

**MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**




COMUNE DI TORINO



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna**


PROGETTO DEFINITIVO		 INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i>										INFRATRASPORTI.TO S.r.l.		
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 6038S	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SPECIALI – STAZIONE CIMAROSA/TABACCHI RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO STAZIONE												
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA	
										Int.	Est.			
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A1	D	STR	SCI	R	001	0	1	-	30/09/2022

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1


REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	22/12/21	VFI	ECA	FRI	RCR
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	30/09/22	VFI	ECA	FRI	RCR
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 1</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.3.2</td> <td>1</td> <td>MTL2T1A1D</td> <td>STRSCIR001</td> </tr> </table>						LOTTO 1	CARTELLA	9.3.2	1	MTL2T1A1D	STRSCIR001	STAZIONE APPALTANTE DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro					
LOTTO 1	CARTELLA	9.3.2	1	MTL2T1A1D	STRSCIR001												

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

INDICE

1.	PREMESSA	5
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	7
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1	CALCESTRUZZI	11
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	11
3.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	11
3.2	ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.	11
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	12
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	16
5.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	16
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	17
5.3	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	19
5.3.1	GEOMETRIA DEL MODELLO NUMERICO	20
5.3.2	ELEMENTI STRUTTURALI	22
5.3.3	CARICHI	23
5.3.3.1	Carichi superficiali	23
5.3.3.2	Azione sismica	24
6.	ANALISI NUMERICHE	27
6.1	FASI DI CALCOLO MODELLO GEOTECNICO	28
6.1	OUTPUT	37
6.1.1	SOLLECITAZIONI PARATIA	37
6.1.2	SOLLECITAZIONI DEL KING POST	40
6.1.3	SPOSTAMENTI PARATIA	41
7.	VERIFICHE STRUTTURALI	42
7.1	VERIFICHE DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI SLU	42

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

7.2	VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI SLU	46
7.3	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE	49
7.4	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE	52
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	54
8.1	VERIFICA TAMPONE DI FONDO	54
8.2	VERIFICA GALLEGGIAMENTO A LUNGO TERMINE	57
8.3	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	60
8.3.1	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEL DIAFRAMMA (SEZIONE 1)	62
8.3.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI KING POST – SEZIONE 2	63
8.3.3	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DELLA SOLETTA DI FONDO	64
8.4	STABILITÀ GLOBALE	66
9.	VALIDAZIONE DEI MODELLI ESEGUITI	75
9.1	CONFRONTO DEI MODELLI NUMERICI	75
ALLEGATO N.1		78
ALLEGATO N.2		83
ALLEGATO N.3		85

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	5
Figura 2.	Modello 3d – Stazione Cimarosa-Tabacchi	6
Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Cimarosa-Tabacchi	14
Figura 4.	Sezione di calcolo 1- Stazione Cimarosa	20
Figura 5.	Sezione di calcolo 2- Stazione Cimarosa	21
Figura 6.	Schematizzazione metodo di Wood	24
Figura 7.	Stralcio planimetria stazione Cimarosa-Tabacchi con indicazione delle sezioni di calcolo	27
Figura 8.	Sezioni trasversali	27
Figura 9.	Fasi di scavo – Sezione 1	35
Figura 10.	Modello numerico - Sezione 2.	36

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Figura 11. Forza assiale - Fase 11.	37
Figura 12. SLE Momento flettente – Inviluppo.	38
Figura 13. SLE Diagramma taglio – Inviluppo.	39
Figura 14. SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali - Fase 11	41
Figura 15. SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti	43
Figura 16. SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti	47
Figura 17. Spostamenti orizzontali a lungo termine – Sezione 1	52
Figura 18. Possibili meccanismi di collasso: a) sollevamento del tampone di fondo e dei diaframmi b) sollevamento del tampone di fondo c) rottura del tampone di fondo	54
Figura 19. Zone di plasticizzazione – Sezione 1	64
Figura 20. Zone di plasticizzazione – Sezione 2	65
Figura 21. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva vs spostamenti Breve termine – Sezione 1	66
Figura 22. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Breve termine – Sezione 1	67
Figura 23. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva vs spostamenti Breve termine – Sezione 2	67
Figura 24. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Breve termine – Sezione 2	68
Figura 25. Fattore di sicurezza a lungo termine vs spostamenti Lungo termine – Sezione 1	69
Figura 26. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Lungo termine – Sezione 1	69
Figura 27. Tensioni orizzontali efficaci paratia – Sezione 1	70
Figura 28. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis – Sezione 1	71
Figura 29. Fattore di sicurezza a lungo termine vs spostamenti Lungo termine – Sezione 2	72
Figura 30. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Lungo termine – Sezione 2	72
Figura 31. Tensioni orizzontali efficaci paratia – Sezione 2	73
Figura 32. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis – Sezione 2	74
Figura 33. Modello numerico - ParatiaPlus	75
Figura 34. Modello numerico della sezione 1 - Plaxis 2D	75
Figura 35. Inviluppo dei momenti flettenti mediante ParatiaPlus	76
Figura 36. Inviluppo momenti flettenti mediante Plaxis 2D	76
Figura 37. Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Stazioni S4G	87
Figura 38. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G	88
Figura 39. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Cimarosa	88


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Figura 40. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	89
Figura 41. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	90
Figura 42. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	91
Figura 43. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta	92
Figura 44. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	94

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	15
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	15
Tabella 3 Livelli di falda	15
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	16
Tabella 5 Parametri sismici del sito	17
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	18
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	18
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	18
Tabella 9 Quota dal piano campagna	21
Tabella 10 Parametri input elementi strutturali	22
Tabella 11 Carichi superficiali	23
Tabella 12 Parametri input azione sismica	25
Tabella 13 Carichi assunti per il modello numerico.	26
Tabella 14 Fasi di calcolo	28
Tabella 15 Forza assiale agente sul king post – Fase 11.	40
Tabella 16 Armature longitudinali paratia	42
Tabella 17 Verifica SLU flessione Sezione 1-A (Prima Gabbia)	44
Tabella 18 Verifica SLU flessione Sezione 1-B (Terza Gabbia)	45
Tabella 19 Verifica SLU – Taglio – Sezione 1-A	48
Tabella 20 Verifica SLE –Sezione 1-A -Prima Gabbia	50
Tabella 21 Verifica SLE –Sezione 1-B -Terza Gabbia	51
Tabella 22 Parametri Hardening-Soil	52
Tabella 23 Verifica tampone di fondo	54
Tabella 24 Verifica capacità portante paratia	62
Tabella 25 Verifica capacità portante barrette	63
Tabella 26 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Mezzanino	93
Tabella 27 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	95

1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito dell'affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della Tratta Politecnico-Rebaudengo della Linea 2 della Metropolitana, disciplinato dal Contratto tra la Città di Torino e la società Infratrasporti.TO s.r.l., ed ha per oggetto le fasi realizzative, le analisi strutturali, geotecniche e le verifiche relative alle opere di sostegno della Stazione Cimarosa-Tabacchi.



Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

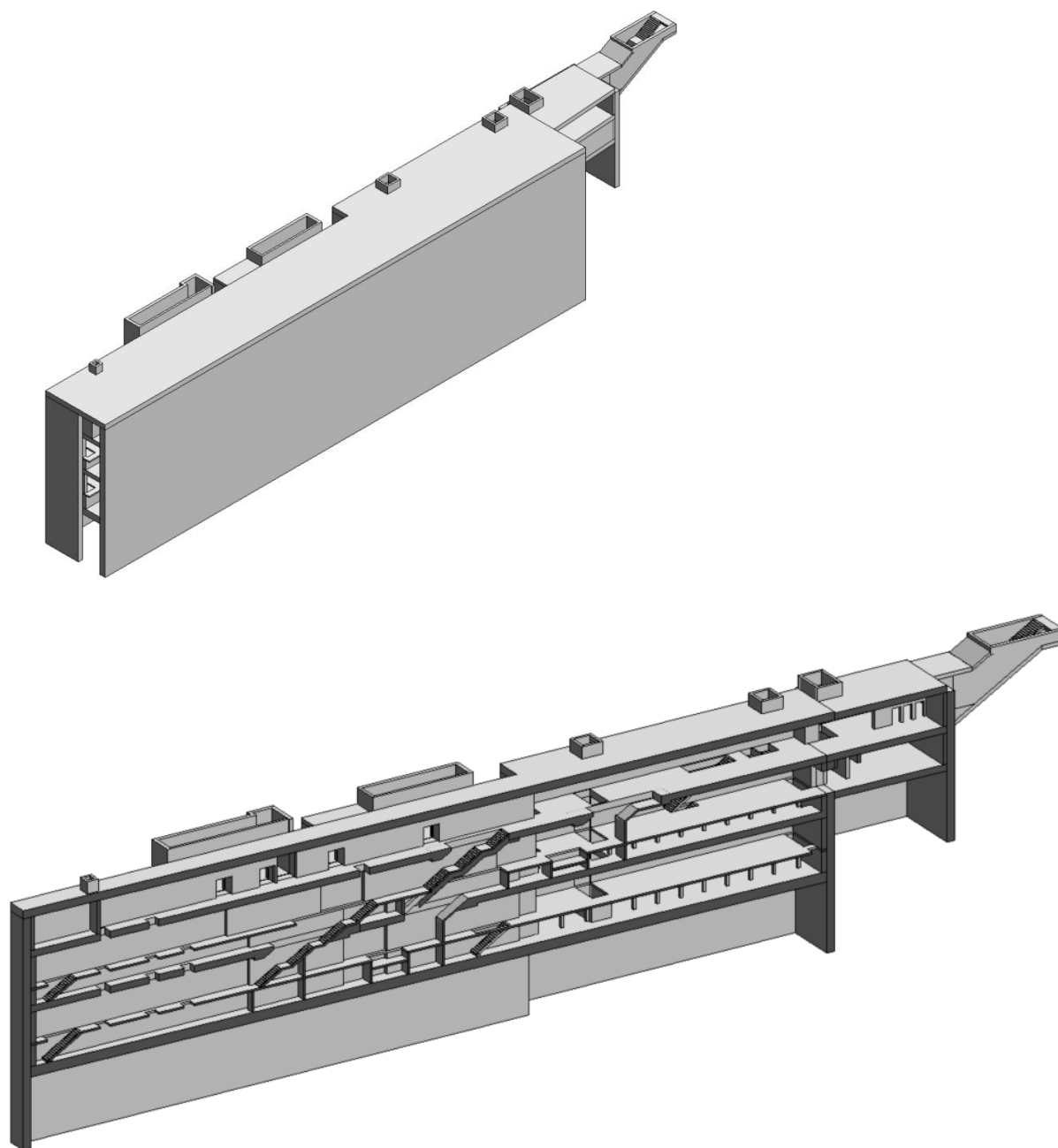



Figura 2. Modello 3D – Stazione Cimarosa-Tabacchi

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione verranno presentate le verifiche strutturali relative ai diaframmi mentre si rimanda alla relazione delle strutture interne (MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-0) per i dettagli relativi alle solette di copertura, intermedie e di base nonché dei setti temporanei e permanenti. Verranno inoltre mostrati i risultati delle verifiche a galleggiamento, delle verifiche di capacità portante dei diaframmi e dei setti temporanei ed infine delle verifiche di stabilità globale sia a breve che a lungo termine.


1.2 Descrizione delle opere

La stazione Cimarosa-Tabacchi è un manufatto interrato a tre livelli, con fondo scavo posto alla quota circa -27 m rispetto al piano campagna. Al suo interno troviamo una soletta di fondo di spessore pari a 1.50 m, un piano banchina a quota circa -16 m, un piano atrio intorno a quota -8 m e una soletta di copertura di 1.20 m il cui estradosso è circa a -2 m rispetto al piano campagna.

La stazione verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti. I diaframmi presentano spessore di 1.2 m ed un immorsamento al di sotto del fondo scavo di 10.85 m. La stabilità del fondo scavo è garantita da un tampone di fondo realizzato mediante colonne in Jet Grouting. Data la luce della stazione, durante le fasi di scavo, la sezione più larga verrà realizzata utilizzando delle barrette temporanee per il sostegno delle solette intermedie e di copertura che verranno poi rimossi una volta che saranno realizzate le barrette interne permanenti.

Il sistema di costruzione dei diaframmi in calcestruzzo armato consiste nel realizzare prima i primari e poi i secondari con una sovrapposizione compresa tra i 10 e i 30 cm. In relazione a tale tecnica esecutiva, anche le gabbie di armatura saranno calibrate per prevedere la sovrapposizione dei diaframmi secondari sui primari. L'esecuzione delle paratie è preceduta dalla costruzione di corree guida che seguono il tracciato.


Il collegamento tra il solaio e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata realizzata facendo riferimento alle Normative Nazionali sottoelencate:

1. Legge n°1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
2. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018);
3. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
4. D.M. 21/10/2015: "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, costruzione ed esercizio delle metropolitane";
5. D.M. 16/02/2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
6. UNI 9502-2001: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso".
7. UNI 9503-2007: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio".
8. UNI EN 206-1:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
9. UNI 11104-2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
10. Legge 2 febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
11. D.G.R. 30 Dicembre 2019, n. 6-887: "Preso d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte"

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

12. D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico".

Quando necessario, saranno altresì assunti a riferimento i Codici Normativi Europei elencati di seguito:

Eurocode 0 - Basis of structural design

- EN 1990 Basis of structural design.

Eurocode 1 - Actions on structures


- EN 1991-1-1 Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1991-1-2 Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.
- EN 1991-1-3 Part 1-3: General actions - Snow loads.
- EN 1991-1-4 Part 1-4: General actions - Wind actions.
- EN 1991-1-5 Part 1-5: General actions – Thermal actions.
- EN 1991-1-6 Part 1-6: General actions - Actions during execution.
- EN 1991-1-7 Part 1-7: General actions – Accidental Actions.
- EN 1991-2 Part 2: Traffic loads on bridges.
- EN 1991-3 Part 3: Actions induced by cranes and Machinery.
- EN 1991-4 Part 4: Silos and tanks.

Eurocode 2 - Design of concrete structures

- EN 1992-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings.
- EN 1992-1-2 Part 1-2: General rules - Structural fire Design.
- EN 1992-3 Part 3: Liquid retaining and containment Structures.

Eurocode 3 - Design of steel structures

- EN 1993-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1993-1-2 Part 1-2: General rules Structural fire design
- EN 1993-1-3 Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- EN 1993-1-4 Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels
- EN 1993-1-5 Part 1-5: Plated structural elements
- EN 1993-1-6 Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures
- EN 1993-1-7 Part 1-7: Plated structures subject to out of plane loading
- EN 1993-1-8 Part 1-8: Design of joints

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

- EN 1993-1-9 Part 1-9: Fatigue
- EN 1993-1-10 Part 1-10: Material Toughness and through-thickness properties
- EN 1993-1-11 Part 1-11: Design of structures with tension components
- EN 1993-1-12 Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700
- EN 1993-2 Part 2: Steel Bridges
- EN 1993-3-1 Part 3-1: Towers, masts and chimneys -Towers and masts
- EN 1993-3-2 Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys
- EN 1993-4-1 Part 4-1: Silos
- EN 1993-4-2 Part 4-2: Tanks
- EN 1993-4-3 Part 4-3: Pipelines
- EN 1993-5 Part 5: Piling
- EN 1993-6 Part 6: Crane supporting structures

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures


- EN 1994-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1994-1-2 Part 1-2: General rules - Structural Fire Design
- EN 1994-2 Part 2: General rules and rules for bridges

Eurocode 7 - Geotechnical design

- EN 1997-1 Part 1: General rules
- EN 1997-2 Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1997-3 Part 3: Design assisted by field testing

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

- EN 1998-1 Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- EN 1998-2 Part 2: Bridges
- EN 1998-3 Part 3: Assessment of retrofitting of buildings
- EN 1998-4 Part 4: Silos, tanks and pipelines
- EN 1998-5 Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- EN 1998-6 Part 6: Towers, masts and chimneys

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

Tipo:	C30/37
Modulo di deformazione:	$E_c=32000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=37$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=30$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC3 (Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata / Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia)</i>

3.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

Tipo:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c=30000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=30$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=25$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC2 (Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo / Molte fondazioni)</i>

3.2 Acciai per armature in c.a.

Tipo B450C saldabile (ex FeB44K saldabile), per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{y\text{nom}}=450 \text{ MPa}$$

$$f_{t\text{nom}} = 540 \text{ MPa}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralicci elettrosaldati:


$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40\text{mm}$	$40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$
Modulo di deformazione:	$E_c = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 210 \text{ GPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 319 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{yk} = 510 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 470 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione denominata Cimarosa-Tabacchi è interessato da una coltre superiore di circa 2 m di terreno superficiale denominato Unità 1. A livelli più profondi è presente il materiale ghiaioso sabbioso denominato unità geologica U2 e potenzialmente anche l'Unità U7 (argille limose compatte, Marne di S. Agata) che non viene considerata nella presente fase di progettazione per le ragioni indicate di seguito.

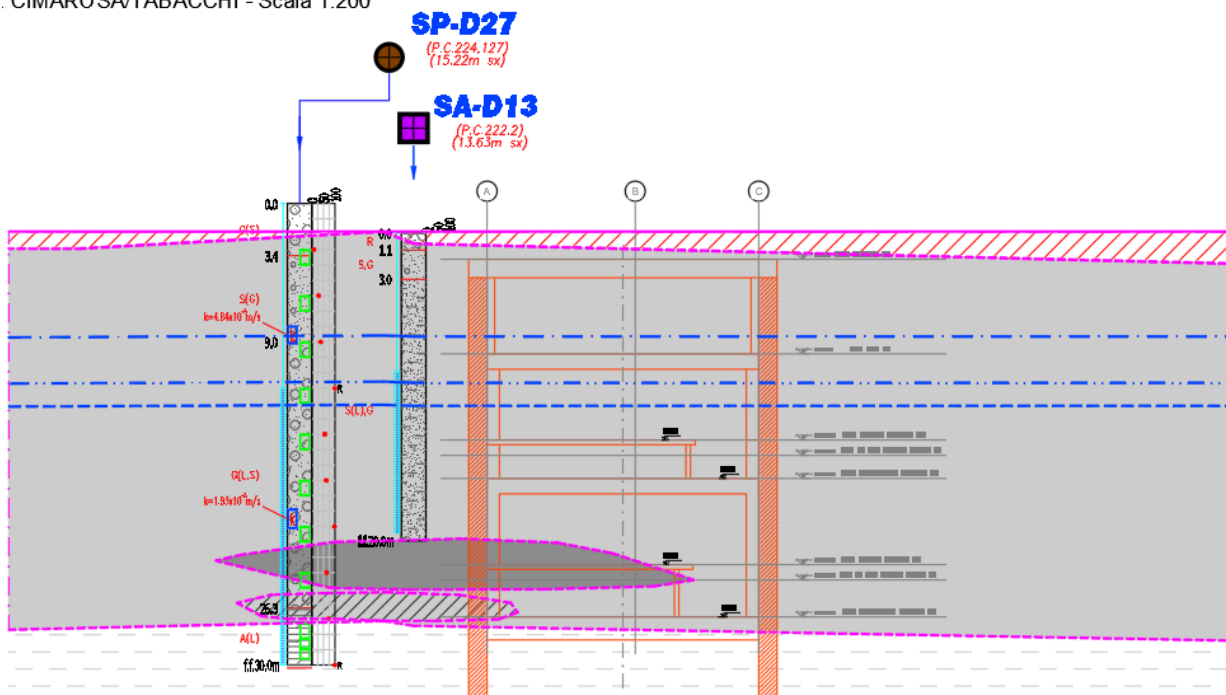
La definizione della quota superiore dell'unità U7 nel profilo MTL2T1A0DGEOSCIT001 si basa su un unico nuovo sondaggio avente profondità 30m (SP-D27). Gli altri sondaggi eseguiti durante le diverse campagne indagini risultano meno profondi e non intercettano le unità U7.

Le indagini geofisiche eseguite (MASW) non individuano un confine netto tra gli strati alluvionali superficiali e i livelli sottostanti e non possono essere utilizzate a conferma della stratigrafia attesa in profondità.

Il limite geologico è pertanto indicato negli elaborati MTL2T1A0DGEOSCIT001 e MTL2T1A0DGEOGENTO003.5 come "limite presunto" e permane incertezza in merito alla profondità e continuità dello strato in questione.

Il criterio alla base delle assunzioni è garantire la fattibilità della soluzione considerato l'attuale livello di progettazione e la limitatezza delle informazioni. Pertanto, il progetto della stazione è basato sui profili geotecnici e le interpretazioni precedenti la campagna indagini 2021. Nella successiva fase di progettazione si potranno rivedere le soluzioni a valle di una specifica campagna indagini volta alla conferma del limite geologico della U7, con conseguente possibilità di ottimizzazioni del tamponamento di fondo.

CIMAROSATABACCHI - Scala 1:200


LEGENDA

- a) Limite geologico: certo (a) e presunto (b).
- - - b)
- --- Livello piezometrico della falda freatica in ottobre 2021
- · — Livello di falda progettuale (lungo termine) (+4.5m rispetto a piezometrica di riferimento)
- · · — Livello di falda in fase costruttiva (+1.5m rispetto a piezometrica di riferimento)

UNITA' GEOTECNICA









	UNITA' 1	- Terreno superficiale
	UNITA' 2	- Ghiaia e sabbia da sciolta a debolmente cementata (% di cementazione compresa tra 0 e 25%)
	UNITA' 2B	- Sabbie limose e limi addensati a ghiaie sabbioso-limose (% di cementazione compresa tra 0 e 25%)
	UNITA' 3	- Ghiaia e sabbia con cementazione da debole a media (% di cementazione compresa tra 25 e 50%)
	UNITA' 4	- Ghiaia e sabbia con cementazione da media a elevata (% di cementazione compresa tra 50 e 75%)
	UNITA' 5	- Limo argilloso-sabbioso-ghiaioso (Argille Azzurre)
	UNITA' 6	- Limo sabbioso debolmente argilloso (Depositi del Villafranchiano)
	UNITA' 7	- Argille limose molto compatte e localmente litificate (Marna di S. Agata)

Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Cimarosa-Tabacchi

I parametri geotecnici utilizzati per il presente progetto sono riportati nella seguente tabella:


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Tabella 1 Parametri geotecnici

Stratigrafia e Parametri geotecnici						
Unità geotecnica	Z da p.c	γ	ϕ	c	Ev	v
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
U1 (Terreno superficiale)	0 a -2	19	29	0	15	0,3
U2 (Ghiaie e sabbie)	>-2	19	36	10	150	0,3

I parametri utilizzati per la modellazione delle colonne di Jet grouting costituenti il tampone di fondo sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting


Parametri JG					
γ	ϕ	c	UCS	E	v
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]
22	36	150	590	450	0.3

Il livello della falda considerato è distinto per condizioni di breve periodo e lungo periodo considerando il livello di piano campagna ed è pari a:

Tabella 3 Livelli di falda

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico 2021 (MTL2T1A0DGEOSCIT001)	-11.2 m	+211.3
Livello piezometrico 2018 da p.c.	-10.5 m	+212.0
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-9.0 m	+213.5
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-6.0 m	+216.5

Il livello di falda utilizzato per le analisi corrisponde ai dati del 2018, che rispetto alle letture estratte nel 2021, presentano condizioni più sfavorevoli.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 Caratterizzazione sismica

Secondo quanto prescritto dal D.M. 17 Gennaio 2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni. Per l'opera oggetto di questo elaborato si considera una vita nominale $V_N=100$ anni;
- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi $z < d'uso$. Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso III (coefficiente pari a 1.5);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso. Per il caso in esame il periodo di riferimento è di 150 anni.

A partire dalla posizione sul territorio nazionale dell'opera, e in dipendenza dei parametri su descritti, vengono definiti i parametri sismici necessari per le verifiche:

- *Vita nominale dell'opera (V_N):* nel caso delle stazioni è di **100 anni**;
- *Classe d'uso (C_u):* In caso di costruzioni che prevedono affollamenti significativi **la classe è III**, a cui è associato un coefficiente di 1.5;
- *Periodo di riferimento (V_R):* prodotto tra la vita nominale e la classe d'uso ed è pari a **150 anni**.
- *Periodo di ritorno (T_R):* $T_R = V_R / \ln(1-P_{VR})$, considerando P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento e considerando la condizione SLV, ovvero lo stato limite di salvaguardia della vita.

Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV

VN	Cu	VR	PVR	TR
[anni]	-	[anni]	-	[anni]
100	1.5	150	10%	1424

In relazione al tempo di ritorno e alla probabilità di superamento dello stato limite considerato è possibile dedurre i parametri di accelerazione massima (a_g) e i parametri spettrali (F_0, T^*c).


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Tabella 5 Parametri sismici del sito

Stazione	ag	F0	T*c
	[g]	-	[sec]
CIMAROSA-TABACCHI	0.067	2.890	0.292

Vi saranno effetti amplificativi dovuti alla stratigrafia ed alla topografia del suolo, tenuti in conto con i seguenti coefficienti:

- *Coefficiente topografico (S_T):* per superfici pianeggianti è considerato pari a **1**.
- *Coefficiente stratigrafico (S_S):* Per sottosuolo di categoria B è considerato pari a **1.2**.

Di conseguenza il valore dell'accelerazione orizzontale massima in superficie è:

$$a_{max} / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.067 = 0.0804$$

5.2 Combinazioni di carico

In accordo con le NTC2018 le combinazioni di carico considerate e verificate nel seguito sono:

- | | |
|---|-----------|
| • Stato limite di servizio | SLE |
| • Stato limite ultimo verifiche STR: Combinazione A1+M1 | SLU1 |
| • Stato limite ultimo verifiche GEO: Combinazione A2+M2 | SLU2 |
| • Sisma verifiche STR: Combinazione A1 (unitari)+M1 | SISMA STR |
| • Sisma verifiche GEO: Combinazione A2 (unitari)+M2 | SISMA GEO |

A seconda della verifica che si intende effettuare, verranno utilizzati coefficienti che riducono i parametri meccanici di resistenza del terreno o coefficienti che amplificano gli effetti delle azioni.

In particolare, sono stati considerati i seguenti coefficienti per le verifiche:


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3


⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{nk}	γ_{c_n}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

5.3 Criteri della modellazione numerica

La modellazione numerica viene effettuata con il software bidimensionale agli elementi finiti Plaxis 2D, che permette la simulazione dell'interazione terreno-struttura, delle fasi costruttive e del comportamento non lineare del terreno durante le sequenze di scavo.

I modelli di calcolo sono stati generati con una maglia di elementi triangolari a 15 nodi impostando la posizione dei bordi in maniera tale che nessun disturbo venga indotto alla soluzione numerica.

Tutte le strutture sono state modellate mediante elementi già implementati nella libreria del software. Si è utilizzato:

- per i diaframmi: elementi "plate"
- per le solette: elementi "plate" (vincolate con cerniera ai diaframmi)
- per le barrette: elementi "plate";
- per la paratia di micropali: elementi "plate"
- per la fondazione degli edifici: elementi "plate"

Attraverso l'analisi numerica si intende simulare il percorso delle tensioni e delle deformazioni nel terreno conseguente allo scavo. La condizione geostatica è stata inizializzata ipotizzando un coefficiente di spinta a riposo K_0 ottenuto attraverso la relazione di Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$$

Per il terreno è stato considerato un legame costitutivo di tipo elasto-plastico perfetto con criterio di resistenza lineare alla *Mohr Coulomb*.



5.3.1 Geometria del modello numerico

Le catture dei modelli geometrici, utilizzati per la simulazione delle fasi di scavo per le due sezioni rappresentative sono mostrate di seguito.

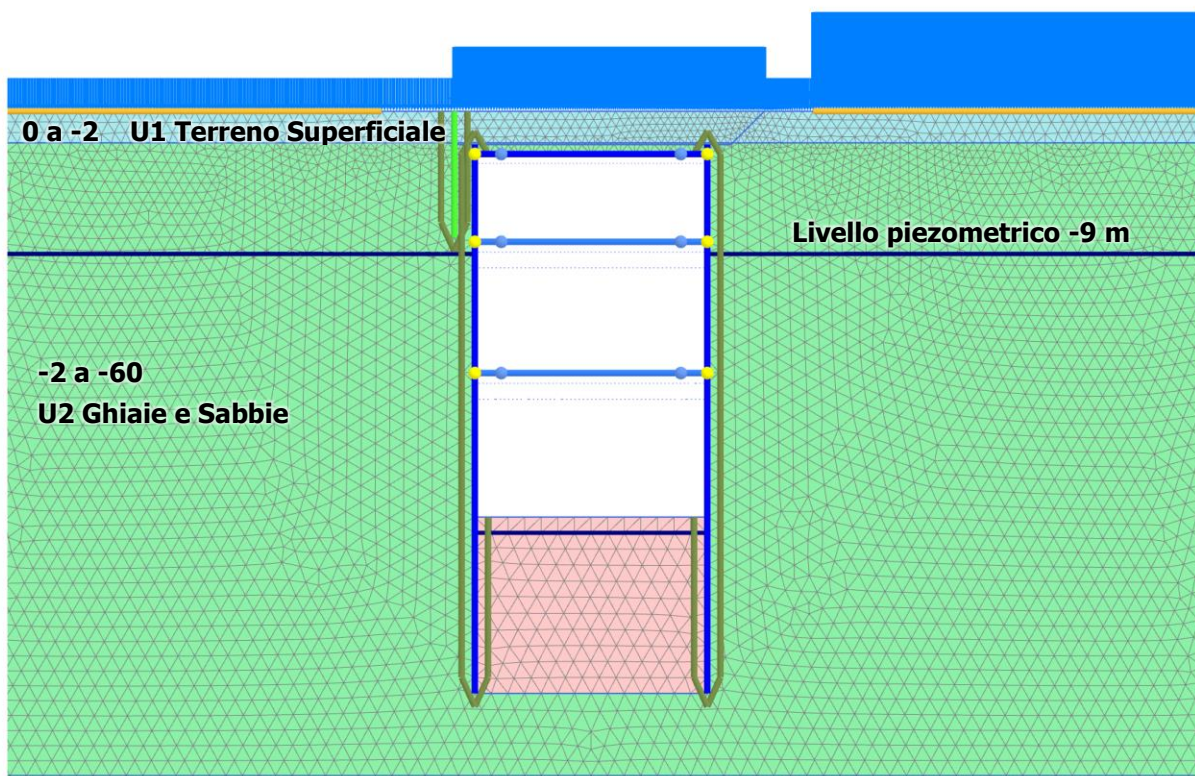


Figura 4. Sezione di calcolo 1- Stazione Cimarosa

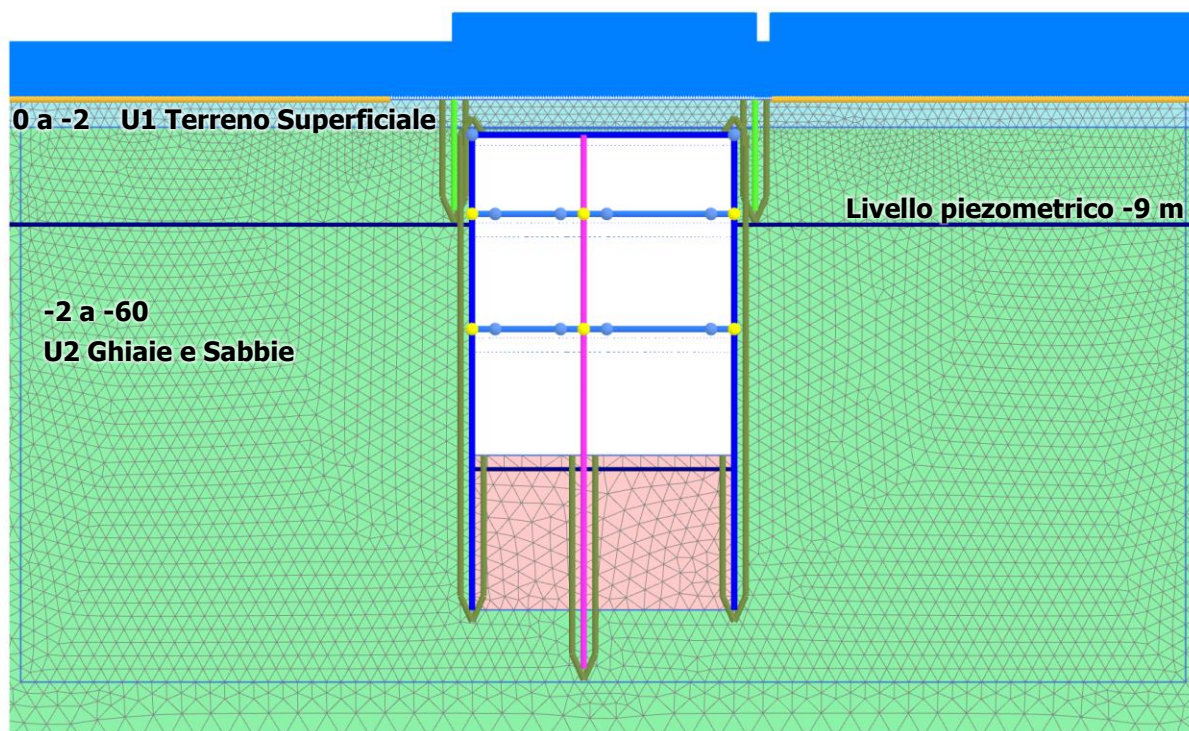



Figura 5. Sezione di calcolo 2- Stazione Cimarosa

La geometria delle sezioni considerate è generata a partire dalle distanze asse-asse ed è la seguente:

Tabella 9 Quota dal piano campagna

Elemento	Z [m]
Quota piano campagna	0.00
Soletta di copertura	-2.61
Soletta piano atrio	-8.66
Soletta piano banchina 1	-16.76
Soletta di base	-26.76
Piede paratia	-37.61
Piede king post	-40.00

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

5.3.2 Elementi strutturali

La modellazione degli elementi strutturali è stata effettuata tramite l'utilizzo di elementi plate la cui rigidezza è stata valutata per metro lineare. Per gli elementi quali le barrette temporanee e i micropali, caratterizzati da una spaziatura nel piano ortogonale alla sezione di analisi, la rigidezza assiale e flessionale equivalente al metro lineare è stata valutata in accordo con le seguenti relazioni:

$$EA_{Eq.} = \frac{EA}{i}$$

$$EI_{Eq.} = \frac{EI}{i}$$

Per la fondazione degli edifici è stata assunta una rigidezza molto bassa in modo da riprodurre, a favore di sicurezza, le condizioni di "greenfield". Per gli altri elementi strutturali, i parametri meccanici utilizzati nel modello FEM sono riportati nelle tabelle di seguito:


Tabella 10 Parametri input elementi strutturali

<i>Diaframmi H=120 cm</i>		
EA	3.60E+6	kN/m
EI	4.32E+6	kNm ² /m

<i>King-post – 2.8 x 1.2 m</i>		
EA	1.15E+7	kN/m
EI	1.37E+6	kNm ² /m

<i>Soletta di fondo H=150 cm</i>		
EA	4.80E+7	kN/m
EI	9.00E+6	kNm ² /m

<i>Soletta di copertura H=120 cm</i>		
EA	3.84E+7	kN/m
EI	4.61E+6	kNm ² /m

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Solette intermedie H=100 cm		
EA	3.20E+7	kN/m
EI	2.67E+6	kNm ² /m

La fondazione degli edifici è stata considerata, a favore di sicurezza, infinitamente flessibile.

5.3.3 Carichi


5.3.3.1 Carichi superficiali

La definizione dei carichi distribuiti e puntuali inseriti nel modello è avvenuta in considerazione delle particolari condizioni di carico peculiari della sezione considerata, come la presenza di edifici in adiacenza al manufatto di stazione. A tale riguardo non essendo nota la quota di imposta del piano di fondazione di tali strutture, a favore di sicurezza si è ritenuto di trascurare la presenza dei piani interrati essendo il peso di volume del terreno maggiore del carico relativo al solaio interrato.

Riguardo l'entità del riempimento della soletta di copertura si è tenuto in conto dello spessore del ricoprimento di progetto incrementato di ulteriori 0.50 m.

Tabella 11 Carichi superficiali

Posizione nel modello	Entità del carico	Estensione
Sezione 1		
Sinistra	20 kPa	80.00 m
Destra	60 kPa	47.00 m
Soletta superficiale	30 kPa	Zona soletta
Sezione 2		
Sinistra	20 kPa	80.00 m
Destra	30 kPa	60.00 m
Soletta superficiale	30 kPa	Zona soletta

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

5.3.3.2 Azione sismica

L'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood (1973), che fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

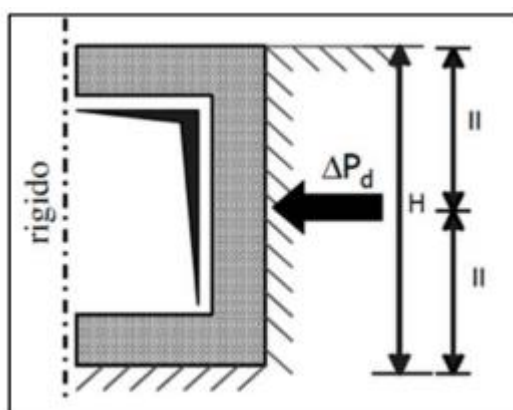


Figura 6. Schematizzazione metodo di Wood

Il metodo di Wood è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

In cui γ è il peso specifico del terreno supposto uniforme, dove $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione orizzontale massima in superficie ($\frac{a_{max}}{g}$). Poiché tale risultate ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere considerare una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

L'impatto dell'azione sismica viene valutata per una condizione di carico di lungo periodo in cui sono presenti le fodere interne della struttura alle quali è affidata la spinta idrostatica della falda. Pertanto, la paratia è scaricata della spinta dell'acqua e l'azione sismica è ripartita tra la paratia e le fodere interne secondo la relazione:

$$p_{paratia} = P_{Tot} \frac{I_{paratia}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$




$$p_{Fodera} = P_{Tot} \frac{I_{Fodera}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$

L'entità dell'azione sismica applicata al modello numerico è riportata nel seguito.

Tabella 12 Parametri input azione sismica

Calcolo spinta sismica da applicare al modello numerico			
Gamma	=	19.5	kN/mc
H	=	25.65	m
ag	=	0.067	
Ss	=	1.2	
ST	=	1	
a max	=	0.0804	
alfa	=	1	
Beta	=	1	
kh	=	0.0804	
Pground	=	40.2	kPa
P ground su paratia	=	37.5	kPa
Paratia			
Profondita' sopra fondo scavo	=	25.65	m
B	=	1000	mm
H	=	1200	mm
I1	=	1.E+11	mm ⁴
Fodera			
B	=	1000	mm
H	=	500	mm
I2	=	1.E+10	mm ⁴
I tot`	=	2.E+11	mm ⁴
w parartia			
w parartia	=	769.5	kN
P paratia	=	2.4	kPa
P tot			
P tot	=	39.9	kPa

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Nella tabella seguente vengono riassunti i carichi applicati al modello.

Tabella 13 Carichi assunti per il modello numerico.

Tipologia carico	Valore	
Peso strutture in calcestruzzo	25	kN/m ³
Sovraccarico superficiale	20	kPa
Carico edifici	10	kPa/piano
Spinta sismica sulla paratia	39.9	kPa



6. ANALISI NUMERICHE

Le analisi numeriche sono condotte seguendo le assunzioni indicate nel capitolo precedente. Le sezioni ritenute rappresentative delle condizioni geotecniche e strutturali del manufatto sono indicate nella figura di seguito.



Figura 7. Stralcio planimetria stazione Cimarosa-Tabacchi con indicazione delle sezioni di calcolo

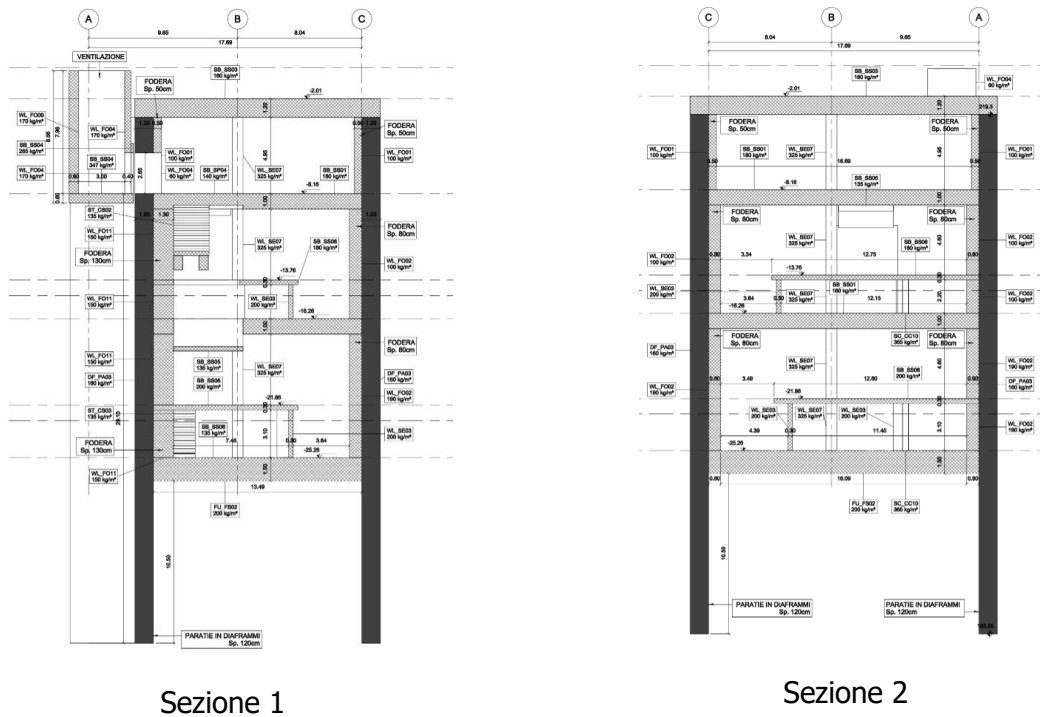



Figura 8. Sezioni trasversali

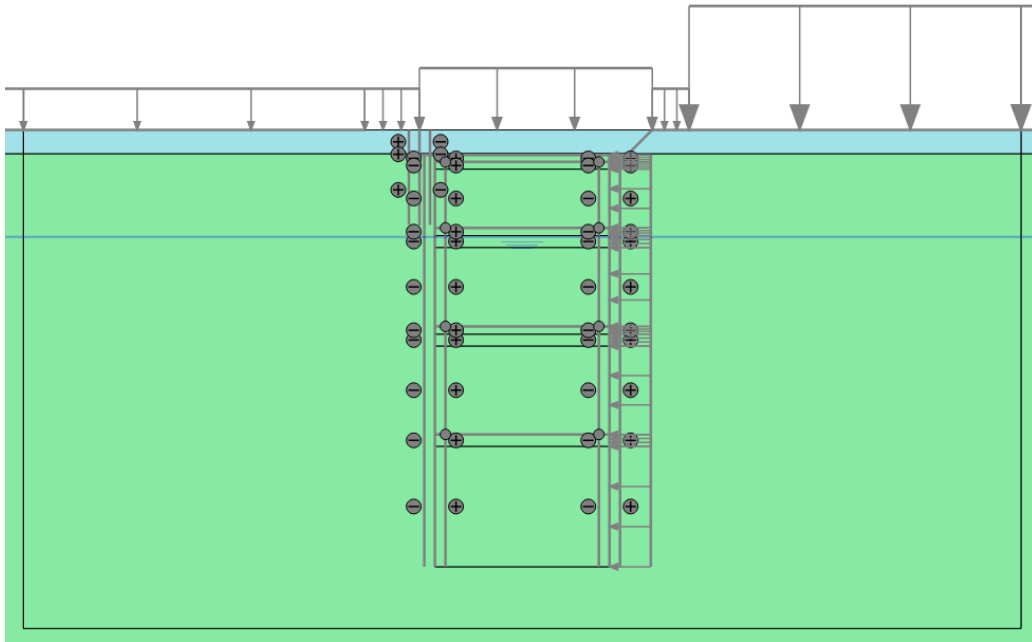
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

6.1 Fasi di calcolo modello geotecnico

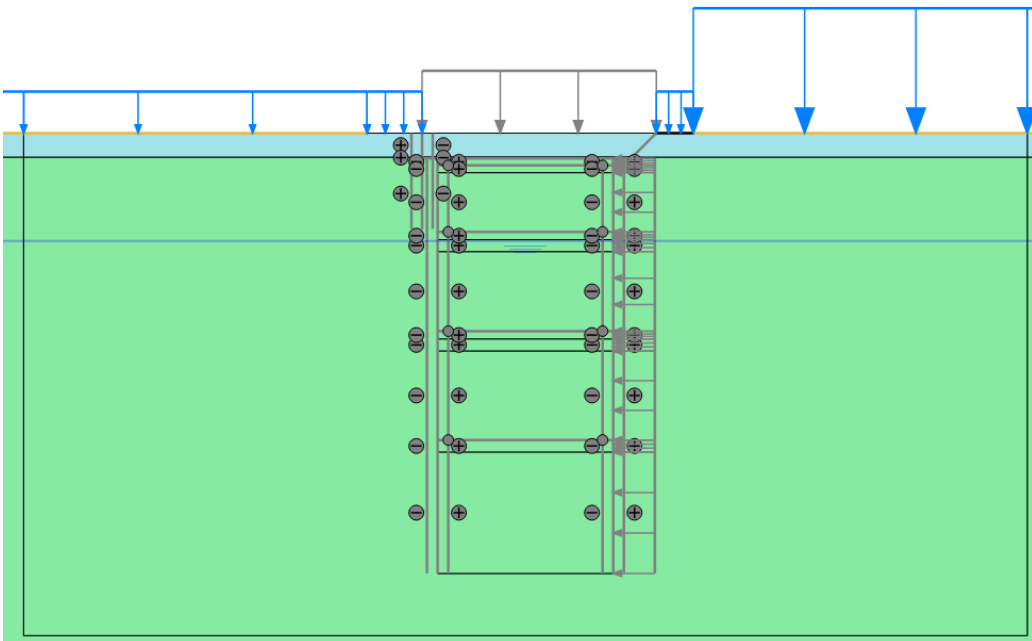
La modellazione numerica dello scavo con paratie puntonate viene effettuata seguendo differenti fasi di calcolo, ciascuna rappresentativa delle fasi costruttive dell'opera. Tale procedimento si rende necessario in quanto in un'analisi FEM in cui il comportamento del terreno è assunto non lineare, la risposta del mezzo in termini tensionali e deformativi è influenzata dalla storia tensionale che subisce e pertanto è importante tenere in considerazione le configurazioni precedenti. Le fasi di calcolo considerate sono riportate nella seguente tabella e rappresentate nelle successive figure.

Tabella 14 Fasi di calcolo

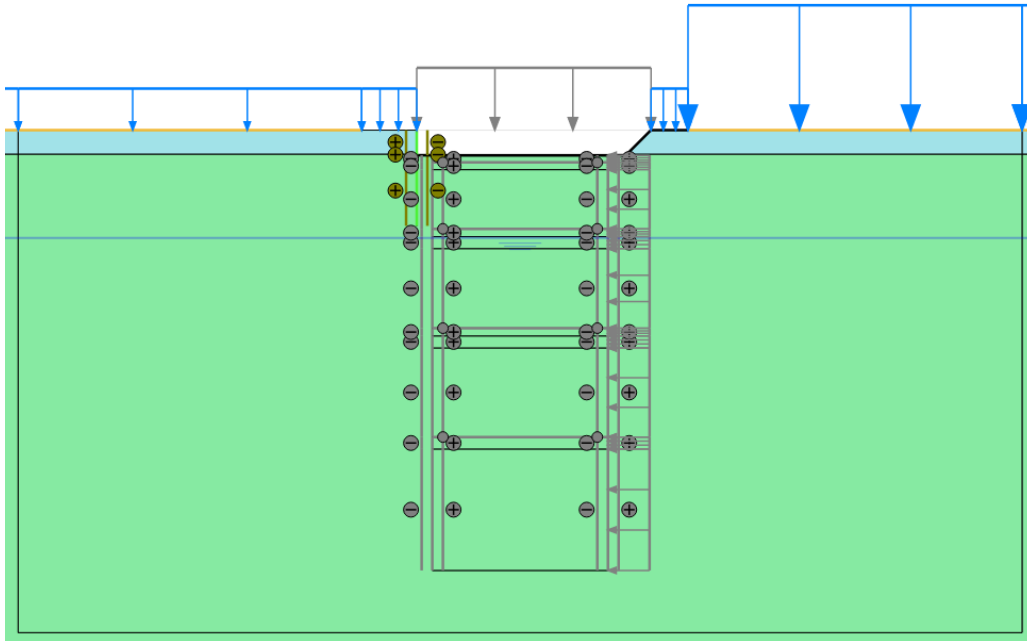
Fase di calcolo	Descrizione
Fase 1	– Definizione delle condizioni geostatiche ed idrostatiche
Fase 2	– Definizione dei carichi superficiali accidentali e permanenti
Fase 3	– Installazione di sistemi di sostegno e/o scarpate – Scavo fino a quota estradosso soletta di copertura
Fase 4	– Installazione dei diaframmi
Fase 5	– Scavo fino ad intradosso soletta di copertura – Realizzazione tampone di fondo
Fase 6	– Installazione soletta di copertura
Fase 7	– Scavo fino a piano atrio – Abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo – Rinterro della soletta di copertura
Fase 8	– Installazione soletta piano atrio
Fase 9	– Scavo fino al primo piano banchina – Abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 10	– Installazione della soletta del primo piano banchina
Fase 11	– Raggiungimento del fondo scavo – Abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 11a – Fase 11b	– Riduzione dei parametri di resistenza (M2) – Ricerca del fattore di sicurezza
Fase 12	– Abbassamento del livello piezometrico
Fase 13	– Installazione della soletta di base
Fase 14	– Rimozione del tampone di fondo e ripristino delle condizioni iniziali – Applicazione dell'azione sismica
Fase 14a - Fase 14b	– Riduzione dei parametri di resistenza (M2) – Ricerca del fattore di sicurezza



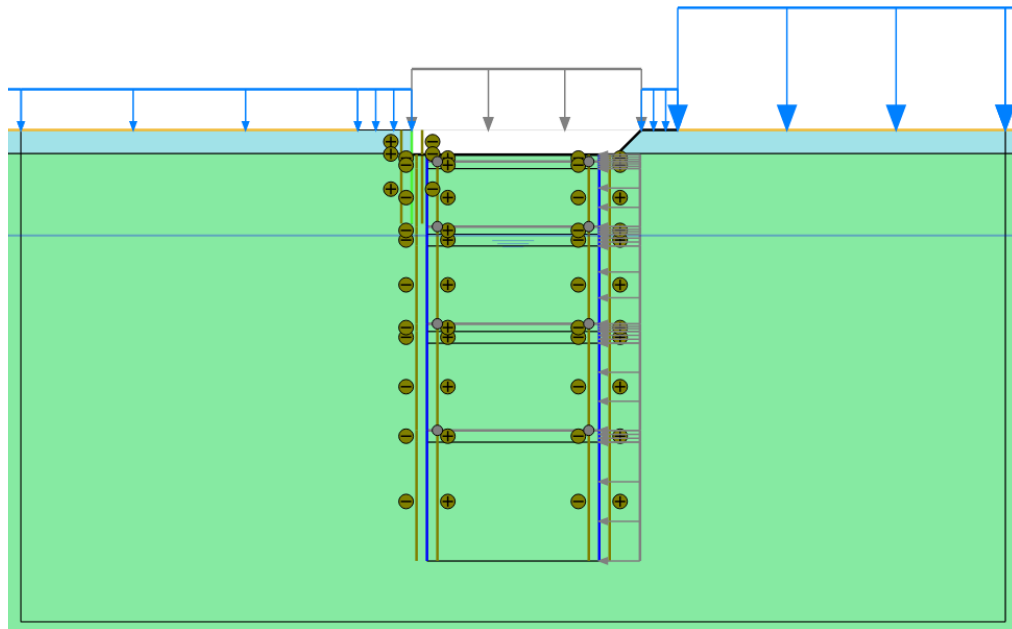
Fase 1 – Sezione 1.



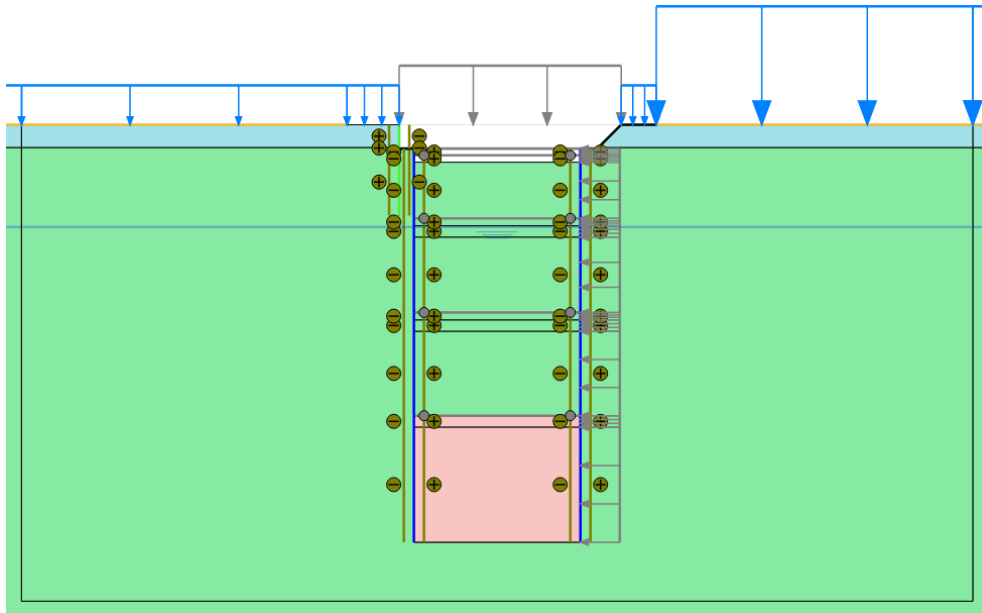
Fase 2 – Sezione 1.



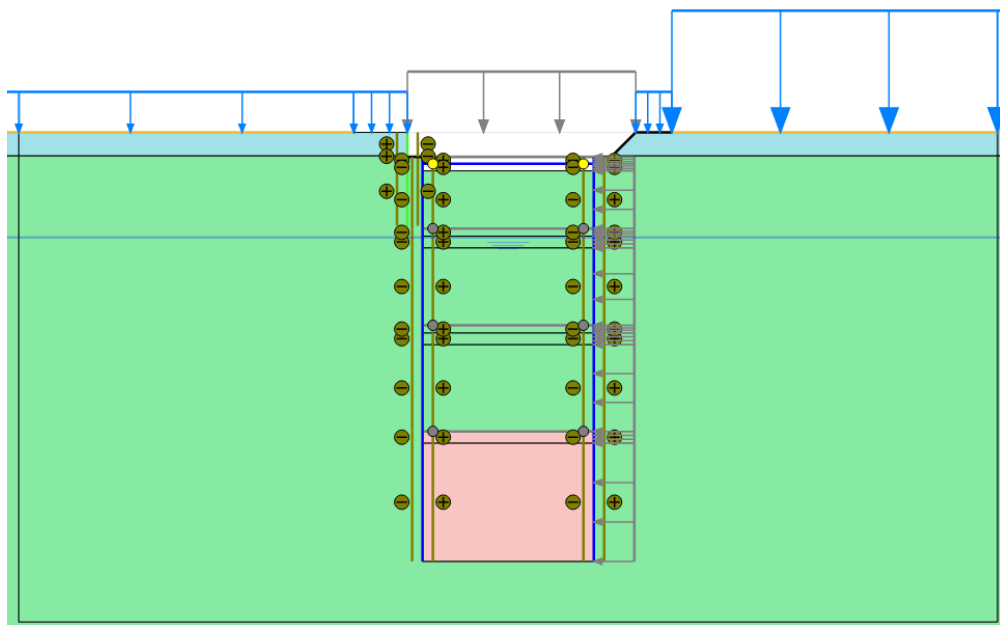
Fase 3 – Sezione 1.



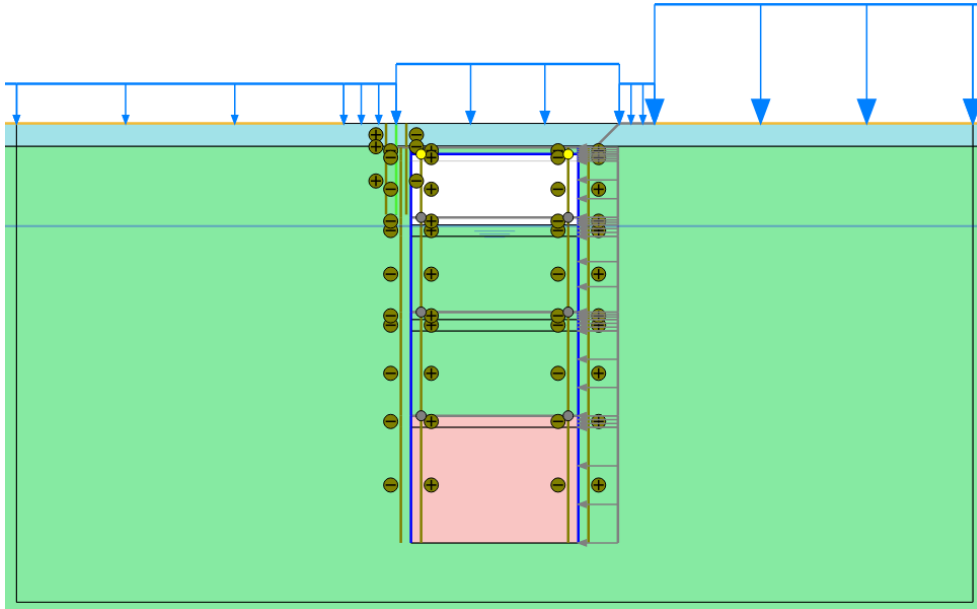
Fase 4 – Sezione 1.



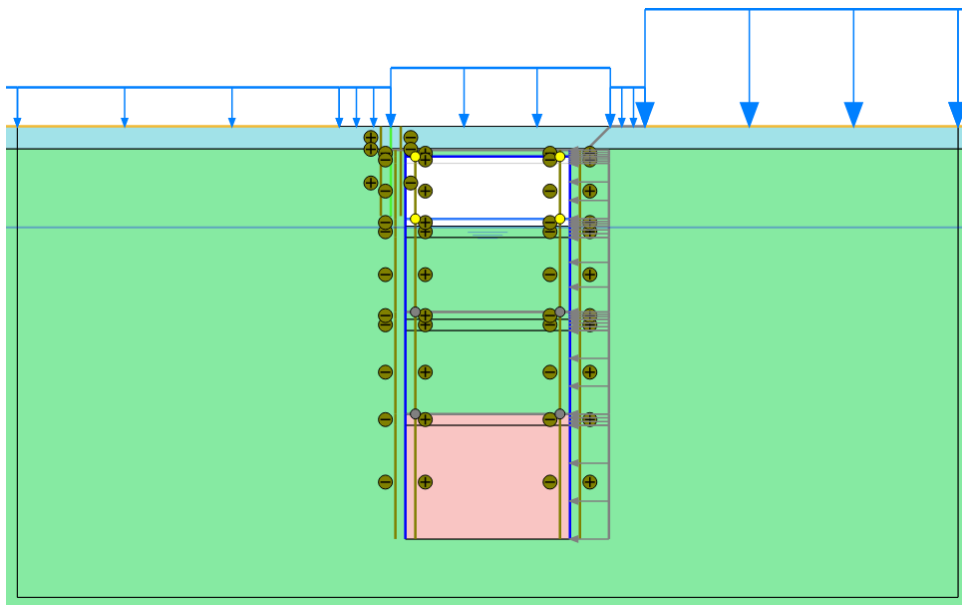
Fase 5 – Sezione 1.



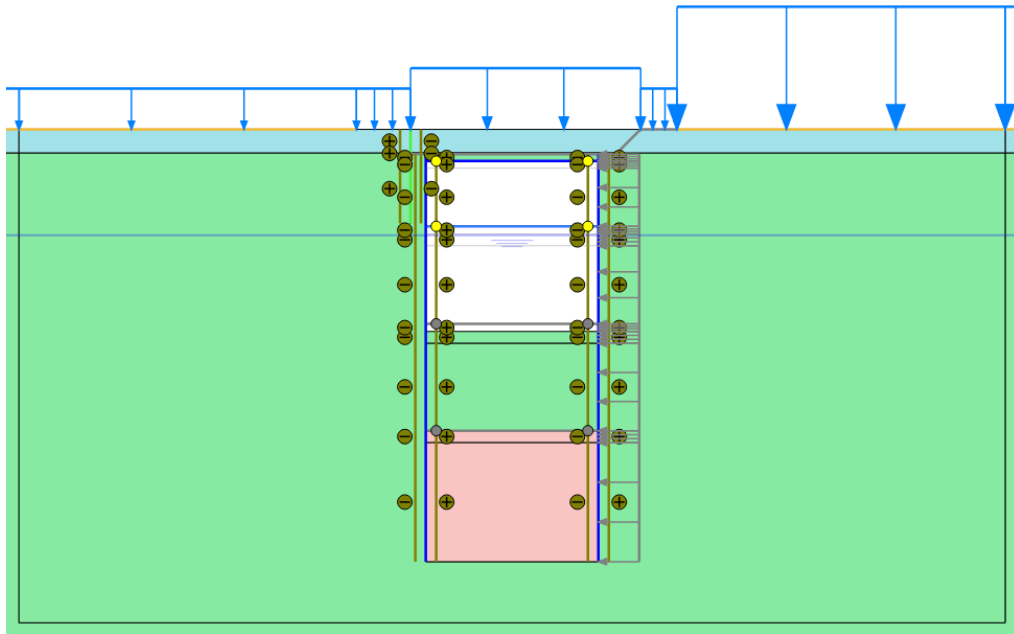
Fase 6 – Sezione 1.



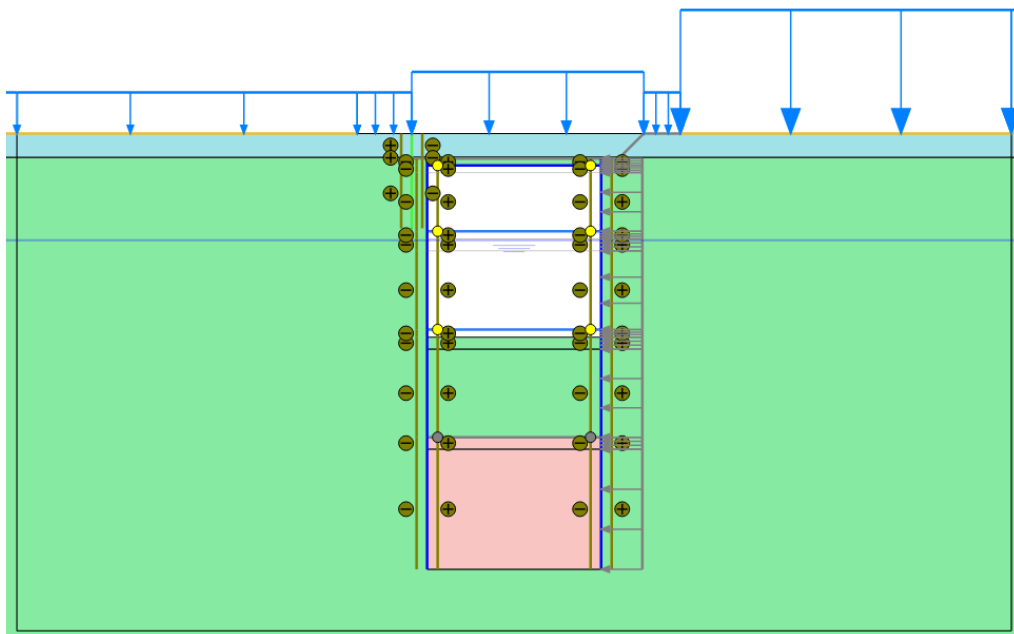
Fase 7 – Sezione 1.



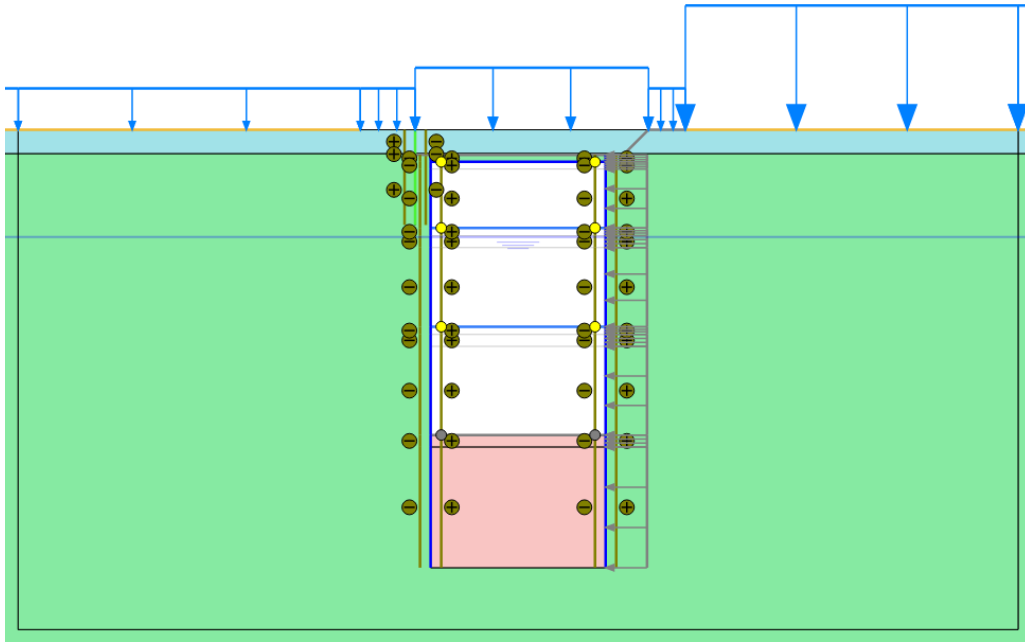
Fase 8 – Sezione 1.



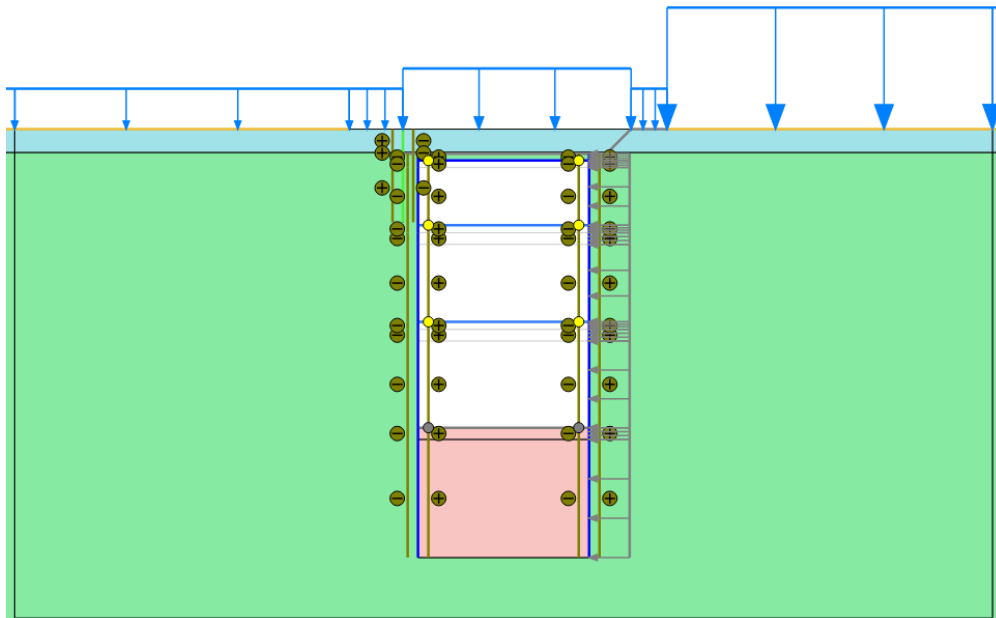
Fase 9 – Sezione 1.



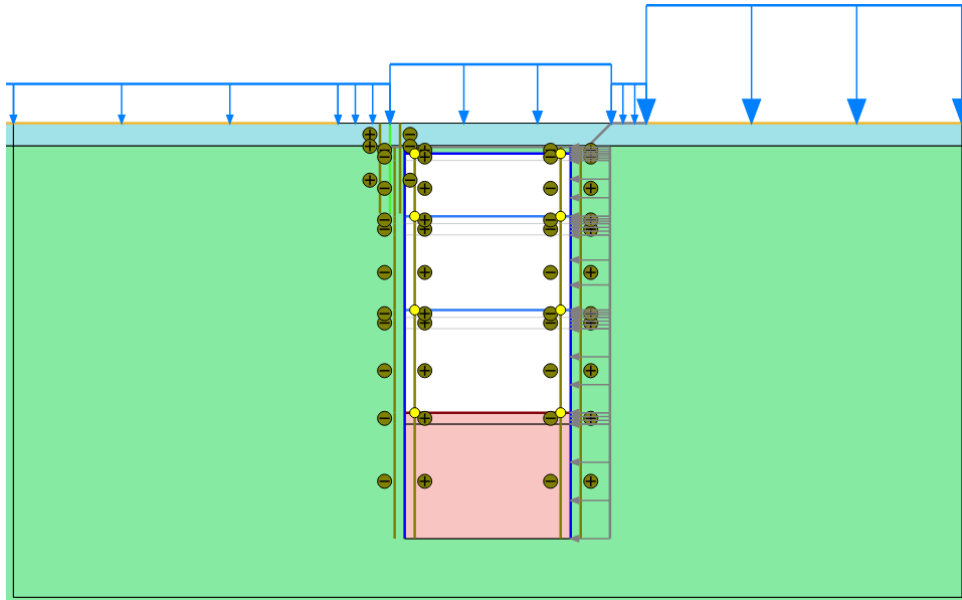
Fase 10 – Sezione 1.



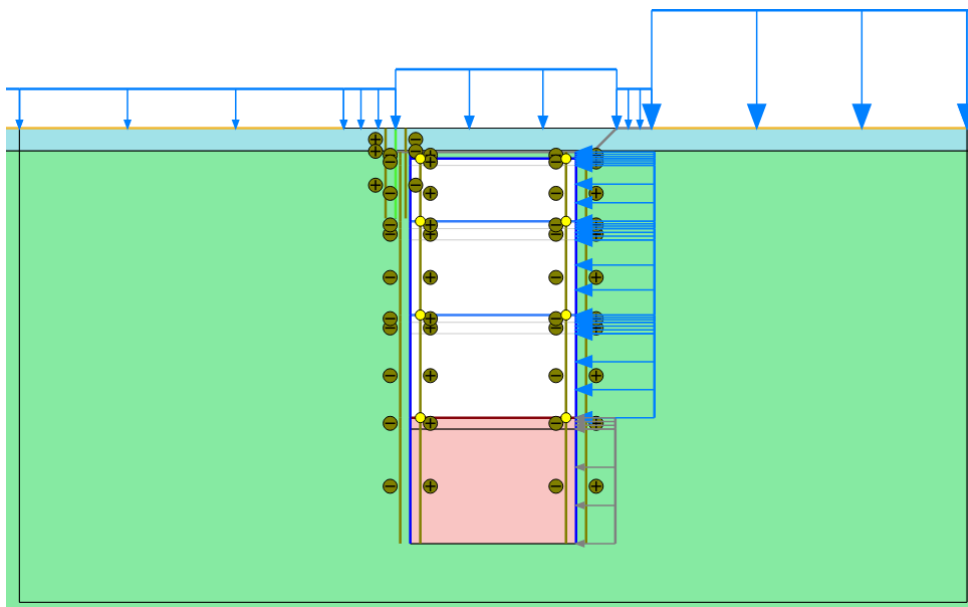
Fase 11, Fase 11a – Sezione 1.



Fase 12 – Sezione 1.



Fase 13 – Sezione 1.



Fase 14, Fase 14a e fase 14b – Sezione 1.

Figura 9. Fasi di scavo – Sezione 1



Le fasi di scavo modellate per la sezione 2 sono le stesse definite per la sezione 1. I due modelli si distinguono per la larghezza della sezione, per la presenza di una paratia di micropali su entrambi i lati e dei king post temporanei che verranno realizzati contestualmente ai diaframmi per sostenere le solette di copertura e quelle intermedie durante le fasi di scavo.

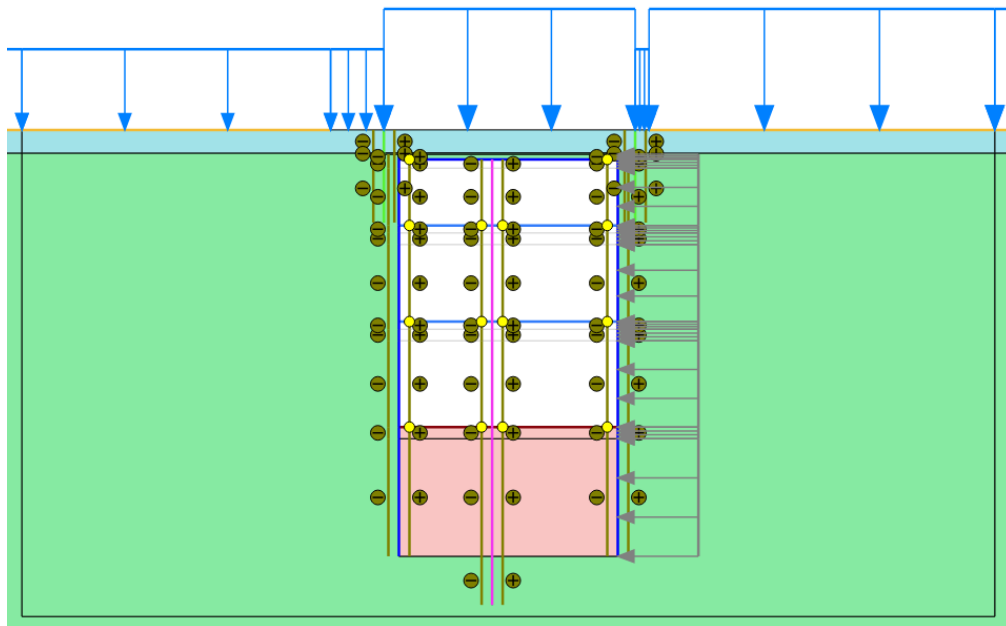


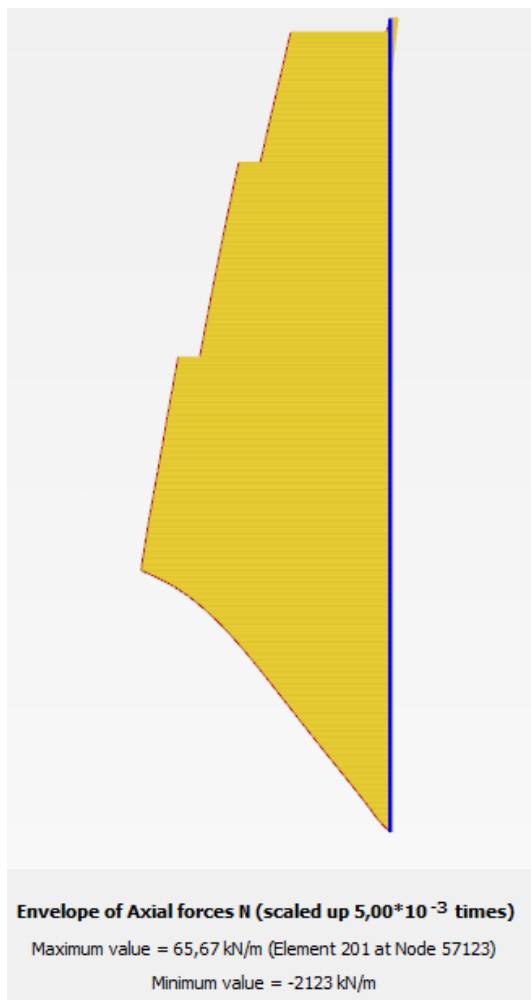
Figura 10. Modello numerico - Sezione 2.



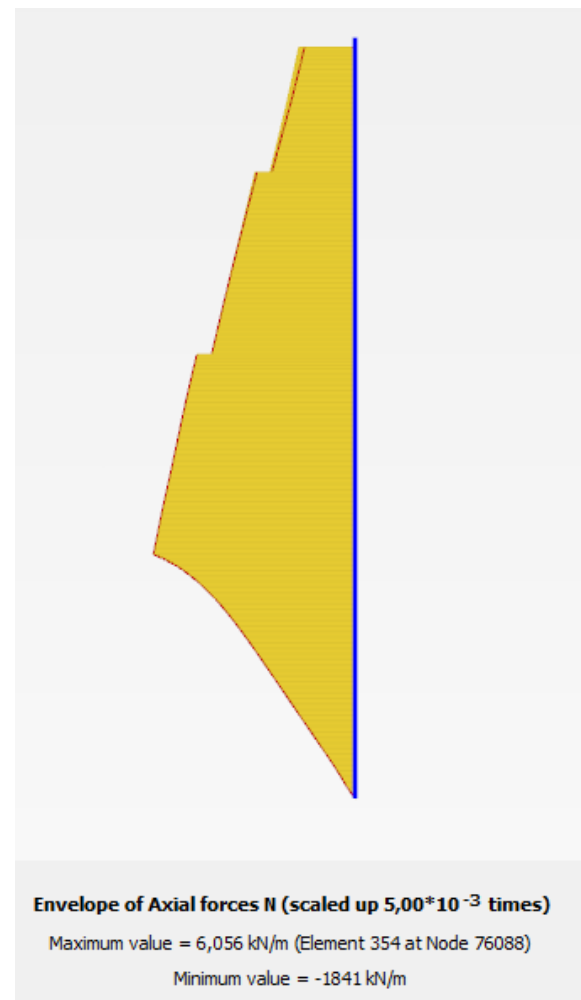
6.1 Output

In questo paragrafo sono riportati i risultati relativi al diaframma di destra, che indipendentemente dalla sezione considerata, rappresenta sempre l'elemento più sollecitato in ragione dei carichi superficiali (vedi Tabella 10)

6.1.1 Sollecitazioni paratia




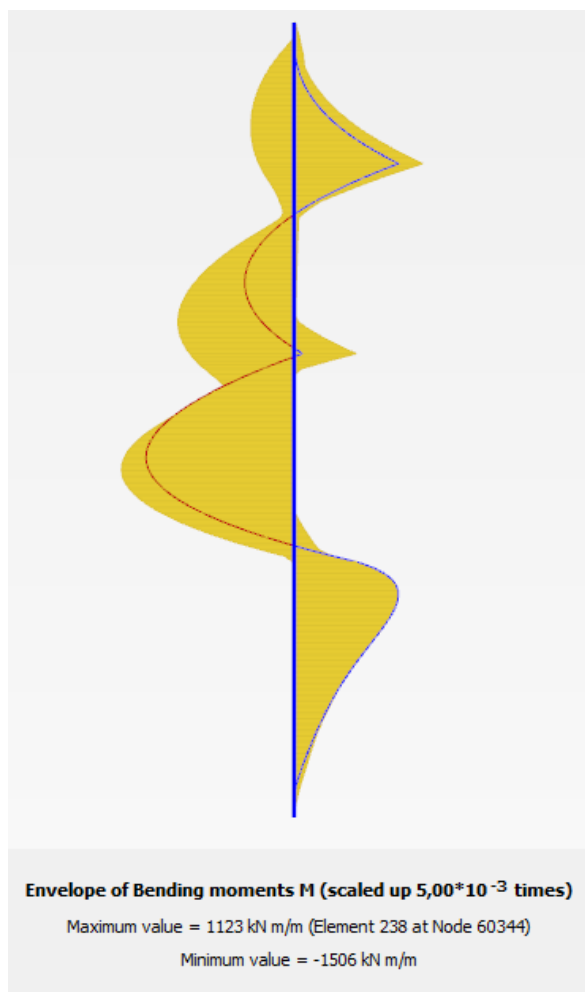
Sezione 1



Sezione 2

Figura 11. Forza assiale - Fase 11.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

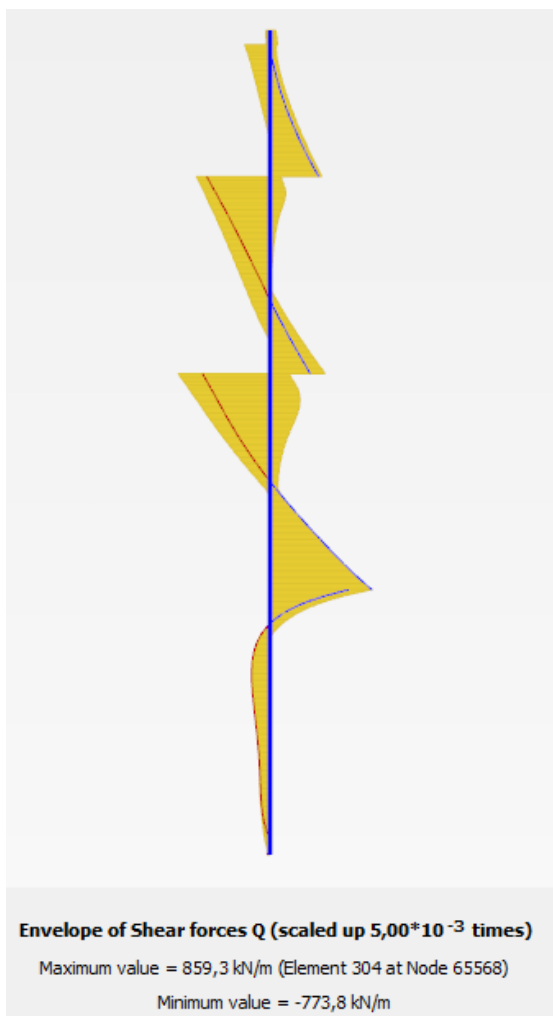


Sezione 1

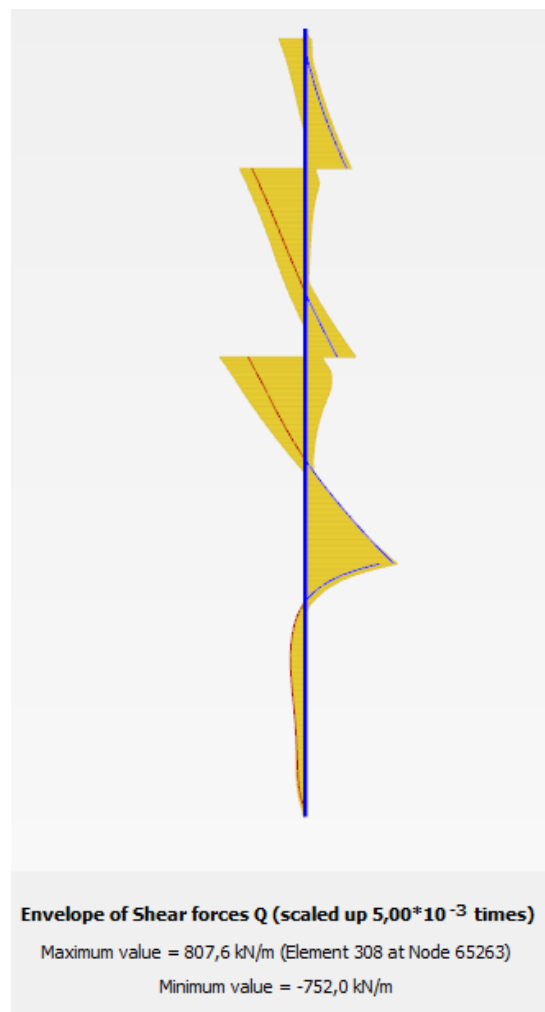


Sezione 2

Figura 12. SLE Momento flettente – Inviluppo.



Sezione 1



Sezione 2

Figura 13. SLE Diagramma taglio – Inviluppo.



6.1.2 Sollecitazioni del king post

Di seguito è rappresentato l'andamento della forza assiale agente sul king post che verrà impiegato successivamente per le verifiche alla capacità portante riportate nel paragrafo 8.3.

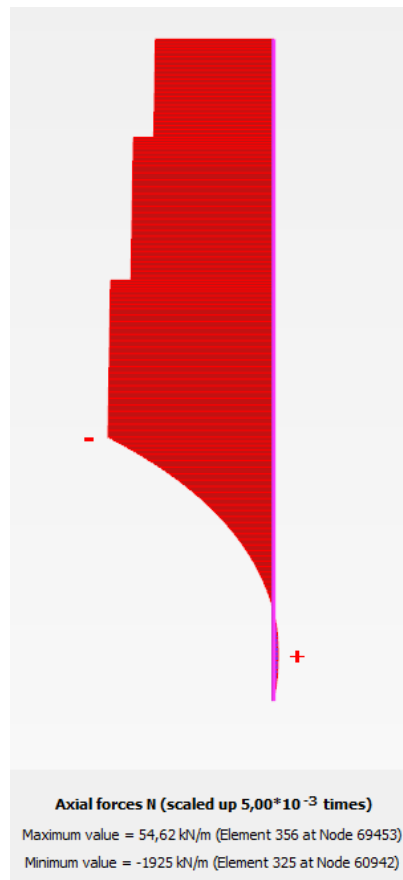


Tabella 15 Forza assiale agente sul king post – Fase 11.

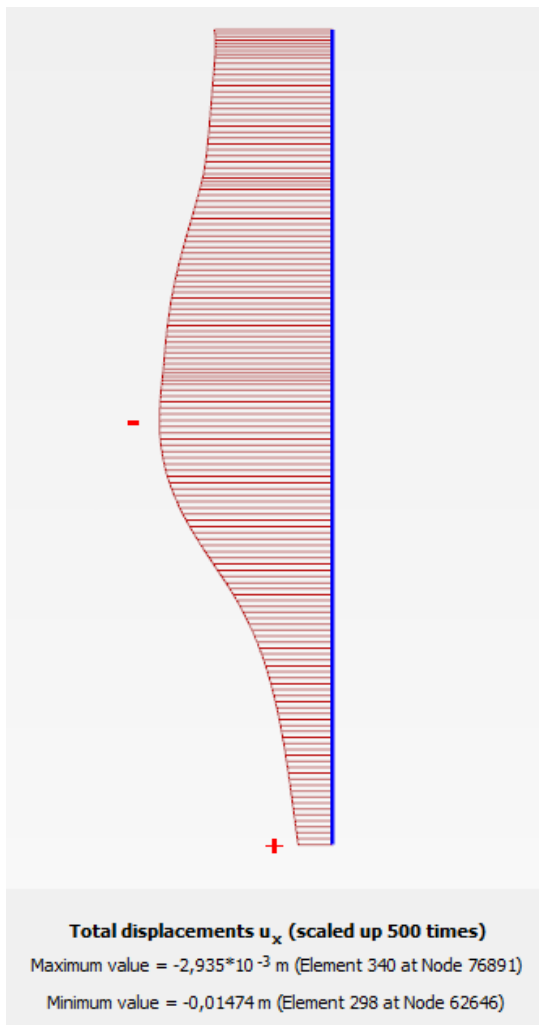
La tabella riportata di seguito riassume i valori massimi e minimi della forza assiale, del taglio e del momento flettente agenti sul diaframma.

	Paratia SLE	Paratia SLU
N [kN/m]	-2123	-2972
M _{max} [kNm/m]	1123	1573
M _{min} [kNm/m]	-1506	-2109
T _{max} [kN/m]	859	1202
T _{min} [kN/m]	-774	1084

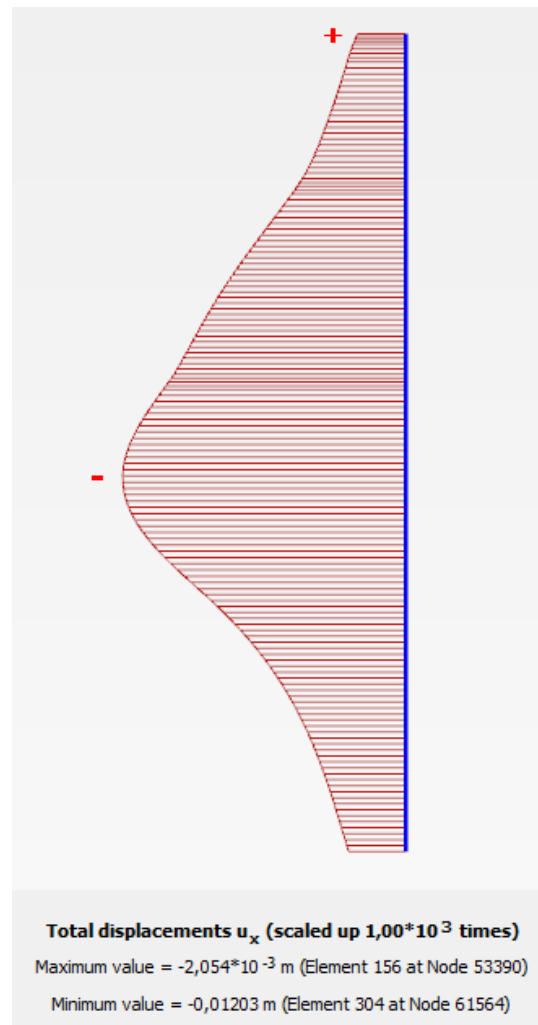


6.1.3 Spostamenti paratia

Lo spostamento orizzontale massimo della paratia si verifica per la sezione 1 ed è di 1.47 cm




Sezione 1



Sezione 2

Figura 14. SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali - Fase 11

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Le fasi costruttive prevederanno la realizzazione di diaframmi primari e secondari. Le cui rispettive dimensioni, ipotizzate per le seguenti verifiche, sono: 260 cm per il primario e 280 cm per il secondario.

Le verifiche di seguito riportate sono riferite al diaframma secondario.

7.1 Verifiche delle sollecitazioni flettenti SLU

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck}/1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico ($f_{yd} = f_{yk}/1.15$)

Di seguito sono riportati il diagramma di involuppo dei momenti flettenti e momenti resistenti della sezione e la tabella di determinazione della massima capacità della sezione a SLU.

In riferimento alla paratia considerata verranno adottate 4 gabbie di armatura al fine di coprire i momenti sollecitanti aventi le seguenti caratteristiche dove le lunghezze indicate includono la lunghezza di sovrapposizione:

Tabella 16 Armature longitudinali paratia

	Lunghezza [m]	Lato interno	Lato esterno
Gabbia 1	12.0	$\Phi 20/125 + \Phi 24/125$	2 $\Phi 24/125$
Gabbia 2	6.0	$\Phi 20/125 + \Phi 24/125$	2 $\Phi 24/125$
Gabbia 3	12.0	2 $\Phi 28/125$	2 $\Phi 24/125$
Gabbia 4	9.65	$\Phi 20/125$	2 $\Phi 24/125$

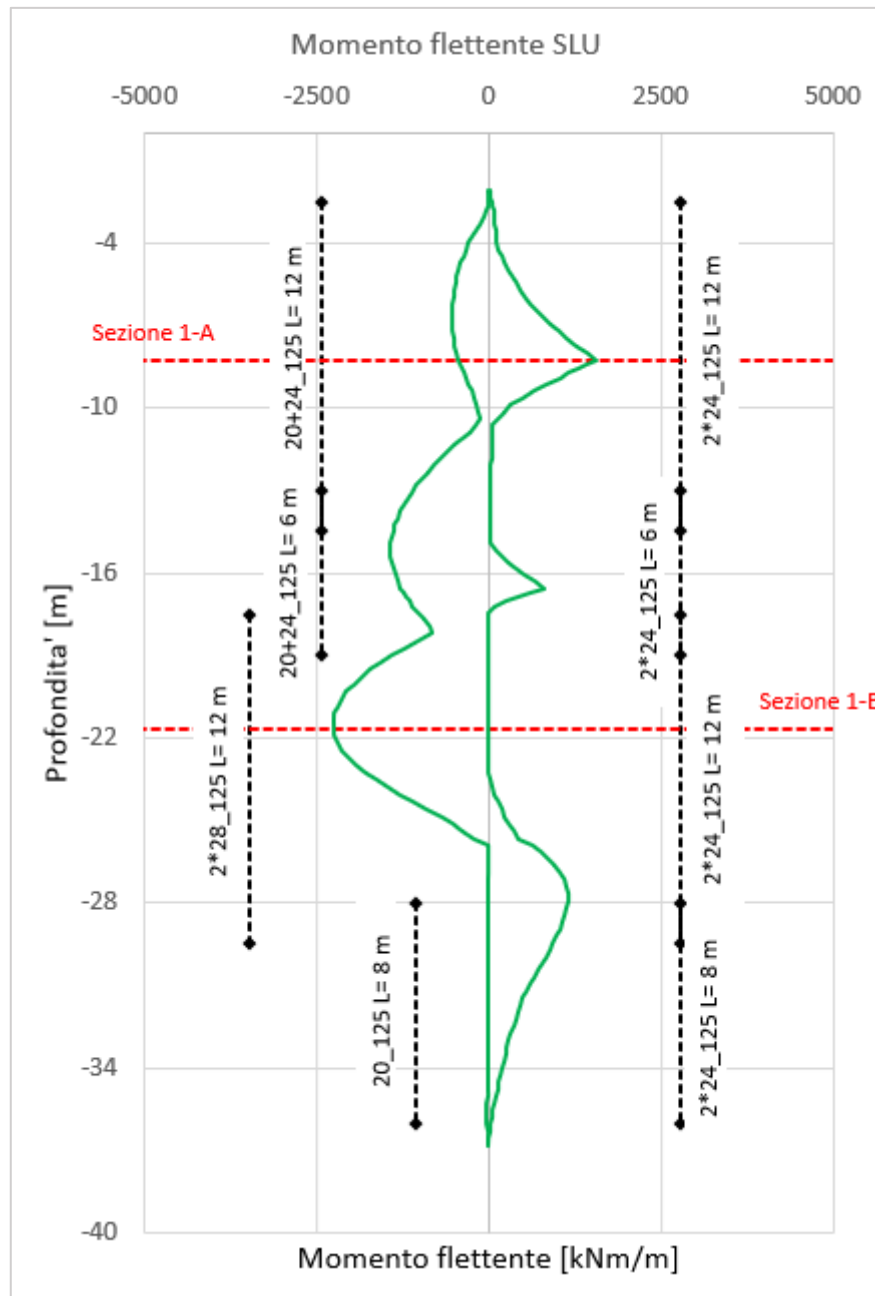


Figura 15. SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti




Tabella 17 Verifica SLU flessione Sezione 1-A (Prima Gabbia)

Sezione di verifica SLU: Sezione 1-A		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	24	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8	[-]
Area dell'armatura tesa	7238	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	20	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8	[-]
Area dell'armatura compressa	6132	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione		
	2870,34	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto		
	1572,00	[kNm]
		Verificato


Tabella 18 Verifica SLU flessione Sezione 1-B (Terza Gabbia)

Sezione di verifica SLU: Sezione 1-B	
Geometria sezione:	
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000 [mm]
Copriferro	75 [mm]
Altezza utile della sezione	1075 [mm]
Armature	
Armatura tesa	
Diametro dei ferri correnti	28 [mm]
Numero dei ferri correnti	8 [-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	28 [mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8 [-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0 [-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8 [-]
Area dell'armatura tesa	9852 [mm ²]
Armatura compressa	
Diametro dei ferri correnti	24 [mm]
Numero dei ferri correnti	8 [-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	24 [mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8 [-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0 [-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8 [-]
Area dell'armatura compressa	7238 [mm ²]
Materiali	
Calcestruzzo	
Resistenza caratteristica cubica	30 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25 [MPa]
Acciaio	
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]
Momento resistente della sezione	3887,71 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	2187,00 [kNm]
	Verificato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

7.2 Verifica delle sollecitazioni taglianti SLU

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 < \cot \theta < 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della sezione è la minore delle due relazioni sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

La verifica delle azioni taglianti è condotta per pannello di paratia pari a 2.80 m.

Per verifica vengono adottate una staffa esterna a 2 braccia ed una interna a 4 del diametro da 14 con passo variabile da 100 a 200 mm. L'immagine di seguito mostra l'involuppo delle azioni taglianti e la resistenza offerta dalla sezione.

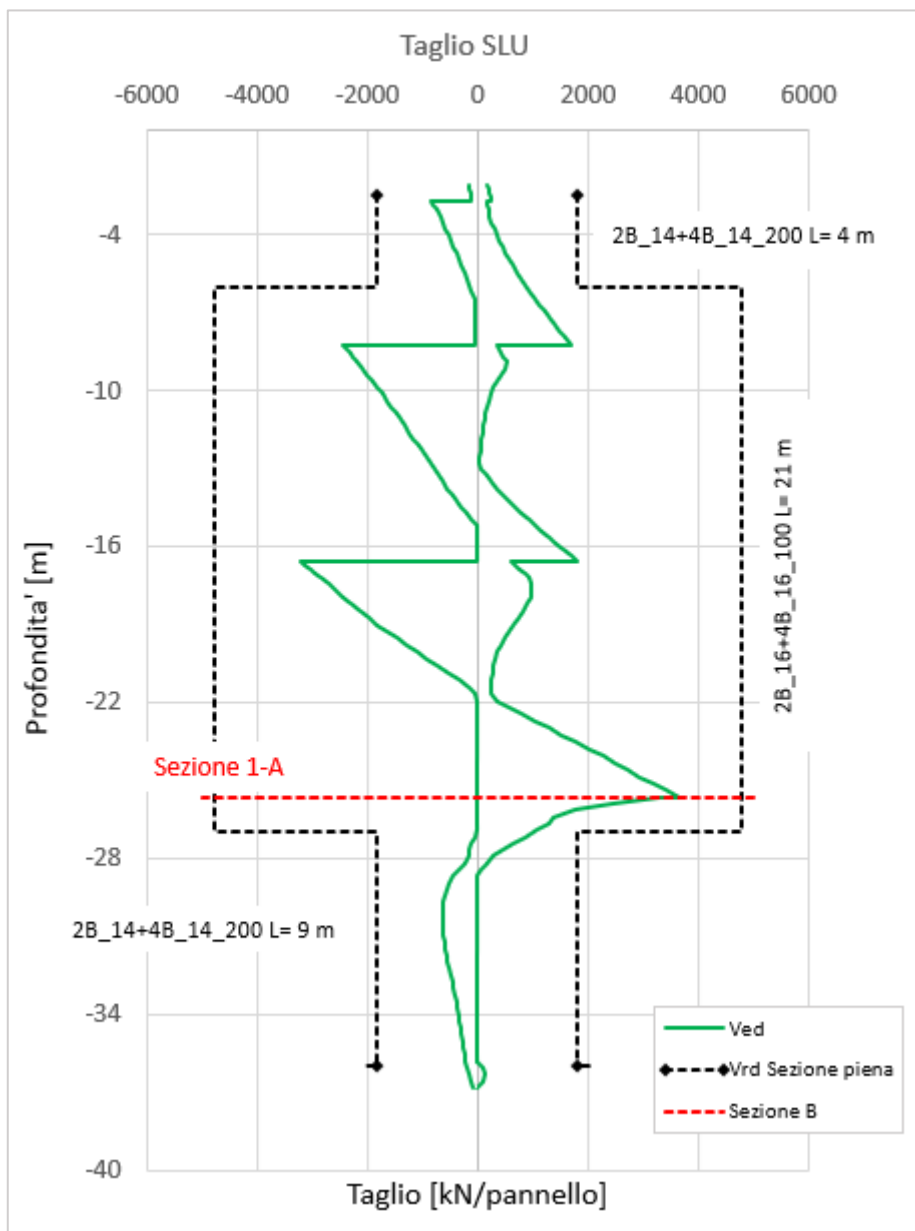



Figura 16. SLU Diagramma delle sollecitazioni taglienti

**Tabella 19 Verifica SLU – Taglio – Sezione 1-A**

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1200 mm - ϕ16 2 braccia + ϕ16 4 braccia passo 100 mm</i>			
Geometria			
Altezza sezione	H	1200	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	24	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	1097	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	4	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1205,76	mm ²
Braccio coppia interna	z	987,3	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	4658	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	9791	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	4658	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	3663	kN
			Verificato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

7.3 Verifica a fessurazione SLE

Nelle verifiche agli SLE si è tenuto in conto che per tutte le strutture sono state previste condizioni ambientali "ordinarie" con classi di esposizione XC2.

In funzione del tipo di armatura (poco sensibili) i limiti fessurativi risultano:

- Combinazione di azioni caratteristica: $w_k \leq w = 0.3 \text{ mm}$

I limiti tensionali considerati per i diaframmi (C 25/30) sono relativi alla combinazione di carico caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa (C25/30)}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$


Tabella 20 Verifica SLE –Sezione 1-A -Prima Gabbia

Sezione di verifica SLE: Sezione 1-A		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	7238	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	6132	[mm ²]
Momento sollecitante	1123	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	356,83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	92577018606	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	4,3	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	159,8	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	159,82	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	281,06	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	281056	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0258	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000539	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	24,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	413,42	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,223	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato



Tabella 21 Verifica SLE –Sezione 1-B -Terza Gabbia

Sezione di verifica SLE: Sezione 1-B		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	9852	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	7238	[mm ²]
Momento sollecitante	1562	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	398,39	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	1,17717E+11	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	5,3	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	164,7	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	164,74	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	267,20	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	267204	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0369	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000619	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	28,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	384,10	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,238	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato



7.4 Verifica di deformabilità a lungo termine

Gli stessi modelli, presentati e descritti nel capitolo 6, sono stati impiegati per valutare gli spostamenti orizzontali a lungo termine della paratia. Per il terreno è stato assunto il legame costitutivo *Hardening Soil* implementato nella libreria di Plaxis. I parametri meccanici del modello impiegato sono stati riportati nella tabella successiva:

Tabella 22 Parametri Hardening-Soil

	γ	ϕ	c	ν_{ur}	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
U1	19	29	0	0.3	15	15	45	0.5
U2	19	36	10	0.3	150	150	450	0.5

La verifica di deformabilità a lungo termine è condotta tenendo in considerazione gli effetti del fluage del calcestruzzo. Per simulare il fluage delle strutture in calcestruzzo sotto carico costante è stato applicato al modulo elastico del calcestruzzo un coefficiente di riduzione pari a 2.75.

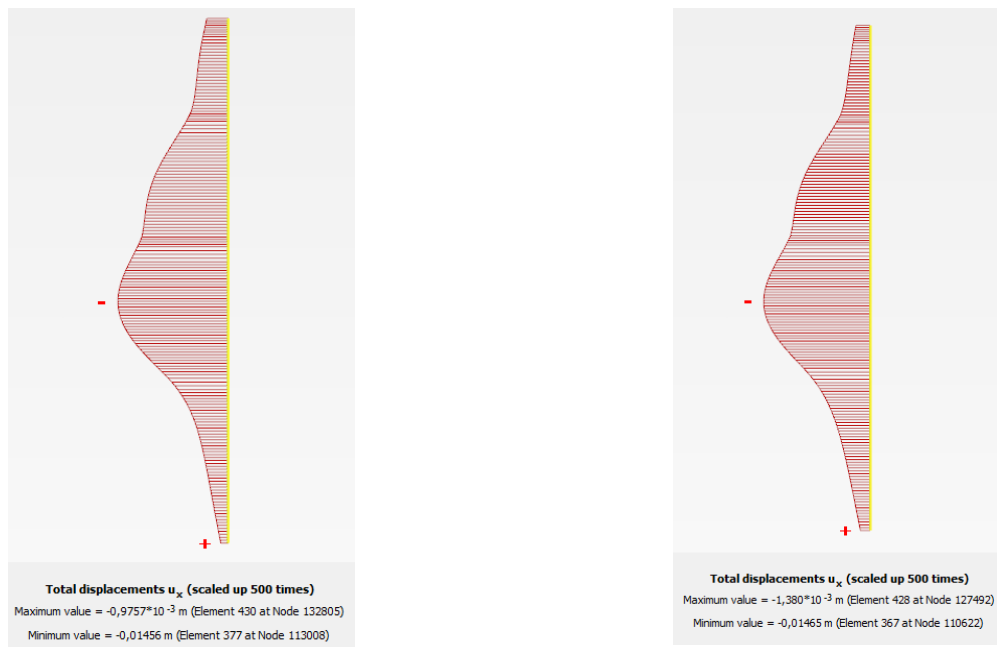



Figura 17. Spostamenti orizzontali a lungo termine – Sezione 1

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Lo spostamento massimo ammissibile stabilito dalle NTC218 paragrafo 7.11.6.3 è pari a $u_s=0.005H$ dove H è l'altezza complessiva della paratia.

Per le sezioni in oggetto lo spostamento massimo risulta essere di 14.6 mm risulta compatibile con il limite stabilito di 12.5 cm, considerando l'altezza della paratia pari a 25m.



8. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 Verifica tampone di fondo

La verifica della stabilità del tampone di fondo è condotta considerando tutti i possibili meccanismi di collasso evidenziati nella figura sottostante.

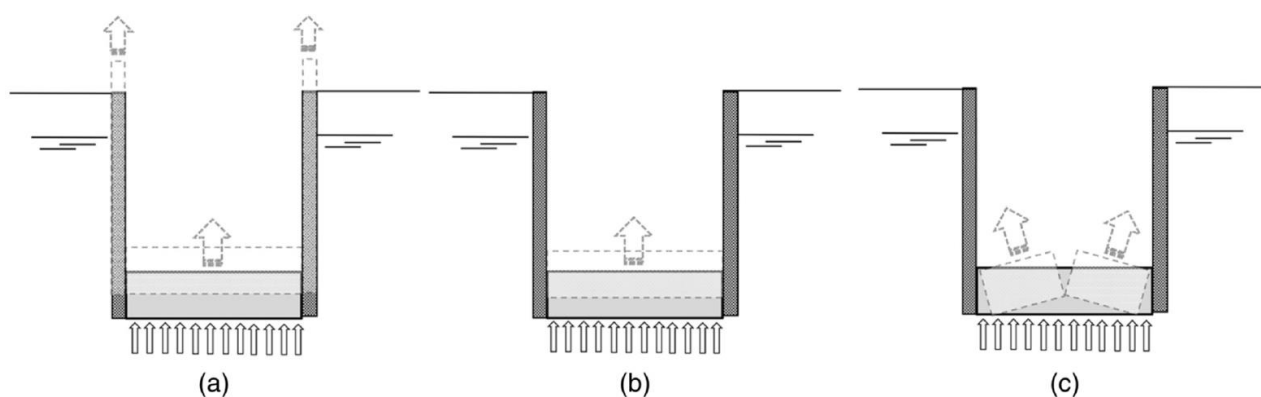


Figura 18. Possibili meccanismi di collasso: a) sollevamento del tampone di fondo e dei diaframmi b) sollevamento del tampone di fondo c) rottura del tampone di fondo

Tabella 23 Verifica tampone di fondo

Parametri geometrici e geotecnici			
Larghezza diaframmi	=	1,2	m
Altezza soletta di copertura	=	1,2	m
Altezza solette intermedie	=	1,0	m
Altezza riempimento	=	2	m
Larghezza interna scavo	=	17,7	m
Fondo scavo	=	-26,76	m
Hw	=	-9,8	m
Profondita' paratia	=	-37,26	m
Altezza terreno saturo al di sopra del tampone	=	0,00	m
Battente idraulico	=	27,46	m
Altezza tampone di fondo	=	10,50	m
Profondita' infissione paratia	=	10,50	m




Coefficients parziali			
γ_G fav	=	0,9	
γ_G unfav	=	1,1	
γ_ϕ	=	1,25	
γ_c	=	1,25	
Parametri geotecnici			
γ_{jg}	=	22	kN/mc
γ_s	=	19	kN/mc
δ	=	0,5	
$\phi_{s,k}$	=	36,0	°
$c_{s,k}$	=	10,00	kPa
$\phi_{s-int,d}$	=	16,2	°
$c_{s-int,d}$	=	0	kPa
$\phi_{jg,k}$	=	36	°
$c_{jg,k}$	=	150,00	kPa
$c_{jg-int,d}$	=	60	kPa
$\phi_{jg-int,d}$	=	16,2	°
$qu_{jg-int,k}$	=	589	kPa
$qu_{jg-int,d}$	=	471	kPa

Verifica galleggiamento della struttura a breve termine			
Forze agenti			
Azioni instabilizzanti			
Pressione U alla base della paratia	=	274,6	kPa
Pressione U alla base del tampone	=	274,6	kPa
Forza instabilizzante	=	5519,5	kN/m
Azioni stabilizzanti			
Peso tampone	=	4088,7	kN/m
Peso terreno saturo sopra tampone	=	0,0	kN/m
Peso diaframmi	=	2115,6	kN/m
Peso riempimento	=	763,8	kN/m
Peso soletta copertura	=	531,0	kN/m
Peso di 2 solette intermedie	=	885,0	kN/m
Forze stabilizzanti totali	=	8384,1	kN/m



Resistenze			
K_a	=	0,56	
Tensione normale media agente sulla paratia	=	94,5	kPa
Contributo angolo di attrito	=	968,7	kN/m
Contributo coesione	=	0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	1937,4	kN/m
Forza instabilizzante progetto	=	6071,4	kN/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	9483,1	kN/m
FS	=	1,56	OK

Verifica a galleggiamento del tampone di fondo a breve termine			
Forze agenti			
Azioni instabilizzanti			
Pressione U alla base del tampone	=	274,60	kPa
Forza instabilizzante	=	4860,42	kN/m
Azioni stabilizzanti			
Peso tampone	=	4088,70	kN/m
Peso terreno saturo sopra tampone	=	0,00	kN/m
Forze stabilizzanti totali	=	4088,70	kN/m
Resistenze			
K_0	=	0,72	
Soil			
Tensione normale media	=	0,0	kPa
Contributo angolo di attrito	=	0,0	kN/m
Contributo coesione	=	0,0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	0,0	kN/m
Grout			
Tensione normale media	=	83,3	kPa
Contributo angolo di attrito	=	254,1	kN/m
Contributo coesione	=	630,0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	1768,3	kN/m
Forza instabilizzante progetto	=	5346,46	kN/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	5448,10	kN/m
FS	=	1,02	OK

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Verifica resistenza interna tampone di fondo			
Forze agenti			
Azioni instabilizzanti			
M instabilizzante	=	11829	kNm/m
Azioni stabilizzanti			
M stabilizzante	=	8142	kNm/m
Resistenze			
Resistenza interna del tampone di fondo	=	7790	kNm/m
Forza instabilizzante progetto	=	11829,05	kNm/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	15931,22	kNm/m
FS	=	1,35	OK

8.2 Verifica galleggiamento a lungo termine

Le verifiche a galleggiamento a lungo termine delle opere in sotterraneo da realizzare in presenza di falda sono state sviluppate sulla base delle seguenti ipotesi:

- I carichi permanenti strutturali saranno considerati interamente
- Il peso delle solette intermedie sarà calcolato considerando una percentuale di vuoti pari al 30%.
- I carichi permanenti portati saranno stimati nel 10% dei carichi permanenti strutturali
- Il rinterro sarà stato considerato tenendo in conto di una possibile riduzione dello stesso, anche temporanea, di 1.0 m considerando cautelativamente un peso dell'unità di volume pari a 18 kPa.
- Il livello di falda in fase di costruzione sarà considerato come un carico permanente e quindi amplificato del fattore $\gamma_{G1} = 1.1$. La differenza (=3m) fra il livello di falda a lungo termine e quello a breve termine è stato considerato come un carico variabile e quindi amplificato del fattore $\gamma_{Q1} = 1.5$.



Forze stabilizzanti - Peso									
Ritombamento			Diaframmi			Soletta copertura			
Altezza	H	= 2 m	Spessore	S	= 1,2 m	Altezza	H	= 1,2 m	
Altezza di calcolo	H _{calc}	= 0 m	Profondita'	H	= 35,3 m	Area	A	= 1880 m ²	
Area	A	= 2849 m ²	Lunghezza	L	= 280 m	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	
Peso per unita' di volume	V	= 18 kN/m ³	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	Peso strutturale	W _{capstr}	= 56400 kN	
Peso ritombamento	W _{rit}	= 0 kN	Peso diaframmi	W _{diaf}	= 296520 kN	Peso non strutturale (10%)	W _{capnonstr}	= 5640 kN	
Solette intermedie			Banchine			Pilastr			
Numero	n	= 2	Area soletta banchina x 2	A	= 2900 m ²	Area pilastr tipo 1	A ₁	= 1,96 m ²	
Altezza	H	= 1,0 m	Spessore soletta banchina	S	= 0,3 m	Numero pilastr tipo 1	n ₁	= 2	
Area	A	= 1880 m ²	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	Area pilastr tipo 2	A ₂	= 2,8 m ²	
Percentuale vuoti	%V	= 30	Peso strutturale	W _{Sol B, str}	= 21750 kN	Numero pilastr tipo 2	n ₂	= 2	
Area di calcolo	A _{calc}	= 2632 m	Peso non strutturale (10%)	W _{Sol B, non str}	= 2175 kN	Altezza	H	= 19,15 m	
Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	Muri banchina	L	= 224 m	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	
Peso ritombamento	W _{rit, str}	= 65800 kN	Spessore muri banchina	S	= 0,3 m	Peso strutturale	W _{pl, str}	= 4558 kN	
Peso non strutturale (10%)	W _{rit, non str}	= 6580 kN	Peso strutturale	W _{Mur B, str}	= 1680 kN				
Soletta di base			Fodere piano banchina			Fodere			
Altezza	H	= 1,5 m	Altezza	H	= 4,65 m	Altezza	H	= 14,5 m	
Area	A	= 1880 m ²	Spessore	S	= 0,5 m	Spessore	S	= 0,8 m	
Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	Lunghezza	L	= 280 m	Lunghezza	L	= 258 m	
Peso strutturale	W _{op, str}	= 70500 kN	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	Peso per unita' di volume	V	= 25 kN/m ³	
Peso non strutturale (10%)	W _{op, non str}	= 7050 kN	Peso strutturale	W _{fod, B, str}	= 16275 kN	Peso strutturale	W _{fod, str}	= 74820 kN	

**Forze instabilizzanti**


Fondo scavo	FEL	=	26,76	m da p.c.
Profondita' paratie	H _{Par}	=	37,26	m da p.c.
H falda breve termine	H _{w, Breve}	=	9	m da p.c.
H falda lungo termine	H _{w, Lungo}	=	6	m da p.c.
Area soletta di fondo	A _{Sol}	=	1880	m ²
Area piede paratie	A _{Par}	=	336	m ²
Spinta idraulica breve termine	U breve	=	428842	kN
Incremento spinta a lungo termine	ΔU lungo	=	66480	kN

Forze stabilizzanti - Attrito

Angolo di attrito terreno	φ	=	30	°
Angolo attrito muro-terreno	δ	=	15	°
Peso per unita' di volume	γ	=	19,5	kN/m ³
Coefficiente di spinta a riposo	K _A	=	0,33	
Tensione normale media	σ _N	=	58,64	kPa
Resistenza attrito per unita' lungh		=	557,21	kN/m
Lunghezza diaframmi	L	=	280	m
Forza stabilizzante attrito	F _{attr}	=	156019	kN

Verifica a galleggiamento a lungo termine

Coefficiente parziale carichi permanenti favorevoli	V _{G, fav}	=	0,9	
Coefficiente parziale carichi permanenti sfavorevoli	V _{G, sfav}	=	1,1	
Coefficiente parziale carichi variabili sfavorevoli	V _{Q, sfav}	=	1,5	
Forze stabilizzanti di progetto (Peso+Attrito)	V _{stab}	=	707190	kN
Forze instabilizzanti di progetto	V _{inst}	=	571446	kN
Fattore di sicurezza	FS	=	1,24	Verificato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

8.3 Verifica capacità portante

Le verifiche di capacità portante del diaframma (Sezione 1) e della barretta maggiormente sollecitata (Sezione 2) sono riportate nel seguito. Il valore delle tensioni efficaci adottato per la verifica è desunto dalle analisi numeriche.

La capacità portante della barretta può essere assimilata a quella di un palo di fondazione isolato e pertanto la verifica è condotta con il seguente procedimento.

La capacità portante alla base del palo è valutata secondo la formulazione classica di Brinch-Hansen per le fondazioni dirette riportata nel seguito:

$$P_{lim} = A_p (c N_c d_c s_c + \eta q N_q d_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B_p N_\gamma s_\gamma)$$

Con:

P_{lim} e' la capacità portante di base

A_p e' l'area della base del palo

N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità; portante relativi a coesione, sovraccarico e peso proprio del terreno

d_c , d_q , d_γ sono fattori correttivi relativi profondità del piano di posa

s_c , s_q , s_γ sono fattori correttivi relativi alla dimensione della base del palo

q e' la tensione verticale efficace al livello della base del palo

Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al par. 6.4.3.1.1 il coefficiente parziale (R3) applicato all'aliquota di resistenza della capacità portante di base è pari a 1,35.

La capacità portante laterale è valutata secondo la formulazione proposta da Burland in cui la tensione tangenziale resistente è pari a:


$$f_s = Kq \tan \delta$$

In cui:

K e' il coefficiente di spinta a riposo valutato con la formulazione di Jacky

q e' la tensione verticale efficace media agente lungo la profondità di infissione del palo

δ e' l'angolo d'attrito palo terreno valutato come $0,5 \varphi$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al par. 6.4.3.1.1 il coefficiente parziale (R3) applicato all'aliquota di resistenza della capacità portante laterale in compressione è pari a 1,15.



8.3.1 Verifica capacità portante del diaframma (Sezione 1)

In modo da considerare le condizioni più sfavorevoli per la verifica di capacità portante, è stato ipotizzato l'immorsamento della paratia sull'unità 7 e per tanto sono stati utilizzati i relativi parametri come definiti nel report geotecnico MTL2T1A0DGEOGENR002.

Tabella 24 Verifica capacità portante paratia

Parametri geotecnici		
c_k	38	kPa
ϕ_k	27	°
γ_k	20,5	kN/mc
Dimensione fondazione		
B	1,2	m
L	1	m
θ	0	°
Lunghezza immorsata		
Lunghezza	10,5	m

Forza agente		
Carico caratteristico	1811	kN/m
Interasse	1	m
Carico caratteristico	1811	kN
Carico di progetto	2535	kN

Capacità portante di base	
s_c	1,64
$s_q s_v$	1,32
d_c	3,60
$d_q d_v$	2,60
$i_c i_q$	1,00
i_v	1,00
N_c	23,92
N_q	13,19
N_γ	9,32

Capacità portante laterale		
σ'_v (An. numerica)	217	kPa
σ'_v average	407	kPa
K_0	0,55	
σ'_h average (An. numerica)	246	kPa
Delta	0,5	
Resistenza palo terreno	13,5	°
K_a	0,376	
Attrito palo terreno	59,01	kPa
Resistenza laterale	2726	kN
Fattore di sicurezza parziale	1,15	
R laterale di progetto	2371	kN

q_c	5362	kPa
q_q	6474	kPa
q_v	151	kPa

R totale di progetto	13026	kN
Carico di progetto	2535	kN
	Verificato	

q_{ult}	11987	kPa
Fattore sicurezza parziale	1,35	
R di base di progetto	10655	kN

**8.3.2 Verifica capacità portante dei King Post – Sezione 2**

Tabella 25 Verifica capacità portante barrette

Parametri geotecnici		
c_k	38	kPa
ϕ_k	27	°
γ_k	20,5	kN/mc
Dimensione fondazione		
B	1,2	m
L	2,8	m
θ	0	°
Lunghezza immorsata		
Lunghezza	13	m

Capacità portante di base	
s_c	1,23
s_q s_y	1,11
d_c	3,09
d_q d_y	2,29
i_c i_q	1,00
i_y	1,00
N_c	23,92
N_q	13,19
N_y	9,32

q_c	3450	kPa
q_q	15371	kPa
q_y	128	kPa

q_{ult}	18949	kPa
Fattore sicurezza parziale	1,35	
R di base di progetto	47162	kN

Forza agente		
Carico caratteristico	23329	kN
Carico di progetto	32660	kN

Capacità portante laterale		
σ'_v (An. numerica)	692	kPa
σ'_v average	743	kPa
K_0	0,55	
σ'_h average (An. numerica)	246	kPa
Delta	0,5	
Resistenza palo terreno	13,5	°
K_a	0,376	
Attrito palo terreno	59,01	kPa
Resistenza laterale	6137	kN
Fattore di sicurezza parziale	1,15	
R laterale di progetto	5337	kN

R totale di progetto	52499	kN
Carico di progetto	32660	kN
	Verificato	

8.3.3 Verifica capacità portante della soletta di fondo

Le modellazioni numeriche eseguite non evidenziano criticità in termini deformativi e di sviluppo di fasce plastiche al di sotto della soletta di base anche nella fase finale di disattivazione dei trattamenti del fondo scavo. Pertanto, non sono necessarie ulteriori verifiche della relativa capacità portante.

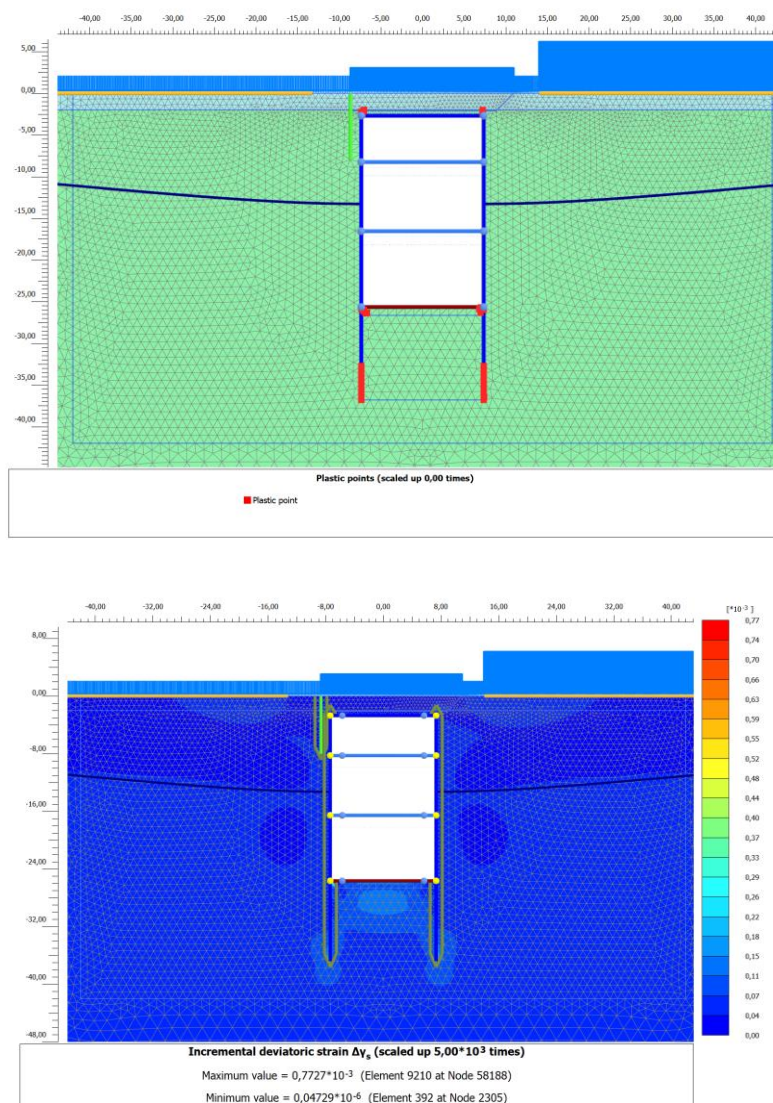


Figura 19. Zone di plasticizzazione – Sezione 1

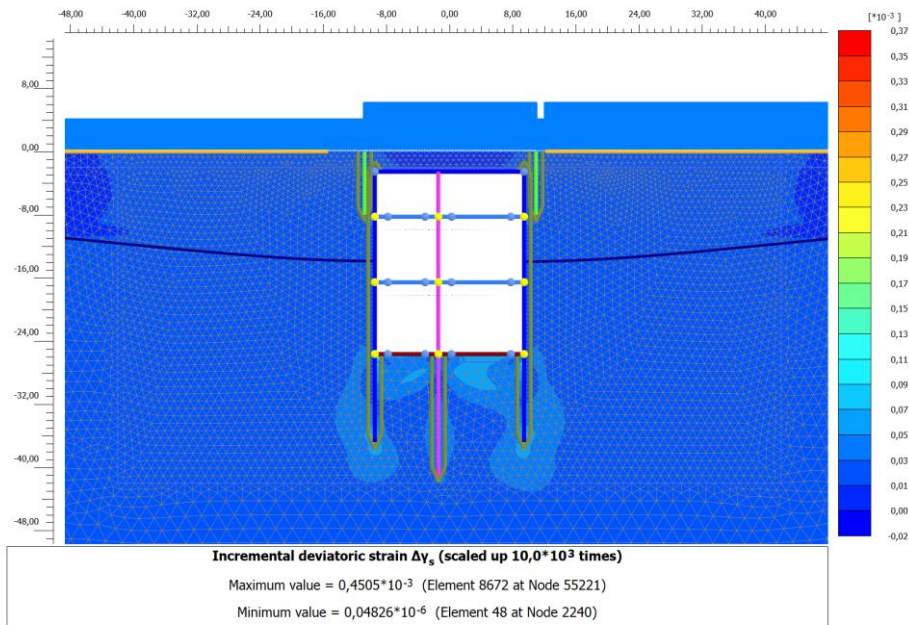
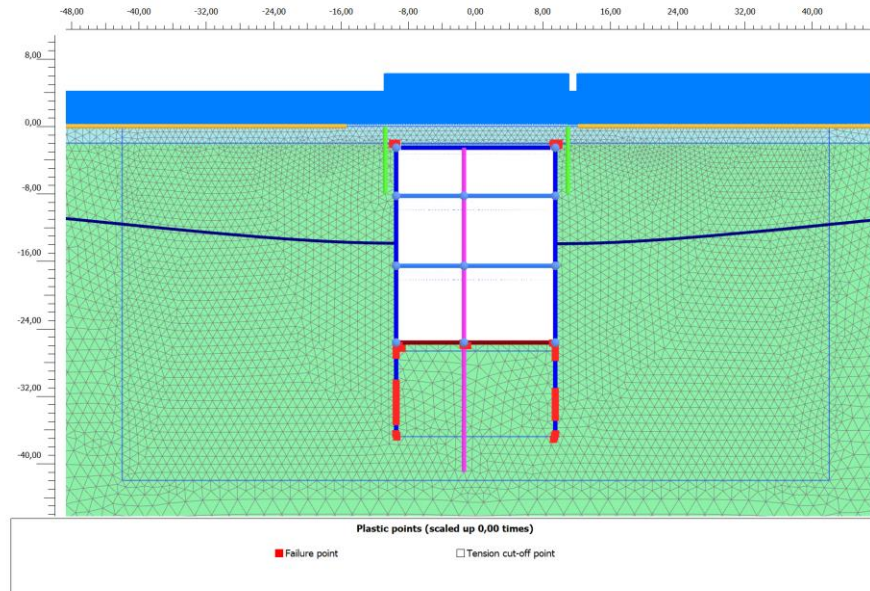


Figura 20. Zone di plasticizzazione – Sezione 2



8.4 Stabilità globale

Il fattore di sicurezza relativo alla stabilità globale è valutato sia nella fase di breve termine che di lungo termine. L'analisi è stata condotta con la combinazione A2-M2 applicando i fattori di riduzione dei parametri in accordo al punto 6.5.3.1.2 delle NTC.

Lo spostamento di tre punti lungo ciascuna paratia viene monitorato, uno in testa, uno al fondo scavo ed uno al piede per entrambe le sezioni di studio e rappresentato in funzione del fattore di sicurezza

- **Breve termine**

Il fattore di sicurezza ottenuto è pari a circa 1,9 per entrambe le sezioni di calcolo.

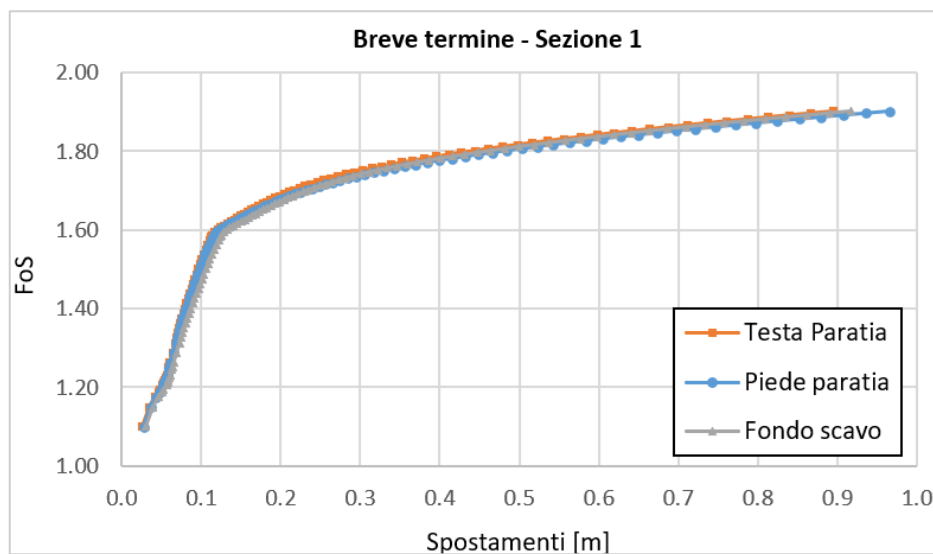


Figura 21. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva vs spostamenti Breve termine – Sezione 1

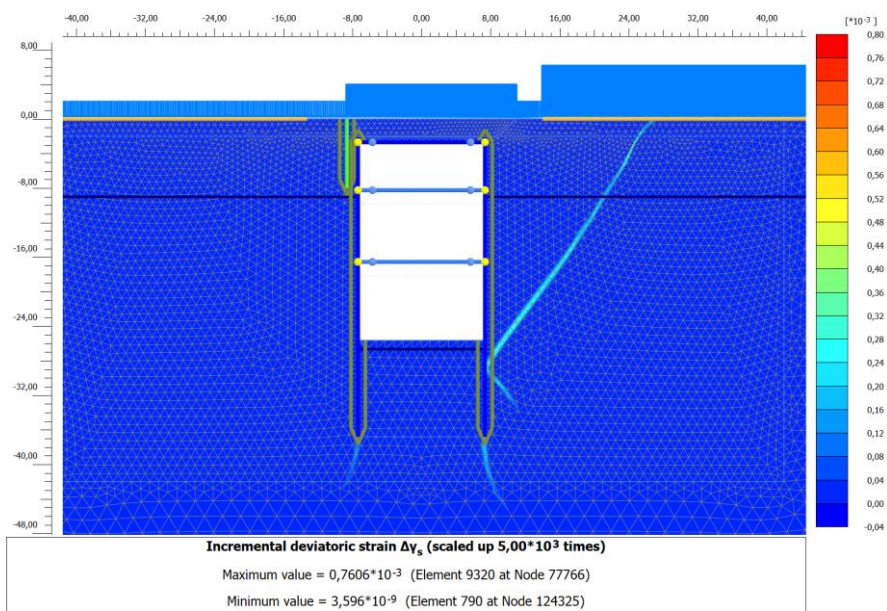


Figura 22. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Breve termine – Sezione 1

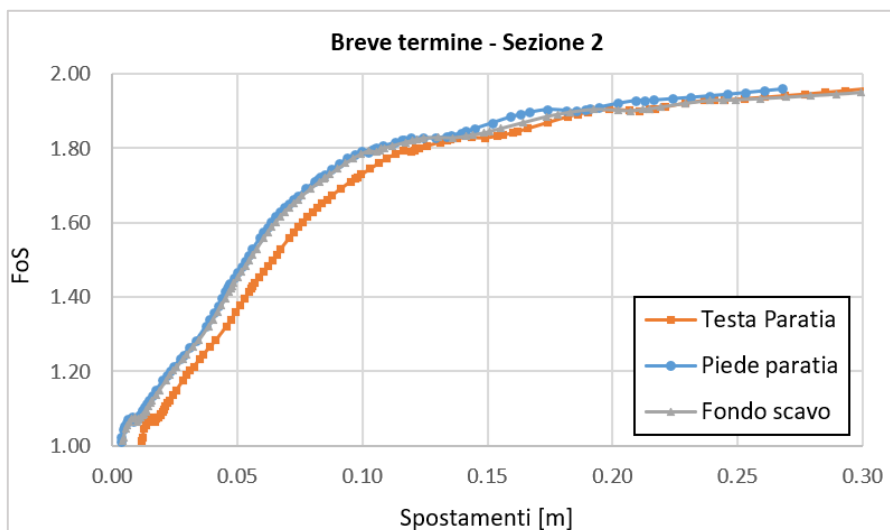


Figura 23. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva vs spostamenti Breve termine – Sezione 2

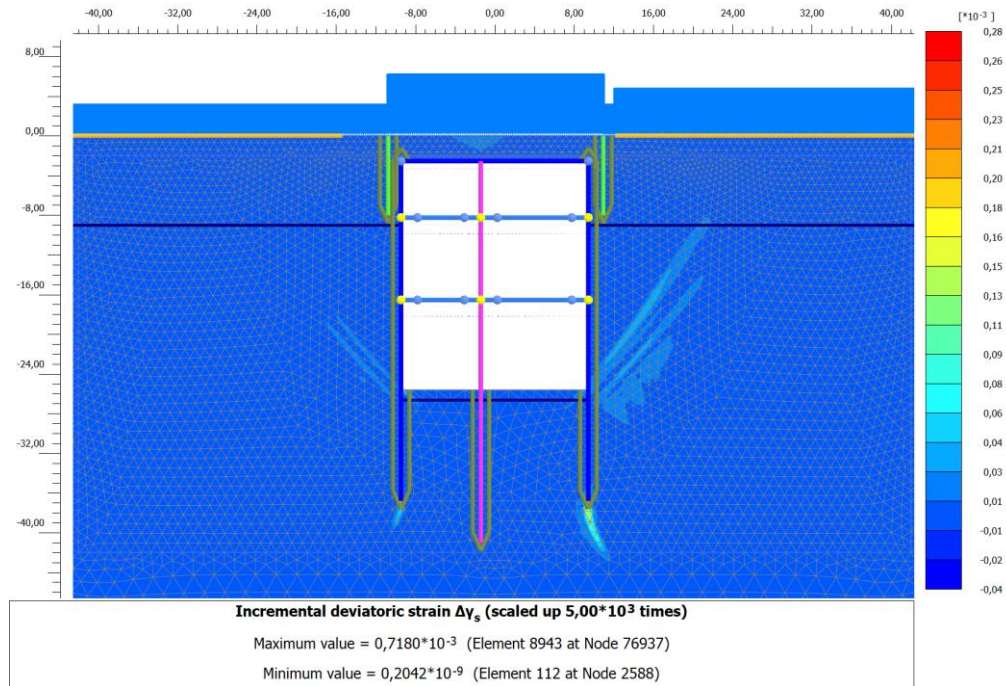


Figura 24. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Breve termine – Sezione 2

La Figura 22 e la Figura 24 mostra il rapporto tra tensione tangenziale limite e tensione tangenziale agente in corrispondenza dello step di calcolo a fondo scavo (più critico ai fini di questa analisi).

- **Lungo termine**

Il fattore di sicurezza ottenuto è maggiore a 5 per entrambe le sezioni di calcolo

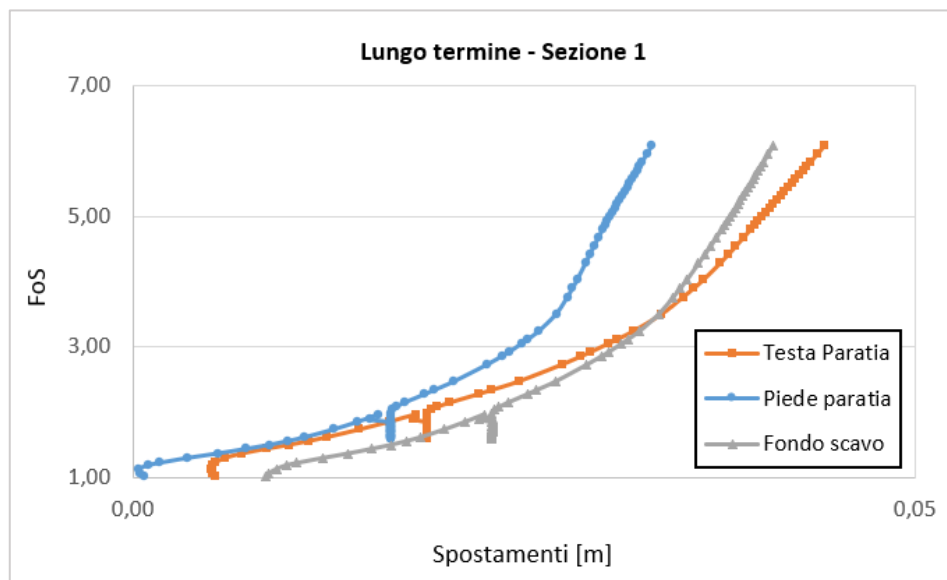


Figura 25. Fattore di sicurezza a lungo termine vs spostamenti Lungo termine – Sezione 1

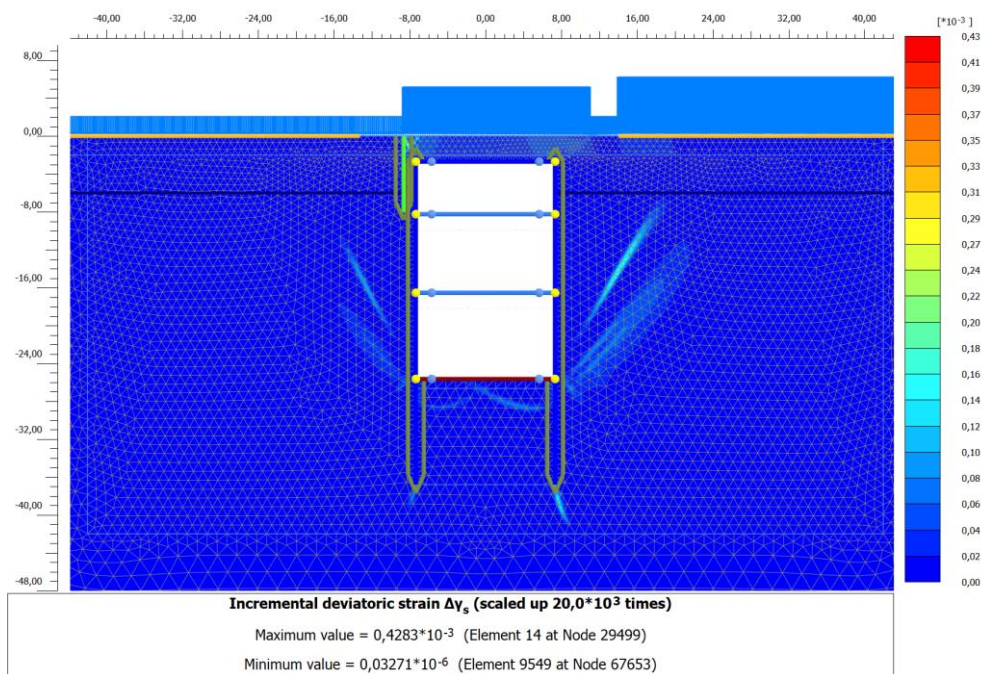


Figura 26. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Lungo termine – Sezione 1

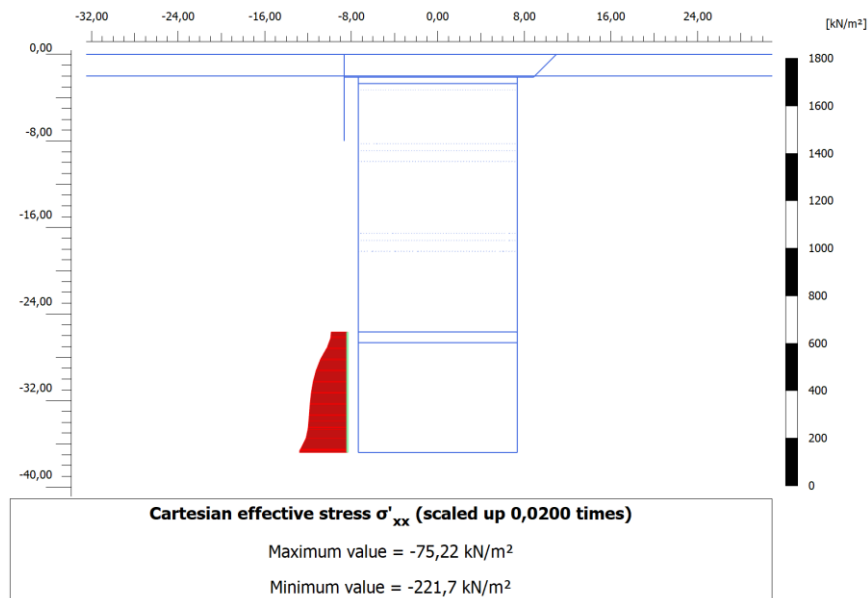
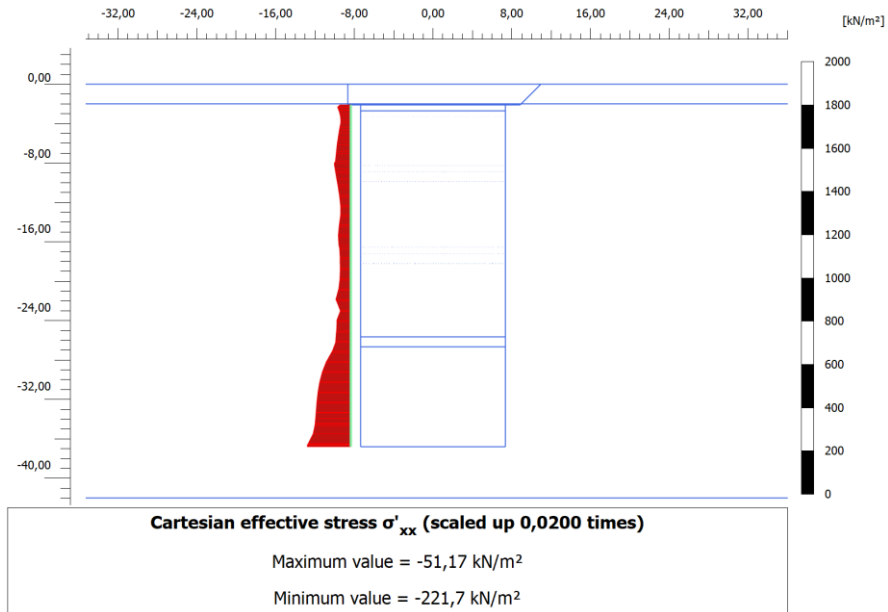


Figura 27. Tensioni orizzontali efficaci paratia – Sezione 1

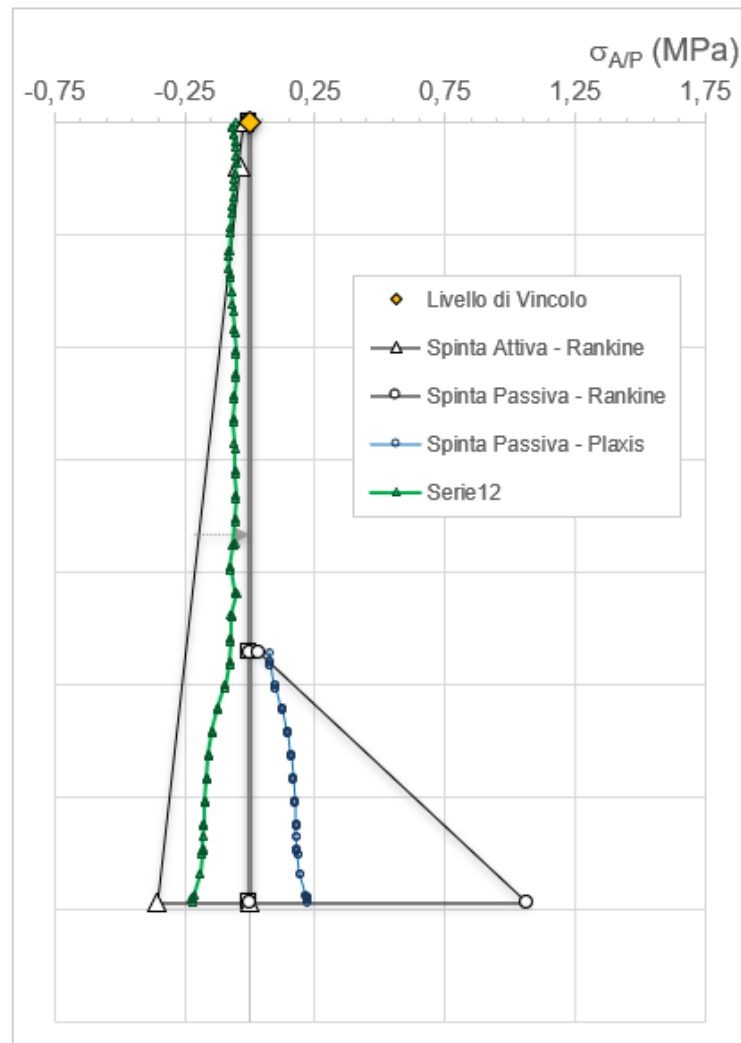


Figura 28. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis – Sezione 1

Eseguendo la verifica della mobilitazione della spinta passiva in accordo alla NTC, è possibile osservare come, oltre al margine di sicurezza garantito dall'aver eseguito una analisi con i parametri di resistenza ridotti del fattore 1.25, la resistenza passiva a monte risulta attivata in una percentuale largamente inferiore al 50% rispetto alla spinta calcolabile con Rankine. Ciò garantisce un ulteriore margine di sicurezza nei riguardi del meccanismo.

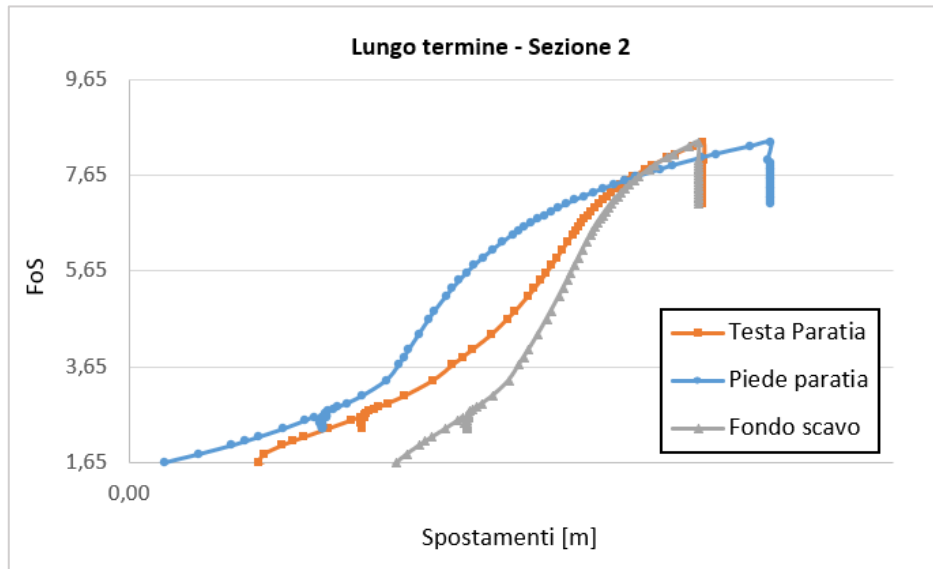


Figura 29. Fattore di sicurezza a lungo termine vs spostamenti Lungo termine – Sezione 2

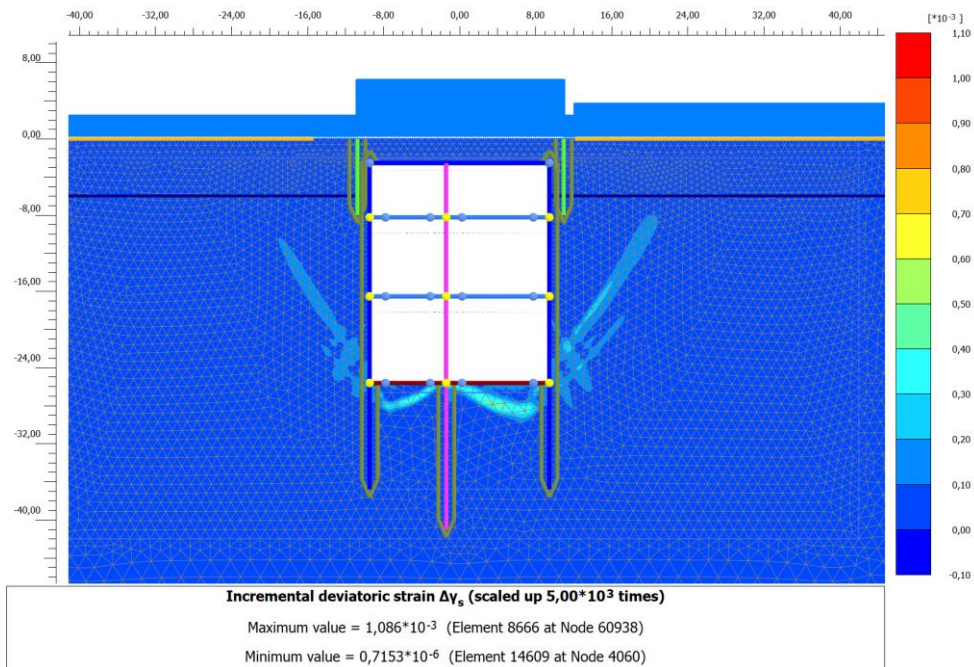


Figura 30. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata Lungo termine– Sezione 2

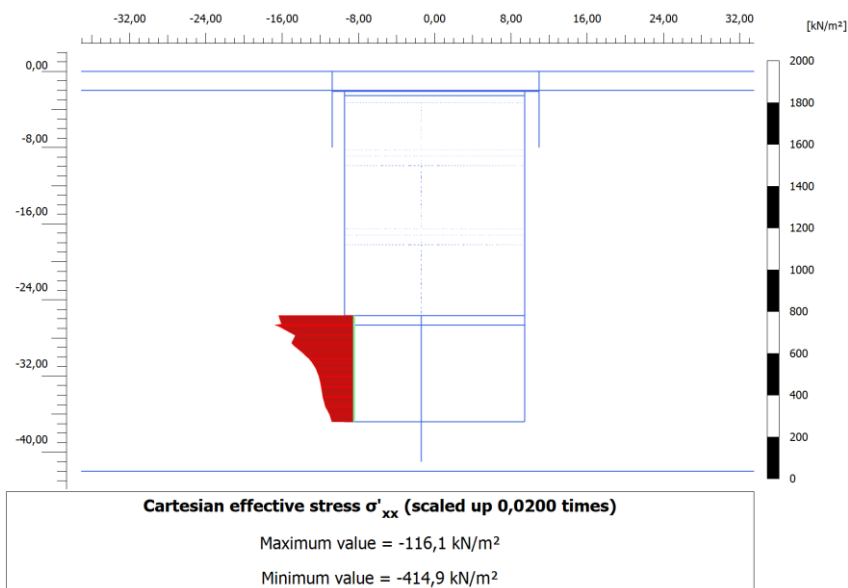
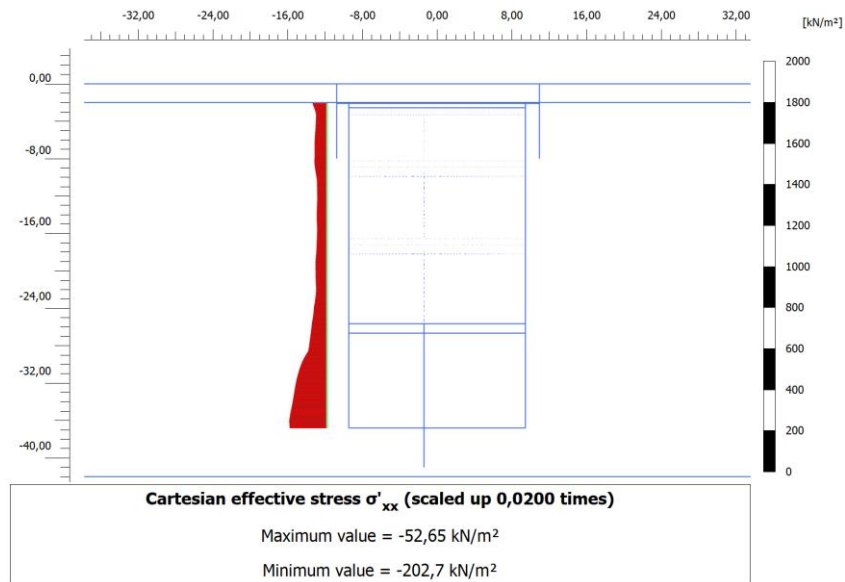


Figura 31. Tensioni orizzontali efficaci paratia – Sezione 2

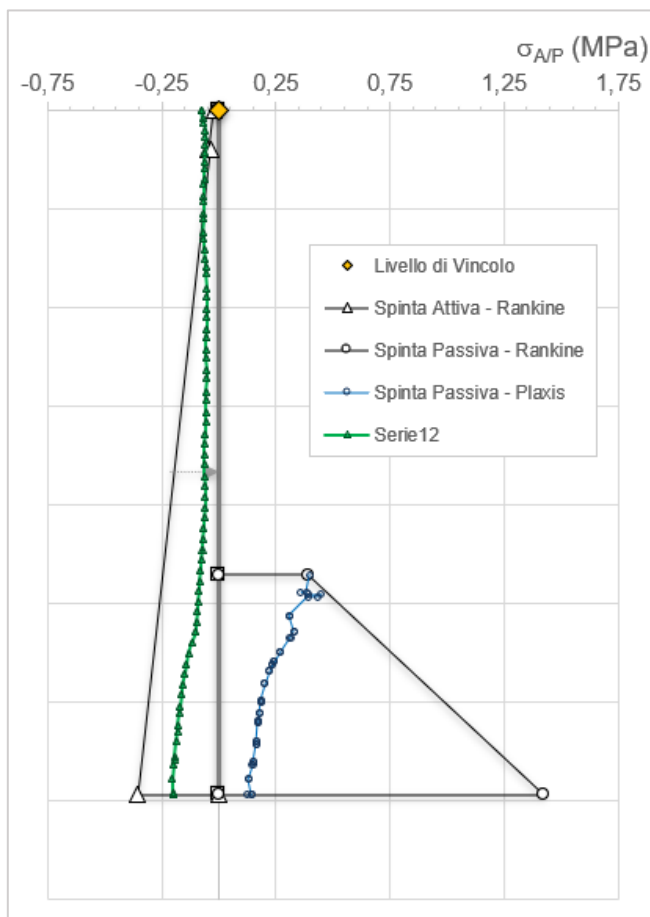


Figura 32. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis – Sezione 2

Eseguendo la verifica della mobilitazione della spinta passiva in accordo alla NTC, anche per la sezione 2, è possibile osservare come, oltre al margine di sicurezza garantito dall'aver eseguito una analisi con i parametri di resistenza ridotti del fattore 1.25, la resistenza passiva a monte risulta attivata in una percentuale largamente inferiore al 50% rispetto alla spinta calcolabile con Rankine. Ciò garantisce un ulteriore margine di sicurezza nei riguardi del meccanismo.



9. Validazione dei modelli eseguiti

I risultati numerici, ottenuti utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D, sono stati confrontati con quelli ottenuti attraverso il software di calcolo ParatiaPlus utilizzato durante il progetto preliminare. In entrambi i modelli la realizzazione dello scavo, sostenuto da paratie puntonate, viene seguita simulando le diverse fasi realizzative.

9.1 Confronto dei modelli numerici

Nelle immagini successive sono riportati i due modelli numerici una volta raggiunto il fondo scavo:

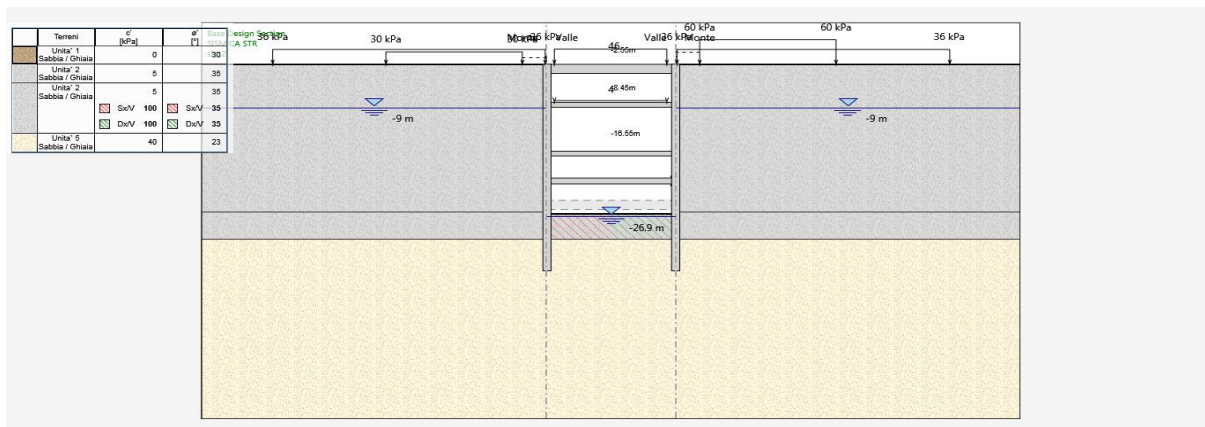


Figura 33. Modello numerico - ParatiaPlus

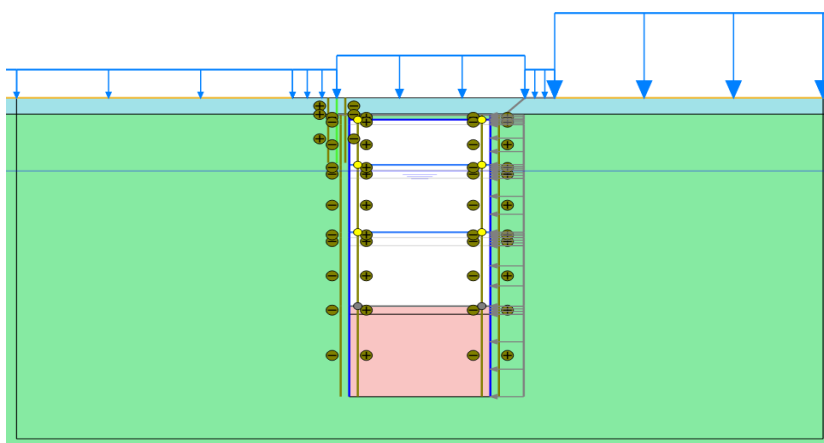


Figura 34. Modello numerico della sezione 1 - Plaxis 2D



Al di là del maggior dettaglio rispetto alle condizioni al contorno e nei confronti di alcune fasi costruttive (i.e. condizioni di carico, paratia di micropali per il sostegno del ribasso etc.), le principali differenze tra i due modelli sono dovute alla presenza dell'Unità U5 e alla presenza di un livello di puntoni di contrasto che verrà rimosso una volta realizzato il solettone di fondo. Di seguito sono rappresentati gli involuipi dei momenti flettenti ottenuti attraverso entrambi i codici di calcolo:

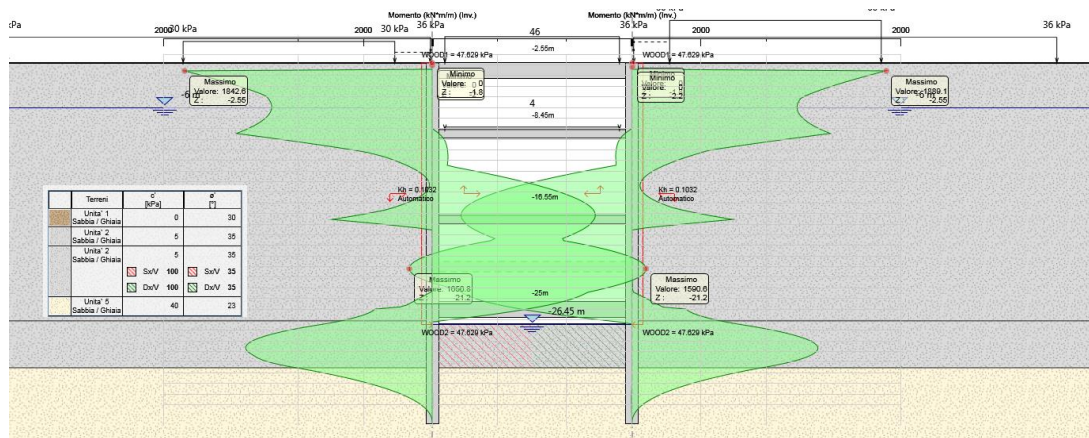


Figura 35. Inviluppo dei momenti flettenti mediante ParatiaPlus

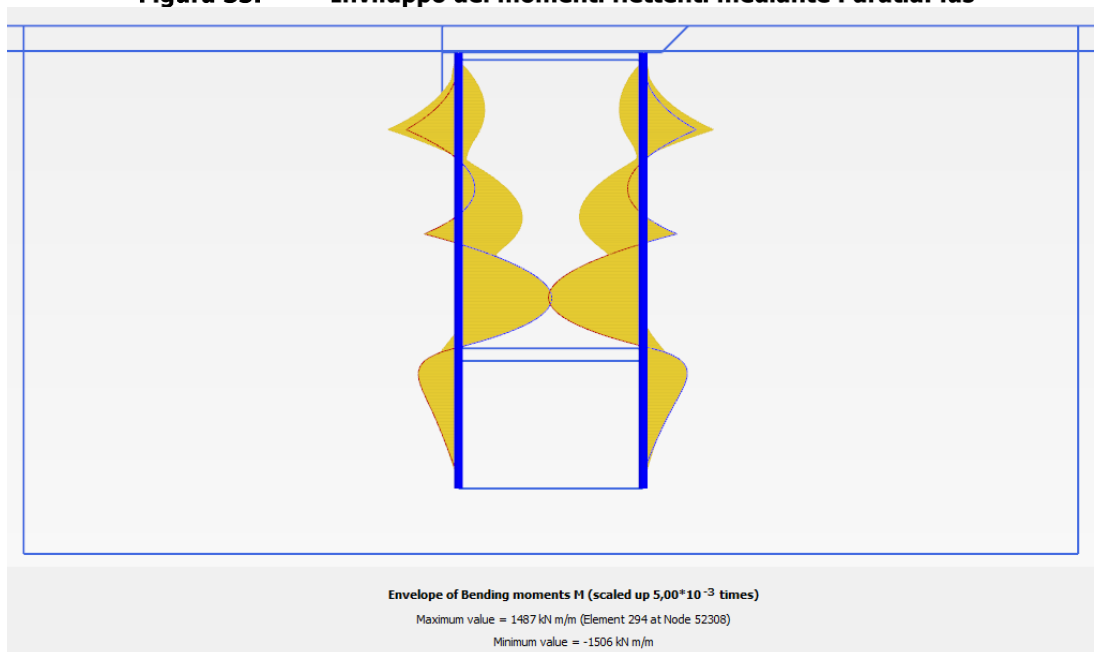




Figura 36. Inviluppo momenti flettenti mediante Plaxis 2D

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Gli andamenti sono pressoché identici a meno delle differenze osservabili in testa al diaframma dovute alle diverse condizioni di vincolo. Inoltre, in ragione anche delle differenti condizioni iniziali e al contorno e all'assenza del livello di puntoni provvisorio, i risultati mostrano differenze del 10% circa nella valutazione del momento massimo per entrambi i diaframmi. Indubbiamente, tale confronto mostra la bontà dei risultati numerici ottenuti in questa fase.

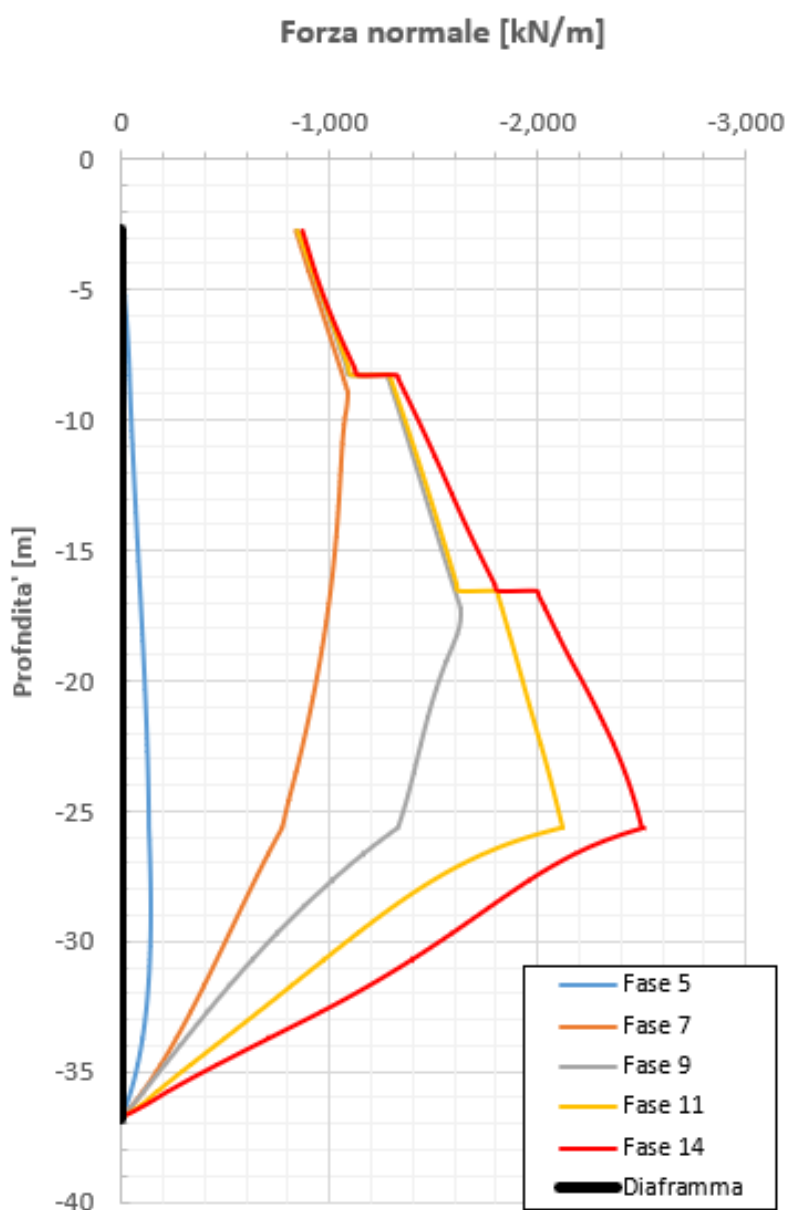
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

ALLEGATO N.1

Risultati delle analisi numeriche



In questo allegato sono riportati gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti della paratia durante le fasi di scavo. I risultati sono quelli relativi al diaframma di destra, in ragione dei maggiori carichi in superficie, è sempre quello più sollecitato. Inoltre, come si può osservare nel paragrafo 6.1 i risultati delle due sezioni sono molto simili e per questo motivo verranno riportati solo gli andamenti relativi alla sezione 1.



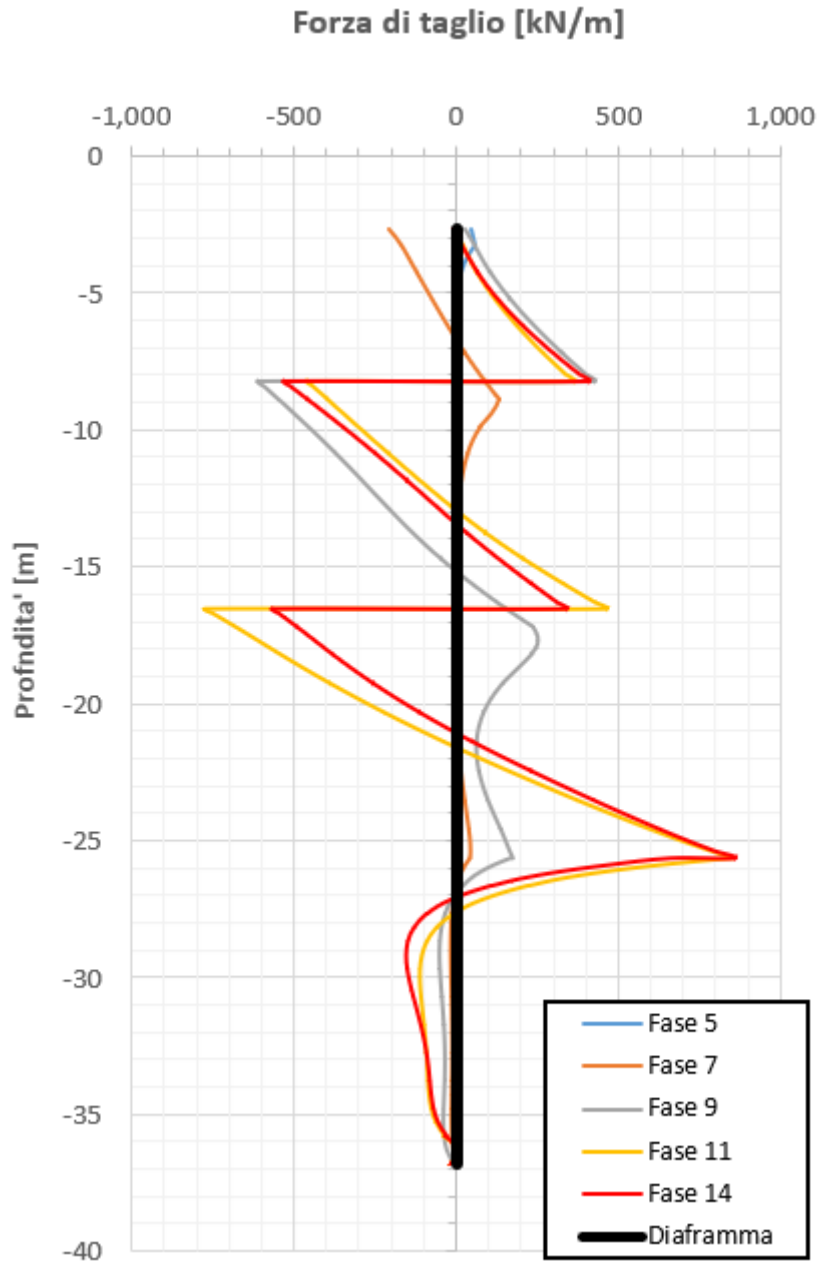


CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1





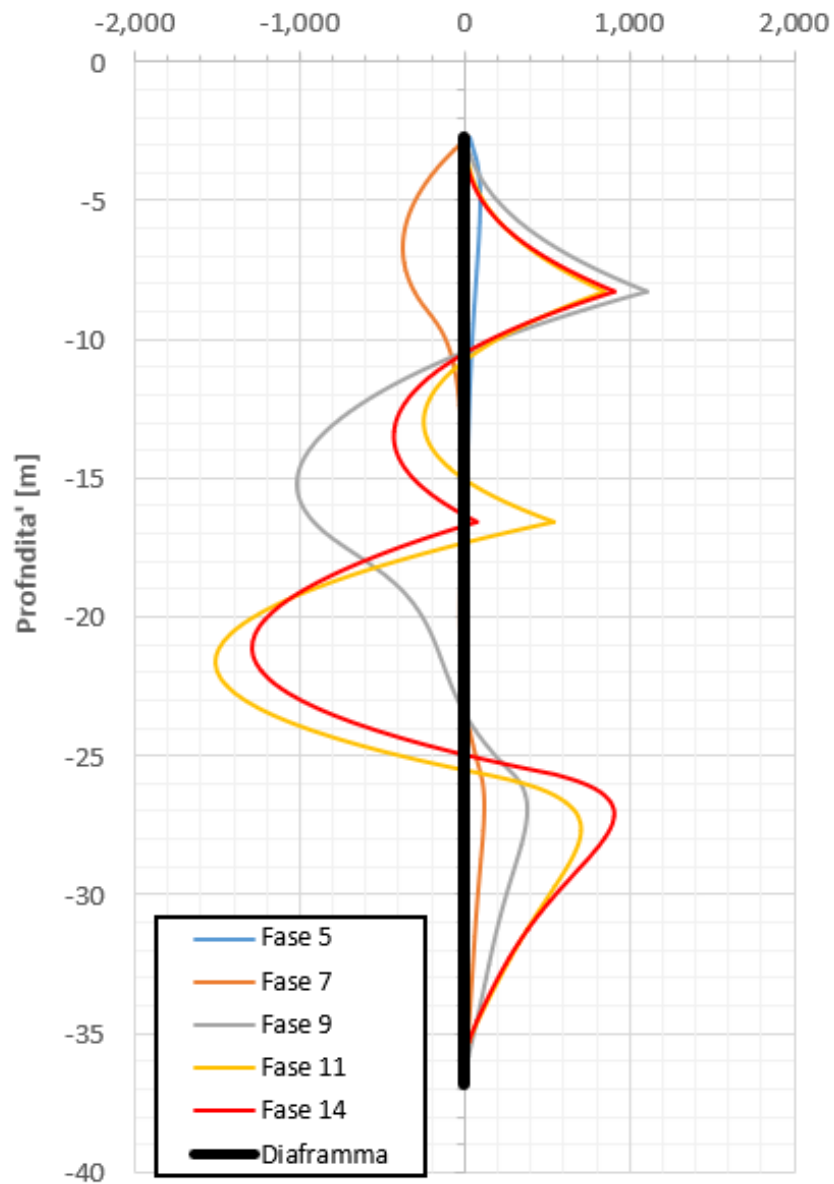
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Momento flettente [kNm/m]



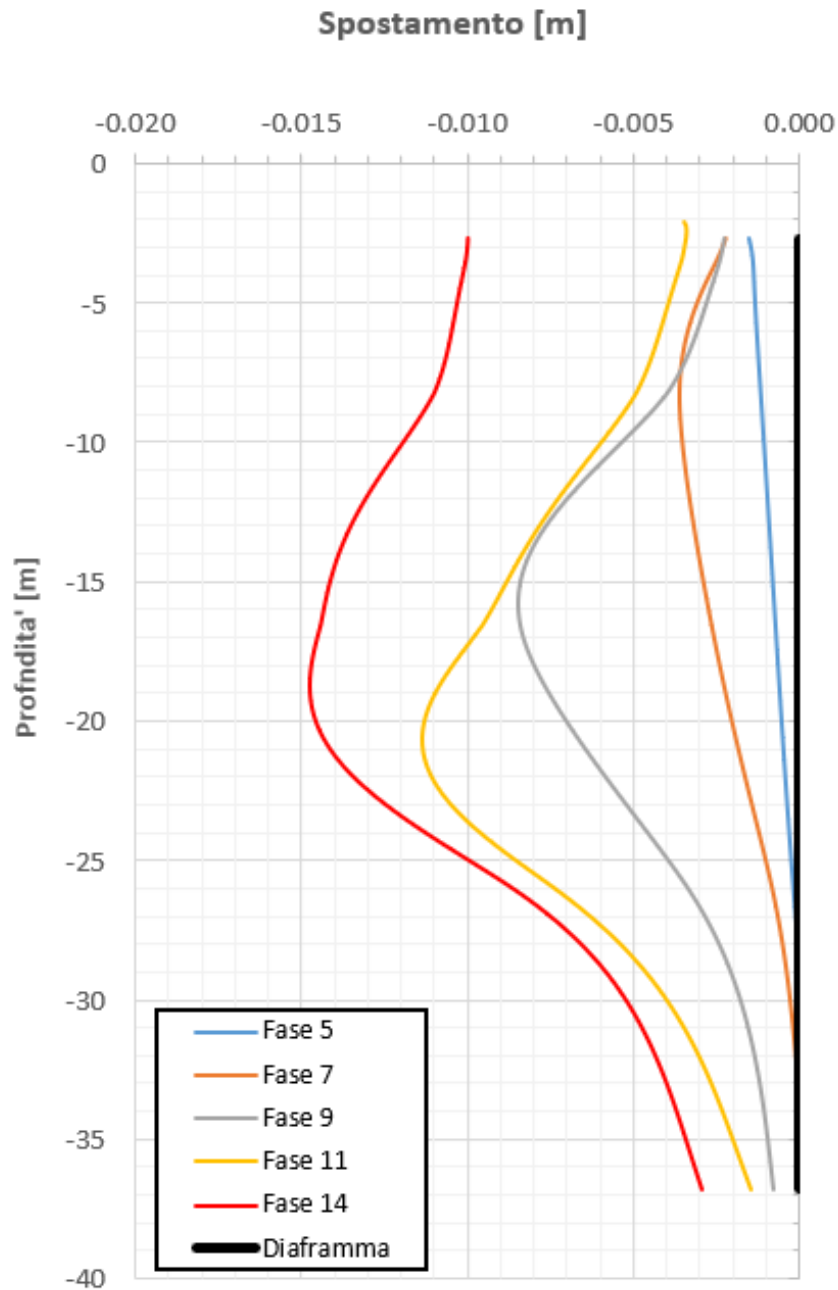



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

ALLEGATO N.2

Incidenza armatura opere di sostegno



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione


MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

Elemento: **Diaframmi** Vol = 112.56 mc Incidenza = 151 kg/mc

(+10%)

Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	1	20	12.5	21	8.0	168	2.466	414
est	2	20	12.5	42	8.0	336	2.466	829
int	3	26	12.5	42	12.0	504	4.168	2101
est	4	20	12.5	42	12.0	504	2.466	1243
int	5	20	12.5	21	6.0	126	2.466	311
int	5a	24	12.5	21	6.0	126	3.551	447
est	6	20	12.5	42	6.0	252	2.466	621
int	7	20	12.5	21	12.0	252	2.466	621
int	7a	24	12.5	21	12.0	252	3.551	895
est	8	20	12.5	42	12.0	504	2.466	1243
lat	9	24	30	6	8.0	48	3.551	170
lat	10	24	30	6	12.0	72	3.551	256
lat	11	24	30	6	6.0	36	3.551	128
lat	12	24	30	6	12.0	72	3.551	256
staffe	13	14	20	45	5.4	241	1.208	291
staffe	14	14	20	45	3.3	146	1.208	177
staffe	15	14	20	90	3.4	306	1.208	370
staffe	16	14	10	210	5.4	1124	1.208	1357
staffe	17	14	10	210	3.3	683	1.208	824
staffe	18	14	10	420	3.4	1428	1.208	1725
staffe	19	14	20	18	5.4	96	1.208	116
staffe	20	14	20	18	3.3	59	1.208	71
staffe	21	14	20	36	3.4	122	1.208	148
dia	22	24		28	4.8	133	3.551	473
dia	23	24		28	4.0	111	3.551	394

15480 kg

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

ALLEGATO N.3

Verifiche integrative del nodo di connessione soletta /diaframma



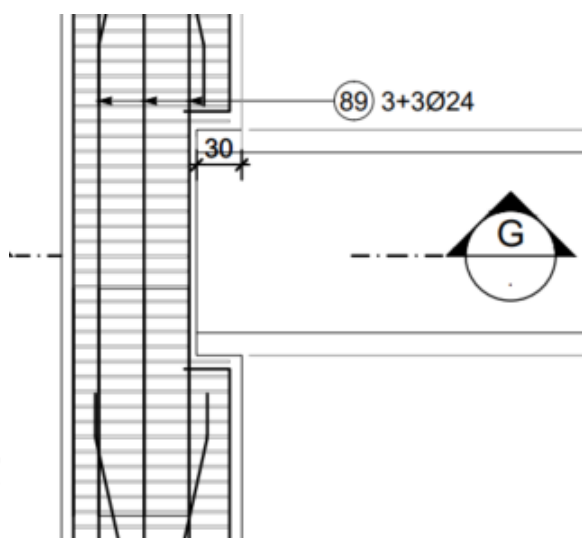
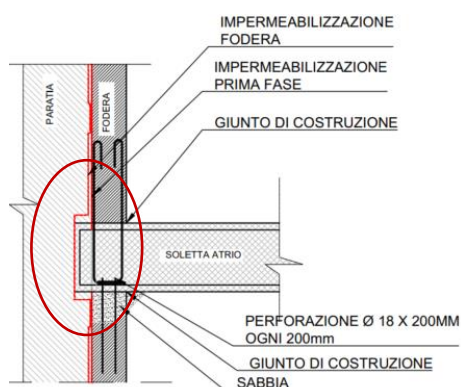
1. VERIFICA DELLA CONNESSIONE SOLETTA-DIAFRAMMA


1.1 Introduzione

Il collegamento tra le solette di stazione e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

Le tasche di appoggio hanno larghezza pari a 30 cm e la sezione corrente del diaframma presenta una zona localizzata di spessore ridotto da 120 cm a 90cm. Con lo scopo di dimostrare il corretto funzionamento del nodo di connessione si presentano di seguito le seguenti analisi/verifiche integrative:

1. valutazione degli effetti della eccentricità dei carichi dovuti alla connessione diaframma/solette
2. verifiche a flessione e taglio della sezione ridotta del diaframma
3. verifiche delle massime pressioni di contatto localizzate sugli appoggi
4. verifiche delle massime pressioni di contatto sulle impermeabilizzazioni



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

1.2 Analisi Plaxis aggiuntive per tener conto dell'eccentricità

La verifica strutturale include la valutazione degli effetti della eccentricità dei carichi dovuti alla connessione diaframma/solette. Tale contributo è stato verificato mediante modello *ad hoc* come rappresentato nella figura seguente, considerando le stazioni S4G in quanto presentano le condizioni più sfavorevoli in termini di reazioni vincolari sull'appoggio (assenza di king-post).

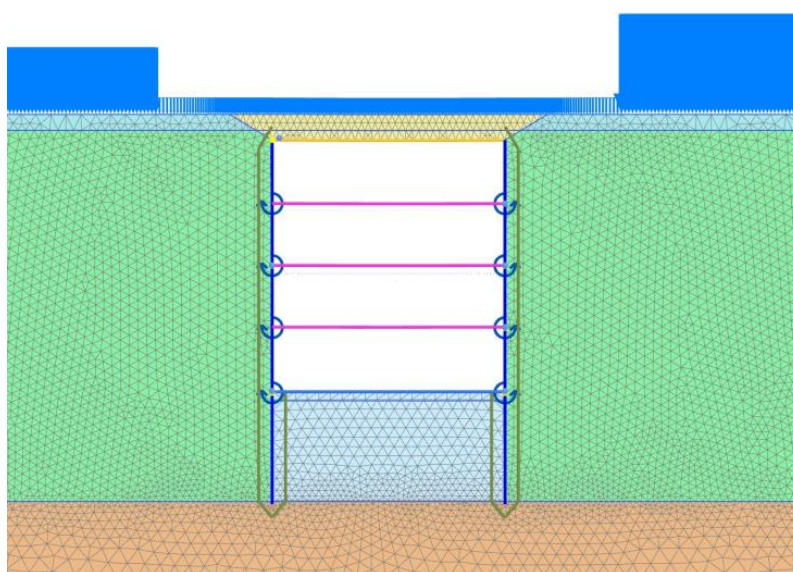


Figura 37. Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Stazioni S4G

Il modello è stato modificato introducendo sul nodo generico di collegamento soletta/diaframma un momento calcolato come il valore della reazione massima, pari a 330KN/m moltiplicata per l'eccentricità massima pari a 0.45m.

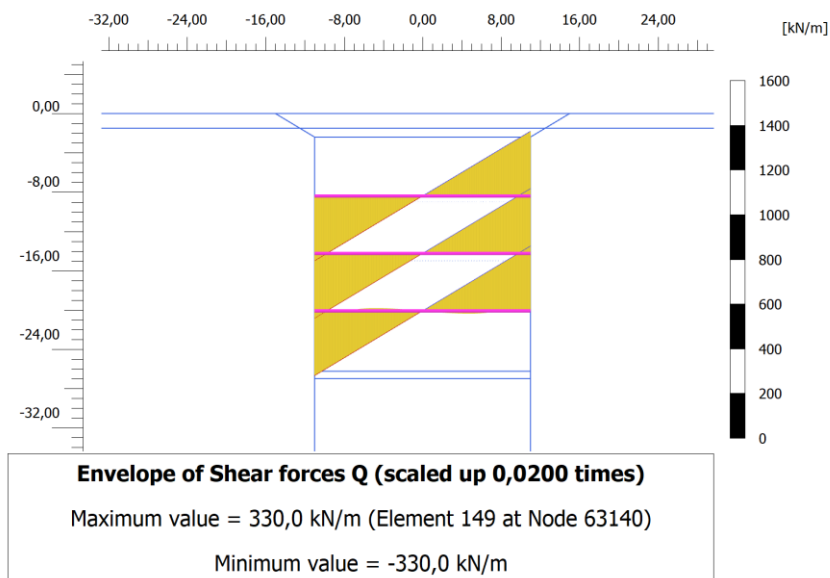


Figura 38. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G

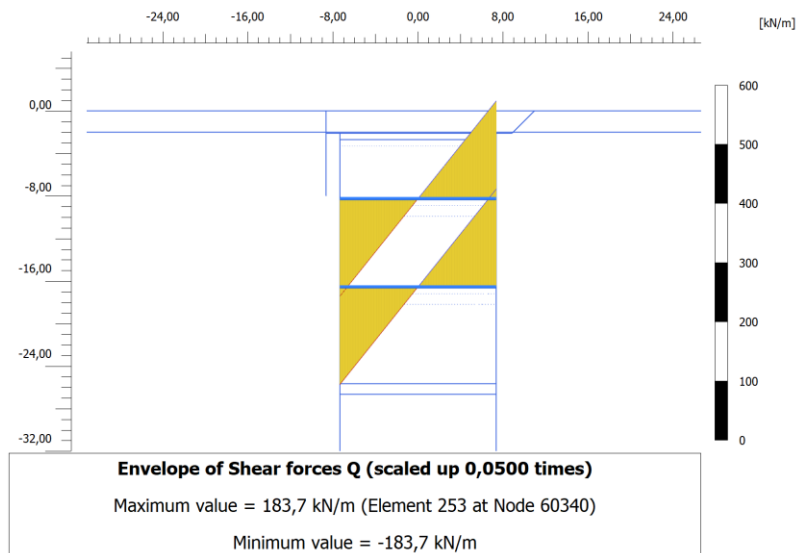



Figura 39. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Cimarosa

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

L'analisi è stata eseguita con riferimento alla fase più sfavorevole ovvero durante lo scavo delle stazioni in assenza delle fodere e considerando la reazione vincolare più gravosa (stazioni S4G 330KN/m). Si è riscontrato come le variazioni in termini di sollecitazioni flettenti siano inferiori al 5% del valore dimensionante e pertanto trascurabili ai fini del progetto delle strutture. Nel caso della stazione in oggetto si ritengono valide le valutazioni eseguite per le stazioni S4G in quanto, come mostrato nella Figura 39, i valori di reazione vincolare sono notevolmente più bassi (184KN/m).

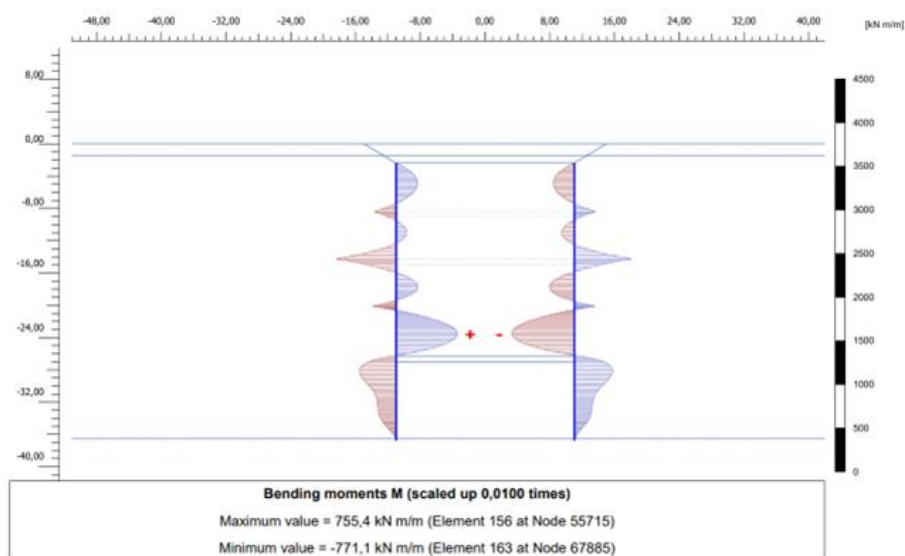


Figura 40. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

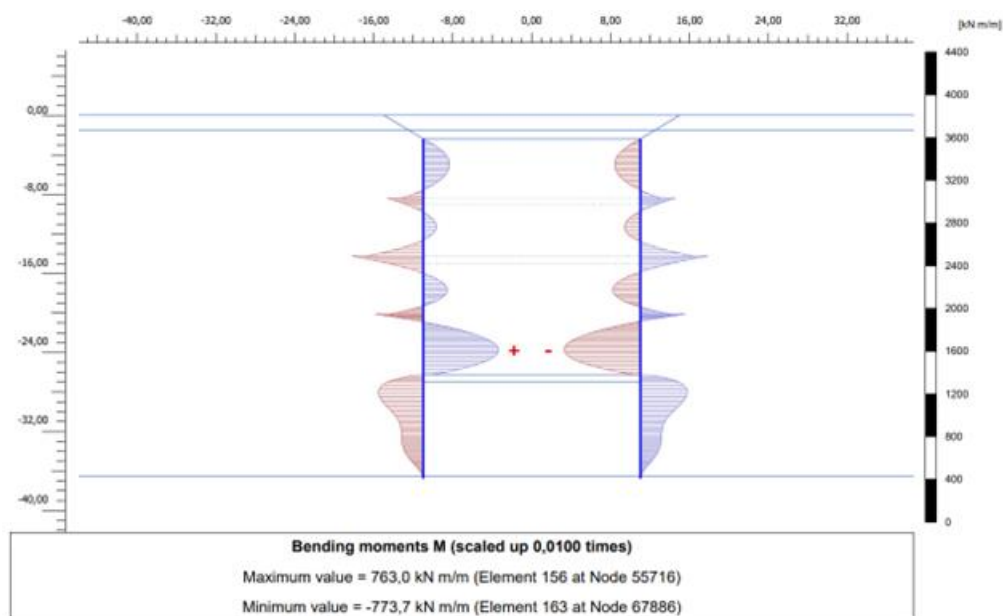


Figura 41. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)

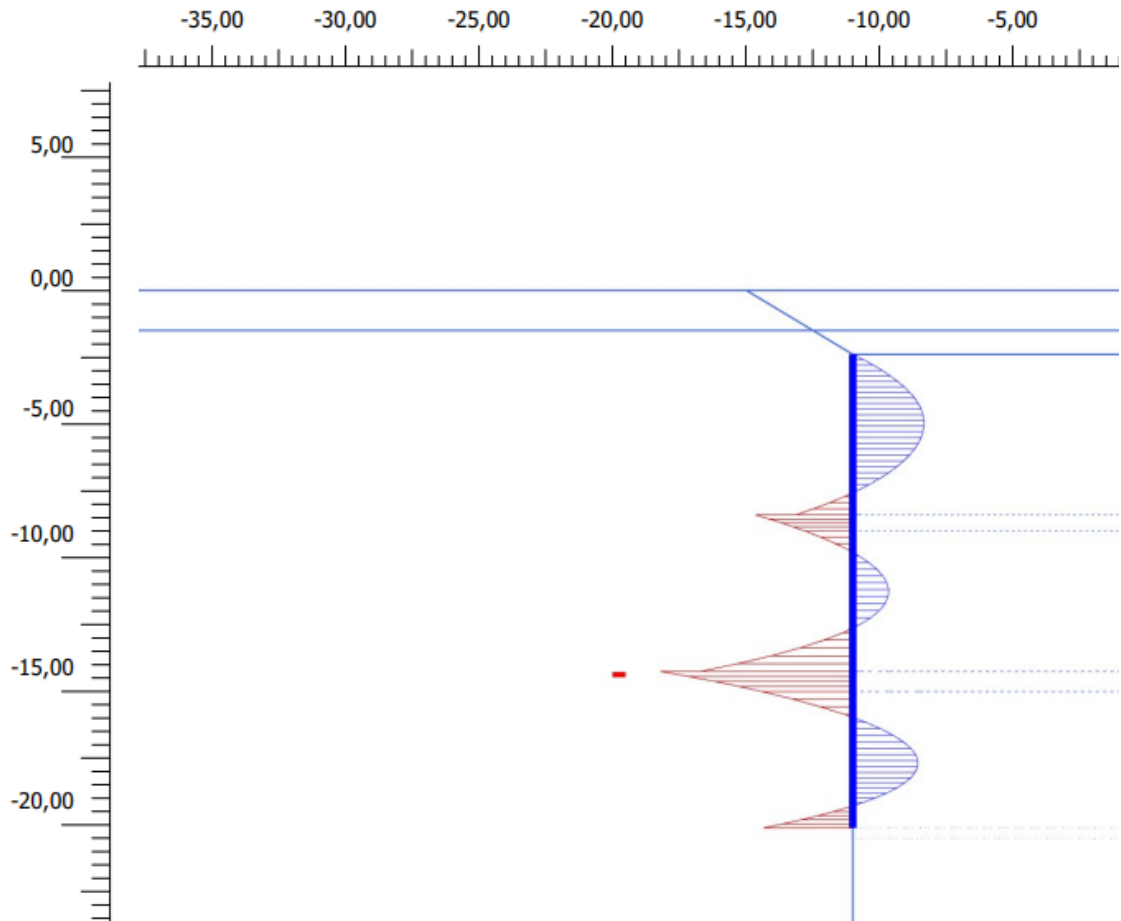


Figura 42. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



1.3 Verifica a flessione e taglio della sezione ridotta

Si presentano di seguito le verifiche a flessione e taglio considerando l'involuppo delle sollecitazioni a breve termine. A lungo termine la verifica non è più necessaria in quanto le solette sono completate e per tanto si garantisce la continuità della sezione.

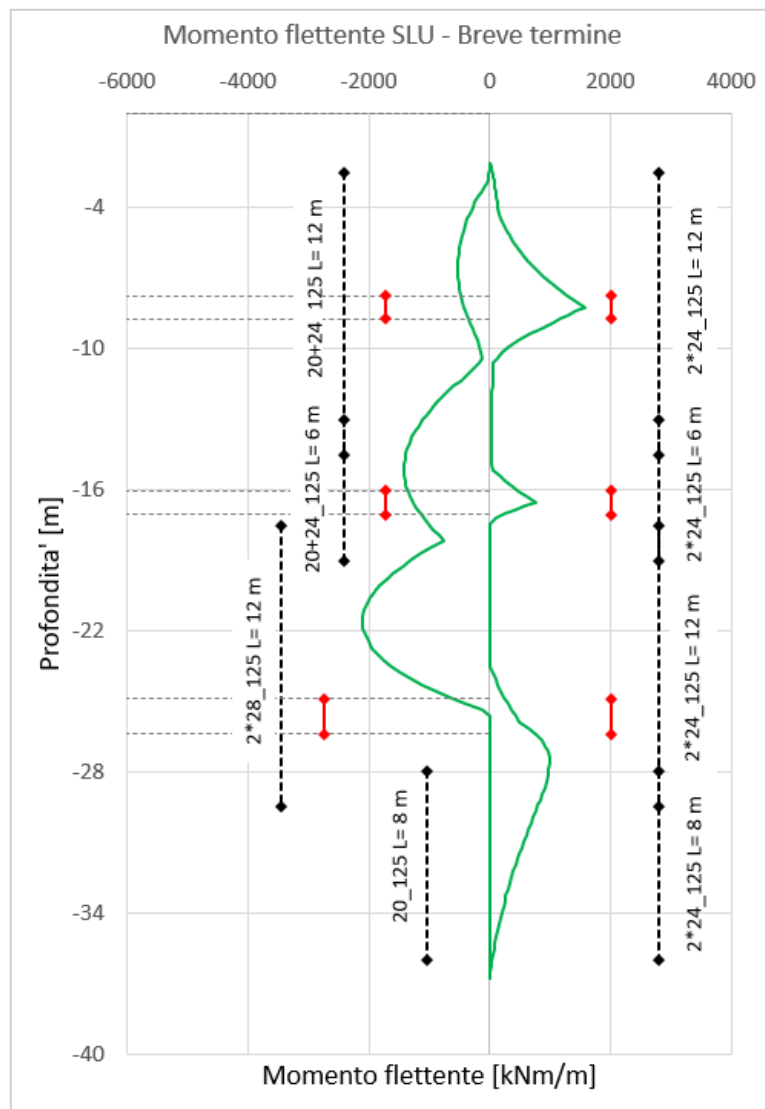


Figura 43. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta

Si riporta la verifica della zona più critica, che nel caso in esame è quella relativa al piano mezzanino.

**Tabella 26 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Mezzanino**

<i>Sezione di verifica SLU: Tasca Mezzanino</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	900	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	775	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	20	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8	[-]
Area dell'armatura tesa	6132	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	24	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	8	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	8	[-]
Area dell'armatura compressa	7238	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione		
	1719,47	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto		
	1403,00	[kNm]
		Verificato

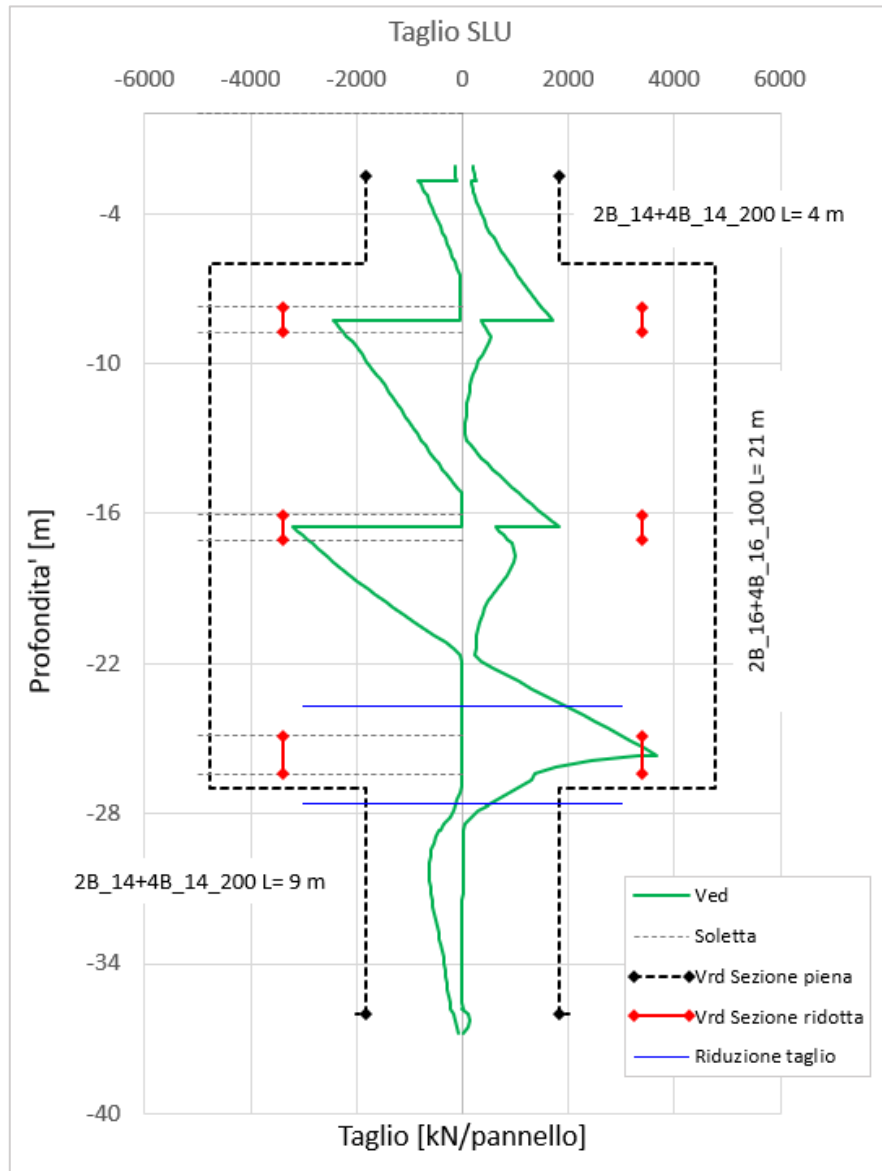



Figura 44. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglienti – Sezione ridotta

Considerando che dovuto alla modellazione si presentano dei picchi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi strutturali, le sollecitazioni di taglio possono essere ridotte e sarà sempre cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di taglio agente calcolato alla distanza d

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

dall'appoggio. Per cui i diaframmi risultano verificati a taglio pur considerando la sezione ridotta in corrispondenza delle tasche di appoggio delle solette.

Tabella 27 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

Verifica elementi a taglio			
Pannello diaframma 2800 x 1200 mm - $\phi 16$ 2 braccia + $\phi 16$ 4 braccia passo 100 mm			
Geometria			
Altezza sezione	H	900	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	24	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	797	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	4	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1205,76	mm ²
Braccio coppia interna	z	717,3	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	3384	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	7113	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	3384	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	2957	kN
			Verificato



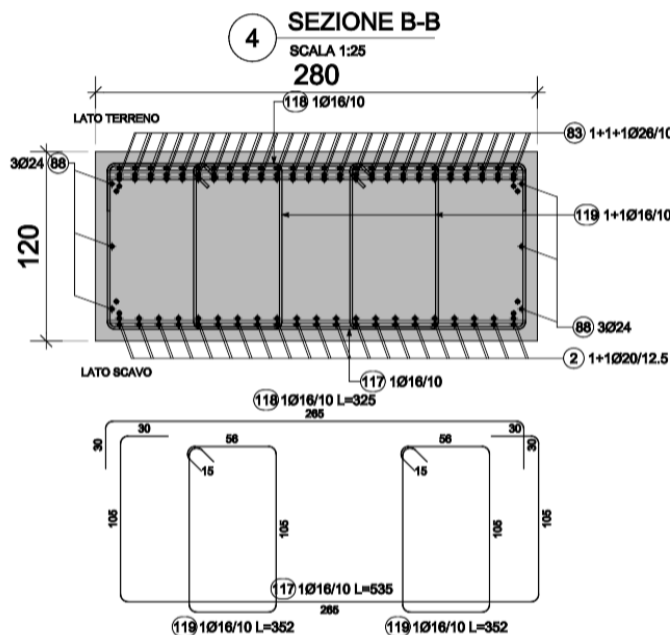
1.4 Verifica dell'appoggio soletta-paratia

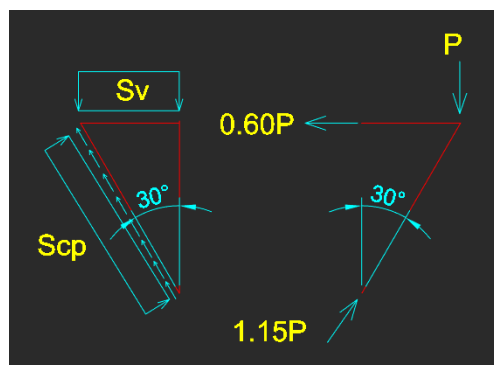
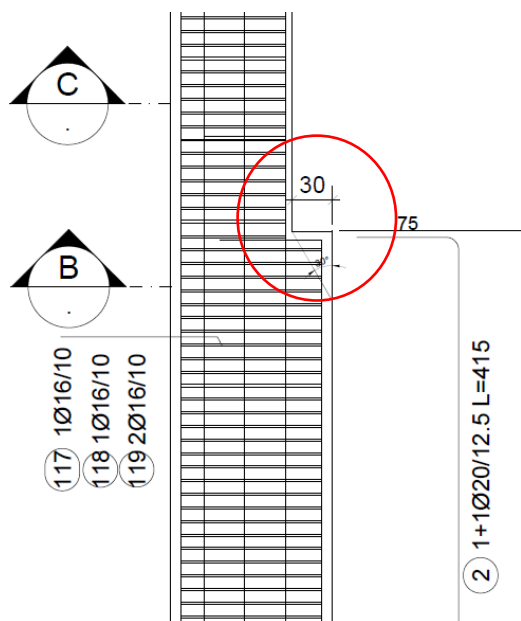
La massima reazione applicata $R=330\text{kN/m}$ (Stazioni S4G – per le altre stazioni tale reazione e' minore di 180kN/m)

$$VEd = 1.4 \times R = 462 \text{ kN/m}$$

Per la valutazione della resistenza del cuneo si ipotizza una modalit  di rottura a taglio su un piano inclinato a 30 gradi (da normativa tale valore risulta in un range 22.5-45 gradi)


I meccanismi resistenti sono rappresentati dal contributo del calcestruzzo al taglio nel piano di rottura, dal contributo dell'armatura principale (barra n.2 - $2\phi 20/125$) intercettata in due sezioni e dal contributo delle staffe (barre n. 117,118 e 119 - $6\phi 16/100$).





- Resistenza al taglio del calcestruzzo:

Caratteristiche della sezione				
GEOMETRIA				
H	=	60	cm	altezza sezione
b _w	=	100	cm	larghezza sezione
h'	=	10	cm	copriferro
d	=	50	cm	altezza utile
ARMATURA TESA				
∅	=	0	mm	diametro armatura
n°	=	0		numero barre
A _s	=	0.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l	=	0.0000		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02) min[As/bd;0,02]
AZIONI DI COMPRESSIONE				
N _{Ed}	=	380	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp}	=	0.63	Mpa	tensione media di compressione min[Ned/bh;0,2fcd]
Resistenza senza armatura a taglio				
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO				
	V_{Rd}	=	383	kN
Resistenza concreto	V_{Rd,C}			max[Vrd1;Vrd2]
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con				
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$ [4.1.23]				
con				
f _{ck} espresso in MPa				
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2				
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}				

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR001-0-1

$VR_{d,c} = 383 \text{ kN/m} < V_{Ed}$ è necessario considerare il contributo delle barre di armatura
- Contributo delle barre di armatura (contributo valutato su pannelli larghi 2,80 m)

i) Contributo dell'armatura principale (barra n.2 - $2\phi 20/125$)

numero di barre = 21 numero di strati = 2 Totale barre = $2 \times 21 = 42$

Diametro barra = 20mm

Nota: il piano di rottura interseca i due strati dell'armatura principale in due sezioni, tuttavia viene considerata in modo conservativo solo un strato e una sezione.

$$N_{ef} = 21 \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad f_{yd} = 390 \text{ MPa}$$

$$VR_{d,s} = N_{ef} A_s f_{yd} = 21 \times 3.14 \times 390 / 1000 = 2570 \text{ kN}$$

ii) Contributo delle staffe (barre n. 117,118 e 119 - $6\phi 16/100$)

Numero di barre = 6 Numero di strati = 3 Totale barre = $3 \times 6 = 18$

Diametro barra = 16mm

Nota: il piano di rottura interseca tre strati delle staffe, in modo conservativo se ne considerano due.

$$N_{ef} = 2 \times 6 = 12 \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad f_{yd} = 390 \text{ MPa}$$

$$VR_{d,s} = N_{ef} A_s f_{yd} = 12 \times 2.01 \times 390 / 1000 = 940 \text{ kN}$$

iii) Contributo dei rinforzi (per unità di larghezza)

$$VR_{d,s} = (2570 + 940) / 2.80 = 1250 \text{ kN/m} > V_{Ed} \quad \dots FS = 1250 / 462 = 2.70$$

iv) Verifica della tensione nell'armatura orizzontale

$$N_{Ed} = 0.60 \times V_{Ed} = 0.60 \times 462 \text{ kN/m} = 278 \text{ kN/m}$$

Considerando conservativamente solo uno strato di armatura orizzontale

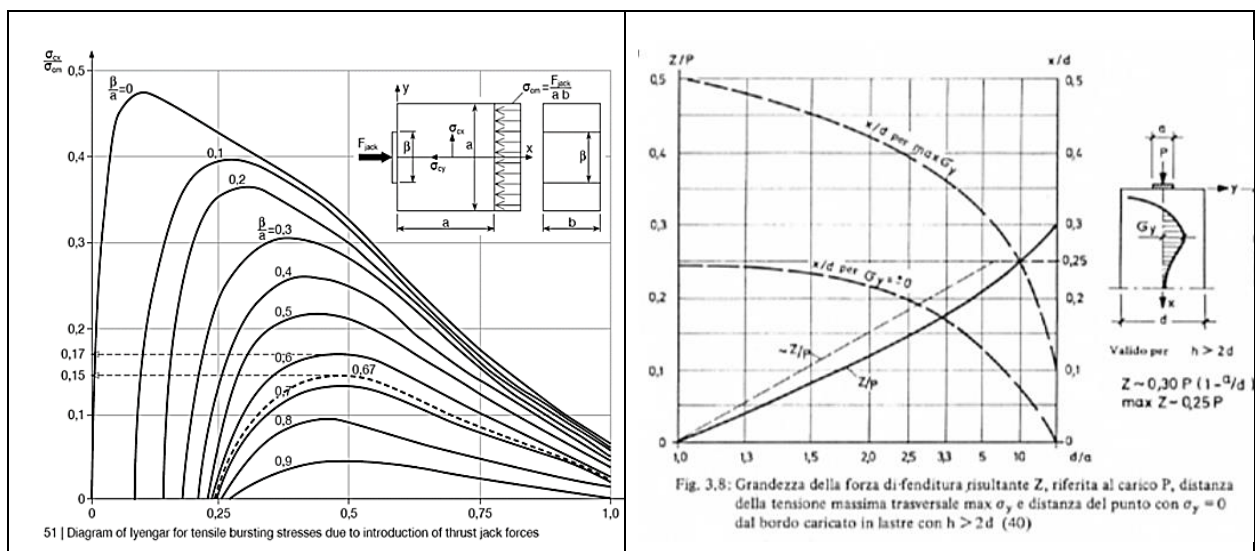


$$A_s = 8\phi 20 = 8 \times 3.14 \text{ cm}^2 = 25.12 \text{ cm}^2$$

$$NR_{d,s} = A_s f_{yd} = 2512 \times 390 / 1000 = 980 \text{ kN/m} > N_{ed} \dots FS = 980 / 278 = 3.50$$

v) Verifica delle trazioni indotte localmente

La compressione alla base della tasca induce tensioni di trazioni orizzontali locali immediatamente al di sotto della base di appoggio. Utilizzando i consueti metodi di analisi delle pressioni indotte (Leonardth and Iyengar), nelle condizioni più estreme, le trazioni indotte sono limitate al 50% delle massime sollecitazioni di compressione.



$$\sigma_{t_max} = 0.50 \times \sigma_{cm} = 0.50 \times 1.54 \text{ MPa} = 0.77 \text{ MPa} < f_{ctm} = 2.60 \text{ MPa}$$

La verifica e' pertanto soddisfatta

1.5 Verifica delle pressioni di contatto sulle impermeabilizzazioni

Pressione di contatto media:

$$\sigma_{cm} = VEd / A_c \quad \text{dove} \quad A_c = 30\text{cm} \times 100\text{cm} = 3000 \text{ cm}^2$$



$$\sigma_{cm} = 462 / 300 = 1.54 \text{ MPa} < 7.0 \text{ MPa}$$
 Resistenza a compressione a lungo termine

Spessore effettivo	2.00 (-5 / +10 %) mm incl. strato segnaletico	(EN 1849-2)
Massa areica	2.56 (-5 / +10 %) kg/m ²	(EN 1849-2)
INFORMAZIONI TECNICHE		
Resistenza a trazione	17.0 (± 2.0) N/mm ² (longitudinale) 16.0 (± 2.0) N/mm ² (trasversale)	(ISO 527)(EN 12311-2)
Allungamento a rottura	≥ 300 % (longitudinale/trasversale)	(ISO 527)
Modulo di elasticità a trazione	≤ 20 N/mm ² (longitudinale/trasversale) (tra 1 % e 2 % di allungamento, v = 5mm/min)	(ISO 527)
Resistenza allo scoppio	≥ 80 % (D=1.0 m)	(EN 14151)
Resistenza al punzonamento statico	2.35 (± 0.25) kN	(EN ISO 12236)
Resistenza all'urto	Impermeabile con altezza di caduta di 750 mm (peso 500 g, Metodo A)	(EN 12691)
Resistenza a compressione a lungo termine	Impermeabile con carico di 7.0 N/mm ² (50 h)	(simile a SIA V280/14)
Flessibilità a freddo	Nessuna rottura a - 20 °C	(EN 495-5)
Variazione dimensionale dopo riscaldamento	<2.0% (longitudinale/trasversale)	(EN 1107-2) (+80 °C / 6 h)
Resistenza all'ossidazione	Variazione dell'allungamento a rottura ≤ 10 % Variazione della resistenza a trazione ≤ 10 %	(EN 14575) (120 gg / 80 °C)
Comportamento dopo stoccaggio in acqua calda	Variazione della resistenza a trazione < 20 % (longitudinale/trasversale) Variazione dell'allungamento a rottura < 20 % (longitudinale/trasversale) Variazione di massa < 4 % Variazione di massa < 10 %	(SIA V280/13 e OEBV) (+50 °C / 8 mesi) (EN 14415) (+70 °C / 360 gg)