

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza
PROGETTO ESECUTIVO
VIADOTTI E PONTI
Viadotto San Bonifacio dal km 24+847.95 al km 25+114.95
SCAVI, DEMOLIZIONE, OPERE PROVVISORIALI
Relazione di calcolo opere provvisoriali**

GENERAL CONTRACTOR				DIRETTORE LAVORI				SCALA	
IL PROGETTISTA INTEGRATORE		Conorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona <i>Paolo Carmona</i> Data: Agosto 2022						-	
Ing. Giovanni MALAVENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA Data: Agosto 2022 4503 <i>Giovanni Malavenda</i>									

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

I N 1 7 1 2 E I 2 C L V I 0 6 A 1 0 0 1 C - - - D I - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Alberto LEVORATO <i>Alberto Levorato</i>	Agosto 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
B	REVISIONE	G. Furlani <i>Giuseppe Furlani</i>	Febbraio 2022	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Febbraio 2022	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Febbraio 2022	P. Ascari DATA: Agosto 2022
C	REVISIONE	G. Furlani <i>Giuseppe Furlani</i>	Agosto 2022	V. Pastore <i>V. Pastore</i>	Agosto 2022	P. Ascari <i>P. Ascari</i>	Agosto 2022	

CIG. 8377957CD1 CUP: J41E91000000009 File: IN1712EI2CLVI06A1001C.DOCX
Cod. origine:



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 2 di 88</p>	

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	Normativa di riferimento.....	8
2.2	Documenti di riferimento.....	8
2.3	Software di riferimento.....	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
4	ANALISI DELLE PARATIE.....	10
4.1	Combinazioni e coefficienti parziali.....	10
4.2	Caratterizzazione geotecnica dei terreni	11
4.3	Elementi strutturali	12
4.4	Carichi applicati.....	12
4.5	Stabilità globale.....	13
4.6	Sezioni di calcolo	14
4.7	Discretizzazione di calcolo.....	14
4.7.1	Sezione 1	14
4.7.2	Sezione 2	15
4.8	Fasi di calcolo	16
4.8.1	Sezione 1	16
4.8.2	Sezione 2	18
4.9	Principali risultati delle analisi	22
4.9.1	Sezione 1	22
4.9.2	Sezione 2	26
4.9.3	Stima portate di emungimento.....	31
4.10	Verifiche di resistenza palancole	34
4.10.1	Sezione 1	35
4.10.2	Sezione 2	36
4.11	Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale.....	36
4.11.1	Sezione 2 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto	39

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 3 di 88

4.11.2	Sezione 2 - Verifica travi di ripartizione	40
4.12	Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	42
5	ALLEGATO A. Tabulato di calcolo Plaxis	47
5.1	Tabulati di calcolo sezione 1.....	48
5.2	Tabulati di calcolo sezione 2.....	62

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 4 di 88

1 PREMESSA

La presente relazione sviluppa il dimensionamento, la verifica geotecnica e stabilità strutturale delle paratie provvisorie e degli scavi necessari per la realizzazione delle fondazioni del viadotto VI06A – Viadotto San Bonifacio, ubicato tra le progressive chilometriche 24+847.95 e 25+114.95 della linea A.V. / A.C. Torino – Venezia, tratta Verona – Padova, lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza.

In particolare si tratta di palancolati metallici posti a presidio dello scavo delle pile e delle spalle.

Per le pile P1÷P7 e la spalla A, in relazione alle massime profondità di scavo (tra 2.9 e circa 3.3 m dal p.c.) ed al livello di falda assunto per le opere provvisorie (+27 m s.l.m.) si prevedono palancole a sbalzo con lunghezza $L=12.0$ m, di cui il primo metro rimane sopra p.c. ed i restanti 11 m sono infissi nel terreno. Verranno realizzate con profili a doppia onda PU18 disposti planimetricamente sull'intero perimetro delle fondazioni, al fine di consentire lo scavo in sicurezza e limitare i processi di filtrazione idraulica verso l'interno.

Per le pile P8÷P9, che presentano uno scavo massimo di circa 3.7 m si prevedono palancole PU18 con lunghezza 12.0 m e sistema di contrasto sommitale con puntoni ($d_e=298.5$ mm, $s=10$ mm, acciaio S355) e travi di ripartizione in acciaio (HE 240 A acciaio S355) posto a circa 1 m da testa palanca. Il sistema di contrasto verrà rimosso dopo la realizzazione del plinto di fondazione.

È inoltre prevista la realizzazione di 2 pozzi di aggotamento per ogni plinto, ubicati all'interno del palancolato. In presenza di terreni granulari permeabili, verranno attivati prima di iniziare lo scavo e consentiranno di mantenere asciutto il fondo scavo durante l'approfondimento, la scapitozzatura dei pali, la posa delle armature e il getto del plinto.

Le opere di sostegno in argomento, in accordo al punto 2.4.1 NTC2008, sono da ritenersi opere provvisorie e per esse è omessa la verifica sismica.

Le analisi statiche e le verifiche di seguito esposte hanno consentito di definire le caratteristiche minime di inerzia e resistenza delle opere provvisorie. Tuttavia, si deve tenere presente che nei terreni granulari addensati considerazioni legate a difficoltà di infissione delle palancole possono diventare determinanti nella scelta della sezione. In relazione alle condizioni locali ed alle tecnologie di infissione disponibili in cantiere, si potrebbe verificare la necessità di operare con palancole più 'pesanti', sovradimensionate quindi rispetto alle semplici necessità statiche.

Nelle seguenti figure si riportano le sezioni delle opere provvisionali di riferimento per i calcoli di seguito eseguiti.

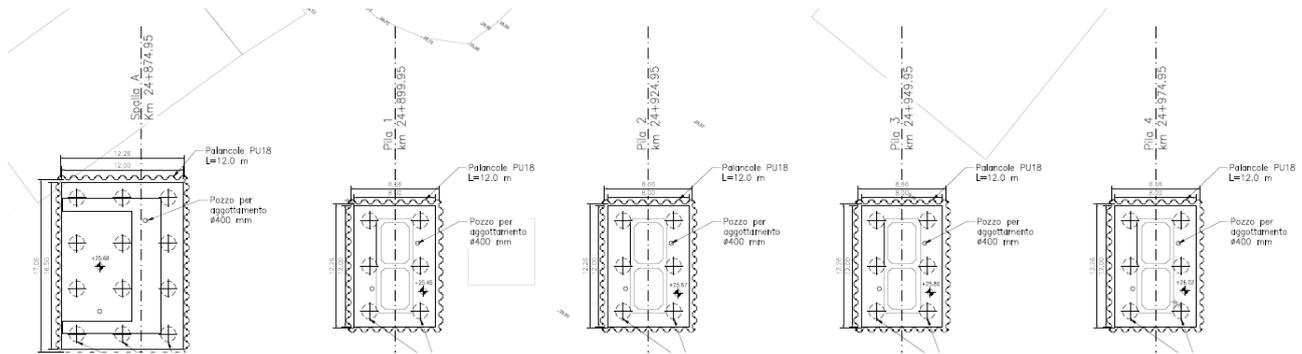


Figura 1 – Pianta opere provvisionali (spalla A, pile P1-P4)

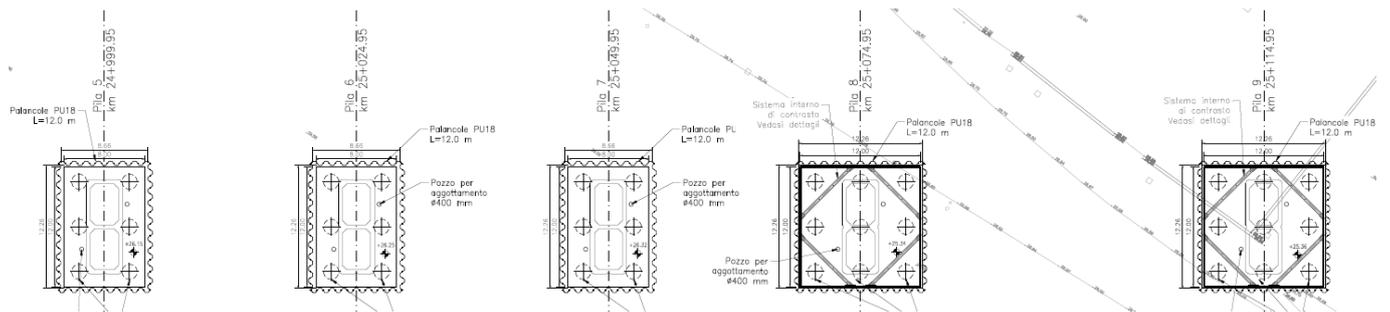


Figura 2 – Pianta opere provvisionali (pila P5-P9)

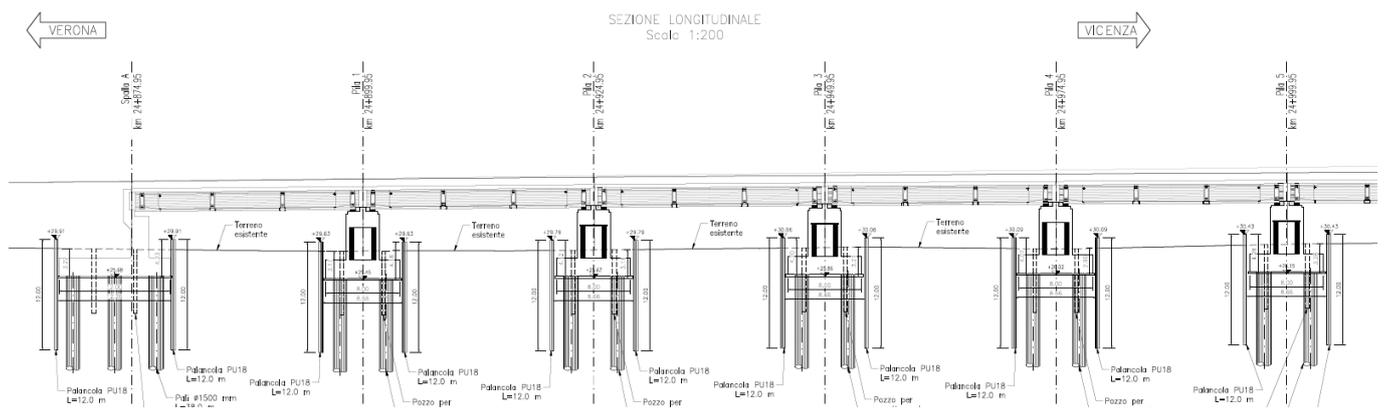


Figura 3 - Sezione longitudinale (spalla A, pile P1-P4)

PILA 9
SEZIONE TRASVERSALE
Scala 1:200

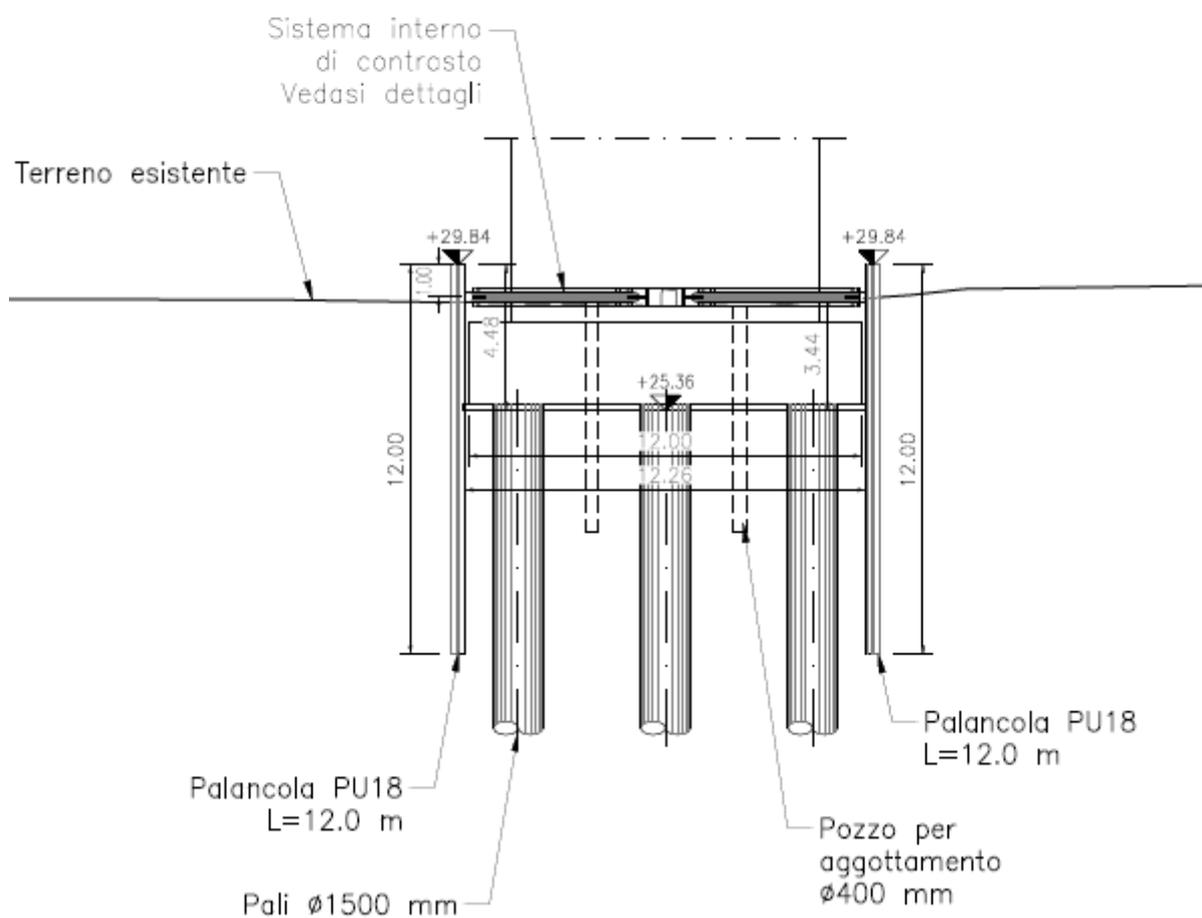


Figura 5 - Sezione trasversale - Pila P9

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 8 di 88	

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [NR 1] D.M. 14/01/2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- [NR 2] UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.
- [NR 3] UNI EN 1998-1:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [NR 4] BS 8006:1995 – “Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills”.
- [NR 5] UNI EN 1993-5:2006 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio-Piling”.

2.2 Documenti di riferimento

- [DR 1.] IN1712EI2FZVI06A0001 - Profilo Geotecnico - Viadotto San Bonifacio dal km 24+847.95 al km 25+114.95.
- [DR 2.] IN1712EI2RBVI06A0001 – Relazione Geotecnica - Viadotto San Bonifacio dal km 24+847.95 al km 25+114.95.

2.3 Software di riferimento

Le analisi sono svolte per mezzo dei seguenti programmi di calcolo:

- codice Plaxis 2D 2020 (Delft, Olanda).

Per il programma citato, con riferimento al paragrafo 10.2 del D.M. 14.01.2008 e relativa Circolare esplicativa n° 617/09 C.S.LL.PP., si dichiara che:

- i risultati dei calcoli eseguiti con l'utilizzo del calcolatore sono stati verificati dal progettista;
- i risultati presentati nelle forme allegate al progetto ne garantiscono la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità;
- l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata attraverso esame preliminare, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
- la validazione dei codici di calcolo è stata verificata sia per confronto con soluzioni semplificate con metodi tradizionali, sia dall'esame della documentazione fornita dal produttore/distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione generale del codice.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 9 di 88	

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle palancole si prevede l'impiego di acciaio S 275 JR - EN 10025-2 (Fe430 B) cui corrisponde una tensione di snervamento $f_{yk} = 275$ MPa.

Nel presente documento si fa riferimento a palancole con un profilo PU18, le cui caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nelle seguenti tabelle.

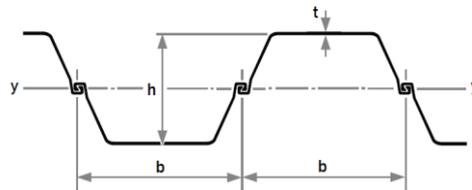


Tabella 1 - Caratteristiche palancole di progetto

Nome	Tipo	A	b	h	t	S	I_y	W_{elx}	W_{plx}	w
(-)	(-)	(m ² /m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ⁴ /m)	(m ³ /m)	(m ³ /m)	(kN/m ²)
PU18	U	0.01633	0.6	0.43	0.0112	0.009	0.0003865	0.0018	0.002134	1.26

Per la carpenteria metallica degli elementi del sistema di contrasto sommitale delle palancole previsti si adotta acciaio S355 con i seguenti profilati (con modulo dell'acciaio $E_s = 210000$ MPa):

- puntoni: $d_e = 298.5$ mm, $s = 10$ mm ($A = 90.63$ cm²).
- travi di ripartizione: doppio HE 240 A.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 10 di 88	

4 ANALISI DELLE PARATIE

4.1 Combinazioni e coefficienti parziali

Le azioni sulle opere di sostegno sono state ricavate mediante lo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva. Il peso del terreno che interagisce con la paratia e le azioni che da esso derivano sono considerati come azioni permanenti strutturali. Si considera inoltre un sovraccarico accidentale agente sul p.c. circostante che simula la presenza dei mezzi di cantiere.

Le analisi sono state effettuate in conformità al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede tre combinazioni progettuali distinte. La prima combinazione, indicata con la sigla SLE è di riferimento per le verifiche di compatibilità delle deformazioni proprie ed indotte dalle paratie, la seconda combinazione, indicata con la sigla STR, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, la terza, indicata con la sigla GEO, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

La prima analisi (SLE), volta alla valutazione delle deformazioni della struttura e delle sollecitazioni in esercizio è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni.

La seconda analisi (STR) da usare per le verifiche di resistenza strutturale è stata svolta con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1. Quindi è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni permanenti (spinte terreno ed acqua), nonché amplificando le azioni variabili per un coefficiente γ_q^* ($\gamma_q^* = 1.50/1.30 = 1.15$). Il coefficiente amplificativo equivalente del gruppo A1 ($\gamma_q = 1.30$) è stato infine applicato direttamente alle sollecitazioni ricavate dalle analisi, in accordo al paragrafo 6.2.4.1.3 del D.M. 17/01/2018.

Come indicato al par.C.6.5.3.1 della Circolare Ministeriale, per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2: A2+M2+R2. Pertanto, dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali (γ_{G2} , γ_Q) del gruppo A2. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore al prodotto dei coefficienti parziali γ_M e γ_R .

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) ed adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 11 di 88	

Tabella 2 - Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 3 - Combinazioni per analisi statiche (STR e GEO)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)			Resistenze (γ_R)
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu	
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli				
<i>STR</i> (A1 + M1 + R1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>GEO</i> (A2 + M2 + R2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40	1.10

4.2 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato un modello costitutivo elastico-perfettamente-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

La caratterizzazione geotecnica lungo lo sviluppo del viadotto è riportata nella relazione geotecnica dell'opera ([DR 2.]), da cui si osserva che nell'ambito di profondità di interesse delle opere provvisionali la stratigrafia è caratterizzata da terreni alluvionali 3a/3b, ovvero una fitta alternanza di strati sabbioso-limosi da sciolti a poco addensati e strati limoso argillosi poco consistenti. Per profondità superiori ai 25 m predominano invece le sabbie dell'unità 4 con addensamento da moderato ad alto, generalmente crescente con la profondità. Quindi per il dimensionamento delle opere provvisionali si è fatto riferimento ad una stratigrafia uniforme per il tratto di opera in esame. Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità adottati nei dimensionamenti a seguire.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 12 di 88	

Tabella 4 – Parametri geotecnici

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	K [m/s]
0.0	-3.0	3a	18.5	30	0	25	1.3E ⁻⁰⁵
-3.0	-5.0	3b	18.5	26	0	8	7E ⁻⁰⁷
-5.0	-9.0	3a	18.5	30	0	25	1.3E ⁻⁰⁵
-9.0	-12.0	3b	18.5	26	0	8	7E ⁻⁰⁷
-12.0	-14.0	3a	18.5	30	0	25	1.3E ⁻⁰⁵
-14.0	-18.0	3b	18.5	26	0	8	7E ⁻⁰⁷
-18.0	-22.0	4	19.0	34	0	45	1.3E ⁻⁰⁵
-22.0	-26.0	3b	18.5	26	0	8	7E ⁻⁰⁷
-26.0	-32.0	4	19.0	34	0	45	1.3E ⁻⁰⁵

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 c' = coesione drenata
 E' = modulo di deformazione elastico di Young operativo = $E_o / (3 \div 5)$
K = permeabilità

La falda, in accordo a quanto indicato nella relazione geotecnica ([DR 2.]) è stata assunta per il calcolo delle opere provvisoriale alla quota di +27 m s.l.m..

4.3 Elementi strutturali

Le palancole provvisorie sono state modellate con elementi snelli (tipo beam), con legame costitutivo elastico lineare, aventi modulo di Young dell'acciaio ($E=2.1 \cdot 10^8$ kPa), area e inerzia propria del profilato scelto (vedasi Tabella 1).

Gli elementi strutturali interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia caratterizzati con adesione nulla ed angolo di resistenza al taglio $\delta' = 2/3 \phi' \leq 20^\circ$.

Il sistema di contrasto sommitale viene modellato con elemento "anchor" considerando l'area del puntone tubolare (vedasi capitolo 3) con il modulo di Young dell'acciaio ed un interasse medio di calcolo di 6 m circa.

4.4 Carichi applicati

La presenza del sovraccarico accidentale dovuto al transito dei mezzi di cantiere è stata cautelativamente considerata nelle analisi applicando al piano campagna un sovraccarico di 10 kPa, uniformemente distribuito ed infinitamente esteso.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 13 di 88	

4.5 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\varphi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{prova} = c' / FS_{prova}$$

$$\varphi'_{prova} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{prova})$$

In Figura 6 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

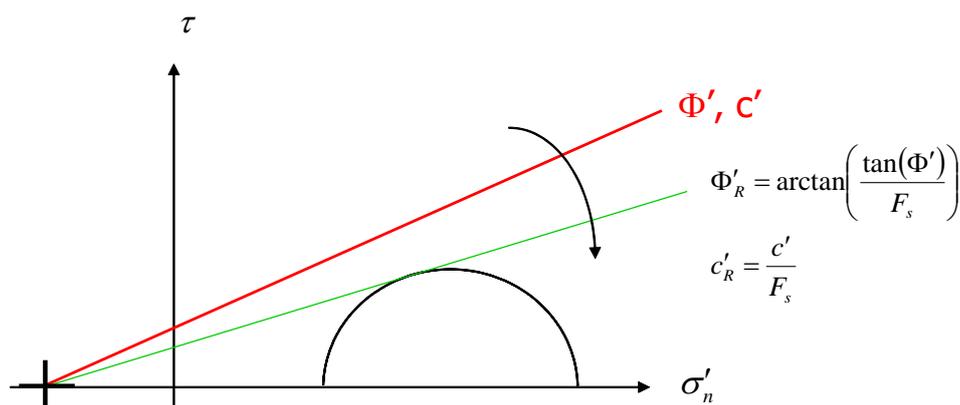


Figura 6 - Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematici e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 14 di 88	

- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi di stabilità è generalmente svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo.

Tale analisi equivale alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$).

Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

4.6 Sezioni di calcolo

Si sono individuate le seguenti sezioni di calcolo che rappresentano le situazioni più gravose in relazioni alle condizioni stratigrafiche, alla massima altezza di scavo e alla posizione della falda rispetto al fondo scavo.

- **Sezione 1.** Palancolato PU18 L = 12.0 m a sbalzo. Il calcolo è eseguito cautelativamente per la sezione con altezza di scavo di 3.3 m (Pila P5) con falda a 1.6 m sopra fondo scavo; il calcolo è rappresentativo anche per le pile P1÷P7 e spalla A.
- **Sezione 2.** Palancolato PU18 L = 12.0 m con sistema di contrasto a 1 m da testa palanca. Si riferisce allo scavo della pila P8, che presenta un'altezza massima di scavo di circa 3.7 m con falda a 1.7 m sopra fondo scavo; il calcolo è rappresentativo anche per pila P9.

4.7 Discretizzazione di calcolo

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sempre sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

4.7.1 Sezione 1

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata per la Sezione 1, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 100 m e un'altezza di 32 m circa, è costituito da circa 3157 elementi triangolari e da circa 25973 nodi.

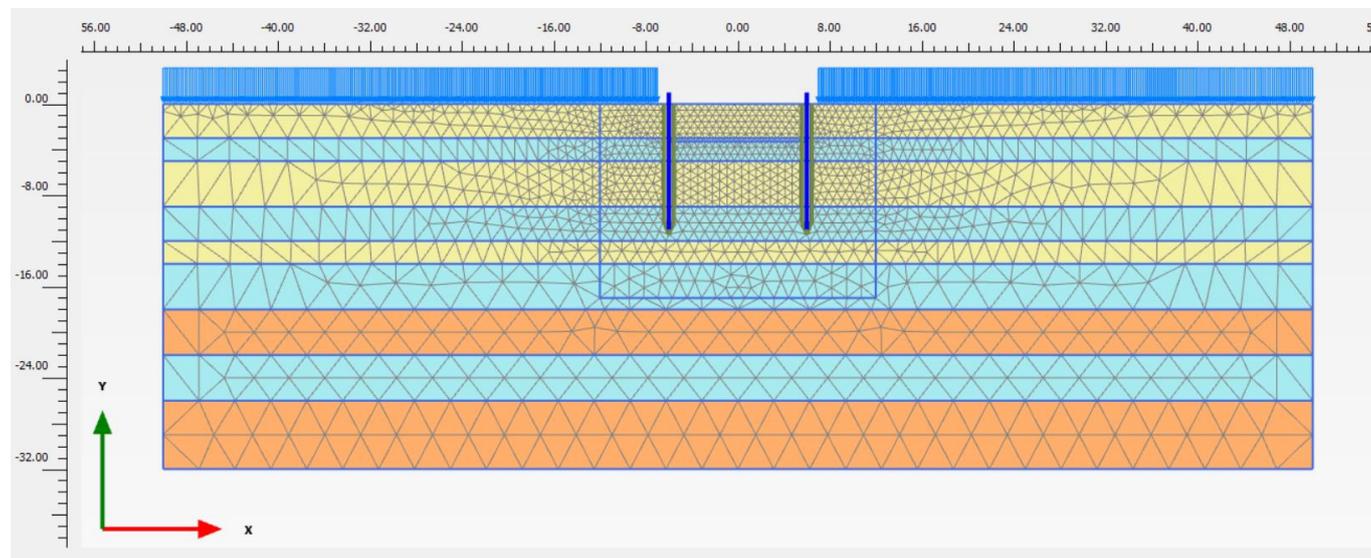


Figura 7 - Sezione 1, Discretizzazione del modello di calcolo

4.7.2 Sezione 2

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottata per la Sezione 2, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 100 m e un'altezza di 32 m circa, è costituito da circa 2500 elementi triangolari e da circa 20700 nodi.

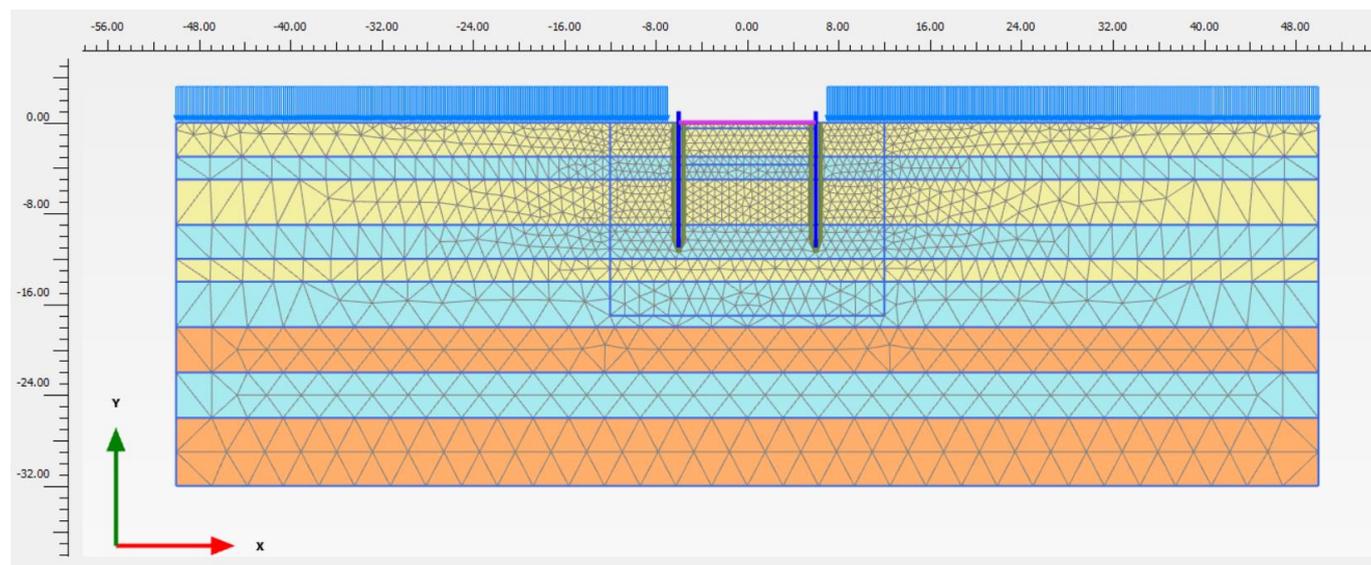


Figura 8 - Sezione 2, Discretizzazione del modello di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 16 di 88	

4.8 Fasi di calcolo

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche.

In generale, mediante il codice FEM utilizzato, possono essere schematizzate le paratie contrapposte, l'evoluzione delle condizioni idrauliche al contorno, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti.

Nelle fasi in cui lo scavo intercetta il livello di falda, il calcolo tenso-deformativo viene fatto procedere dall'analisi 2D di filtrazione per la corretta determinazione delle pressioni neutre in fase di scavo. Tale calcolo idraulico contempla le seguenti condizioni al contorno: sui bordi della discretizzazione del modello di calcolo vengono fissati i valori iniziali delle pressioni neutre; pertanto tali bordi permettono la comunicazione con l'esterno e quindi l'alimentazione del processo di filtrazione; i contorni delle palancole si considerano impermeabili; il piano di scavo viene definito come una superficie drenante in equilibrio con la pressione atmosferica (pressione neutra nulla); viene così simulata l'operazione di emungimento a fondo scavo.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, per i vari stati limite di progetto previsti dalla normativa. Nel seguito si illustrano esclusivamente le fasi di calcolo che riguardano le opere provvisorie. I risultati delle analisi saranno riportati nella sezione successiva.

4.8.1 Sezione 1

- Fase 1. Inizializzazione geostatica con presenza della falda ad 1.7 m dal p.c..
- Fase 2. Posa in opera delle palancole.
- Fase 3. Raggiungimento dello scavo massimo (-3.3 m dal p.c.) e contestuale attivazione del sistema di dewatering e mantenimento del livello idrico interno allo scavo a quota fondo scavo. Il mantenimento "all'asciutto" dell'interno della trincea (tramite emungimento) è simulato imponendo la quota del piano libero della falda interno a fondo scavo e operando un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie.
- Fase 4. Applicazione del carico accidentale.
- Fase 5. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$).
- Fase 6. A partire dalla Fase 4, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$).
- Fase 7. A partire dalla Fase 6 si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' reduction method) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25×1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 4.5).

Le Fasi 3 e 4 sono rappresentative delle condizioni SLE per la valutazione degli spostamenti.



La Fase 5 è quella di riferimento per le verifiche STR A1+M1 amplificando le sollecitazioni di calcolo ottenute x 1.30.

La Fase 7 contempla la verifica di stabilità GEO (A2+M2+R2).

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

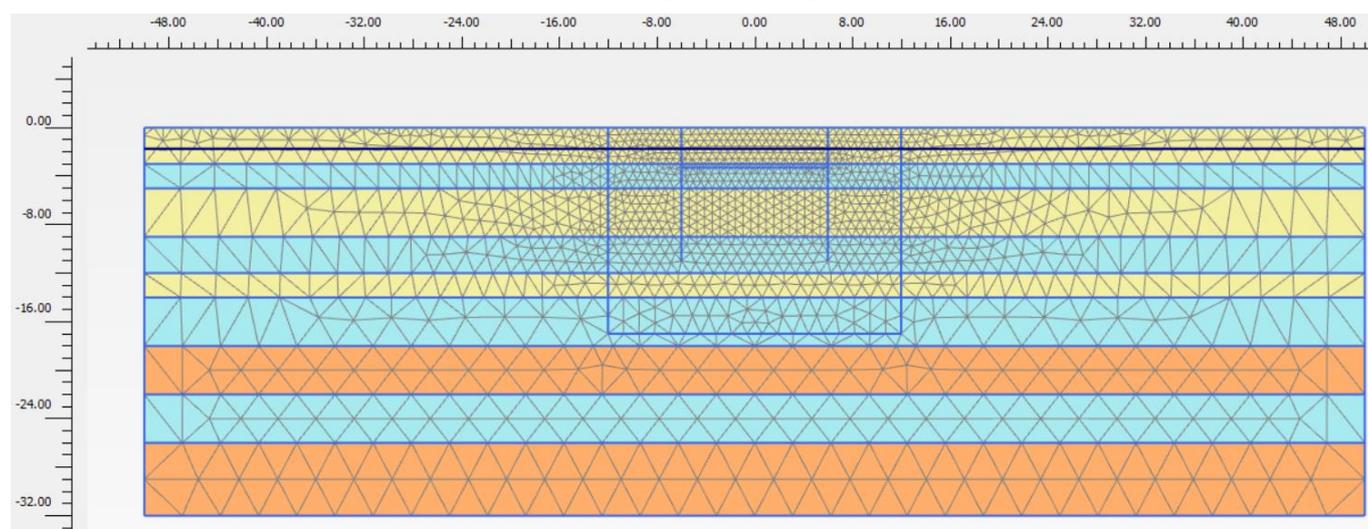


Figura 9 - Sezione 1, Inizializzazione geostatica

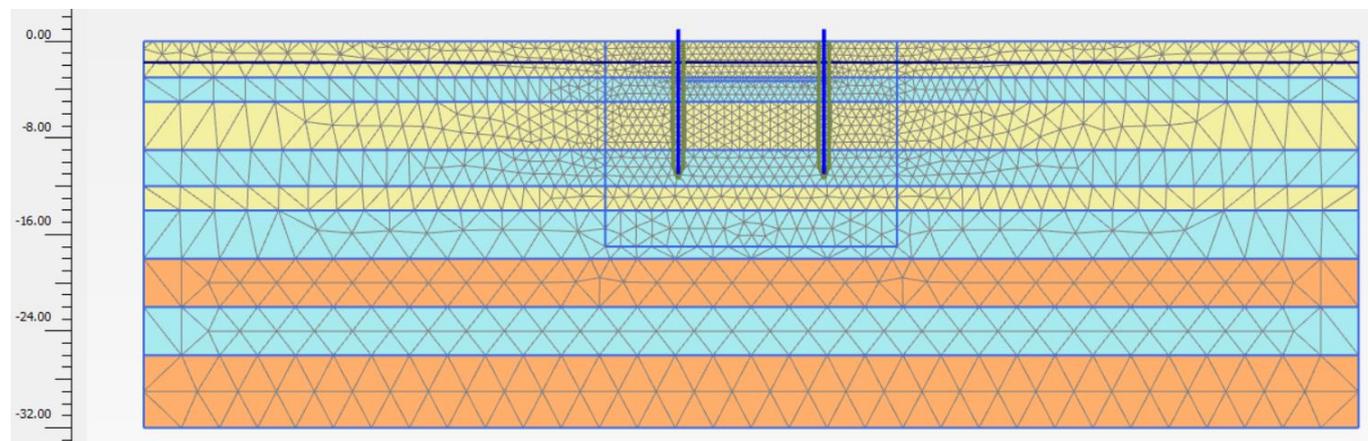


Figura 10 - Sezione 1, Realizzazione palancole

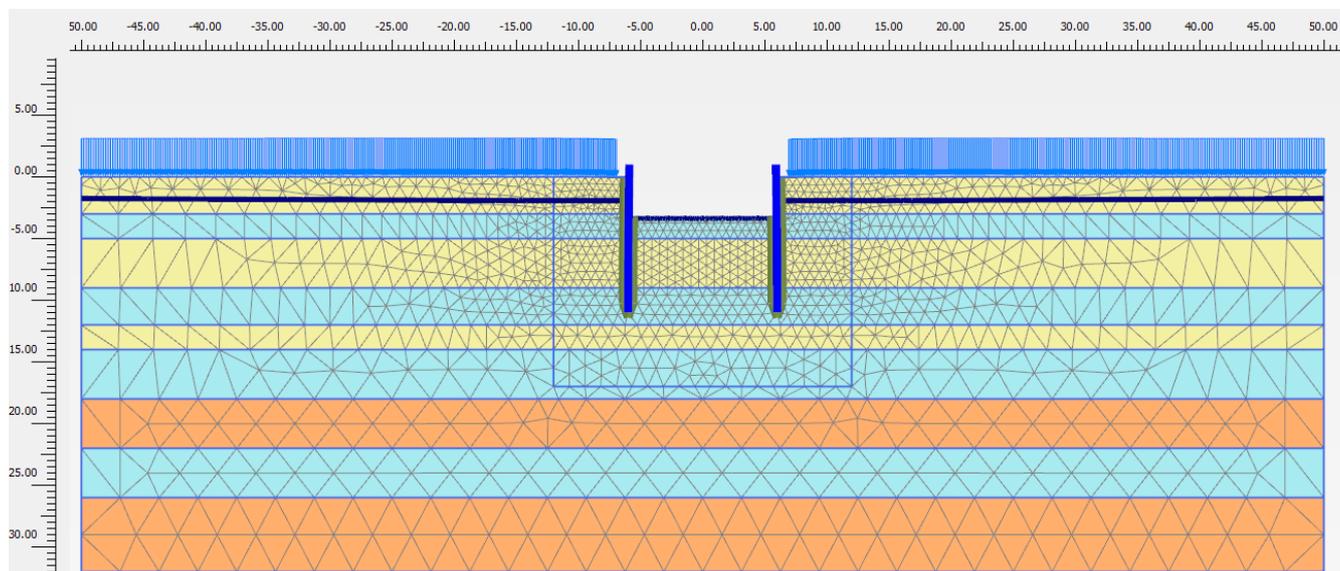


Figura 11 - Sezione 1, Scavo massimo e applicazioni dei carichi

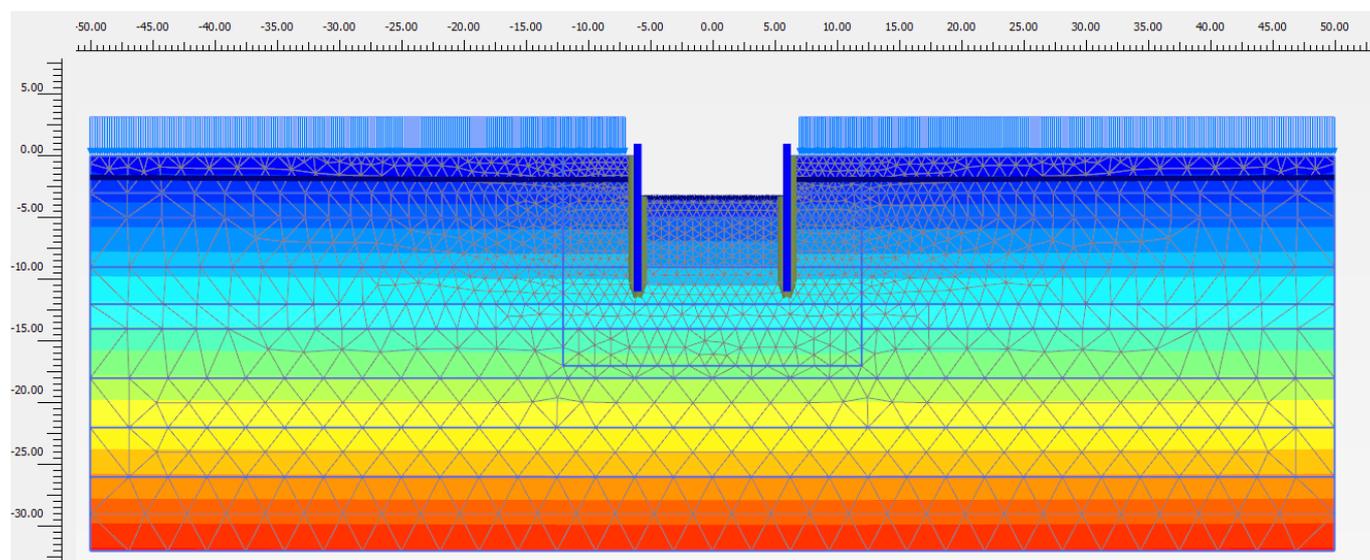


Figura 12 - Sezione 1, Pressioni neutre in fase di massimo scavo con carichi

4.8.2 Sezione 2

- Fase 1. Inizializzazione geostatica con presenza della falda a 2 m da p.c..
- Fase 2. Esecuzione delle palancole.
- Fase 3. Scavo fino a -0.5 m da p.c..
- Fase 4. Raggiungimento dello scavo massimo (-3.7 m dal p.c.) con inserimento sistema di contrasto sommitale e contestuale attivazione del sistema di dewatering e mantenimento del livello idrico interno allo scavo a quota fondo scavo. Il mantenimento "all'asciutto" dell'interno della trincea (tramite

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 19 di 88	

emungimento) è simulato imponendo la quota del piano libero della falda interno a fondo scavo e operando un'analisi di filtrazione in condizioni stazionarie.

- Fase 5. Applicazione del carico accidentale
- Fase 6. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$).
- Fase 7. A partire dalla Fase 4, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$).
- Fase 8. A partire dalla Fase 6 si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (*φ' -c' reduction method*) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25×1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. §4.5).

Le Fasi 4 e 5 sono rappresentative delle condizioni SLE per la valutazione degli spostamenti.

La Fase 6 è quella di riferimento per le verifiche STR A1+M1 amplificando le sollecitazioni di calcolo ottenute $\times 1.30$.

La Fase 8 contempla la verifica di stabilità GEO (A2+M2+R2).

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.

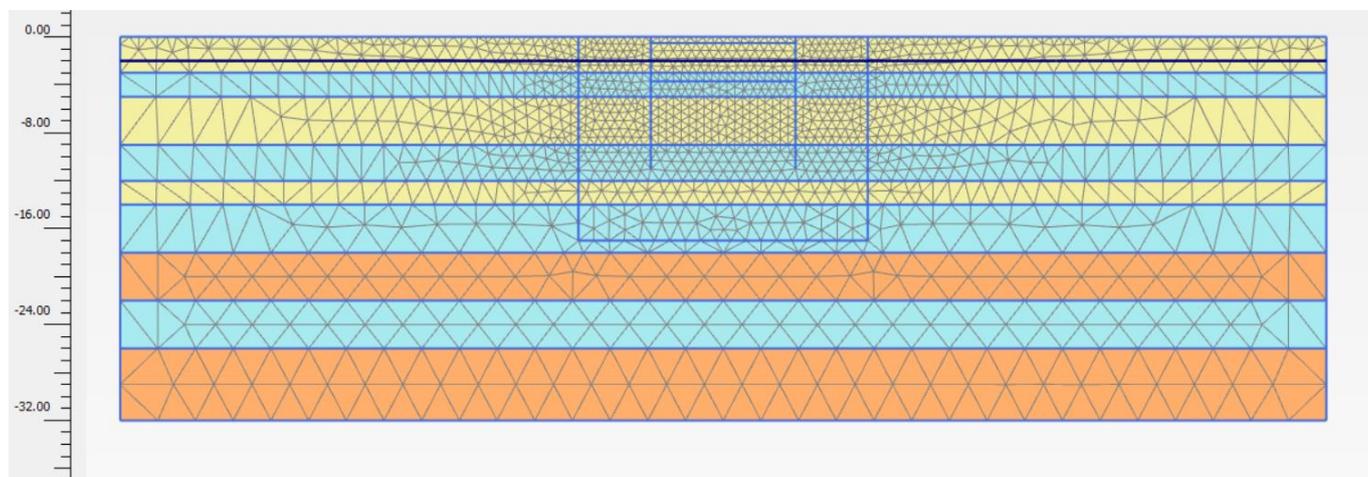


Figura 13 - Sezione 2, Inizializzazione geostatica

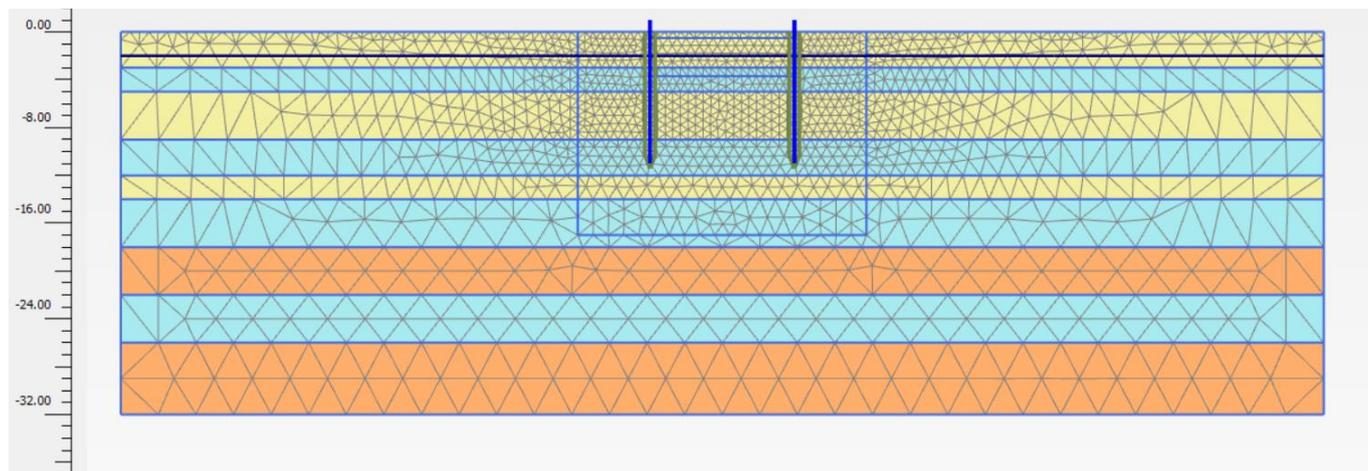


Figura 14 - Sezione 2, Realizzazione palancole

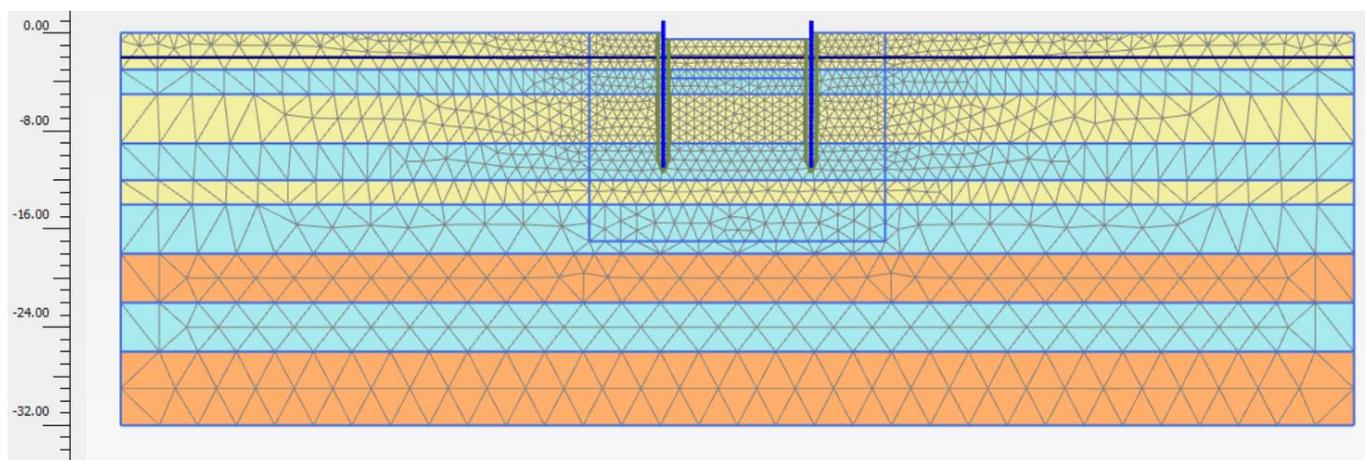


Figura 15 - Sezione 2, Scavo fino a -0.5 m per inserimento contrasto sommitale

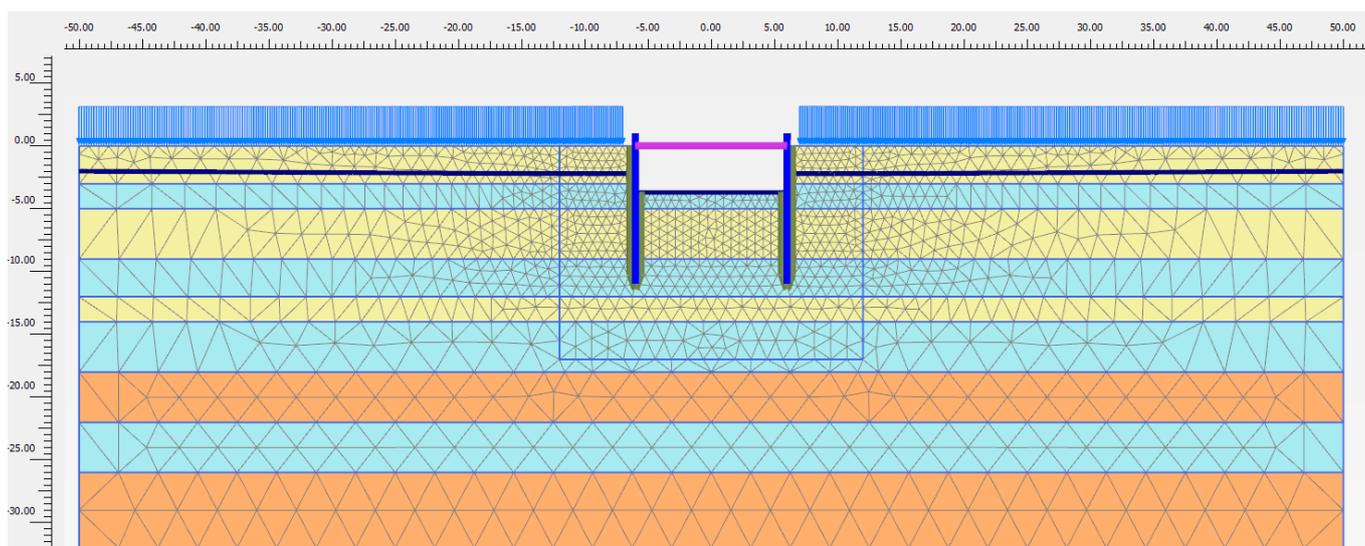


Figura 16 - Sezione 2, Scavo massimo e sistema di contrasto e applicazione dei carichi

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL VI 01 A 1 001

Rev.
B

Foglio
21 di 88

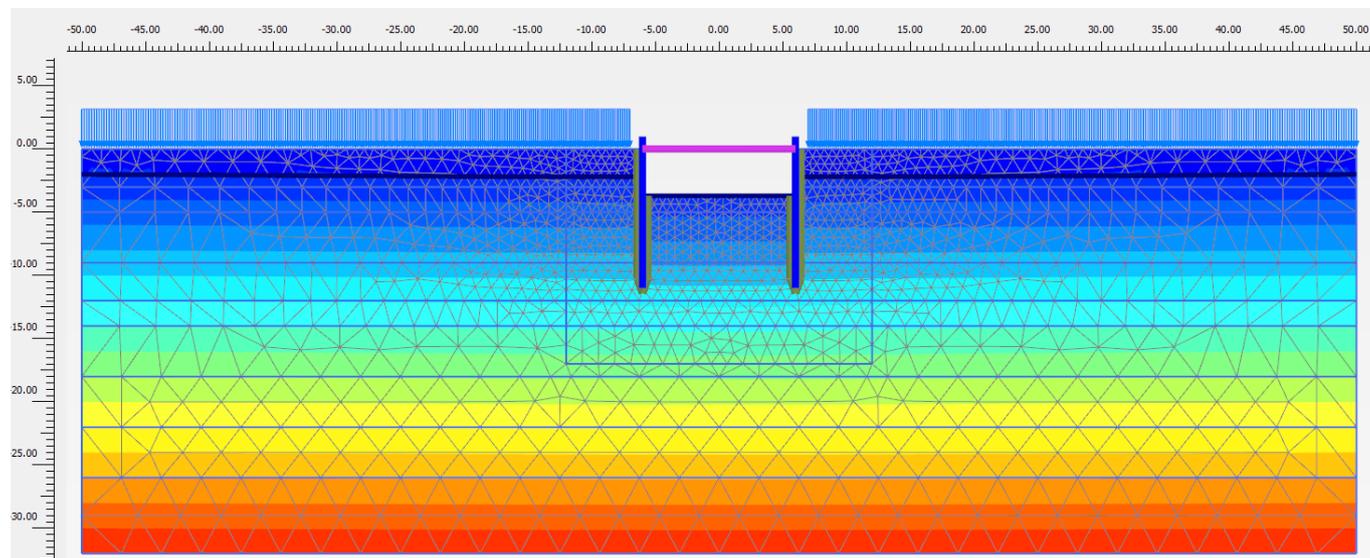


Figura 17 - Sezione 2, Pressioni neutre in fase di massimo scavo con carichi

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 22 di 88</p>	

4.9 Principali risultati delle analisi

Nelle seguenti immagini, per ogni sezione di calcolo, si riporta:

- il campo di spostamenti totali al raggiungimento del fondo scavo massimo;
- gli spostamenti delle palancole in rappresentazione vettoriale;
- le azioni interne di momento flettente, azione assiale e taglio sulle palancole, come involucro di tutte le fasi esecutive modellate;
- la tabella riassuntiva delle azioni interne massime nelle palancole;
- evidenza della verifica di stabilità globale.

4.9.1 Sezione 1

Questa sezione di calcolo presenta palancole PU18 di lunghezza 12.0 m, la falda è posta a -1.7 m dal p.c. e lo scavo massimo risulta a -3.3 m da p.c..

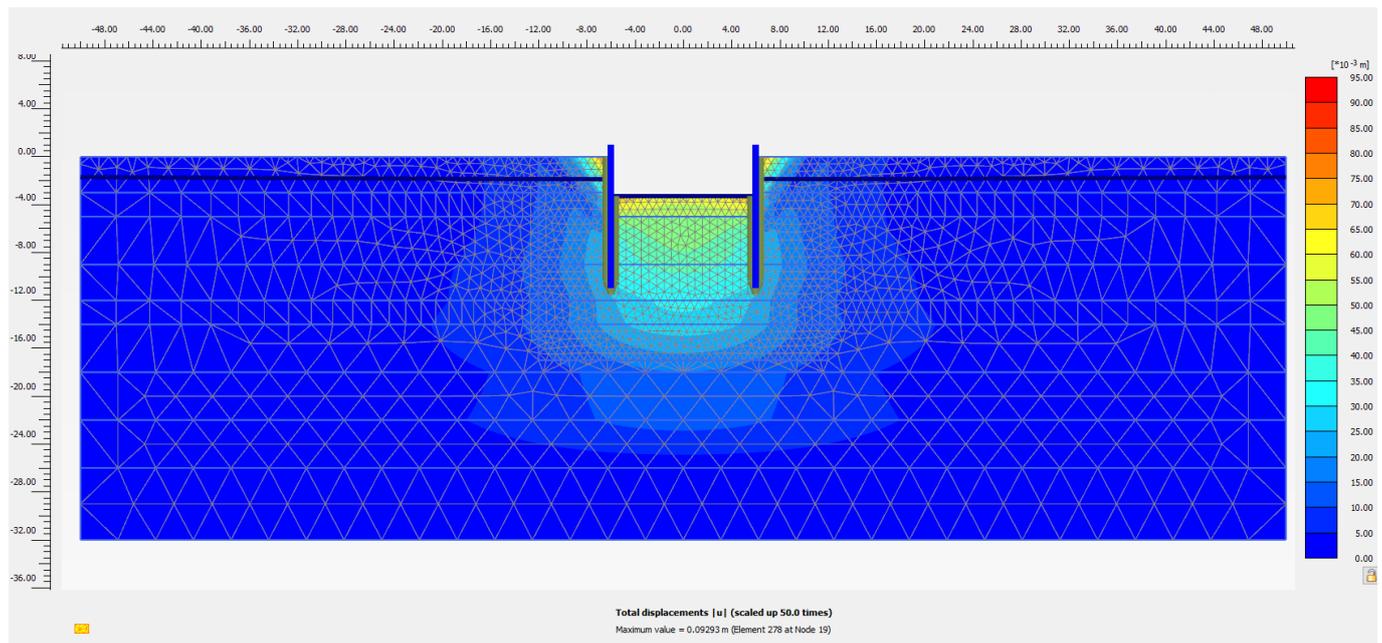


Figura 18 - Sezione 1, Spostamenti totali in fase di scavo massimo

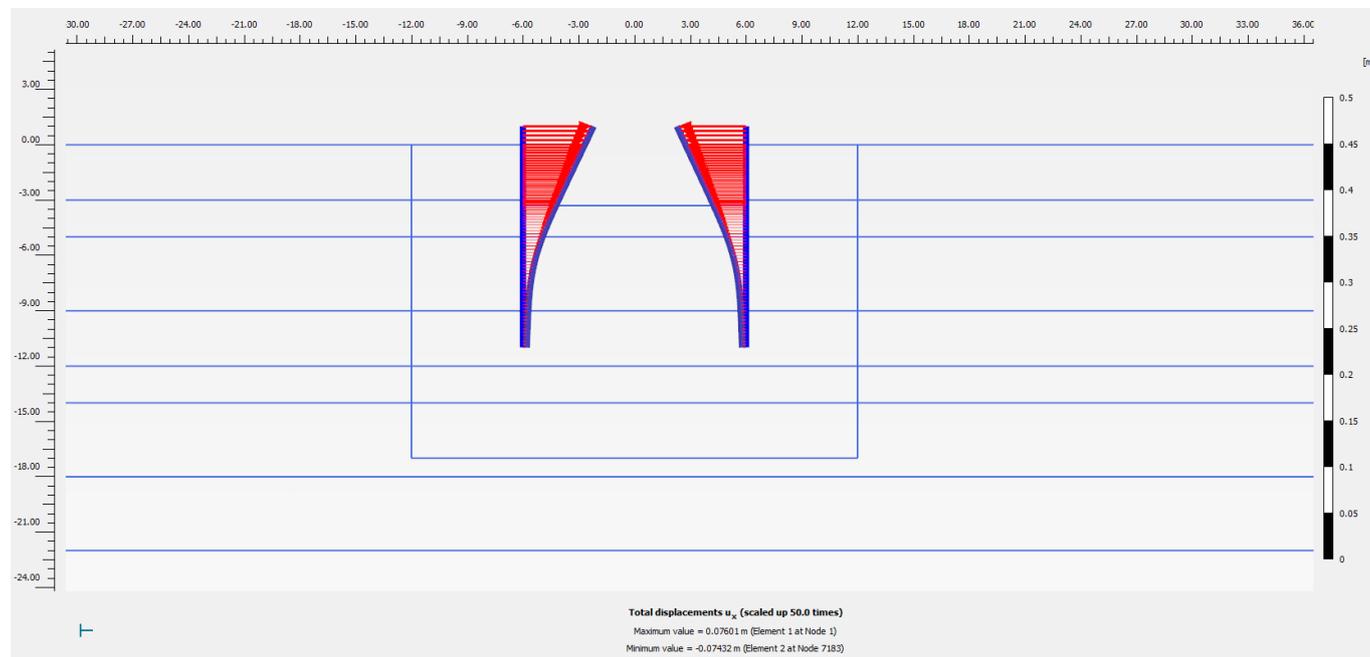
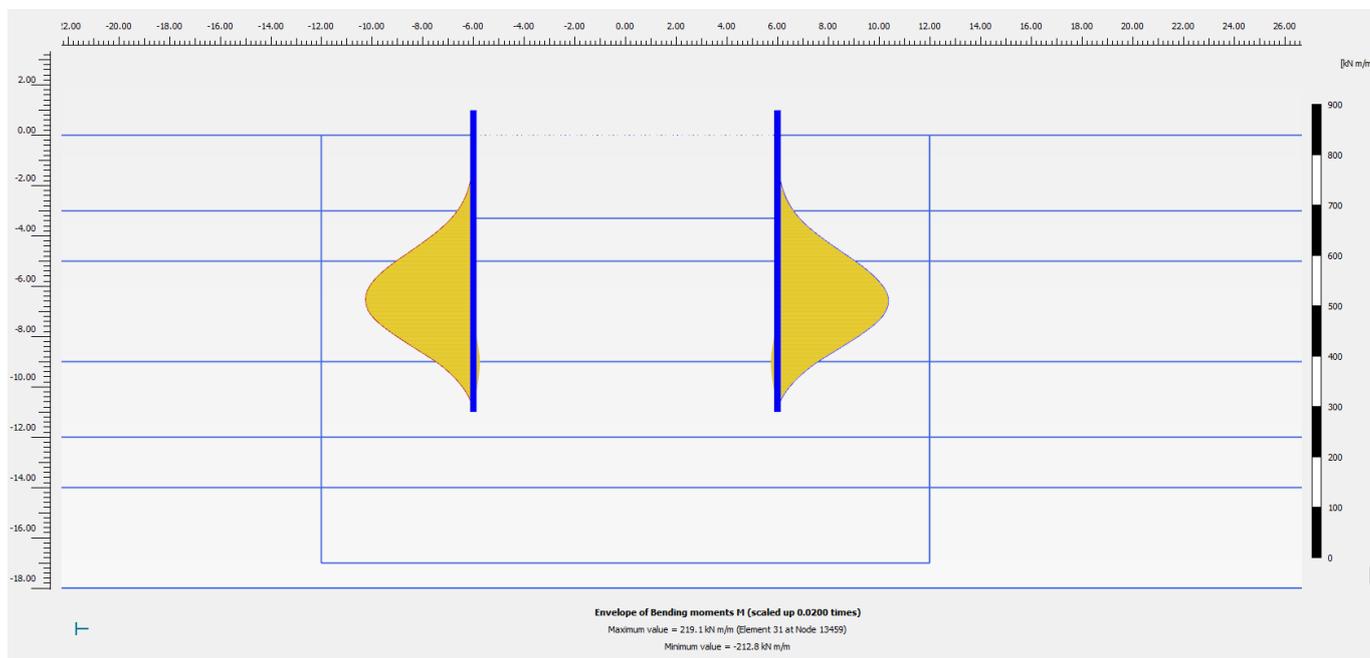


Figura 19 - Sezione 1, Spostamenti totali palancole SLE



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>		<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
<p>VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 24 di 88</p>

Figura 20 - Sezione1, Involuppo del momento flettente palancole (Fase 5: SLU/1.3)

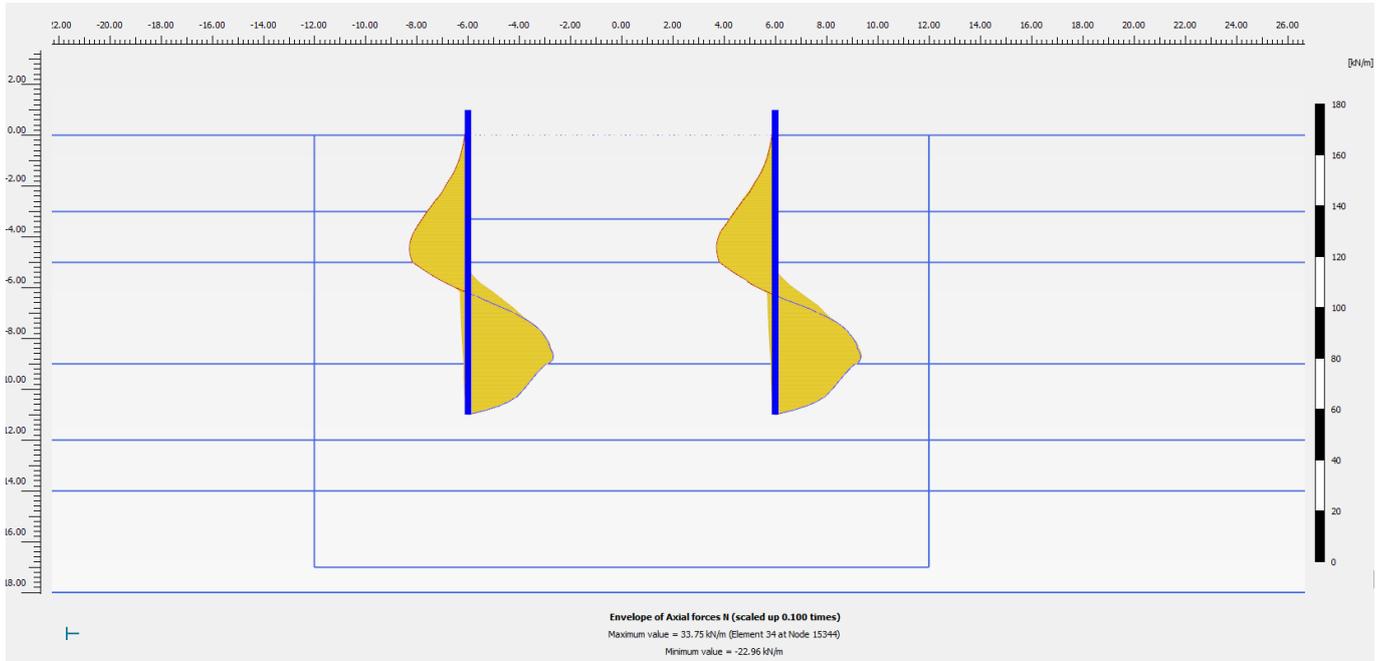


Figura 21 - Sezione 1, Involuppo dell'azione assiale palancole (Fase 5: SLU/1.3)

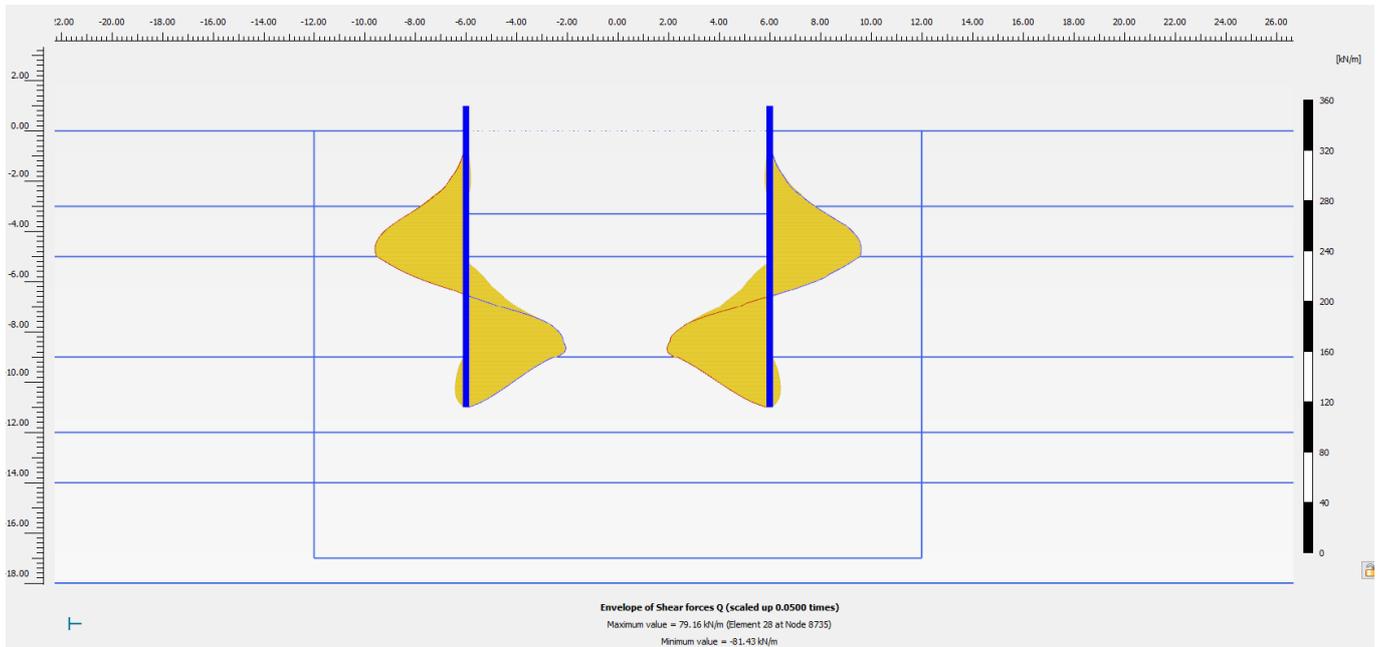


Figura 22 - Sezione 1, Involuppo del taglio palancole (Fase 5: SLU/1.3)

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sulle palancole, finalizzanti le verifiche di resistenza. I valori delle sollecitazioni allo SLU si ottengono amplificando i risultati della fase di calcolo 5 per il coefficiente parziale $\gamma_A = 1.3$, in accordo a quanto esplicitato nel precedente paragrafo 4.8.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 25 di 88	

Tabella 5 - Sintesi risultati palancole

Paratia di Palancole	Fase 5: SLU/1.3	SLU
azione assiale massima, Nmax [kN/m]	33.8	43.9
momento massimo, Mmax [kNm/m]	219.1	284.8
taglio massimo, Tmax [kN/m]	81.4	105.8
Spostamento max [mm]	76	

Nelle seguenti immagini si espongono nell'ordine il campo di spostamenti globali e i punti di plasticizzazione ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni di scavo massimo. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375, pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

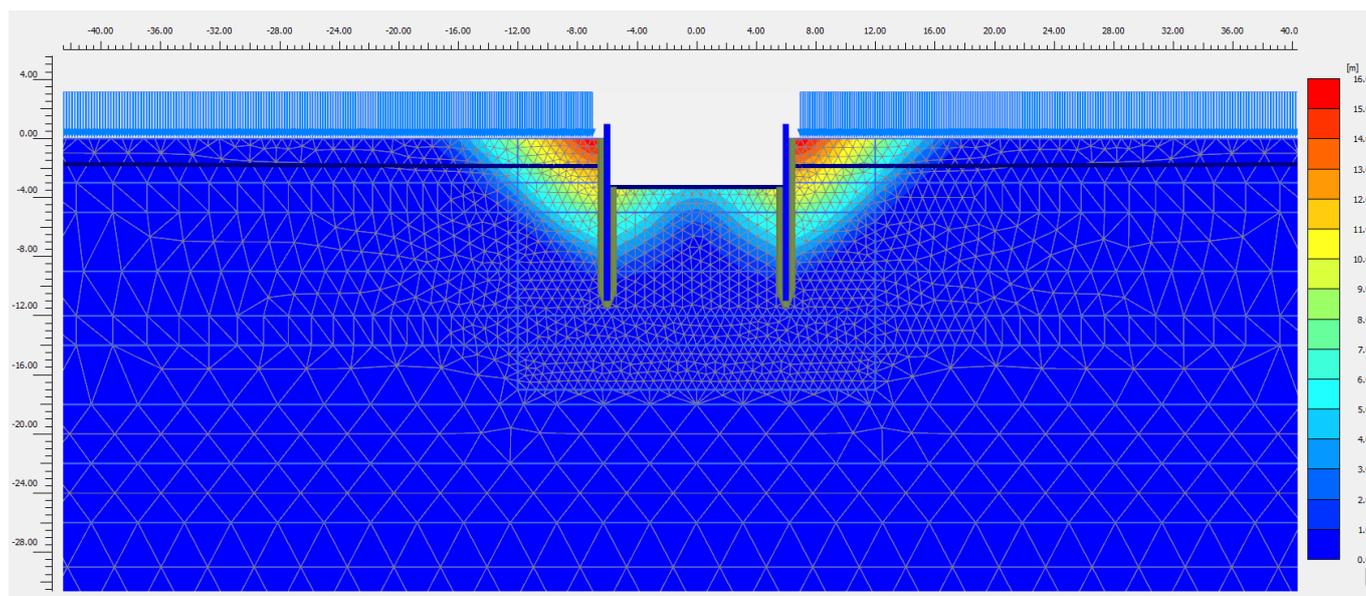


Figura 23 - Sezione 1, Individuazione del cinematiso di potenziale instabilità

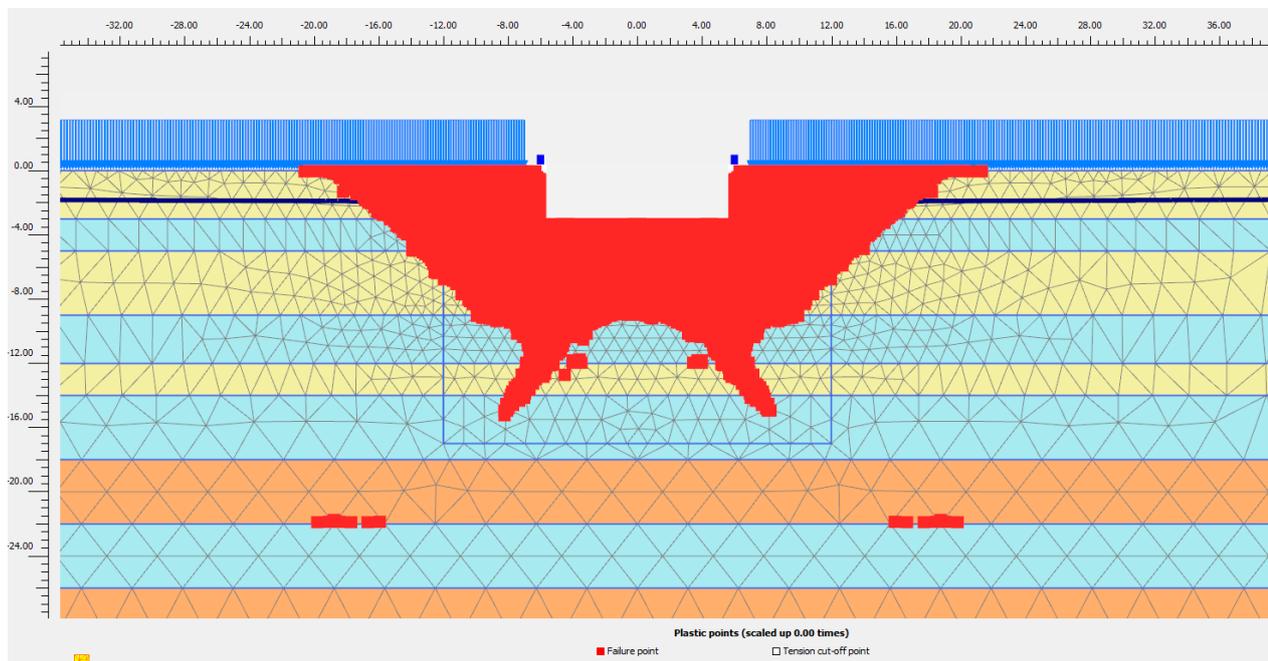


Figura 24 - Sezione 1, Punti di plasticizzazione al termine della verifica di stabilità globale

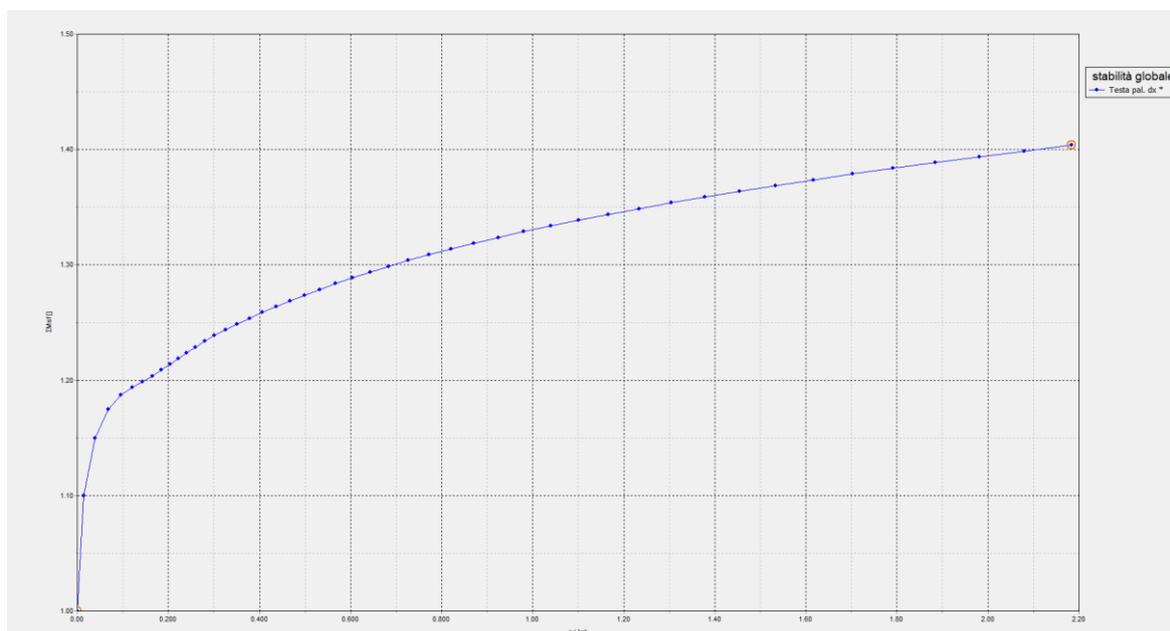


Figura 25 - Sezione 1, Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$)

4.9.2 Sezione 2

Questa sezione di calcolo presenta palancole PU18 di lunghezza 12.0 m, la falda è posta a -2 m dal p.c. e lo scavo massimo risulta di circa -3.7 m da p.c..

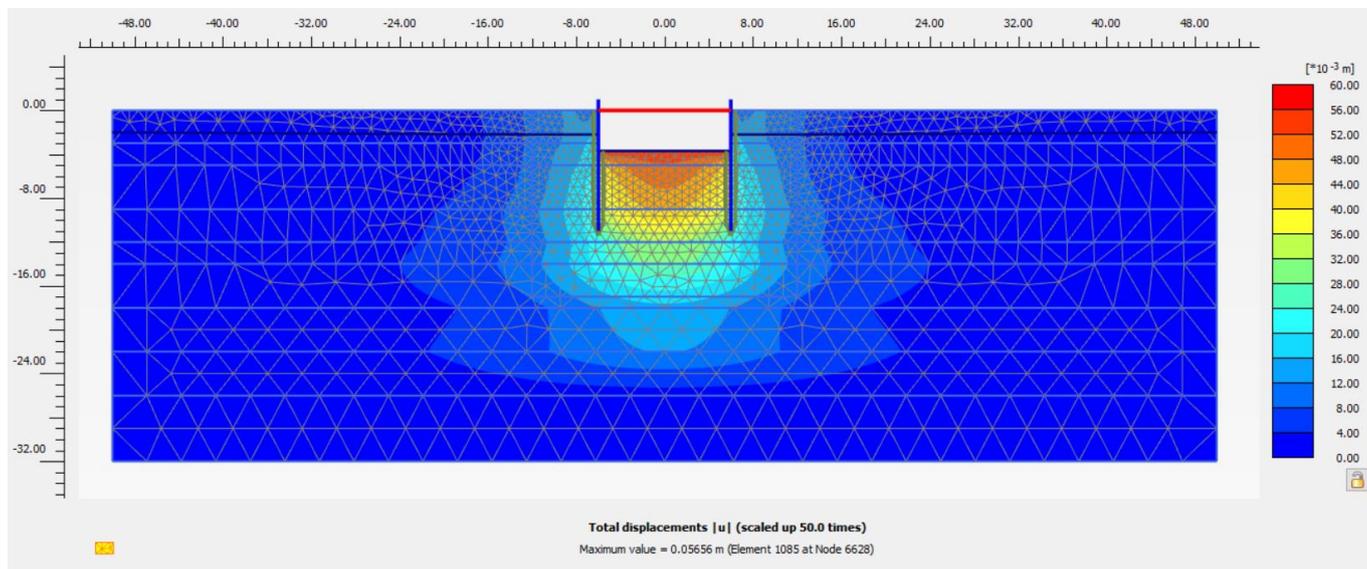


Figura 26 – Sezione 2, Spostamenti totali in fase di scavo massimo

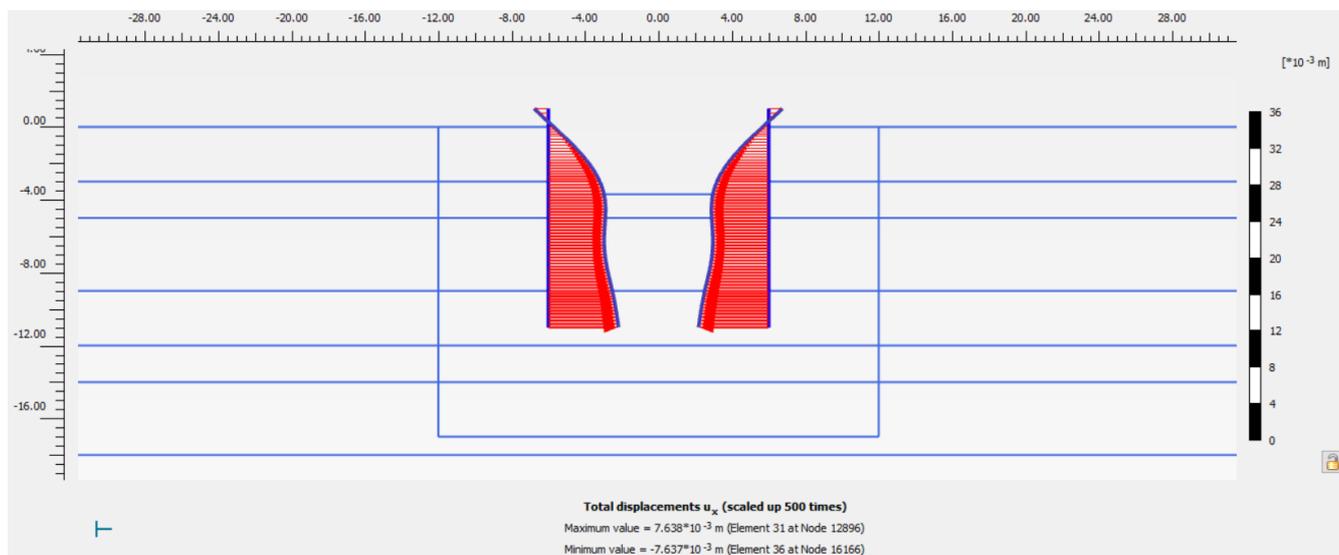


Figura 27 - Sezione 2, Spostamenti totali palancole SLE

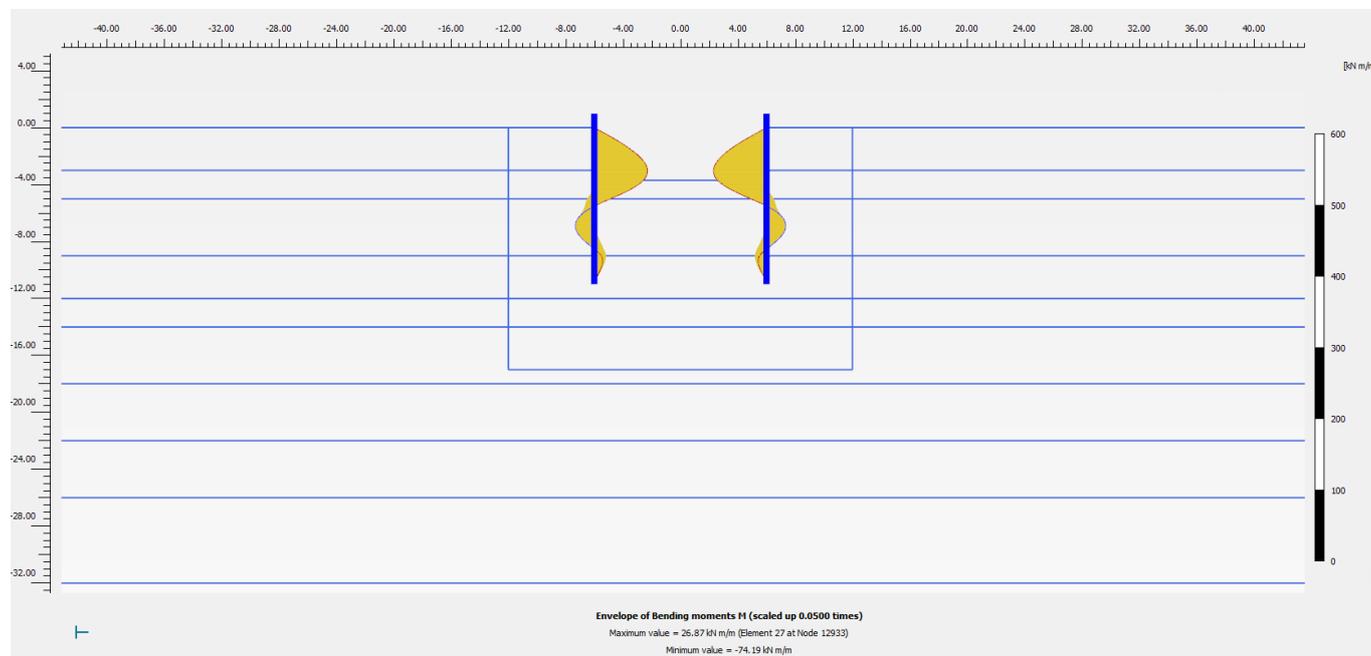


Figura 28 – Sezione 2, Inviluppo del momento flettente palancole (Fase 5: SLU/1.3)

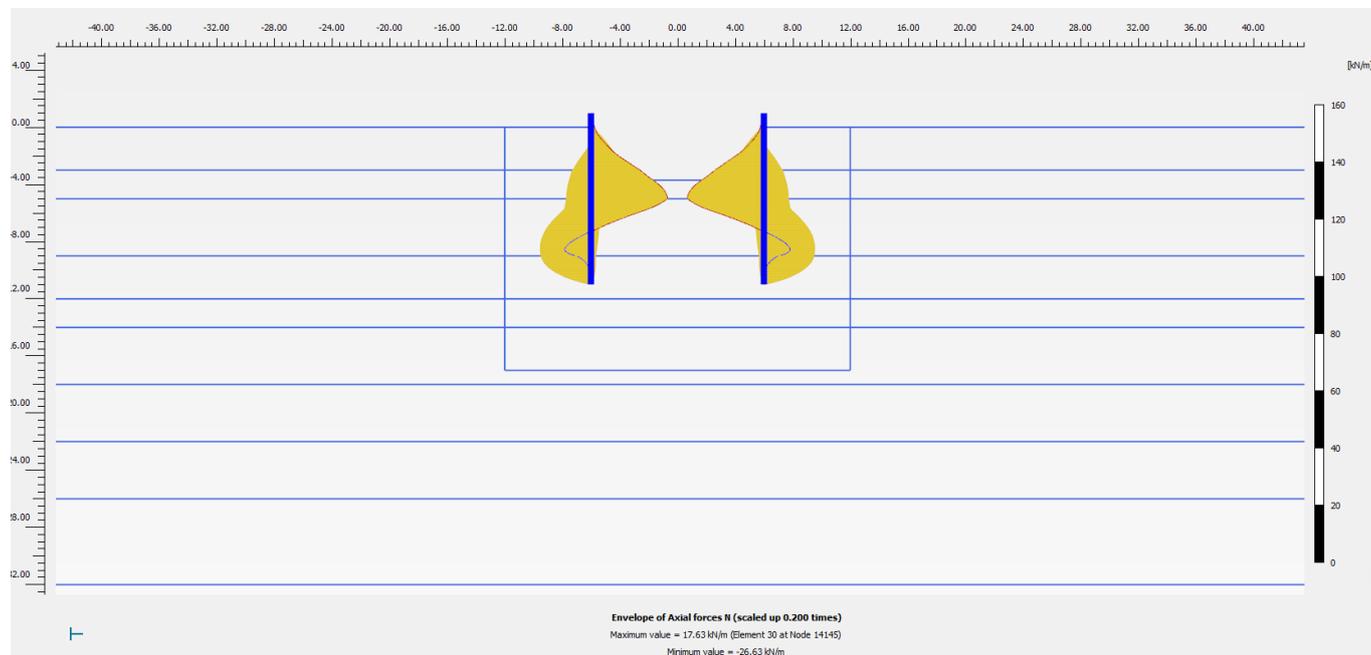


Figura 29 - Sezione 2, Inviluppo dell'azione assiale palancole (Fase 5: SLU/1.3)

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 29 di 88

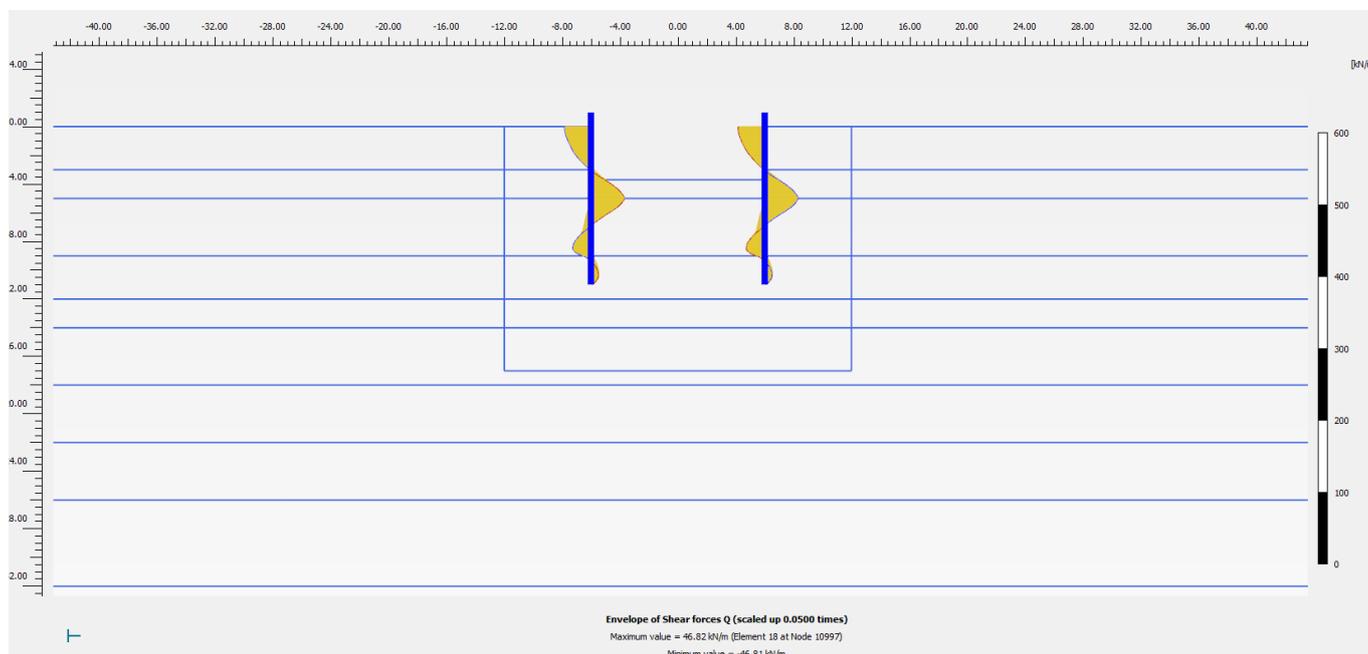


Figura 30 - Sezione 2, Involuppo del taglio palancole (Fase 5: SLU/1.3)

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sulle palancole, finalizzanti le verifiche di resistenza. I valori delle sollecitazioni allo SLU si ottengono amplificando i risultati della fase di calcolo 5 per il coefficiente parziale $\gamma_A = 1.3$, in accordo a quanto esplicitato nel precedente paragrafo 4.8.

Tabella 6 - Sintesi risultati palancole

Paratia di Palancole	Fase 5:SLU/1.3	SLU
azione assiale massima, N_{max} [kN/m]	26.6	34.6
momento massimo, M_{max} [kNm/m]	74.2	96.5
taglio massimo, T_{max} [kN/m]	46.8	60.8
Sollecitazione massima sul sistema di contrasto [kN]	221	287.3
Spostamento max [mm]	7	

Nelle seguenti immagini si espongono nell'ordine il campo di spostamenti globali e i punti di plasticizzazione ottenuti al termine dell'analisi $c-\phi$ -reduction effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni di scavo massimo. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375, pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

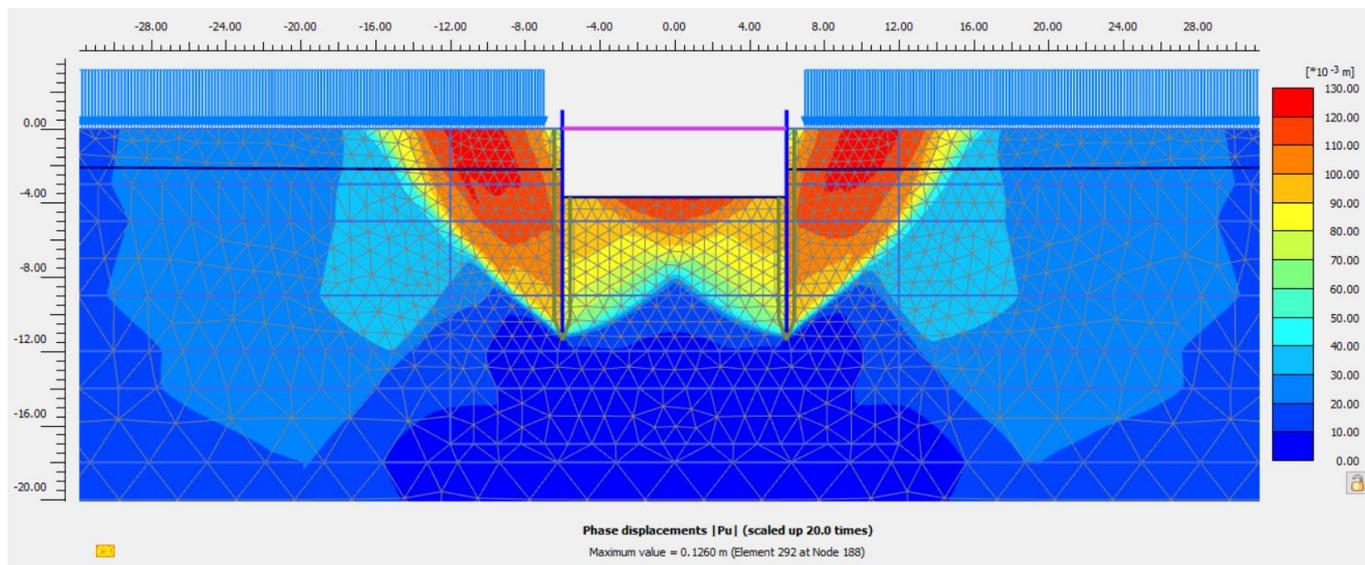


Figura 31 - Sezione 2, Individuazione del cinematiso di potenziale instabilità

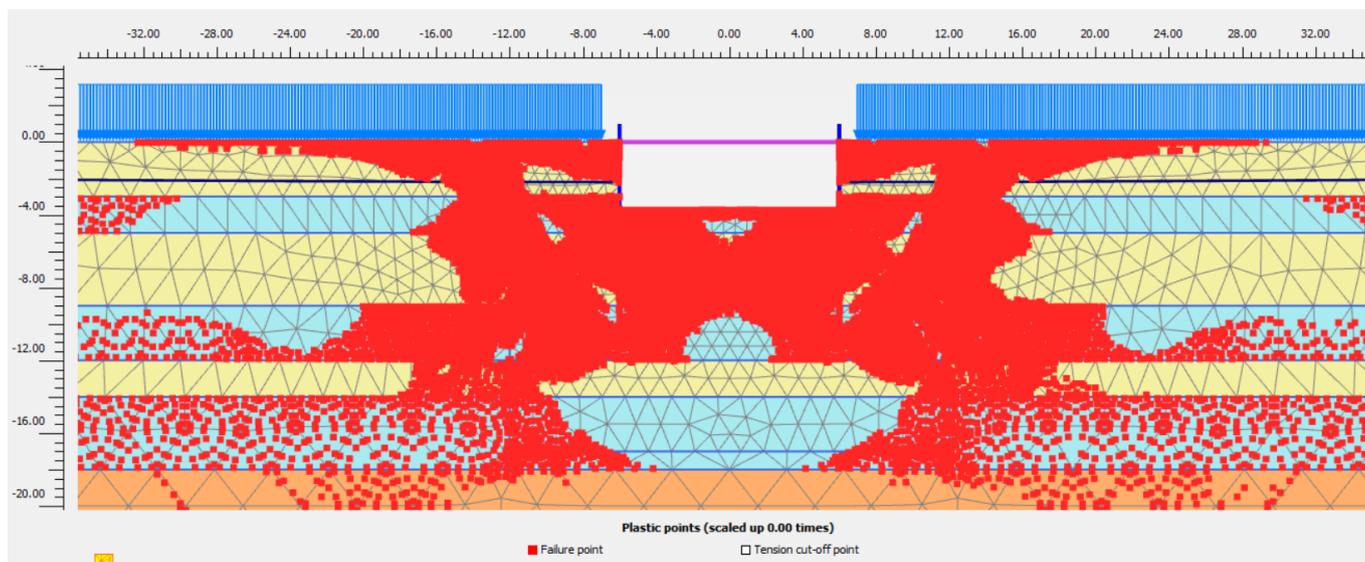


Figura 32 - Sezione 2, Punti di plasticizzazione al termine della verifica di stabilità globale

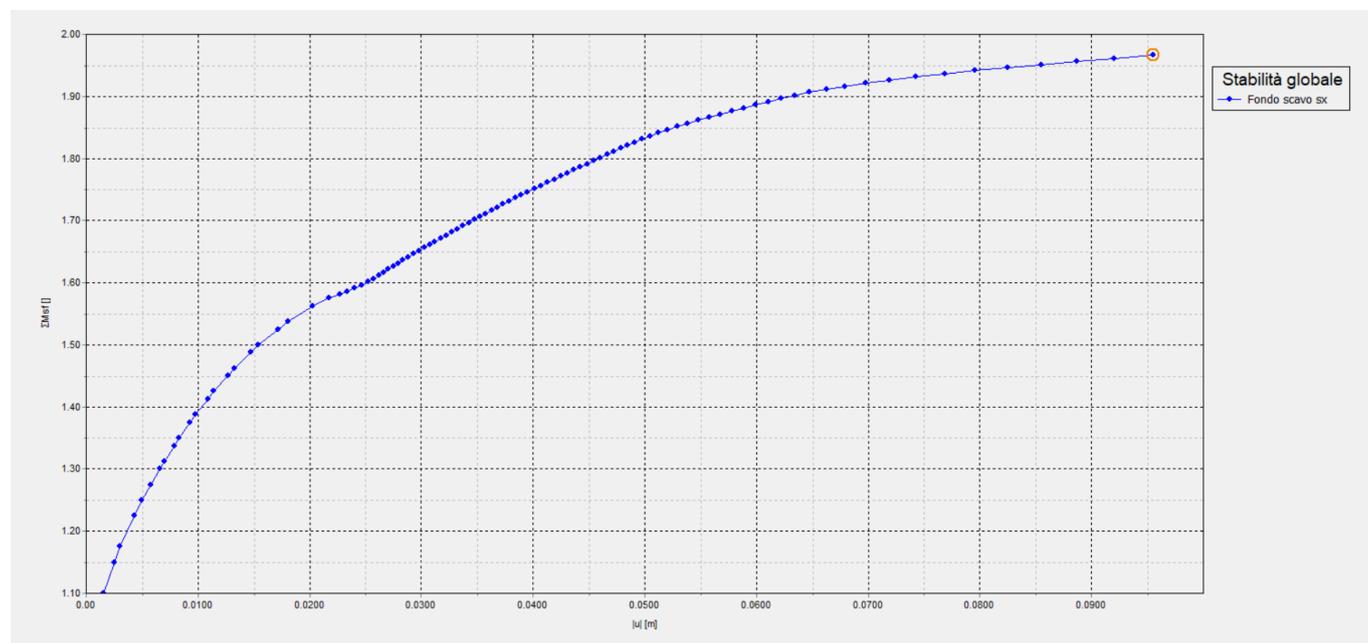


Figura 33 - Sezione 2, Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$)

4.9.3 Stima portate di emungimento

Tale stima viene eseguita per entrambe le sezioni dove comunque sono stati ottenuti risultati simili (vedasi figure a seguire). Per l'analisi eseguita in corrispondenza della sezione 2, si fornisce una stima della portata di aggotamento: $3 \text{ m}^3/\text{giorno}$, valutata considerando il problema simmetrico e quindi moltiplicando per due la stima di portata (q) desunta dalla seguente sezione (A-A) e considerando una lunghezza (L) amplificata cautelativamente del 20%. Tale stima di portata è puramente indicativa e per il dimensionamento del sistema di emungimento dovranno essere applicati fattori di sicurezza almeno pari a 4.

$q=$	$1.14E^{-06}$	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
$L=$	14.8	m
$Q_{\text{tot}}=$	3	m^3/day

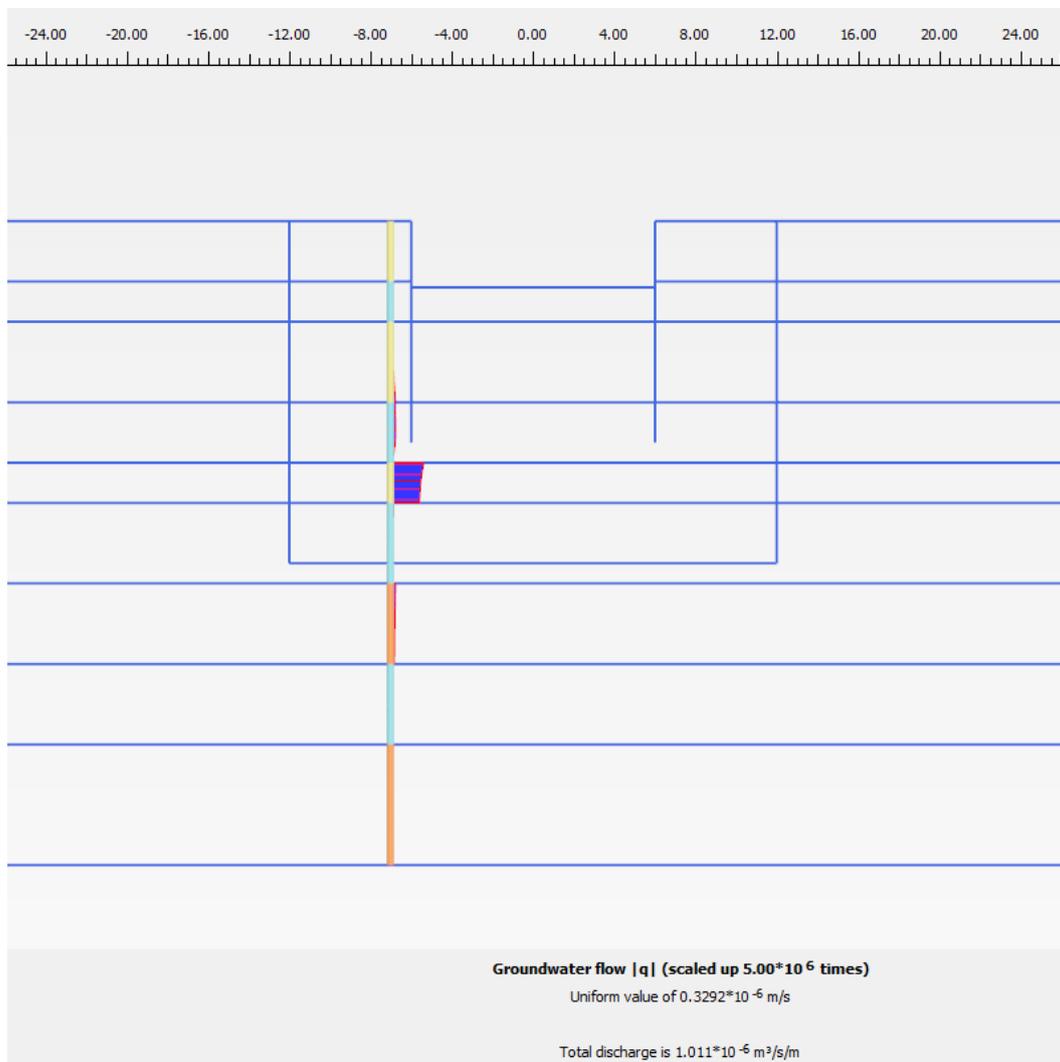


Figura 34 - Sezione A-A – stima portata q – sezione 1

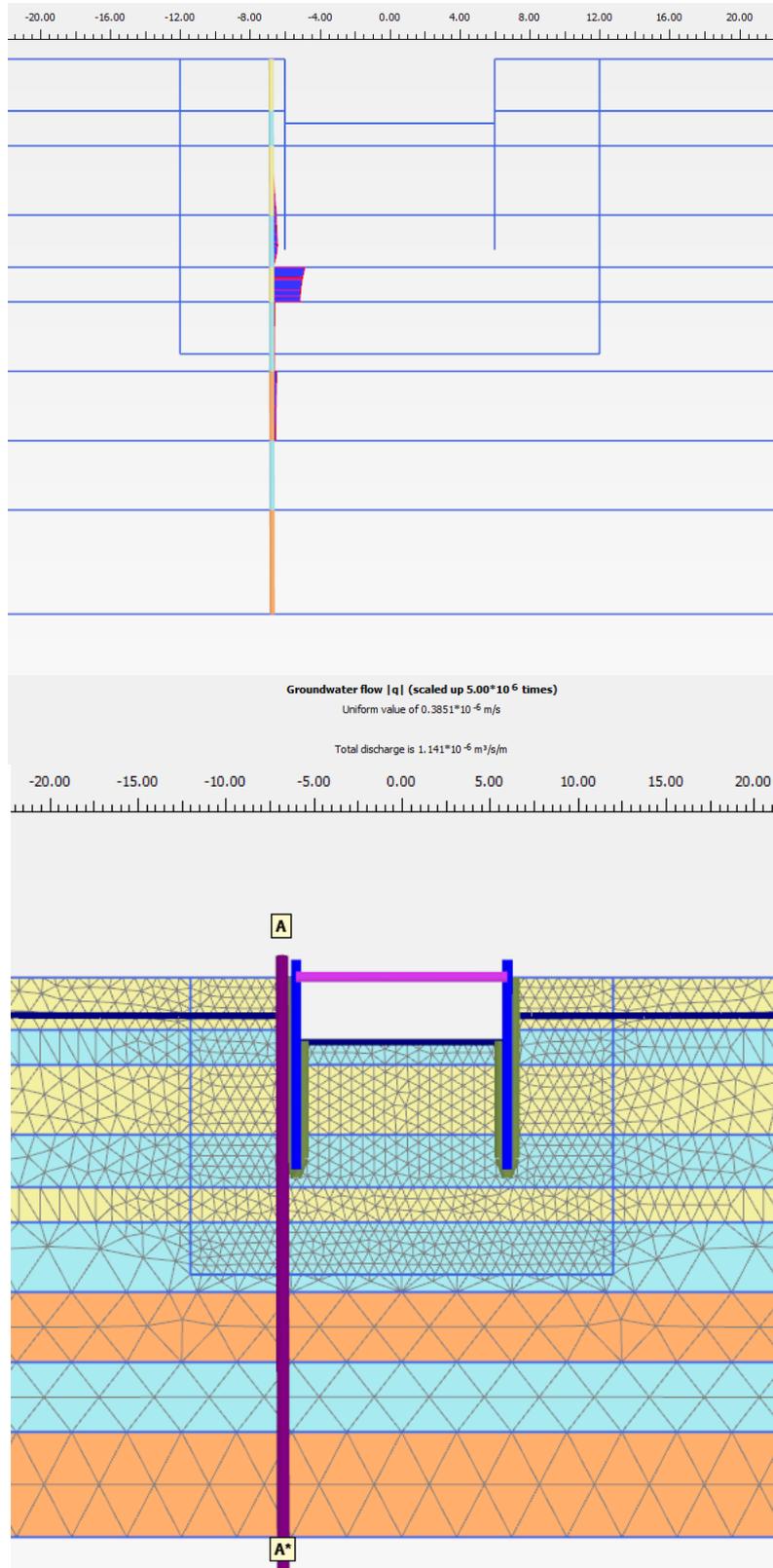


Figura 35 - Sezione A-A – stima portata q – sezione 2

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 34 di 88	

4.10 Verifiche di resistenza palancole

Per le palancole si adotta la metodologia di verifica in accordo con la normativa italiana vigente (N.T.C.'08) e con l'Eurocodice 3 (EN 1993-5). Per le verifiche si considera cautelativamente per l'acciaio $f_{yk} = 270$ MPa.

Le azioni interne allo stato limite ultimo, N_{Ed} , M_{Ed} and V_{Ed} , sono ottenute dal paragrafo 4.9.

Si determina quindi:

$$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \cdot \beta_B \quad \text{momento resistente di progetto per sezioni di classe 1 e 2}$$

dove:

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

β_B è un coefficiente riduttivo per palancole a U, dipendente dal numero di palancole interconnesse e dal tipo di suolo

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad \text{resistenza a taglio di progetto}$$

Se la forza di taglio agente di progetto V_{Ed} è maggiore del 50% della resistenza di progetto V_{Rd} , il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{Rd} = \left(\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) f_{yd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$

Data l'azione assiale resistente del palancoleto $N_{Rd} = A \cdot f_{yd}$, dove A è la sezione resistente, se il rapporto N_{Ed}/N_{Rd} è maggiore di 0.25 per palancole ad U, o maggiore di 0.1 per palancole a Z, il momento resistente si riduce secondo la seguente espressione:

$$M_{N,Rd} = k \cdot M_{Rd} \left(1 - N_{Ed} / N_{Rd} \right) \leq M_{Rd} \quad \text{momento resistente ridotto}$$

dove:

$k = 1.33$ per palancole ad U

$k = 1.11$ per palancole a Z

Essendo $N_{Ed} \leq N_{Rd}$, $M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \leq M_{Rd}$, $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, come mostrato nelle seguenti tabelle, la verifica è soddisfatta.

 IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento E12 CL VI 01 A 1 001 Rev. B Foglio 35 di 88

4.10.1 Sezione 1

Tipo di profilo:	U_Z_Sheet_Pile		
Profilo:	PU 18		
Classe acciaio:	S 270		
$f_{yk} =$	270	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale
$f_{yd} =$	257	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto
$N_{Ed} =$	43.9	kN/m	axial load
$M_{Ed} =$	284.8	kN·m/m	bending moment
$V_{Ed} =$	105.8	kN/m	shear
classe:	2		
tipo:	U		
$W_{el} =$	1800	cm ³ /m	modulo di resistenza elastico - asse forte
$A =$	163	cm ² /m	area
$W_{pl} =$	2134	cm ³ /m	modulo di resistenza plastico - asse forte
$A_v =$	62.8	cm ² /m	area resistente a taglio
$b =$	600	mm	larghezza
$h =$	430	mm	altezza
$t_w =$	9	mm	spessore anima
$t_f =$	11.2	mm	spessore ali
$\alpha =$	57.5°	deg	inclinazione dell'anima
$\beta_B =$	1.0		coefficiente riduttivo
$n =$	0.01		axial load strength ratio

Tabella 7 - Verifica di resistenza (Sezione 1) -PU18

VERIFICA IN CAMPO ELASTICO/PLASTICO							
AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)				VERIFICA (>1)
N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	$M_{N,Rd}$	$(R_d/F_{Ed})_{min}$
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	--
43.9	284.8	105.8	4191	549	933	549	1.93

OK

 IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001 Rev. B Foglio 36 di 88

4.10.2 Sezione 2

Tipo di profilo:	U_Z_Sheet_Pile		
Profilo:	PU 18		
Classe acciaio:	S 270		
$f_{yk} =$	270	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale
$f_{yd} =$	257	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto
$N_{Ed} =$	34.6	kN/m	axial load
$M_{Ed} =$	96.5	kN·m/m	bending moment
$V_{Ed} =$	60.8	kN/m	shear
classe:	2		
tipo:	U		
$W_{el} =$	1800	cm ³ /m	modulo di resistenza elastico - asse forte
$A =$	163	cm ² /m	area
$W_{pl} =$	2134	cm ³ /m	modulo di resistenza plastico - asse forte
$A_v =$	62.8	cm ² /m	area resistente a taglio
$b =$	600	mm	larghezza
$h =$	430	mm	altezza
$t_w =$	9	mm	spessore anima
$t_f =$	11.2	mm	spessore ali
$\alpha =$	57.5°	deg	inclinazione dell'anima
$\beta_B =$	1.0		coefficiente riduttivo
$n =$	0.01		axial load strength ratio

Tabella 8 - Verifica di resistenza (Sezione 2) - PU18

AZIONI DI PROGETTO			RESISTENZE DI PROGETTO				VERIFICA
(F_{Ed})			(R_d)				(>1)
N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	$M_{N,Rd}$	$(R_d/F_{Ed})_{min}$
kN/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	--
35	97	61	4191	549	933	549	5.69

4.11 Verifiche di resistenza sistema di contrasto sommitale

La verifica delle sezioni in acciaio del sistema di contrasto sommitale (puntoni tubolari e travi di ripartizione dei tiranti) viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico – par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – N.T.C.-2008 adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) per acciaio S355.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 37 di 88	

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica della palancola è effettuata tramite le seguenti espressioni, per sezioni di classe 1 e 2:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed} \quad \text{per sola azione assiale;}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed} \quad \text{per solo momento flettente;}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed} \quad \text{per solo taglio;}$$

$$M_{y,V,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - \rho) \geq M_{Ed} \quad \text{per momento flettente e taglio;}$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$N_{pl,Rd}$ è il carico assiale resistente

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente per sola flessione

$V_{c,Rd}$ è il taglio resistente

$M_{y,V,Rd}$ è il momento resistente per $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

r è il raggio di curvatura

A_V e ρ sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_V = 2 \cdot A / \pi \quad \text{per i profilati circolari cavi;}$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Per le verifiche in caso di presso-flesso-tensione, con o senza taglio, di sezioni circolari sottili, si determina quindi il dominio di resistenza M-N, in caso di plasticizzazione della sezione fino al raggiungimento della deformazione ultima sulla fibra maggiormente tesa ($\epsilon_u = 1\%$). Da tale dominio, si determina il momento ultimo mantenendo costante il rapporto M/N e pari a M_{Ed}/N_{Ed} . Le verifiche per sezioni circolari sottili sono quindi date dalle seguenti.

$$M_{N,y,Rd} = M_{ult} (N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad \text{presso-tenso-flessione, per profilati circolari cavi;}$$

$$M_{y,V,N,Rd} = (1 - \rho) \cdot M_{ult} (N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad \text{presso-tenso-flessione e taglio, per profilati circolari cavi;}$$

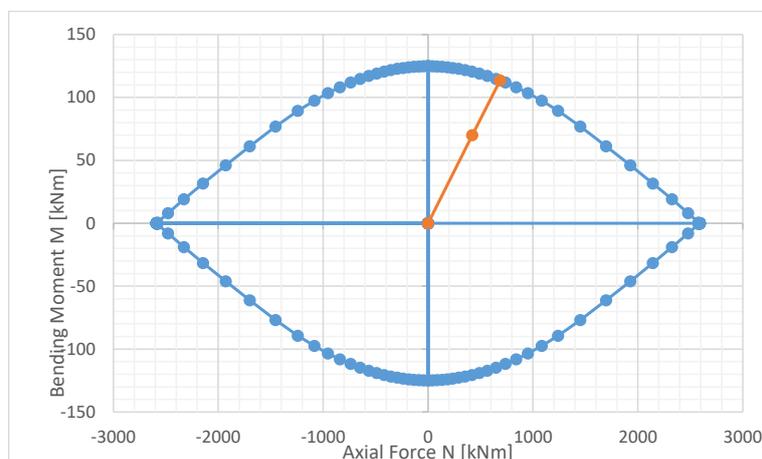


Figura 36 - Esempio di determinazione del momento ultimo dal dominio di resistenza per sezioni circolari sottili

La verifica di stabilità delle membrature compresse e presso-inflesse si effettua soddisfacendo le seguenti disequazioni, in accordo alla vigente normativa:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$$

stabilità assiale;

$$FS_b = \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}}{f_{yd} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} \leq 1$$

stabilità flessionale per aste presso - inflesse;

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \underline{\lambda}^2}} \leq 1$$

è il fattore di riduzione per la stabilità assiale

$$\Phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\underline{\lambda} - 0.2) + \underline{\lambda}^2\right)$$

α

è il fattore di imperfezione

$$\underline{\lambda} = \lambda / \lambda_c$$

è la snellezza adimensionale

$$M_{yeq,Ed} = \max \{1.3 M_{m,Ed}; 0.75 M_{Ed}\} \leq M_{Ed}$$

è il momento equivalente di calcolo

$$M_{eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b \geq 0.4 M_b$$

è il momento equivalente di calcolo per aste vincolate agli

estremi, con momento variabile linearmente tra i valori di estremi M_a e M_b , con $|M_a| \geq |M_b|$

M_{cr}

è il momento critico

$$W_y = W_{y,pl} \text{ per sezioni di classe 1 e 2}$$

è il modulo di resistenza

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001 Rev. B Foglio 39 di 88

4.11.1 Sezione 2 - Verifica strutturale dei puntoni di contrasto

I puntoni sono verificati allo SLU secondo quanto previsto dalla normativa vigente ed in accordo alla metodologia riportata nel paragrafo precedente. Le azioni di calcolo sono valutate in base alle reazioni derivanti dal calcolo riportate al paragrafo 4.9.1.

La sollecitazione assiale massima che arriva al sistema di contrasto sommitale modellato nel calcolo è 287.3 kN (SLU). Il momento flettente e il taglio di calcolo sono valutati per il solo peso proprio del profilato Ø298.5#10 (amplificato per 1.3 allo SLU), per lo schema di trave appoggiata agli estremi:

$$N_{Ed} = 287.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 5.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 3.2 \text{ kN}$$

Le caratteristiche geometriche ed i parametri di verifica, con riferimento ai simboli descritti al precedente paragrafo, sono i seguenti. La lunghezza massima del puntone è 7 m.

tipo:	Ø					
classe:	1					
$W_{el,maj}$	633	cm ³	=	0.00063256	m ³	modulo di resistenza elastico - asse forte
$W_{el,min}$	633	cm ⁴	=	0.00063256	m ⁴	modulo di resistenza elastico - asse debole
A	91	cm ²	=	0.00906349	m ²	area
$W_{pl,maj}$	833	cm ³	=	0.00083266	m ³	modulo di resistenza plastico - asse forte
$W_{pl,min}$	833	cm ⁴	=	0.00083266	m ⁴	modulo di resistenza plastico - asse debole
A_v	57.7	cm ²	=	0.00577	m ²	area resistente a taglio
b	298.5	mm	=	0.2985	m	larghezza
h	298.5	mm	=	0.2985	m	altezza
t_w	10	mm	=	0.01	m	spessore anima
t_f	10	mm	=	0.01	m	spessore ali
r	-	mm	=	#VALORE!	m	raggio curvatura raccordo
ρ	0.000					parametro di riduzione resistenza a taglio
n	0.09					rapporto azione/resistenza assiale
a	0.34					parametro di riduzione resistenza assiale
Stabilità Assiale						
i_{maj}	10	cm	=	0.10206141	m	raggio d'inerzia
l_0	7.00	m				lunghezza libera di inflessione
λ	69					snellezza
λ_{max}	250					per membrature secondarie
$\underline{\lambda} = \lambda/\lambda_c$	0.898					snellezza adimensionale
α	0.21					fattore d'imperfezione
Φ	0.976					
χ	0.736					fattore di riduzione per stabilità assiale
Stabilità Flessionale						
asse forte			asse debole			
$M_{av,Ed}$	3.78	kN·m		$M_{av,Ed}$	0.00	kN·m
M_A	0.00	kN·m		M_A	0.00	kN·m
M_B	0.00	kN·m		M_B	0.00	kN·m
$M_{eq,Ed}$	4.91	kN·m		$M_{eq,Ed}$	0.00	kN·m
N_{cr}	3993	kN		N_{cr}	3993	kN
						carico critico Euleriano

Le verifiche di resistenza e stabilità per carico di punta assiale e flessionale sono riportate nella seguente tabella. La resistenza flessionale ridotta per effetto dell'azione assiale è valutata per mezzo del dominio di resistenza riportato nella

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 40 di 88

successiva immagine. Poiché le resistenze (R_d) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (E_d) e risultando $FS_b < 1$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 9 - Verifica puntoni

Verifica in Campo Plastico					
$N_{pl,Rd} =$	3064	kN			OK FS= 10.67
$M_{c,Rd} =$	282	kN·m			OK FS= 49.69
$V_{c,Rd} =$	1126	kN			OK FS= 347.92
$M_{y,V,Rd} =$	282	kN·m			OK FS= 49.69
$M_{N,y,Rd} =$	53	kN·m			OK FS= 9.32
$M_{y,V,N,Rd} =$	53	kN·m			OK FS= 9.32
Verifica di Stabilità Assiale					
$N_{b,Rd} =$	2254	kN			OK FS= 7.84
Verifica di Stabilità Flessionale					
$FS_b =$	0.146	<=1			OK FS= 6.84

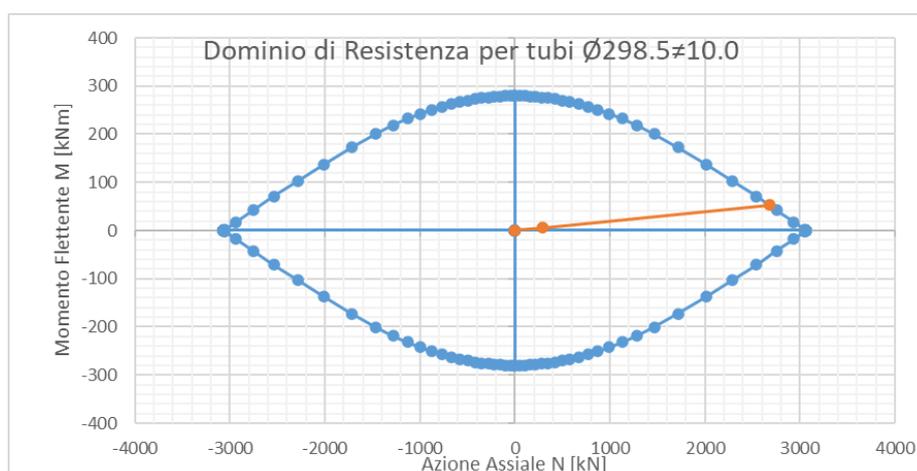


Figura 37: Dominio di resistenza allo SLU per i puntoni

4.11.2 Sezione 2 - Verifica travi di ripartizione

Si prevedono travi di ripartizione in acciaio (S355) costituite da due HE 240 A.

Il momento flettente M_{max} ed il taglio massimo T_{max} sono calcolati modellando la trave di coronamento come una trave continua su appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i puntoni e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei puntoni F_h (kN/m). Al fine di massimizzare le sollecitazioni flessionali si considera:

$$M_{max} = F_h \frac{L^2}{8}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17 Lotto 12 Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001 Rev. B Foglio 41 di 88

$$T_{\max} = F_h \frac{L}{2}$$

L = 6 m (luce massima tra i puntoni).

Nel caso in esame le sollecitazioni valgono (SLU STR):

$$F_h = 287.3 / 6 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 215.5 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 143.7 \text{ kN}$$

Nella seguente tabella sono mostrate le caratteristiche delle travi di ripartizioni adottate.

Tabella 10 – Caratteristiche travi di ripartizione adottate

Tipo di profilo:	HE			
Profilo:	HE 240 A			
Classe acciaio:	S 355			
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica	
$\gamma_{m,slu} =$	1.05		fattore parziale	
$f_{yd} =$	338	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto	
n. di profili =	2			
tipo:	H			
classe:	2			
$W_{el} =$	675	cm ³	modulo di resistenza elastico - asse forte	
A =	77	cm ²	area	
$W_{pl} =$	745	cm ³	modulo di resistenza plastico - asse forte	
$A_v =$	25.1	cm ²	area resistente a taglio	
b =	240	mm	larghezza	
h =	230	mm	altezza	
$t_w =$	7.5	mm	spessore anima	
$t_f =$	12	mm	spessore ali	
r =	21	mm	raggio curvatura raccordo	
$\rho =$	0.000		parametro di riduzione resistenza a taglio	
n =	0.00		rapporto azione/resistenza assiale	
a =	0.25		parametro di riduzione resistenza assiale	

Nella seguente tabella sono mostrati i risultati della verifica. Poiché le resistenze (Rd) sono sempre maggiori delle relative azioni di progetto (F_{Ed}) e risultando (Rd/F_{Ed}) > 1, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 11 - Verifica travi di ripartizione

DATI				AZIONI DI PROGETTO			RESISTENZE DI PROGETTO						VERIFICA
				(F _{Ed})			(R _d)						(>1)
Section	Order	N ₀	i	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	N _{pl,Rd}	M _{c,Rd}	V _{c,Rd}	M _{yV,Rd}	M _{Ny,Rd}	M _{yV,N,Rd}	(R _d /F _{Ed}) _{min}
-	-	kN	m	kN	kNm	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	--
2	0	287	6.00	0	215.5	143.7	5193	503	981	503	503	503	2.34

OK

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 42 di 88

4.12 Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici

Sifonamento

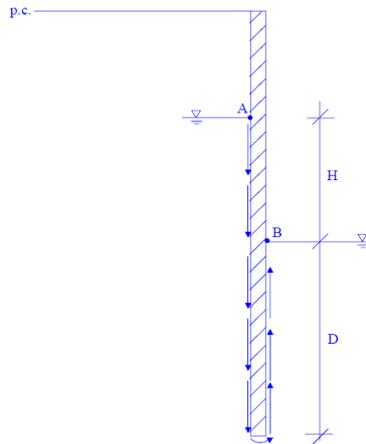
In un terreno privo di legami coesivi, in presenza di filtrazione ascendente quando il gradiente idraulico è prossimo al valore critico $i = i_c \approx 1$, si annullano le forze intergranulari, si annulla la resistenza del terreno e le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno. Tale fenomeno è noto come instabilità idrodinamica (o sifonamento). Il fattore di sicurezza globale nei confronti del sifonamento è il rapporto tra il gradiente idraulico critico, $i_c \approx 1.0$, e quello presente in esercizio (gradiente di efflusso), i_E :

$$FS = i_c / i_E \approx 1 / i_E$$

In via cautelativa, con riferimento al percorso di filtrazione più corto (situazione più critica), nell'ipotesi di perdita di carico lineare con la profondità e trascurando lo spessore della paratia, il gradiente di efflusso, i_E è dato da:

$$i_E = H / (H + 2 \cdot D)$$

dove H è la differenza di carico idraulico monte-valle e D è la profondità di infissione della paratia misurata sotto il fondo scavo.



	H scavo	H	D	i_E	FS
Sezione 1	3.3 m	1.6 m	7.7 m	0.09	10.6
Sezione 2	3.7 m	1.7 m	7.3 m	0.10	9.6

Si tratta quindi di gradienti di efflusso piuttosto bassi, tali da evitare il pericolo di sifonamento.

Nel seguito si esprime la verifica di sifonamento in termini di pressioni come richiesto da NTC 2008, le pressioni totali a fondo scavo dovranno essere maggiori delle pressioni idrostatiche instabilizzanti:

$$U_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

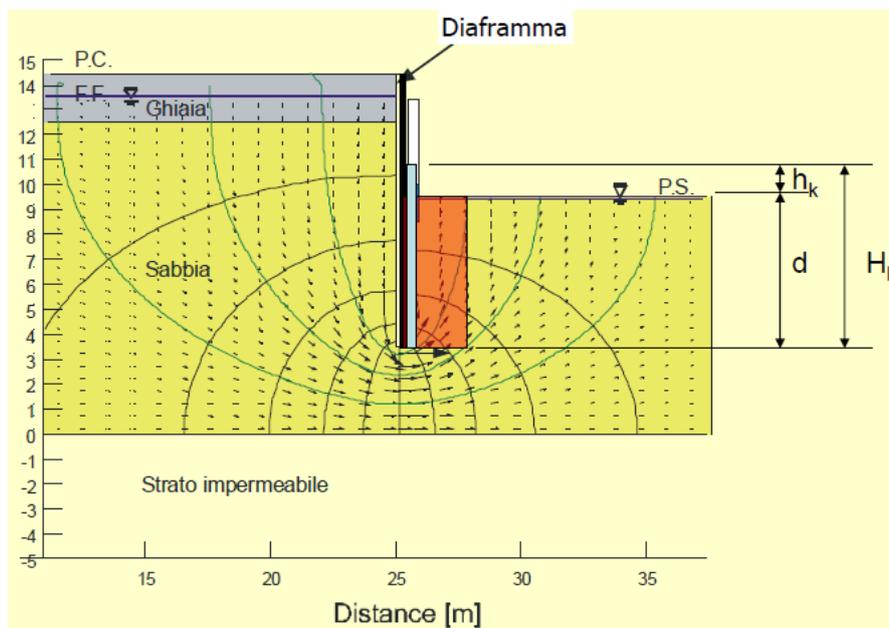


Figura 38 – Schema reticolo di filtrazione per verifica sifonamento

In termini di tensioni totali si verifica:

$$\gamma_{G,inst} (\gamma_w \cdot H_k) \leq \gamma_{G,std} (\gamma_{sat,k} \cdot d)$$

$$1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k) \leq 0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$$

Dove:

$\gamma_{G,inst} = 1.3$; $\gamma_{G,std} = 0.9$ coefficienti parziali di normativa NTC 2008.

γ_w = peso dell'acqua; $\gamma_{sat,k}$ = peso di volume del terreno (19 kN/m^3).

H_k ; d = profondità indicate come da schema di Figura 38.

Nel caso in esame si valutano le pressioni al piede della paratia dal modello di calcolo Plaxis (vedasi figure seguenti) da cui si ricava H_k e quindi le pressioni delle seguenti relazioni

$$1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k)$$

$$0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$$

Quindi da tabella seguente si verifica che: $1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k) \leq 0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$.

La verifica è soddisfatta.

	H_k [m]	d [m]	$1.3 \cdot (\gamma_w \cdot H_k)$ [kPa]	$0.9 \cdot (\gamma_{sat,k} \cdot d)$ [kPa]
Sezione 1	9.4	7.7	122.2	128.2
Sezione 2	8.9	7.3	115.7	121.5

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 44 di 88

Per la sezione 1 (palancola a sbalzo) si esegue la verifica prendendo i valori delle pressioni dal modello di calcolo Plaxis (vedasi figure seguenti); da cui al piede della paratia si ha rispettivamente una pressione di 93.8 kPa, che corrisponde a $H_k = 9.4$ m.

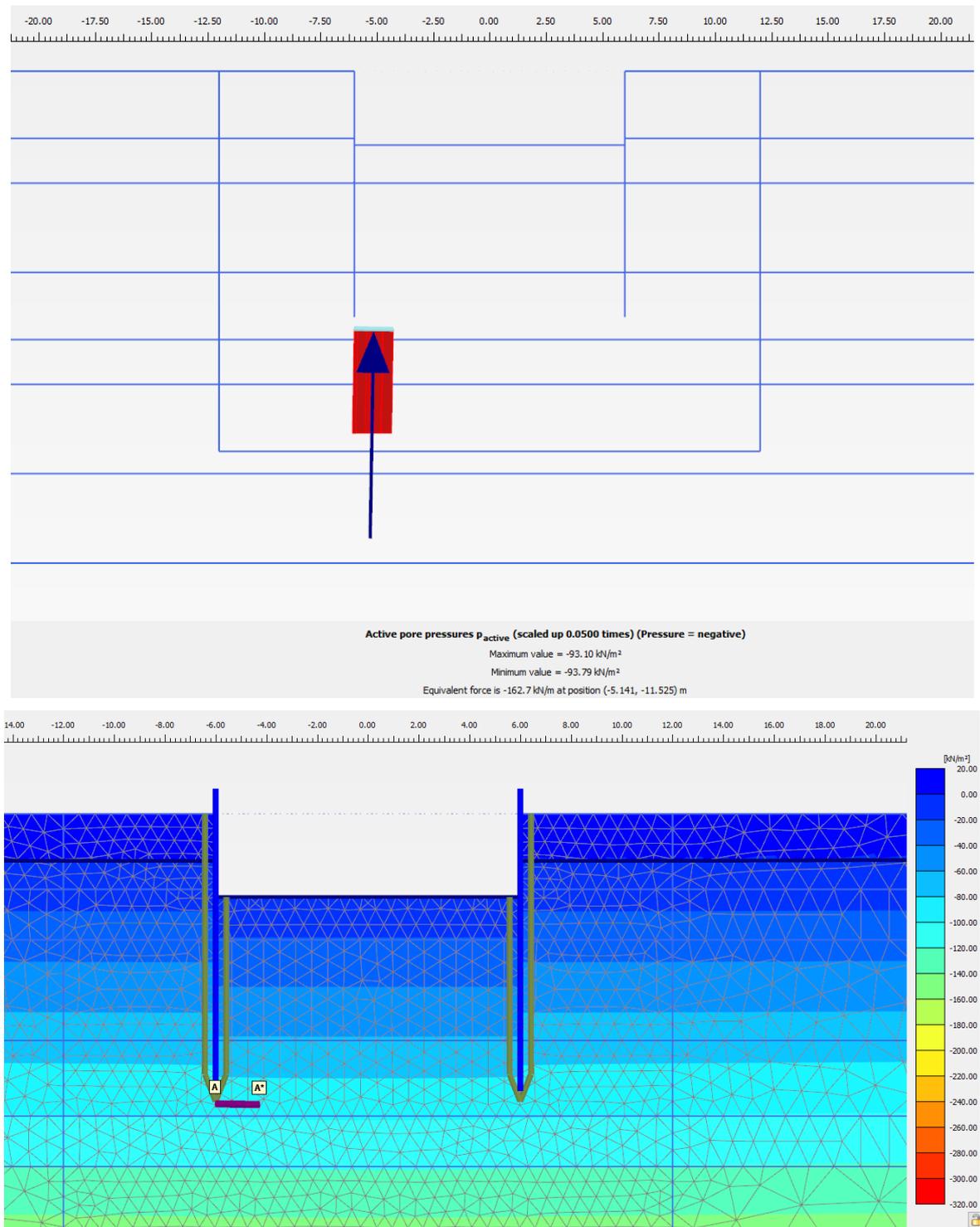


Figura 39 – sezione 1

Per la sezione 2 si esegue la verifica prendendo i valori delle pressioni dal modello di calcolo Plaxis (vedasi figure seguenti); da cui al piede della paratia si ha rispettivamente una pressione di 89 kPa, che corrisponde a $H_k = 8.9$ m.

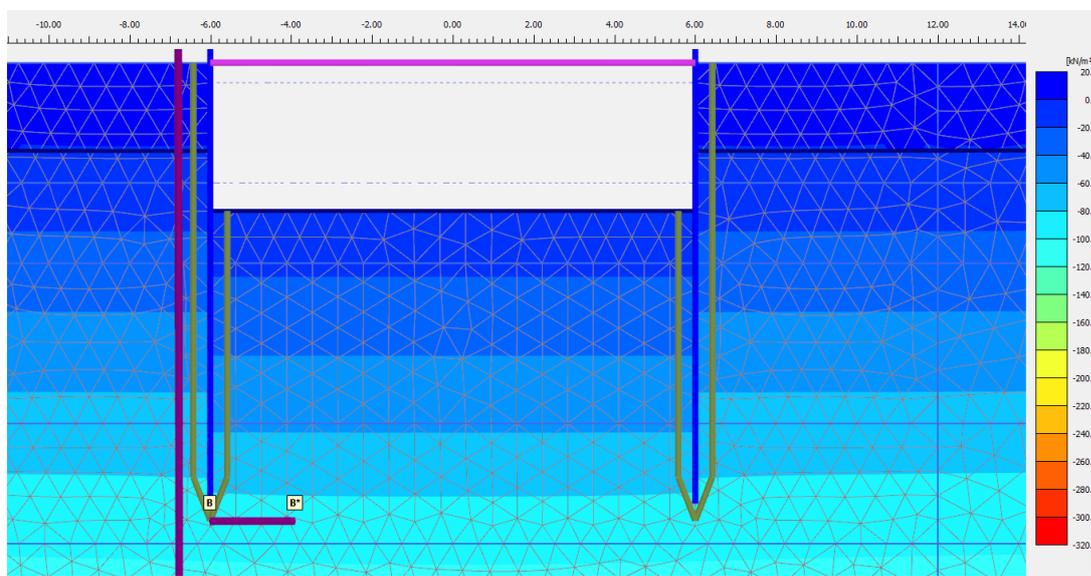
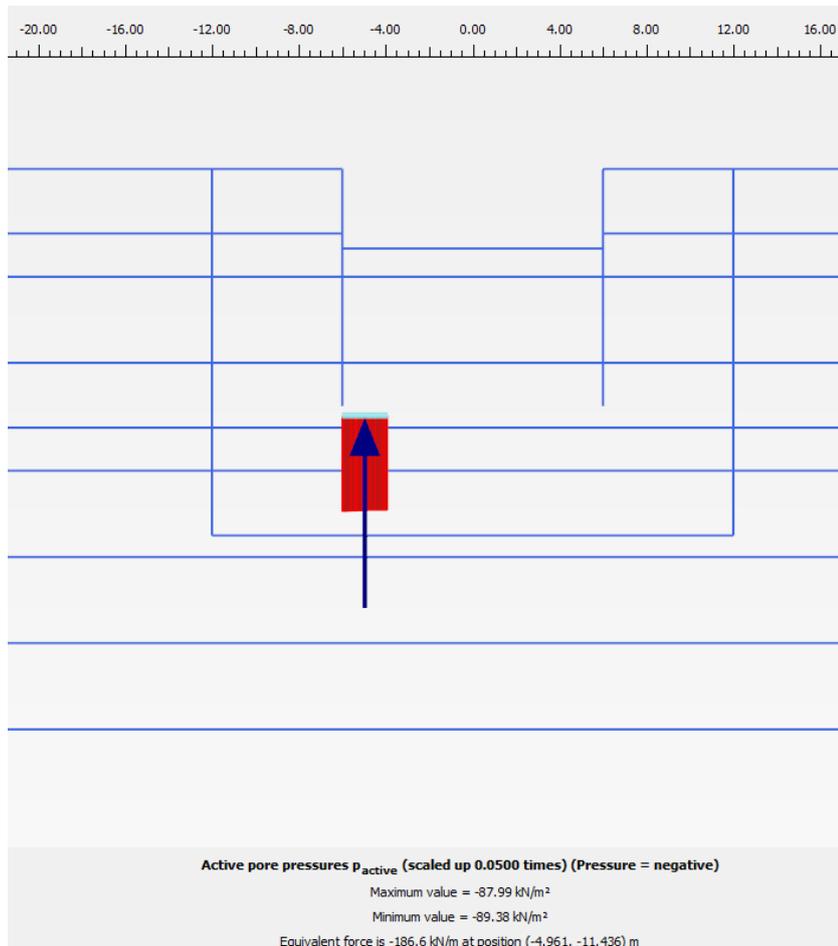


Figura 40 – sezione 2

GENERAL CONTRACTOR



IRICAV2

ALTA SORVEGLIANZA



VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL VI 01 A 1 001

Rev.
B

Foglio
46 di 88

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
VI01A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 01 A 1 001	Rev. B	Foglio 47 di 88

5 ALLEGATO A. Tabulato di calcolo Plaxis

5.1 Tabulati di calcolo sezione 1

PLAXIS Report

1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
Identification number	1	2	3	4	5
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³ 18.50	18.50	18.50	18.50	19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 18.50	18.50	18.50	18.50	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	kN/m ² 25.00E3	15.00E3	8000	8000	45.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 9615	5769	3077	3077	17.31E3
E_{Oed}	kN/m ² 33.65E3	20.19E3	10.77E3	10.77E3	60.58E3
c_{ref}	kN/m ² 0.01000	0.01000	0.01000	0.01000	0.01000
ϕ (phi)	° 30.00	20.00	26.00	17.00	34.00
ψ (psi)	° 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
V_s	m/s 71.41	55.31	40.39	40.39	94.53
V_p	m/s 133.6	103.5	75.57	75.57	176.9
Set to default values	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{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
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
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	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	937.5E3	562.5E3	300.0E3	300.0E3	1.687E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
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 /s/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
Identification		Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.5000	0.6580	0.5616	0.7076	0.4408
$K_{0,z}$		0.5000	0.6580	0.5616	0.7076	0.4408
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Fine	Fine	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	46.00	46.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	26.00	26.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	28.00	28.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/s	0.01300E-3	0.01300E-3	0.7000E-6	0.7000E-6	0.01300E-3
k_y	m/s	0.01300E-3	0.01300E-3	0.7000E-6	0.7000E-6	0.01300E-3
$-\psi_{unsat}$	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
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

f_{TV}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
----------	-------	-------	-------	-------	-------

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
Unfrozen water content	None	None	None	None	None

1.1.1.2 Materials - Plates -

Identification	U18
----------------	-----

Identification number 1

Comments	
----------	--

Colour 

Material type	Elastic
---------------	---------

Isotropic Yes

EA_1	kN/m	3.429E6
--------	------	---------

EA_2	kN/m	3.429E6
--------	------	---------

EI	kN m ² /m	81.16E3
----	----------------------	---------

d m 0.5329

w	kN/m/m	1.260
---	--------	-------

v (nu) 0.000

Rayleigh α	0.000
-------------------	-------

Rayleigh β 0.000

Prevent punching	No
------------------	----

Identification number 1

c	kJ/t/K	0.000
---	--------	-------

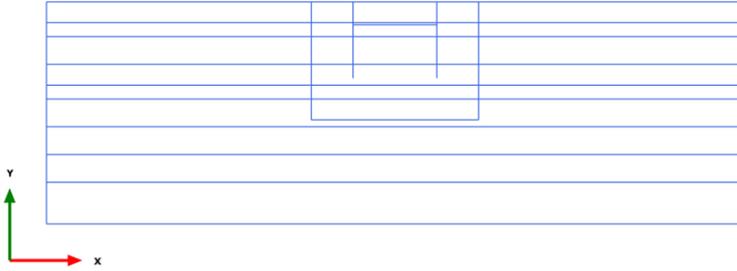
λ kW/m/K 0.000

Identification	U18
----------------	-----

ρ t/m³ 0.000

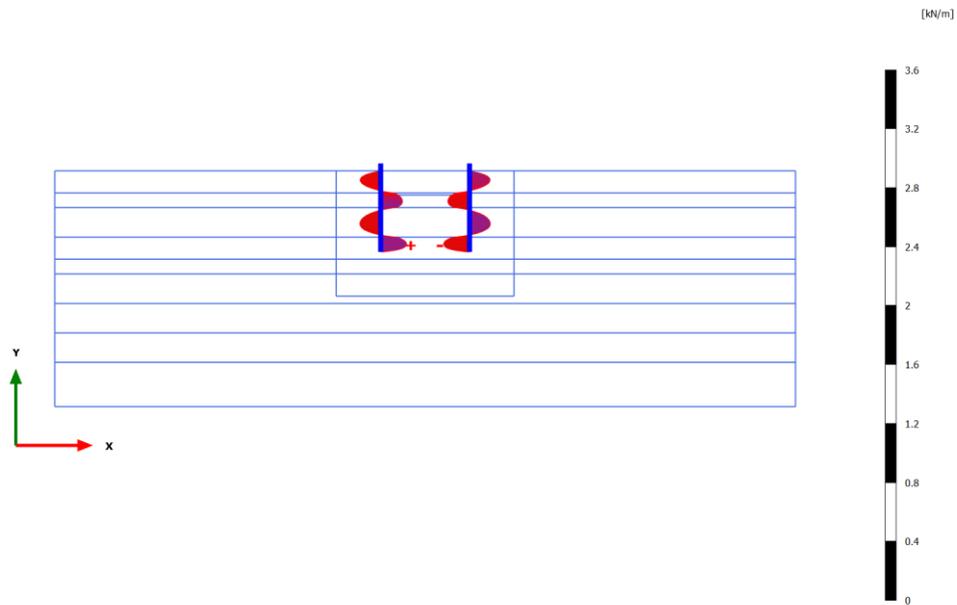
α	1/K	0.000
----------	-----	-------

3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



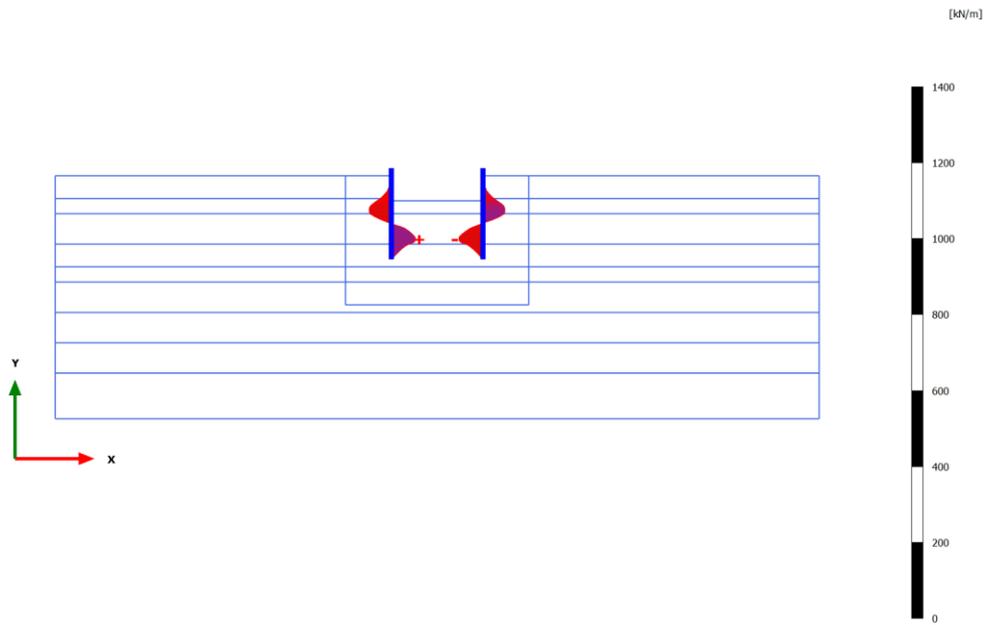
Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

3.1.1.1.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Shear forces Q



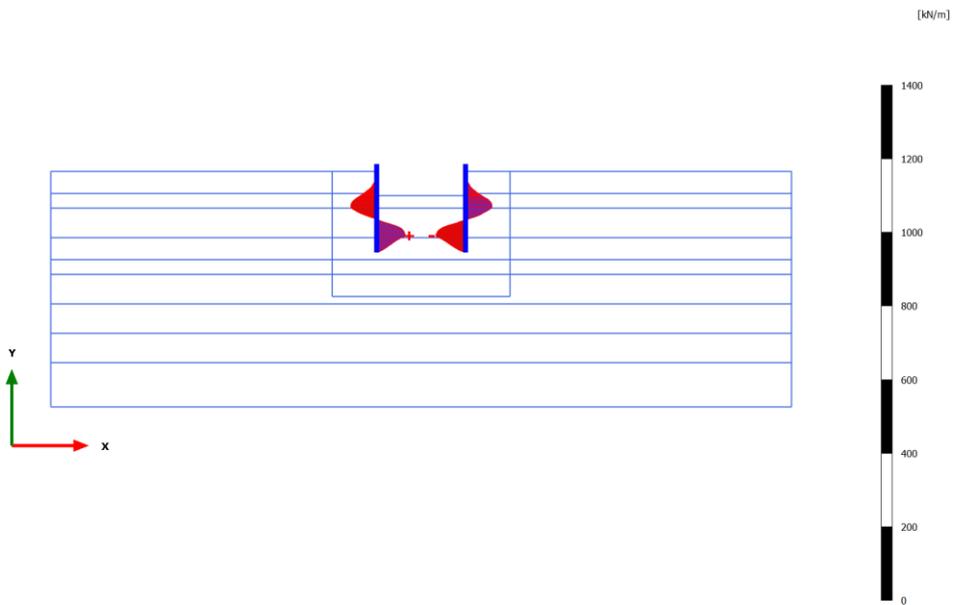
Shear forces Q (scaled up 20.0 times)
Maximum value = 0.1757 kN/m (Element 36 at Node 11297)
Minimum value = -0.1757 kN/m (Element 39 at Node 16698)

3.1.1.1.3 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/380), Shear forces Q



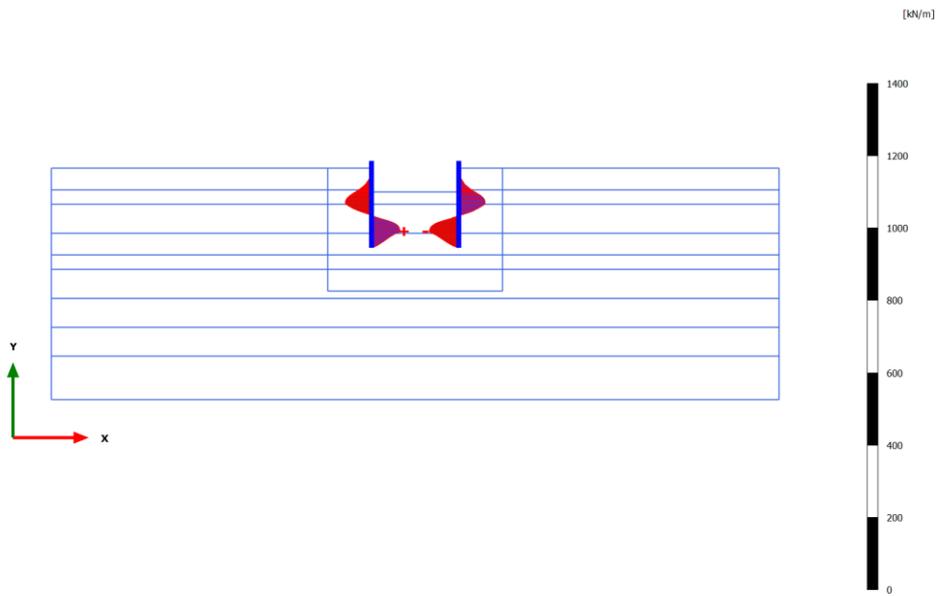
Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)
 Maximum value = 63.34 kN/m (Element 27 at Node 8733)
 Minimum value = -62.93 kN/m (Element 33 at Node 15342)

3.1.1.1.4 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/636), Shear forces Q



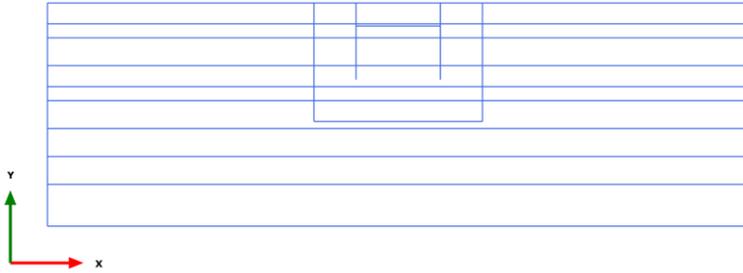
Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)
 Maximum value = 77.46 kN/m (Element 28 at Node 8735)
 Minimum value = -80.34 kN/m (Element 34 at Node 15344)

3.1.1.1.5 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/646), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)
 Maximum value = 79.16 kN/m (Element 28 at Node 8735)
 Minimum value = -81.43 kN/m (Element 34 at Node 15344)

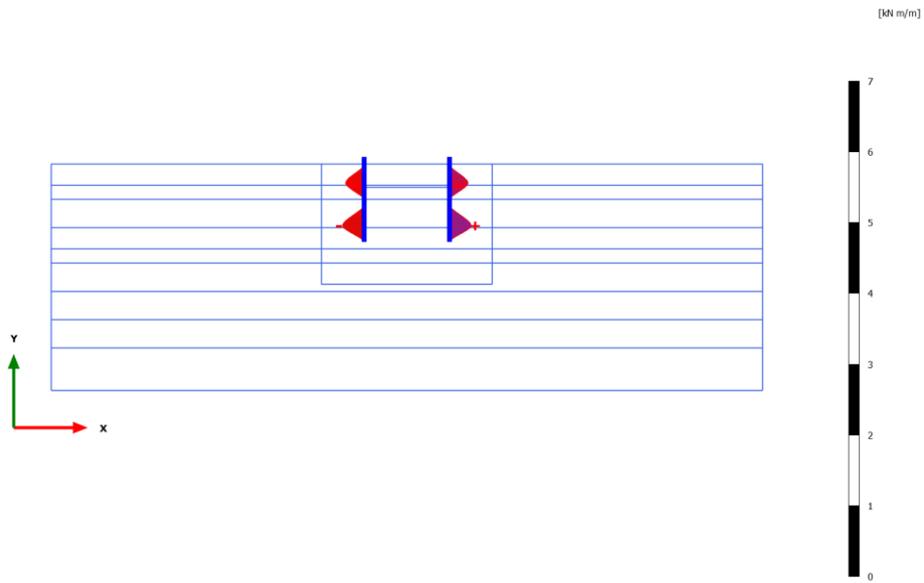
3.1.1.2.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 1.00 times)

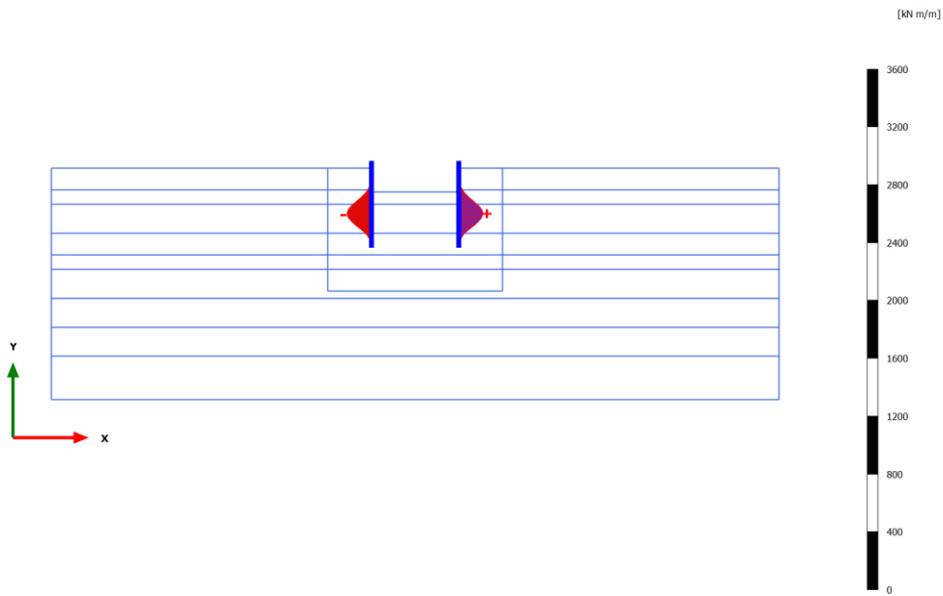
No results

3.1.1.2.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Bending moments M



Bending moments M (scaled up 10.0 times)
 Maximum value = 0.3052 kN m/m (Element 34 at Node 15344)
 Minimum value = -0.3052 kN m/m (Element 28 at Node 8735)

3.1.1.2.3 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/380), Bending moments M

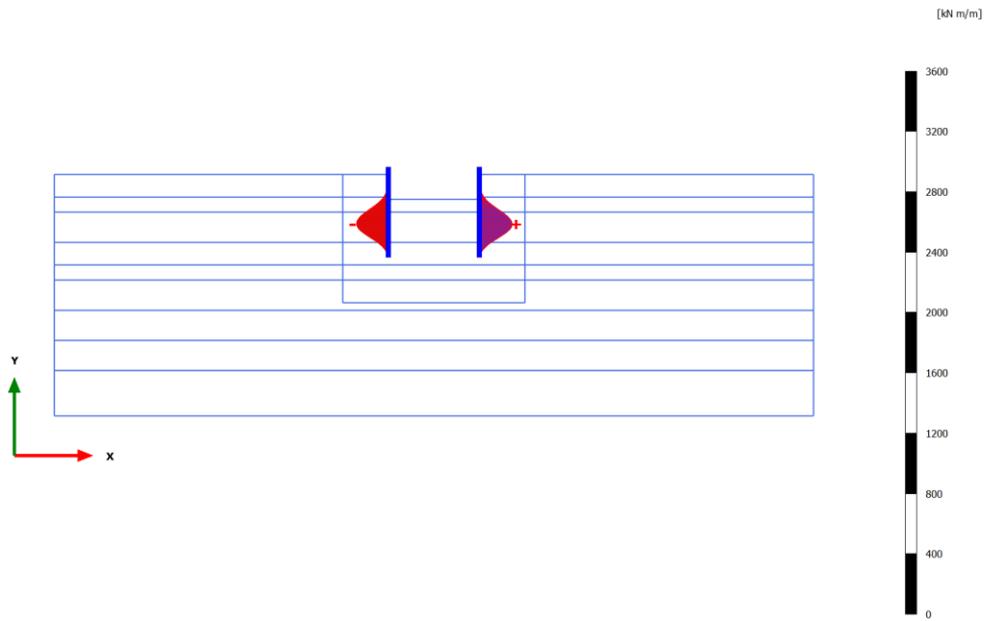


Bending moments M (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = 165.2 kN m/m (Element 30 at Node 12239)

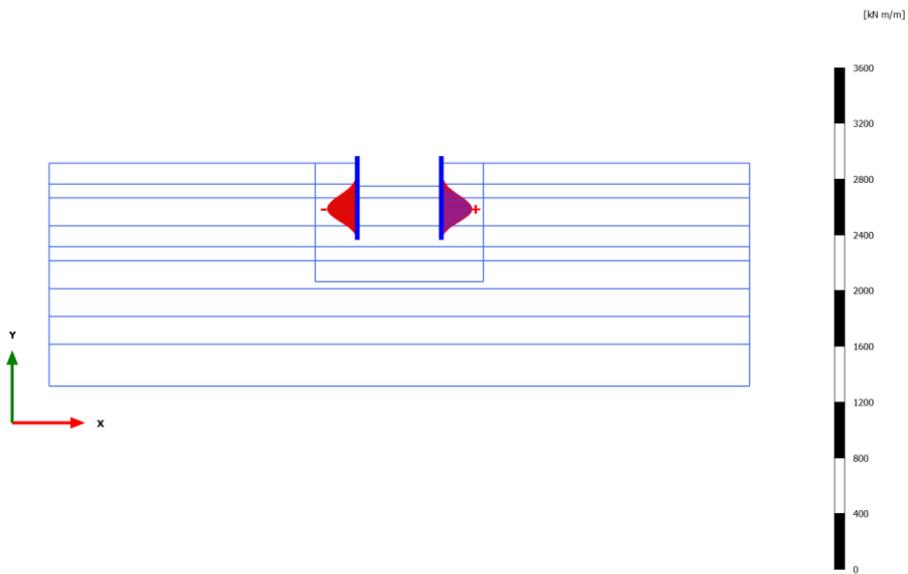
Minimum value = -167.9 kN m/m (Element 24 at Node 5589)

3.1.1.2.4 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/636), Bending moments M



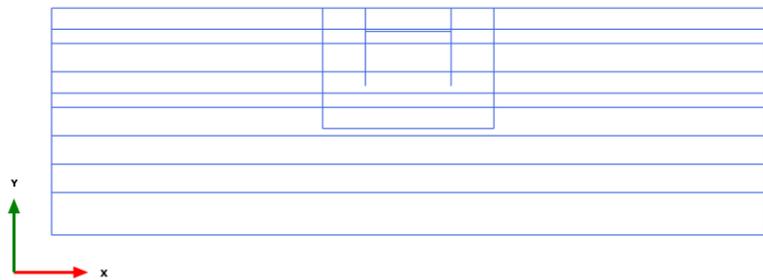
Bending moments M (scaled up 0.0200 times)
 Maximum value = 216.5 kN m/m (Element 31 at Node 13459)
 Minimum value = -209.0 kN m/m (Element 25 at Node 5590)

3.1.1.2.5 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/646), Bending moments M



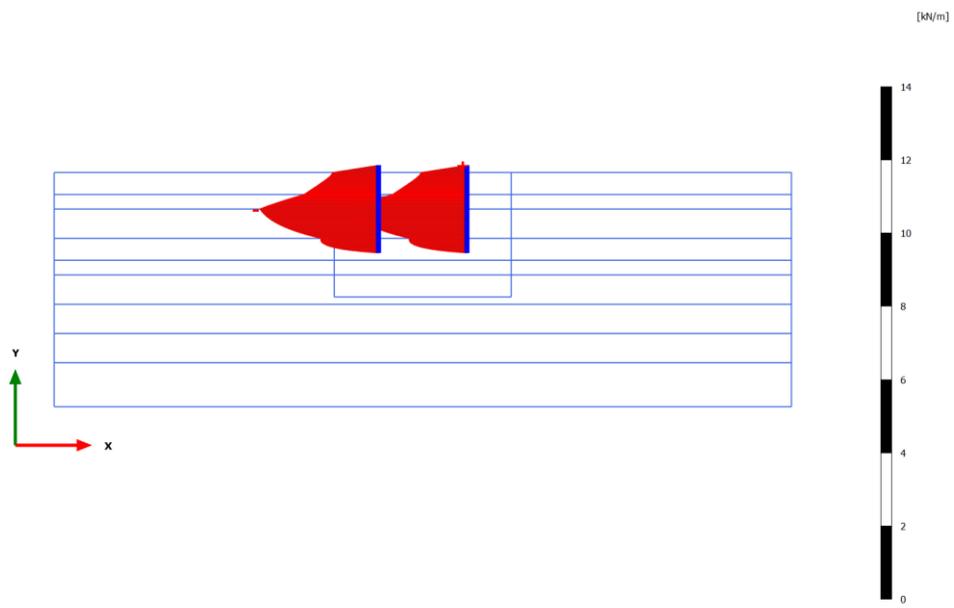
Bending moments M (scaled up 0.0200 times)
 Maximum value = 219.1 kN m/m (Element 31 at Node 13459)
 Minimum value = -212.8 kN m/m (Element 25 at Node 5590)

3.1.1.3.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



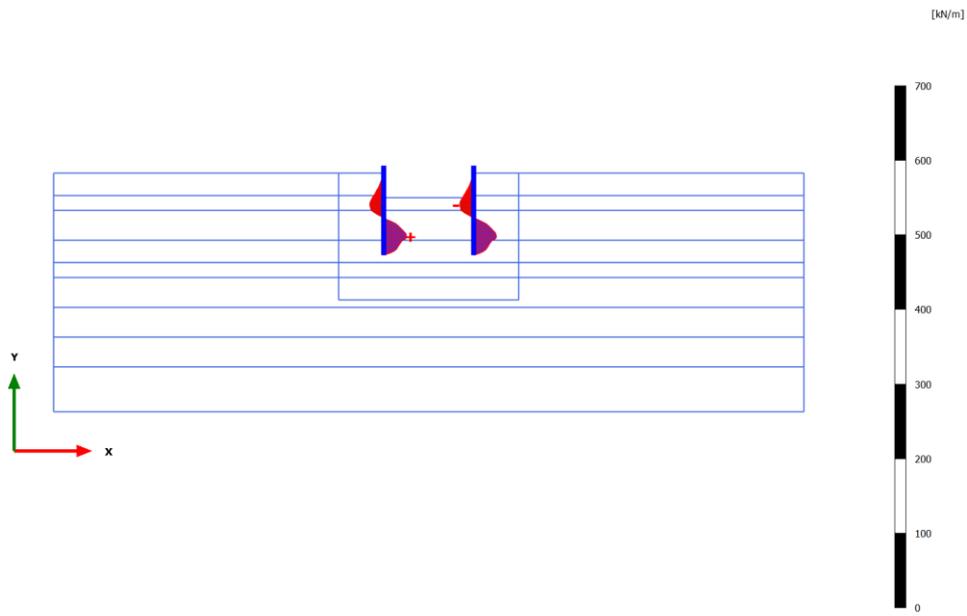
Axial forces N (scaled up 1.00 times)
 No results

3.1.1.3.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Axial forces N



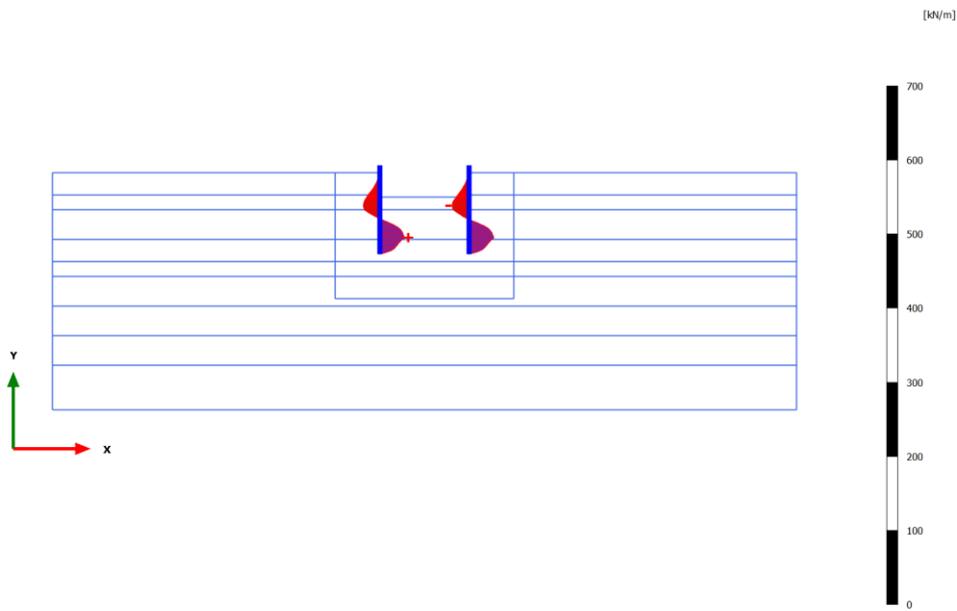
Axial forces N (scaled up 5.00 times)
 Maximum value = $-0.07655 \cdot 10^{-3}$ kN/m (Element 2 at Node 7183)
 Minimum value = -3.229 kN/m (Element 19 at Node 3807)

1.1.1.3.3 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/380), Axial forces N



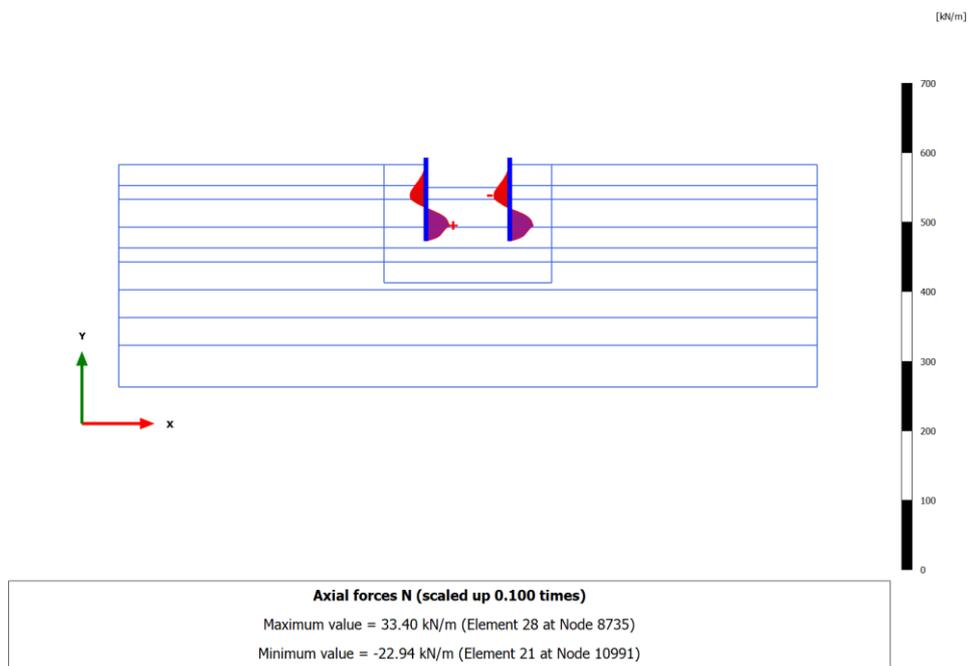
Axial forces N (scaled up 0.100 times)
 Maximum value = 30.52 kN/m (Element 28 at Node 8734)
 Minimum value = -18.76 kN/m (Element 21 at Node 10210)

3.1.1.3.4 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/636), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 0.100 times)
 Maximum value = 32.96 kN/m (Element 28 at Node 8735)
 Minimum value = -22.87 kN/m (Element 22 at Node 10991)

3.1.1.3.5 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/646), Axial forces N



5.2 Tabulati di calcolo sezione 2

PLAXIS Report

1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
Identification number	1	2	3	4	5
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³ 18.50	18.50	18.50	18.50	19.00
γ_{sat}	kN/m ³ 18.50	18.50	18.50	18.50	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	kN/m ² 25.00E3	15.00E3	8000	8000	45.00E3
ν (nu)	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m ² 9615	5769	3077	3077	17.31E3
E_{oed}	kN/m ² 33.65E3	20.19E3	10.77E3	10.77E3	60.58E3
c_{ref}	kN/m ² 0.01000	0.01000	0.01000	0.01000	0.01000
ϕ (phi)	° 30.00	20.00	26.00	17.00	34.00
ψ (psi)	° 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
V_s	m/s 71.41	55.31	40.39	40.39	94.53
V_p	m/s 133.6	103.5	75.57	75.57	176.9
Set to default values	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ_{ref}	m 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	kN/m ² /m 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ_{ref}	m 0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
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	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783

v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	937.5E3	562.5E3	300.0E3	300.0E3	1.687E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
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 /s/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic

Identification		Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0.5000	0.6580	0.5616	0.7076	0.4408
$K_{0,z}$		0.5000	0.6580	0.5616	0.7076	0.4408
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Fine	Fine	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	46.00	46.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	26.00	26.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	28.00	28.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/s	0.01300E-3	0.01300E-3	0.7000E-6	0.7000E-6	0.01300E-3
k_y	m/s	0.01300E-3	0.01300E-3	0.7000E-6	0.7000E-6	0.01300E-3
$-\psi_{unsat}$	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
c_s	kJ/t/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
f_{TV}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification	Sabbia (3a)	Sabbia (3a)_Interface	Argilla (3b)	Argilla (3b)_Interface	Sabbia (4)
Unfrozen water content	None	None	None	None	None

1.1.1.2 Materials - Plates -

Identification	U18
----------------	-----

Identification number 1

Comments

Colour



Material type Elastic

Isotropic Yes

EA₁ kN/m 3.429E6

EA₂ kN/m 3.429E6

EI kN m²/m 81.16E3

d m 0.5329

w kN/m/m 1.260

v (nu) 0.000

Rayleigh α 0.000

Rayleigh β 0.000

Prevent punching No

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

Identification U18

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

1.1.1.3 Materials - Anchors -

Identification PU

Identification number 1

Comments

Colour



Material type Elastic

EA kN 1.900E6

L_{spacing} m 6.000

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

Identification number 1

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



VI06A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL VI 06 A 1 001

Rev.
C

Foglio
65 di 88

c kJ/t/K 0.000

λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

A m² 0.000

Identification PU

Identification number 1

c kJ/t/K 0.000

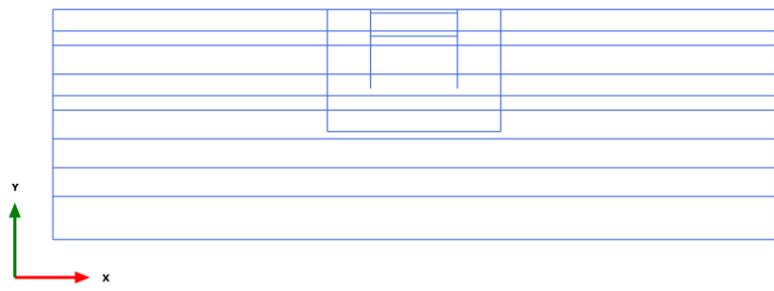
λ kW/m/K 0.000

ρ t/m³ 0.000

α 1/K 0.000

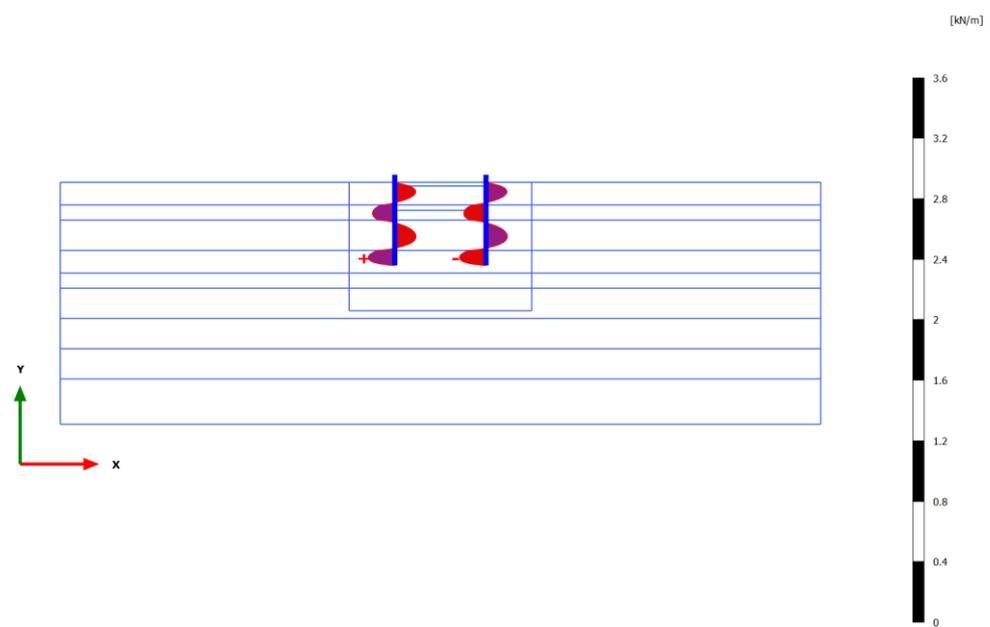
A m² 0.000

3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 1.00 times)
No results

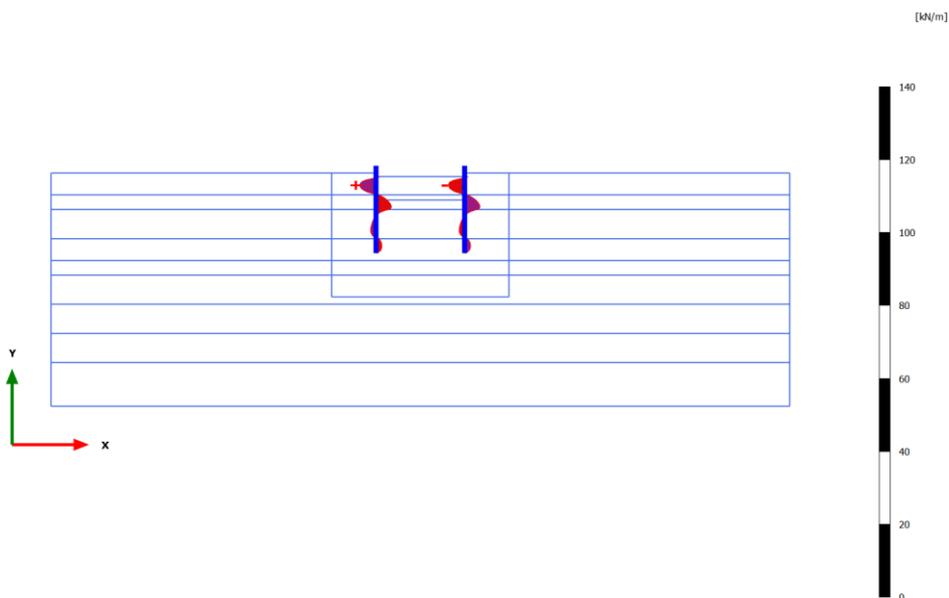
3.1.1.1.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 20.0 times)
Maximum value = 0.1757 kN/m (Element 32 at Node 9867)
Minimum value = -0.1757 kN/m (Element 35 at Node 15200)



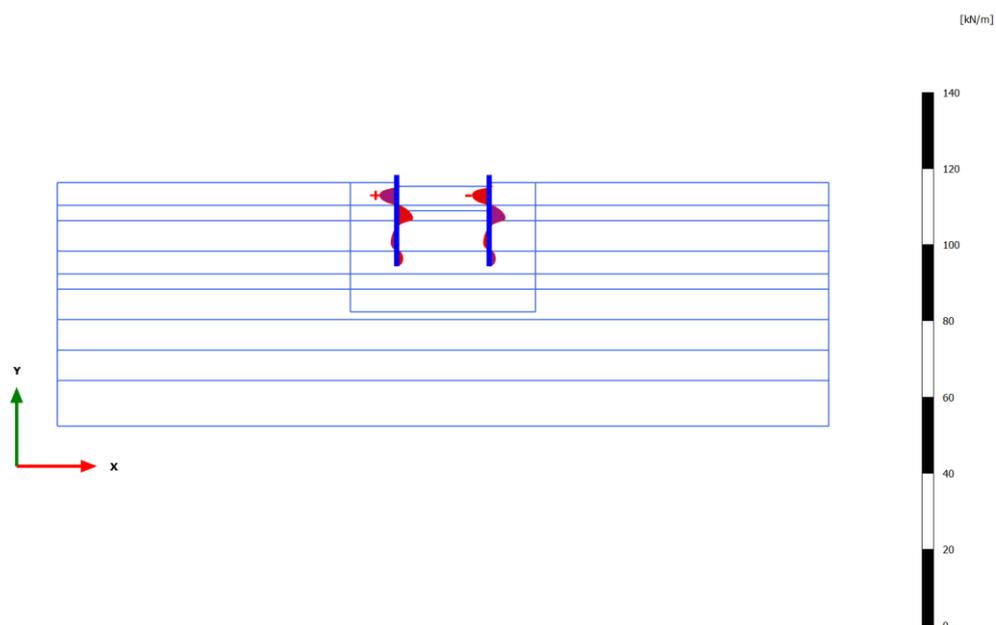
3.1.1.1.3 Calculation results, Plate, Prescavo [Phase_8] (8/10), Shear forces Q



Shear forces Q (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 4.408 kN/m (Element 7 at Node 484)
Minimum value = -4.408 kN/m (Element 10 at Node 7390)

3.1.1.1.4 Calculation results, Plate, Puntone [Phase_9] (9/27), Shear forces Q

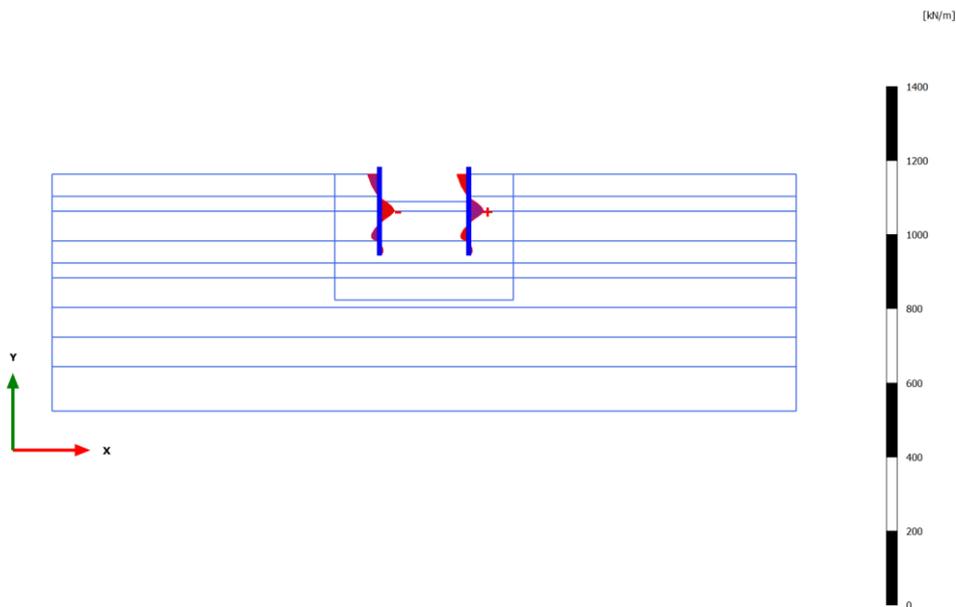


Shear forces Q (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 4.401 kN/m (Element 7 at Node 484)
Minimum value = -4.402 kN/m (Element 10 at Node 7390)



3.1.1.1.5 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/104), Shear forces Q

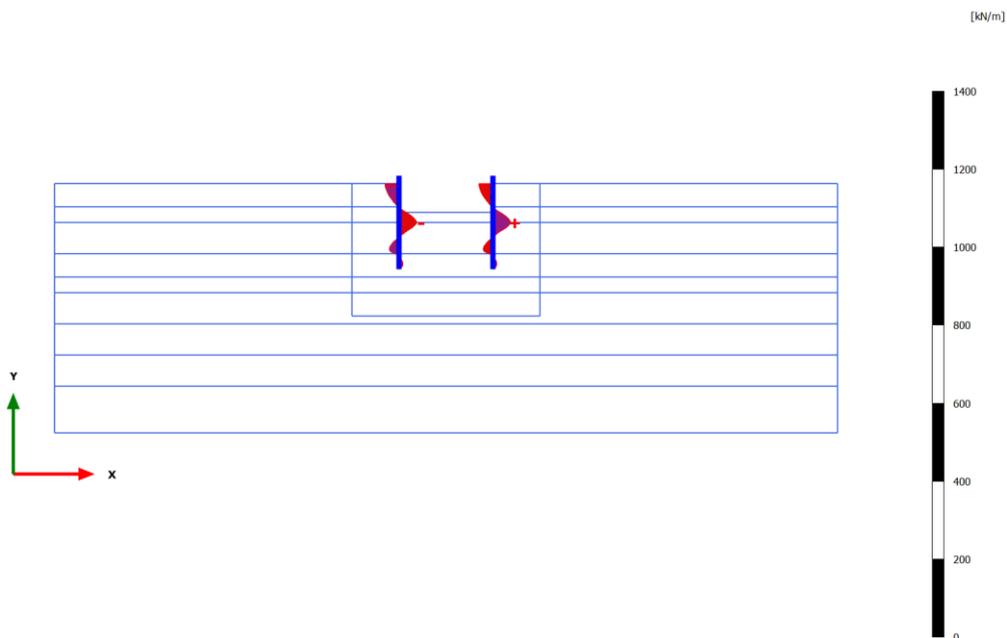


Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 40.26 kN/m (Element 18 at Node 10301)

Minimum value = -40.39 kN/m (Element 15 at Node 2865)

3.1.1.1.6 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Shear forces Q



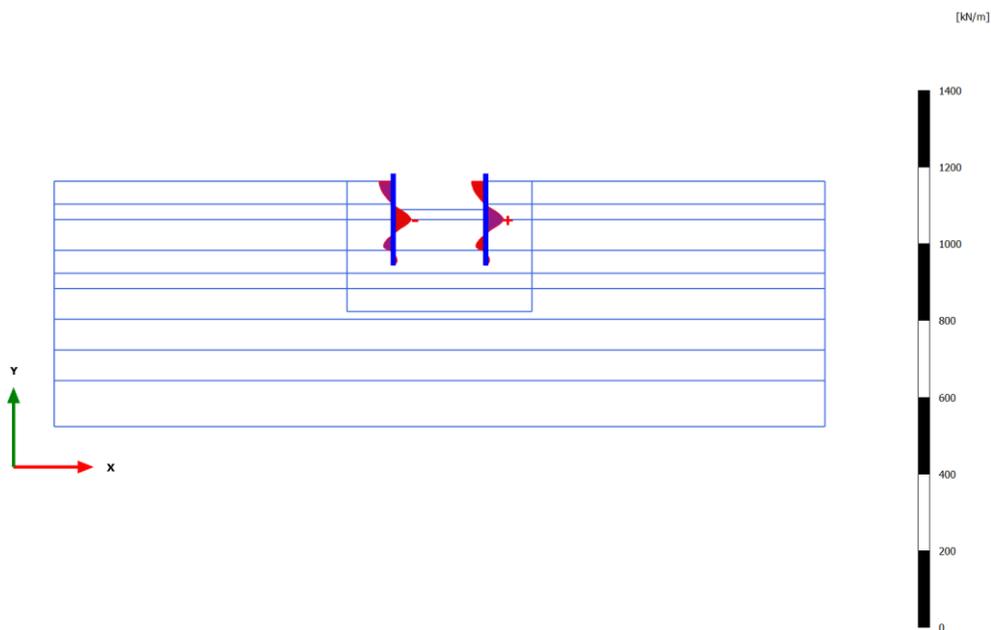
Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 45.83 kN/m (Element 18 at Node 10301)

Minimum value = -46.00 kN/m (Element 15 at Node 2865)



3.1.1.1.7 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Shear forces Q

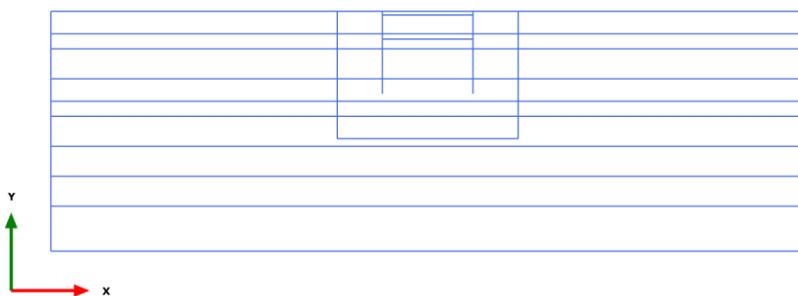


Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 46.76 kN/m (Element 18 at Node 10301)

Minimum value = -46.94 kN/m (Element 15 at Node 2865)

3.1.1.2.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Bending moments M

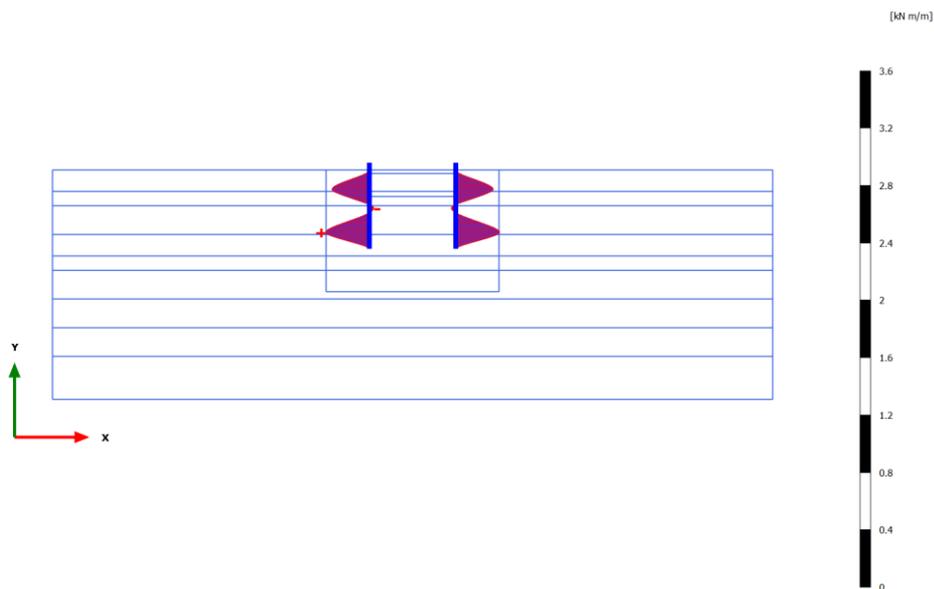


Bending moments M (scaled up 1.00 times)

No results



3.1.1.2.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Bending moments M

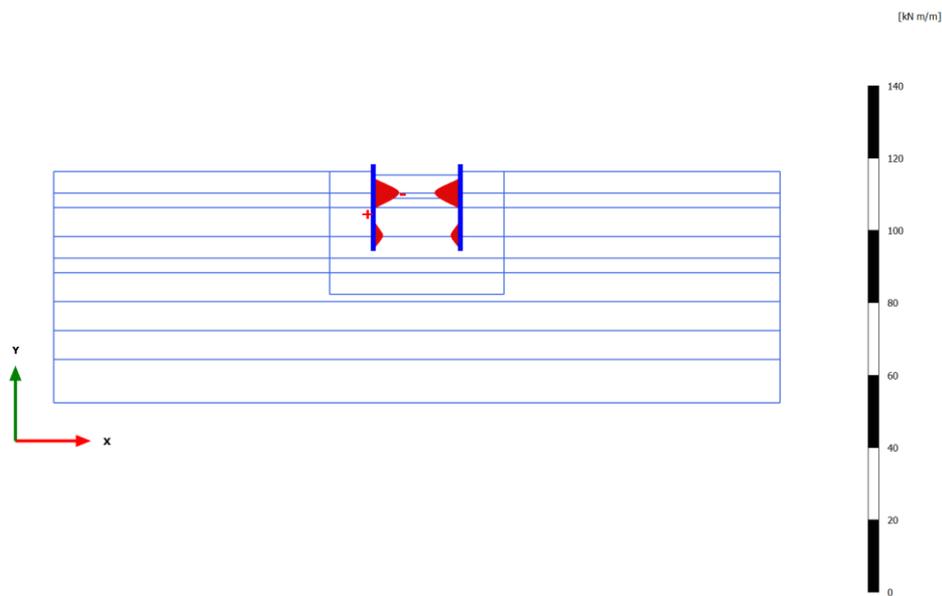


Bending moments M (scaled up 20.0 times)

Maximum value = 0.3052 kN m/m (Element 19 at Node 7521)

Minimum value = -0.03165 kN m/m (Element 24 at Node 2867)

3.1.1.2.3 Calculation results, Plate, Prescavo [Phase_8] (8/10), Bending moments M



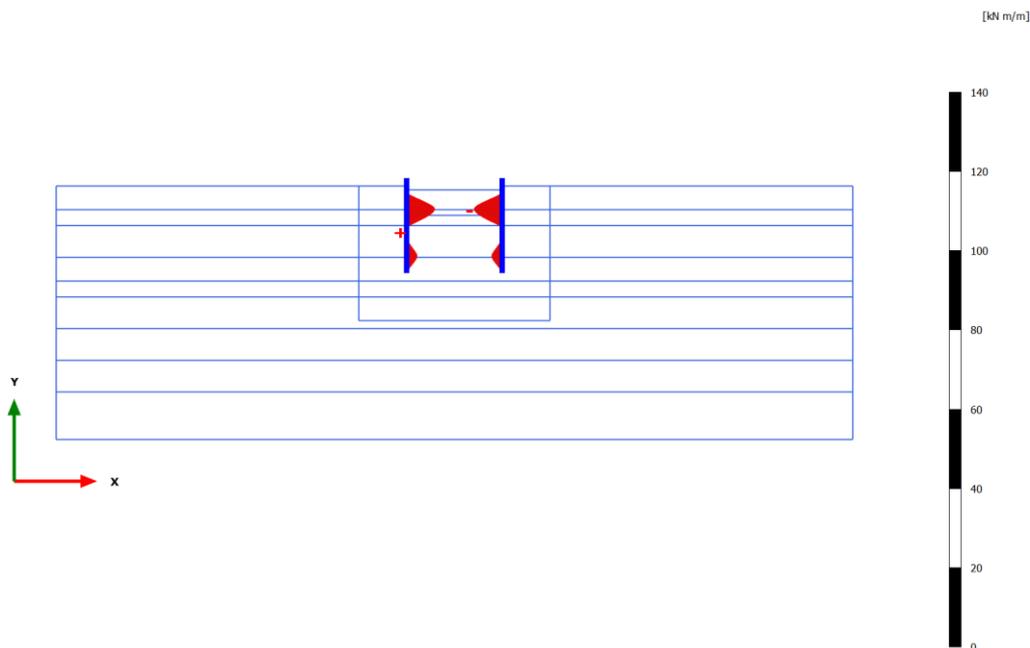
Bending moments M (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 0.4625 kN m/m (Element 23 at Node 3544)

Minimum value = -7.062 kN m/m (Element 13 at Node 1417)



3.1.1.2.4 Calculation results, Plate, Puntone [Phase_9] (9/27), Bending moments M

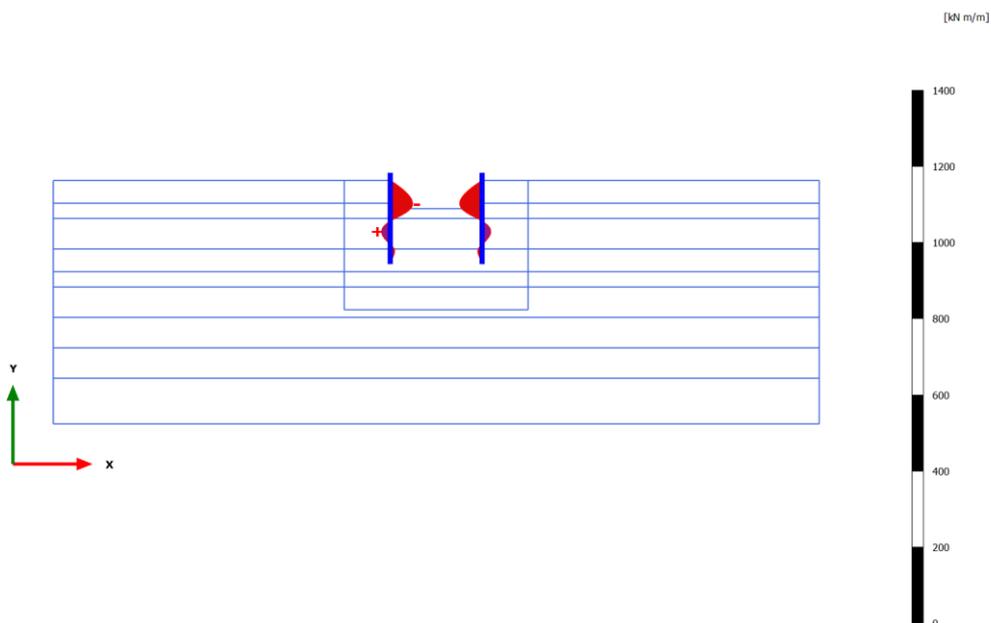


Bending moments M (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 0.4640 kN m/m (Element 23 at Node 3544)

Minimum value = -7.045 kN m/m (Element 12 at Node 7995)

3.1.1.2.5 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/104), Bending moments M



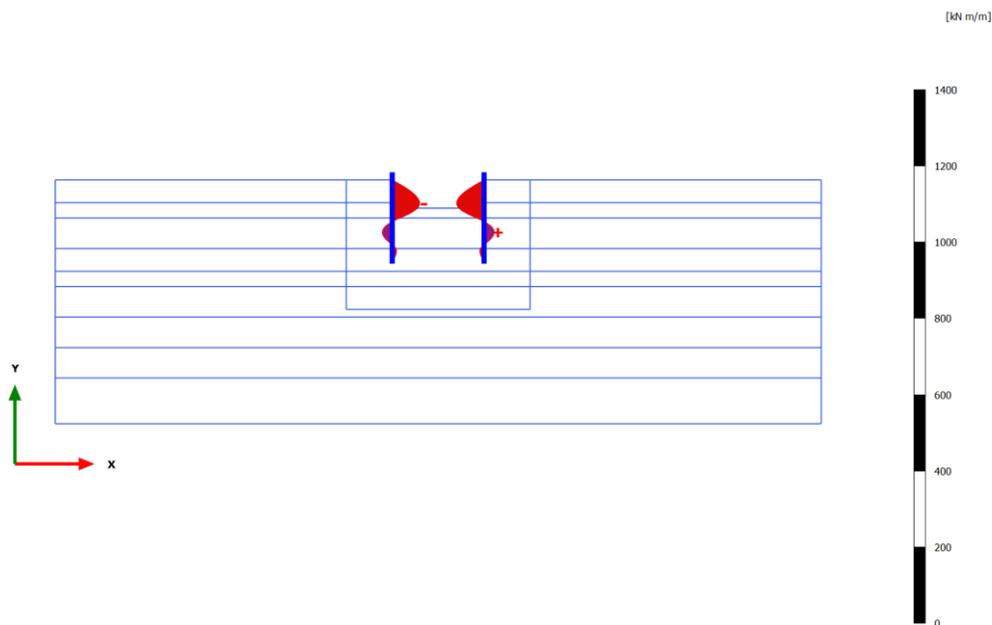
Bending moments M (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 22.58 kN m/m (Element 22 at Node 4477)

Minimum value = -58.73 kN m/m (Element 13 at Node 1417)



3.1.1.2.6 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Bending moments M

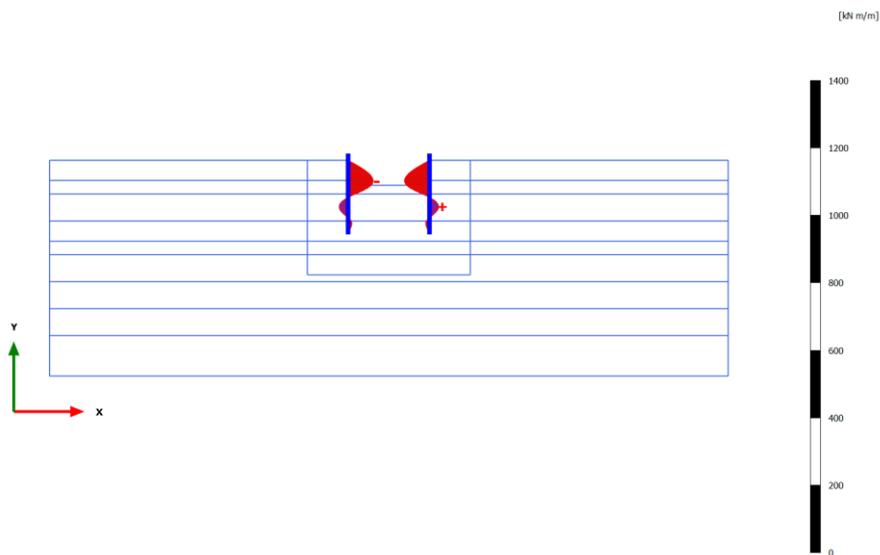


Bending moments M (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 26.28 kN m/m (Element 27 at Node 11993)

Minimum value = -71.89 kN m/m (Element 13 at Node 1417)

3.1.1.2.7 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Bending moments M



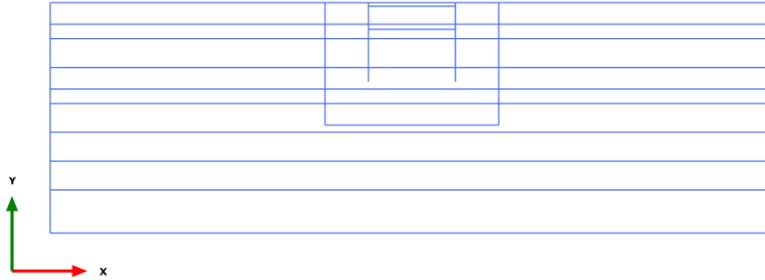
Bending moments M (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 26.78 kN m/m (Element 27 at Node 11993)

Minimum value = -74.16 kN m/m (Element 5 at Node 1417)

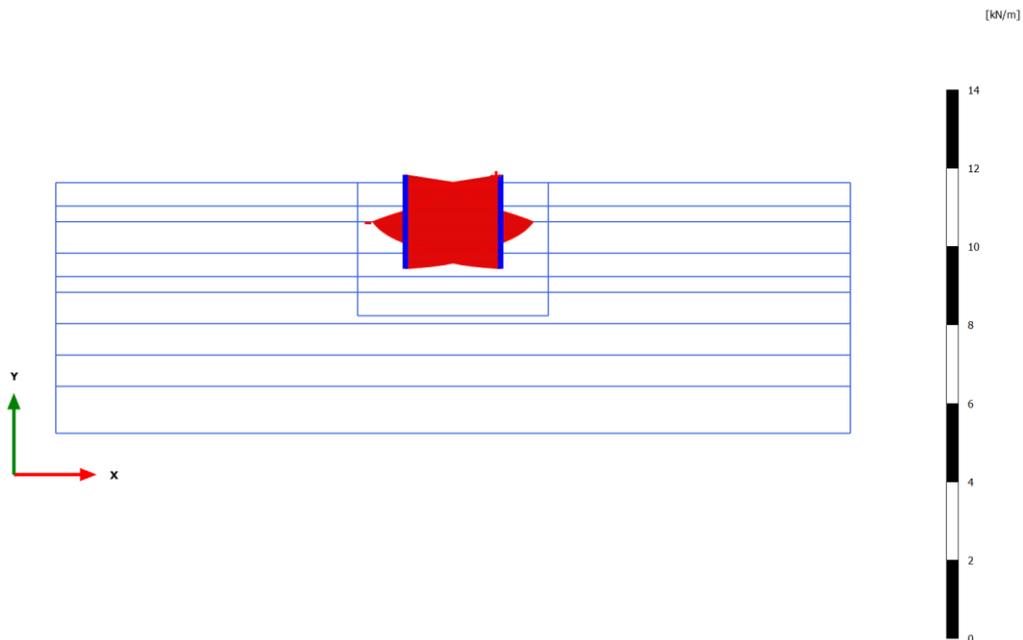
<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>VI06A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL VI 06 A 1 001</p>	<p>Rev. C</p>	<p>Foglio 73 di 88</p>

3.1.1.3.1 Calculation results, Plate, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 1.00 times)
No results

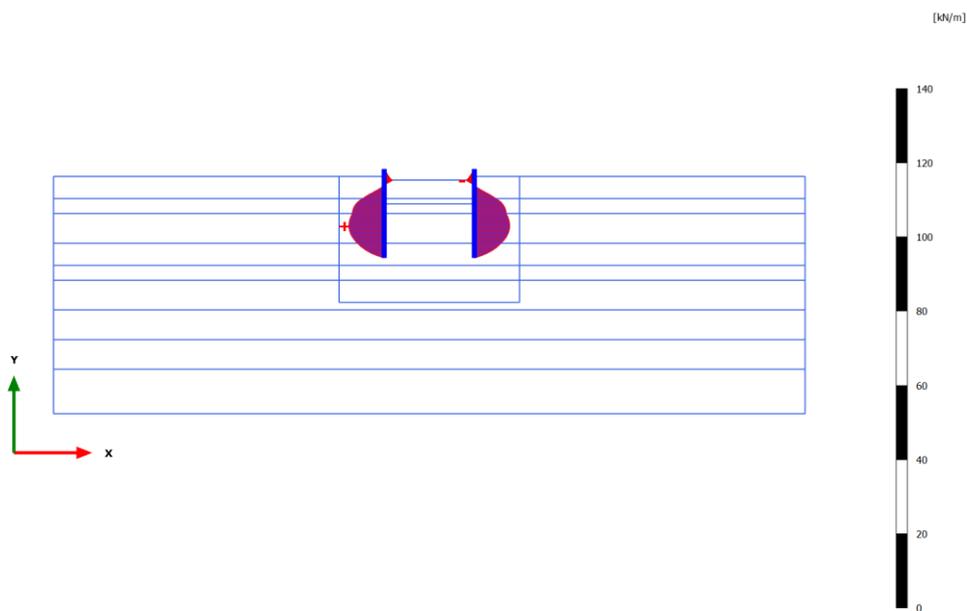
3.1.1.3.2 Calculation results, Plate, Palancolato [Phase_2] (2/5), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 5.00 times)
Maximum value = $-0.07655 \cdot 10^{-3}$ kN/m (Element 2 at Node 6549)
Minimum value = -3.230 kN/m (Element 18 at Node 10301)



3.1.1.3.3 Calculation results, Plate, Prescavo [Phase_8] (8/10), Axial forces N

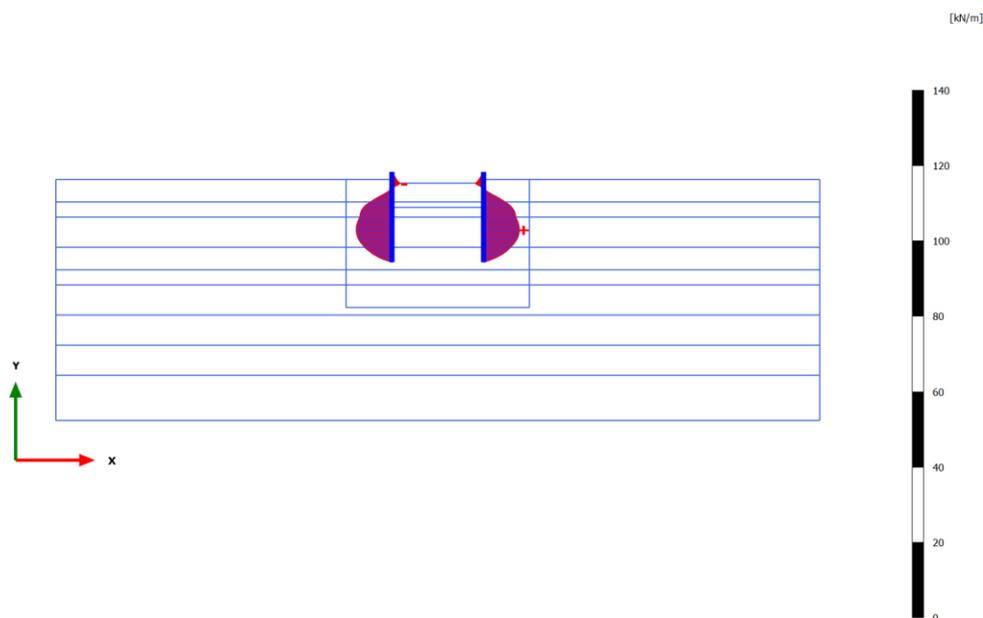


Axial forces N (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 9.426 kN/m (Element 22 at Node 4477)

Minimum value = -2.246 kN/m (Element 9 at Node 7145)

3.1.1.3.4 Calculation results, Plate, Puntone [Phase_9] (9/27), Axial forces N



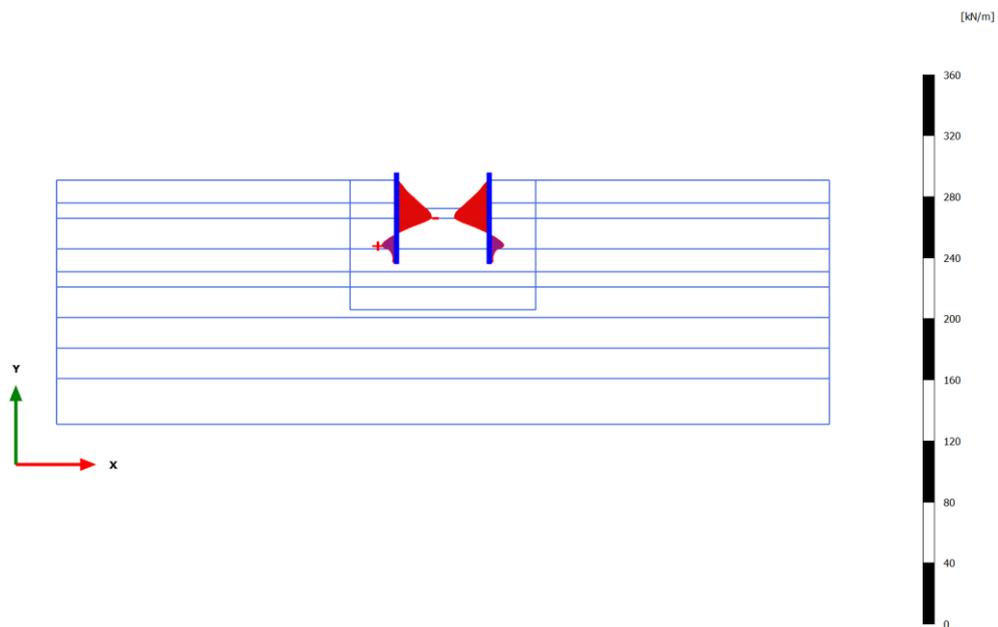
Axial forces N (scaled up 0.500 times)

Maximum value = 9.398 kN/m (Element 27 at Node 11992)

Minimum value = -2.247 kN/m (Element 8 at Node 313)



3.1.1.3.5 Calculation results, Plate, Savo max [Phase_3] (3/104), Axial forces N



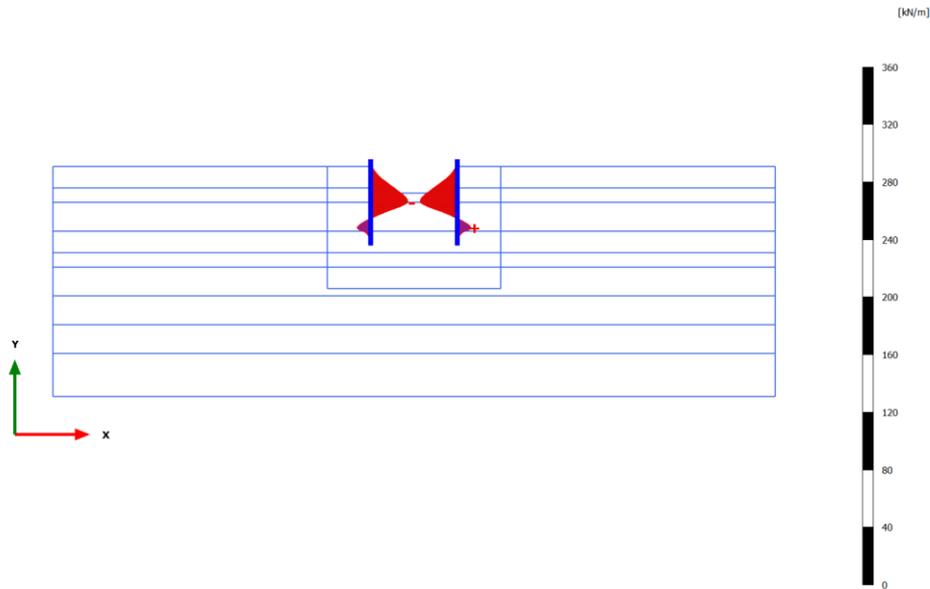
Axial forces N (scaled up 0.200 times)

Maximum value = 9.473 kN/m (Element 19 at Node 7520)

Minimum value = -22.66 kN/m (Element 15 at Node 2580)



3.1.1.3.6 Calculation results, Plate, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Axial forces N



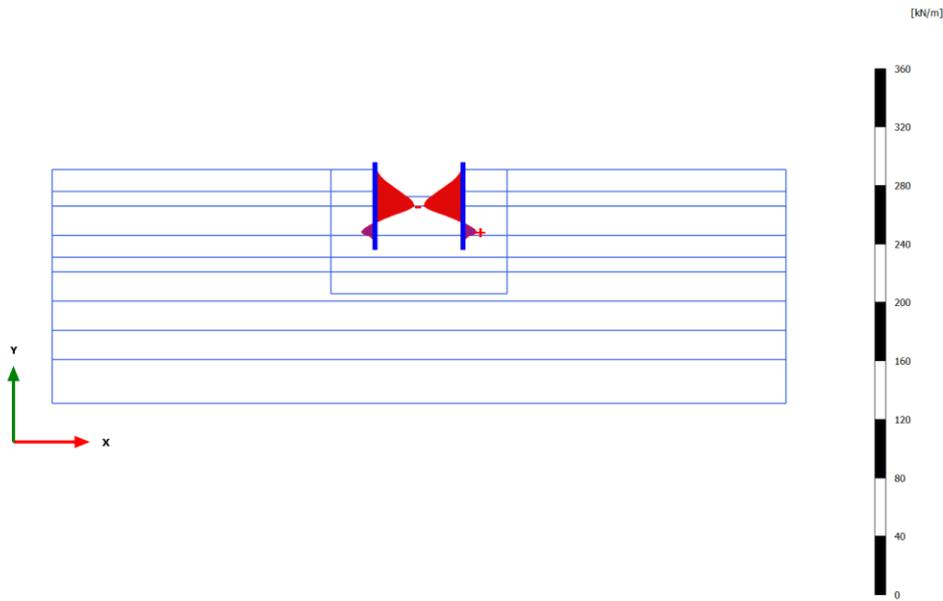
Axial forces N (scaled up 0.200 times)

Maximum value = 9.458 kN/m (Element 30 at Node 13855)

Minimum value = -25.88 kN/m (Element 15 at Node 2865)



3.1.1.3.7 Calculation results, Plate, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Axial forces N



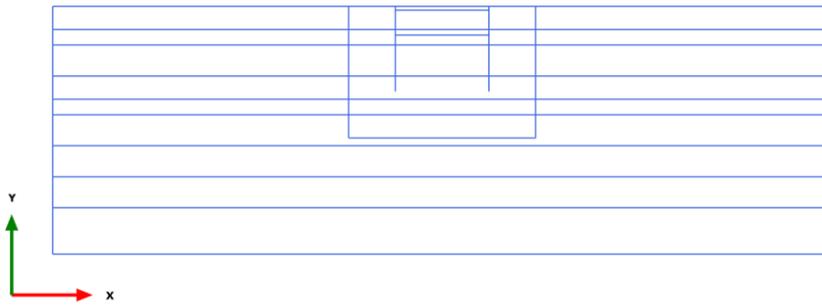
Axial forces N (scaled up 0.200 times)

Maximum value = 9.145 kN/m (Element 30 at Node 13855)

Minimum value = -26.66 kN/m (Element 15 at Node 2865)



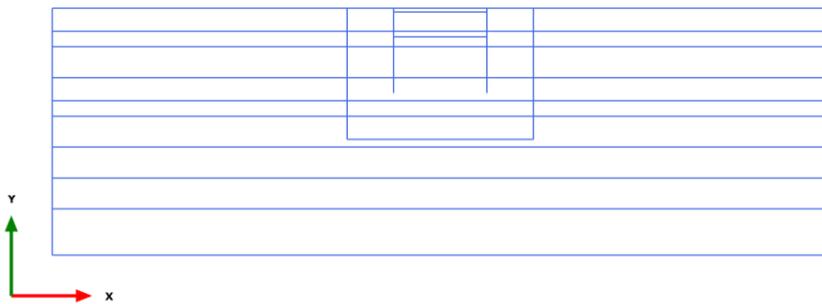
3.2.1.1.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results

3.2.1.1.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Palancolato [Phase_2] (2/5), Anchor force for curves F N

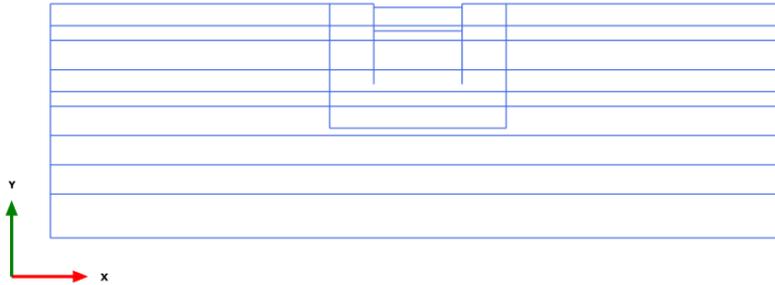


Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results



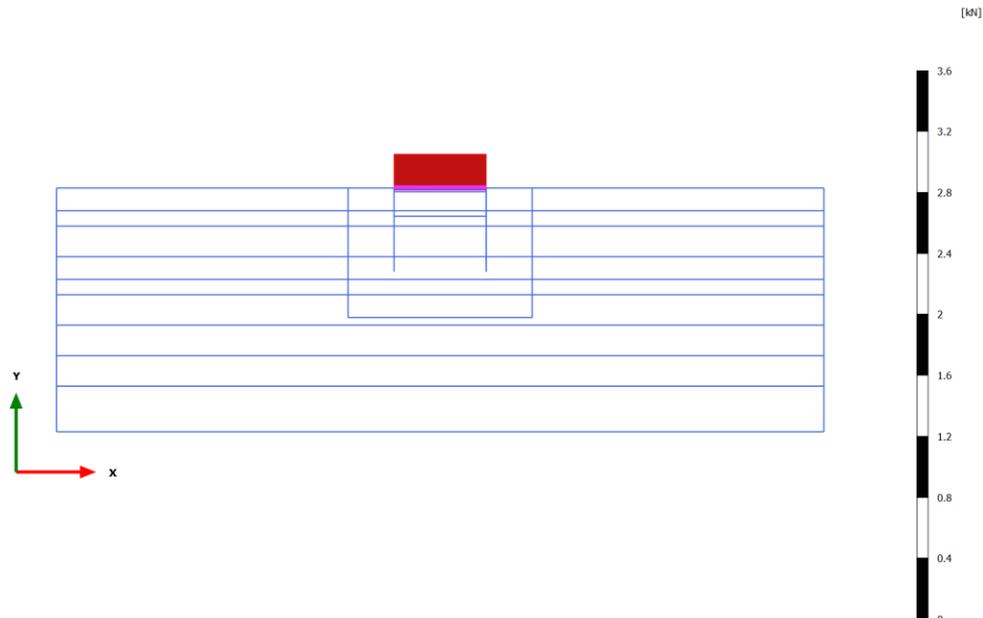
3.2.1.1.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Prescavo [Phase_8] (8/10), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 1.00 times)

No results

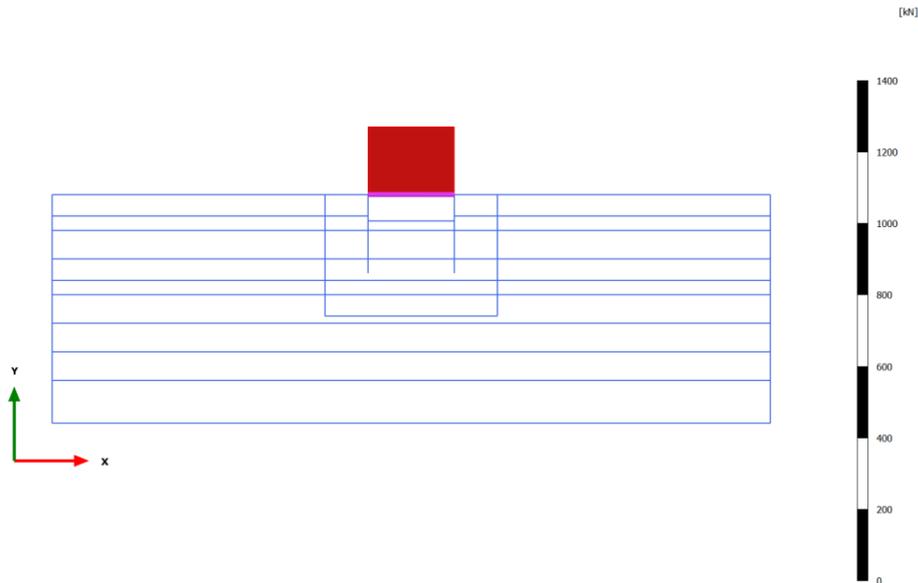
3.2.1.1.4 Calculation results, Node-to-node anchor, Puntone [Phase_9] (9/27), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 20.0 times)

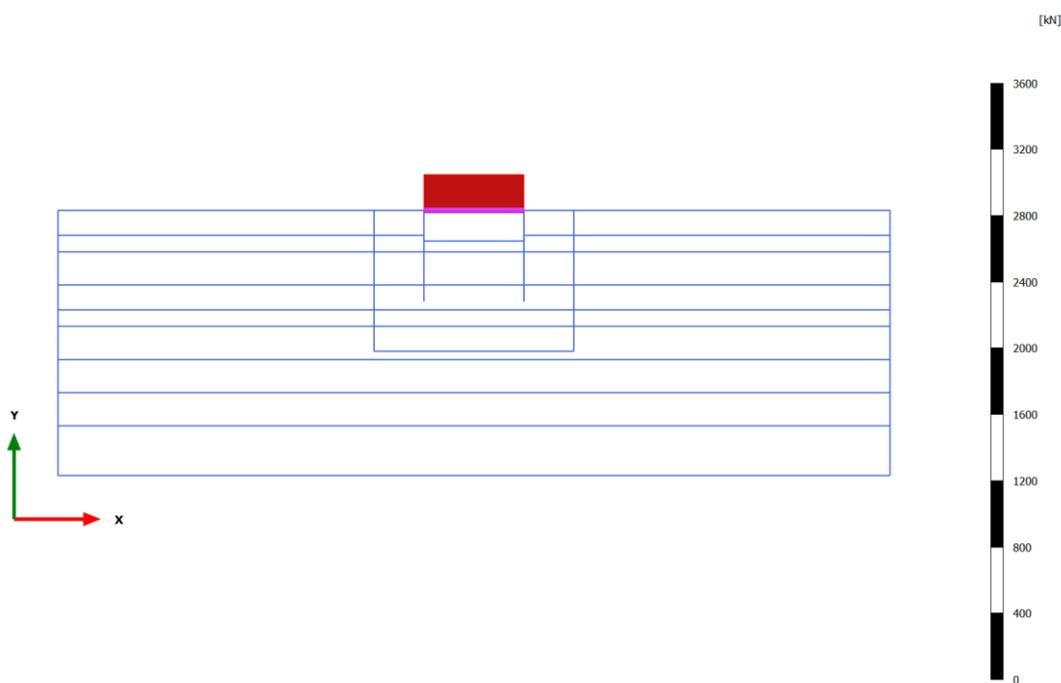
Uniform value of -0.2215 kN

3.2.1.1.5 Calculation results, Node-to-node anchor, Savo max [Phase_3] (3/104), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0500 times)
Uniform value of -189.9 kN

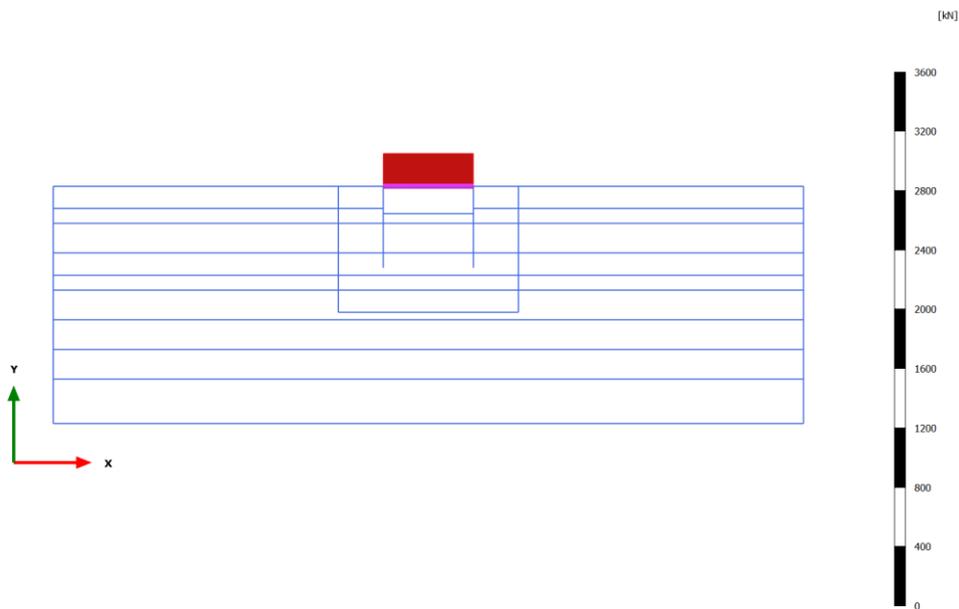
3.2.1.1.6 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0200 times)
Uniform value of -216.2 kN



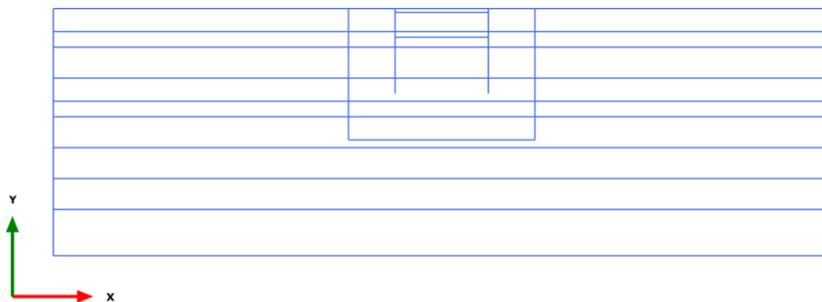
3.2.1.1.7 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Anchor force for curves F N



Anchor force for curves F N (scaled up 0.0200 times)

Uniform value of -221.0 kN

3.2.1.2.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves FMin N_{min}

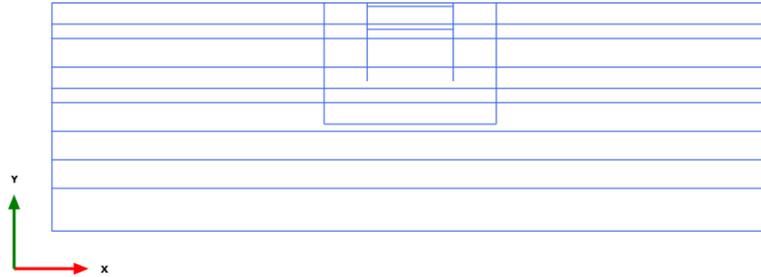


Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 1.00 times)

No results

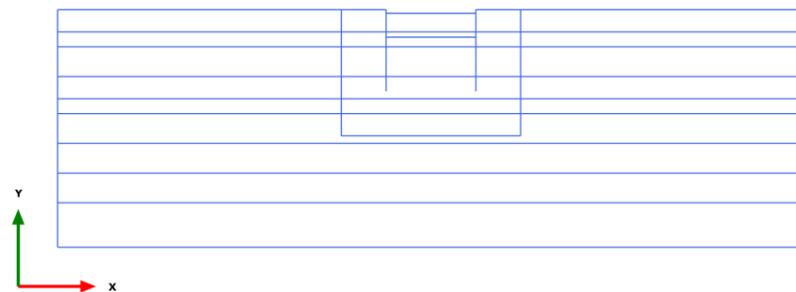
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
VI06A - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL VI 06 A 1 001	Rev. C	Foglio 82 di 88

3.2.1.2.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Palancolato [Phase_2] (2/5), Anchor force for curves FMin N_{min}



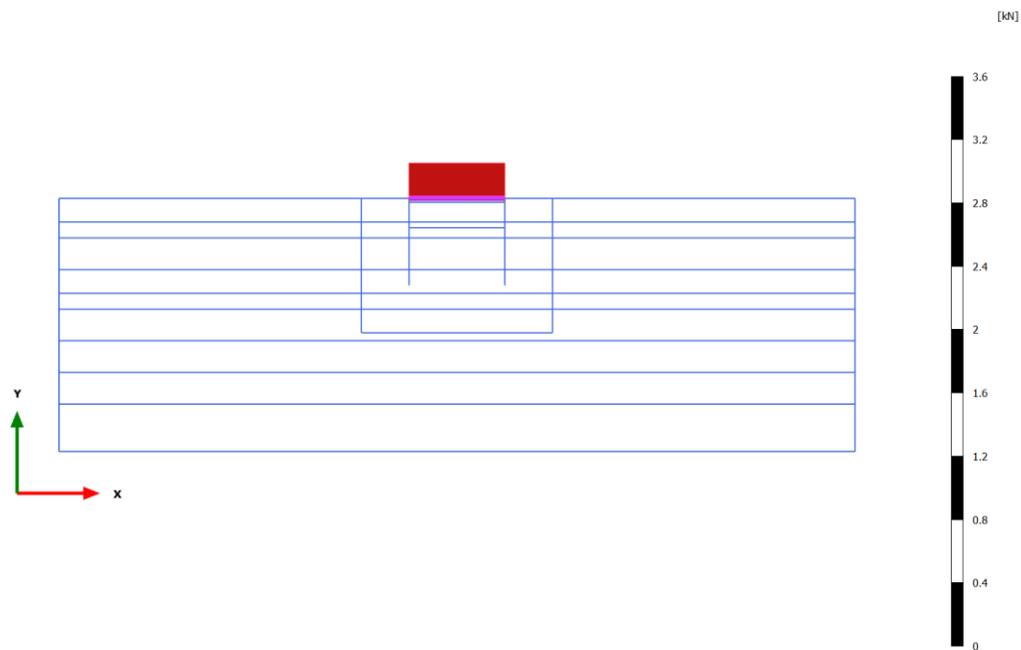
Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.1.2.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Prescavo [Phase_8] (8/10), Anchor force for curves FMin N_{min}



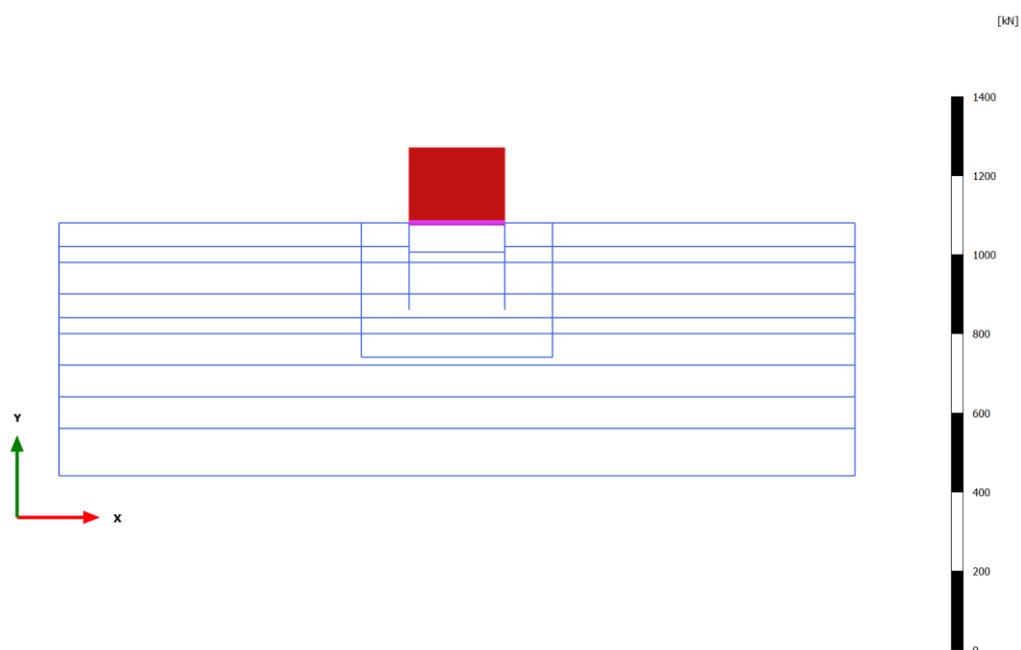
Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 1.00 times)
No results

3.2.1.2.4 Calculation results, Node-to-node anchor, Puntone [Phase_9] (9/27), Anchor force for curves FMin N_{min}



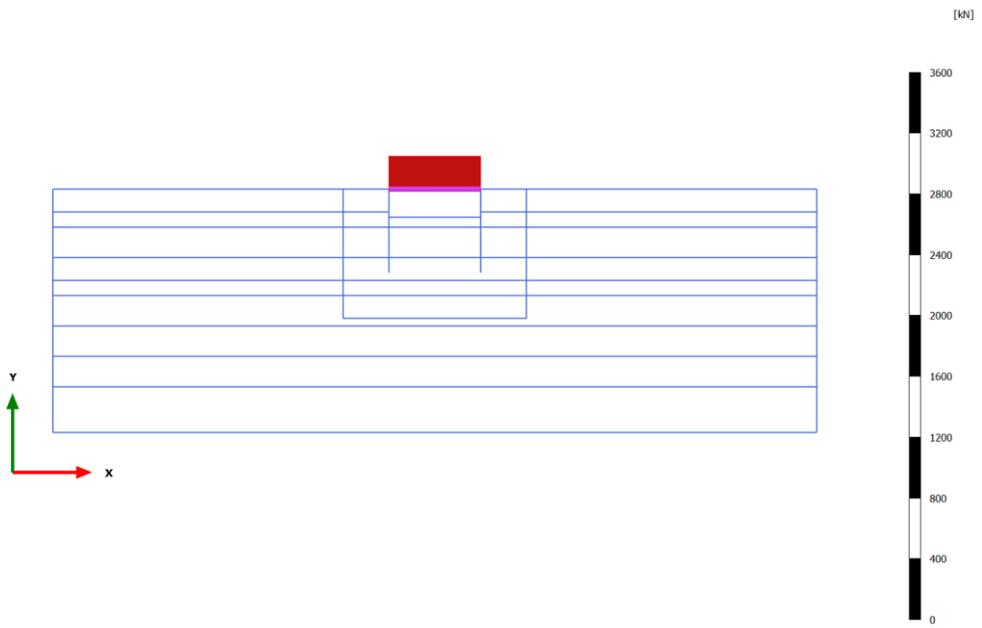
Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 20.0 times)
Uniform value of -0.2215 kN

3.2.1.2.5 Calculation results, Node-to-node anchor, Savo max [Phase_3] (3/104), Anchor force for curves FMin N_{min}



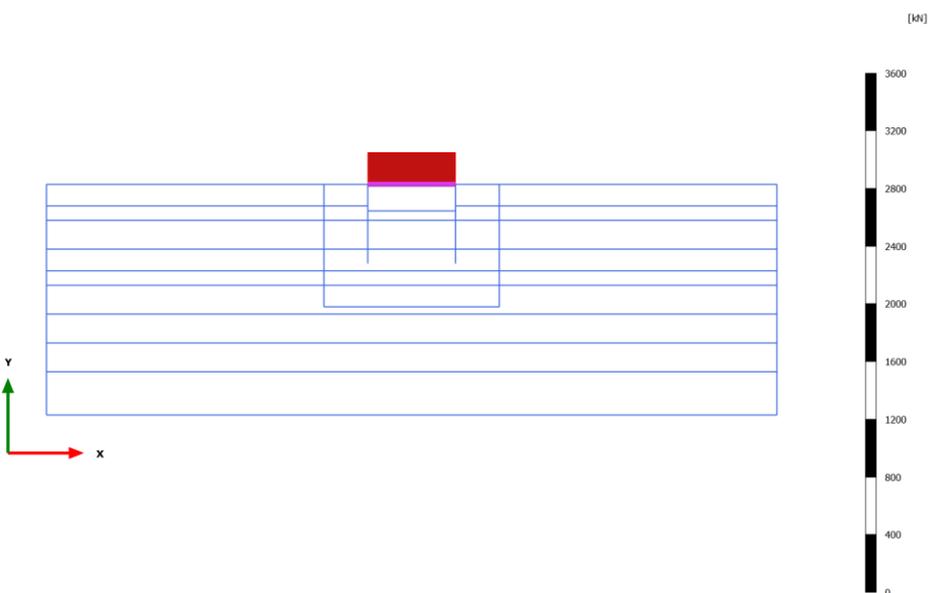
Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 0.0500 times)
Uniform value of -189.9 kN

3.2.1.2.6 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Anchor force for curves FMin N_{min}



Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 0.0200 times)
 Uniform value of -216.2 kN

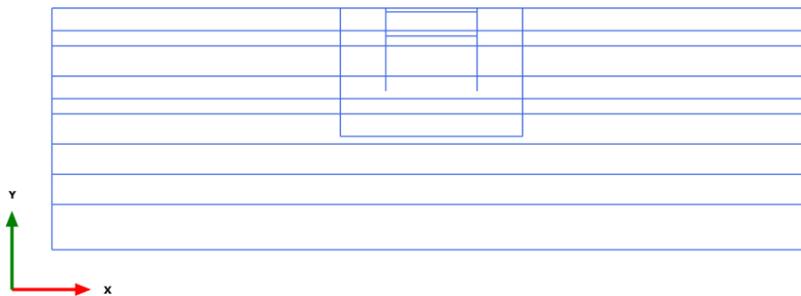
3.2.1.2.7 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Anchor force for curves FMin N_{min}



Anchor force for curves FMin N_{min} (scaled up 0.0200 times)
 Uniform value of -221.0 kN



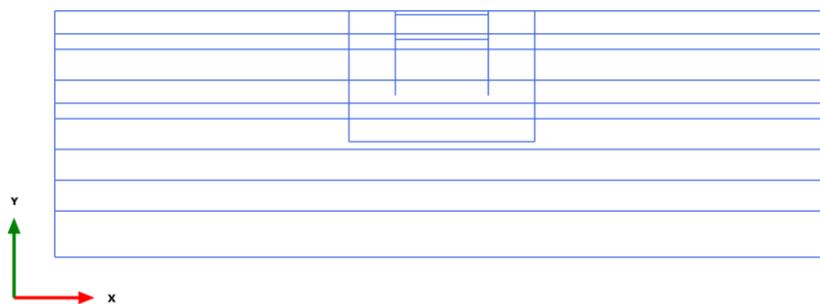
3.2.1.3.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Anchor force for curves FMax N_{max}



Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 1.00 times)

No results

3.2.1.3.2 Calculation results, Node-to-node anchor, Palancolato [Phase_2] (2/5), Anchor force for curves FMax N_{max}

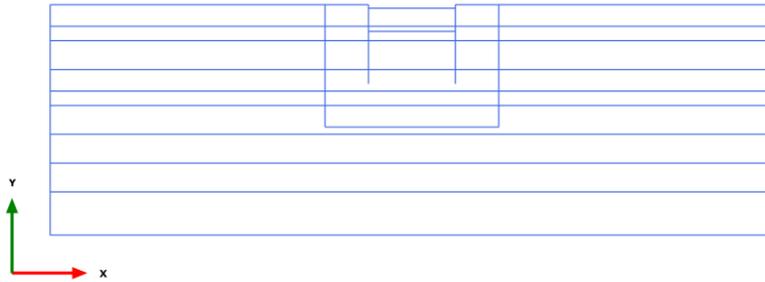


Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 1.00 times)

No results



3.2.1.3.3 Calculation results, Node-to-node anchor, Prescavo [Phase_8] (8/10), Anchor force for curves FMax N_{max}

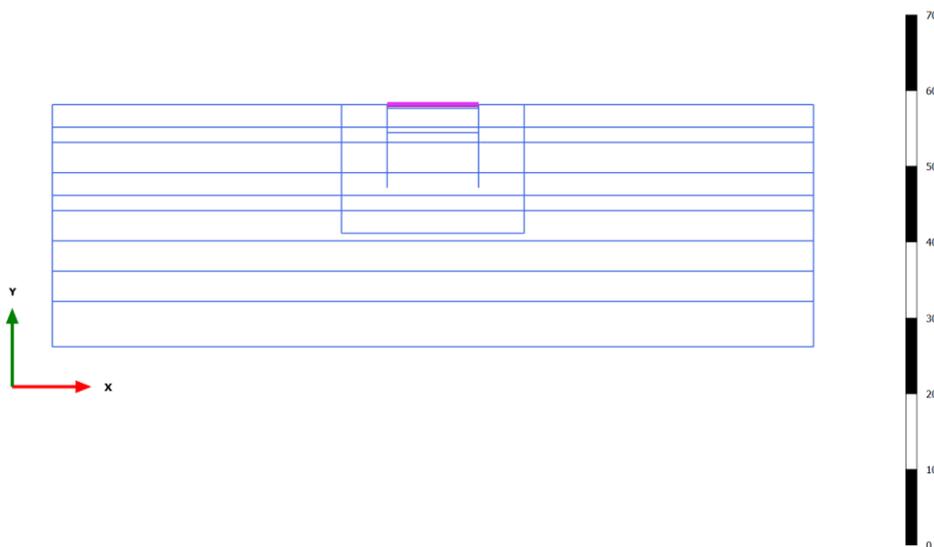


Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 1.00 times)

No results

3.2.1.3.4 Calculation results, Node-to-node anchor, Puntone [Phase_9] (9/27), Anchor force for curves FMax N_{max}

[kN]



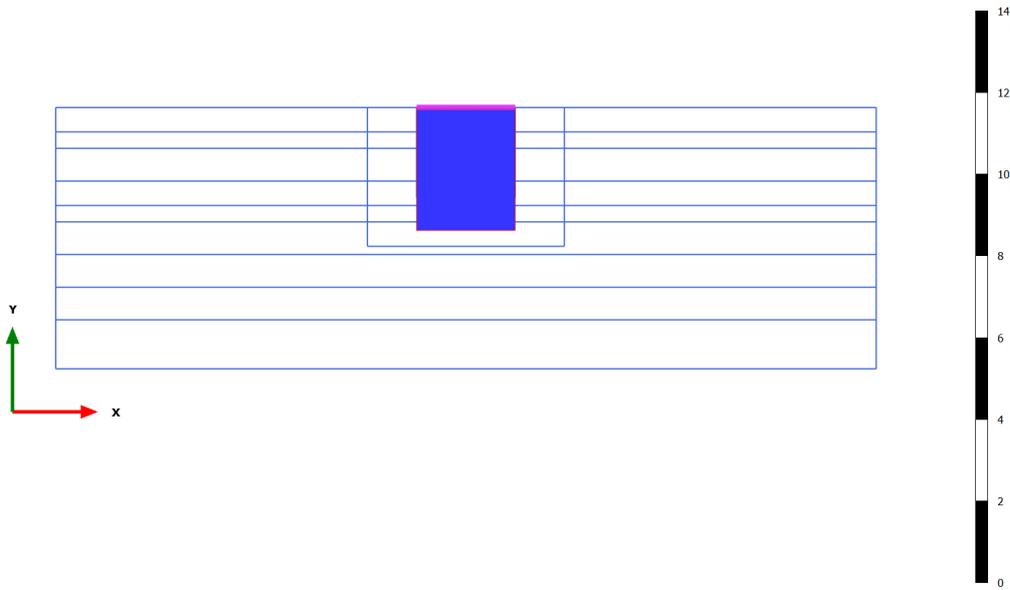
Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 1.00 times)

Uniform value of 0.000 kN



3.2.1.3.5 Calculation results, Node-to-node anchor, Savo max [Phase_3] (3/104), Anchor force for curves FMax N_{max}

[kN]

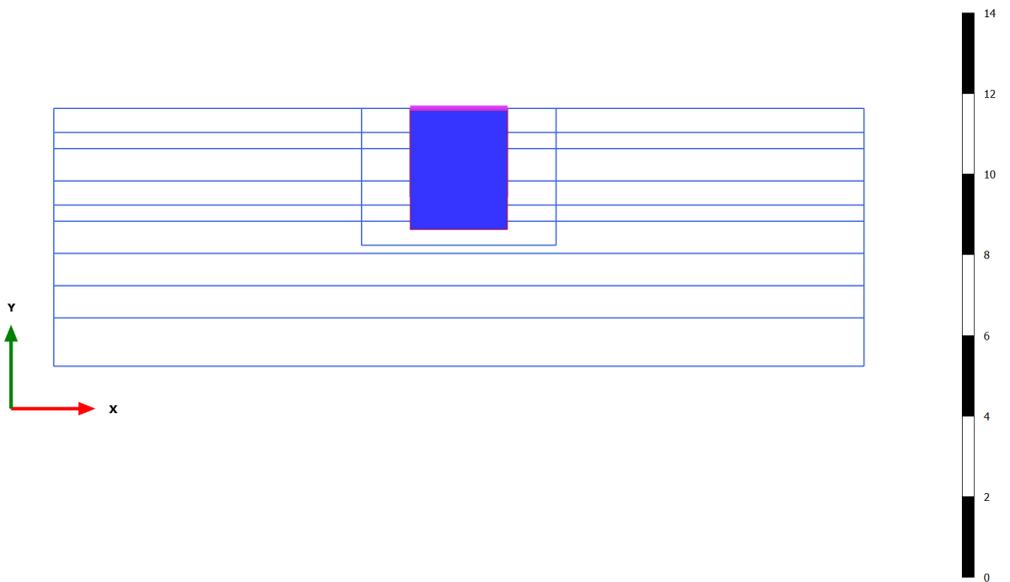


Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 5.00 times)

Uniform value of 3.008 kN

3.2.1.3.6 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico [Phase_4] (4/123), Anchor force for curves FMax N_{max}

[kN]



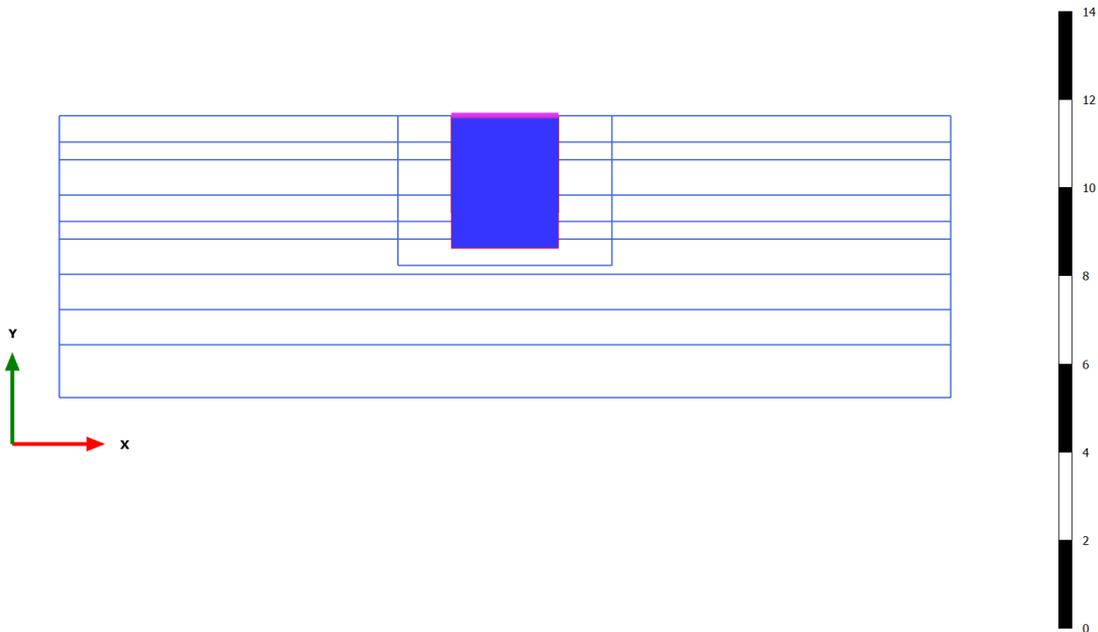
Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 5.00 times)

Uniform value of 3.008 kN



3.2.1.3.7 Calculation results, Node-to-node anchor, Sovraccarico x1.5 (STRU-SLU/1.3) [Phase_5] (5/127), Anchor force for curves FMax N_{max}

[kN]



Anchor force for curves FMax N_{max} (scaled up 5.00 times)

Uniform value of 3.008 kN