

COMMITTENTE



COMUNE DI PALERMO
AREA INFRASTRUTTURE E TERRITORIO

PROGETTISTA

ATI:



(Capogruppo Mandataria)



DOMINIQUE PERRAULT
ARCHITECTE

METROPOLITANA AUTOMATICA LEGGERA DELLA CITTA' DI
PALERMO
PRIMA LINEA
TRATTA FUNZIONALE ORETO/NOTARBARTOLO

PROGETTO PRELIMINARE

CONSOLIDAMENTO

ANALISI FEM IN CORRISPONDENZA DELLA STAZIONE DI ORETO NORD

COMMESSA	FASE	COMPARTO	DOCUMENTO	REV	SCALA	NOME FILE
MPA1	P P	CSD	INRC02	0	-	CSD_INRC02_0.dwg

							PROGETTISTA
0	AGOSTO 2006	EMISSIONE ELABORATI OPERE CIVILI PER CONSEGNA FINALE	Silvestri	Pedrazzi	Checchi/Di Nicola	Piscitelli	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

1 INTRODUZIONE

Nella seguente relazione si affrontano le tematiche relative alla stazione di Oreto Nord. In modo particolare si focalizza l'attenzione sulla lunghezza d'infissione dei diaframmi e sull'effetto delle deformazioni indotte dall'esecuzione degli allarghi per ospitare le gallerie di banchina.

Per la realizzazione degli allarghi delle gallerie di banchina è necessario prevedere un intervento di consolidamento dell'ammasso calcarenico al fine di consentire la formazione di un arco naturale di scarico che sia in grado di fronteggiare gli effetti della redistribuzione tensionale.

Tenendo conto della tipologia di terreni interessati, delle caratteristiche di permeabilità dell'ammasso, della presenza della falda, l'intervento di consolidamento che si realizza è costituito da iniezioni di prima fase a base cementizia ed iniezioni di seconda fase con resine.

Si realizza in questa maniera un volume di terreno cementato che avrà uno spessore minimo (rispetto al profilo teorico di scavo) dell'ordine di 2 m in calotta e sul piedritto esterno, di 3 m in arco rovescio. La zona di terreno che rimane inclusa tra il futuro rivestimento della galleria dovrà essere completamente iniettata.

La seguente figura riporta uno schema semplificato della tipologia d'intervento:

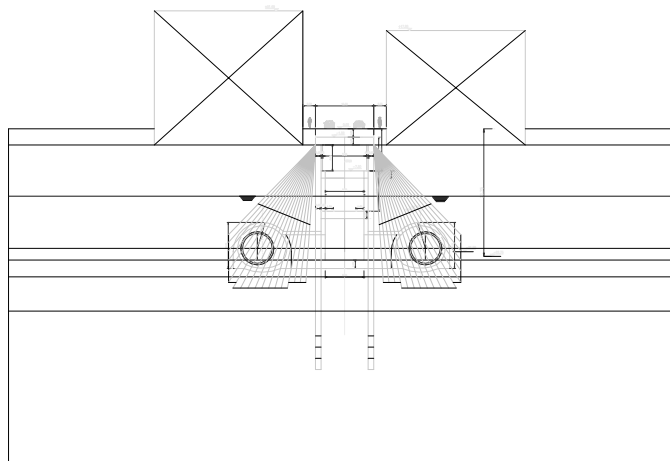


Figura 1.1: Schema dell'intervento di consolidamento

L'esecuzione delle iniezioni è opportuno avvenga dal piano stesso di esecuzione dei diaframmi, prima del passaggio della TBM. L'esecuzione presenta indubbi vantaggi sia dal punto di vista operativo che prestazionale.

L'analisi della soluzione di consolidamento proposta viene effettuata mediante un modello piano nel quale sono schematizzate le paratie, i consolidamenti ed i rivestimenti delle gallerie (sia TBM che allarghi).

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Analisi FEM in corrispondenza della Stazione di Oreto Nord

Nel seguito della relazione, dopo una breve descrizione dei parametri geotecnici adottati nell'analisi, saranno discussi i risultati in termini di:

- 1) infissione delle paratie: si valuta l'effetto dell'infissione delle paratie sul regime di filtrazione stazionario, in termini di portate e distribuzione delle pressioni interstiziali;
- 2) esecuzione degli allarghi delle gallerie di stazione e valutazione degli effetti indotti in superficie.

2 RICHIAMI ALLE CONDIZIONI GEOTECNICHE DEL SITO

Nella zona della stazione di Oreto Nord, la stratigrafia può essere schematizzata come segue:

- unità R: da p.c. locale fino a 2.5÷3.5 m di profondità costituita da terreni di riporto storici in prevalenza, sabbia limosa e limo sabbioso frammisti a ghiaia a spigoli vivi di dimensioni variabili;
- unità CL: al disotto dell'unità R, fino a profondità dell'ordine di 19÷20 m, calcarenite bioclastica a grana media con grado di cementazione variabile da ben cementata e lapidea a debolmente cementata, in strati di spessore centimetrico e decimetrico;
- unità LS-CN-SC: al disotto dell'unità CL, sono presenti intercalazioni tra i limi sabbiosi e le calcareniti nodulari e/o sabbia calcarenitica. Al momento con riferimento all'esatta successione in questo ultimo tratto è possibile fare delle ipotesi che necessitano di conferma sulla base dei risultati delle indagini in corso.

La seguente figura riporta uno stralcio del profilo geologico nella zona di interesse:

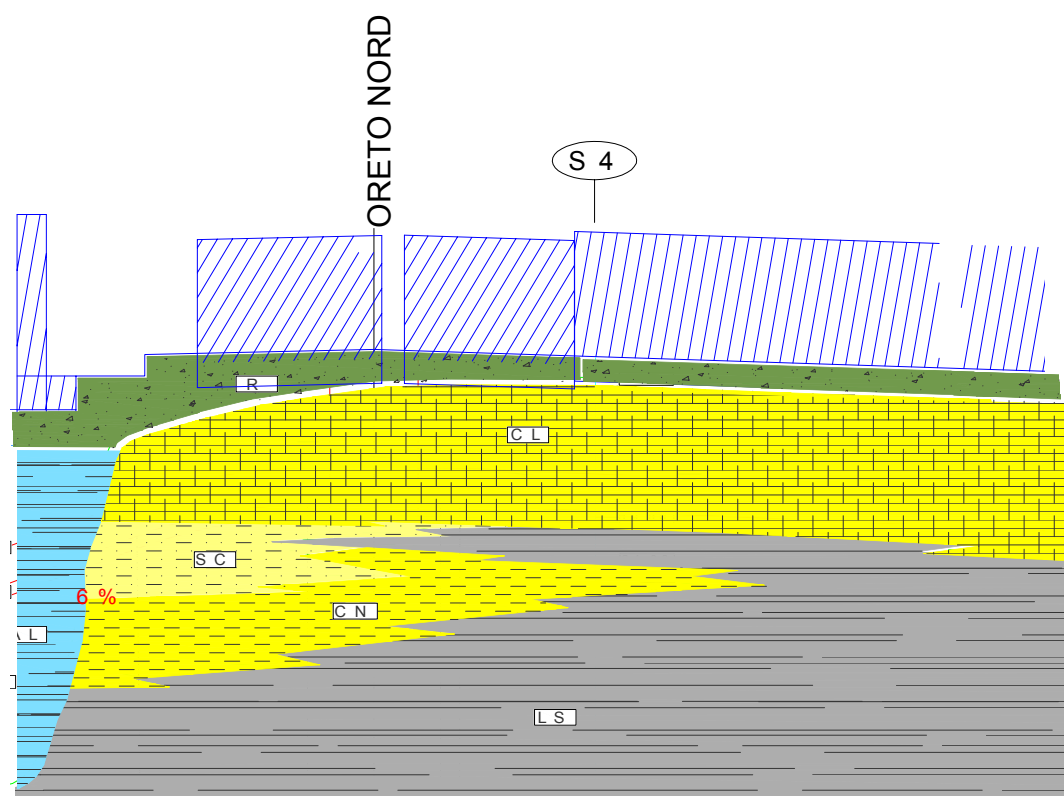


Figura 2.1: Stralcio del profilo geologico in corrispondenza della Stazione Oreto Nord



Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo.

Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.

Analisi FEM in corrispondenza della Stazione di Oreto Nord

Sulla base di informazioni disponibili in letteratura è ragionevole considerare i seguenti valori per i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni in esame:

Riporti R:

- | | | |
|--------------------------|-------------------|---|
| ➤ $\gamma = 18$ | kN/m ³ | peso naturale dell'unità di volume |
| ➤ $c' = 0 \div 2$ | kPa | coesione efficace; |
| ➤ $\phi' = 28 \div 30$ | ° | angolo di resistenza al taglio; |
| ➤ $E'_{ur} = 20 \div 50$ | MPa | modulo elastico in condizioni di scarico; |
| ➤ $E'_{vc} = 10 \div 25$ | MPa | modulo elastico di primo carico. |

Calcarenite CL:

- | | | |
|----------------------------|-------------------|---|
| ➤ $\gamma = 20$ | kN/m ³ | peso naturale dell'unità di volume |
| ➤ $c' = 20 \div 40$ | kPa | coesione efficace; |
| ➤ $\phi' = 38 \div 40$ | ° | angolo di resistenza al taglio; |
| ➤ $E'_{ur} = 400 \div 500$ | MPa | modulo elastico in condizioni di scarico; |
| ➤ $E'_{vc} = 100 \div 180$ | MPa | modulo elastico di primo carico. |

Limi sabbiosi LS:

- | | | |
|--------------------------|-------------------|---|
| ➤ $\gamma = 20$ | kN/m ³ | peso naturale dell'unità di volume |
| ➤ $c' = 15 \div 25$ | kPa | coesione efficace; |
| ➤ $\phi' = 24 \div 26$ | ° | angolo di resistenza al taglio; |
| ➤ $E'_{ur} = 50 \div 80$ | MPa | modulo elastico in condizioni di scarico; |
| ➤ $E'_{vc} = 25 \div 40$ | MPa | modulo elastico di primo carico. |

Per ulteriori informazioni sulla valutazione dei parametri si rimanda alle relazioni geologiche e geotecniche di carattere generale.

3 ANALISI FEM

3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Lo studio dell'interazione struttura-terreno, delle fasi di scavo e dei conseguenti cedimenti indotti, è stato condotto mediante una analisi FEM (Finite Element Method) con il codice di calcolo Plaxis. L'analisi è stata condotta in condizioni 2D.

E' stato considerato un volume di terreno avente larghezza di 120 m, profondità da p.c. 60 m discretizzato con una mesh di circa 1200 elementi triangolari a 15 nodi.

Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni della galleria sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare mesh adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti orizzontali e verticali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

L'analisi FEM è stata condotta nell'ipotesi di condizioni drenate perché tale ipotesi sul regime idraulico è la più cautelativa sia per la valutazione delle deformazioni che per le sollecitazioni sui rivestimenti.

Le unità geotecniche, sono state modellate come mezzi porosi continui, caratterizzati da un legame costitutivo elastico isotropo, plastico incrudente con flusso non associato e superficie di snervamento chiusa.

Le caratteristiche principali del modello adottato (Hardening Model) sono:

- una differente rigidezza per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- la rigidezza secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata:
$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot [(c' \cdot \cos\phi - \sigma'_{min} \cdot \sin\phi) / (c' \cdot \cos\phi + p_{ref} \cdot \sin\phi)]^m$$
- dove p_{ref} è la pressione di riferimento, σ'_{min} è la tensione principale minore, $E_{50,ref}$ è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento, E_{50} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min} ed m è un parametro dipendente dal litotipo considerato;
- rigidezza secante E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata:
$$E_{ur} = E_{ur,ref} [(c' \cdot \cos\phi - \sigma'_{min} \cdot \sin\phi) / (c' \cdot \cos\phi + p_{ref} \cdot \sin\phi)]^m$$
- dove p_{ref} è la pressione di riferimento, σ'_{min} è la tensione principale minore, $E_{ur,ref}$ è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento, E_{ur} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min} ed m è un parametro dipendente dal litotipo considerato;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici e sferici;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb.

Pertanto, tenendo conto della natura dell'opera e di quanto detto nei Paragrafi precedenti, ai fini della definizione del comportamento meccanico dei terreni modellati si sono adottati, per i due casi di analisi considerati i seguenti parametri di calcolo riportati in Tabella 3.1:



Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo.

Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.

Analisi FEM in corrispondenza della Stazione di Oreto Nord

Unità [-]	γ [kN/m ³]	$E_{50,ref}$ [kN/m ²]	$E_{ur,ref}$ [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	φ [-]	ψ [-]	ν [-]	p_{ref} [kN/m ²]	m [-]	K_{0nc} [-]
R	18	10000	30000	1	29°	1°	0.2	100	0.7	0.515
CL	20	150000	450000	20	40°	5°	0.2	100	0.6	0.500
LS	20	30000	90000	20	24°	1°	0.2	100	0.6	0.593

Tabella 3.1: Parametri di calcolo dei “terreni HM” utilizzati nella analisi

Con riferimento al volume trattato con iniezioni, sono stati adottati i seguenti parametri, riassunti nella tabella 3.2:

Unità [-]	γ [kN/m ³]	$E_{50,ref}$ [kN/m ²]	$E_{ur,ref}$ [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	φ [-]	ψ [-]	ν [-]	p_{ref} [kN/m ²]	m [-]	K_{0nc} [-]
CL	20	250000	700000	1000	40°	5°	0.2	100	0.6	0.500

Tabella 3.2: Parametri di calcolo per il volume di terreno trattato con iniezioni

Tali parametri sono da considerarsi cautelativi sulla base di esperienze ottenute in condizioni analoghe.

Con riferimento alle caratteristiche di permeabilità, si sono adottati i seguenti valori:

- CL $K_x = K_y = 8.64$ m/day;
- LS $K_x = K_y = 0.10$ m/day;
- INZ $K_x = K_y = 1 \cdot 10^{-5}$ m/day.

Le seguenti figure 3.1 e 3.2 illustrano la geometria del modello considerato:

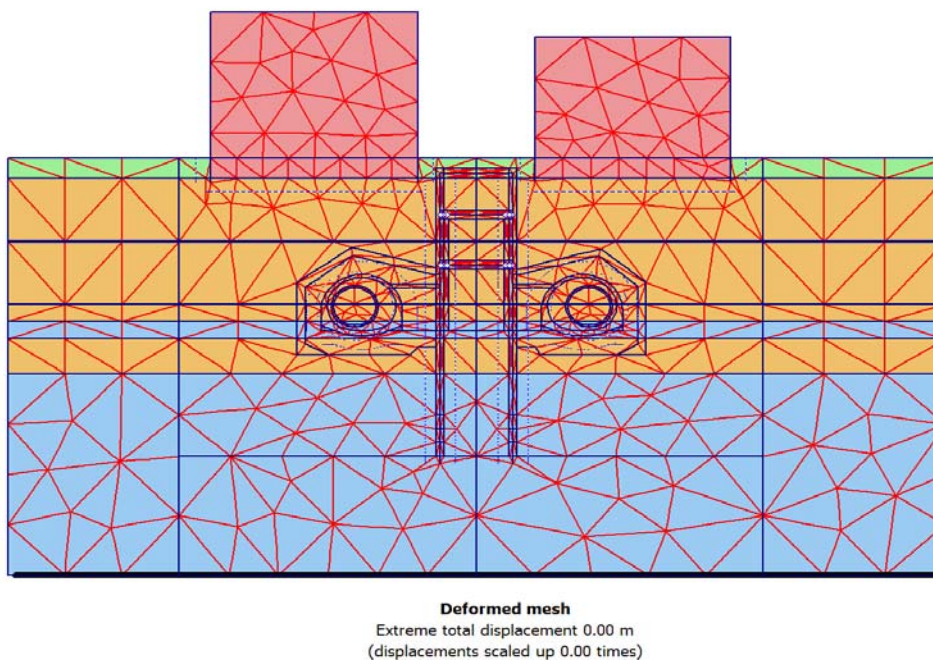


Figura 3.1: Modello di calcolo completo

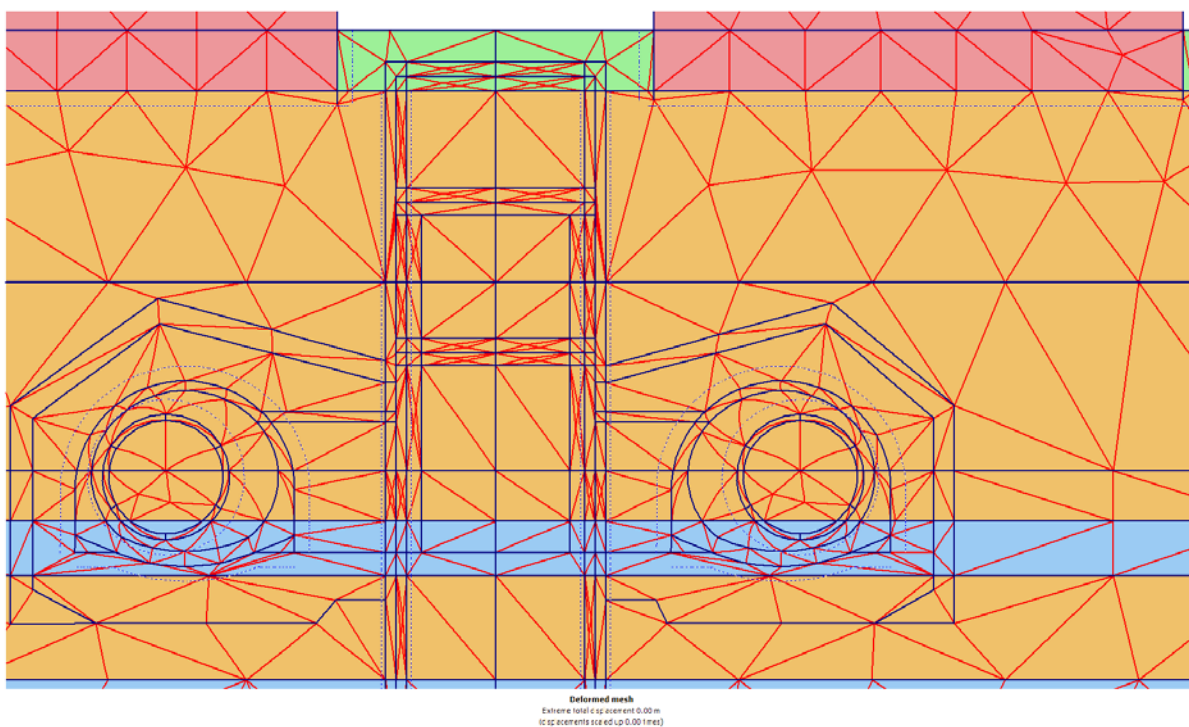


Figura 3.2: Modello di calcolo (ingrandimento)

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Analisi FEM in corrispondenza della Stazione di Oreto Nord

I colori distinguono i macroelementi cui sono attribuite le proprietà dei terreni considerate: in verde i terreni di riporto, in giallo scuro le calcareniti e in azzurro i limi sabbiosi.

La stratigrafia considerata nel modello è la seguente:

- da 0.00 a -3.00: Riporti;
- da -3.00 a -23.50: Calcareniti;
- da -23.50 a -26.00: Limi sabbiosi;
- da -26.00 a -31.00: Calcareniti;
- da -31.00 a -60.00: Limi sabbiosi.

I diaframmi sono stati modellati con elementi trave di spessore 1.0 m aventi le seguenti caratteristiche:

- $E_{cls} = 30'000 \text{ MPa}$ modulo elastico del calcestruzzo;
- $A = 1.00 \text{ m}^2$ area della sezione geometrica;
- $J = 0.0833 \text{ m}^4$ momento d'inerzia della sezione geometrica.

Il rivestimento provvisorio sul contorno della galleria di linea, è stato modellato con elementi beam aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $EA = 2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$ rigidità assiale;
- $EJ = 2 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2/\text{m}$ rigidità flessionale;

Il contatto tra gli elementi strutturali ed i terreni circostanti è stato modellato inserendo elementi interfaccia sempre di tipo strain-hardening lasciando la stessa deformabilità dell'ammasso circostante, annullando la coesione e riducendo di 4° l'angolo di resistenza al taglio.

La superficie della piezometrica è stata ubicata a -12.0 m dal p.c..

3.2 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE E ANALISI DEI RISULTATI

Fase **0**: inizializzazione geostatica;

Fase **1**: applicazione dei cluster mediante i quali viene rappresentata la presenza degli edifici. Sono stati modellati con elementi elastici con modulo $E = 1 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$; è stato attribuito un peso di volume vuoto per pieno di 5 kN/m^3 , che fornisce una pressione di contattato dell'ordine di 150 kPa .

La seguente figura 3.3 riporta le pressioni efficaci verticali:

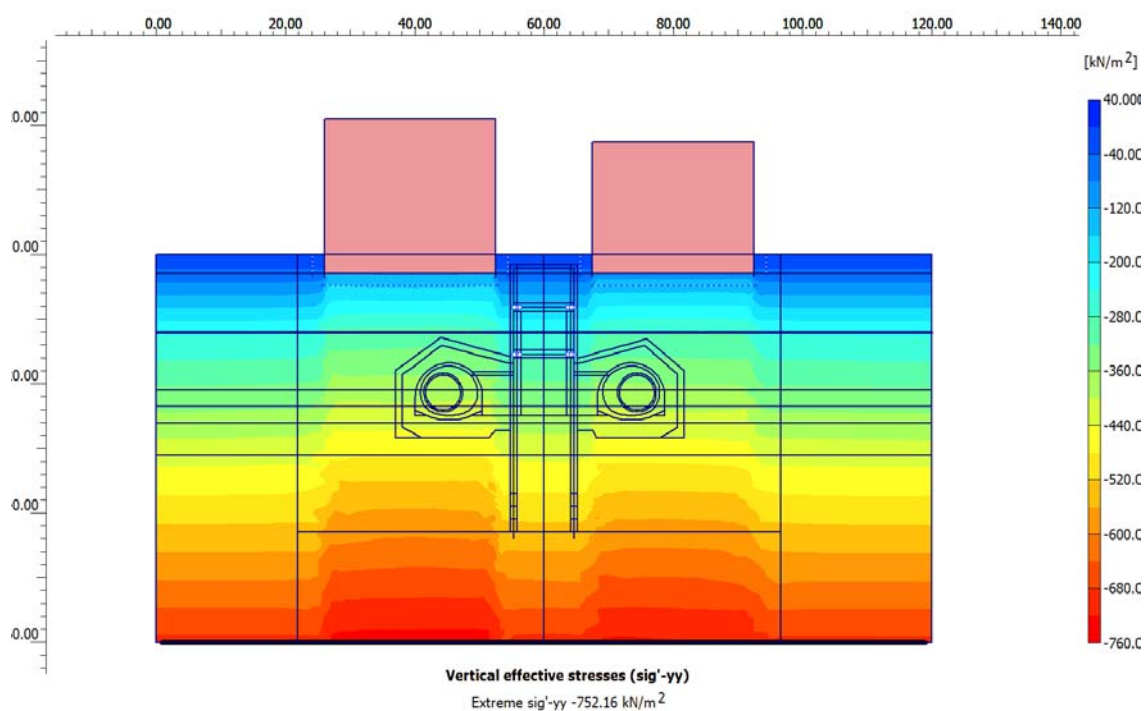


Figura 3.3: Pressioni verticali efficaci (fase 1)

La seguente figura riporta le pressioni di contatto a quota fondazione edifici:

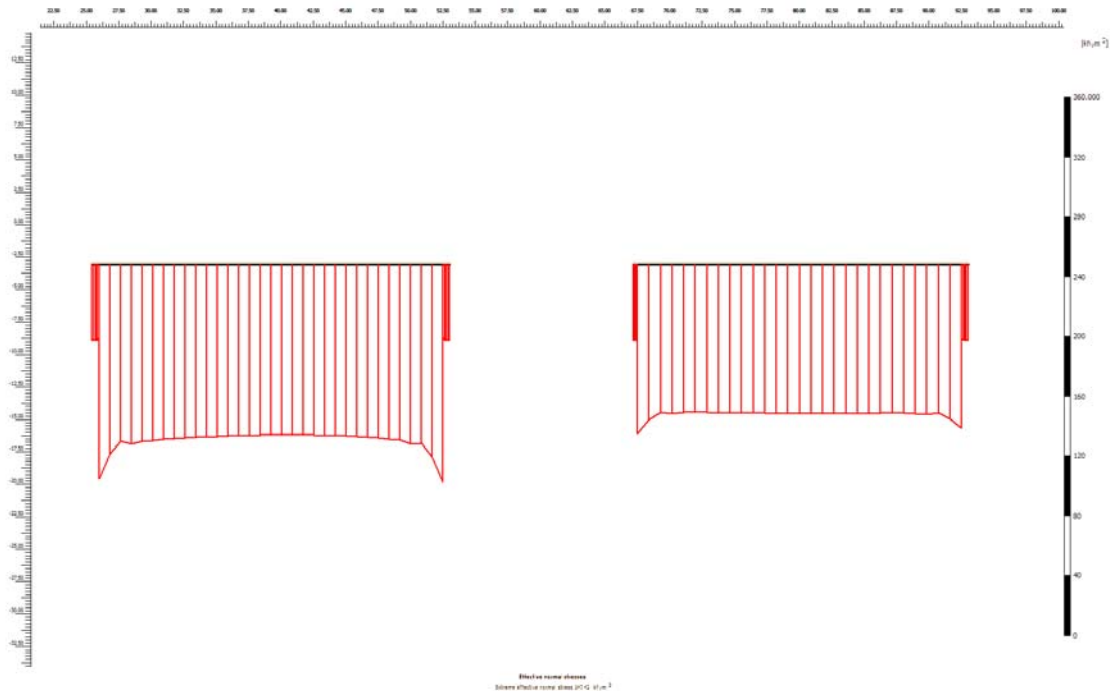


Figura 3.4: Pressioni di contatto a quota fondazione degli edifici (fase 1)

- Fase 2:** prescavo in corrispondenza della sede stradale per l'esecuzione dei diaframmi;
- Fase 3:** esecuzione delle iniezioni di consolidamento;
- Fase 4:** realizzazione dei diaframmi; i diaframmi sono stati inseriti con diverse lunghezze variabili da 34 a 40 m (infissione sotto il fondo scavo da 12 a 16 m) allo scopo di analizzare l'influenza sulla stabilità del piede e sul regime delle pressioni interstiziali in prossimità del fondo scavo;
- Le fasi dalla 2 alla 4 sono propedeutiche all'inizio della vera e propria analisi. Tutti gli spostamenti accumulati fino alla fase 4 non sono significativi, e vengono pertanto azzerati.
- Fase 5:** passaggio della TBM nella galleria di linea a destra, il passaggio della TBM viene simulato mediante un rilascio parziale pari a 0.30;
- Fase 6:** inserimento dei conci del rivestimento provvisorio e scarico completo del cavo, la seguente figura 3.5 riporta gli spostamenti verticali risultanti al termine della fase 6:

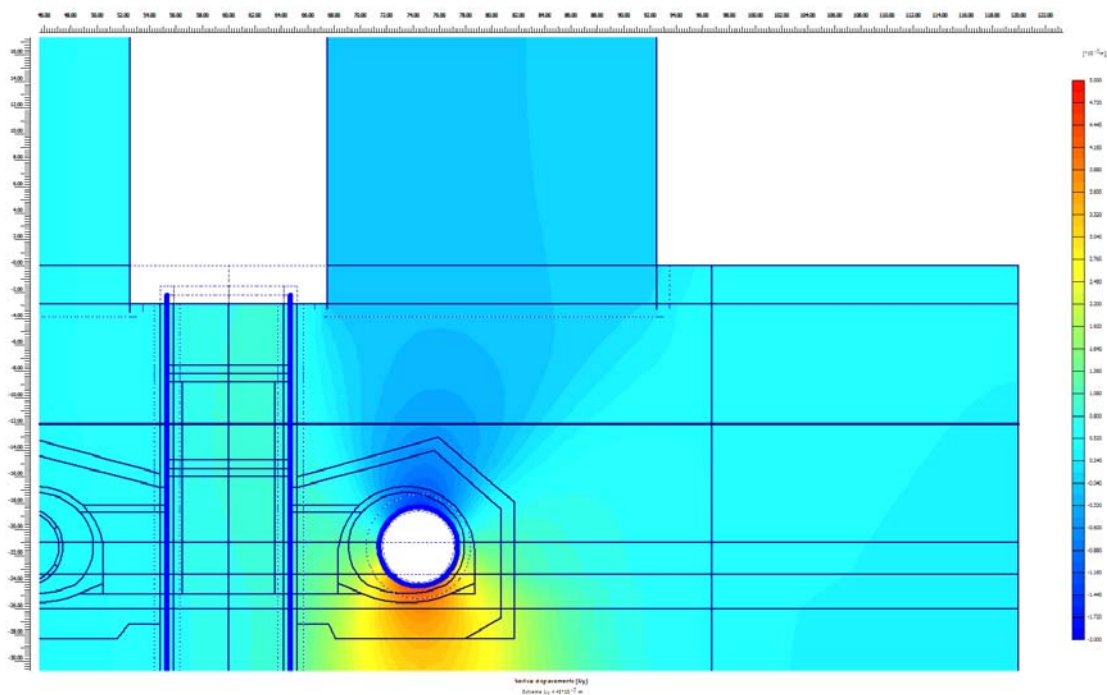


Figura 3.5: Spostamenti verticali (fase 6)

Gli spostamenti a quota fondazione sono modestissimi, inferiori al millimetro.

La seguente figura 3.6 riporta invece le sollecitazioni nei conchi del rivestimento provvisorio:

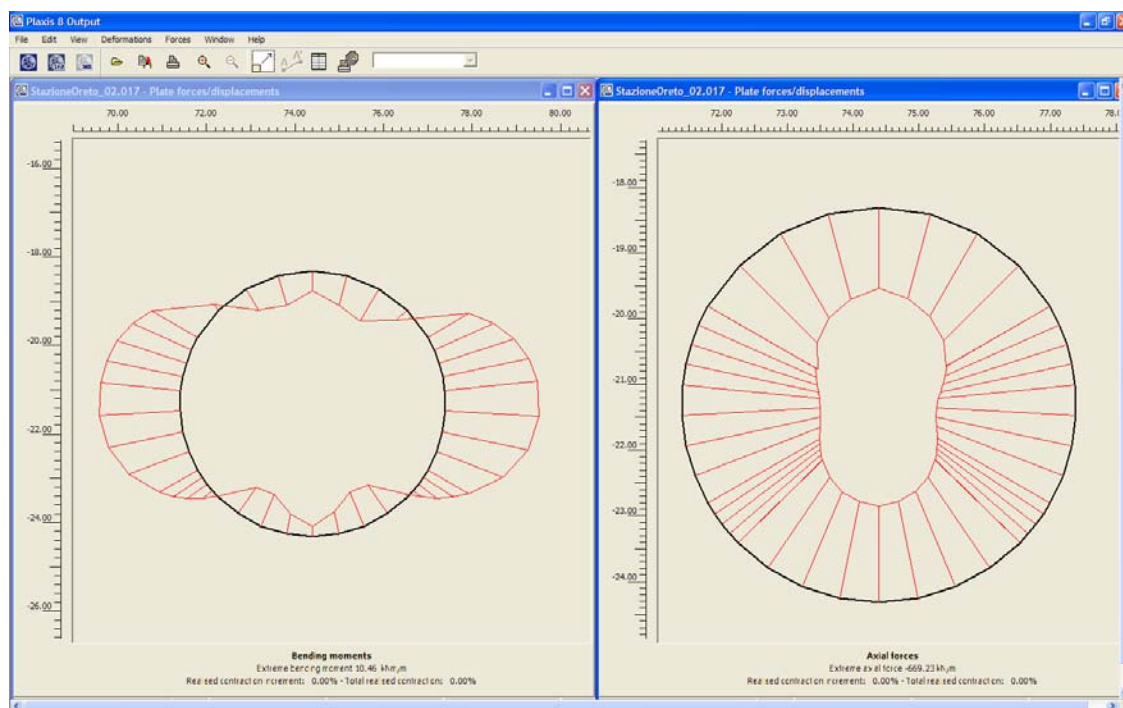


Figura 3.6: Sollecitazioni nel rivestimento provvisorio della galleria di linea (fase 6)

$$M_{\max} = 10.5 \text{ kN m / m}; \quad N_{\max} = 670 \text{ kN / m}$$

- Fase 7:** passaggio della TBM nella galleria di linea a sinistra; il passaggio della TBM viene simulato mediante un rilascio parziale pari a 0.30;
- Fase 8:** inserimento dei conci del rivestimento provvisorio e scarico completo del cavo; gli spostamenti sono del tutto analoghi a quelli già mostrati per il cavo di destra; le sollecitazioni assiali sono dell'ordine di 700 kN / m ed i momenti flettenti dell'ordine di 12 kN m / m;
- Fase 9:** esecuzione della copertura e ripristino della quota stradale originaria;
- Fase 10:** primo step di scavo fino alla quota -8.8 per l'esecuzione del primo solaio della stazione;
- Fase 11:** esecuzione del solaio con estradosso a quota -7.50 m, inserito come elemento trave incernierato sui diaframmi; si è considerato un modulo del calcestruzzo $E_{cls} = 30'000$ MPa ed una sezione di 1.30 m²;
- Fase 12:** secondo step di scavo fino alla quota -16.00 m per l'esecuzione del secondo solaio della stazione;
- Fase 13:** esecuzione del solaio con estradosso a quota -14.70 m, inserito come elemento trave incernierato sui diaframmi; si è considerato un modulo del calcestruzzo $E_{cls} = 30'000$ MPa ed una sezione di 1.30 m²;
- Fase 14:** scavo fino alla quota finale di fondo scavo a -25.00 m;

La figura 3.7 riporta gli spostamenti verticali accumulati durante le fasi esecutive:

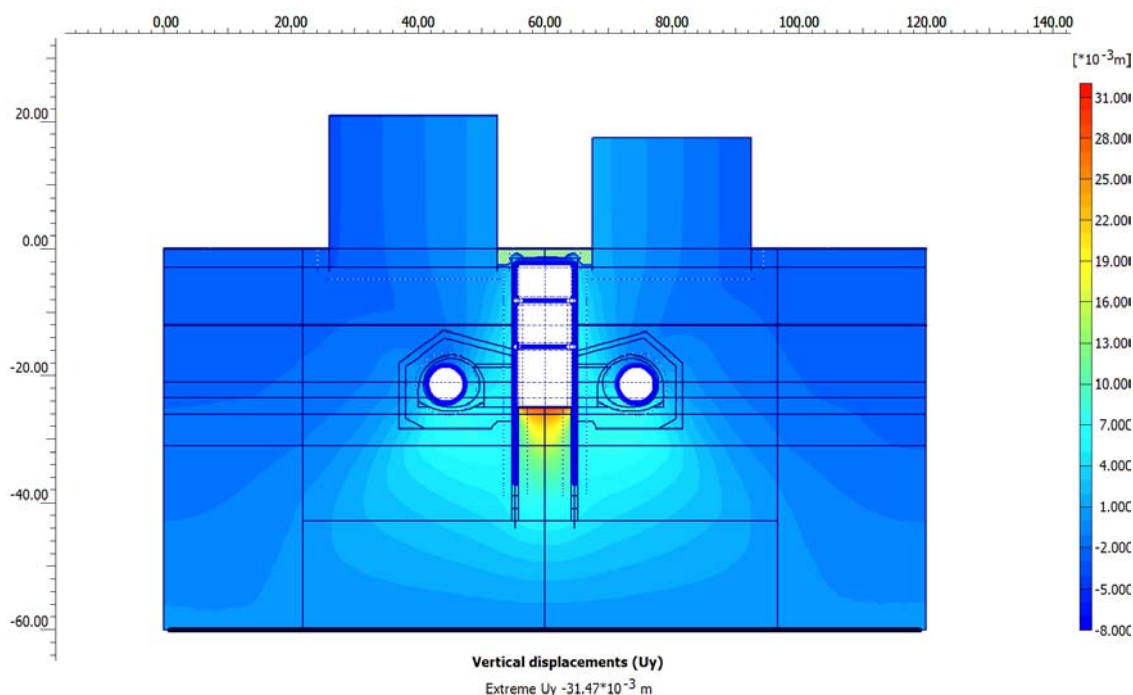


Figura 3.7: Spostamenti verticali (fase 14)

La figura 3.8 mostra invece l'andamento dei vettori spostamento in corrispondenza degli edifici:

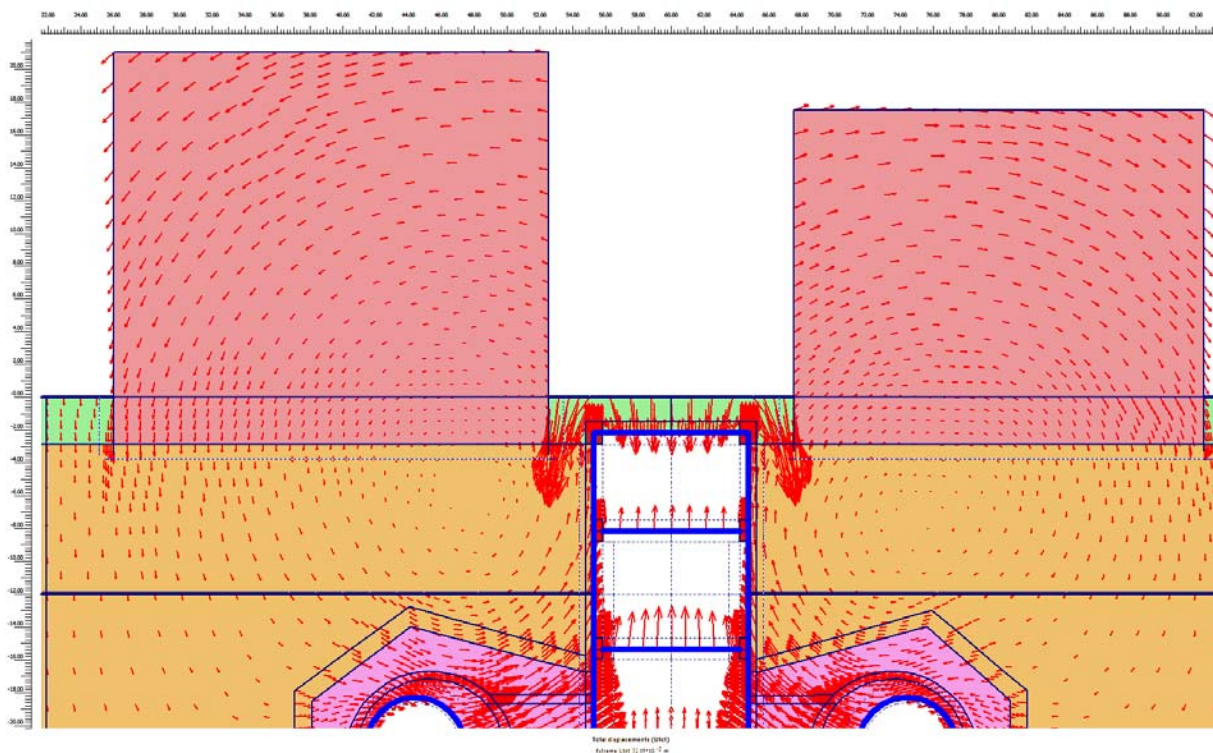


Figura 3.8: Vettori spostamento (fase 14)

Si osserva l'effetto del rigonfiamento del fondo e come gli spostamenti orizzontali delle paratie provochino una tendenza alla rotazione degli edifici. Gli spostamenti verticali del piano di posa sono comunque contenuti dell'ordine di 4 mm, con rotazioni dell'ordine di 0.15 ‰.

La figura 3.9 riporta infine gli spostamenti a quota fondazione edifici:

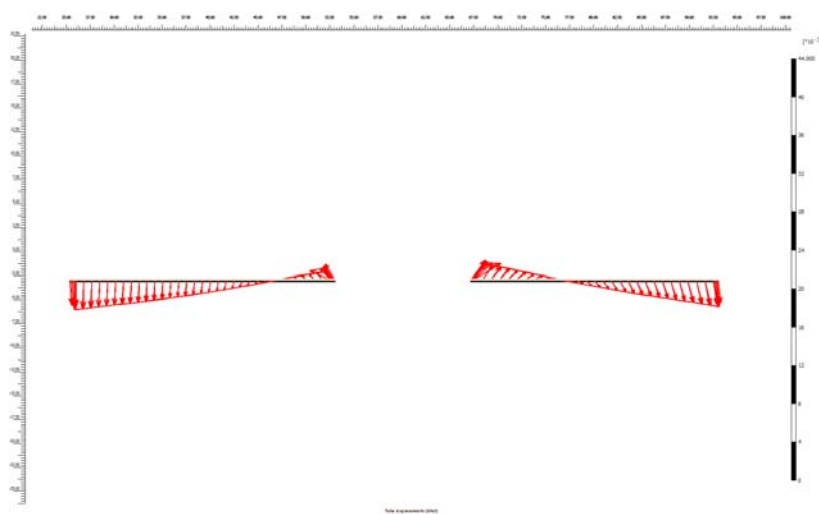


Figura 3.9: Spostamenti a quota fondazione degli edifici (fase 14)

Con riferimento al regime idraulico, in condizioni di filtrazione stazionaria, si osserva la seguente distribuzione delle pressioni interstiziali:

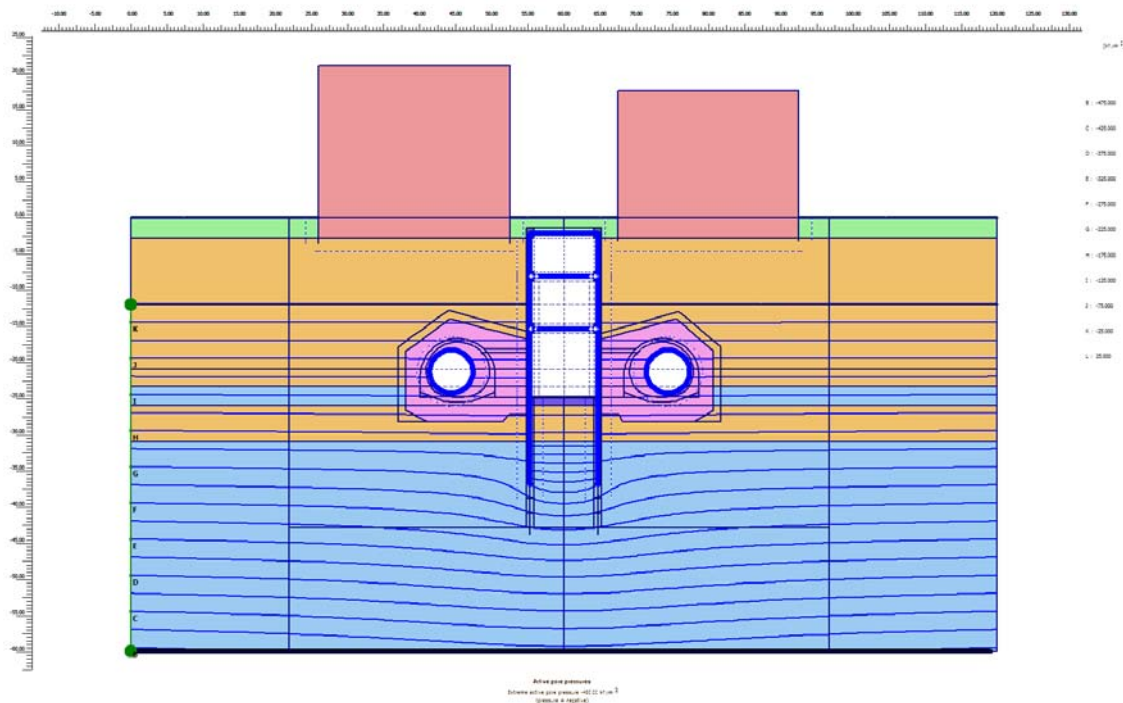


Figura 3.10: Distribuzione delle pressioni interstiziali (fase 14)

La figura 3.11 riporta la distribuzione delle pressioni interstiziali sul diaframma:

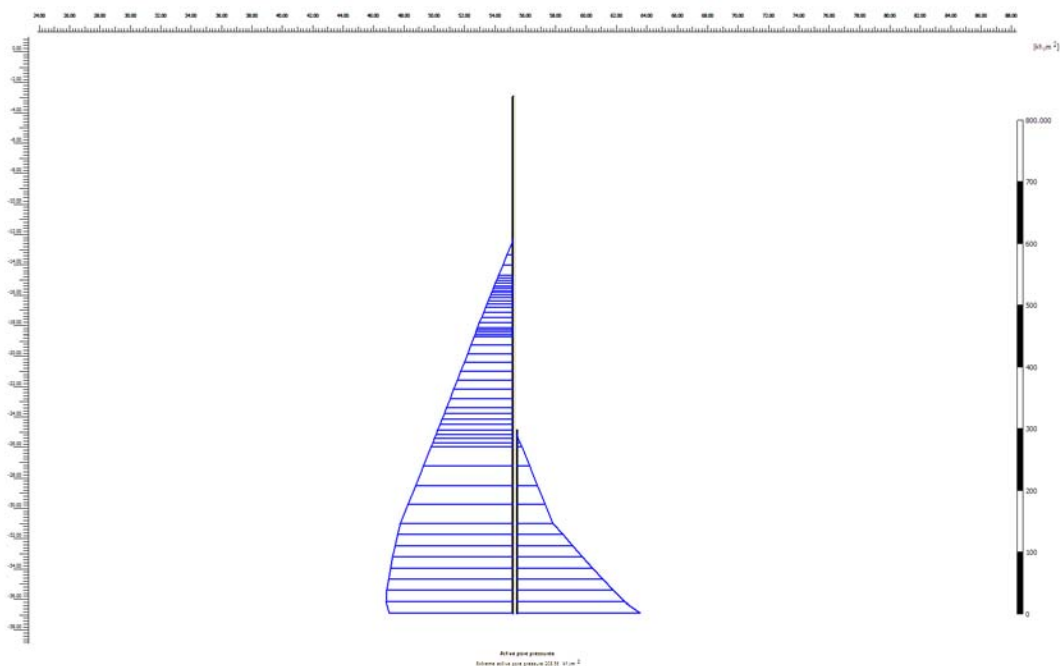


Figura 3.11: Distribuzione delle pressioni interstiziali sul diaframma (fase 14)

La figura 3.12 riporta il confronto tra le pressioni interstiziali in condizioni statiche e quelle in condizioni di flusso stazionario:

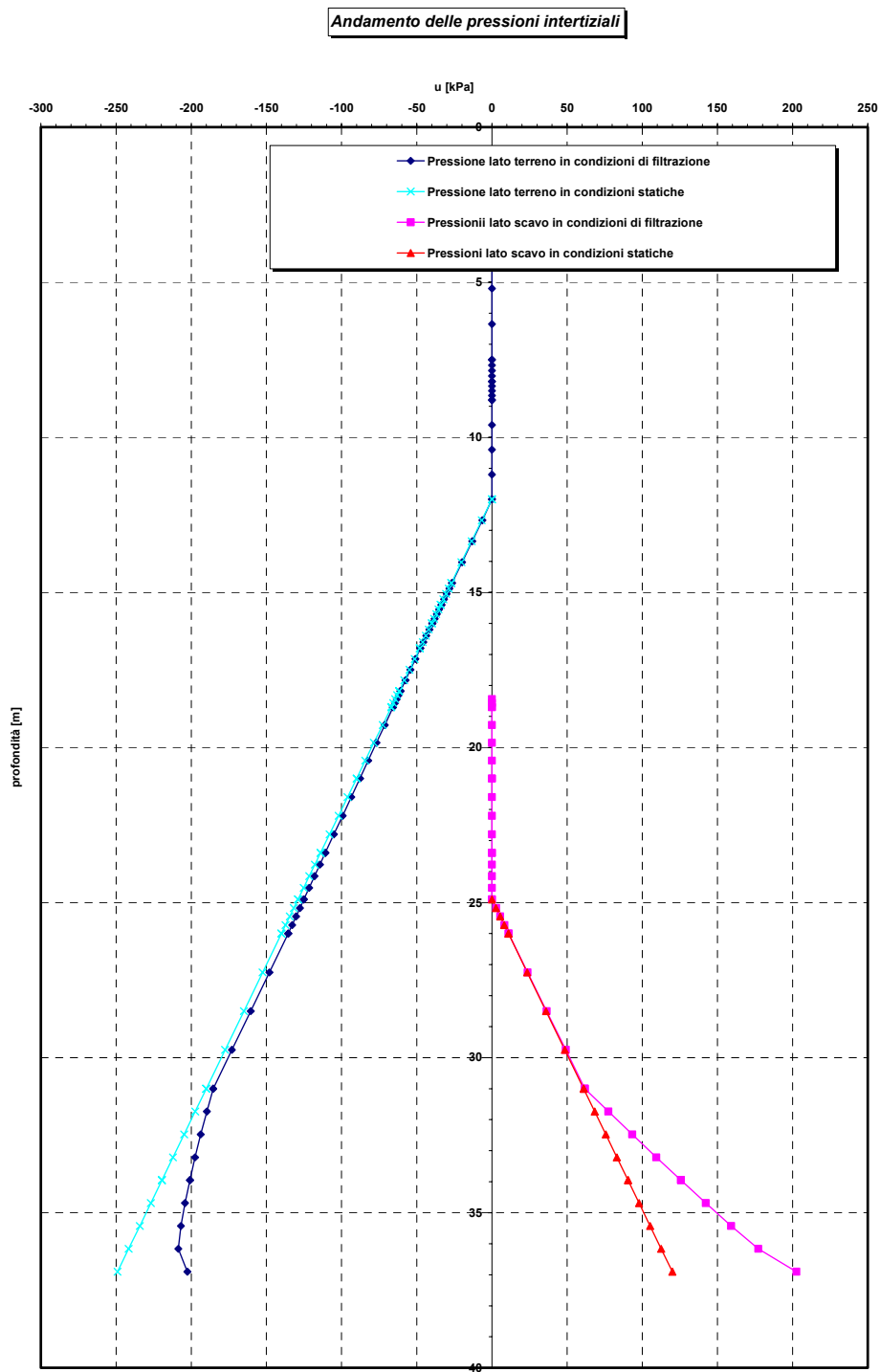


Figura 3.11: Confronto tra le pressioni interstiziali statiche e in regime di filtrazione (fase 14)

La figura 3.12 riporta l'andamento delle linee di flusso durante il moto di filtrazione, per una lunghezza di infissione di diaframmi di 12.0 m.

Le portate entranti nello scavo sono dell'ordine di $1.0 \div 1.1 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m}$.

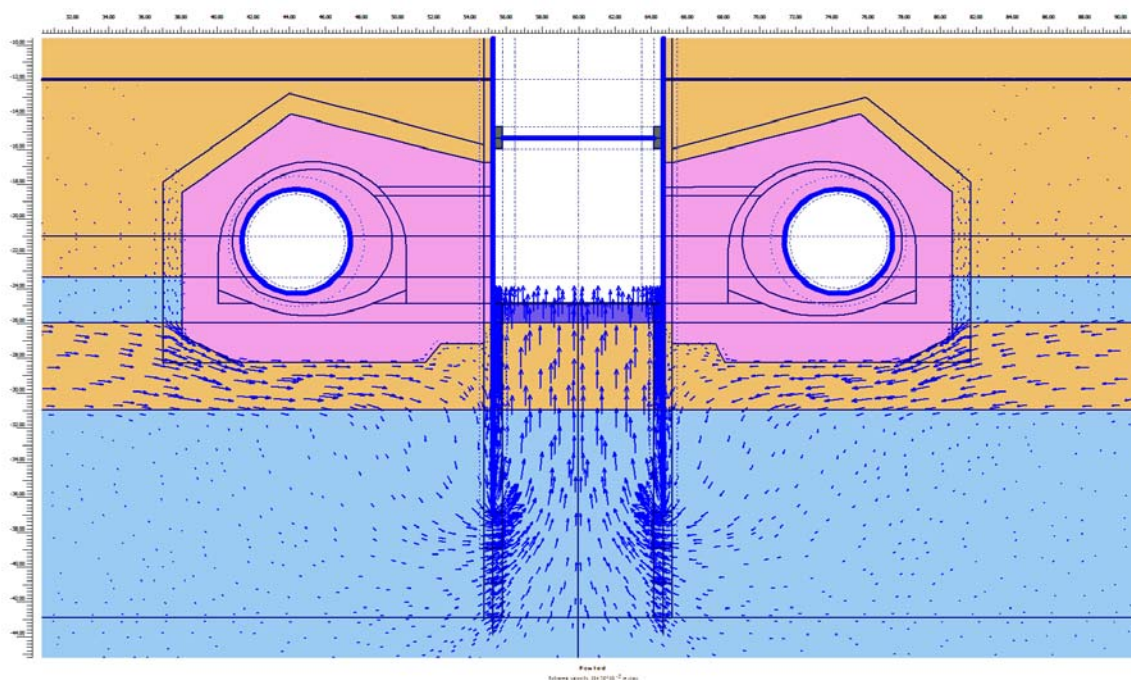


Figura 3.12: Linee di flusso durante il moto di filtrazione (fase 14)

La figura 3.13 riporta l'andamento delle pressioni efficaci in prossimità del fondo scavo:

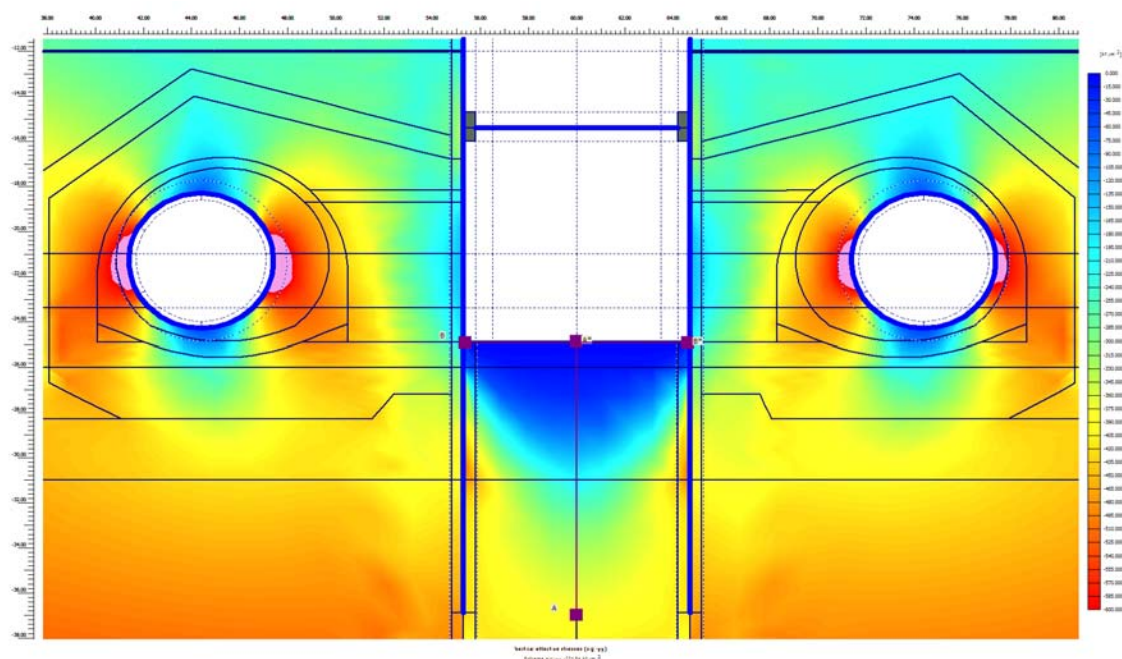


Figura 3.13: Pressioni efficaci in prossimità del fondo scavo (fase 14)

La seguente figura 3.14 riporta l'andamento delle tensioni principali:

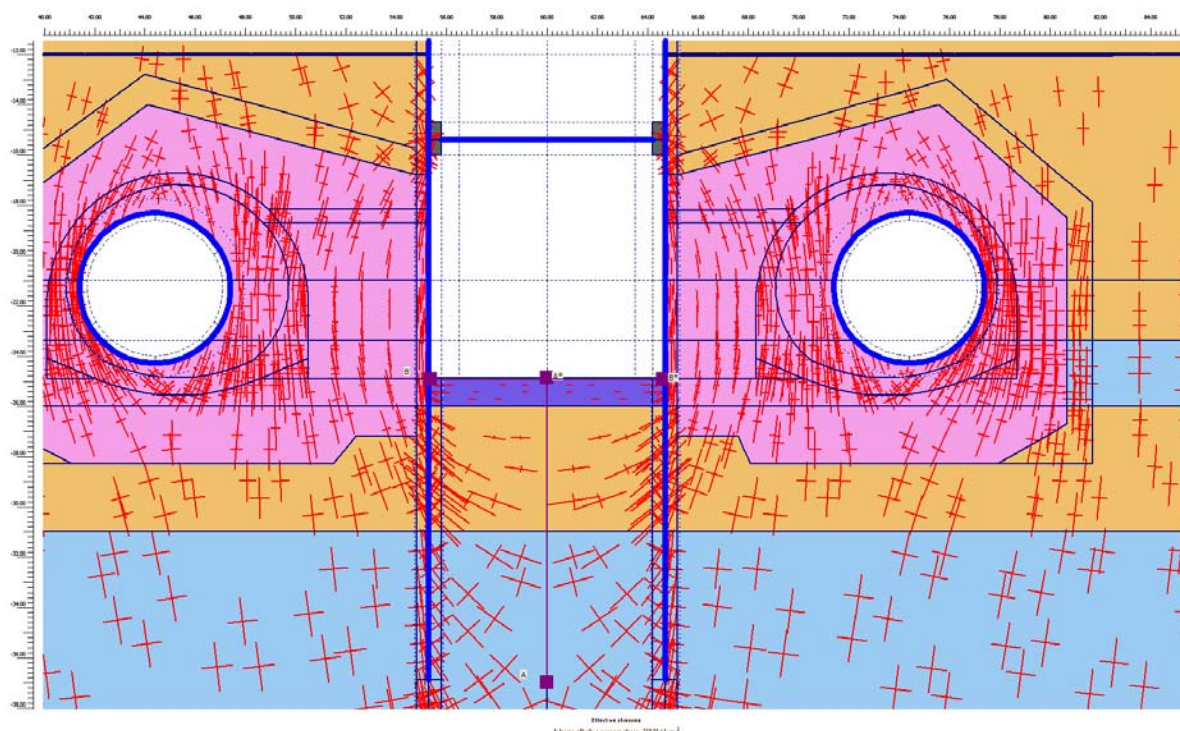


Figura 3.14: Tensioni principali in prossimità del fondo scavo (fase 14)

E' interessante notare il significativo effetto arco che si forma poco sotto il fondo scavo. Tale fenomeno è fisicamente realistico a causa della forma dello scavo profonda e stretta.

Il rischio di sifonamento del terreno incluso tra le paratie in seguito al moto di filtrazione verso l'alto è in questo caso fortemente ridimensionato, proprio perché l'effetto arco contrasta "l'alleggerimento" del terreno sul fondo dello scavo. L'andamento delle pressioni verticali efficaci sulla linea di mezzzeria mostra chiaramente questo fenomeno, come si può osservare dalla seguente figura 3.15:

Andamento delle pressioni efficaci sulla linea di mezzaria di fondo scavo

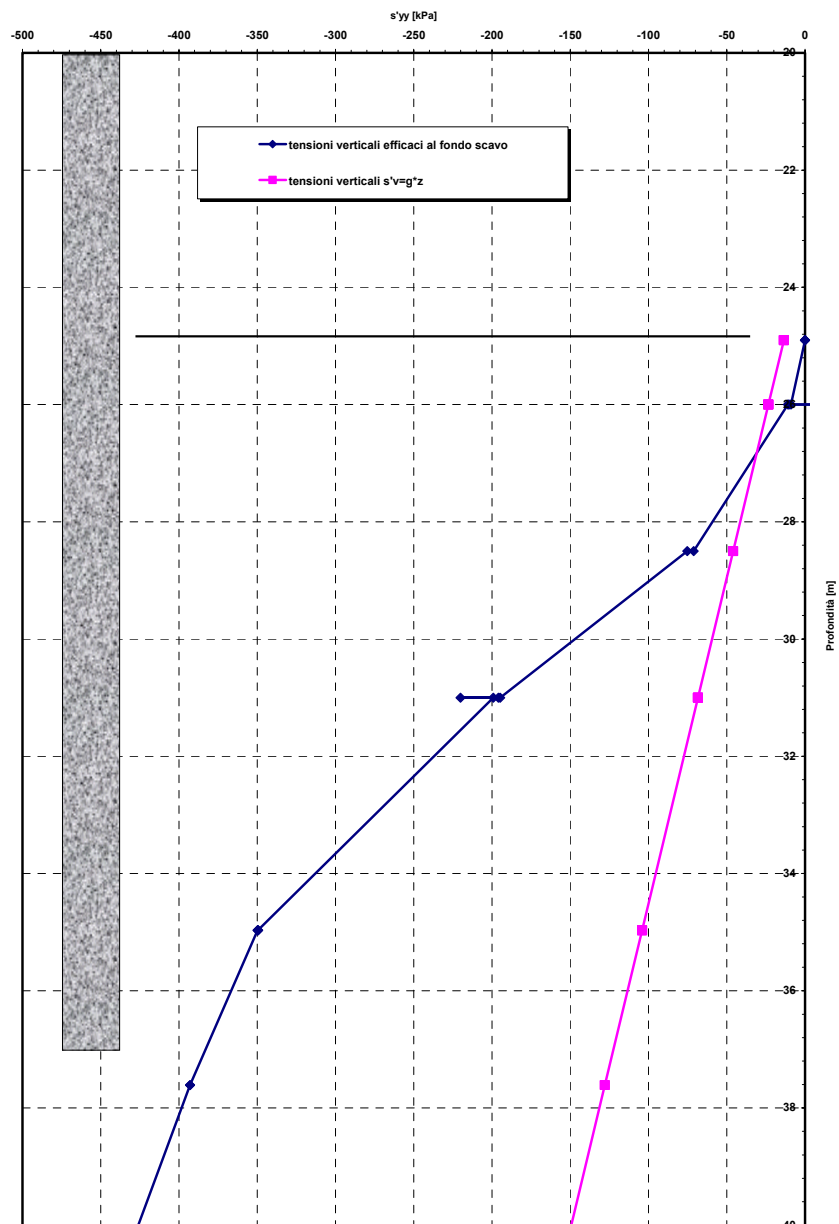


Figura 3.15: Tensioni verticali efficaci in mezzaria del fondo scavo (fase 14)

Si può pertanto asserire che i fenomeni di instabilità di fondo scavo, in seguito ai fenomeni di filtrazione, manifestano un rischio molto basso di verificarsi, ed in ogni caso si tratterebbe di fenomeni al più localizzati, che potrebbero coinvolgere la zona centrale dello scavo per uno spessore massimo dell'ordine di un metro.

La figura 3.16 riporta i rapporti di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno incluso tra le paratie nella zona di fondo scavo:

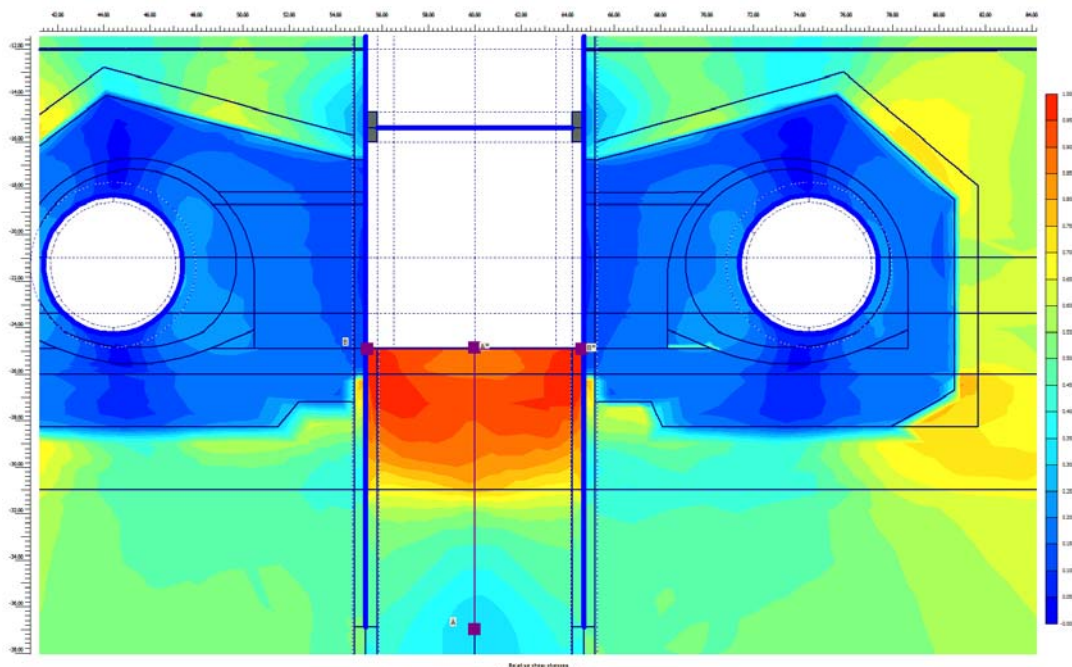


Figura 3.15: Rapporti di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno (fase 14)

Si osservano una prevalenza delle zone con valori nel range $0.8 \div 0.9$, ampiamente accettabili per una condizione di scavo provvisorio.

Le seguenti figure riportano infine alcuni risultati significativi per quanto riguarda i diaframmi ed i solai di contrasto

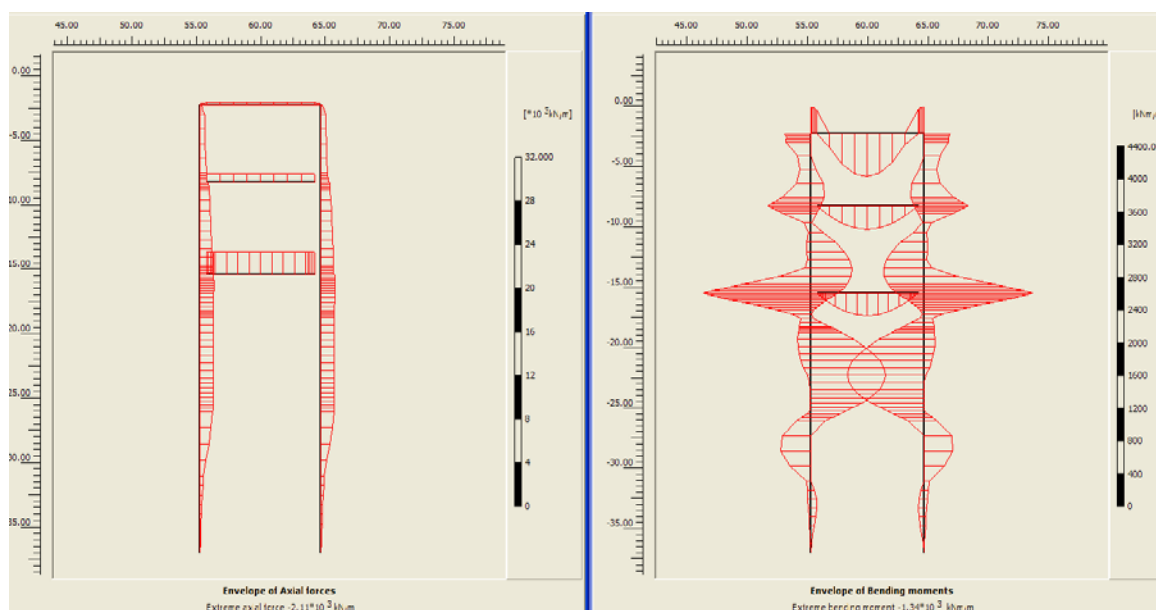


Figura 3.16: Sforzo normale e momento flettente nei diaframmi e nei solai (fase 14)

La sollecitazione massima di flessione si registra in corrispondenza del secondo solaio con un valore dell'ordine di 1340 kNm/m; la massima sollecitazione assiale è ubicata analogamente sul secondo solaio e mostra un valore dell'ordine di 2100 kN/m.

Lo spostamento orizzontale delle paratie risulta dell'ordine di 11 mm.

- Fase 15:** esecuzione del solettone di base; sarà necessario inserire dei provvedimenti al fine di mantenere il drenaggio al disotto del solettone, durante le successive fasi di esecuzione degli allarghi fino al completamento delle fodere, per evitare che la sottospinta provochi il sollevamento del solettone stesso;
- Fase 16:** esecuzione dell'allargo della galleria di destra; rilascio fino all'85%;
- Fase 17:** esecuzione del prerivestimento in spritz-beton ($s=0.20$ m) al contorno e scarico completo sull'allargo;

La figura 3.17 riporta gli spostamenti verticali complessivi, cumulati fino alla fase in esame:

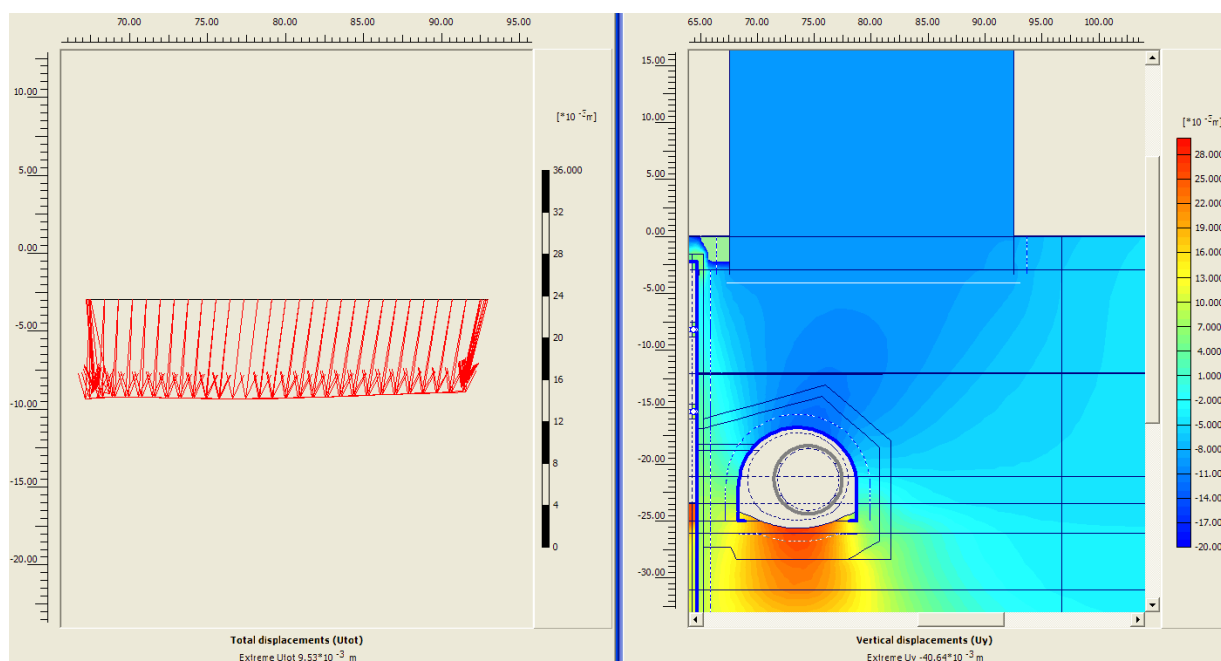


Figura 3.17: Spostamenti verticali della fondazione dell'edificio e generali (fase 17)

Si possono osservare cedimenti sul piano di posa dell'edificio dell'ordine di ca. 10 mm, con un andamento piuttosto uniforme. In prossimità della calotta dell'allargo le convergenze sono dell'ordine di 20 mm in calotta e dell'ordine di 30 mm in arco rovescio.

Gli spostamenti legati alla sola esecuzione dell'allargo sono invece dell'ordine di 6÷7 mm sul piano di posa delle fondazioni, con convergenze massime in prossimità del cavo dell'ordine di 10÷12 mm in calotta e 18÷20 mm in arco rovescio.

La figura 3.18 riporta gli spostamenti relativi all'esecuzione dell'allargo:

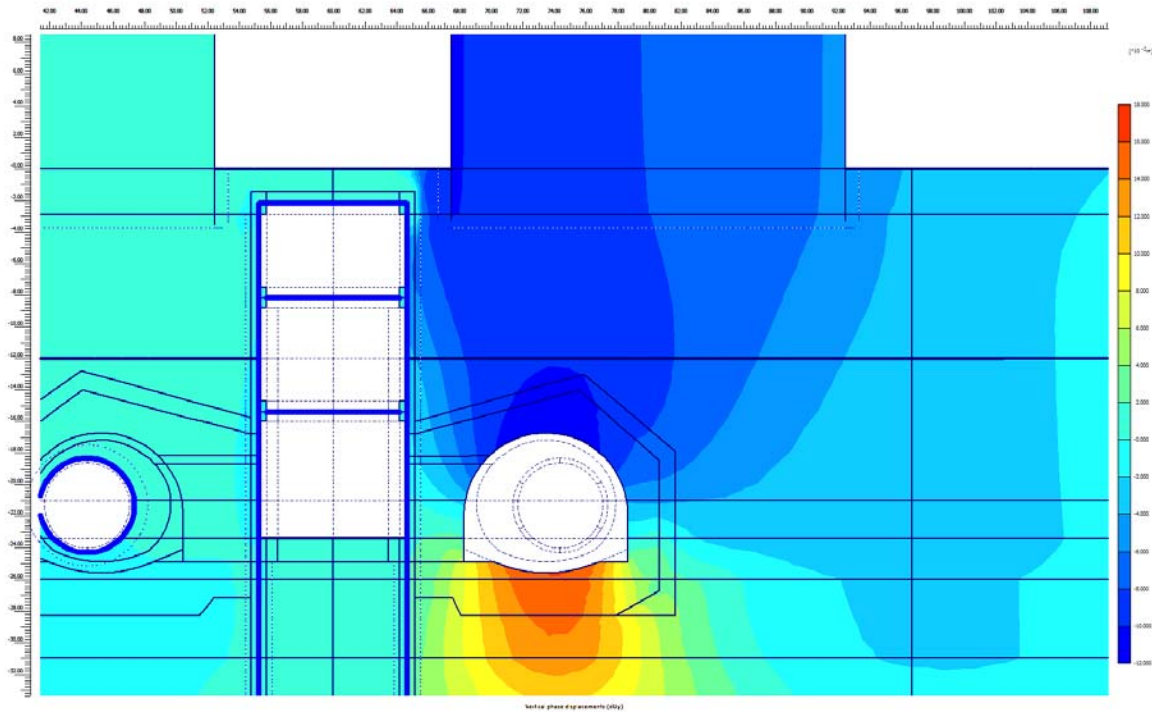


Figura 3.18: Spostamenti relativi all'esecuzione dell'allargo (fase 17)

Le sollecitazioni sul rivestimento in spritz-beton sono riportate nella figura 3.19:

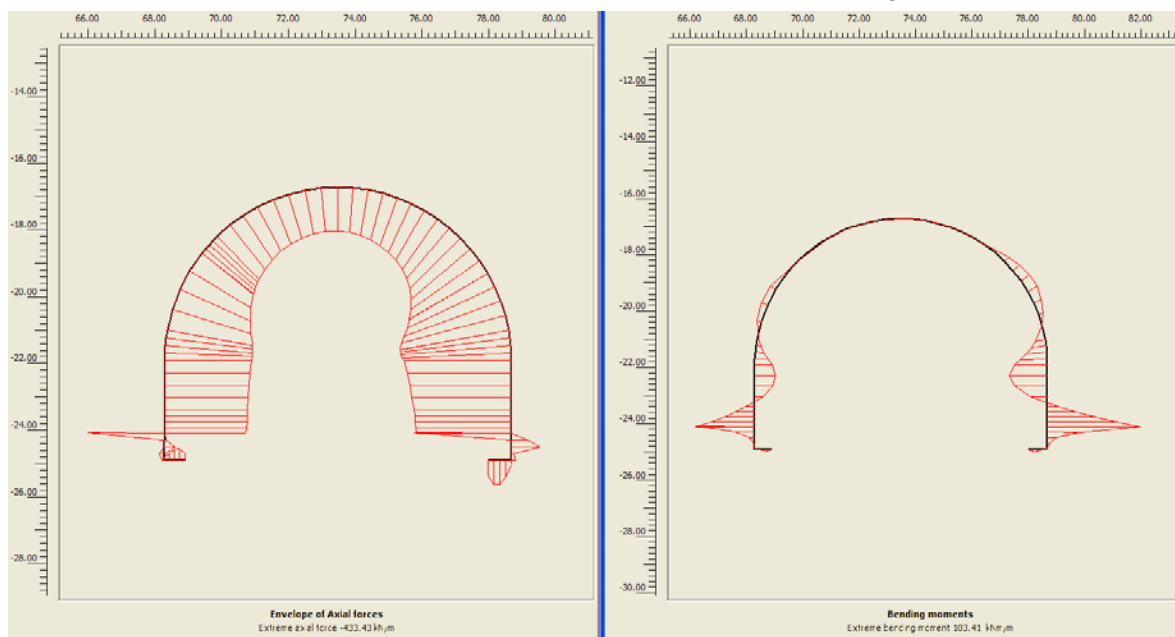


Figura 3.19: Sforzi normali e momenti flettenti nel prerivestimento in spritz-beton (fase 17)

$$N_{\max} = 430 \text{ kN / m}; \quad M_{\max} = 103 \text{ kN m / m}.$$

- Fase **18**: esecuzione del rivestimento definitivo sulla canna di destra;
- Fase **19**: esecuzione dell'allargò della galleria di sinistra; rilascio fino all'85%;
- Fase **20**: esecuzione del prerivestimento in spritz-beton ($s=0.20$ m) al contorno e scarico completo dell'allargò.

La seguente figura riporta gli spostamenti verticali complessivi, cumulati fino alla fase in esame:

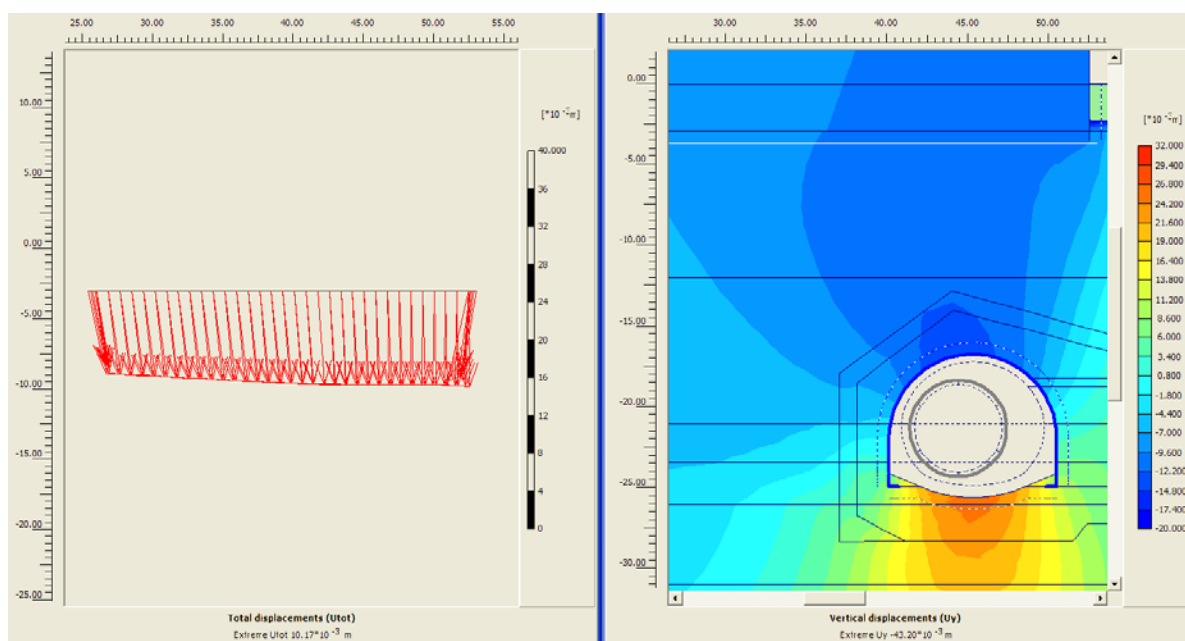


Figura 3.20: Spostamenti verticali del piano di fondazione dell'edificio e generali (fase 20)

I cedimenti sul piano di posa dell'edificio sono dell'ordine di 10 mm, con andamento piuttosto uniforme. In prossimità della calotta dell'allargò le convergenze sono dell'ordine di 20 mm in calotta e dell'ordine di 30 mm in arco rovescio. Gli spostamenti legati alla sola esecuzione dell'allargò sono invece dell'ordine di 6÷7 mm sul piano di posa delle fondazioni, con convergenze massime in prossimità del cavo dell'ordine di 10÷12 mm in calotta e 18÷20 mm in arco rovescio.

Le sollecitazioni nel rivestimento in spritz-beton sono del tutto paragonabili a quelle osservate nella fase 18.

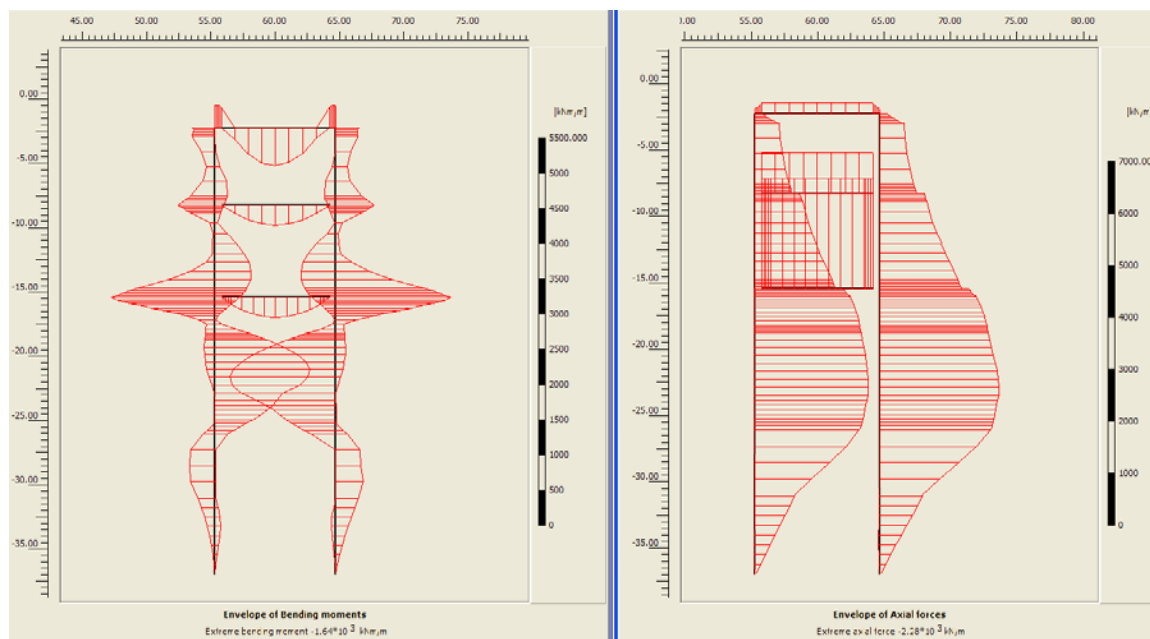


Figura 3.21: Momento flettente e sforzo normale nei diaframmi e nei solai (fase 20)

E' importante evidenziare (v. fig. 3.21) l'effetto dell'esecuzione degli allarghi sulle sollecitazioni nelle paratie; in seguito alla tendenza all'ovalizzazione della galleria naturale, si osserva un incremento di spinta orizzontale sul diaframma che produce un aumento del momento flettente (rispetto alla situazione osservata nella fase 14) dell'ordine del 22%, passando da 1340 a 1640 kNm/m.

Meno sensibile è l'incremento della sollecitazione assiale sul secondo solaio, che passa da 2100 a 2280 kN / m, con un incremento dell'8.5%.

Lo spostamento orizzontale massimo dei diaframmi è dell'ordine di 13 mm.

La seguente figura 3.22 riporta infine la posizione dei punti di "monitoraggio" posti sugli edifici: in particolare i punti a livello fondazione sono:

- punto C: edificio di sinistra, lato scavo;
- punto D: edificio di sinistra, lato opposto scavo;
- punto G: edificio di destra, lato scavo;
- punto H: edificio di destra, lato opposto scavo.

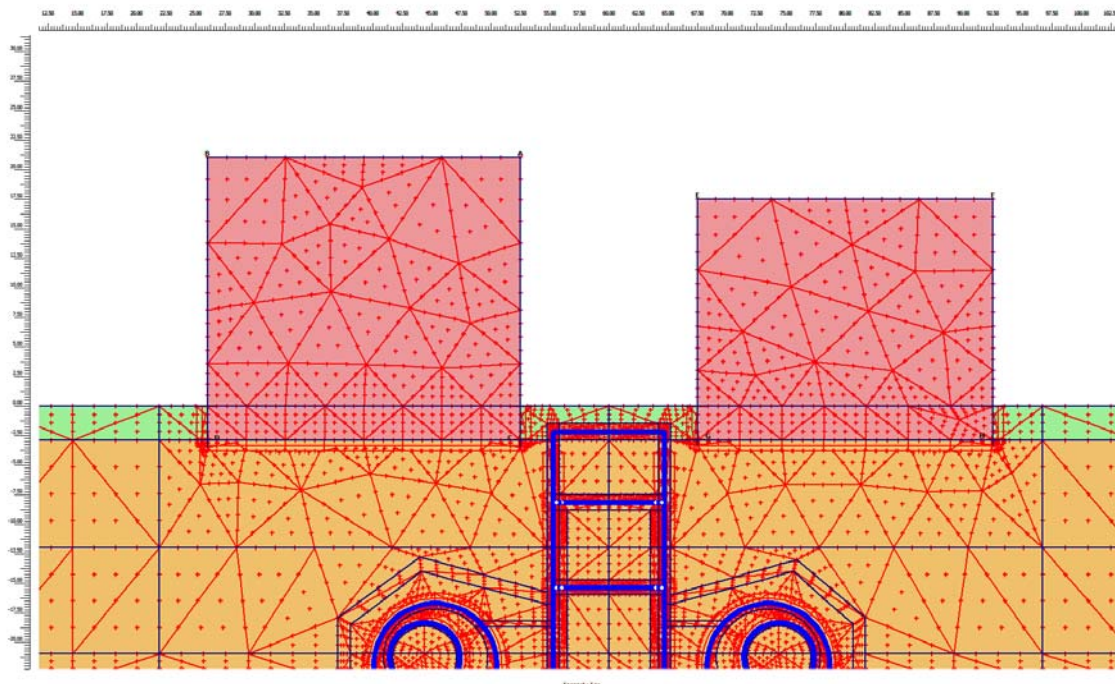


Figura 3.22: Punti di monitoraggio sugli edifici (fase 20)

La seguente figura 3.23 riporta la history dello spostamento verticale dei punti più sopra evidenziati, durante tutte le fasi esecutive analizzate:

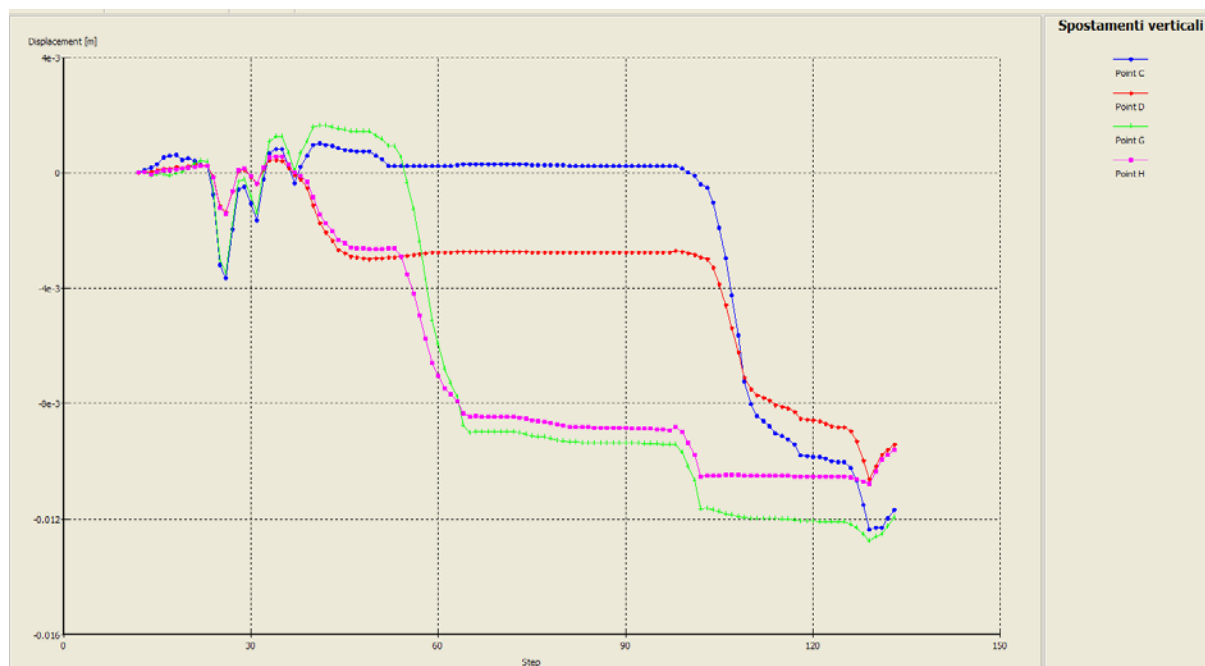


Figura 3.23: History dello spostamento verticale dei punti degli edifici (fino alla fase 20)

Fase **21**: esecuzione del rivestimento definitivo nella canna di destra;

Fase **22**: esecuzione delle pareti interne;

Fase **23**: fase finale, eliminazione dello spritz beton;

La figura 3.24 riporta la tensione verticale sui rivestimenti definitivi delle gallerie di banchina, i valori massimi sono dell'ordine di 800 kPa di compressione e con valori pressoché nulli di trazione.

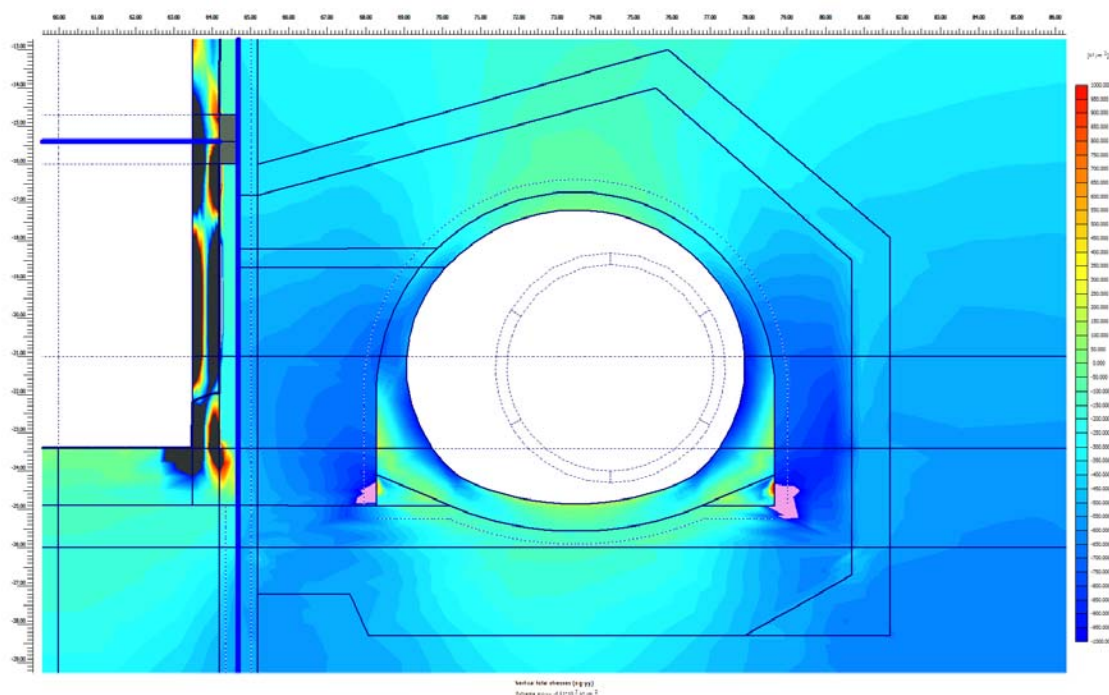


Figura 3.24: Stato tensionale verticale nel rivestimento della galleria di banchina (fase 23)

Analogamente, la seguente figura 3.25 riporta le tensioni orizzontali: la colotta rimane sostanzialmente tutta compressa con valori modestissimi trazione sul lembo interno; l'arco rovescio, invece manifesta valori di compressione dell'ordine di 2500 kPa e trazione di 900 kPa. E' quindi consigliabile inserire una debole armatura in arco rovescio.

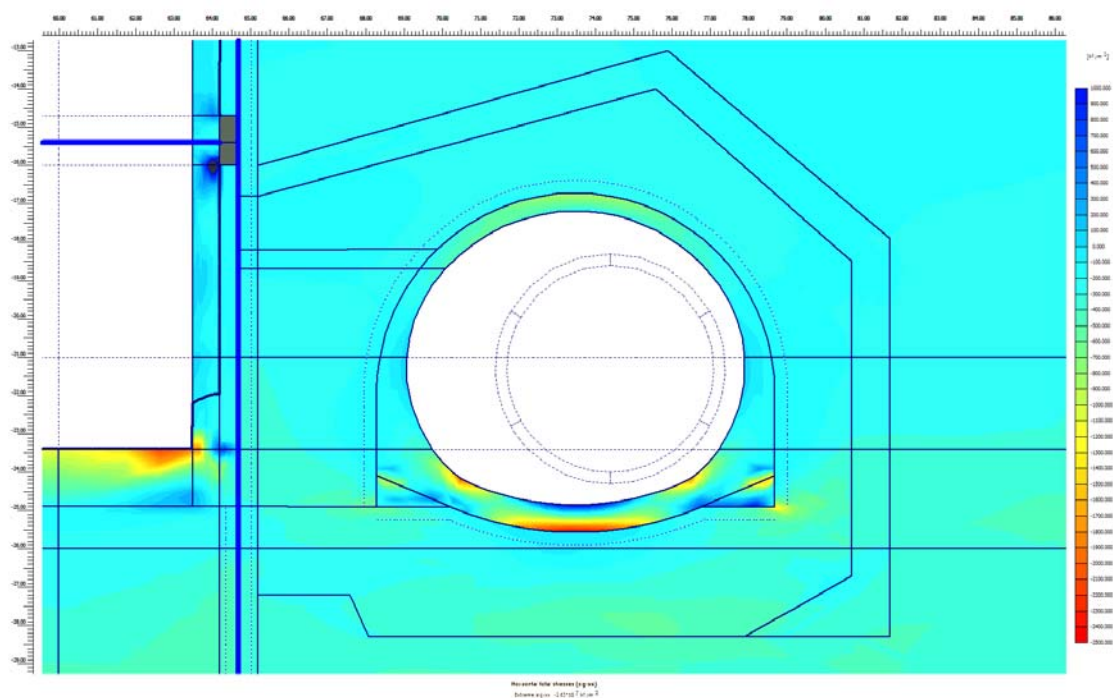


Figura 3.25: Stato tensionale orizzontale nel rivestimento della galleria di banchina (fase 23)

	Metropolitana automatica Leggera della città di Palermo. Prima linea Tratta funzionale Oreto-Notarbartolo.
	Analisi FEM in corrispondenza della Stazione di Oreto Nord

4 CONCLUSIONI

Alla luce dei precedenti risultati, si può affermare che l'esecuzione della stazione di Oreto Nord, con la tipologia di consolidamenti previsti, non comporta particolari rischi di danno per gli edifici sovrastanti, anche in seguito all'esecuzione degli allarghi delle gallerie.

Con riferimento all'infissione delle paratie al disotto del fondo scavo è consigliabile l'adozione di un valore di 10÷12 m; oltre questa lunghezza, le analisi di sensibilità condotte non hanno mostrato significativi benefici sia per quanto concerne la stabilità del fondo scavo che riguardo al contenimento delle deformazioni. Valori inferiori, al contrario, possono comportare la completa mobilitazione della resistenza al taglio di ampie zone di terreno in prossimità del fondo scavo.