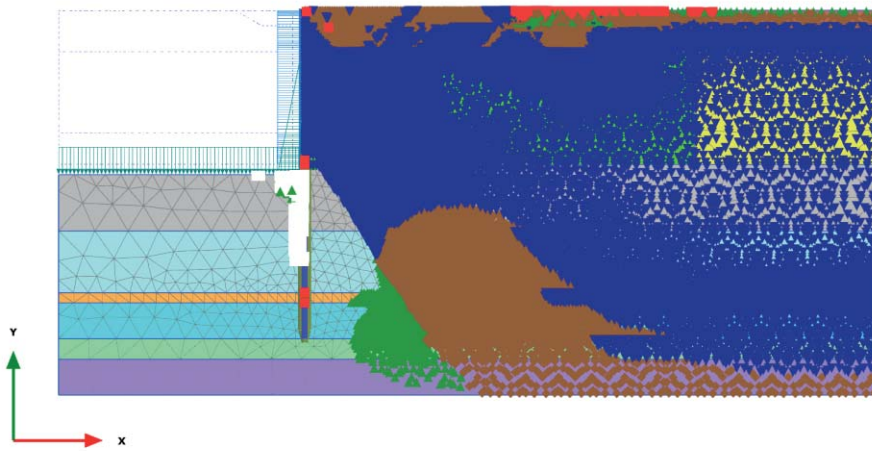
2.2.19 SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Plastic points



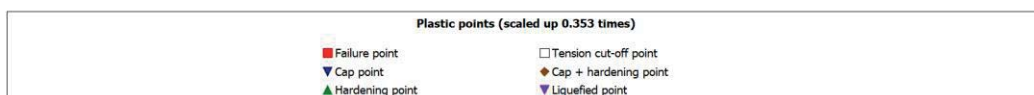
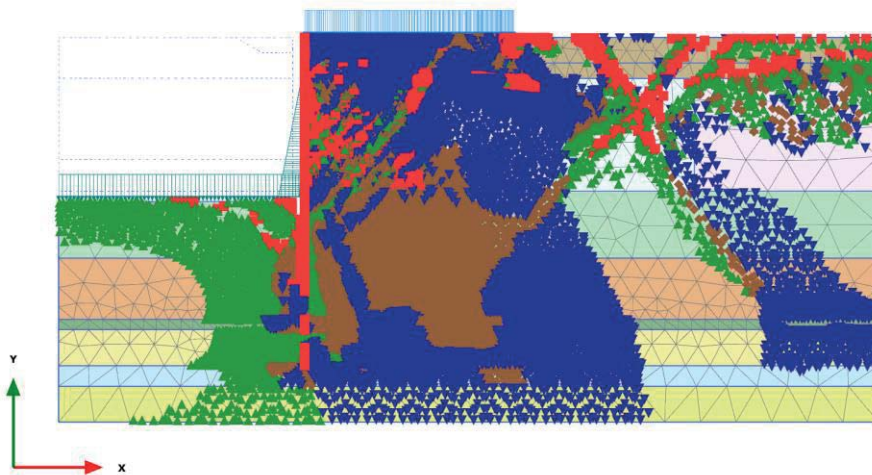
2.2.20 SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Plastic points



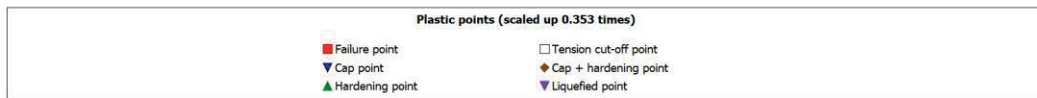
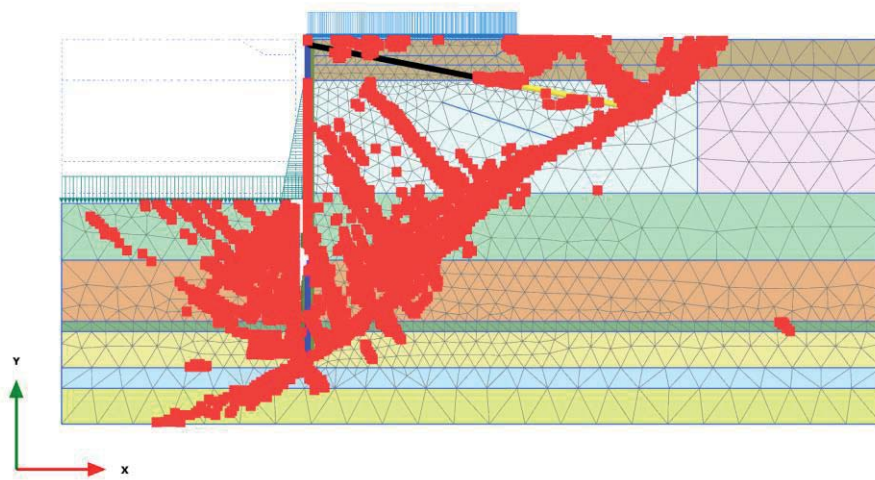
2.2.21 Ecc1 ($q=24, T=0$) [Phase_20] (21/301), Plastic points



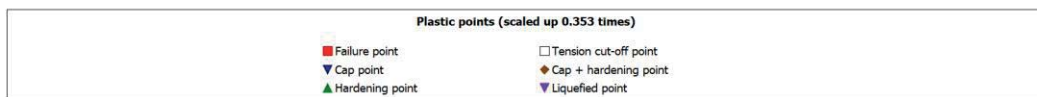
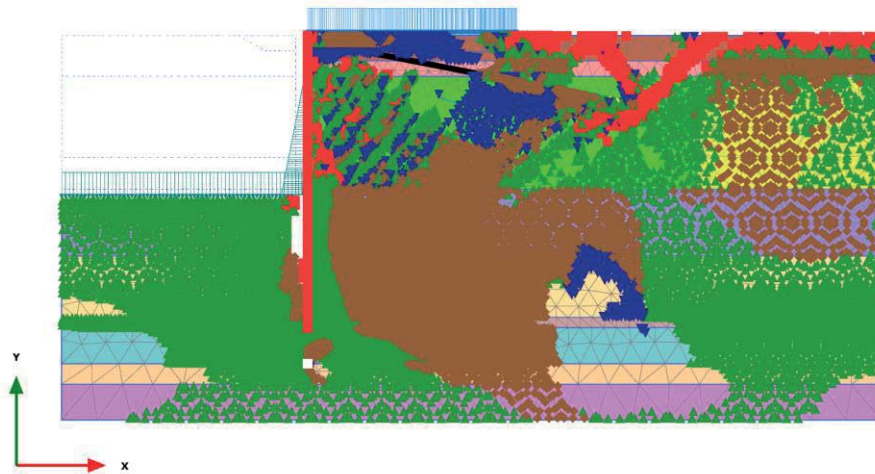
2.2.22 A2+M2 [Phase_22] (22/360), Plastic points



2.2.23 ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Plastic points

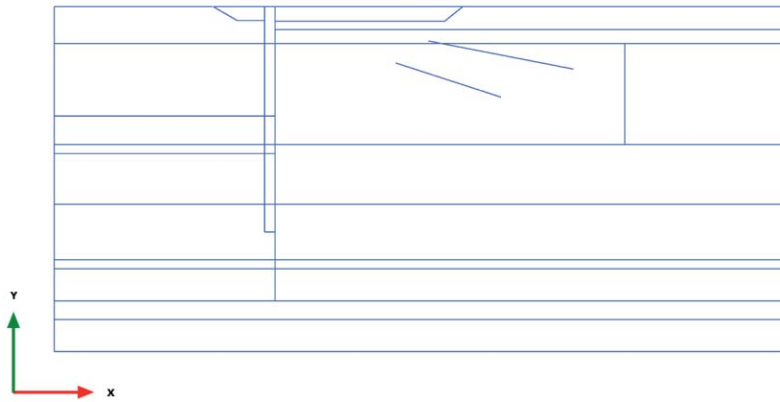


2.2.24 SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Plastic points



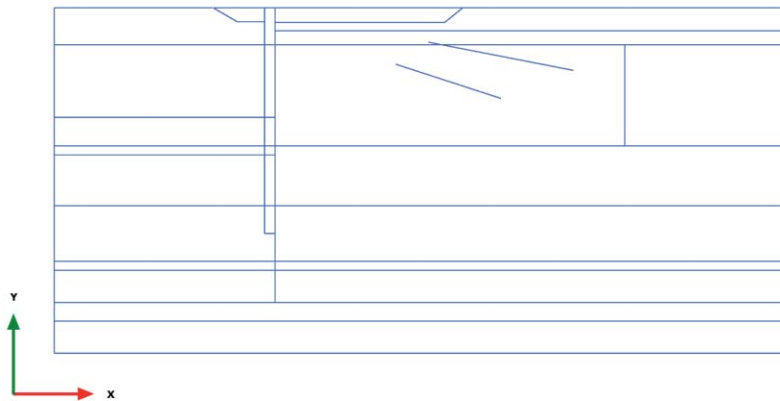
3.Calculation results,

3.1.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Total displacements u_x



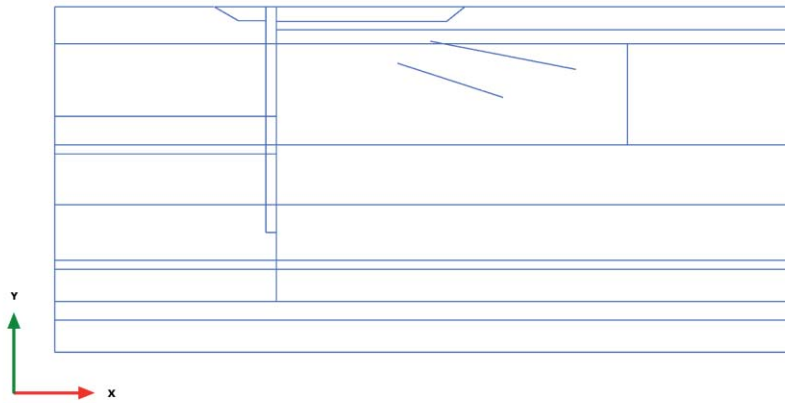
Total displacements u_x (at true scale)
No results

3.1.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Total displacements u_x



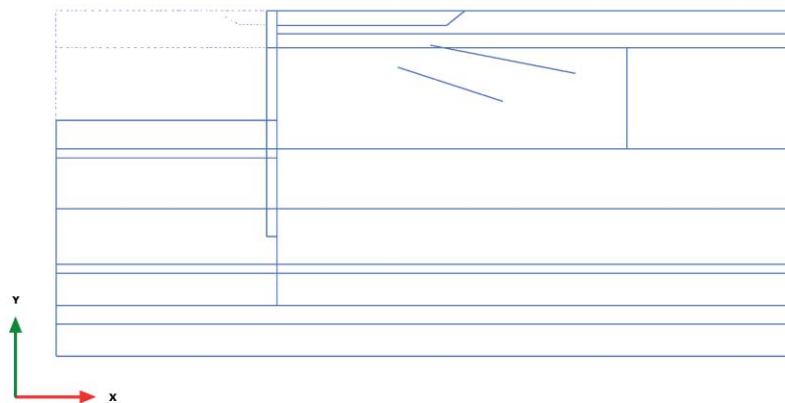
Total displacements u_x (at true scale)
No results

3.1.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Total displacements u_x



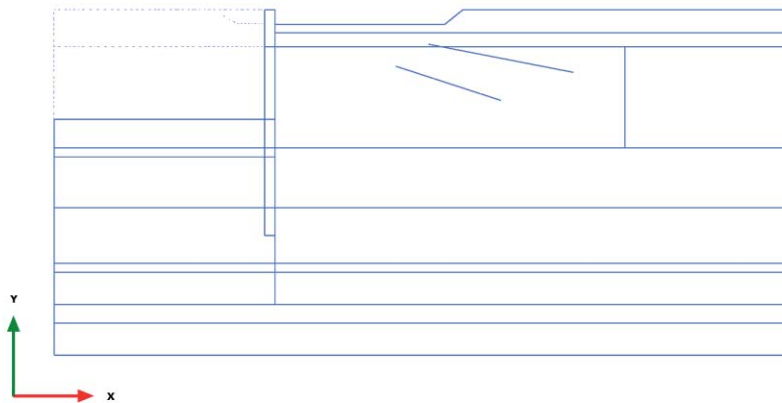
Total displacements u_x (at true scale)
No results

3.1.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Total displacements u_x



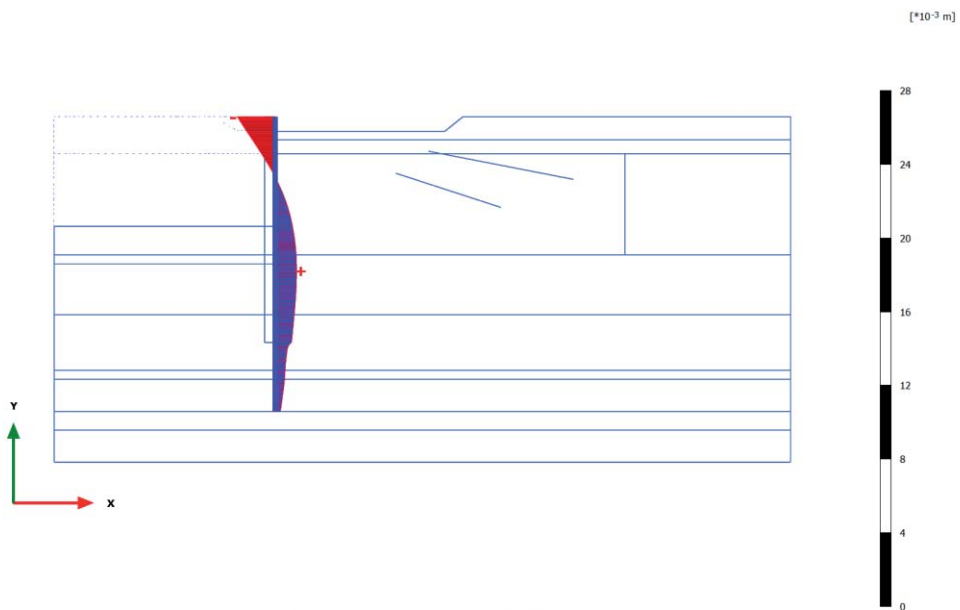
Total displacements u_x (at true scale)
No results

3.1.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Total displacements u_x



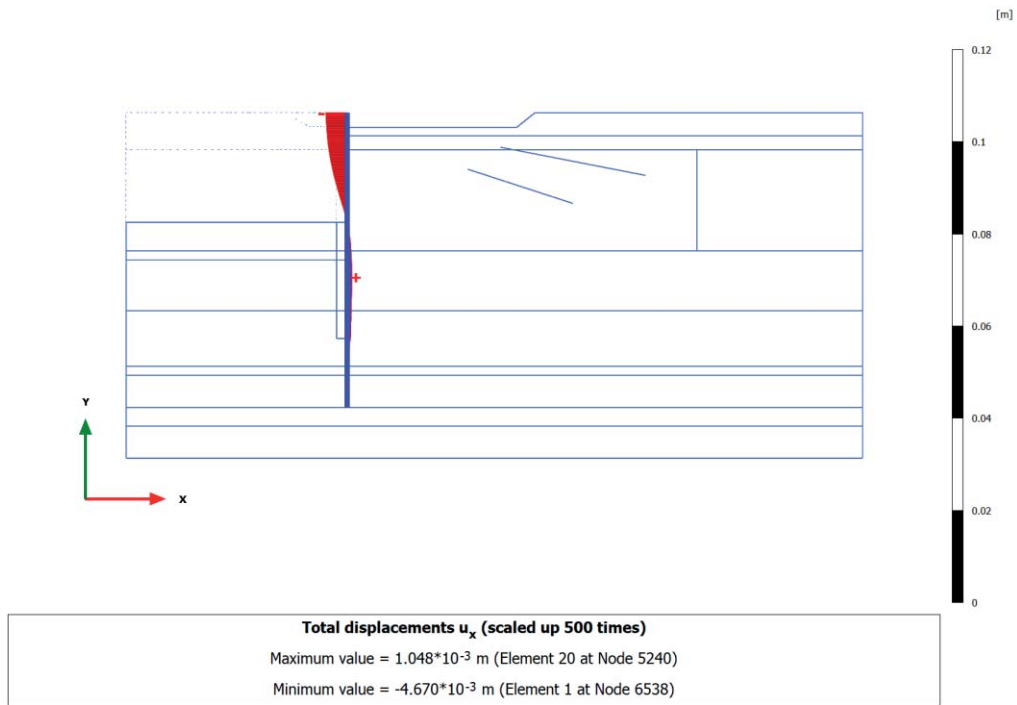
Total displacements u_x (at true scale)
No results

3.1.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Total displacements u_x

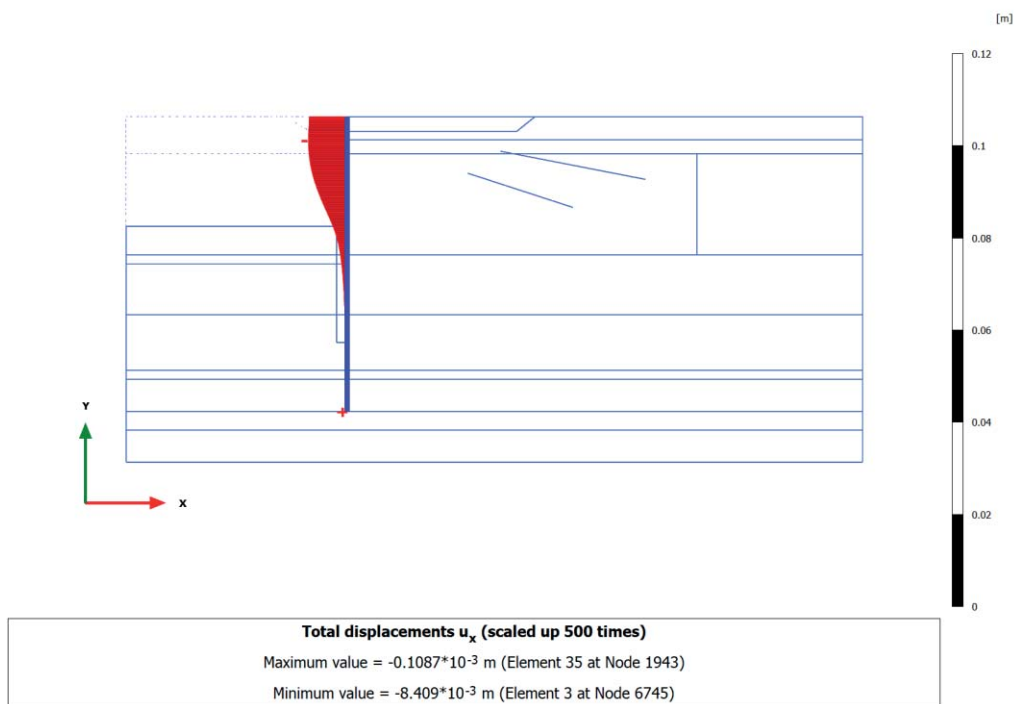


Total displacements u_x (scaled up $2.00 \cdot 10^3$ times)
Maximum value = $1.171 \cdot 10^{-3}$ m (Element 19 at Node 5493)
Minimum value = $-2.063 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 6538)

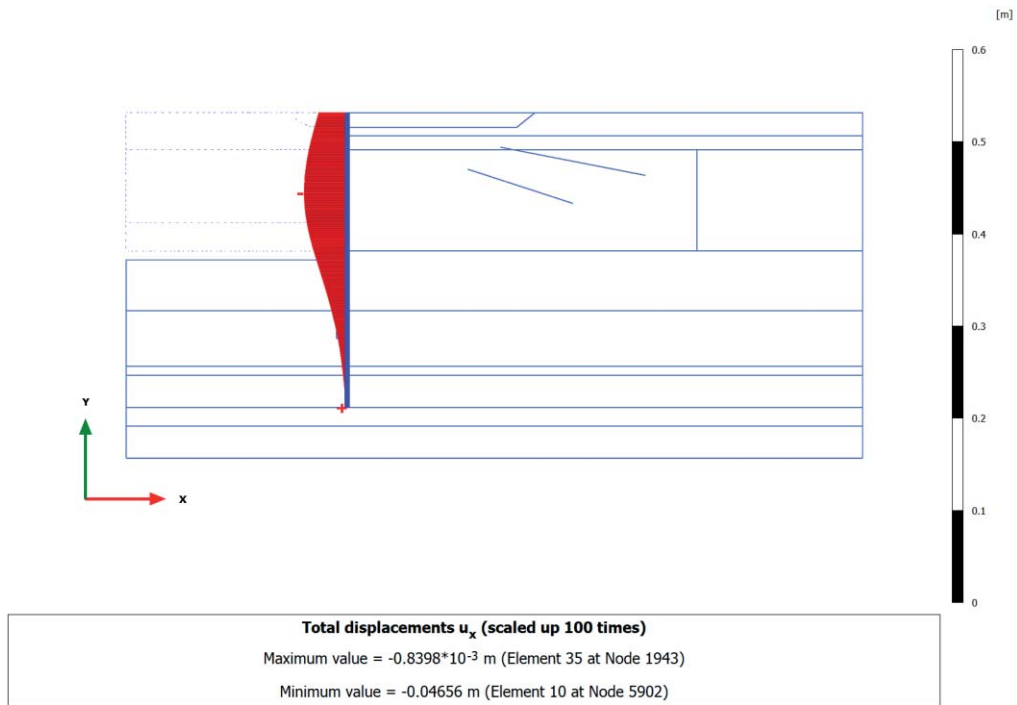
3.1.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Total displacements u_x



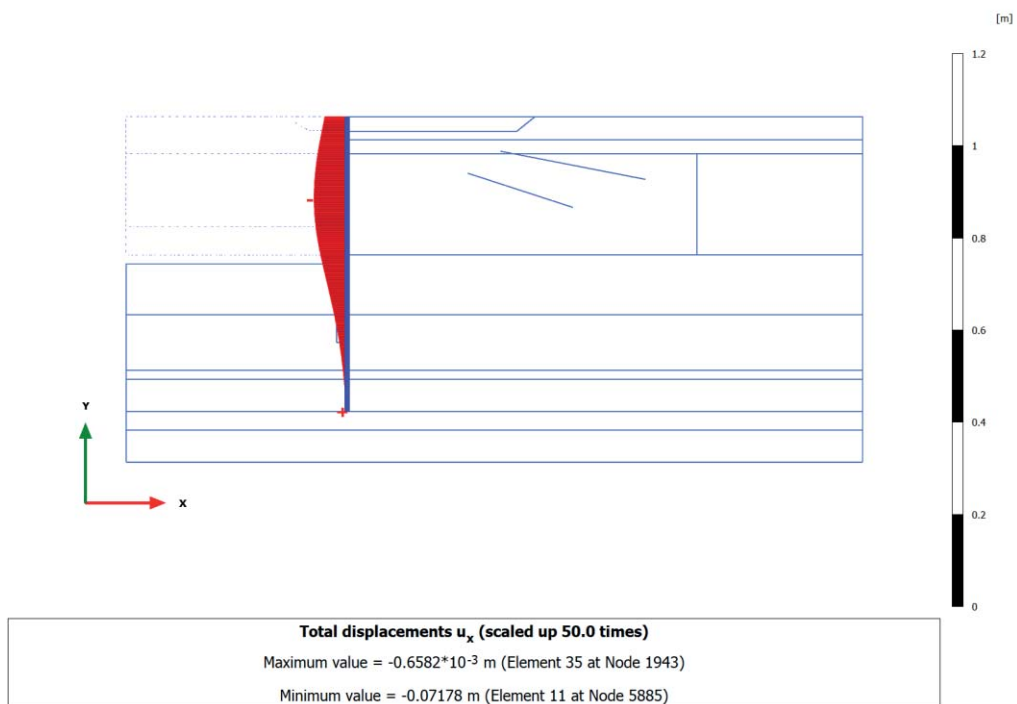
3.1.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Total displacements u_x



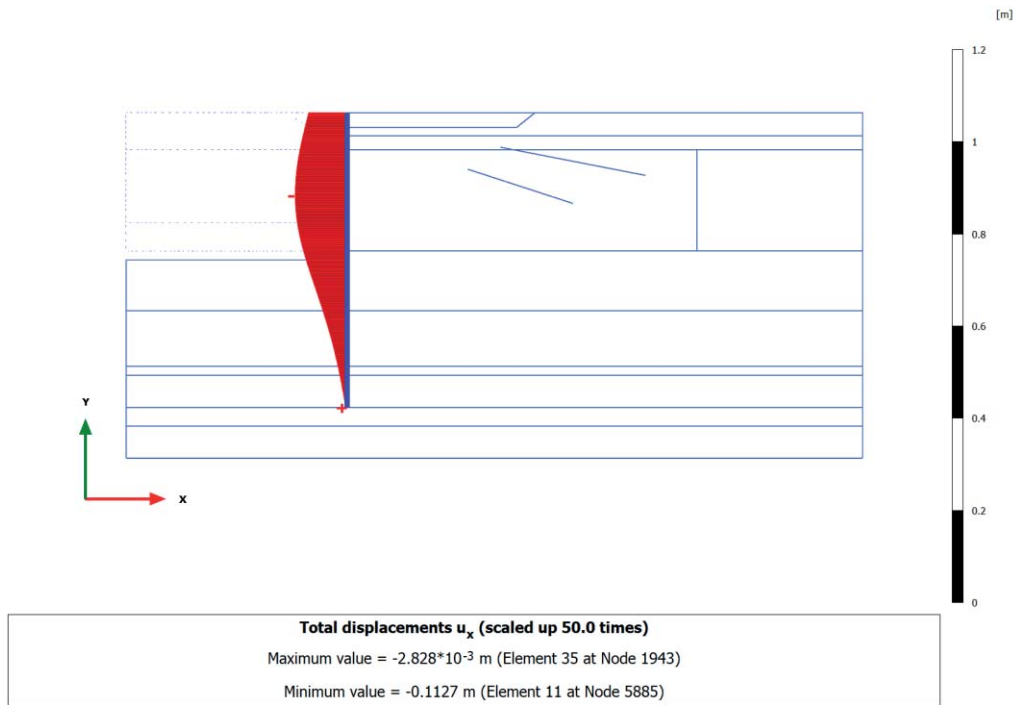
3.1.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Total displacements u_x



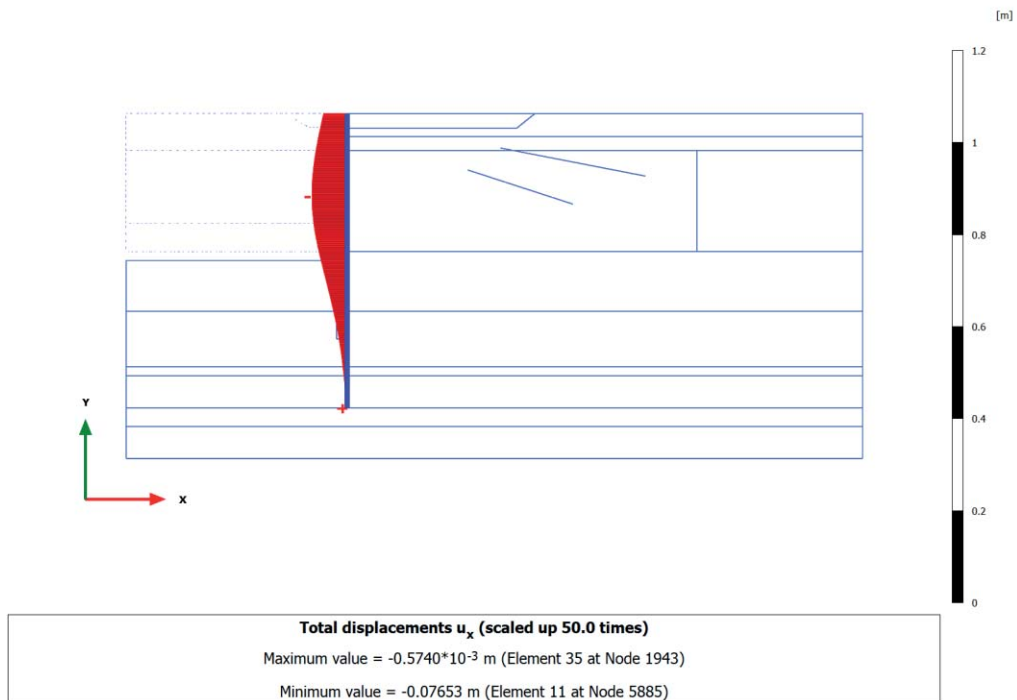
3.1.10 Plate, SLD $q=24kPa$ +west [Phase_16] (16/84), Total displacements u_x



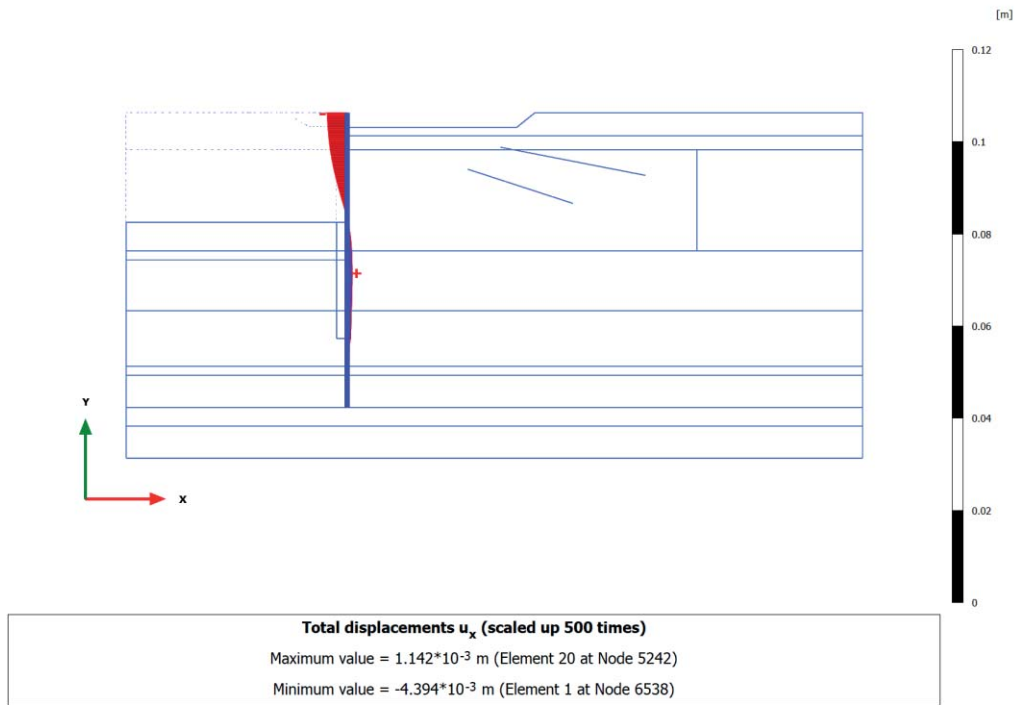
3.1.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Total displacements u_x



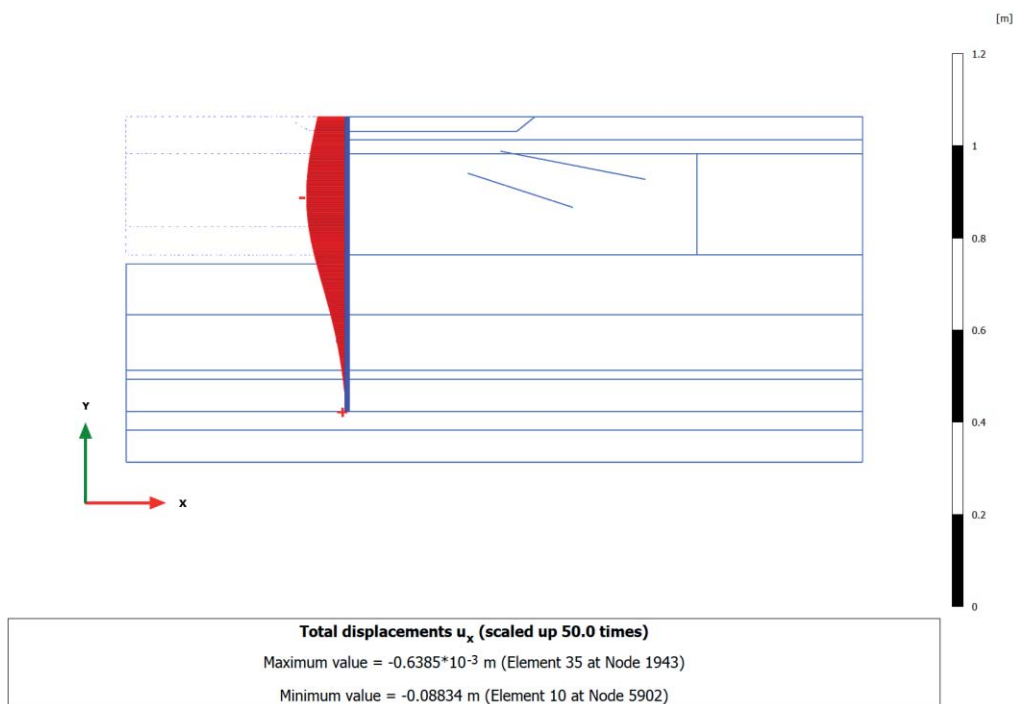
3.1.12 Plate, SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Total displacements u_x



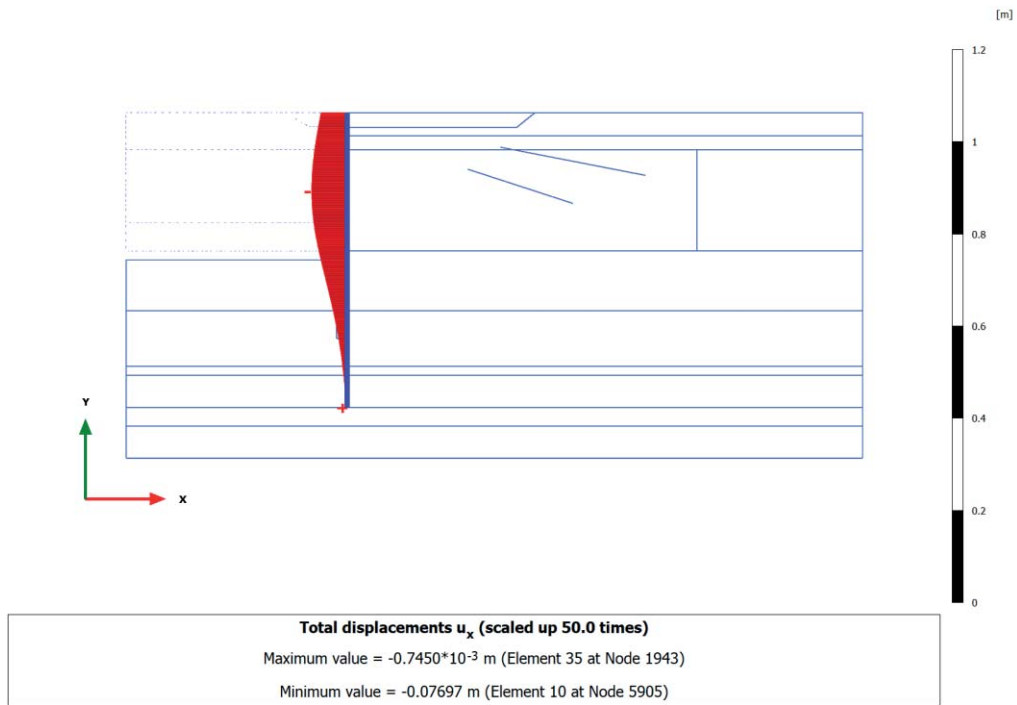
3.1.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Total displacements u_x



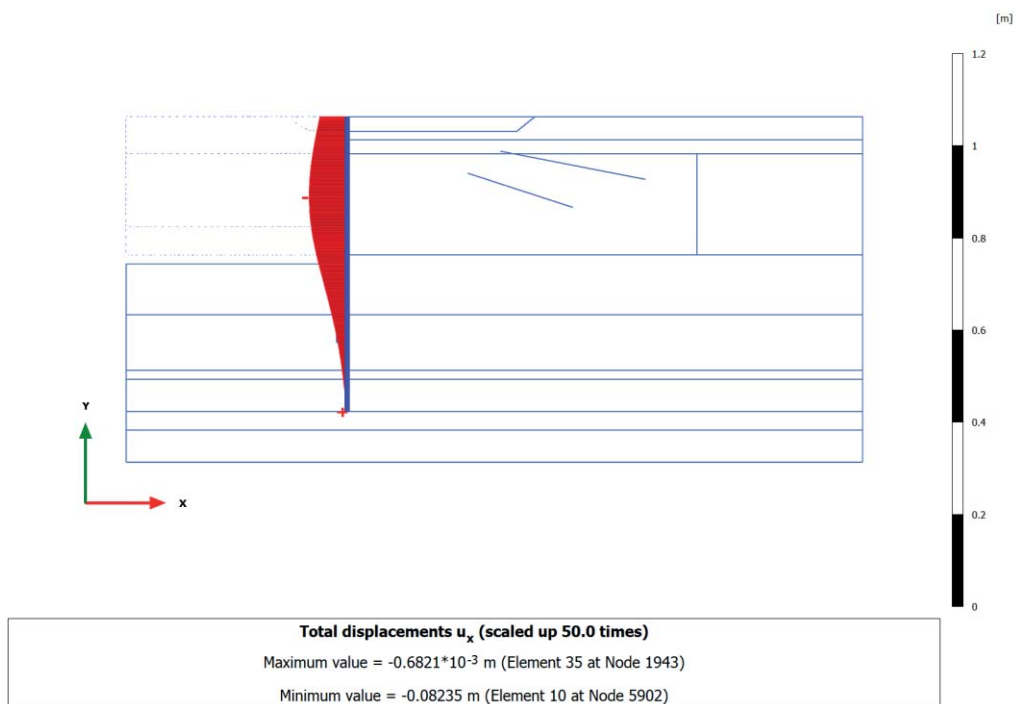
3.1.14 Plate, SLU 1 ($q=46$, $T=28$) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_x



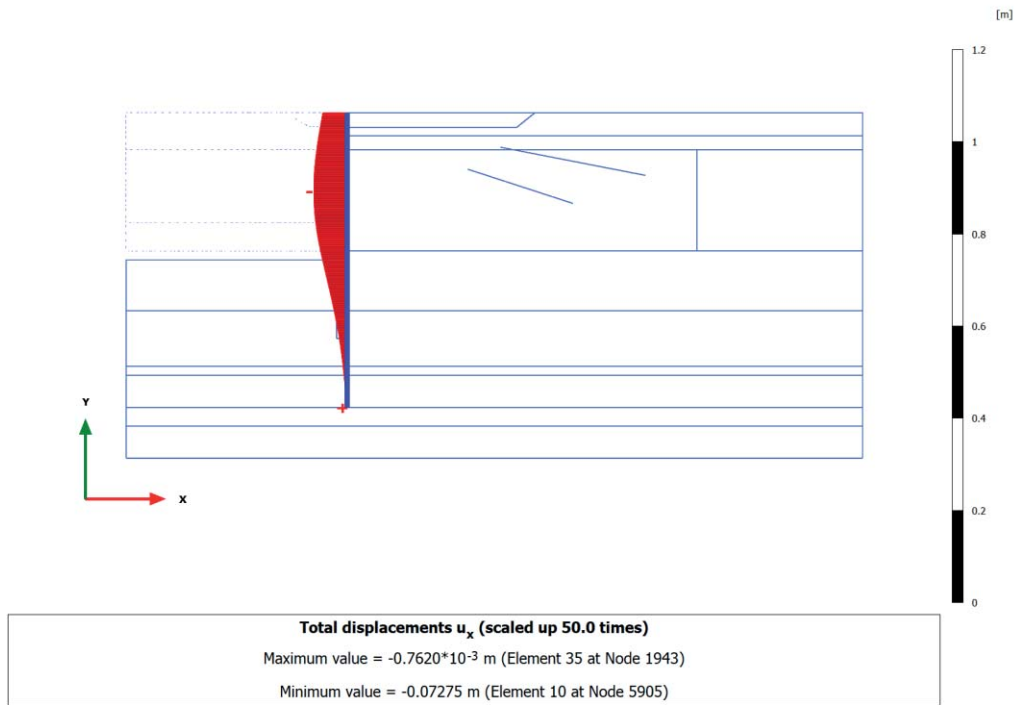
3.1.15 Plate, SLU 2 ($q=32$, $T=46$) [Phase_11] (11/176), Total displacements u_x



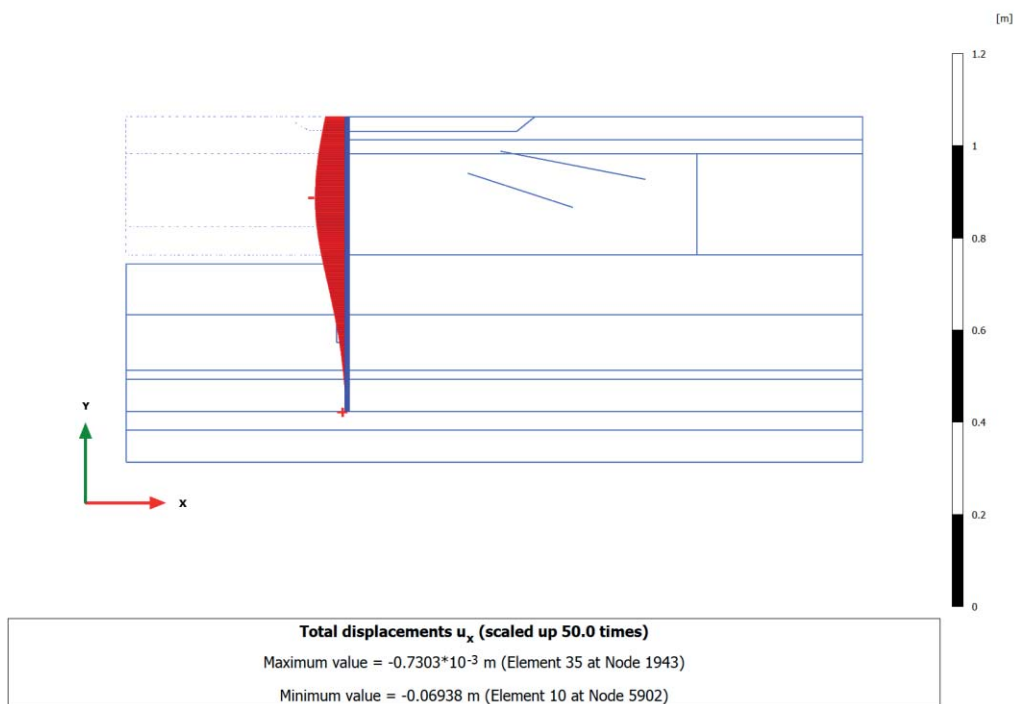
3.1.16 Plate, SLE r1 ($q=40$, $T=24$) [Phase_12] (12/200), Total displacements u_x



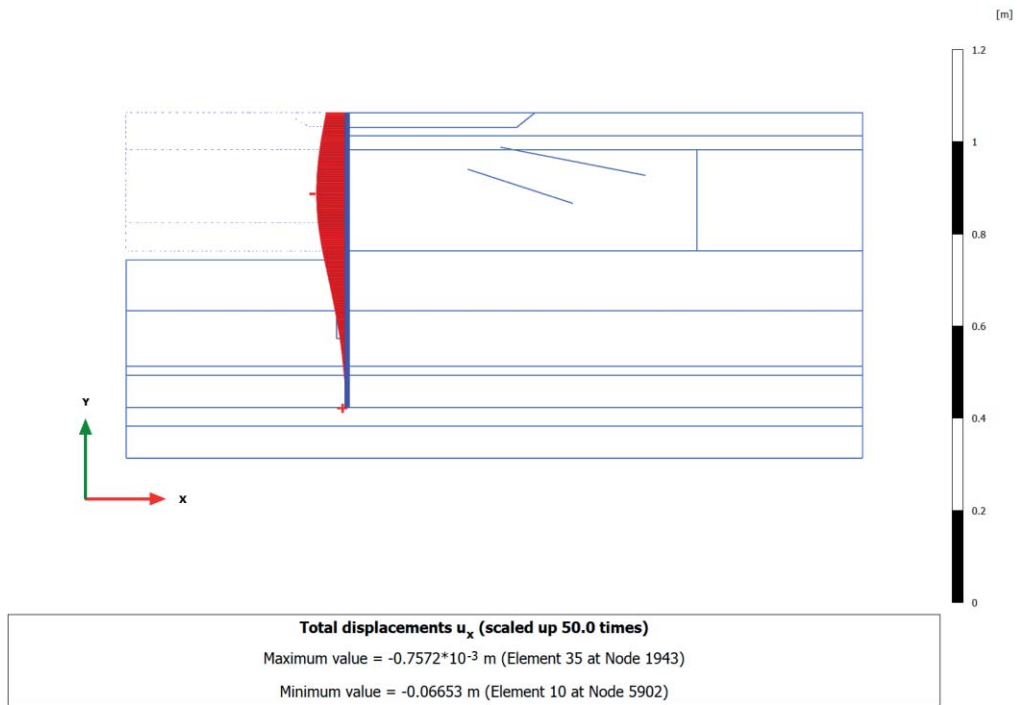
3.1.17 Plate, SLE r2 (q=28, T=40) [Phase_13] (13/218), Total displacements u_x



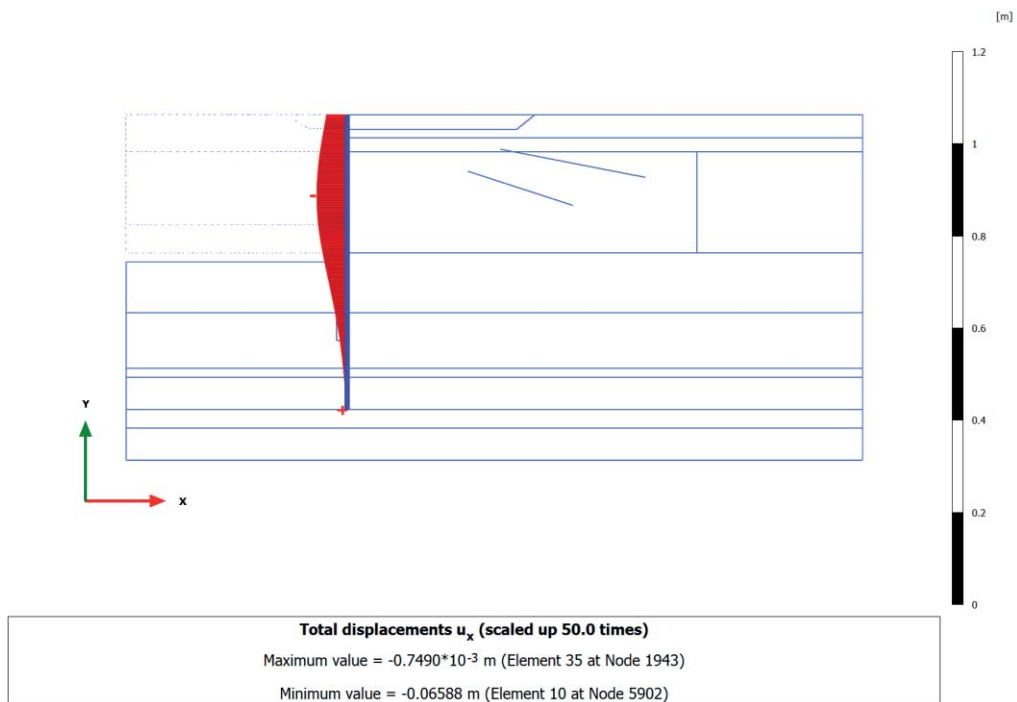
3.1.18 Plate, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Total displacements u_x



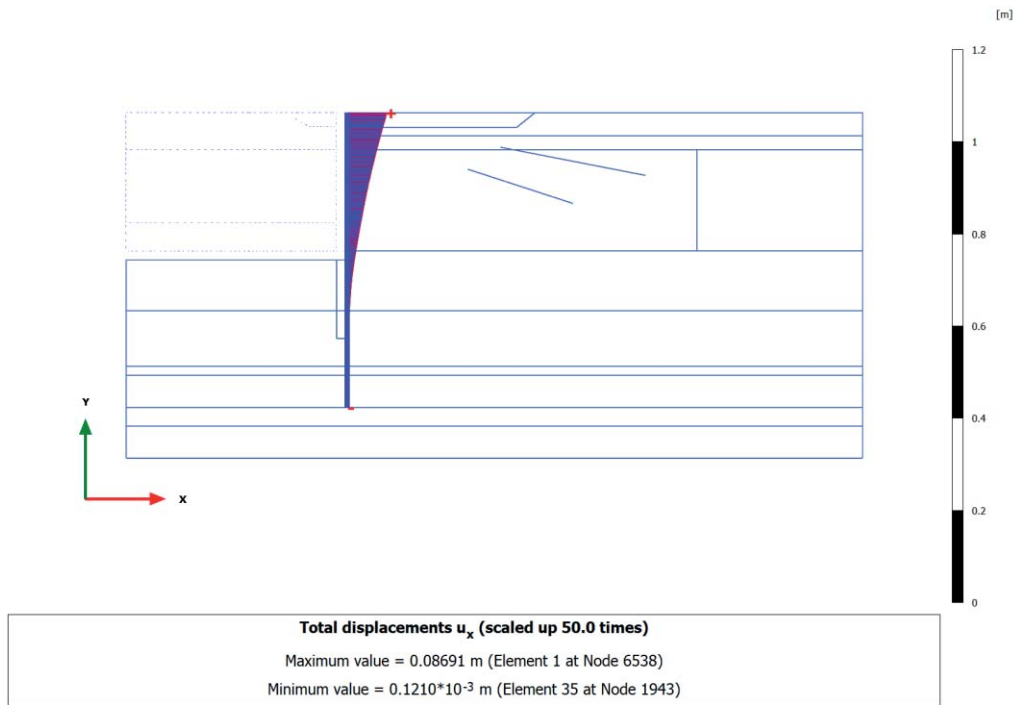
3.1.19 Plate, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Total displacements u_x



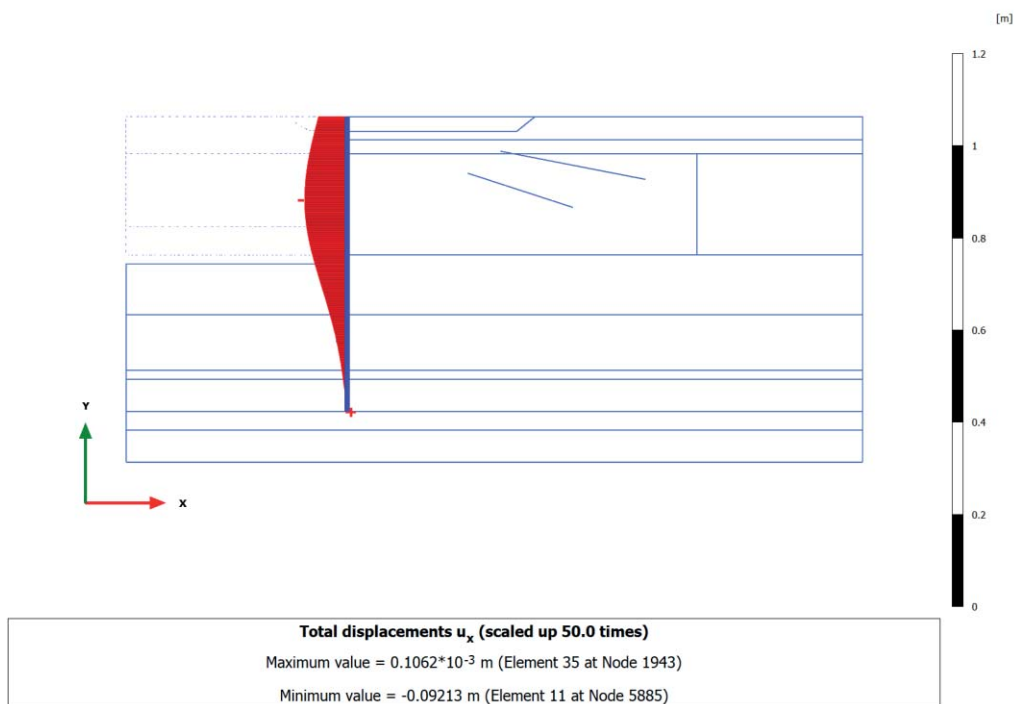
3.1.20 Plate, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Total displacements u_x



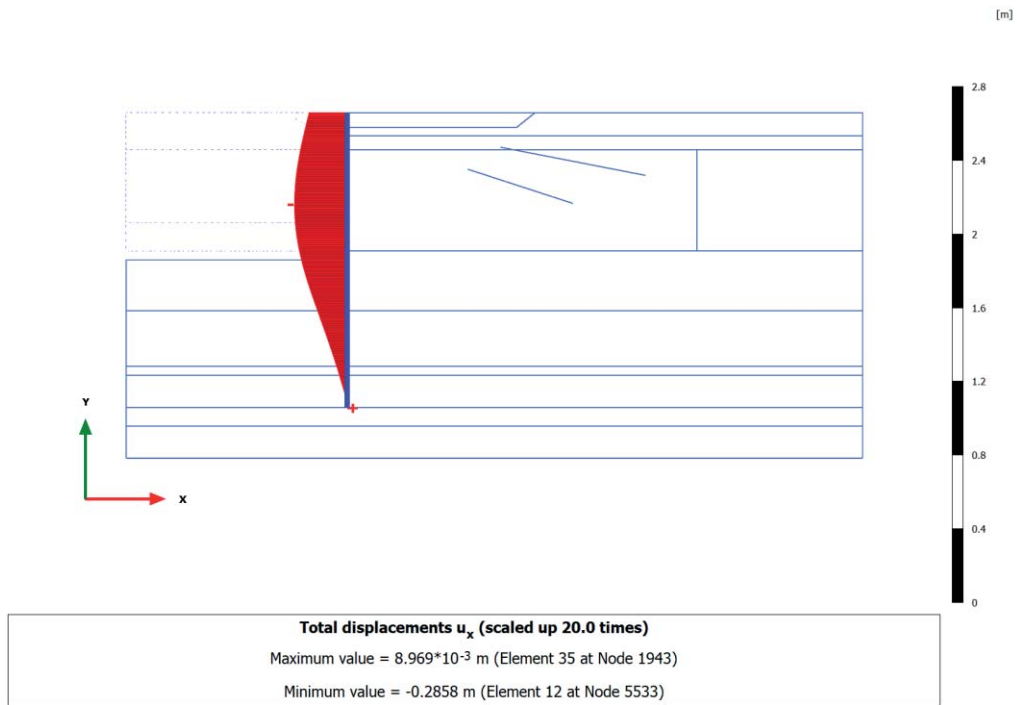
3.1.21 Plate, Ecc1 ($q=24$, $T=0$) [Phase_20] (21/301), Total displacements u_x



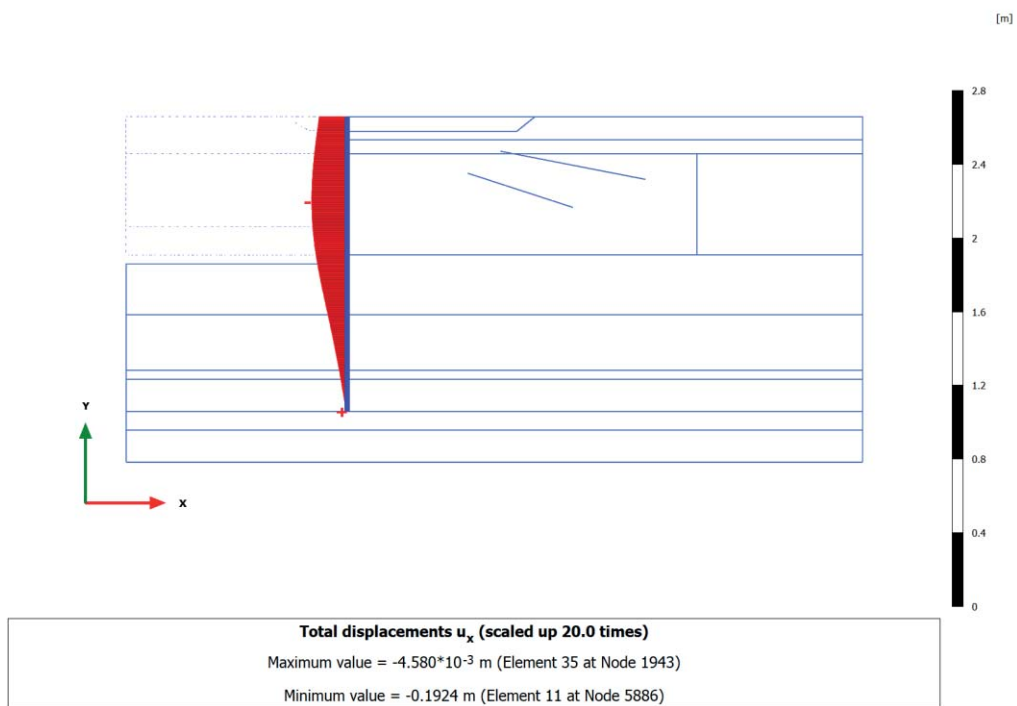
3.1.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Total displacements u_x



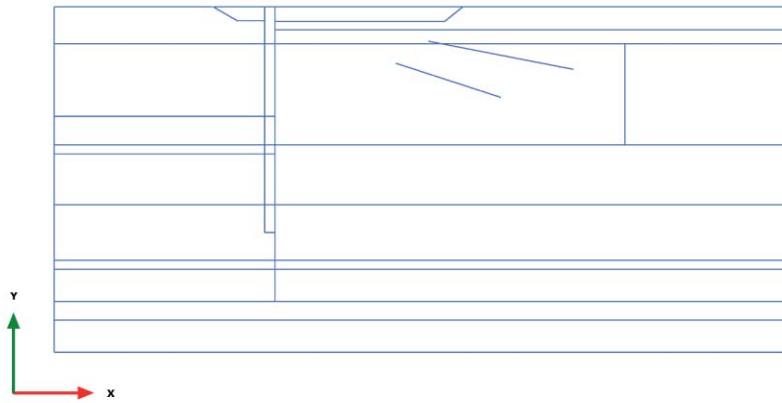
3.1.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Total displacements u_x



3.1.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Total displacements u_x

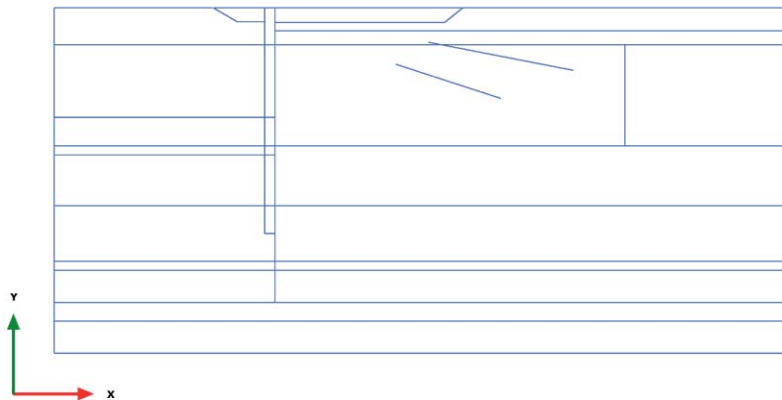


3.2.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



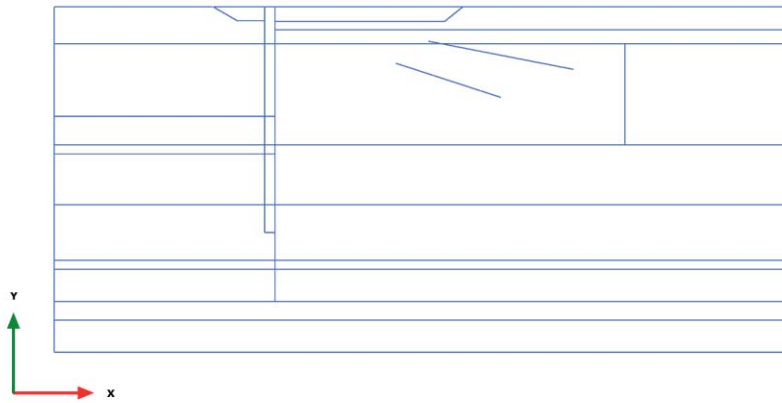
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Shear forces Q



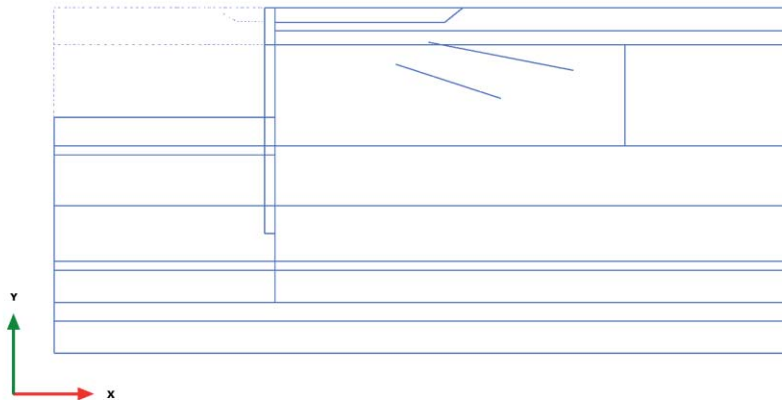
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Shear forces Q



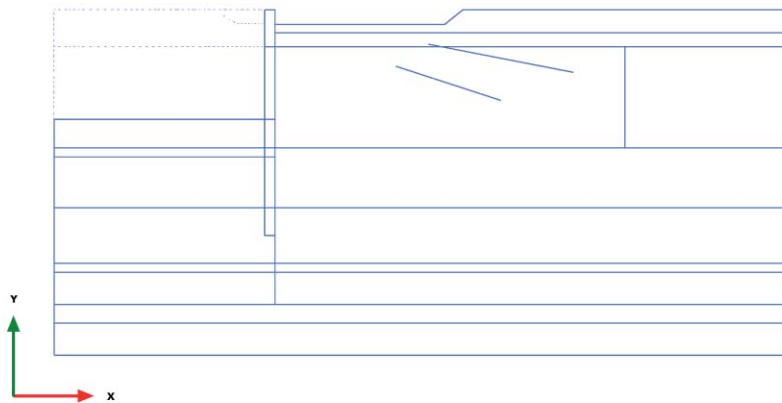
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Shear forces Q



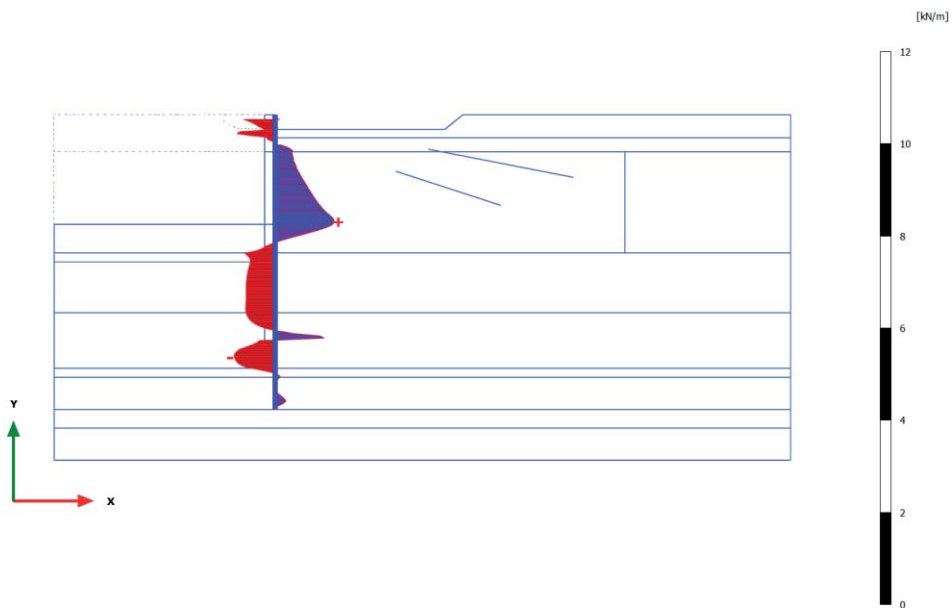
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Shear forces Q



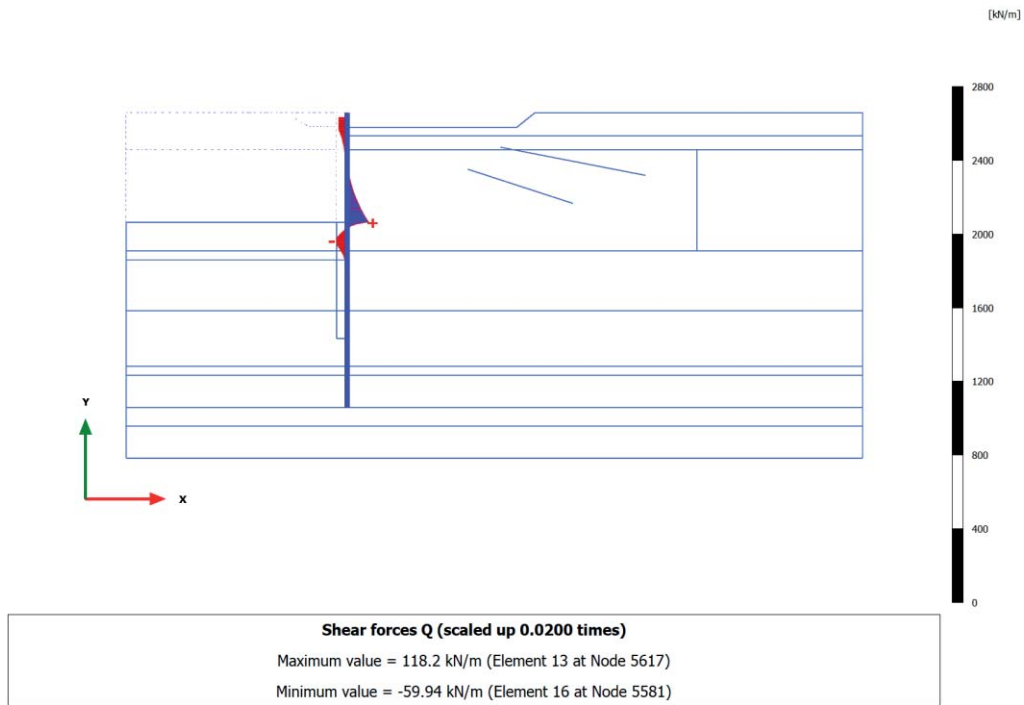
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Shear forces Q

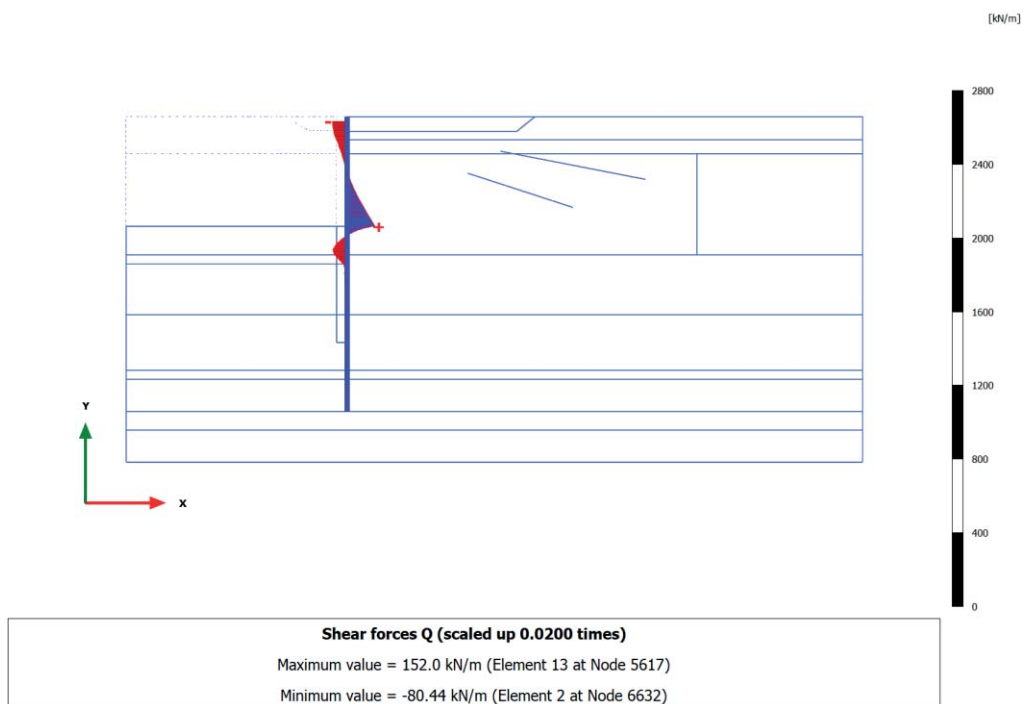


Shear forces Q (scaled up 5.00 times)
Maximum value = 1.289 kN/m (Element 13 at Node 5616)
Minimum value = -0.8914 kN/m (Element 29 at Node 3511)

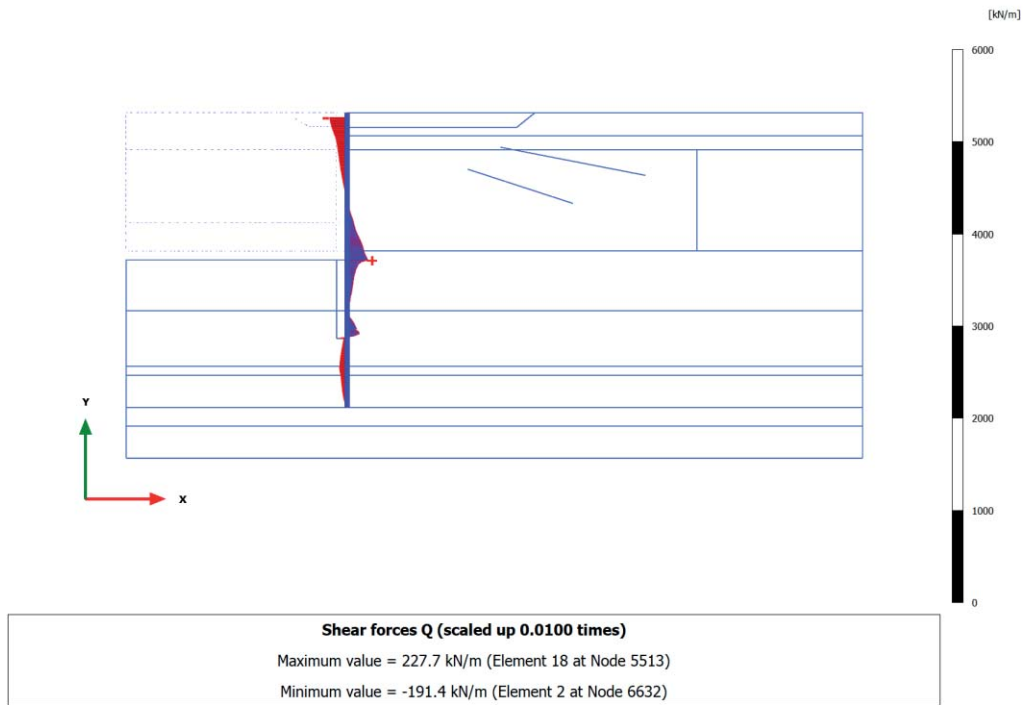
3.2.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Shear forces Q



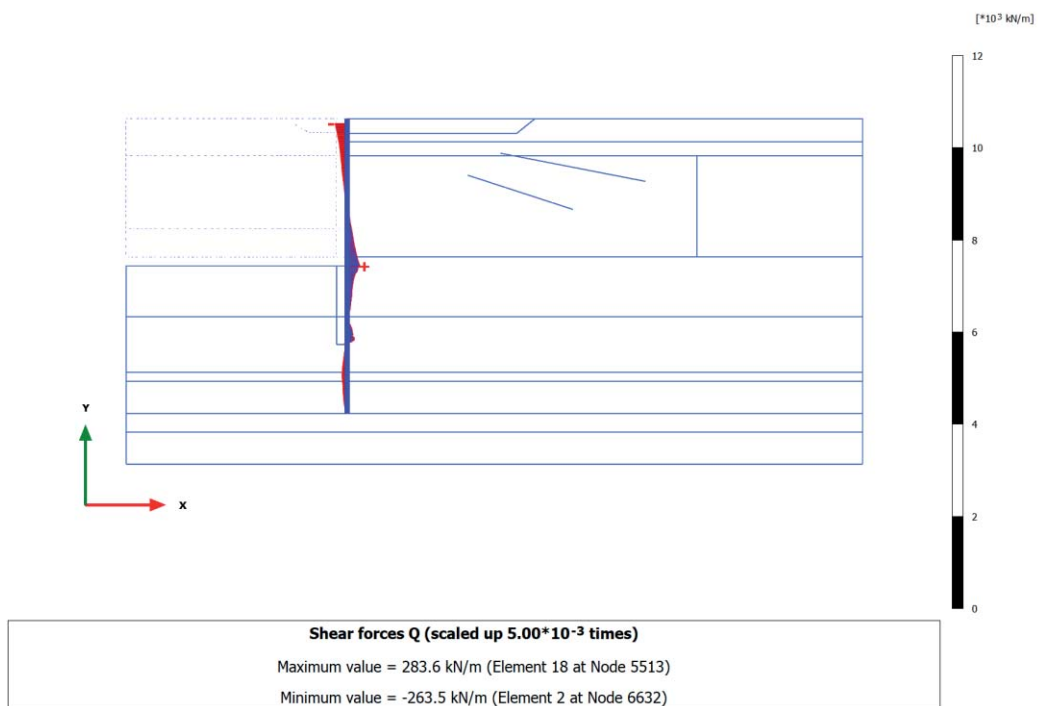
3.2.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Shear forces Q



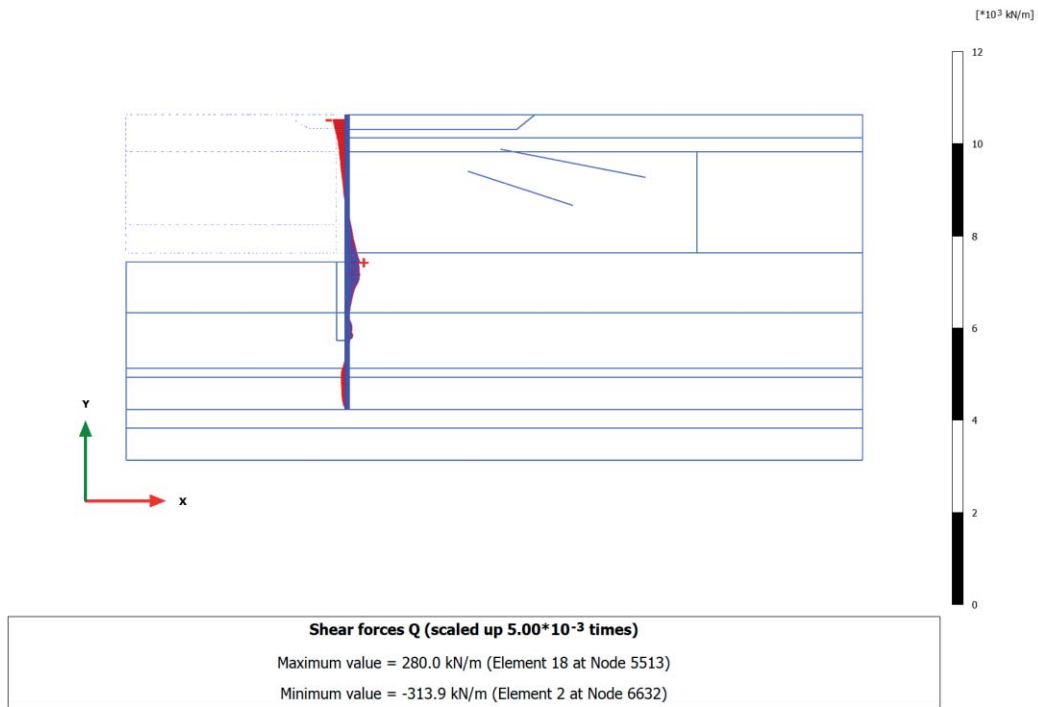
3.2.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Shear forces Q



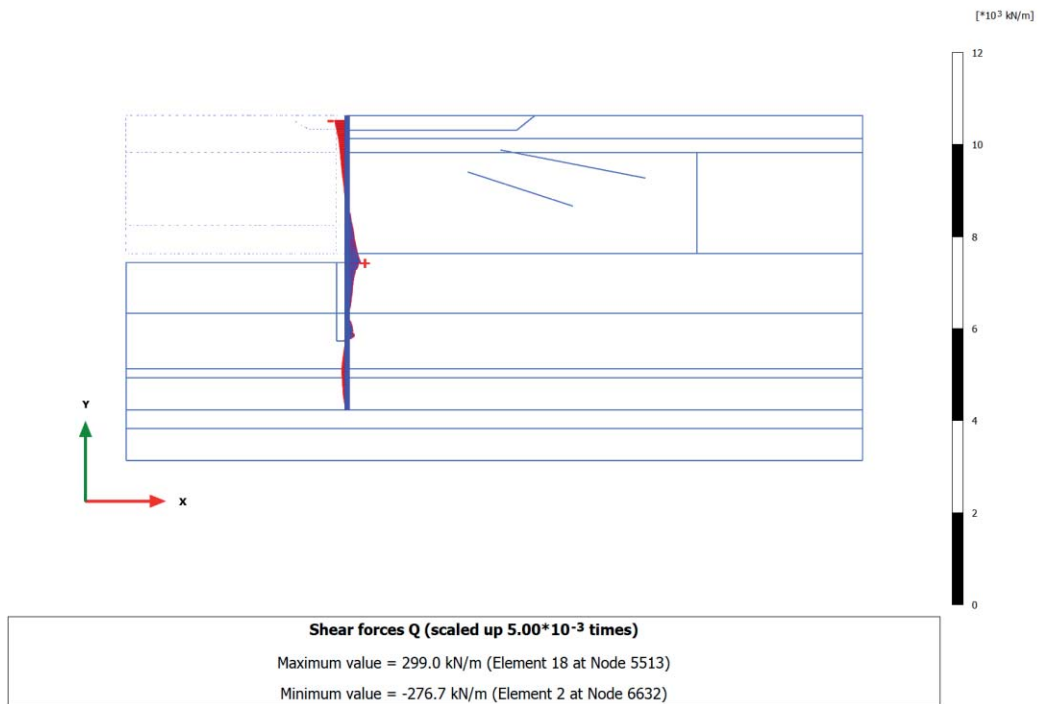
3.2.10 Plate, SLD $q=24\text{kPa}+\text{west}$ [Phase_16] (16/84), Shear forces Q



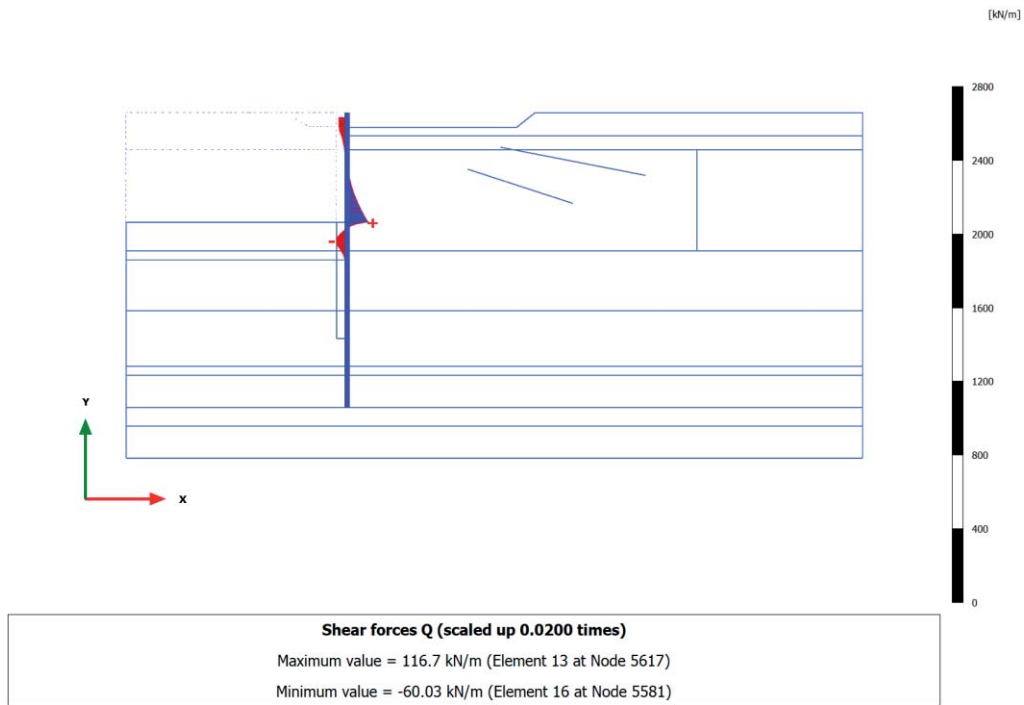
3.2.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Shear forces Q



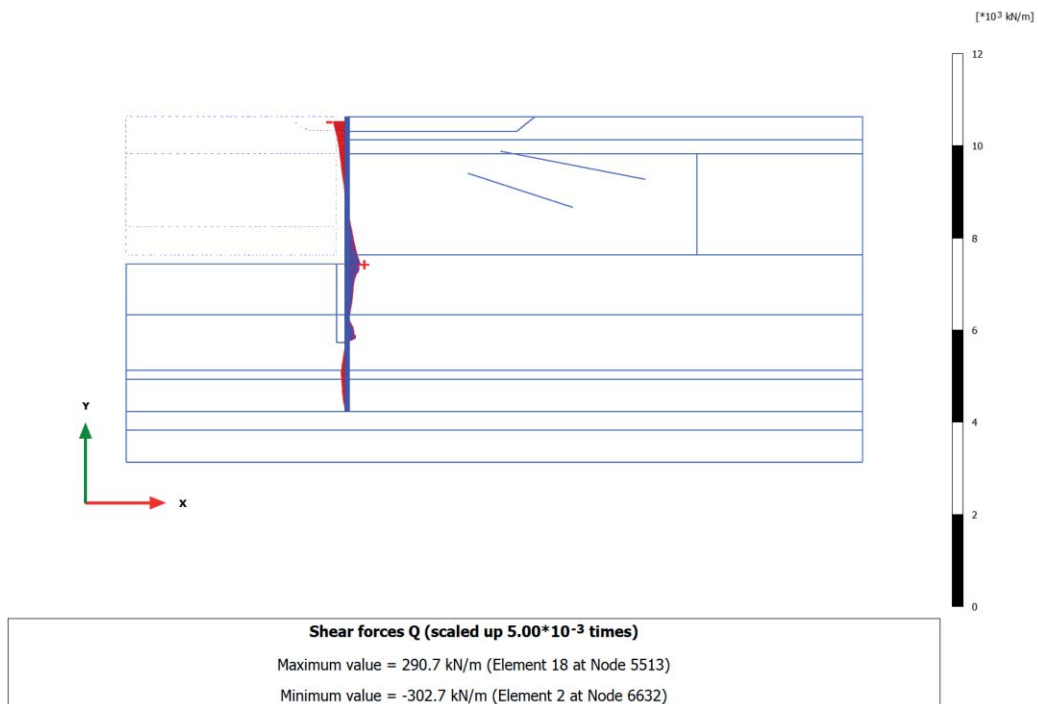
3.2.12 Plate, SLV q=24kPa+west(kh=0.06) [Phase_15] (15/116), Shear forces Q



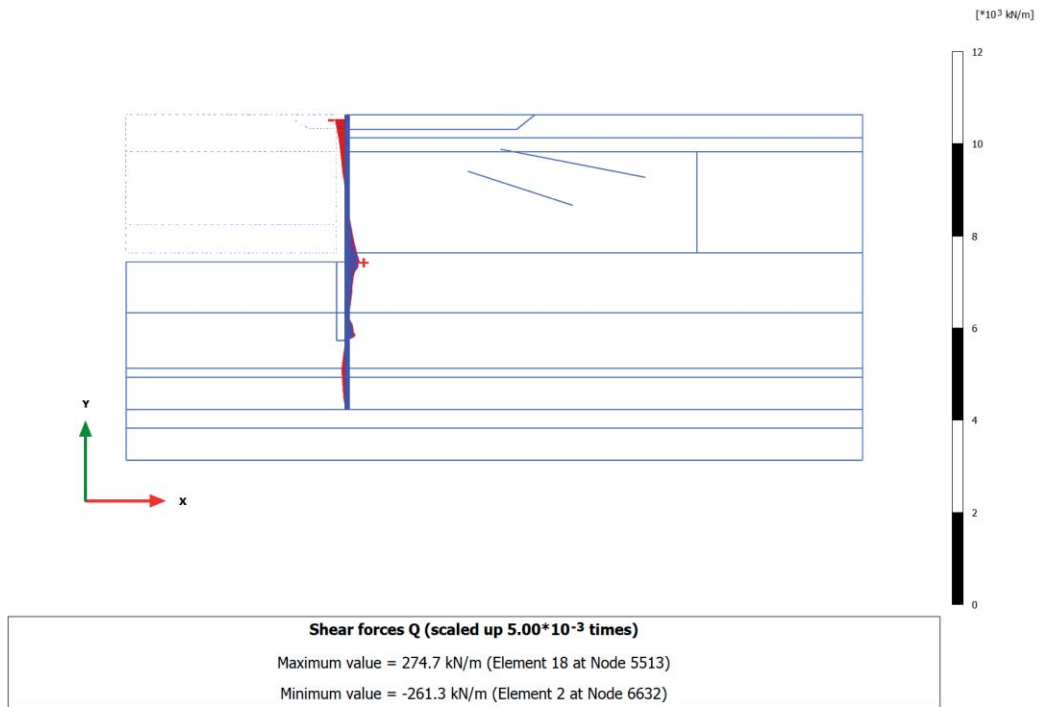
3.2.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Shear forces Q



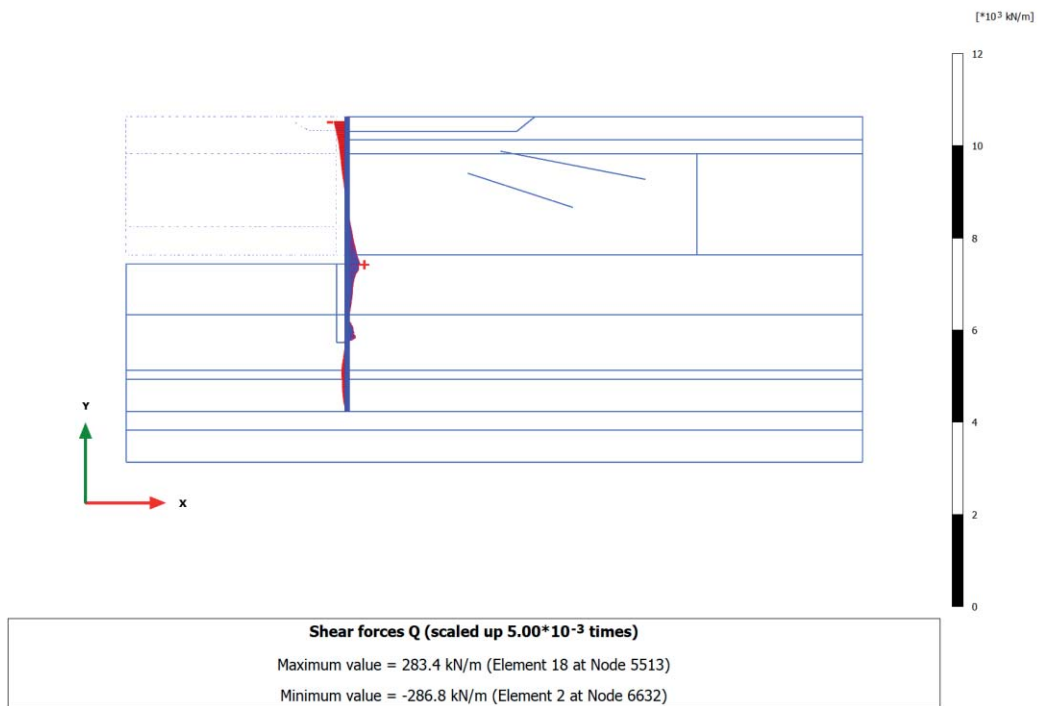
3.2.14 Plate, SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Shear forces Q



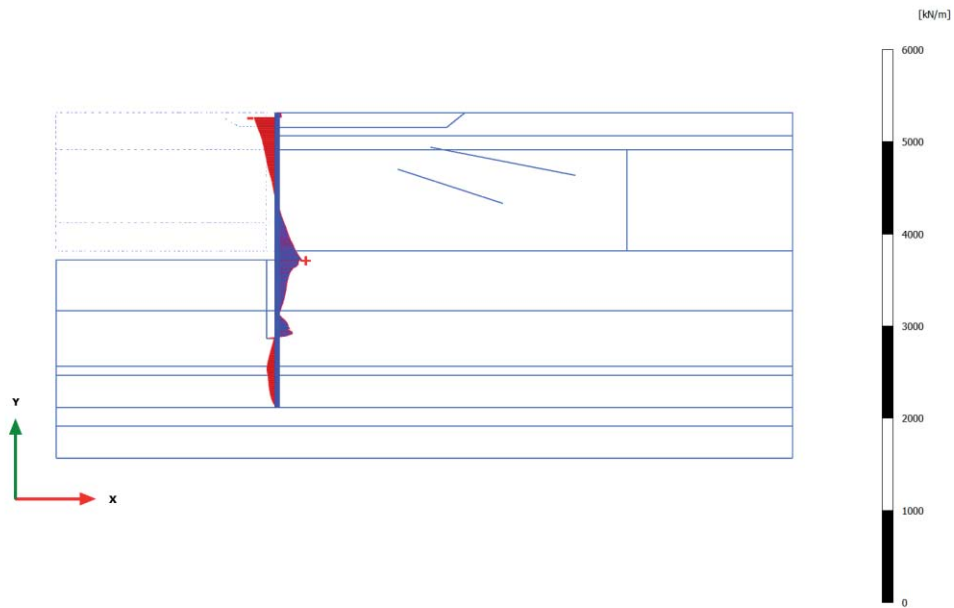
3.2.15 Plate, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Shear forces Q



3.2.16 Plate, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Shear forces Q

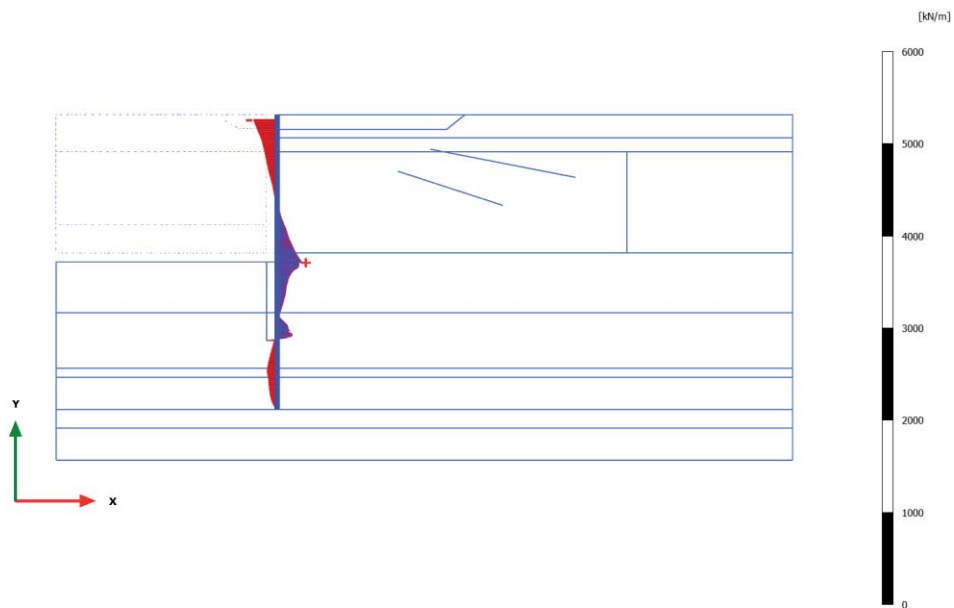


3.2.17 Plate, SLE r2 ($q=28$, $T=40$) [Phase_13] (13/218), Shear forces Q



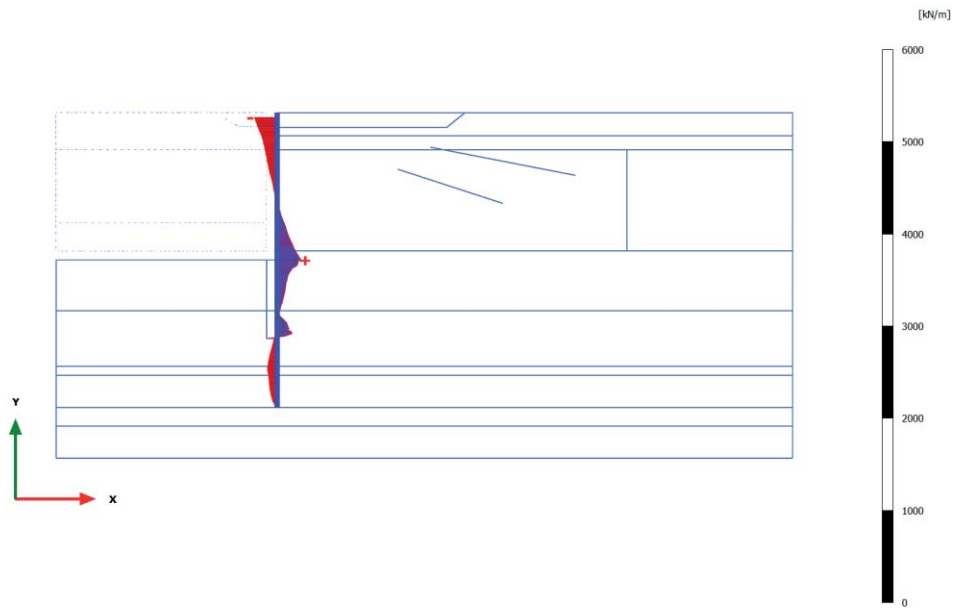
Shear forces Q (scaled up 0.0100 times)
 Maximum value = 270.0 kN/m (Element 18 at Node 5513)
 Minimum value = -250.8 kN/m (Element 2 at Node 6632)

3.2.18 Plate, SLE f3 ($q=28$, $T=0$) [Phase_14] (18/234), Shear forces Q



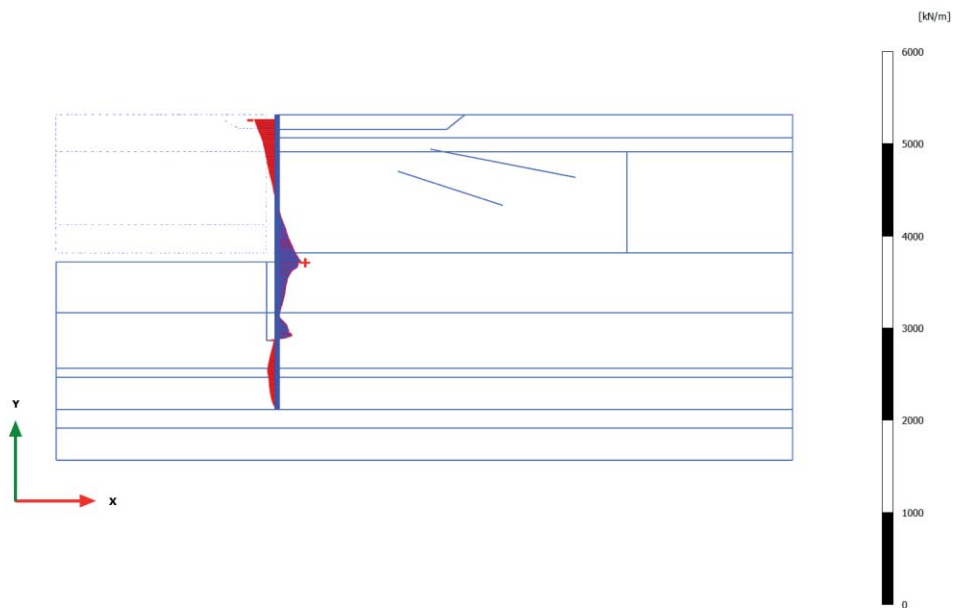
Shear forces Q (scaled up 0.0100 times)
 Maximum value = 269.6 kN/m (Element 18 at Node 5513)
 Minimum value = -258.1 kN/m (Element 2 at Node 6632)

3.2.19 Plate, SLE f4 ($q=24$, $T=8$) [Phase_18] (19/249), Shear forces Q



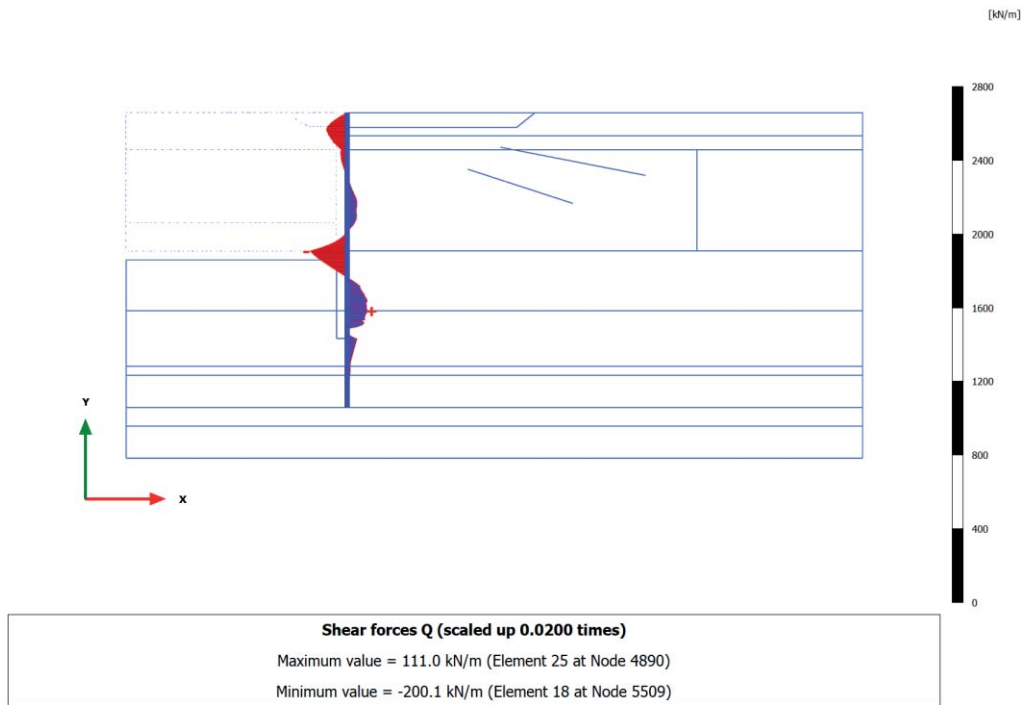
Shear forces Q (scaled up 0.0100 times)
 Maximum value = 264.7 kN/m (Element 18 at Node 5513)
 Minimum value = -246.1 kN/m (Element 2 at Node 6632)

3.2.20 Plate, SLE qp5 ($q=24$, $T=0$) [Phase_19] (20/263), Shear forces Q

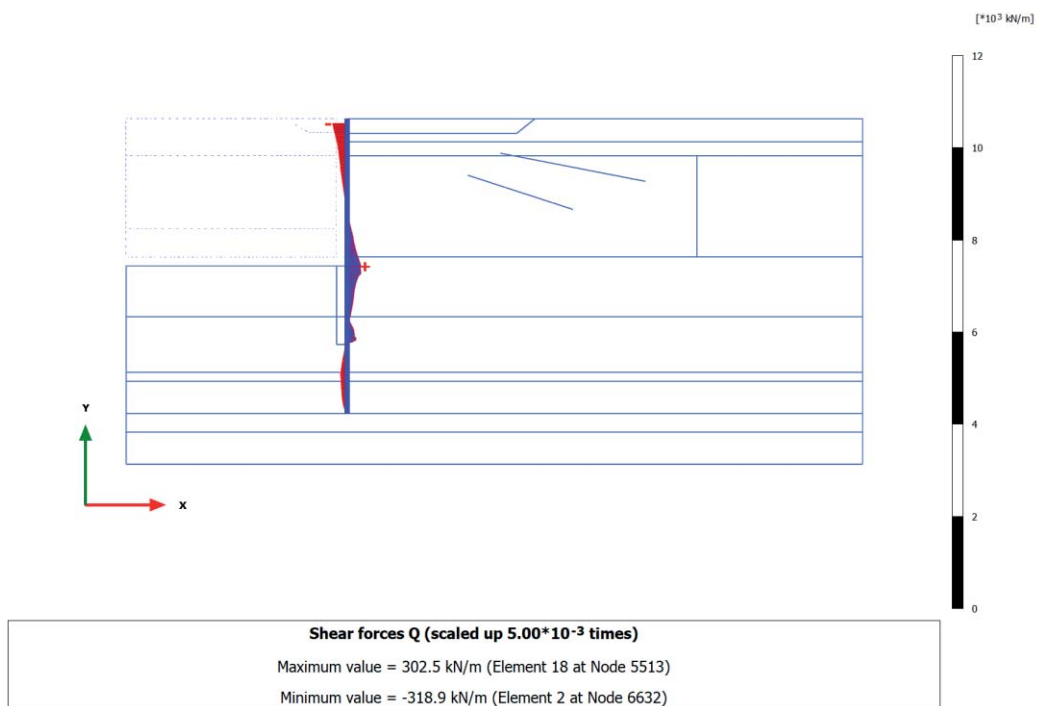


Shear forces Q (scaled up 0.0100 times)
 Maximum value = 264.5 kN/m (Element 18 at Node 5513)
 Minimum value = -247.7 kN/m (Element 2 at Node 6632)

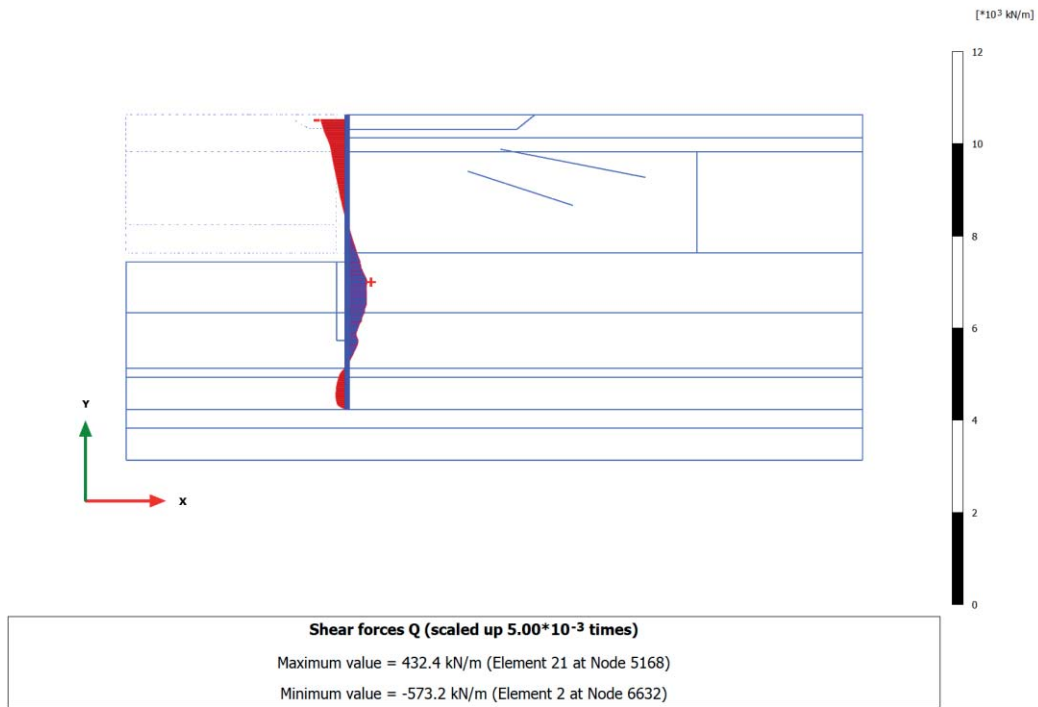
3.2.21 Plate, Ecc1 ($q=24$, $T=0$) [Phase_20] (21/301), Shear forces Q



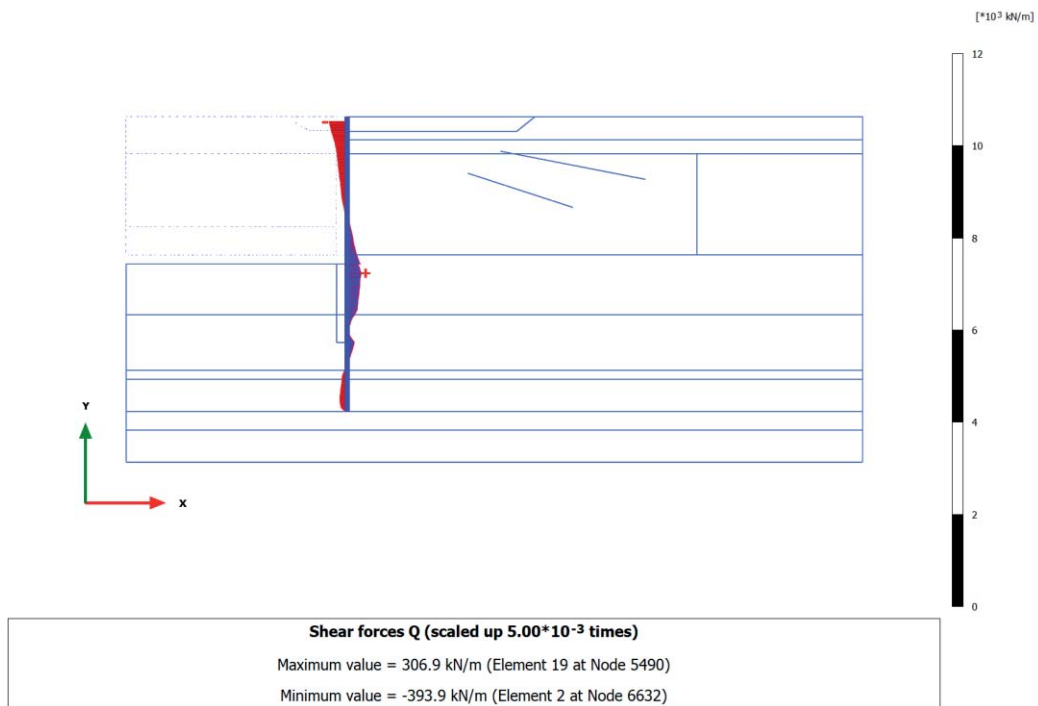
3.2.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Shear forces Q



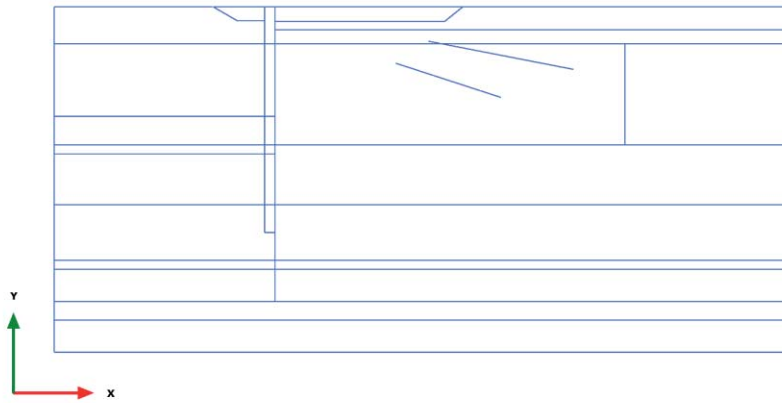
3.2.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Shear forces Q



3.2.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Shear forces Q

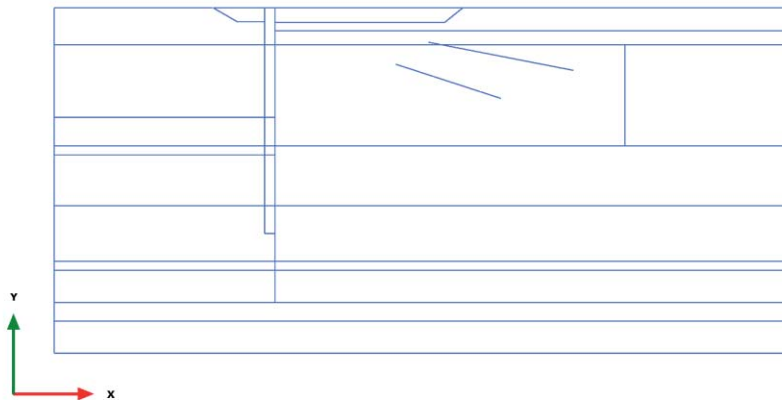


3.3.1 Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M



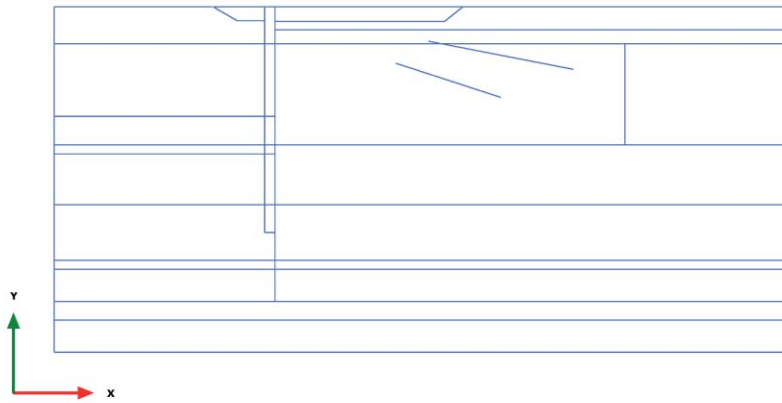
Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.3.2 Plate, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Bending moments M



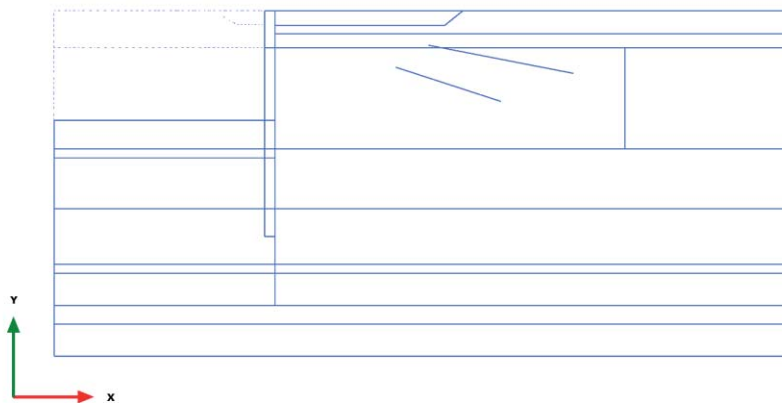
Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.3.3 Plate, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Bending moments M



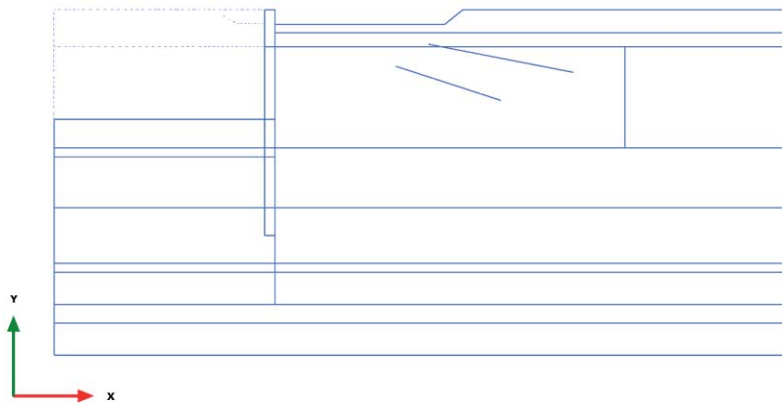
Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.3.4 Plate, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Bending moments M



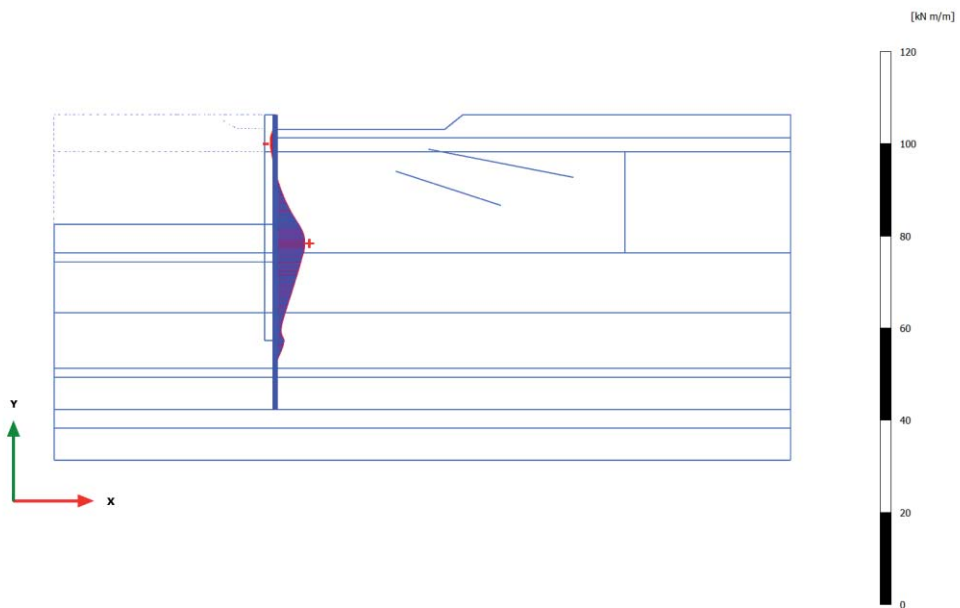
Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.3.5 Plate, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Bending moments M



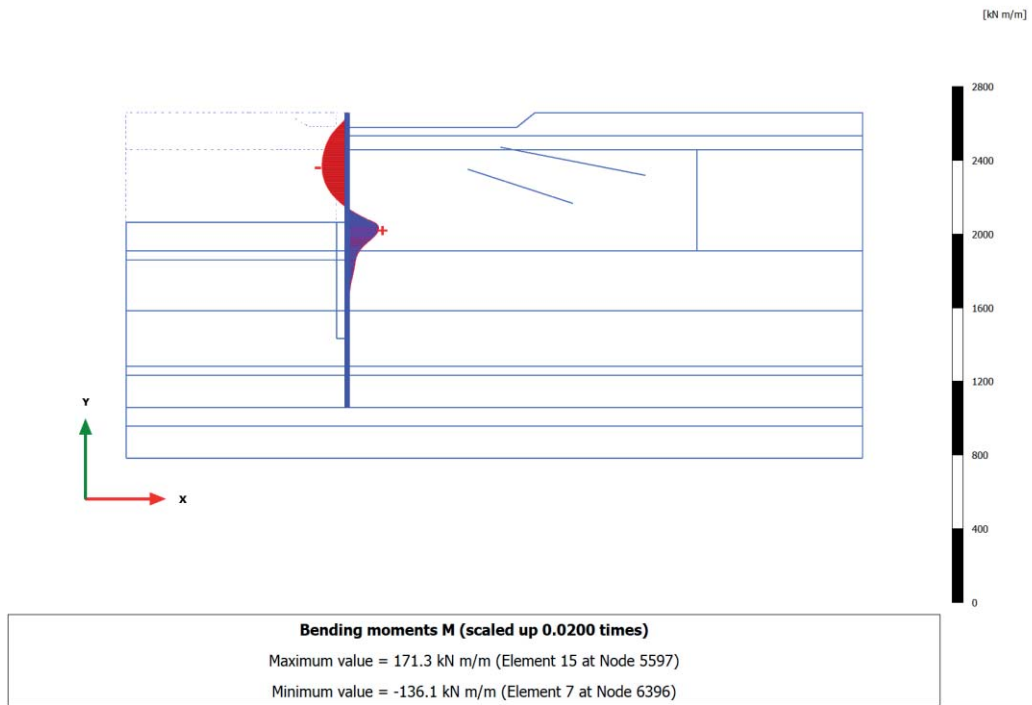
Bending moments M (scaled up 1.00 times)
No results

3.3.6 Plate, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Bending moments M

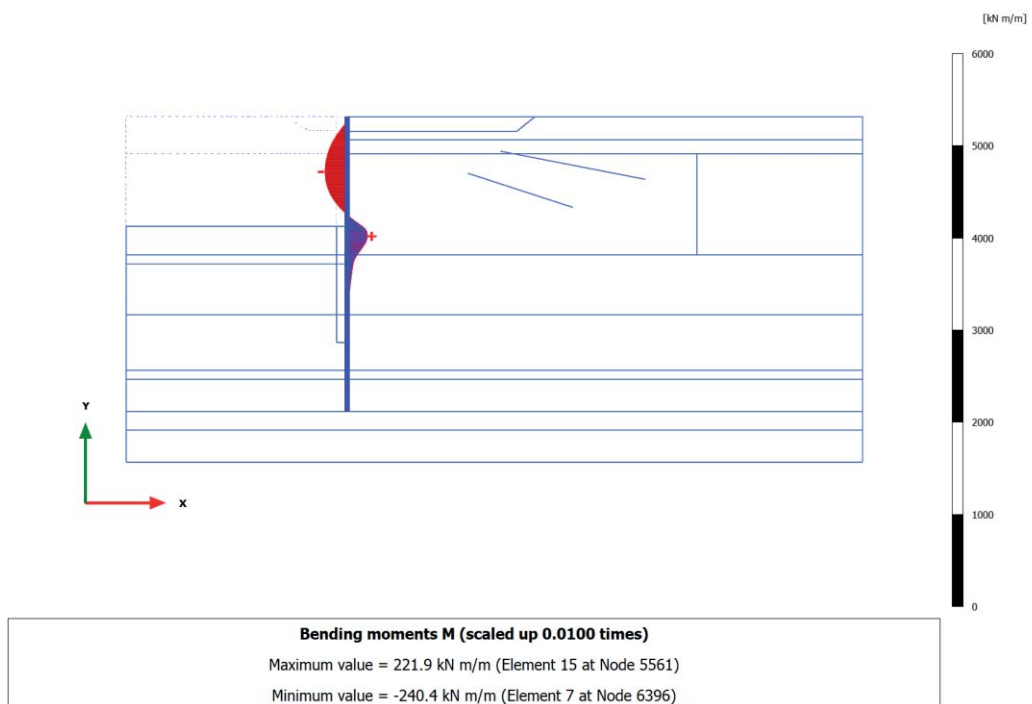


Bending moments M (scaled up 0.500 times)
Maximum value = 6.484 kN m/m (Element 16 at Node 5581)
Minimum value = -1.079 kN m/m (Element 4 at Node 6749)

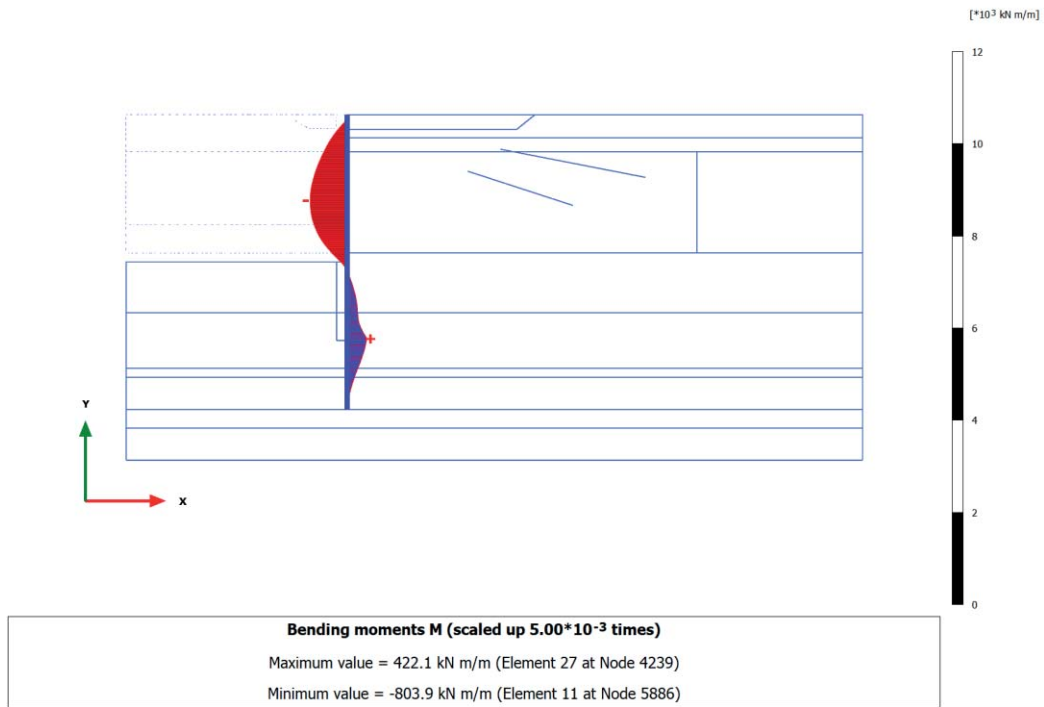
3.3.7 Plate, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Bending moments M



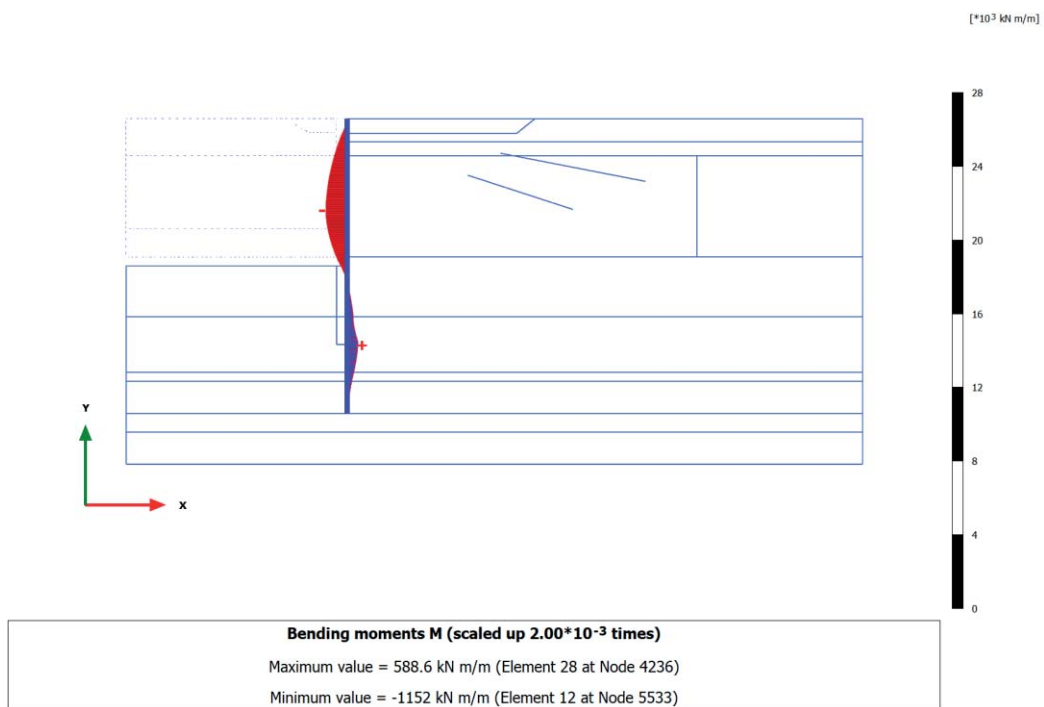
3.3.8 Plate, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Bending moments M



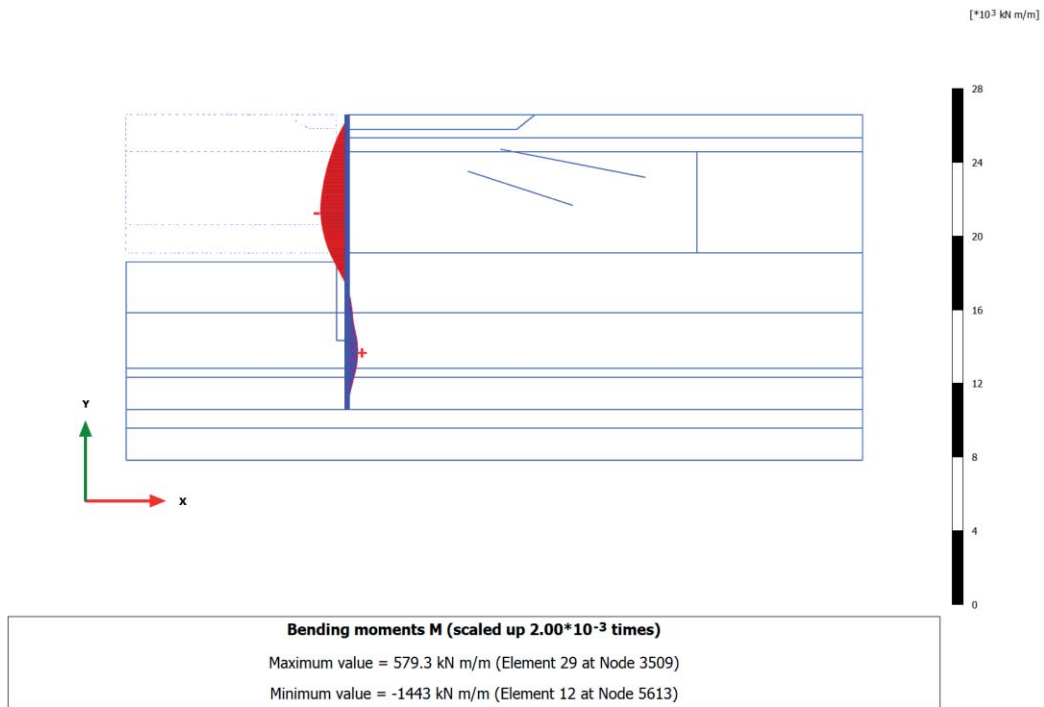
3.3.9 Plate, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Bending moments M



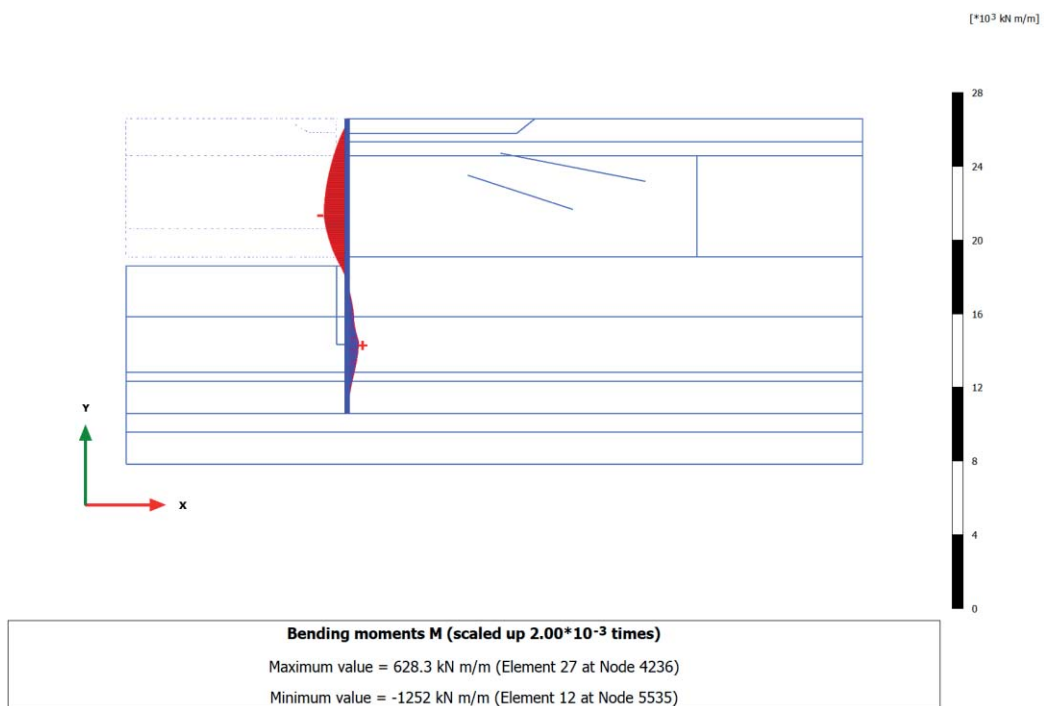
3.3.10 Plate, SLD q=24kPa+west [Phase_16] (16/84), Bending moments M



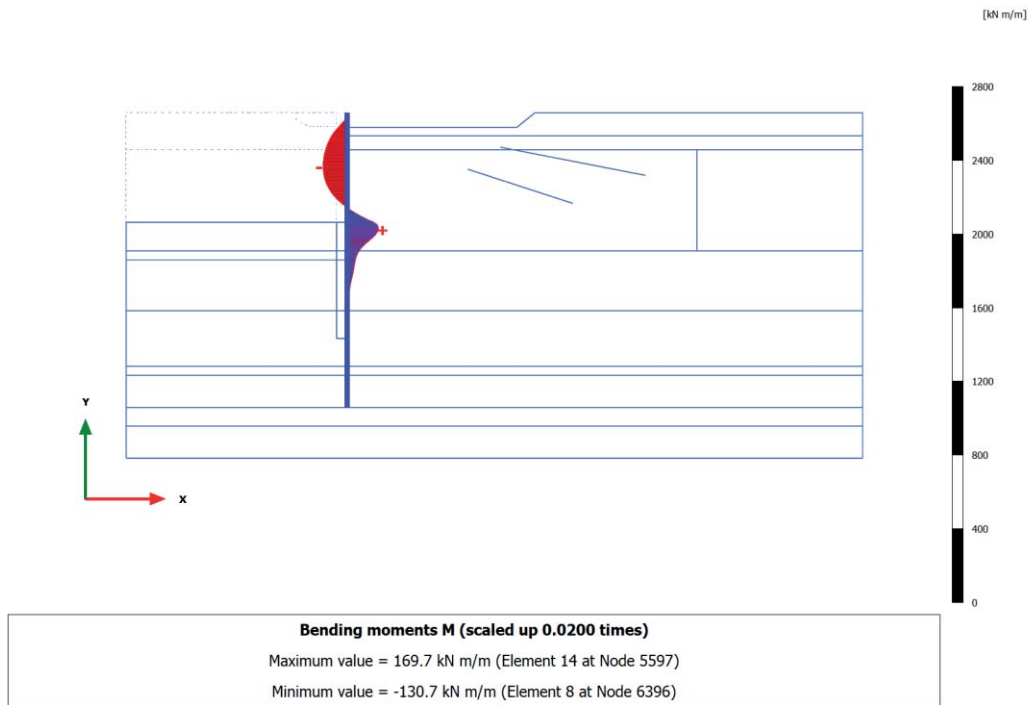
3.3.11 Plate, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Bending moments M



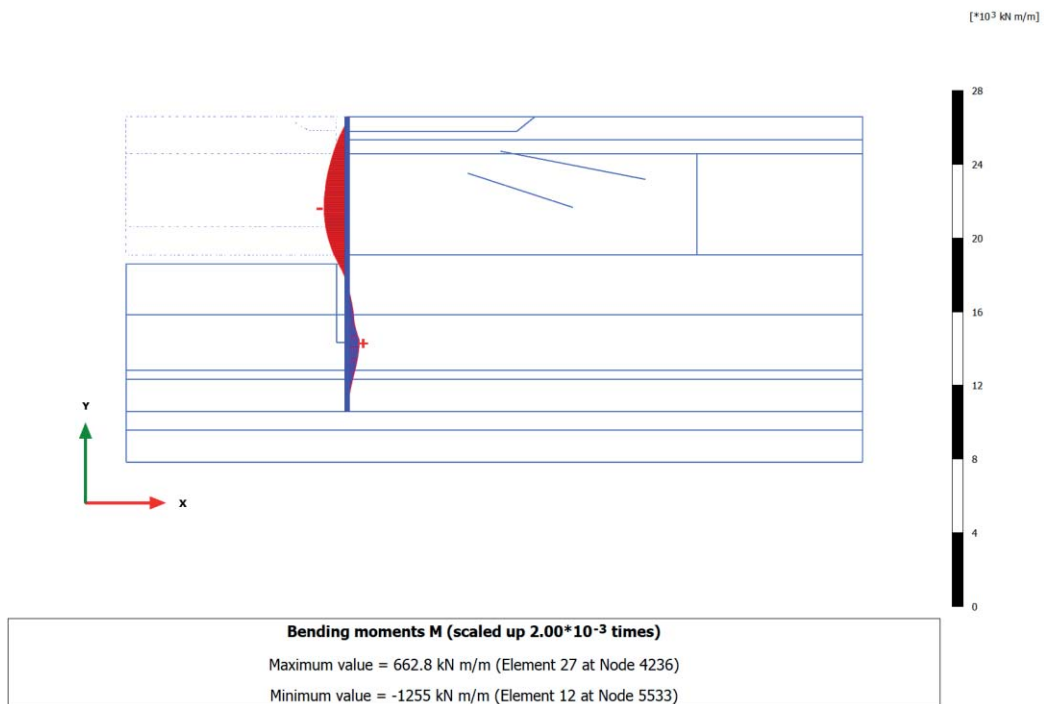
3.3.12 Plate, SLV q=24kPa+west(kh=0.06) [Phase_15] (15/116), Bending moments M



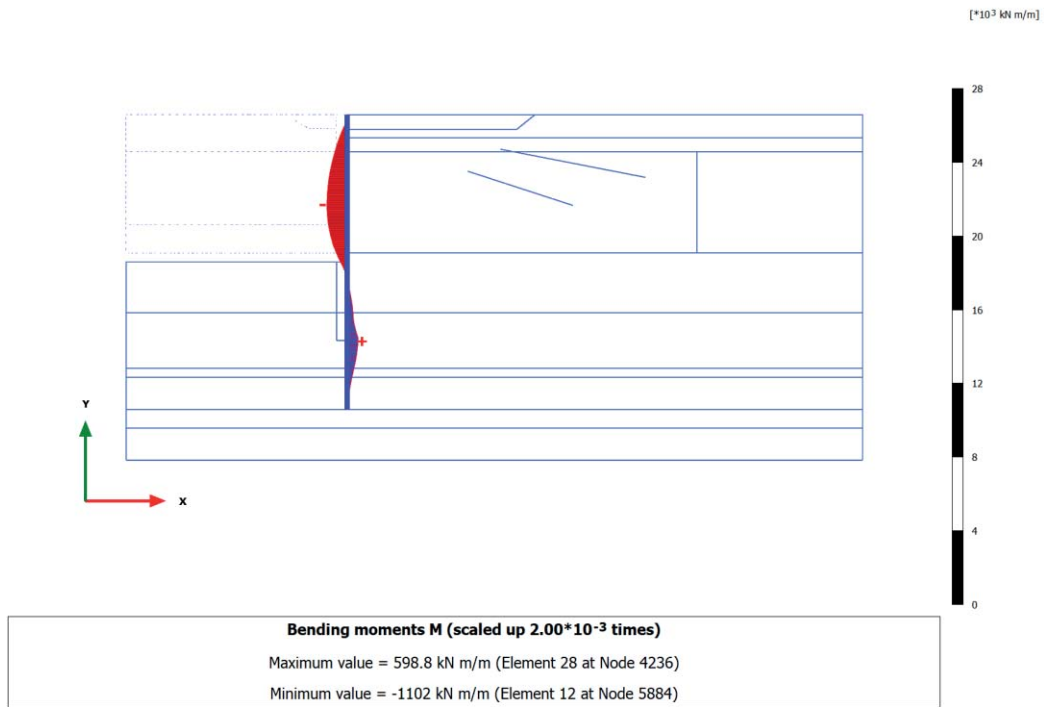
3.3.13 Plate, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Bending moments M



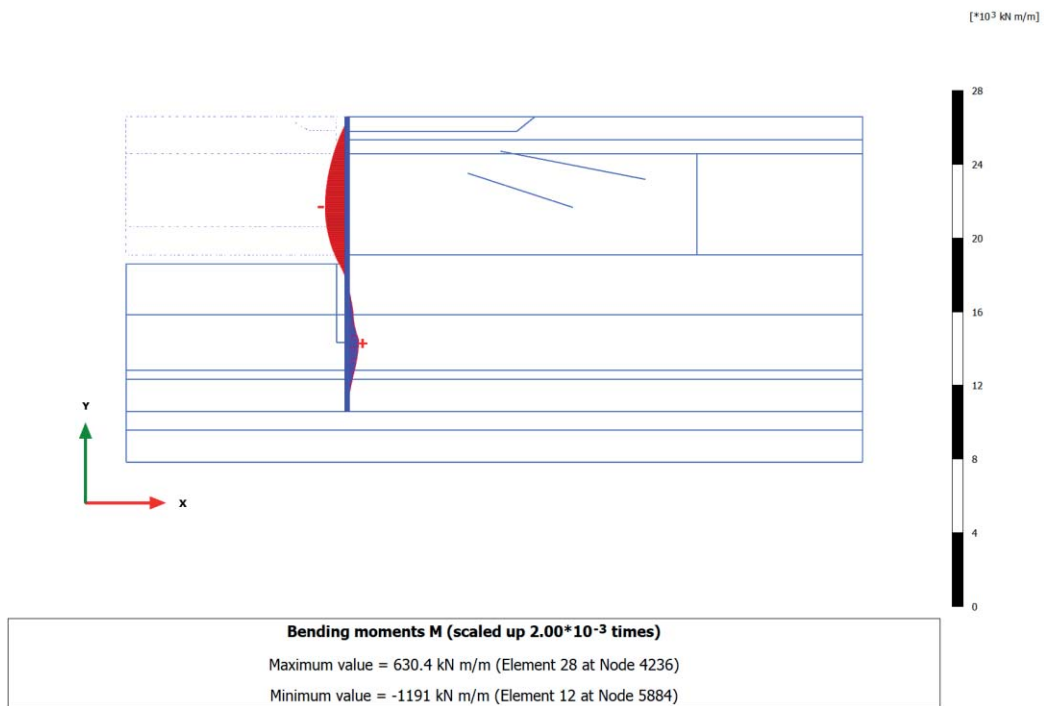
3.3.14 Plate, SLU 1 ($q=46, T=28$) [Phase_10] (10/155), Bending moments M



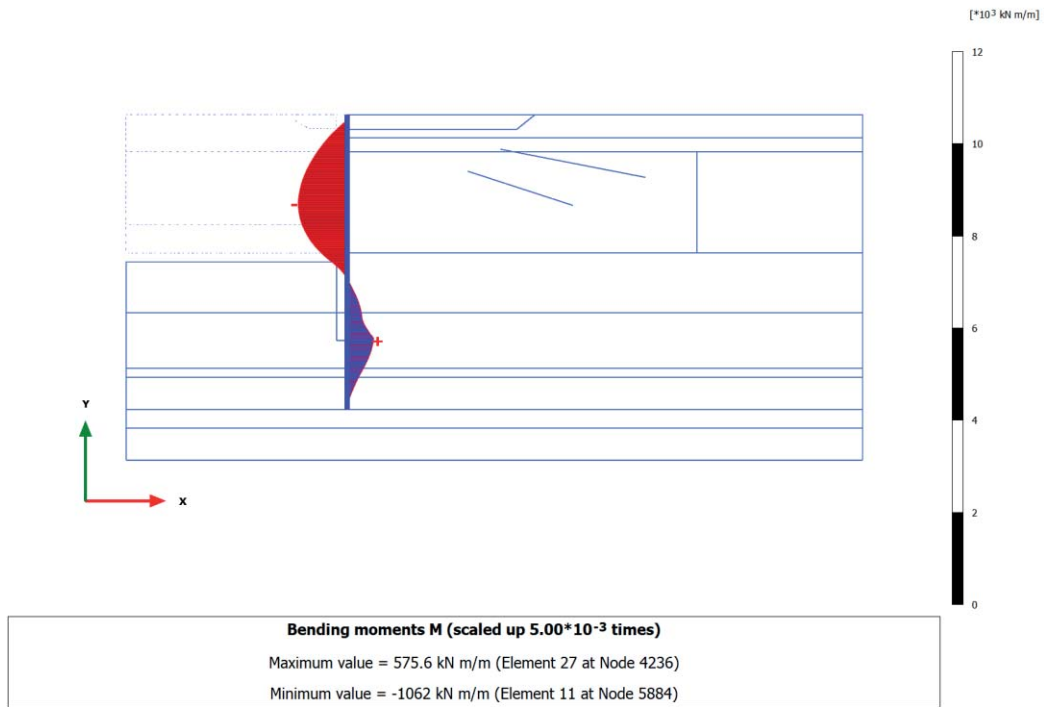
3.3.15 Plate, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Bending moments M



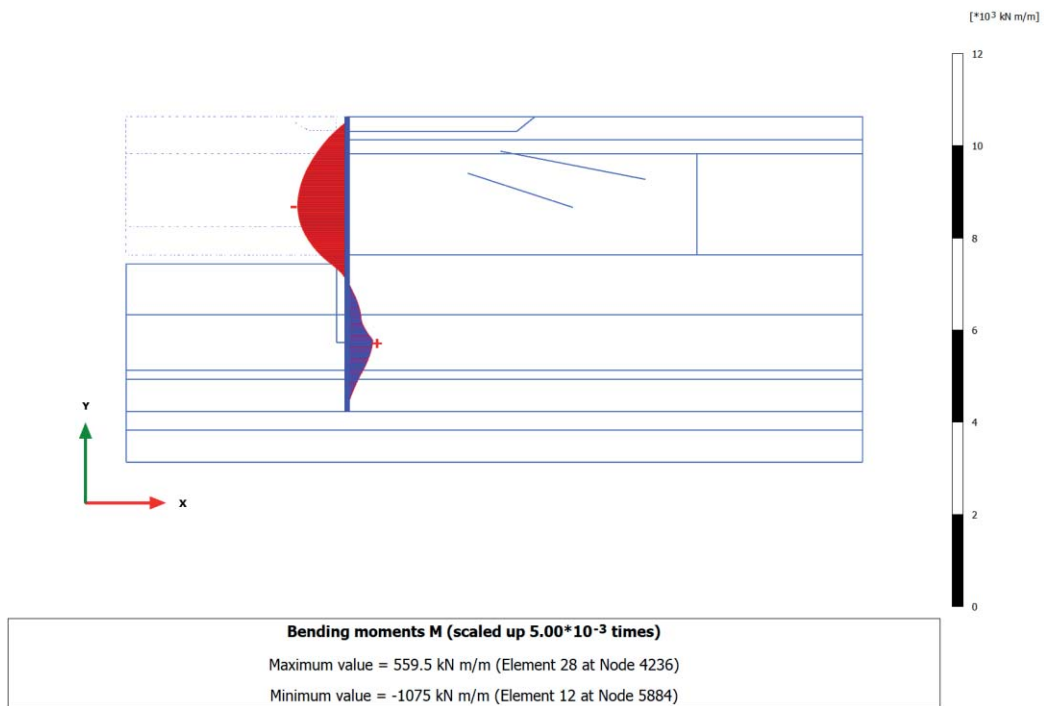
3.3.16 Plate, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Bending moments M



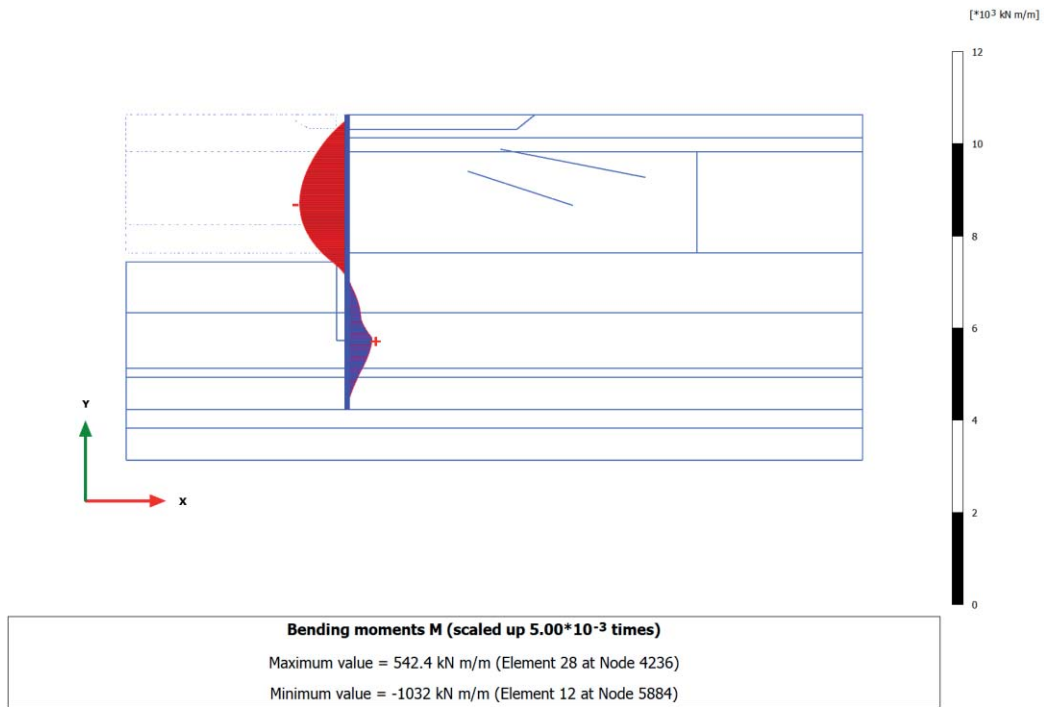
3.3.17 Plate, SLE r2 ($q=28$, $T=40$) [Phase_13] (13/218), Bending moments M



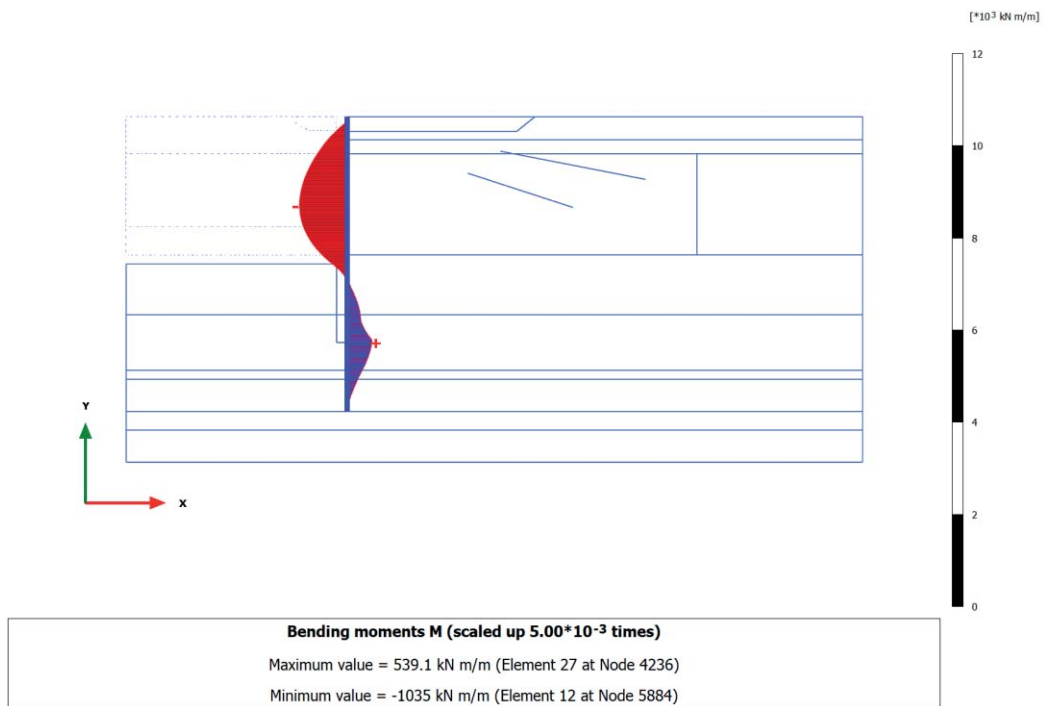
3.3.18 Plate, SLE f3 ($q=28$, $T=0$) [Phase_14] (18/234), Bending moments M



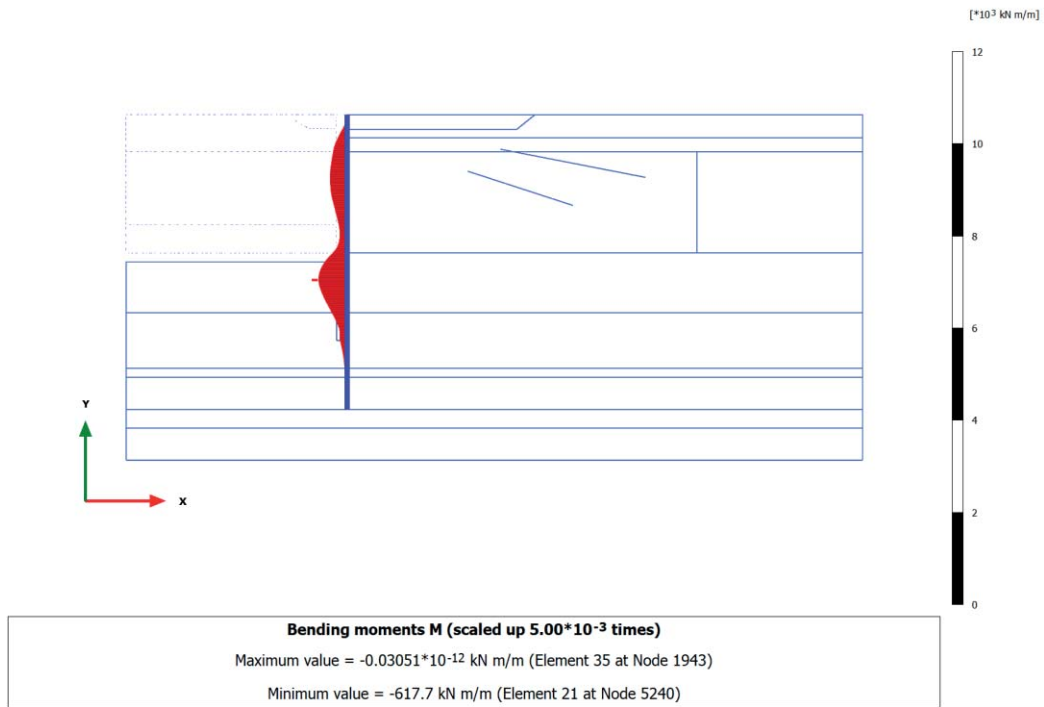
3.3.19 Plate, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Bending moments M



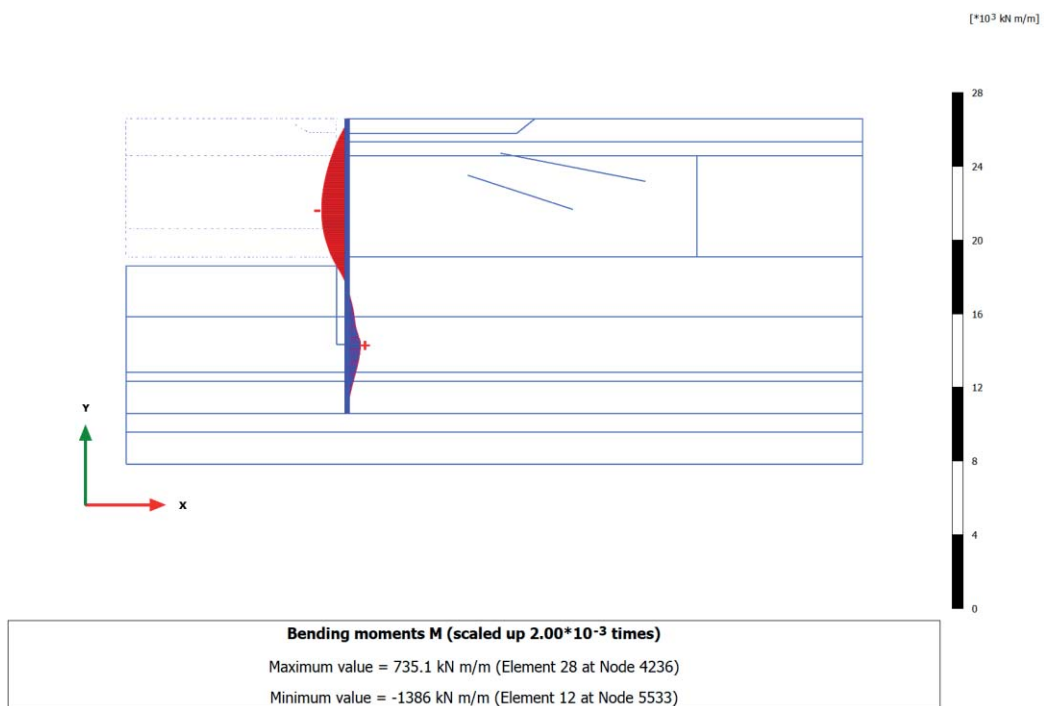
3.3.20 Plate, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Bending moments M



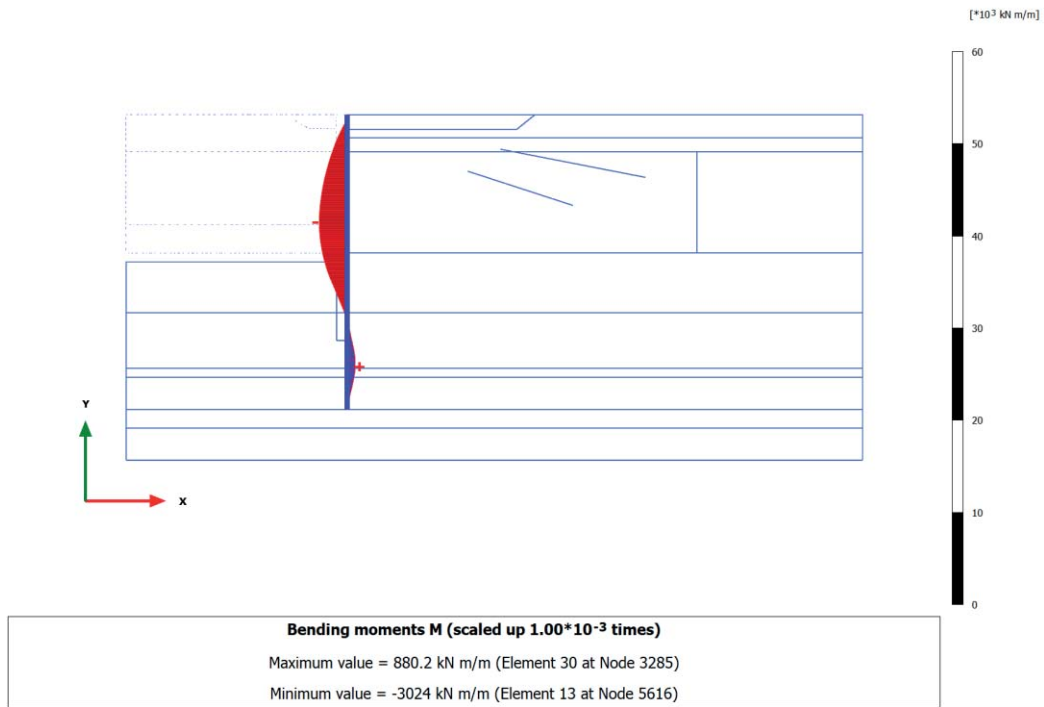
3.3.21 Plate, Ecc1 ($q=24$, $T=0$) [Phase_20] (21/301), Bending moments M



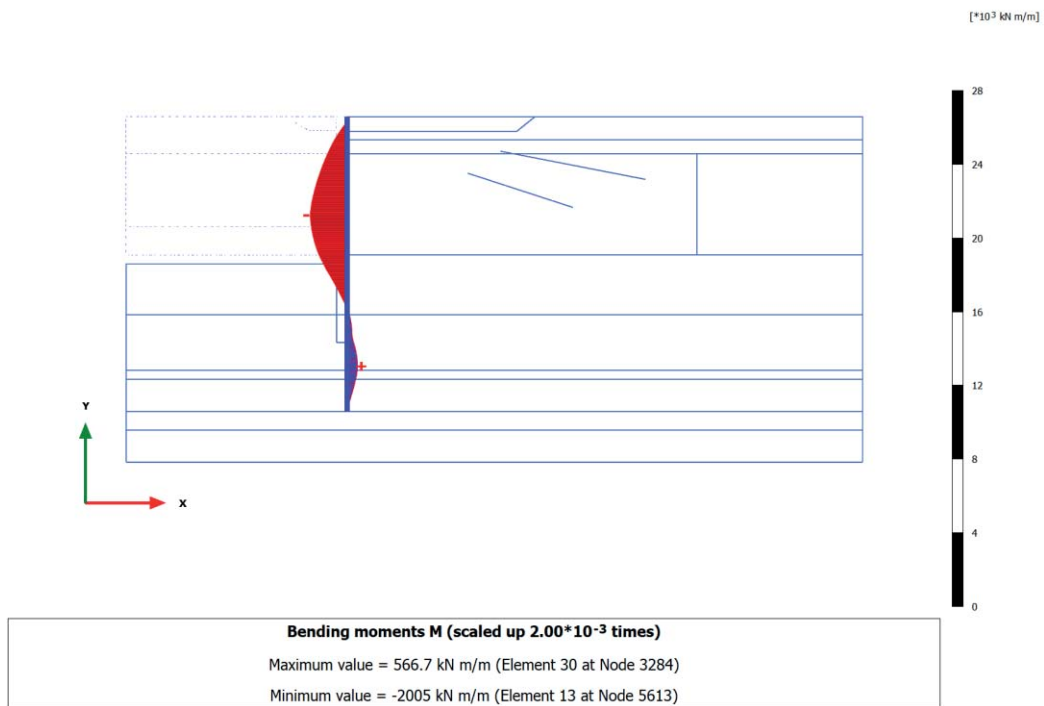
3.3.22 Plate, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Bending moments M



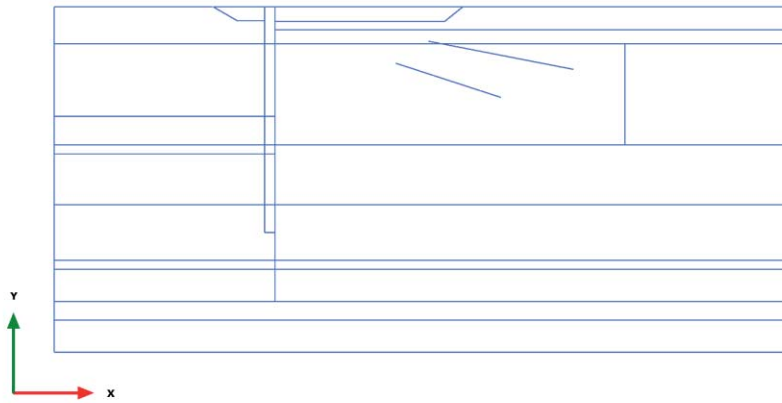
3.3.23 Plate, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Bending moments *M*



3.3.24 Plate, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Bending moments *M*

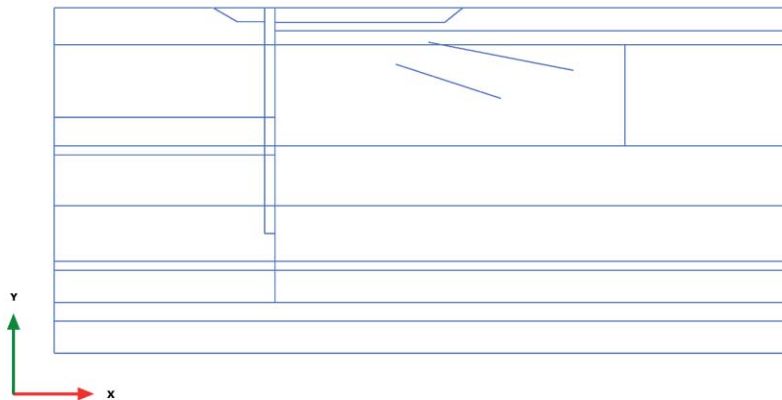


3.4.1 Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves F N



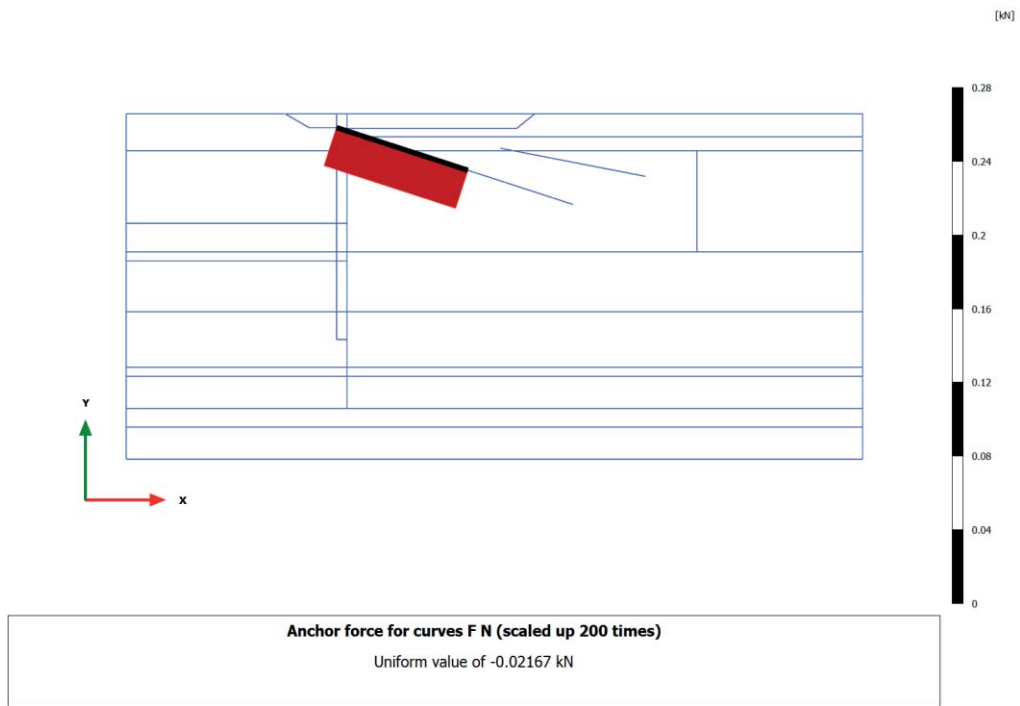
Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

3.4.2 Node-to-node anchor, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Anchor force for curves F N

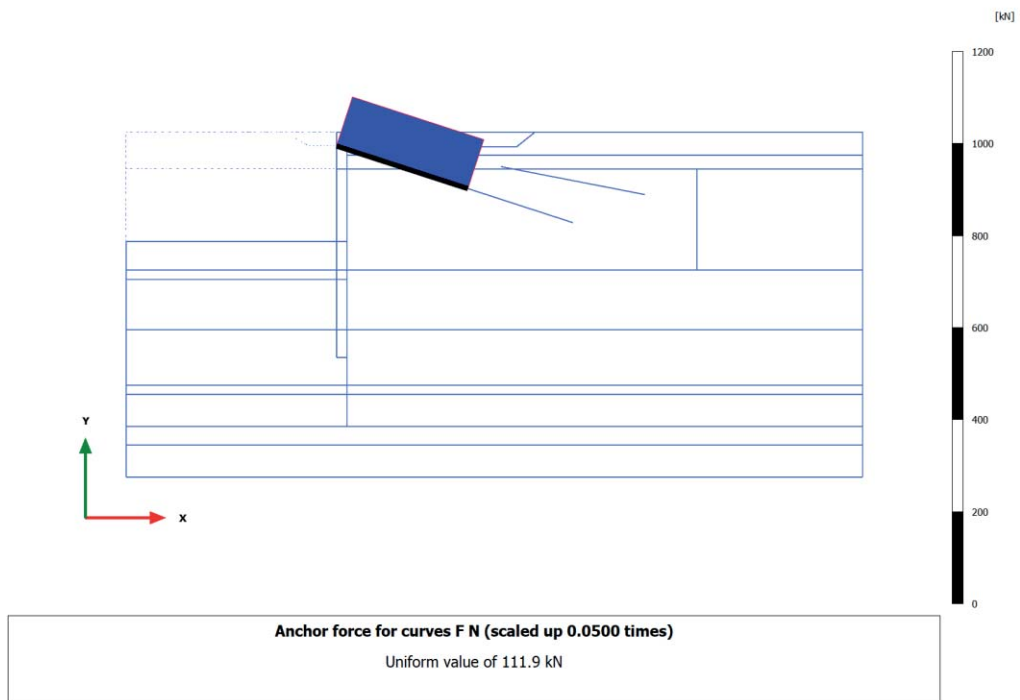


Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

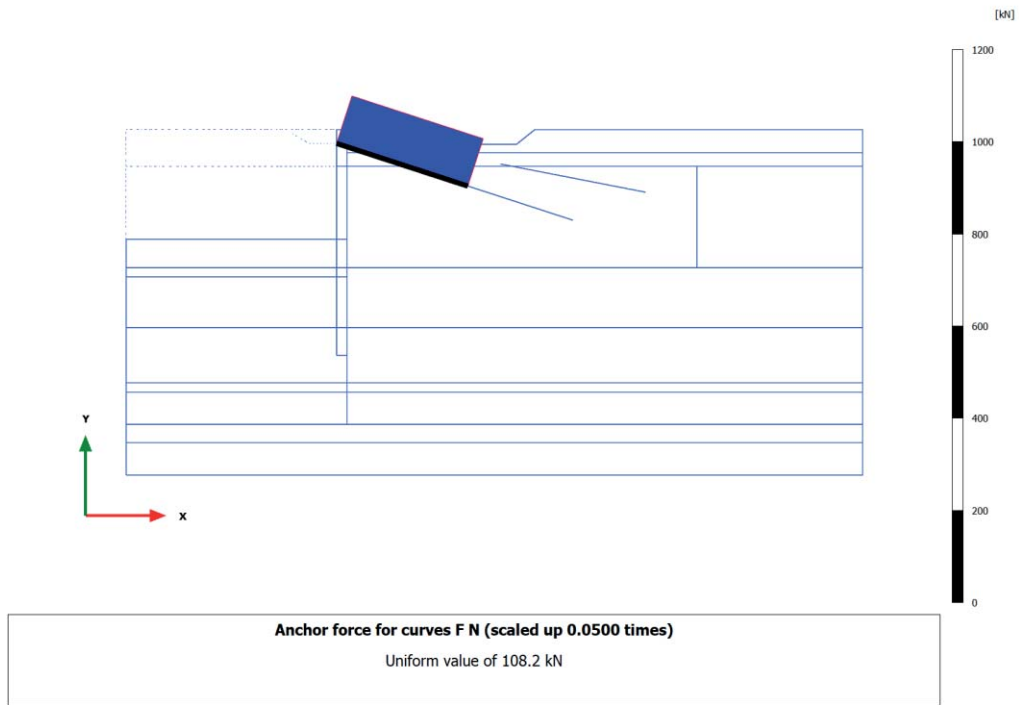
3.4.3 Node-to-node anchor, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Anchor force for curves F N



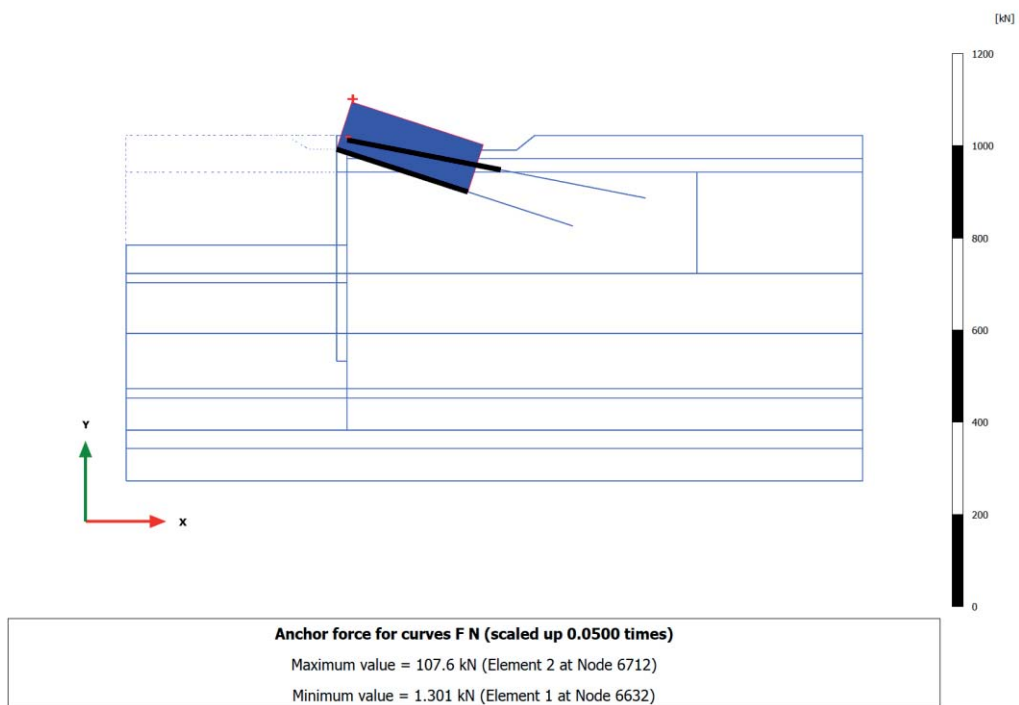
3.4.4 Node-to-node anchor, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Anchor force for curves F N



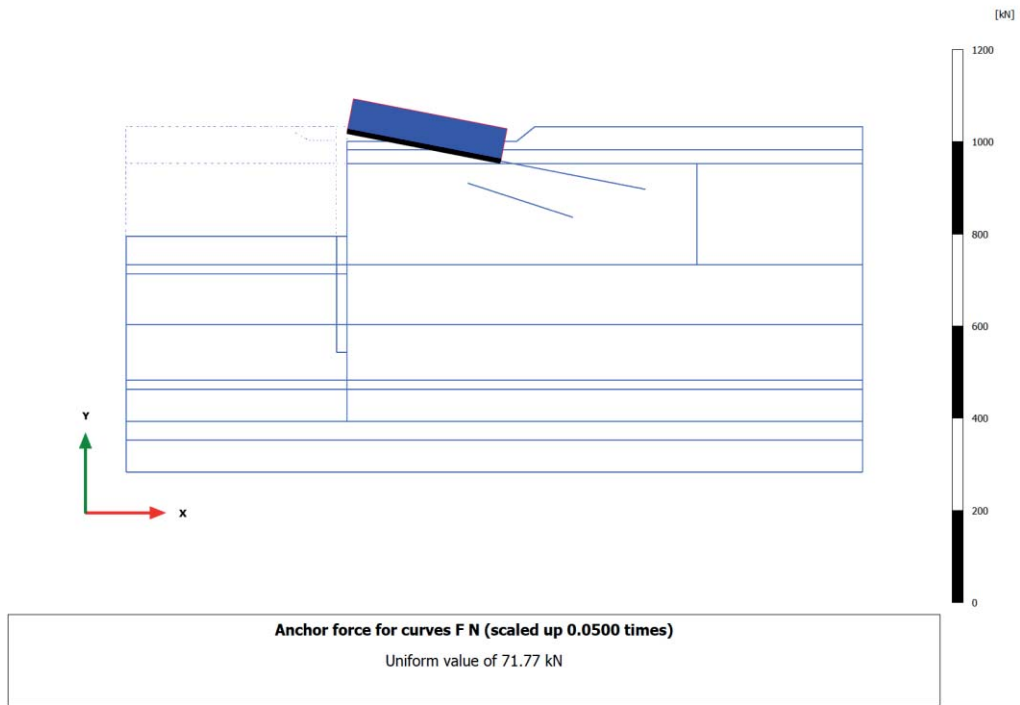
3.4.5 Node-to-node anchor, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Anchor force for curves F N



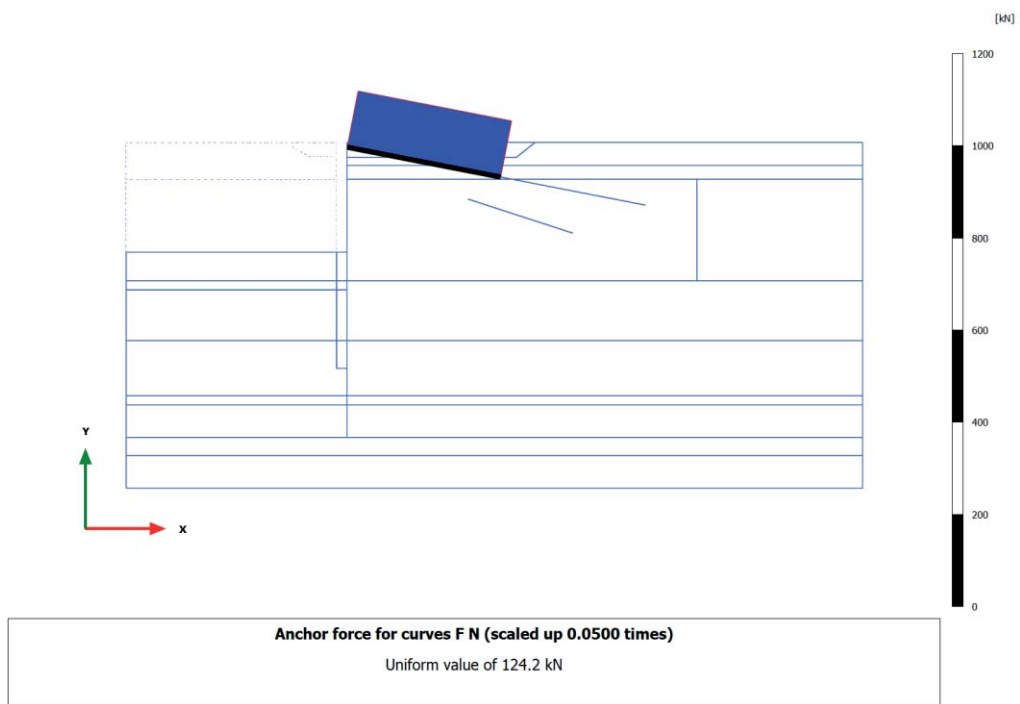
3.4.6 Node-to-node anchor, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Anchor force for curves F N



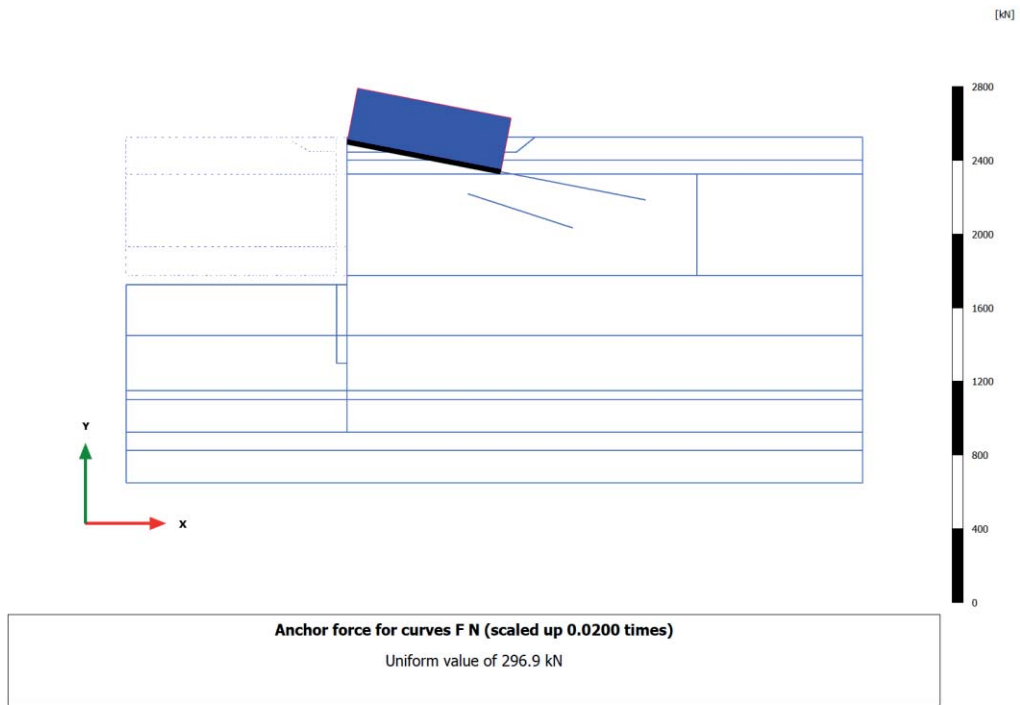
3.4.7 Node-to-node anchor, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Anchor force for curves F N



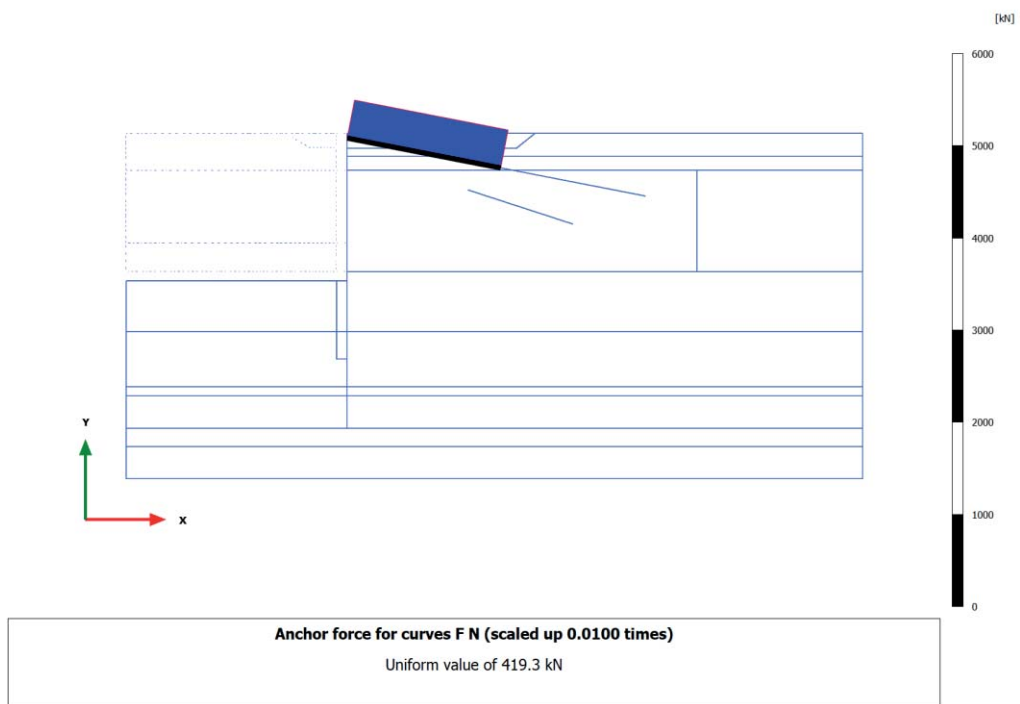
3.4.8 Node-to-node anchor, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Anchor force for curves F N



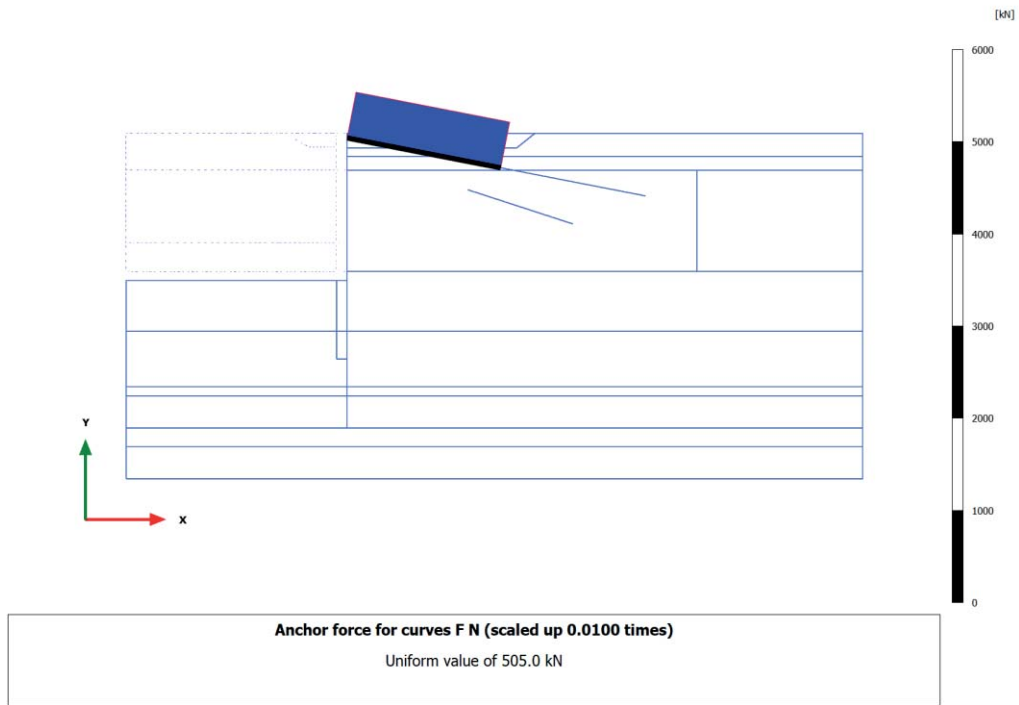
3.4.9 Node-to-node anchor, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Anchor force for curves F N



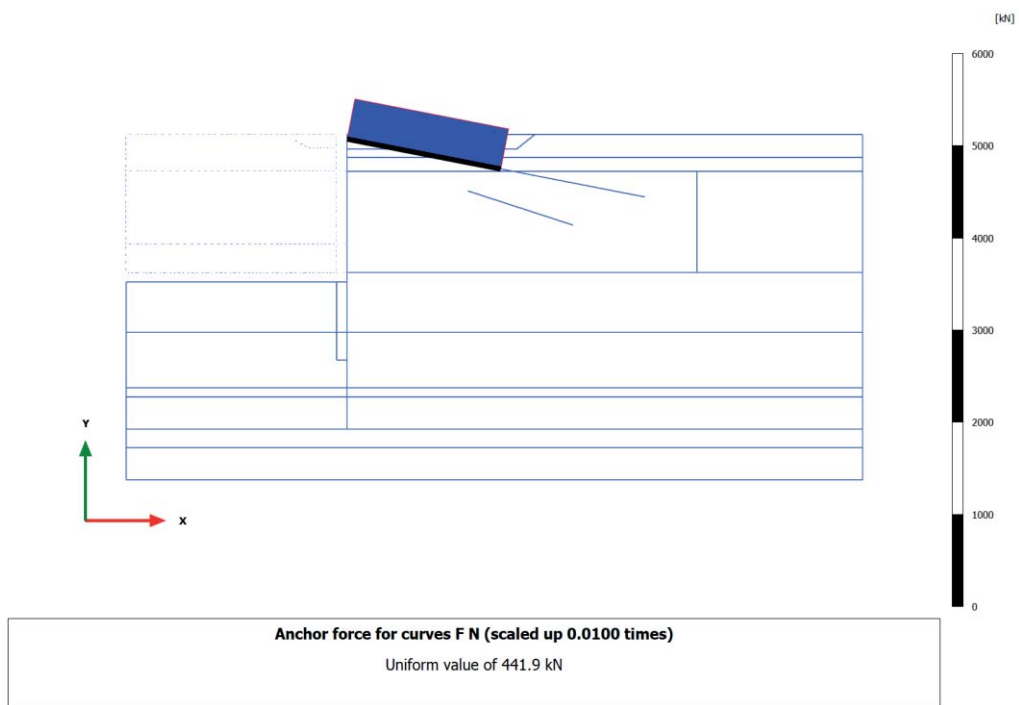
3.4.10 Node-to-node anchor, SLD $q=24kPa$ +west [Phase_16] (16/84), Anchor force for curves F N



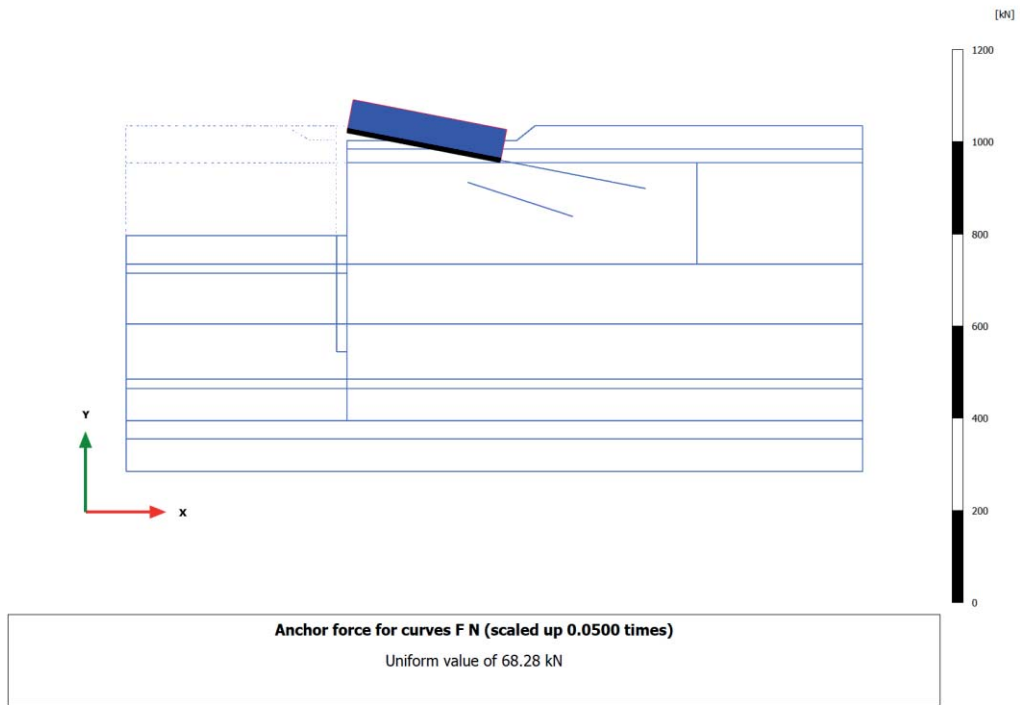
3.4.11 Node-to-node anchor, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Anchor force for curves F N



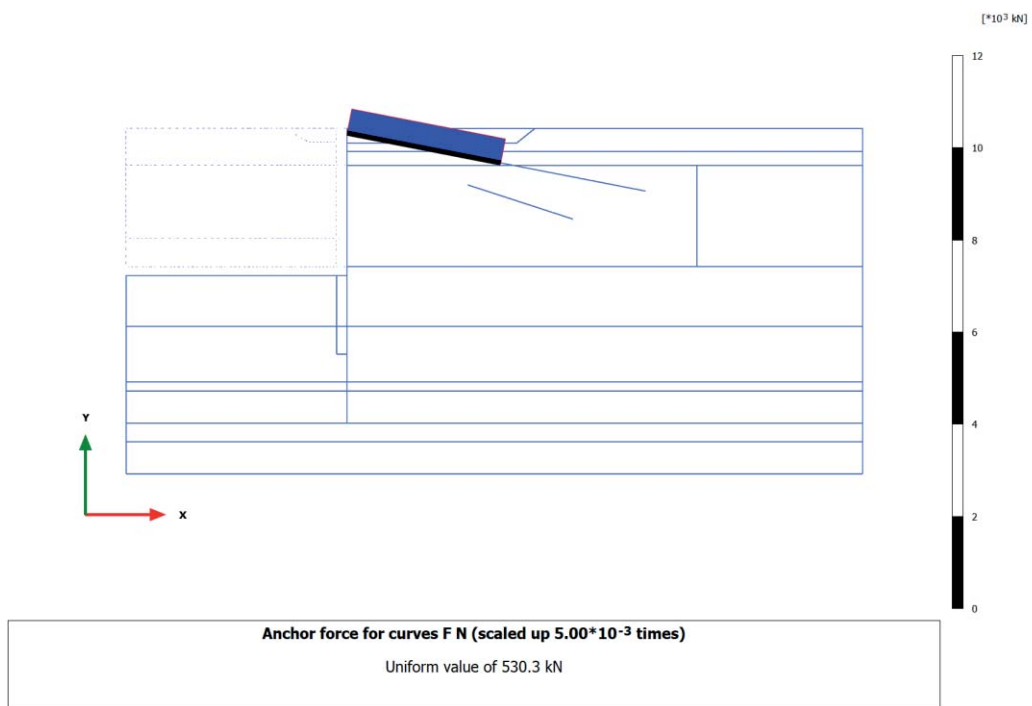
3.4.12 Node-to-node anchor, SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Anchor force for curves F N



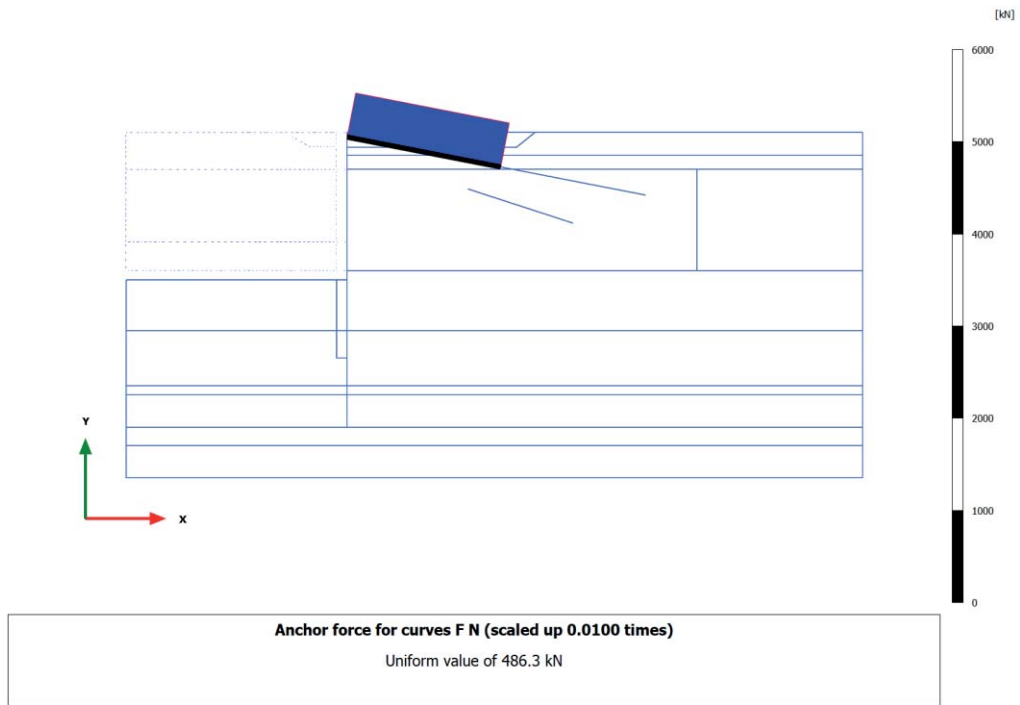
3.4.13 Node-to-node anchor, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Anchor force for curves F N



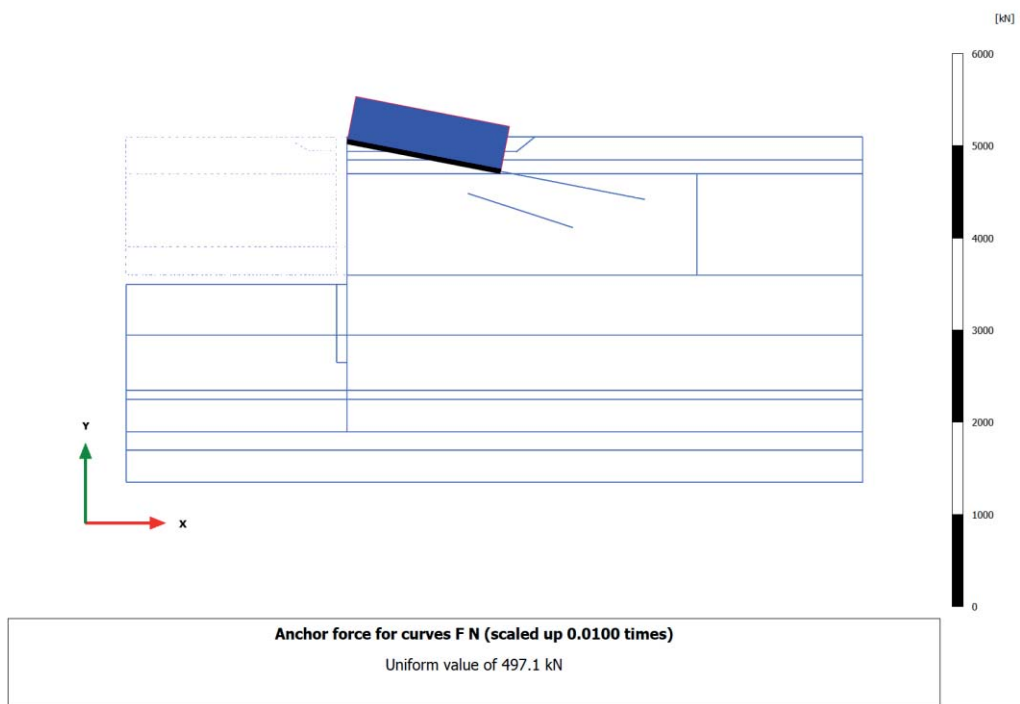
3.4.14 Node-to-node anchor, SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Anchor force for curves F N



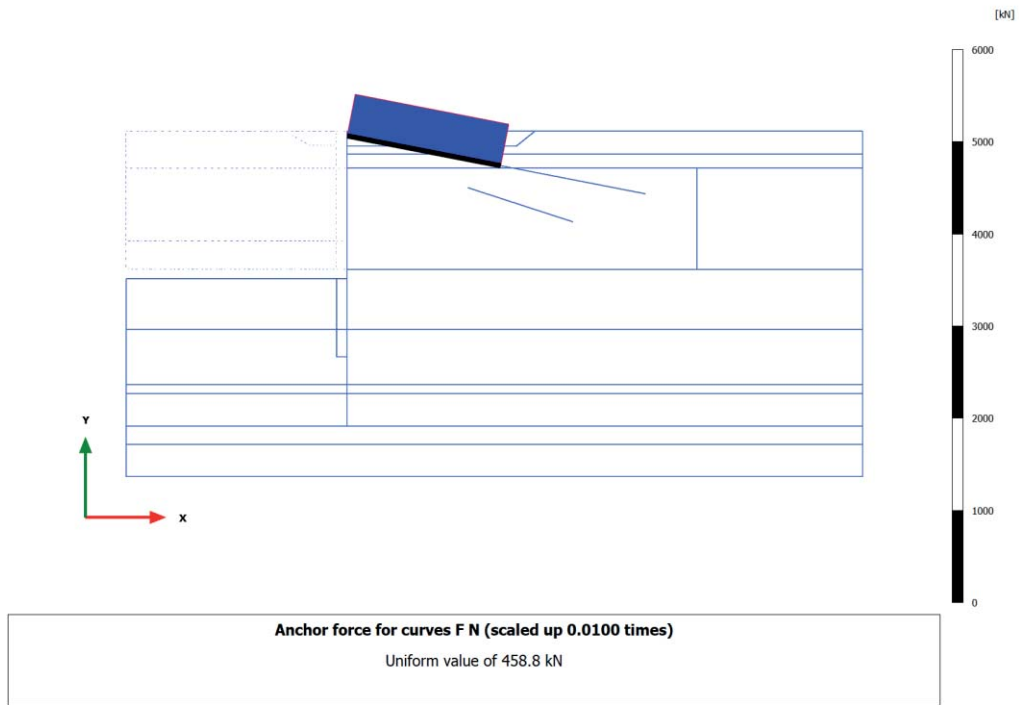
3.4.15 Node-to-node anchor, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Anchor force for curves $F N$



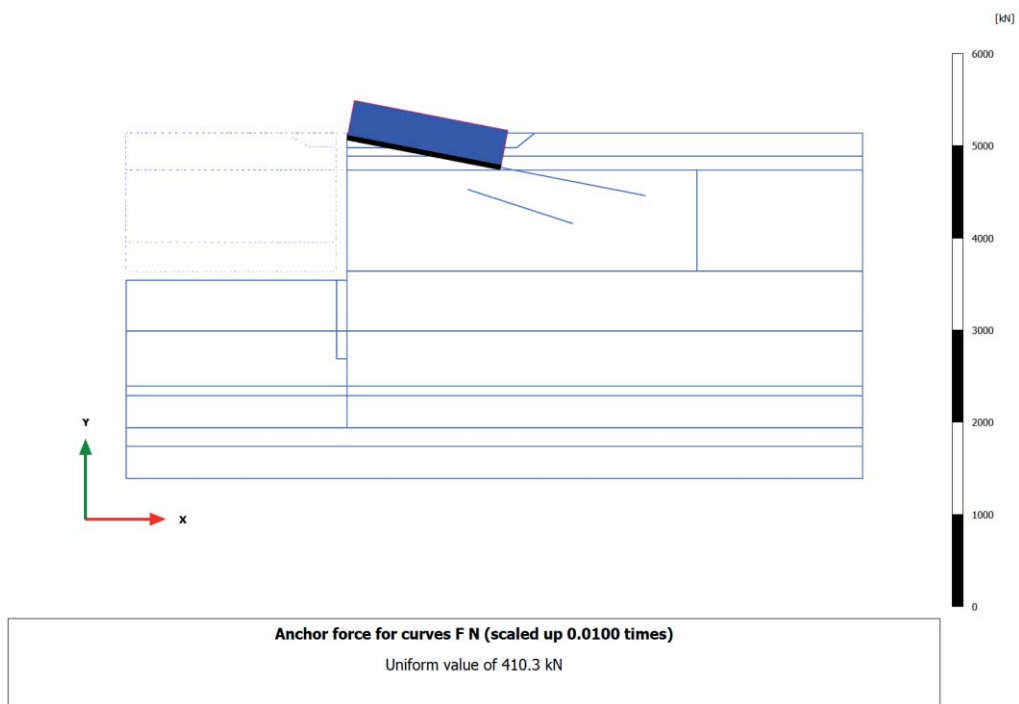
3.4.16 Node-to-node anchor, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Anchor force for curves $F N$



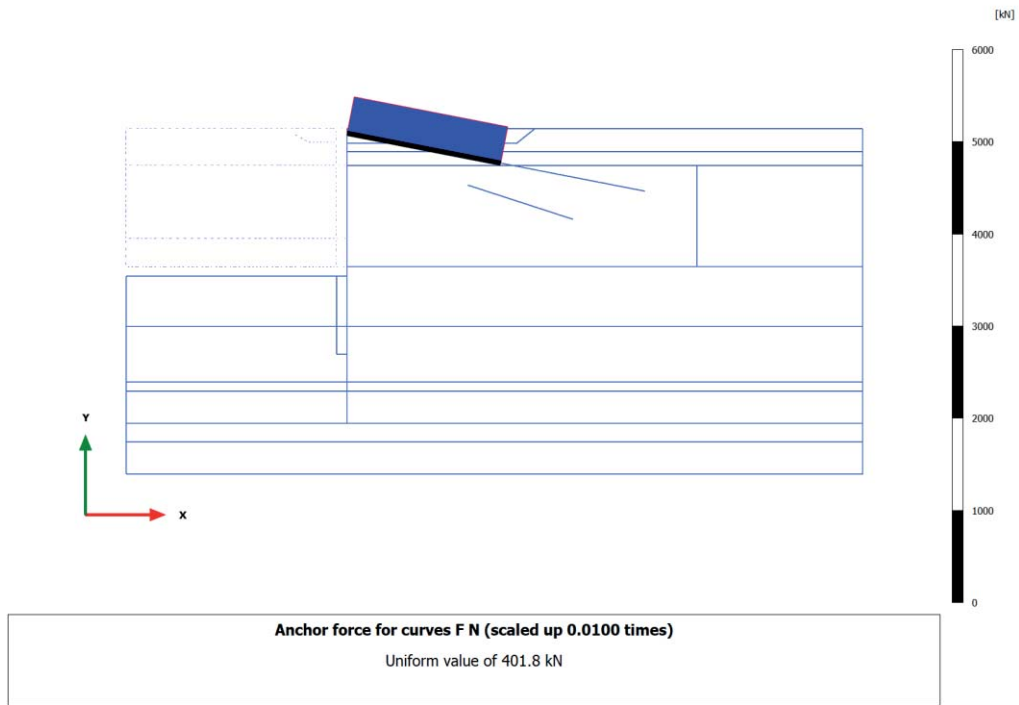
3.4.17 Node-to-node anchor, SLE r2 (q=28, T=40) [Phase_13] (13/218), Anchor force for curves F N



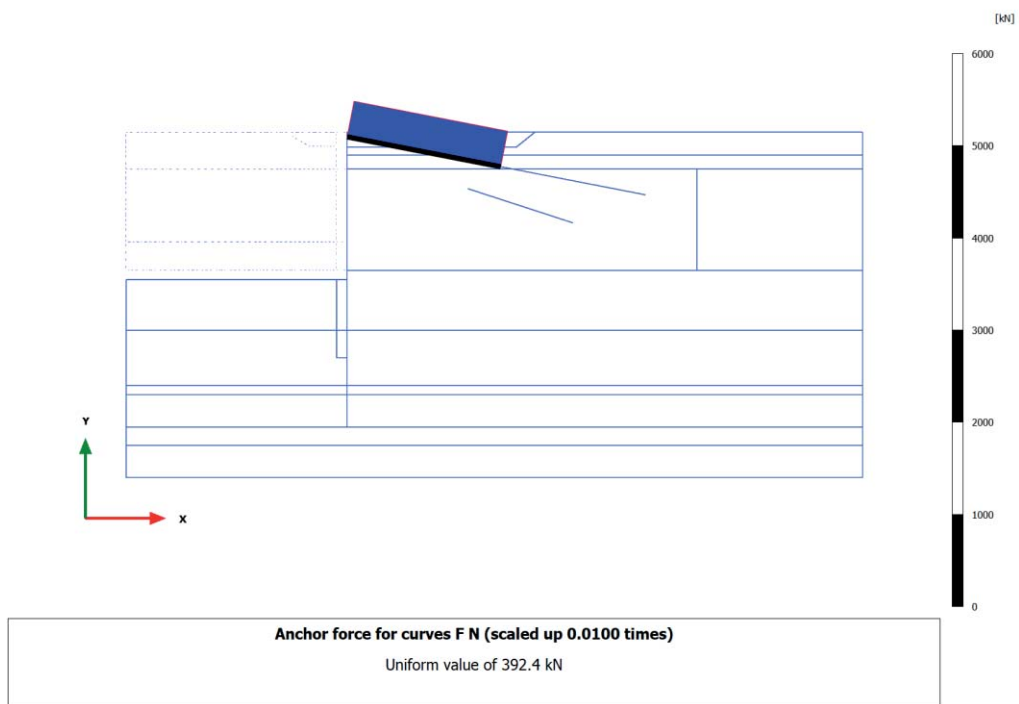
3.4.18 Node-to-node anchor, SLE f3 (q=28, T=0) [Phase_14] (18/234), Anchor force for curves F N



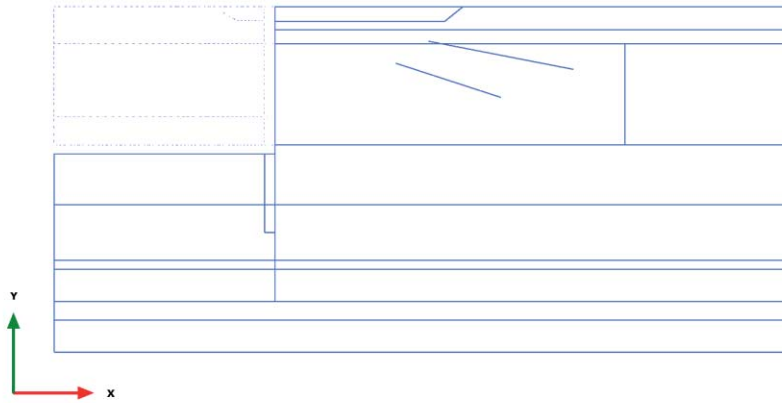
3.4.19 Node-to-node anchor, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Anchor force for curves F N



3.4.20 Node-to-node anchor, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Anchor force for curves F N

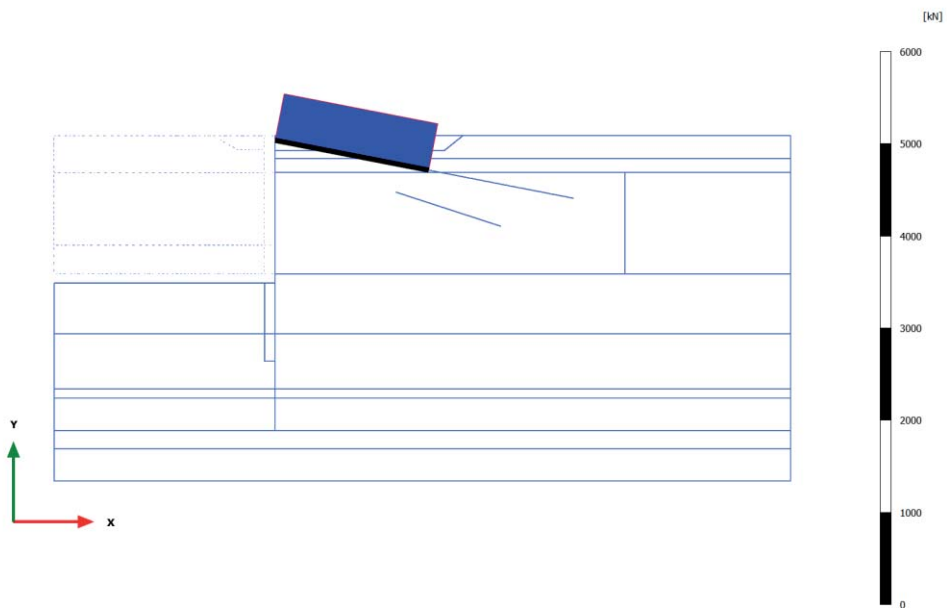


3.4.21 Node-to-node anchor, Ecc1 (q=24, T=0) [Phase_20] (21/301), Anchor force for curves F N



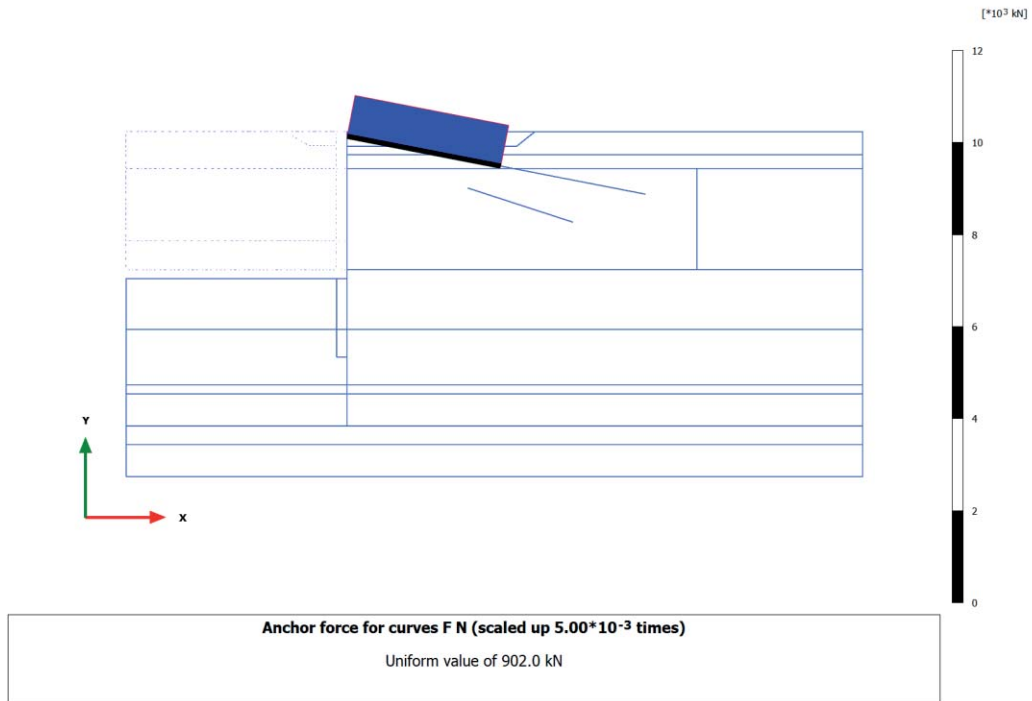
Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)
No results

3.4.22 Node-to-node anchor, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Anchor force for curves F N

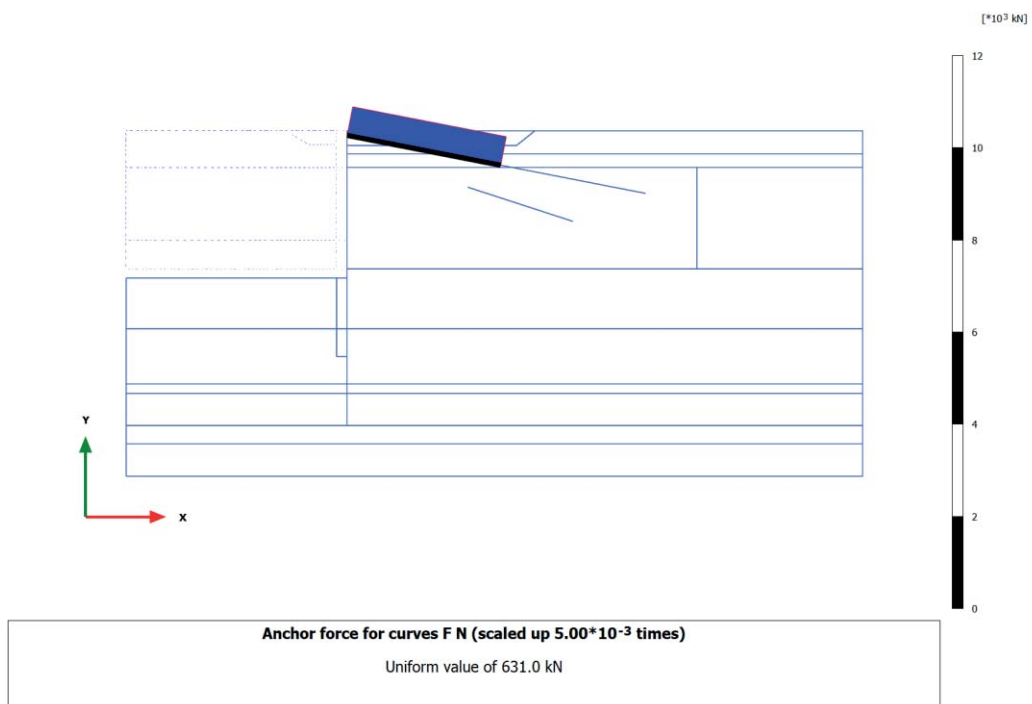


Anchor force for curves F N (scaled up 0.0100 times)
Uniform value of 512.7 kN

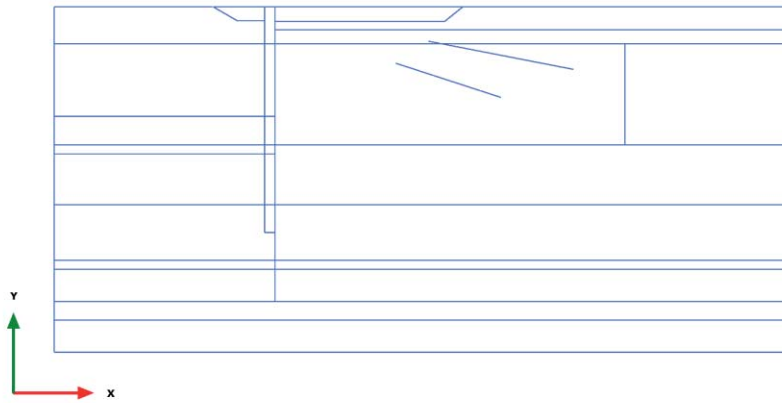
3.4.23 Node-to-node anchor, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Anchor force for curves F N for curves F N



3.4.24 Node-to-node anchor, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Anchor force for curves F N for curves F N

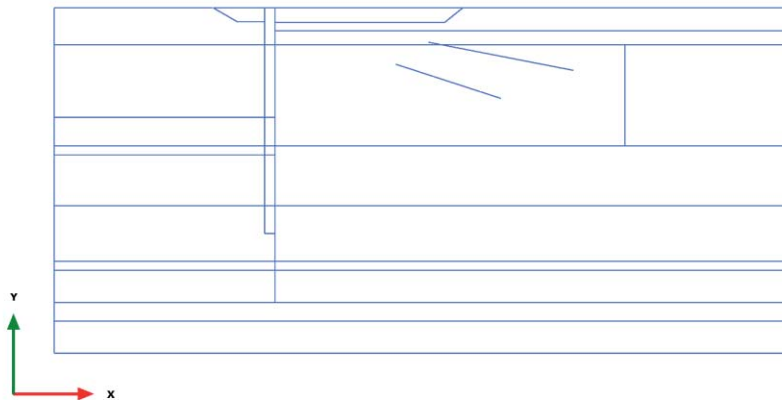


3.5.1 Geogrid, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



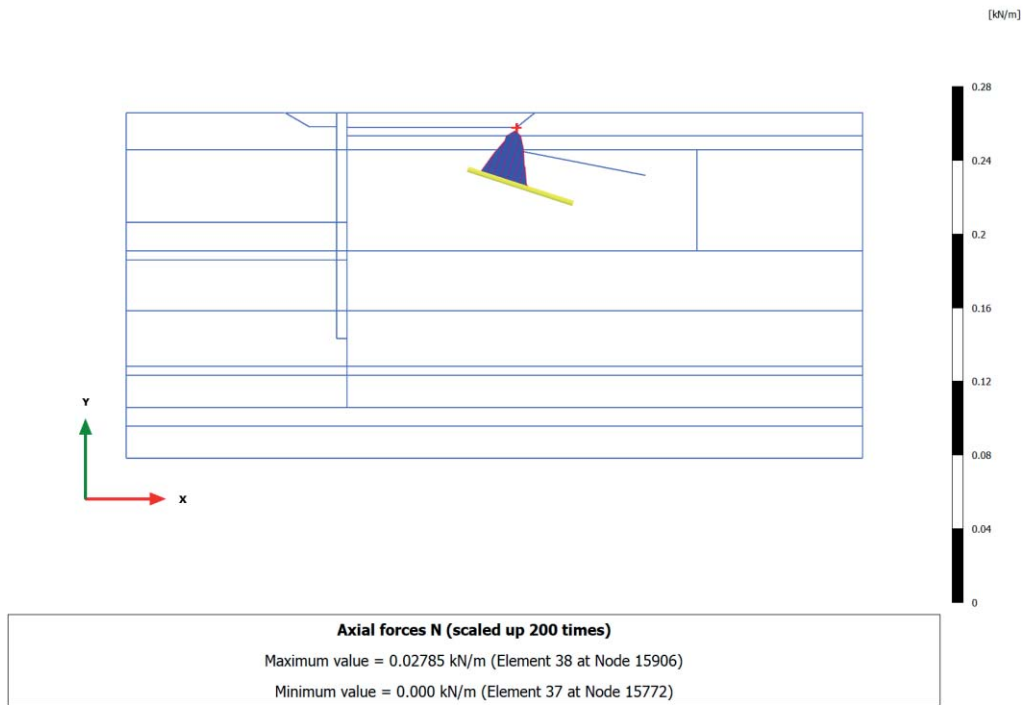
Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

3.5.2 Geogrid, Paratia esistente [Phase_1] (1/5), Axial forces N

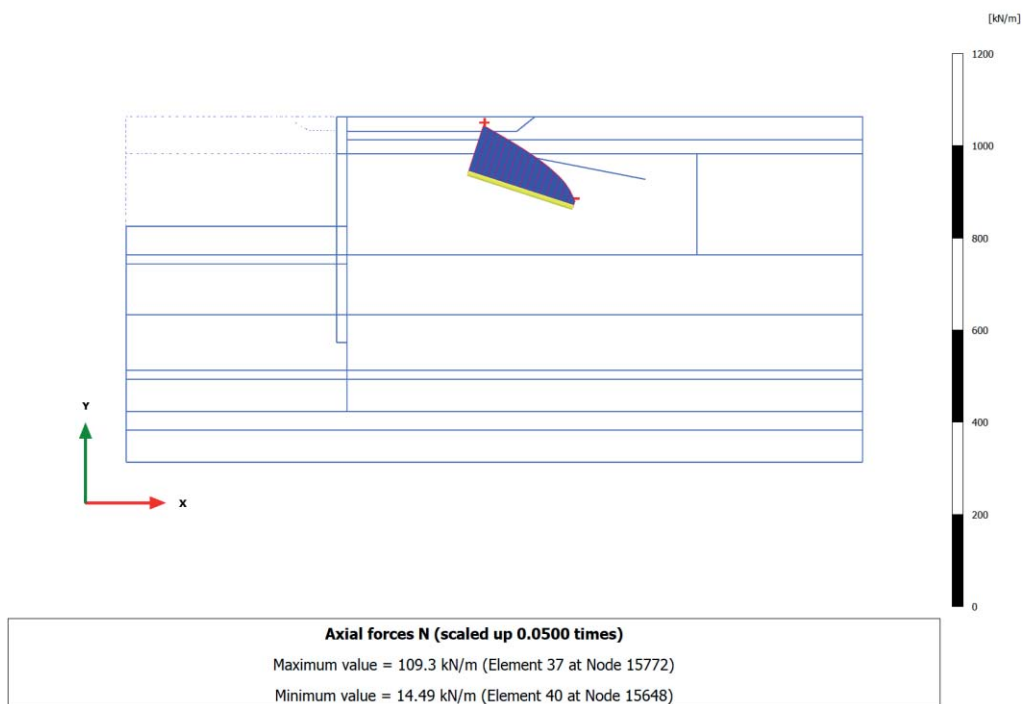


Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

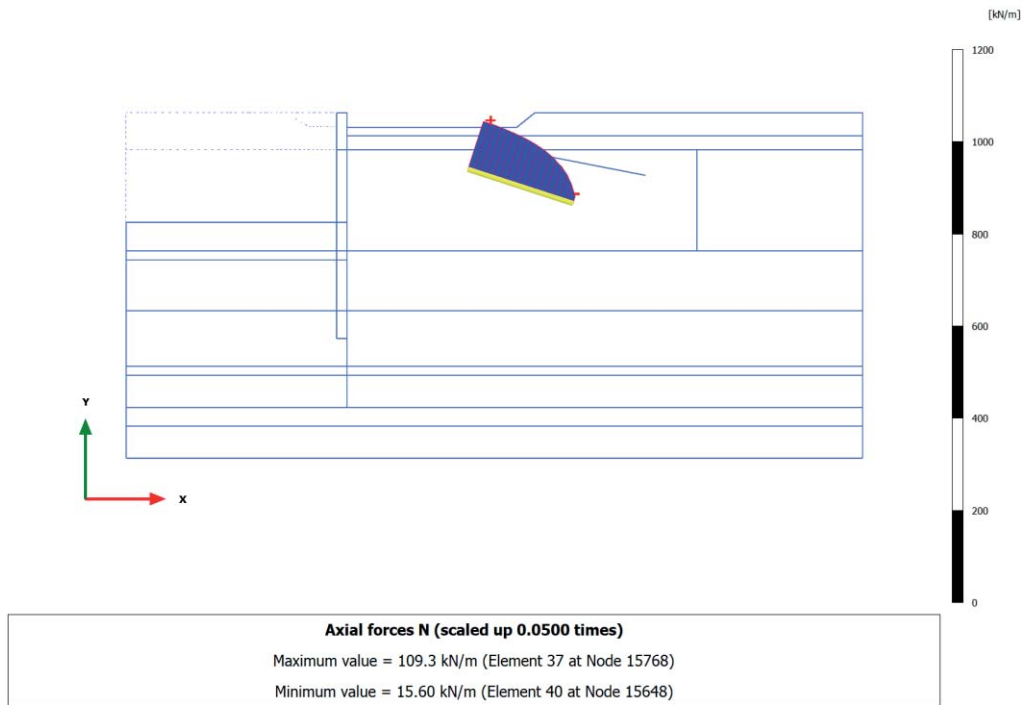
3.5.3 Geogrid, Escavo +1m + tirante [Phase_2] (2/11), Axial forces N



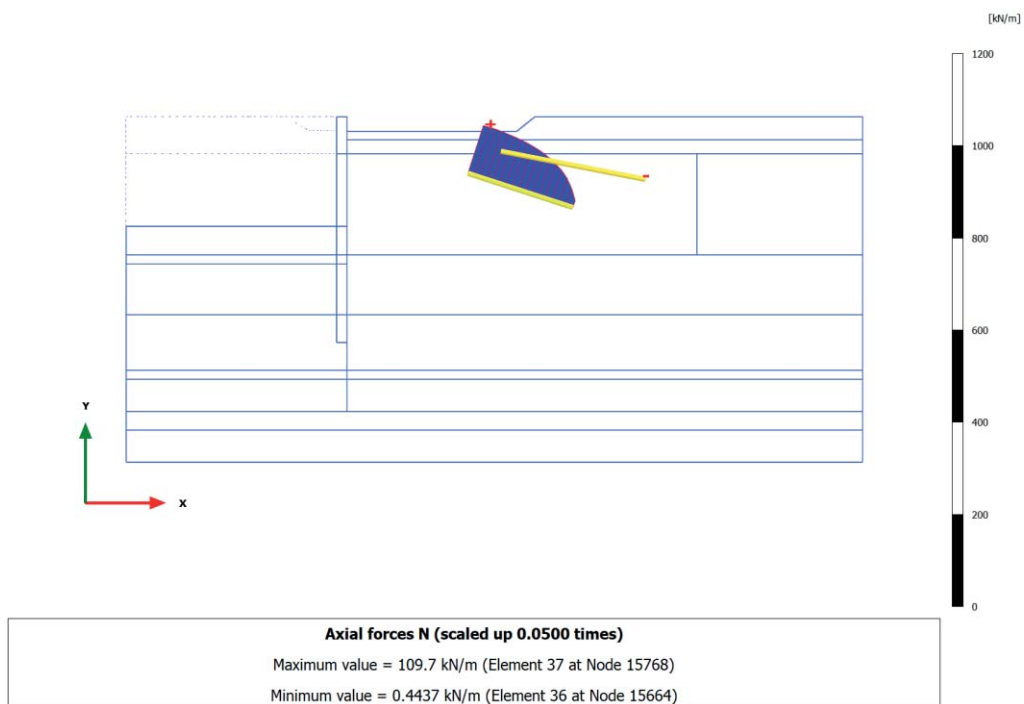
3.5.4 Geogrid, Escavo -9.4 m [Phase_3] (3/22), Axial forces N



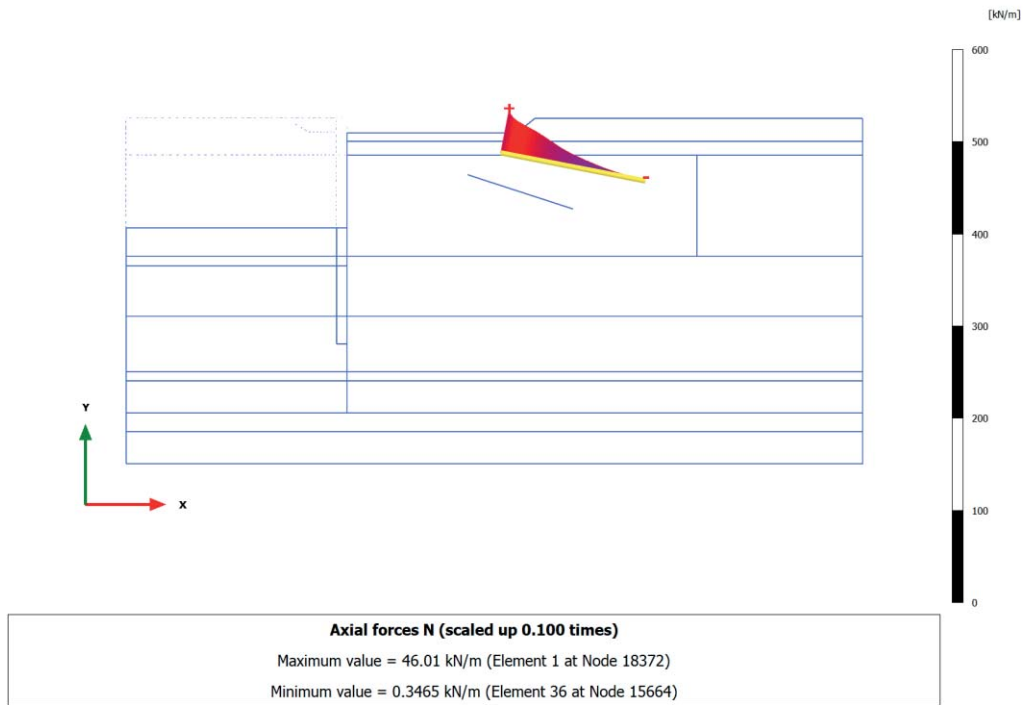
3.5.5 Geogrid, Ribasso monte +1m [Phase_4] (4/25), Axial forces N



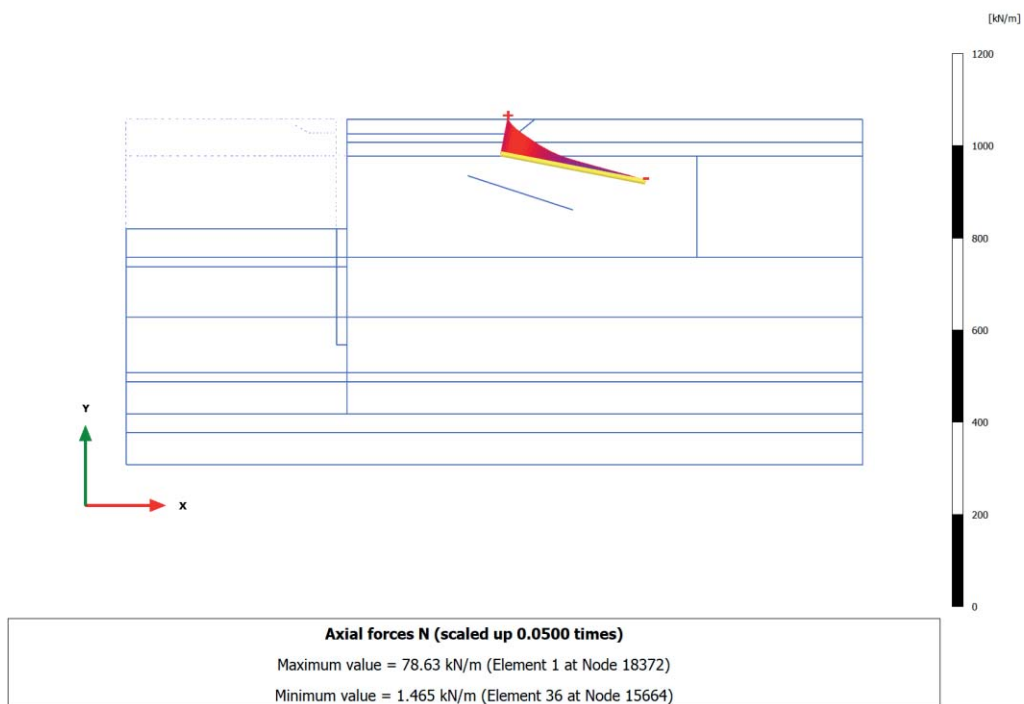
3.5.6 Geogrid, Nuova struttura + colonne ghiaia [Phase_5] (5/27), Axial forces N



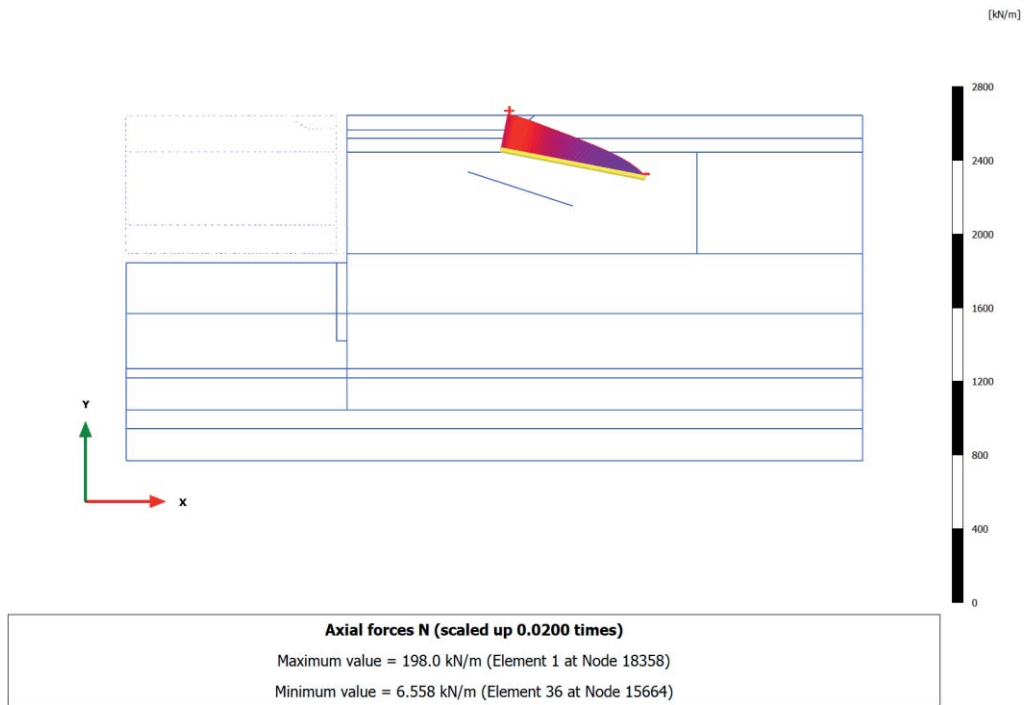
3.5.7 Geogrid, Disattivo vecchio tirante [Phase_7] (7/29), Axial forces N



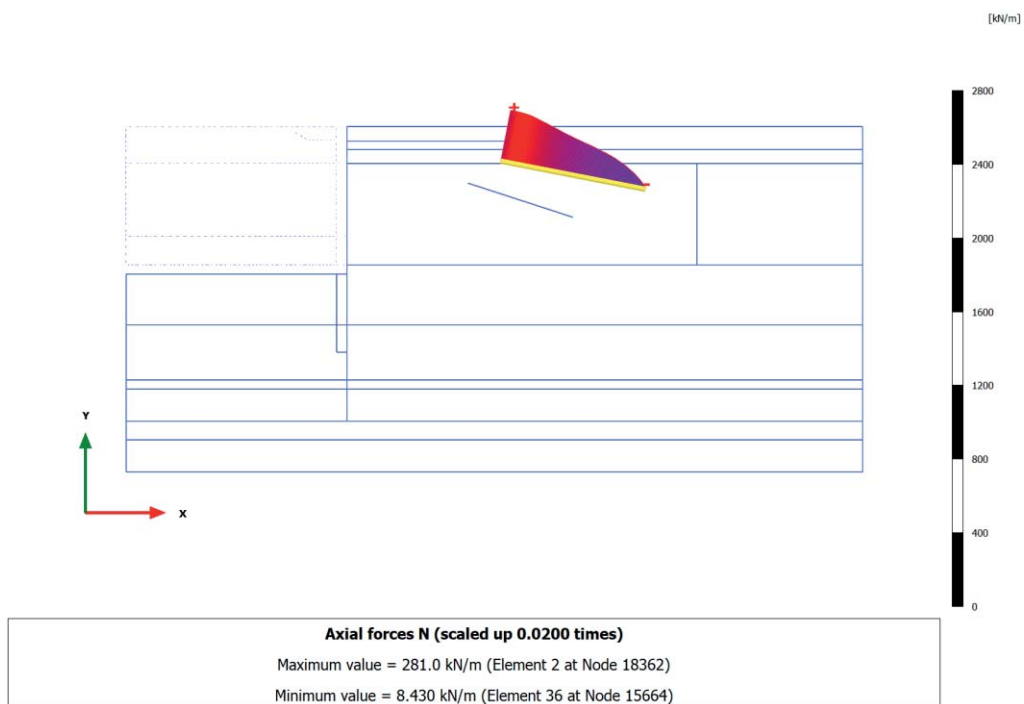
3.5.8 Geogrid, Rinterro +2.50m [Phase_8] (8/43), Axial forces N



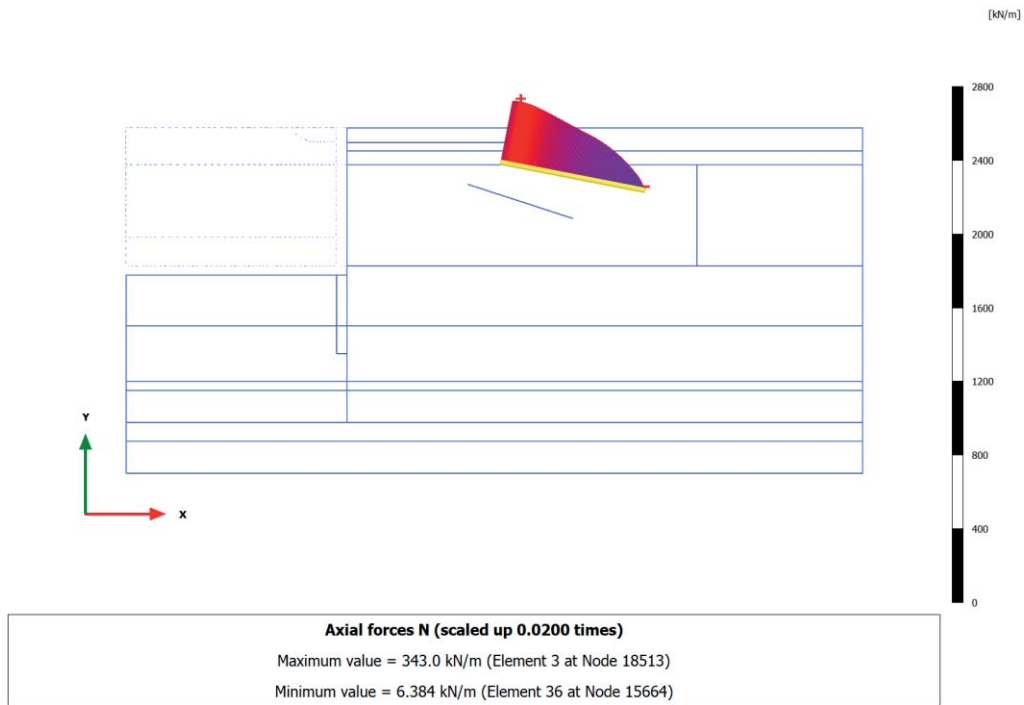
3.5.9 Geogrid, Escavo -13.50m [Phase_9] (9/66), Axial forces N



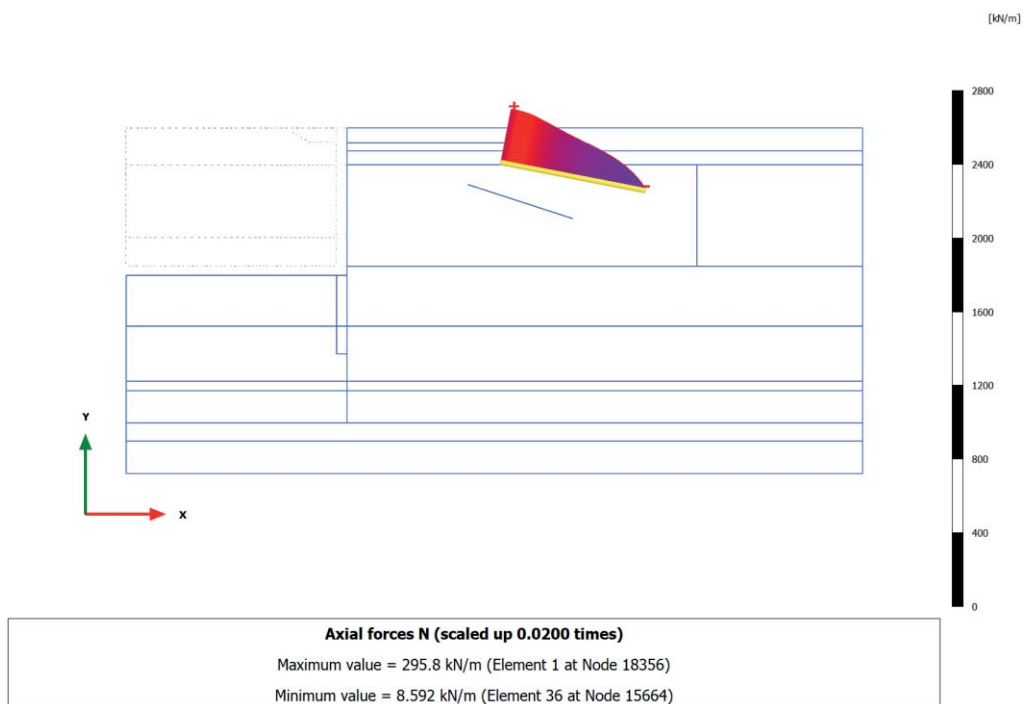
3.5.10 Geogrid, SLD $q=24kPa+west$ [Phase_16] (16/84), Axial forces N



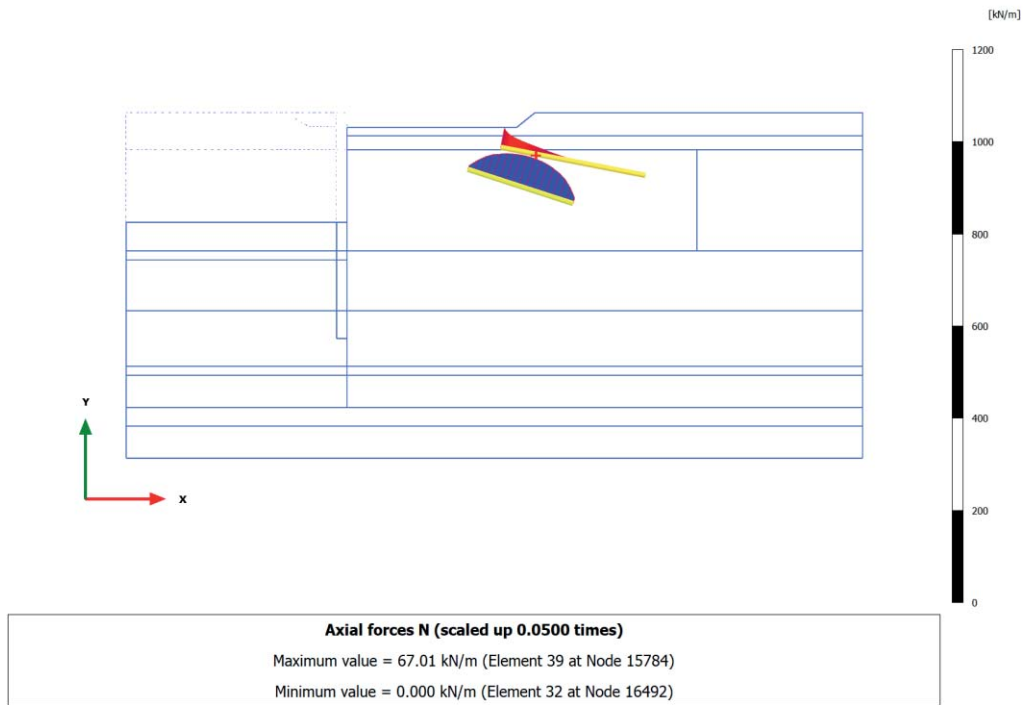
3.5.11 Geogrid, SLD (sisma) [Phase_17] (17/96), Axial forces N



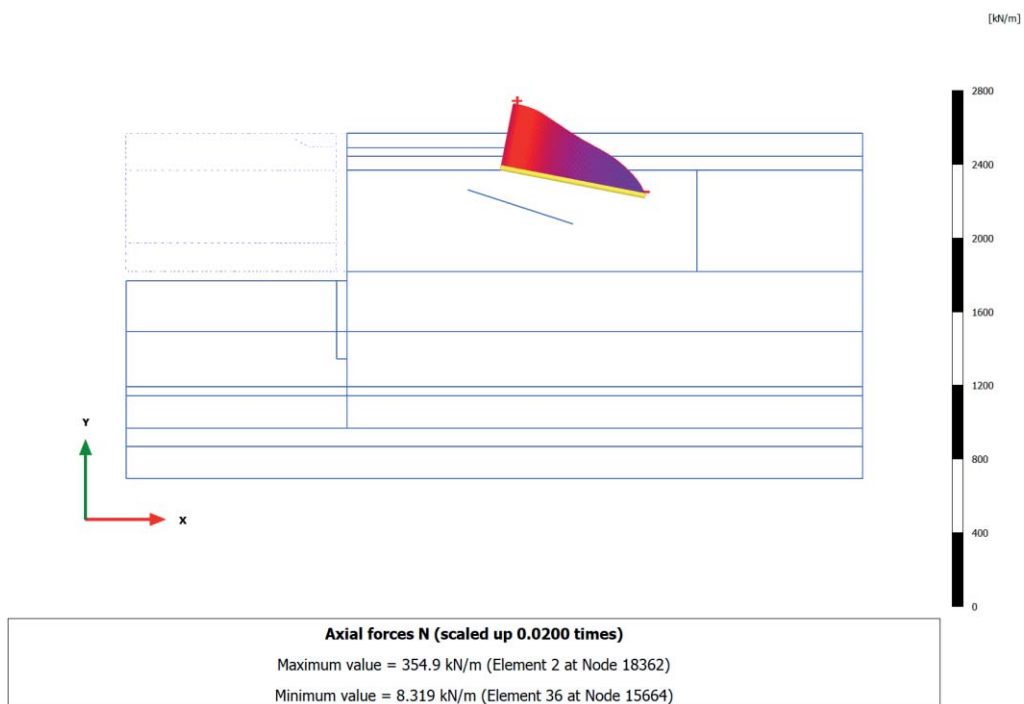
3.5.12 Geogrid, SLV $q=24kPa+west(kh=0.06)$ [Phase_15] (15/116), Axial forces N



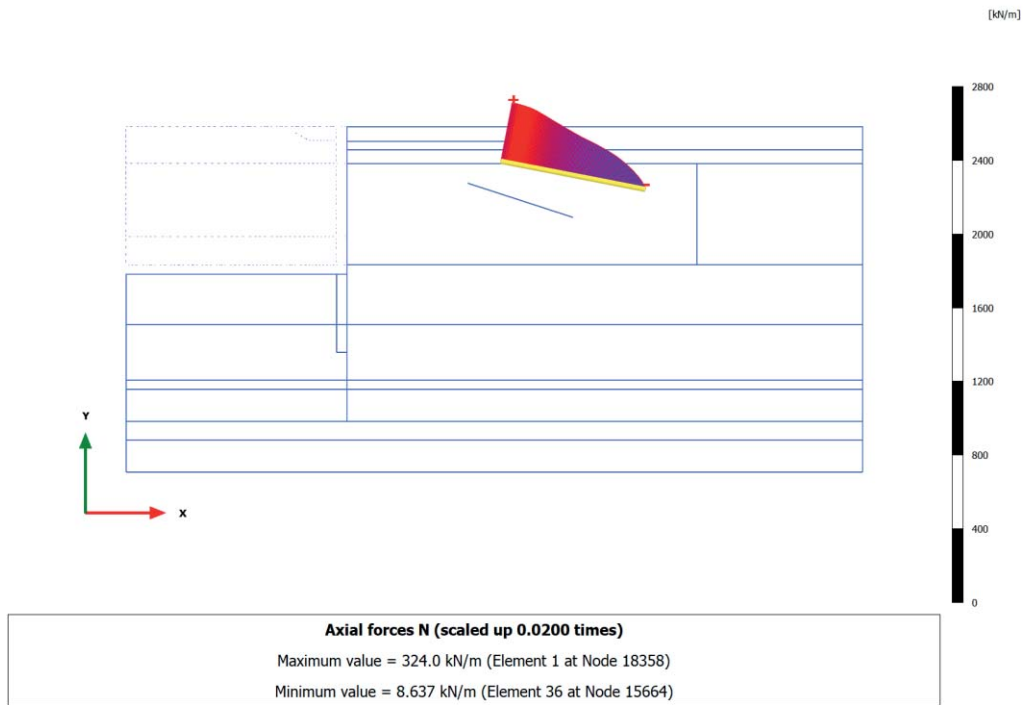
3.5.13 Geogrid, Disattivo paratia [Phase_6] (6/128), Axial forces N



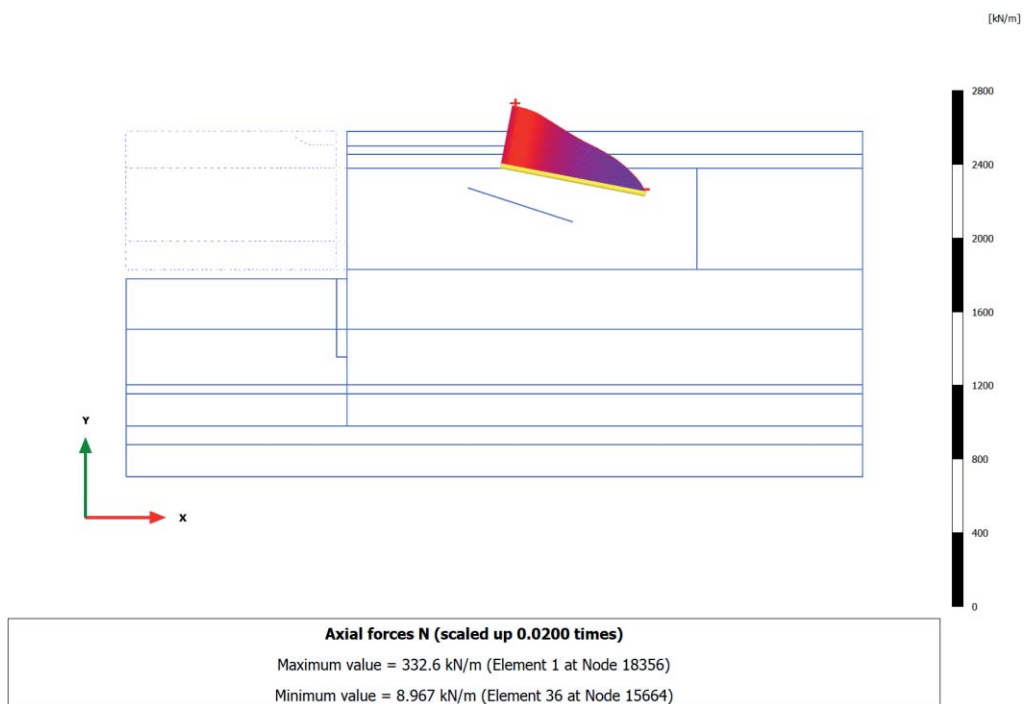
3.5.14 Geogrid, SLU 1 (q=46, T=28) [Phase_10] (10/155), Axial forces N



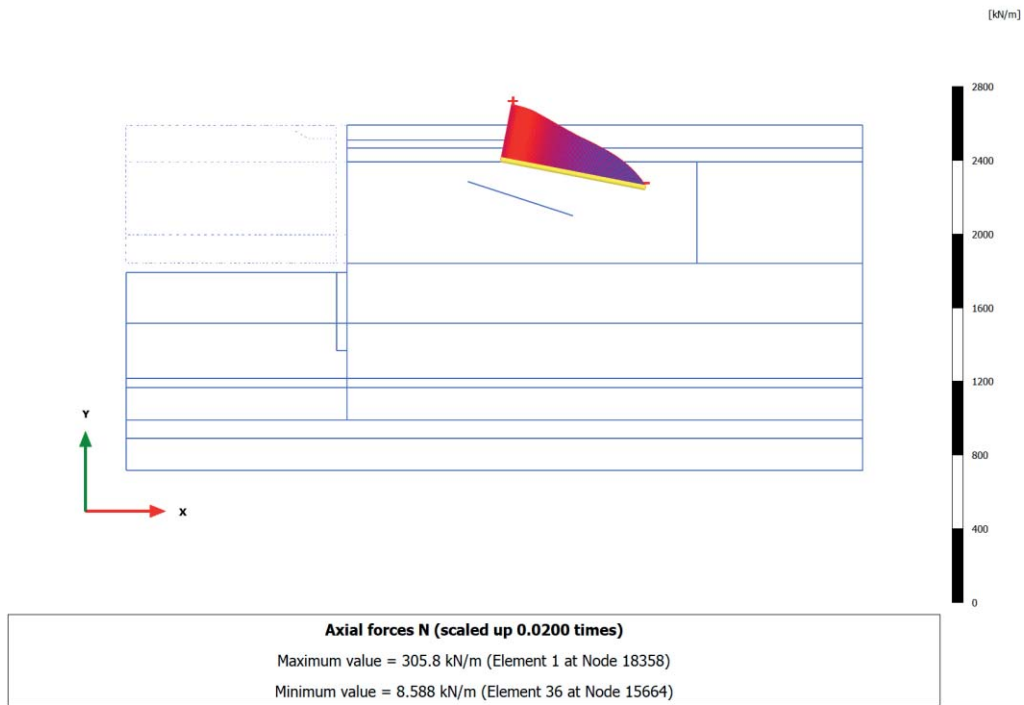
3.5.15 Geogrid, SLU 2 ($q=32, T=46$) [Phase_11] (11/176), Axial forces N



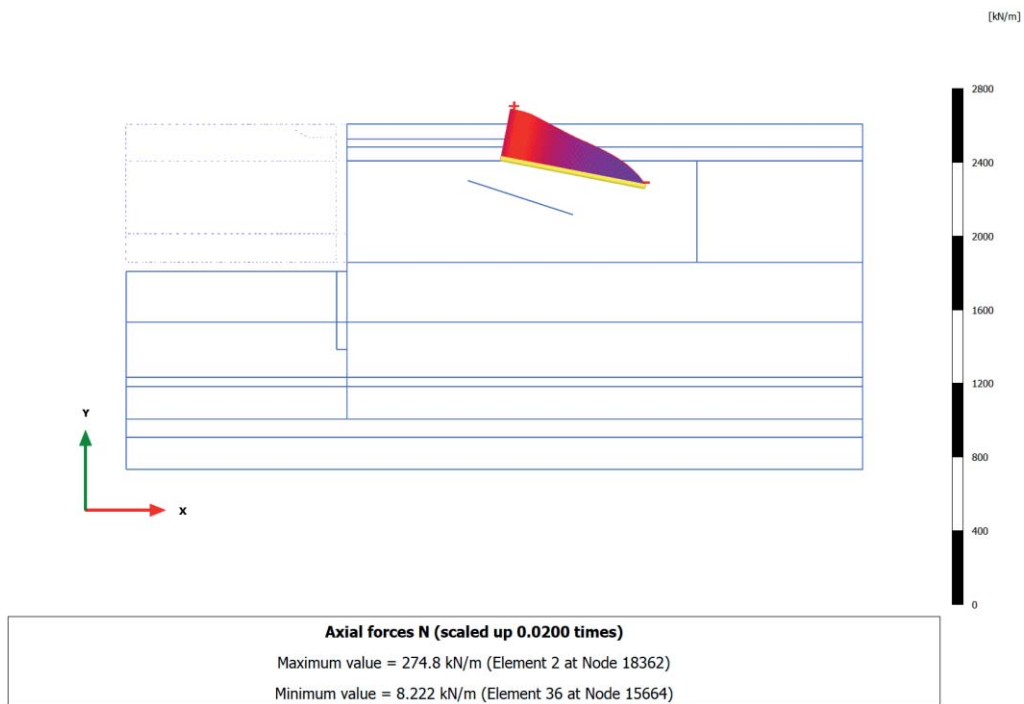
3.5.16 Geogrid, SLE r1 ($q=40, T=24$) [Phase_12] (12/200), Axial forces N



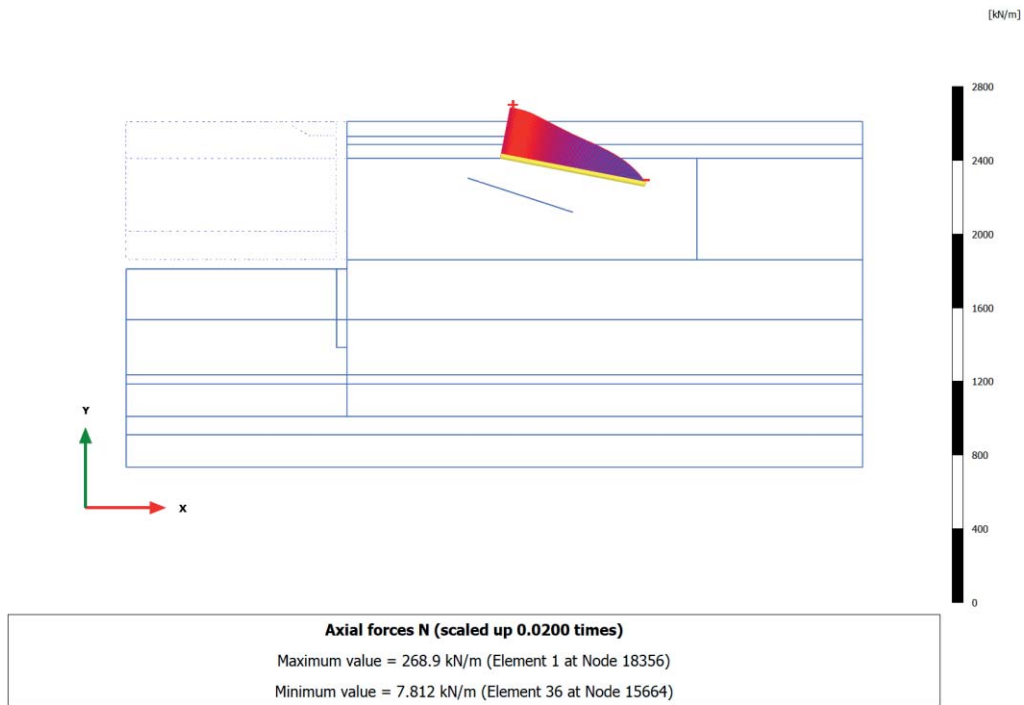
3.5.17, Geogrid, SLE r2 ($q=28$, $T=40$) [Phase_13] (13/218), Axial forces N



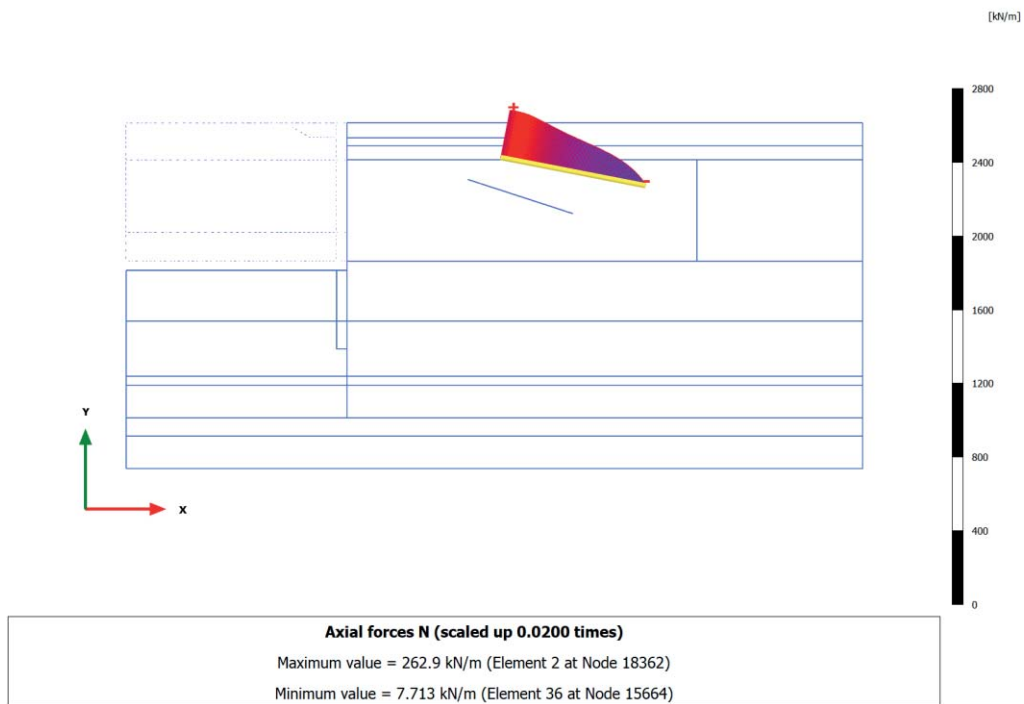
3.5.18 Geogrid, SLE f3 ($q=28$, $T=0$) [Phase_14] (18/234), Axial forces N



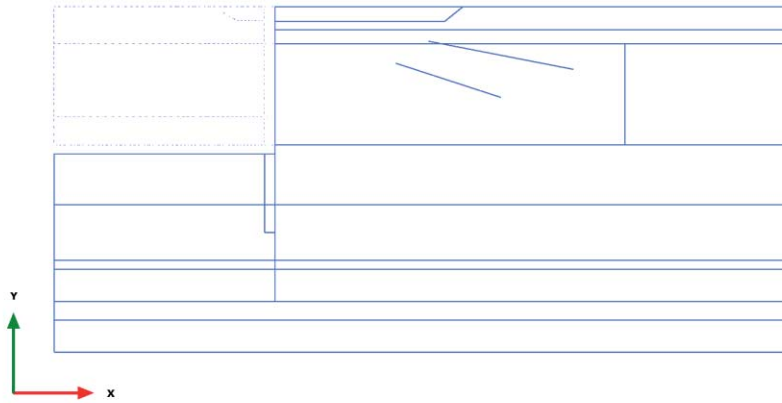
3.5.19 Geogrid, SLE f4 (q=24, T=8) [Phase_18] (19/249), Axial forces N



3.5.20 Geogrid, SLE qp5 (q=24, T=0) [Phase_19] (20/263), Axial forces N

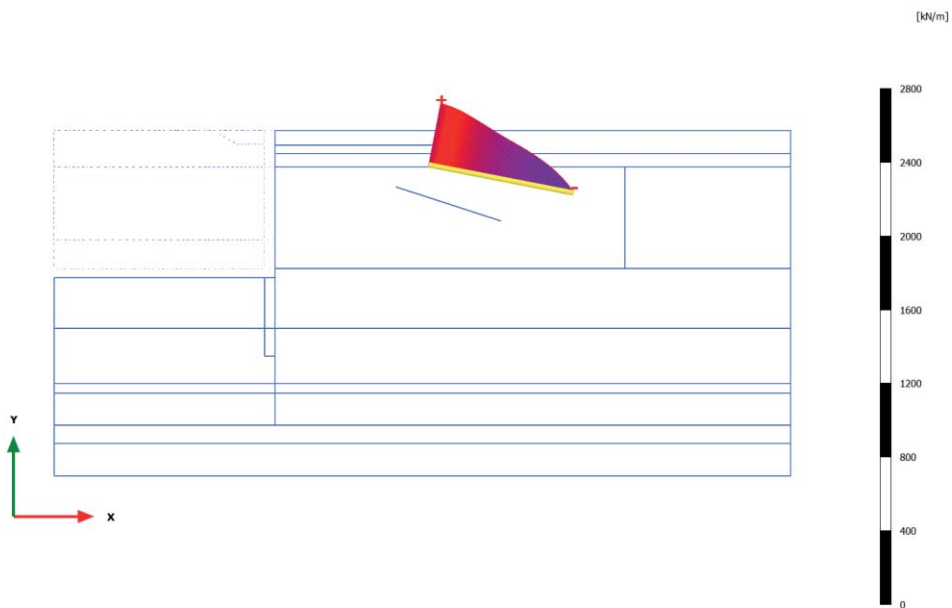


3.5.21 Geogrid, Ecc1 ($q=24$, $T=0$) [Phase_20] (21/301), Axial forces N



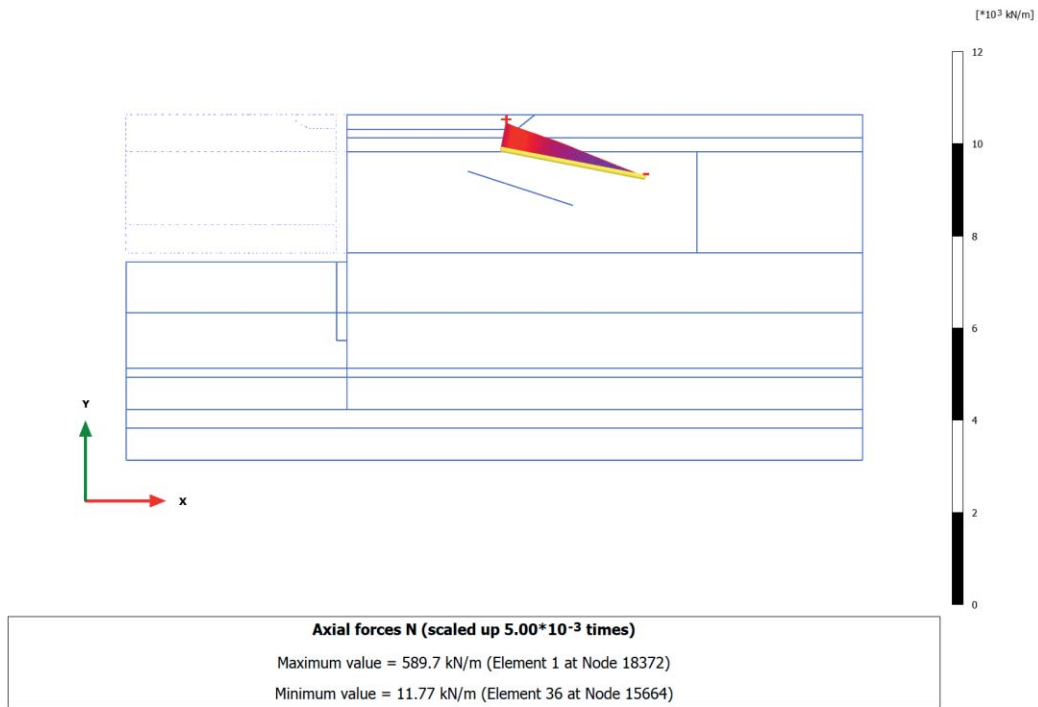
Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

3.5.22 Geogrid, A2+M2 [Phase_22] (22/360), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 0.0200 times)
Maximum value = 341.1 kN/m (Element 1 at Node 18372)
Minimum value = 10.39 kN/m (Element 36 at Node 15664)

3.5.23 Geogrid, ANALISI STABILITA' GLOBALE [Phase_23] (23/460), Axial forces N



3.5.24 Geogrid, SLV SISMA [Phase_21] (14/679), Axial forces N

