

**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**


<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		 <b>INFRA.TO</b> <i>infrastrutture per la mobilità</i>										<b>INFRATRASPORTI.TO S.r.l.</b>		
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	<b>STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SUPERFICIALI – STAZIONE BOLOGNA RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO STAZIONE</b>												
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA	
		MT	L2	T1	A1	D	STR	SBO	R	001	Int.	Est.	-	07/10/2022
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi											0	1		

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	07/10/22	VFI	Eca	FRI	RCr
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 1</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.1.5</td> <td>1</td> <td>MTL2T1A1D</td> <td>STRSBOR001</td> </tr> </table>						LOTTO 1	CARTELLA	9.1.5	1	MTL2T1A1D	STRSBOR001	<p align="center"><b>STAZIONE APPALTANTE</b></p> <p align="center">DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p align="center">RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro</p>					
LOTTO 1	CARTELLA	9.1.5	1	MTL2T1A1D	STRSBOR001												

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE</b>	<b>7</b>
<b>1.2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b>	<b>7</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>8</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>11</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZI</b>	<b>11</b>
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	11
3.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	11
<b>3.2</b>	<b>ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.</b>	<b>11</b>
<b>3.3</b>	<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>	<b>12</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>13</b>
<b>5.</b>	<b>PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE</b>	<b>15</b>
<b>5.1</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b>	<b>15</b>
<b>5.2</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>16</b>
<b>5.3</b>	<b>CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA</b>	<b>18</b>
5.3.1	GEOMETRIA DEL MODELLO NUMERICO	18
5.3.2	ELEMENTI STRUTTURALI	20
5.3.3	CARICHI	21
5.3.3.1	Carichi superficiali	21
5.3.3.2	Azione sismica	21
<b>6.</b>	<b>ANALISI NUMERICHE</b>	<b>25</b>
<b>6.1</b>	<b>FASI DI CALCOLO MODELLO GEOTECNICO</b>	<b>25</b>
<b>6.1</b>	<b>OUTPUT</b>	<b>32</b>
6.1.1	SOLLECITAZIONI PARATIA	32
6.1.2	SPOSTAMENTI PARATIA	36
<b>7.</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI</b>	<b>37</b>
<b>7.1</b>	<b>VERIFICHE DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI SLU</b>	<b>37</b>
<b>7.2</b>	<b>VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI SLU</b>	<b>42</b>
<b>7.3</b>	<b>VERIFICHE SLE</b>	<b>46</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

7.3.1	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE	50
<b>7.4</b>	<b>INCIDENZA ARMATURA</b>	<b>50</b>
<b>8.</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>51</b>
<b>8.1</b>	<b>VERIFICA TAMPONE DI FONDO</b>	<b>51</b>
<b>8.2</b>	<b>VERIFICA GALLEGGIAMENTO A LUNGO TERMINE</b>	<b>56</b>
<b>8.3</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE BARRETTE (KINGPOST)</b>	<b>59</b>
<b>8.4</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE PARATIA</b>	<b>61</b>
<b>8.5</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DELLA SOLETTA DI FONDO</b>	<b>63</b>
<b>8.6</b>	<b>STABILITÀ GLOBALE</b>	<b>64</b>
<b>9.</b>	<b>VALIDAZIONE MODELLI ESEGUITI</b>	<b>70</b>
<b>9.1</b>	<b>CONFRONTO DEI MODELLI NUMERICI</b>	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
<b>ALLEGATO N.1</b>		<b>73</b>
<b>ALLEGATO N.2</b>		<b>85</b>
<b>ALLEGATO N.3</b>		<b>89</b>
<b>ALLEGATO N.4</b>		<b>100</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	5
Figura 2.	Modello 3d – Stazione Bologna	6
Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Bologna	13
Figura 4.	Sezione di calcolo-Stazione Bologna	19
Figura 5.	Schematizzazione metodo di Wood	22
Figura 6.	Stralcio planimetria stazione Bologna con indicazione della sezione di calcolo AA25	
Figura 7.	Fasi di calcolo modello geotecnico	31
Figura 8.	SLE Momento flettente - Inviluppo	32
Figura 9.	SLE Diagramma taglio - Inviluppo	34
Figura 10.	SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali fase 10	36
Figura 11.	SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti	38


 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Figura 12. SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti	43
Figura 13. Spostamenti orizzontali a lungo termine	50
Figura 14. 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	51
Figura 15. Zone di plasticizzazione	63
Figura 16. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva	64
Figura 17. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata	65
Figura 18. Fattore di sicurezza a lungo termine	66
Figura 19. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata	67
Figura 20. Tensioni orizzontali efficaci paratia	68
Figura 21. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis	69
Figura 22. Modello numerico ParatiePlus	70
Figura 23. Modello numerico Plaxis	71
Figura 24. Inviluppo momenti flettenti ParatiePlus	71
Figura 25. Inviluppo momenti flettenti Plaxis	72
Figura 26. Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Stazioni S4G	91
Figura 27. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G	92
Figura 28. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Bologna	92
Figura 29. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	93
Figura 30. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	94
Figura 31. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	95
Figura 32. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta	96
Figura 33. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	98

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	14
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	14
Tabella 3 Livelli di falda	14
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	15
Tabella 5 Parametri sismici del sito	16
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	17
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	17


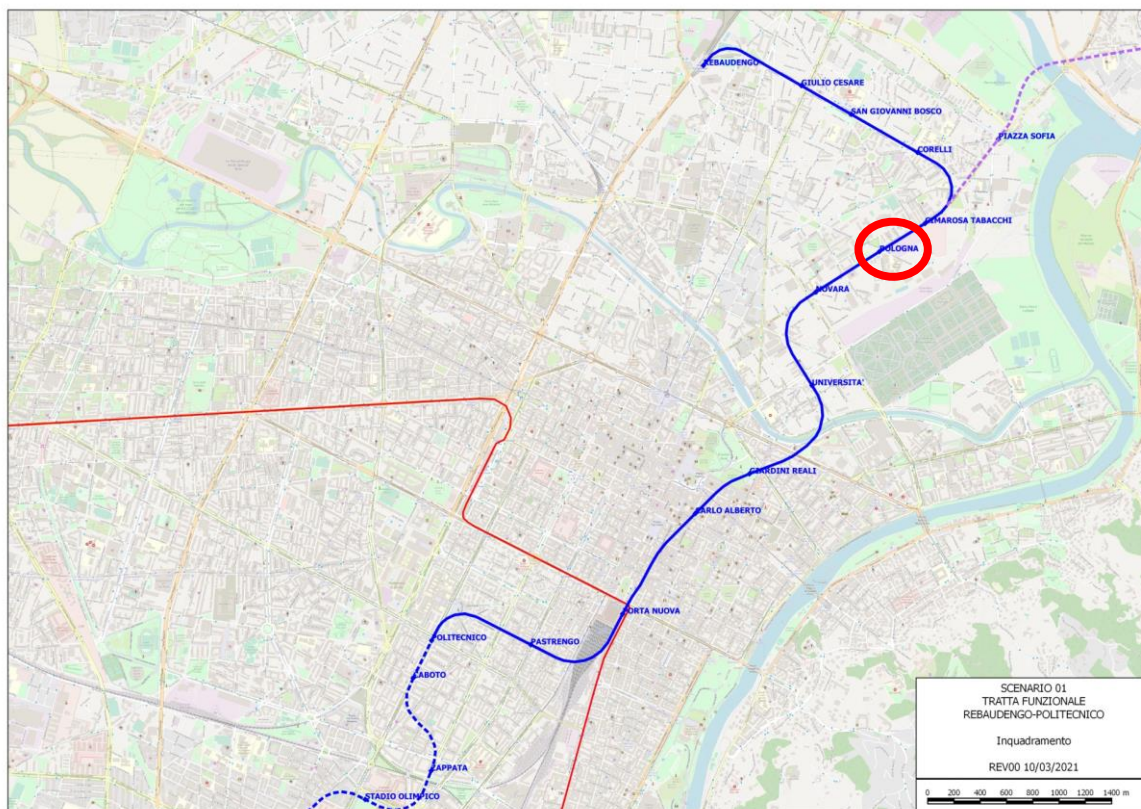
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	17
Tabella 9 Parametri input elementi strutturali	20
Tabella 10 Carichi superficiali	21
Tabella 11 Parametri input azione sismica	23
Tabella 12 Parametri input azione sismica	24
Tabella 13 Fasi di calcolo	26
Tabella 14 Sollecitazioni paratia	36
Tabella 15 Armature longitudinali paratia	37
Tabella 16 Verifica SLU flessione Sezione A – Prima Gabbia	39
Tabella 17 Verifica SLU flessione Sezione B – Seconda Gabbia	40
Tabella 18 Verifica SLU flessione Sezione C – Terza Gabbia	41
Tabella 19 Verifica SLU – Taglio – Sezione A	44
Tabella 20 Verifica SLU – Taglio – Sezione B	45
Tabella 21 Verifica SLE –Sezione A -Prima Gabbia	47
Tabella 22 Verifica SLE –Sezione B -Seconda Gabbia	48
Tabella 23 Verifica SLE –Sezione C -Terza Gabbia	49
Tabella 24 Verifica tampone di fondo	52
Tabella 25 Verifica capacità portante barrette	60
Tabella 26 Verifica capacità portante paratia	61
Tabella 34 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Atrio	97
Tabella 35 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	99



## 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 Bologna.



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



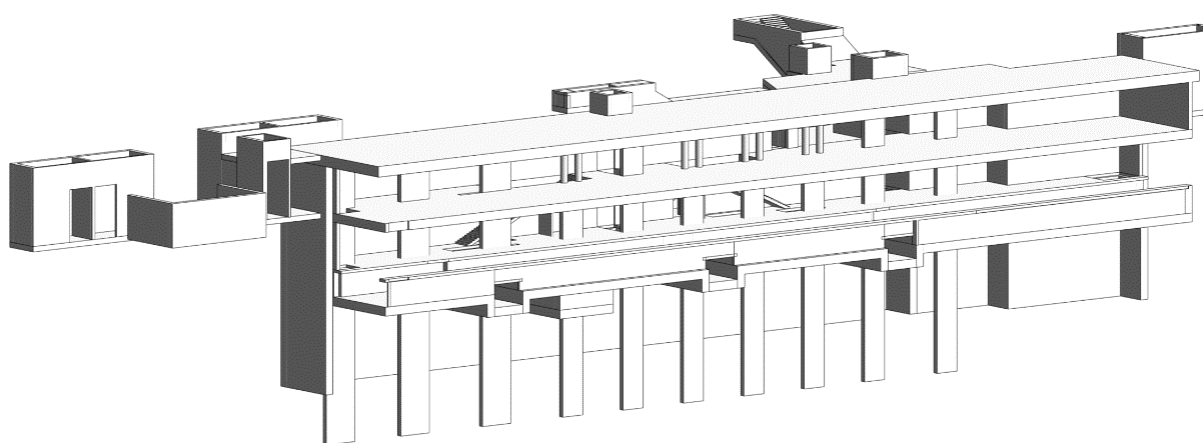
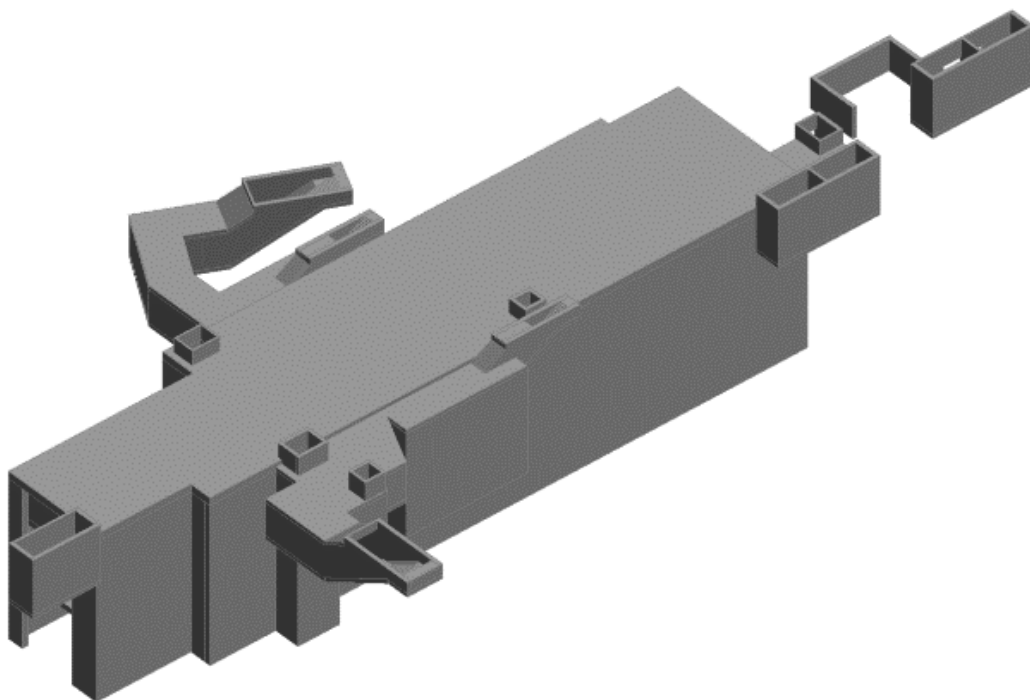


CITTA' DI TORINO


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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1



**Figura 2.      Modello 3d – Stazione Bologna**

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## 1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione vengono dimensionati soltanto i diaframmi, infatti sebbene inserite nei modelli di calcolo, le verifiche relative alle solette di copertura, intermedia e di base nonché dei setti permanenti (kingpost) vengono riportate nella relazione relativa alle strutture interne (MTL2T1A1DSTRSBOR002) in quanto i carichi dimensionanti per tali strutture sono quelli a lungo termine.

## 1.2 Descrizione delle opere


La stazione Bologna è un manufatto interrato a due livelli, con fondo scavo posto alla profondità di circa -19 m rispetto al piano campagna. Al suo interno troviamo un solettone di fondo di spessore pari a 1.0 m, un livello quota banchina, un solaio a quota atrio e una copertura il cui estradosso è pari a -2.32 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 1.0 m ed un immersione al di sotto del fondo scavo di 10.0 m. La stabilità del fondo scavo è garantita da un tampone di fondo realizzato mediante colonne in Jet Grouting. Data la luce della stazione verranno anticipati in concomitanza alla realizzazione dei diaframmi anche i setti permanenti interni che fungeranno, fin dalle fasi costruttive, da sostegno alle solette di copertura ed intermedia.

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 30cm. 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 coree 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.




 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## 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"

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

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

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

- 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

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### 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 <sup>3</sup>
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 <sup>3</sup>
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:

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

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

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

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

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

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

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

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

Reti e tralici 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:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$



## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento alla nomenclatura utilizzata nella relazione geologica MTL2T1A0DGEOGENTO002, alla quale si rimanda per approfondimenti, la successione stratigrafica della stazione in oggetto può essere rappresentata dalle seguenti unità geologiche caratteristiche, dall'alto verso il basso:

- Unità 1 (Unità geologica UID), costituito da terreno di riporto o materiale rimaneggiato, con inclusi elementi di laterizio;
- Unità 2, 3 e 4 (Unità geologiche AFR e INS), costituita da ghiaie eterometriche da fini a grosse, contenenti clasti poligenici, con intercalazioni centimetriche di sabbie fini, e ghiaie eterometriche da fini a grosse, con alterazione diffusa, di colore rossastro;

SEZIONE TRASVERSALE - STAZIONE BOLOGNA - Scala 1:200

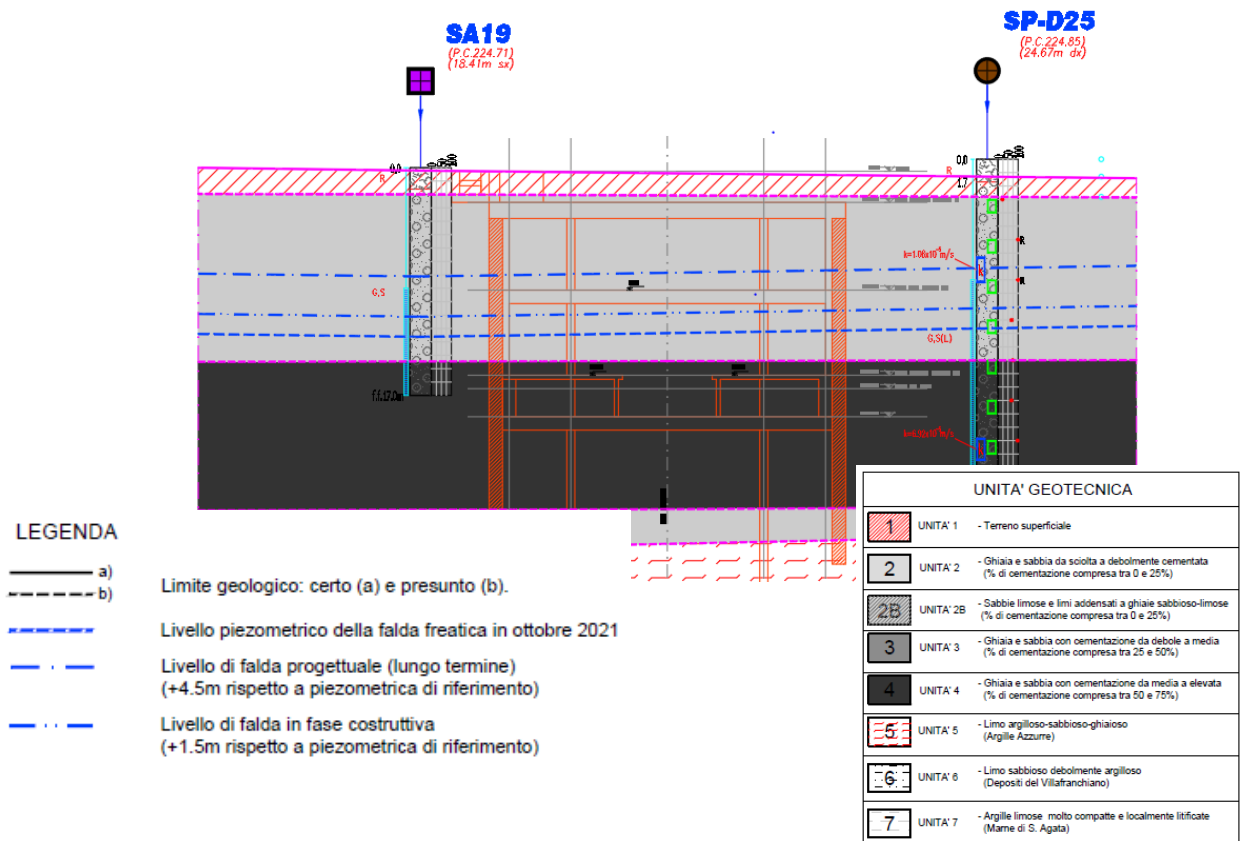



Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Bologna

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

In via conservativa le Unità' AFR/INS sono state caratterizzate in accordo alle indicazioni relative alla unità' geologica denominata Unità' 2. I parametri geotecnici utilizzati sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 1 Parametri geotecnici**

<b>Stratigrafia e Parametri geotecnici</b>						
<b>Unità geotecnica</b>	<b>Z da p.c</b>	<b>γ</b>	<b>φ</b>	<b>c</b>	<b>Ev</b>	<b>v</b>
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
<b>U1</b> (Terreno superficiale)	0 a -2	19	29	0	10	0,3
<b>U2/4</b> (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**


<b>Parametri JG</b>					
<b>γ</b>	<b>φ</b>	<b>c</b>	<b>UCS</b>	<b>E</b>	<b>v</b>
[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[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 è pari a:

**Tabella 3 Livelli di falda**

	<b>m da p.c.</b>	<b>m.s.l.m</b>
Livello piezometrico 2021 (MTL2T1A0DGEOSBOT001)	-12.6	+212.32
Livello piezometrico 2018 da p.c.	-12.0	+212.92
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-10.5	+214.42
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-7.5	+217.42



 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

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

## 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**

<b>VN</b>	<b>Cu</b>	<b>VR</b>	<b>PVR</b>	<b>TR</b>
<b>[anni]</b>	<b>-</b>	<b>[anni]</b>	<b>-</b>	<b>[anni]</b>
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 ( $F_0, T^*c$ ).

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Tabella 5 Parametri sismici del sito**

Stazione	ag	F0	T*c
	[g]	-	[sec]
BOLOGNA	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:

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3


<sup>(1)</sup>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 $\gamma_M$	(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>	$c_{nk}$	$\gamma_{c_n}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### 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";

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 il modello costitutivo elasto-plastico tipo "Mohr Coulomb".

#### 5.3.1 Geometria del modello numerico

Di seguito viene rappresentato il modello impiegato per gli studi numerici:

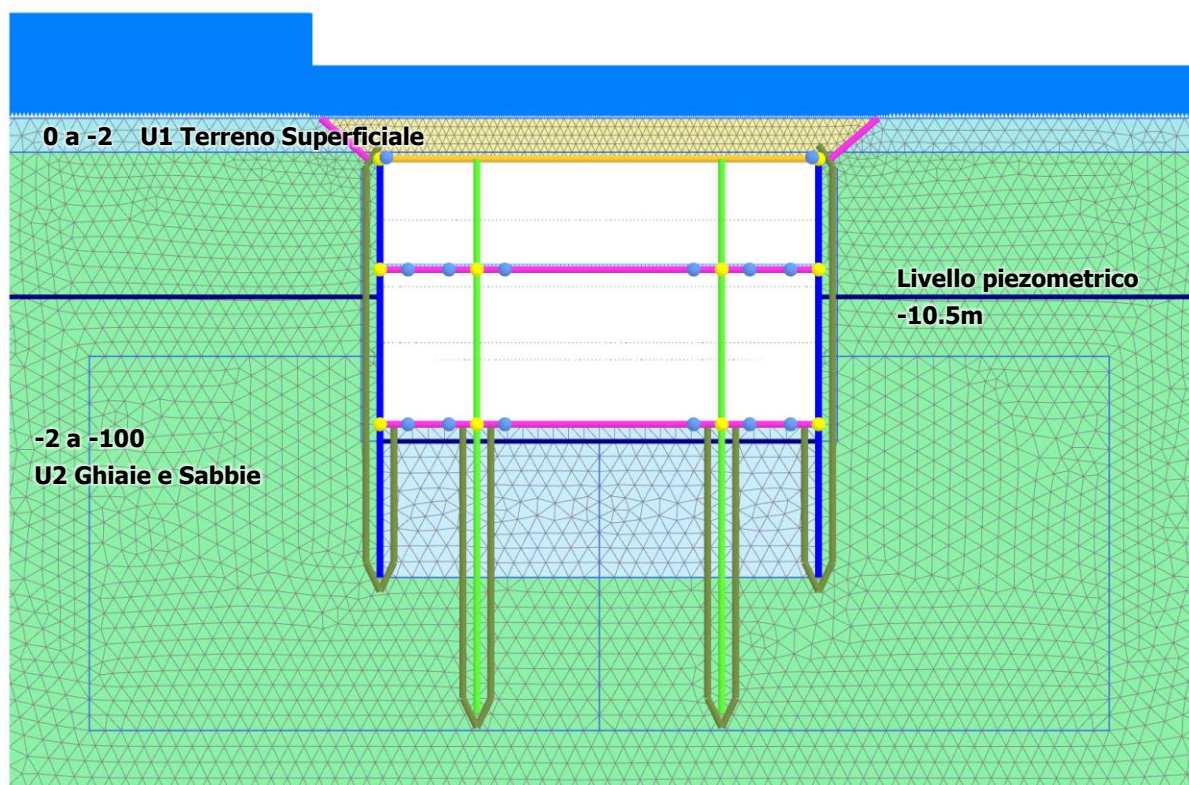



Figura 4. Sezione di calcolo-Stazione Bologna

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

Elemento	Z [m]
Quota piano campagna	0,00
Soletta di copertura	-2,90
Soletta intermedia	-9,37
Soletta di base	-18,82
Piede paratia	-29,02
Piede king post	-35,32

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### 5.3.2 Elementi strutturali

La modellazione degli elementi strutturali è stata effettuata tramite l'utilizzo di elementi plate la cui rigidezza è valutata al metro lineare.

Per gli elementi quali i king post caratterizzati da una spaziatura nel piano ortogonale alla sezione di analisi le rigidezze assiali e flessionali sono state valutate come segue:

$$(EA)_{Eq} [kN/m] = (EA)/i$$

$$(EI)_{Eq} [kNm^2/m] = (EI)/i$$

I parametri utilizzati nel modello FEM per gli elementi strutturali sono riportati nelle tabelle di seguito.

**Tabella 9 Parametri input elementi strutturali**


<b>Paratia H=100 cm</b>		
EA	31,00E+6	kN/m
EI	2,580E+6	kNm <sup>2</sup> /m

<b>King post 280 x 60 cm</b>		
EA	6,130E+6	kN/m
EI	184,0E+3	kNm <sup>2</sup> /m

<b>Soletta di copertura H=120 cm</b>		
EA	38,40E+6	kN/m
EI	4,610E+6	kNm <sup>2</sup> /m

<b>Soletta intermedia H=100 cm</b>		
EA	32,00E+6	kN/m
EI	2,670E+6	kNm <sup>2</sup> /m

<b>Soletta di base H=100 cm</b>		
---------------------------------	--	--

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

EA	32,00E+6	kN/m
EI	2,670E+6	kNm <sup>2</sup> /m

### 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.

**Tabella 10 Carichi superficiali**

<b>Posizione nel modello</b>	<b>Entità del carico</b>	<b>Estensione</b>
Sinistra	40 kPa	23m
Destra/Sinistra (ad esclusione della zona maggiorata)	20 kPa	Tutta la superficie
Soletta superficiale	20 kPa	Zona soletta

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 lo spessore del ricoprimento di progetto incrementato di ulteriori 0,50 m.

#### 5.3.3.2 Azione sismica

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



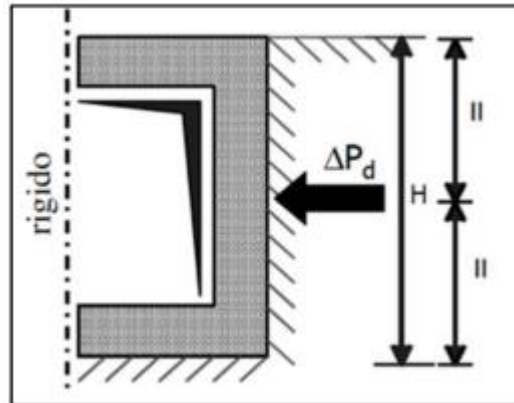


Figura 5. Schematizzazione metodo di Wood

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  $\gamma$  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 11 Parametri input azione sismica

Calcolo spinta sismica da applicare al modello numerico			
$Y_t$	=	19,5	kN/mc
H	=	18,5	m
$a_g$	=	0,067	
$S_s$	=	1,2	
$S_T$	=	1	
$a_{max}$	=	0,0804	
$\alpha$	=	1,0	
$\beta$	=	1,0	
$k_h$	=	0,0804	
$P_{ground}$	=	29,00	kPa
$P_{ground\ su\ paratia}$	=	25,78	kPa
Paratia			
Profondità sopra fondo scavo	=	18,5	m
B	=	1000	mm
H	=	1000	mm
$I_1$	=	8,E+10	mm <sup>4</sup>
Fodera			
B	=	1000	mm
H	=	500	mm
$I_2$	=	1,E+10	mm <sup>4</sup>
$I_{tot}$	=	9,E+10	mm <sup>4</sup>
W paratia	=	462,5	kN
P paratia	=	2,01	kPa
<b>P tot</b>	=	<b>27,79</b>	<b>kPa</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Nella seguente tabella vengono riassunti i carichi applicati al modello.

**Tabella 12 Parametri input azione sismica**

Tipologia carico	Valore	
Peso strutture in calcestruzzo	25	kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico superficiale	20	kPa
Carico edifici	10	kPa/piano
Spinta sismica sulla paratia	27.79	kPa



## 6. ANALISI NUMERICHE

Le analisi numeriche sono condotte seguendo le assunzioni indicate nel capitolo precedente. La sezione ritenuta rappresentativa delle condizioni geotecniche e strutturali del manufatto è indicata nella figura di seguito.




Figura 6. Stralcio planimetria stazione Bologna con indicazione della sezione di calcolo AA

### 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 essere di tipo elastoplastico, 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 nelle successive figure.

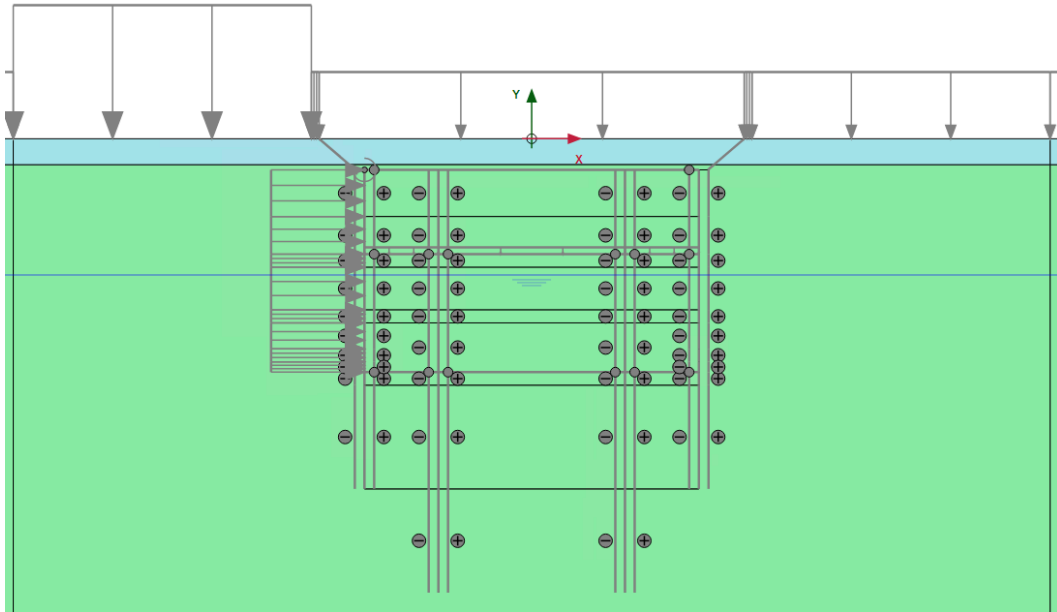
 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Tabella 13 Fasi di calcolo**

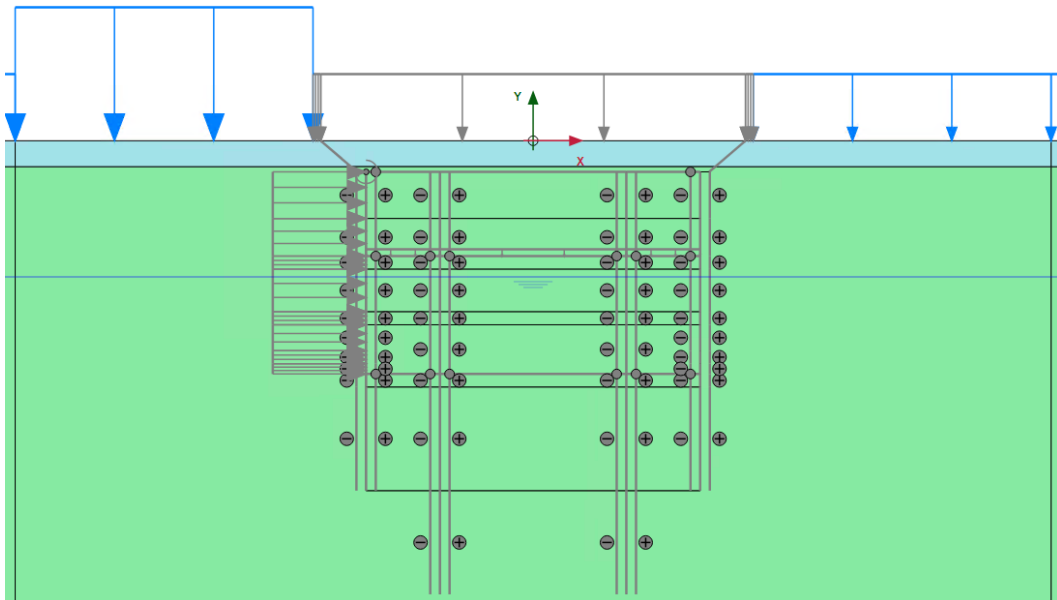
Fase di calcolo	Descrizione
Fase 1	Definizione delle condizioni geostatiche ed idrostatiche
Fase 2	Definizione dei carichi superficiali accidentali e permanenti
Fase 3	Scavo fino a quota intradosso solaio di copertura
Fase 4	Realizzazione tampone di fondo ed installazione diaframmi e king post
Fase 5	Realizzazione del solaio di copertura
Fase 6	Prima fase di scavo
Fase 7	Ripristino delle condizioni al di sopra della soletta di copertura
Fase 8	Scavo fino a quota della soletta intermedia ed abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 9	Installazione soletta intermedia
Fase 10	Scavo fino a fondo scavo ed abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 11	Ricerca del fattore di sicurezza in fase temporanea
Fase 12	Installazione soletta di base
Fase 13	Ripristino delle condizioni idrauliche
Fase 14	Ricerca del fattore di sicurezza di breve periodo
Fase 15	Condizioni di carico di lungo termine con rimozione proprietà meccaniche tampone di fondo e ripristino condizioni iniziali
Fase 16	Applicazione dell'azione sismica
Fase 17	Ricerca del fattore di sicurezza di lungo periodo
Fase 18	Valutazione della deformabilità a lungo termine a SLE



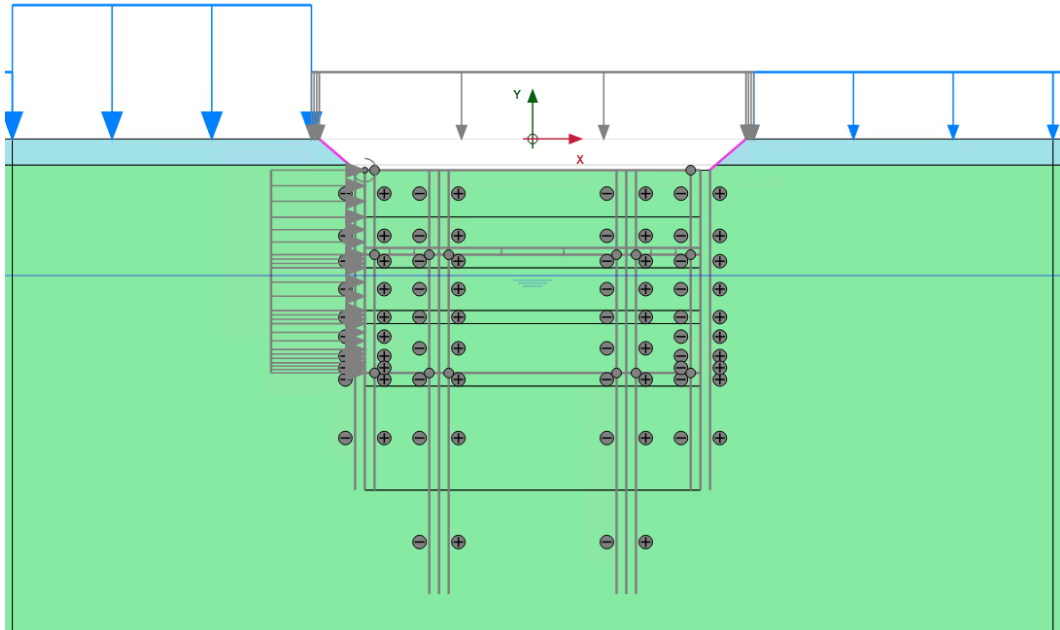
Fase 1 – Condizioni iniziali



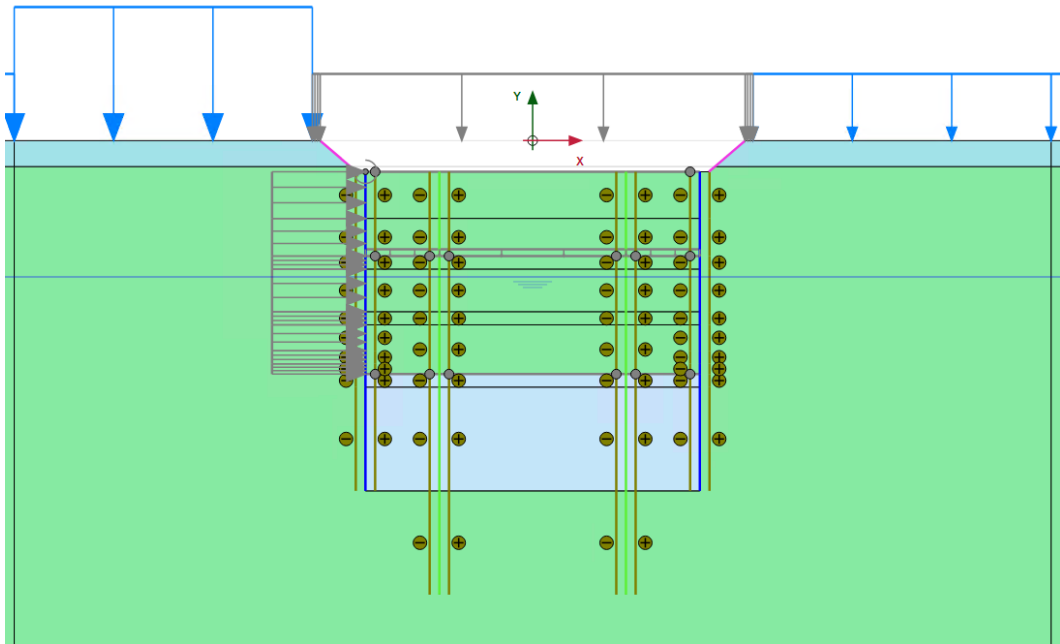
Fase 2 – Applicazione dei carichi superficiali



Fase 3 – Scavo fino a quota intradosso copertura

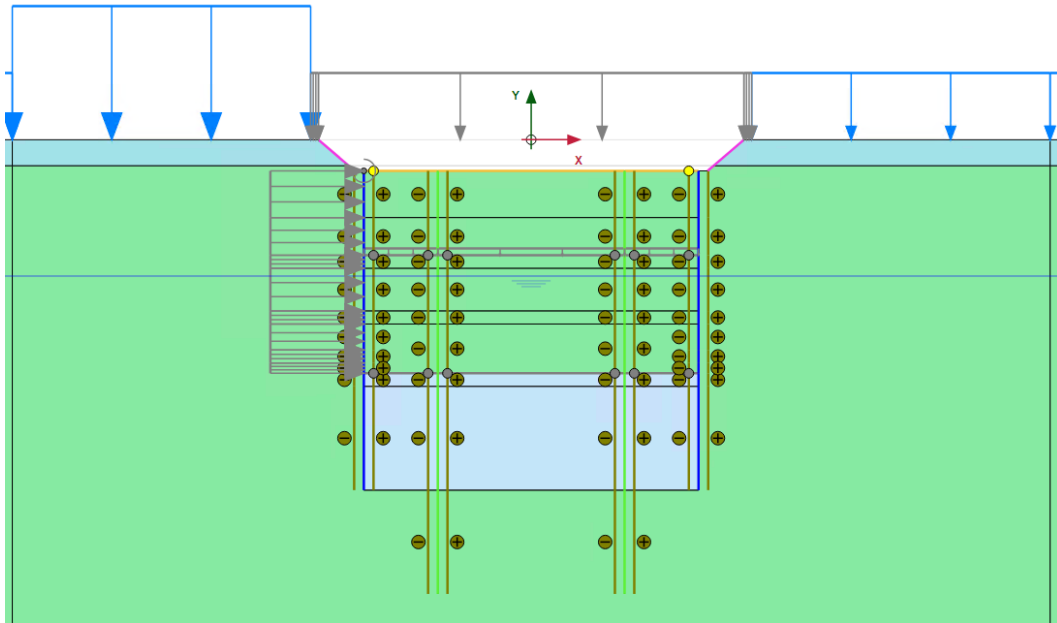


Fase 4 – Installazione diaframmi, king post e tamponi di fondo

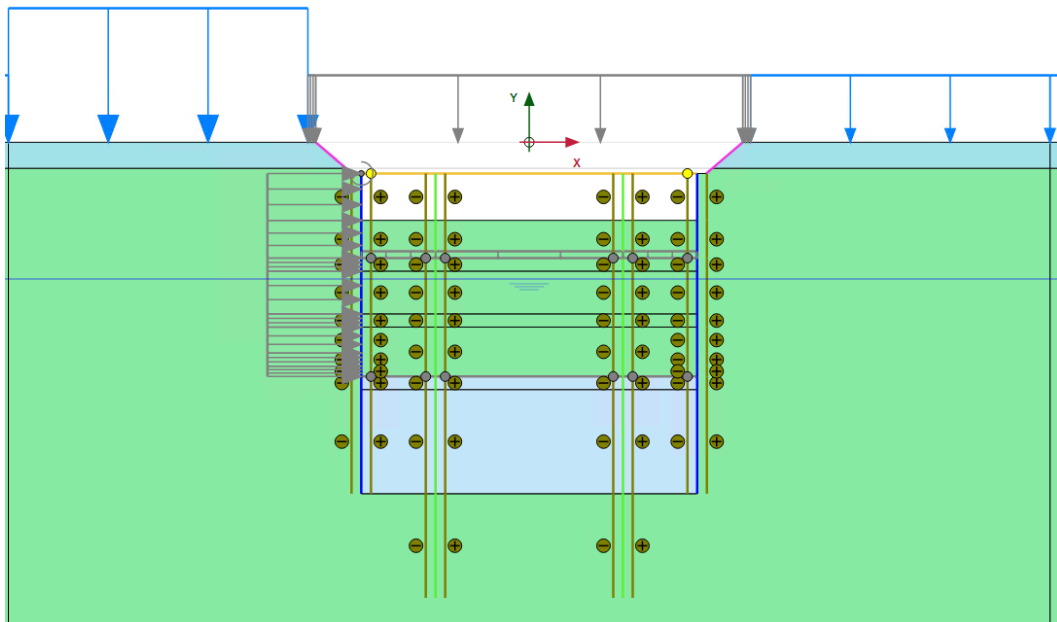


Fase 5 – Installazione soletta di copertura

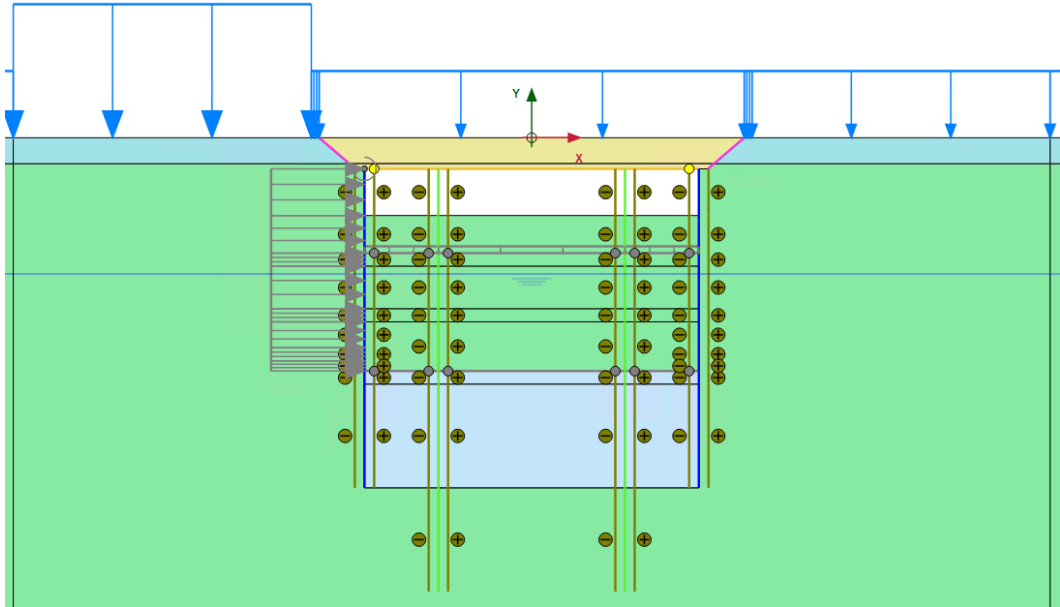




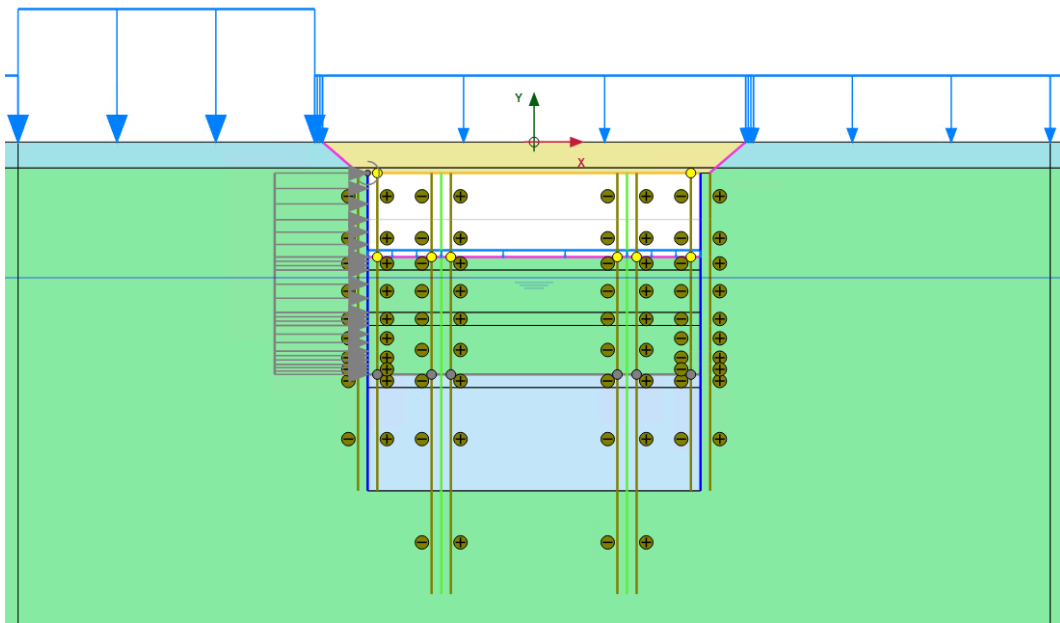
Fase 6 – Prima fase di scavo



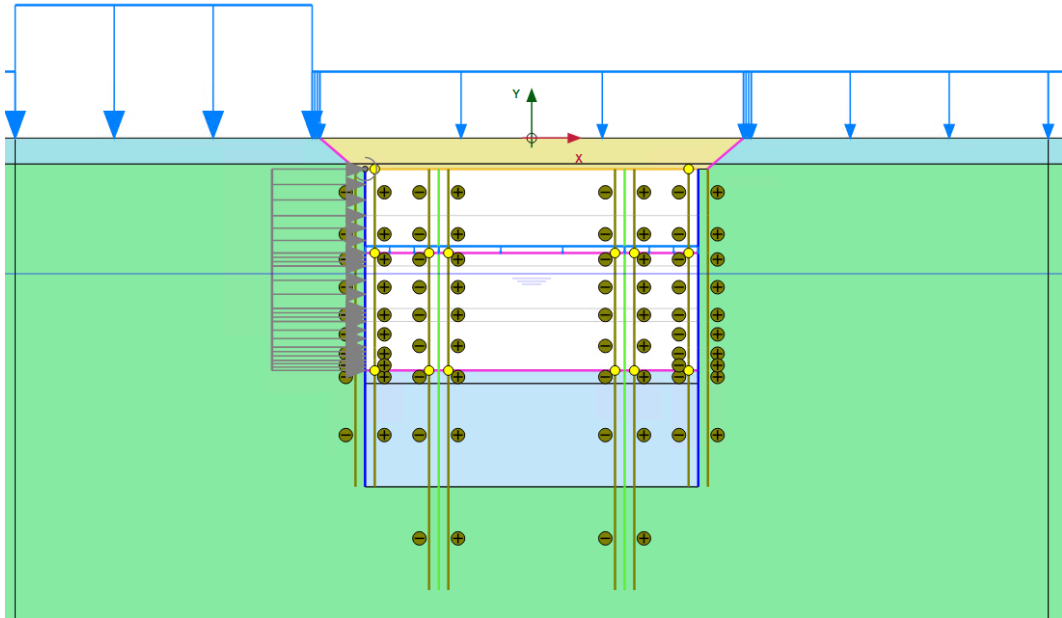
Fase 7 – ripristino delle condizioni in superficie



Fase 8-9 – Seconda fase di scavo ed installazione prima soletta



Fase 10-11 – Completamento scavo ed installazione soletta di base



Fase 15 – Applicazione spinta sismica

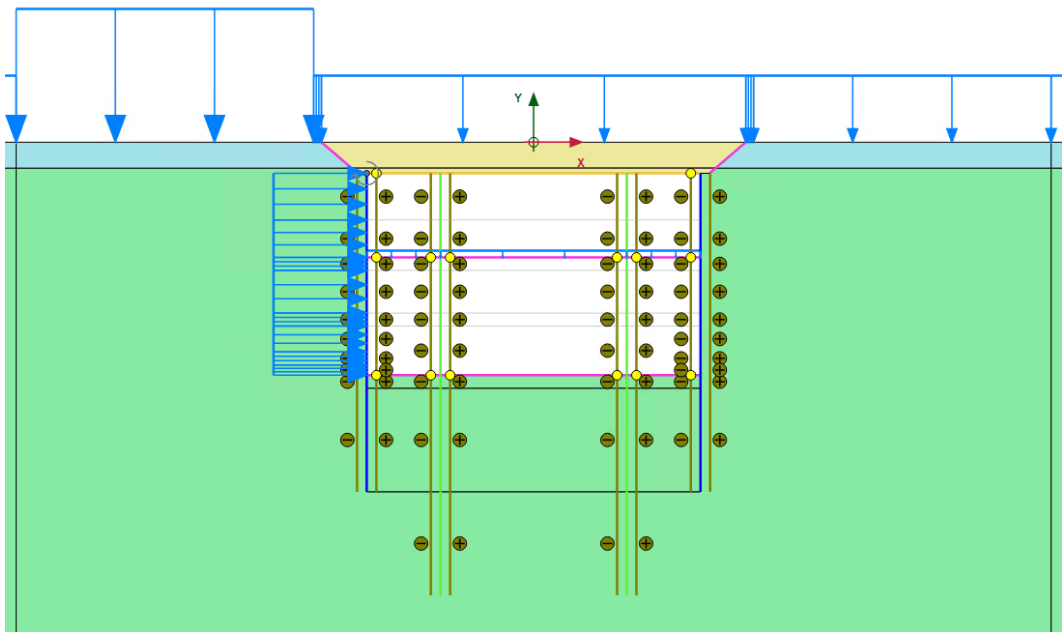


Figura 7. Fasi di calcolo modello geotecnico



## 6.1 Output

### 6.1.1 Sollecitazioni paratia

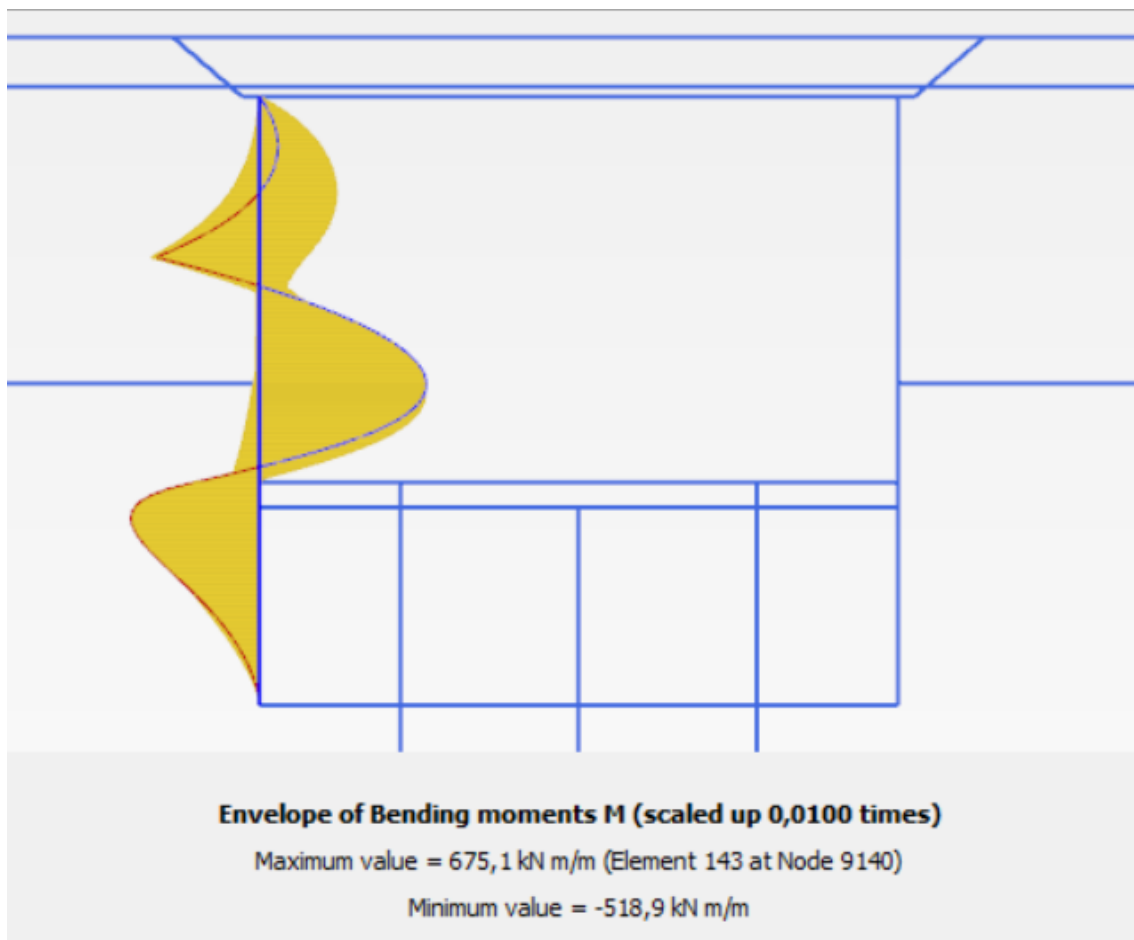


Figura 8. SLE Momento flettente - diaframma sx- Inviluppo

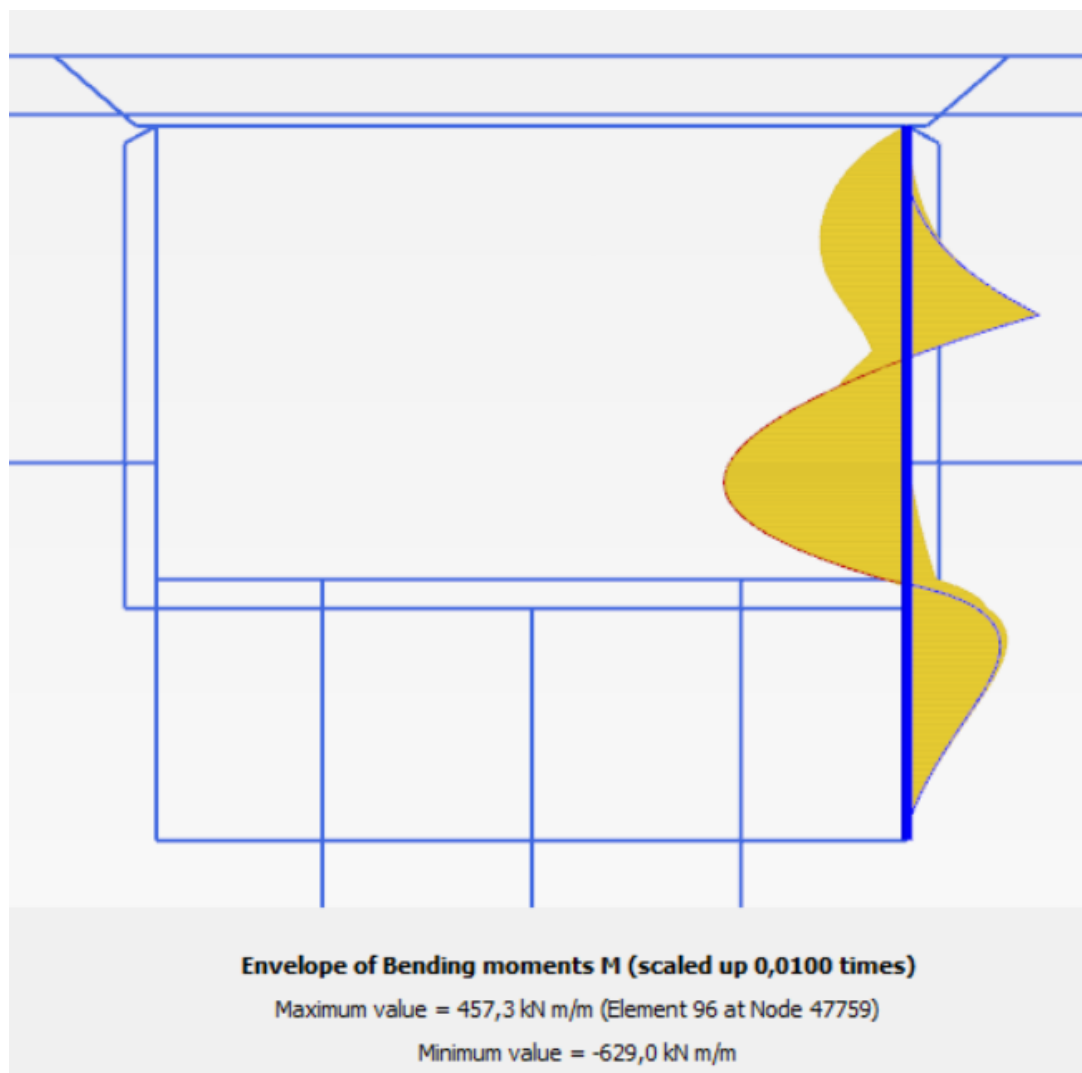


Figura 9. SLE Momento flettente – diaframma dx – Inviluppo

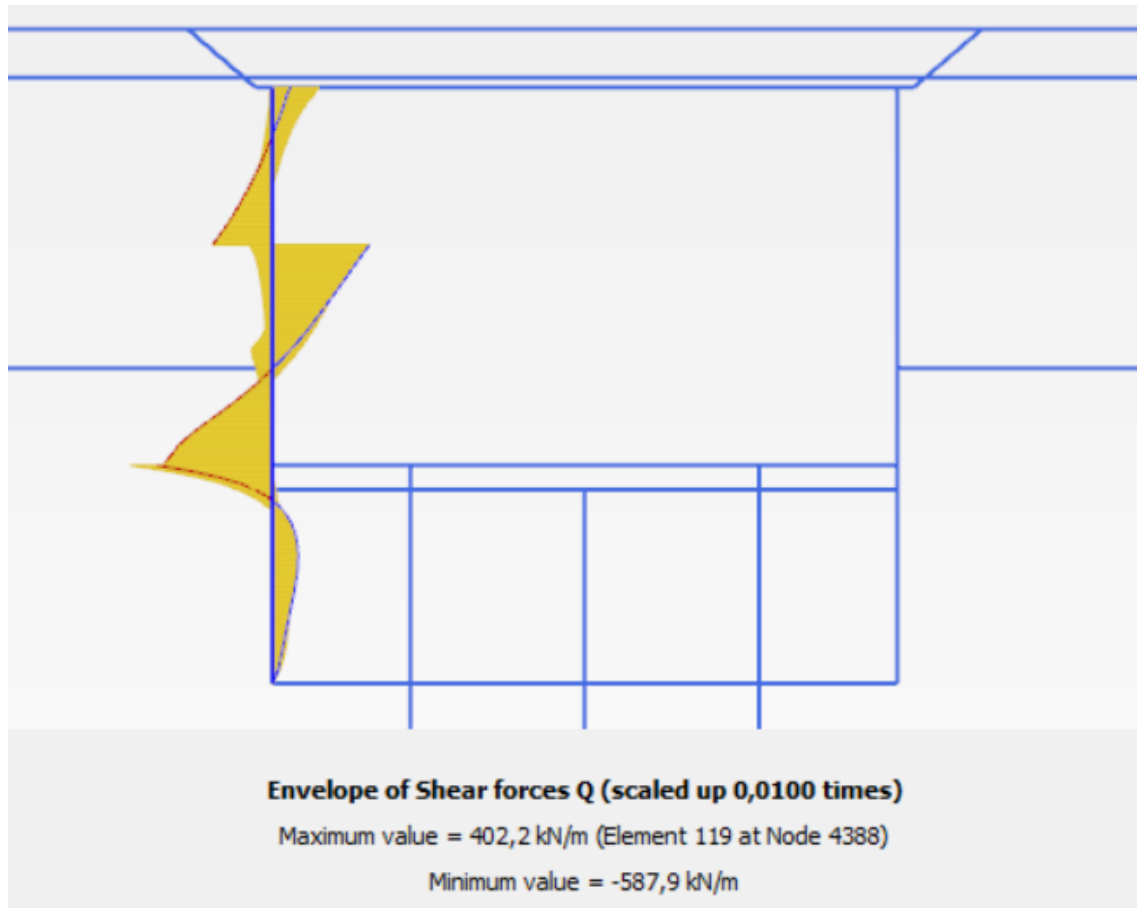


Figura 10. SLE Diagramma taglio – diaframma sx - Involuppo

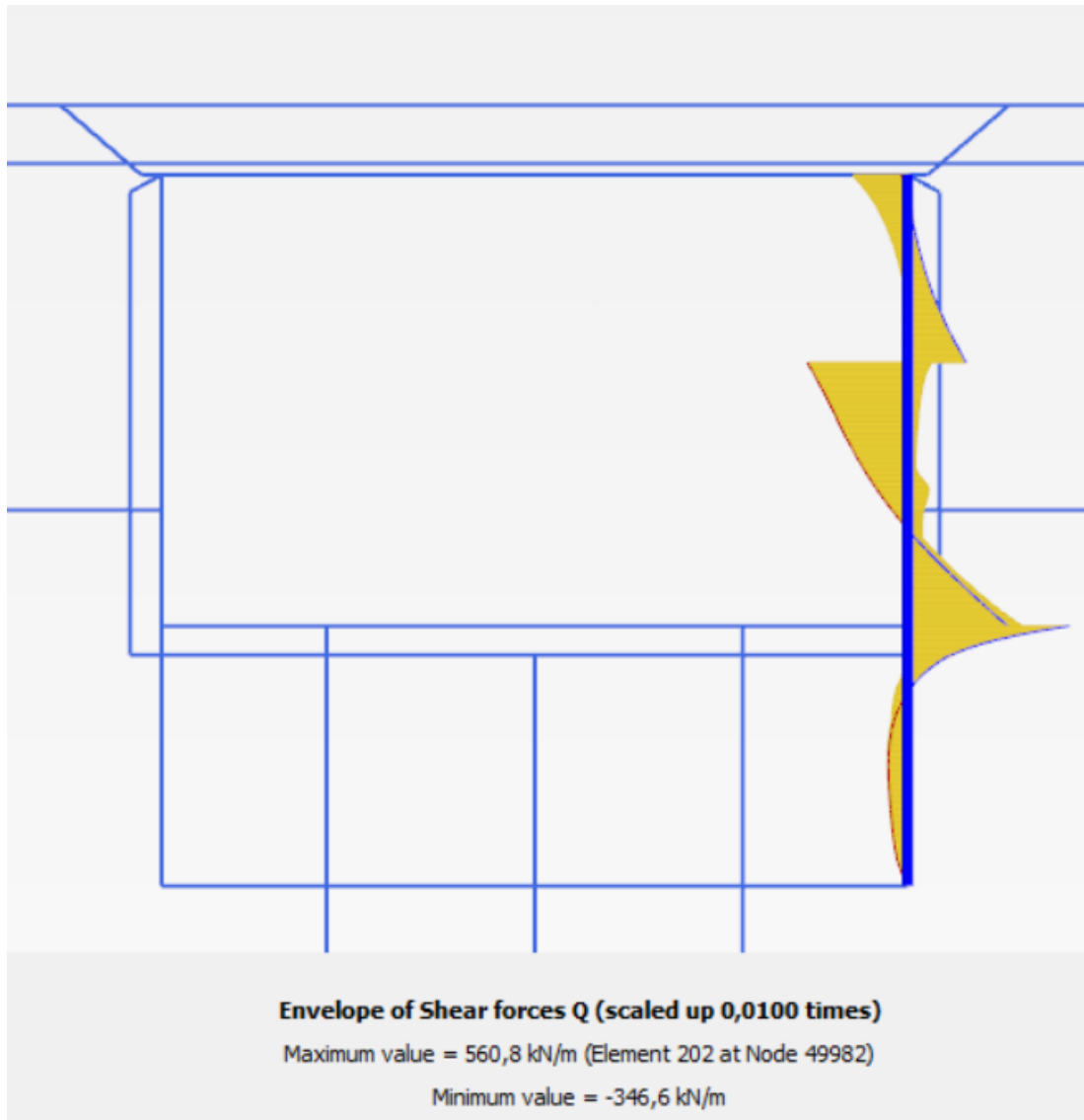


Figura 11. SLE Diagramma taglio – diaframma dx – Inviluppo



### 6.1.2 Spostamenti paratia

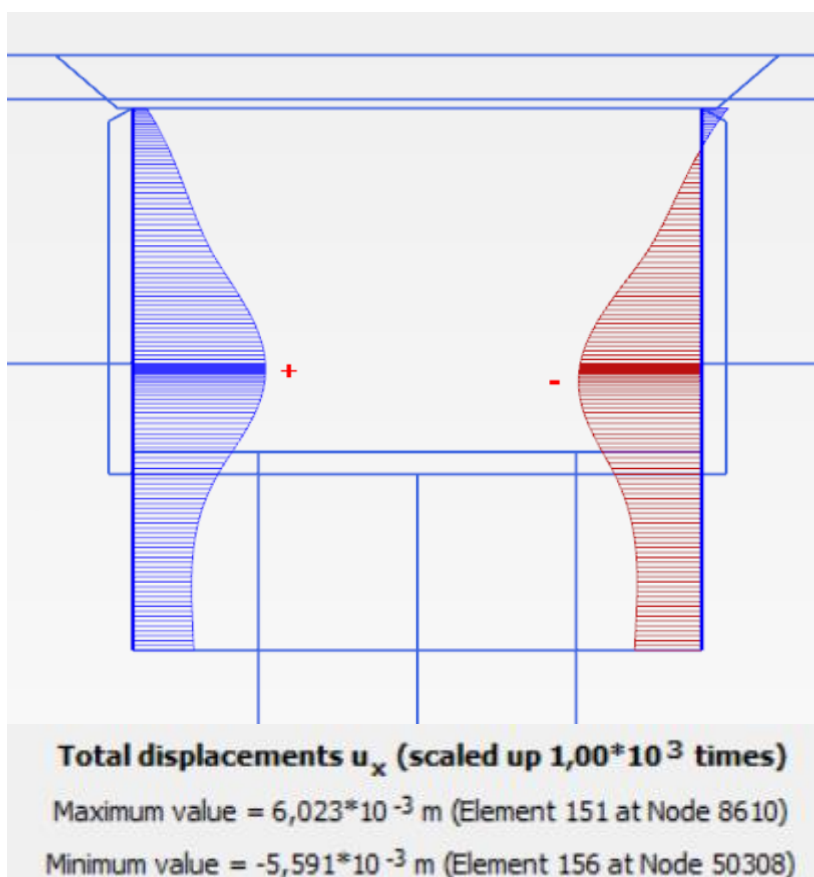



Figura 12. SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali fase 10

Tabella 14 Sollecitazioni paratia

	Paratia SLE	Paratia SLU
$M_{max}$ [kNm/m]	675	945
$M_{min}$ [kNm/m]	-518	-725
$T_{max}$ [kN/m]	402	563
$T_{min}$ [kN/m]	-588	-823
Spostamento max [mm]	6,02	-



 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## 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 3 gabbie di armatura al fine di coprire i momenti sollecitanti aventi le seguenti caratteristiche:

**Tabella 15 Armature longitudinali paratia**

	<b>Lunghezza [m]</b>	<b>Lato interno</b>	<b>Lato esterno</b>
Gabbia 1	12	2 $\Phi$ 20/125	$\Phi$ 24/125
Gabbia 2	12	2 $\Phi$ 20/125	$\Phi$ 24/125
Gabbia 3	4,5	$\Phi$ 20/250	$\Phi$ 20/125

Le lunghezze indicate includono la lunghezza di sovrapposizione.

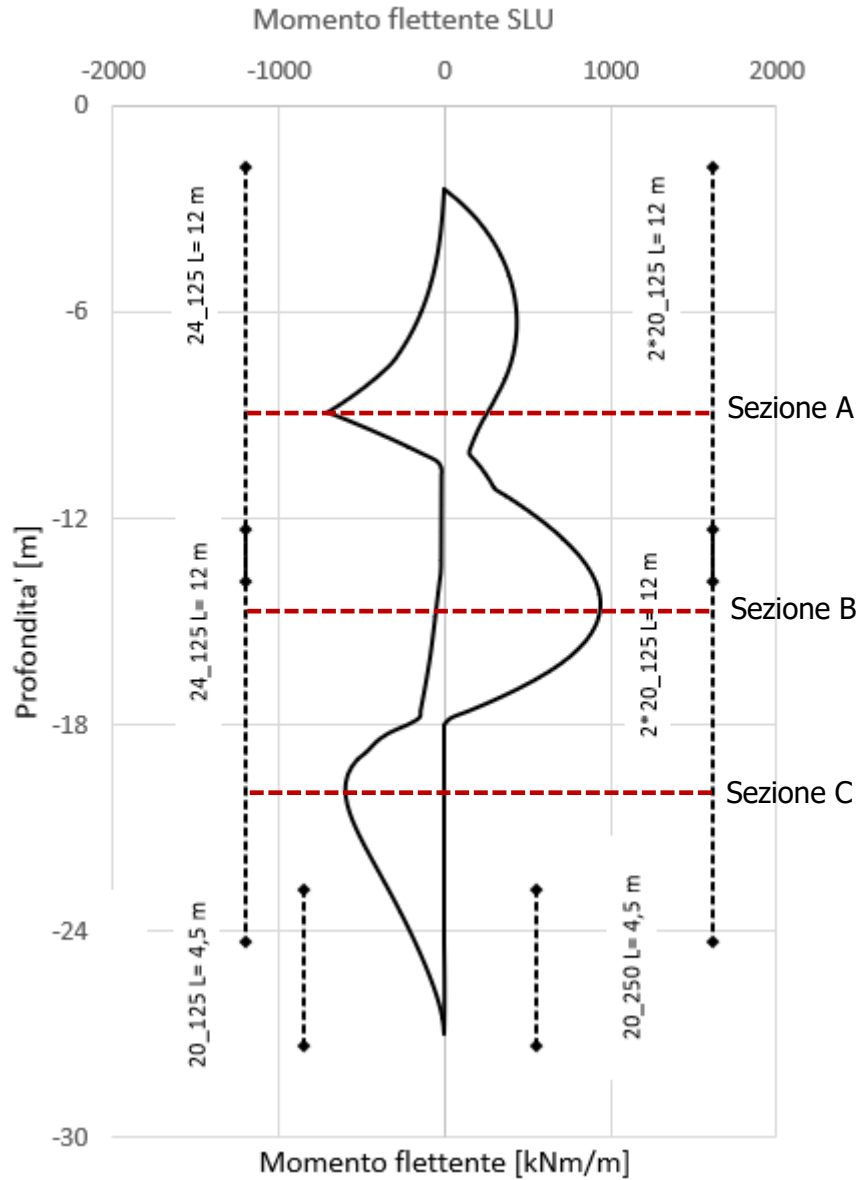


Figura 13. SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti


**Tabella 16 Verifica SLU flessione Sezione A – Prima Gabbia**


<b>Sezione di verifica: Sezione A -Prima Gabbia</b>		
<b>Geometria sezione:</b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	925	[mm]
<b>Armature</b>		
<b>Armatura tesa</b>		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	0	[-]
Area dell'armatura tesa	3619	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura compressa</b>		
Diametro dei ferri correnti	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	20	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	8	[-]
Area dell'armatura compressa	5027	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Materiali</b>		
<b>Calcestruzzo</b>		
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]
<b>Acciaio</b>		
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]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>1243,31</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>725,00</b>	<b>[kNm]</b>


**Tabella 17 Verifica SLU flessione Sezione B – Seconda Gabbia**

<b>Sezione di verifica: Sezione B – Secenda gabbia</b>		
<b>Geometria sezione:</b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	925	[mm]
<b>Armature</b>		
<b>Armatura tesa</b>		
Diametro dei ferri correnti	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	20	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	8	[-]
Area dell'armatura tesa	5027	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura compressa</b>		
Diametro dei ferri correnti	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	0	[-]
Area dell'armatura compressa	3619	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Materiali</b>		
<b>Calcestruzzo</b>		
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]
<b>Acciaio</b>		
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]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>1710,94</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>945,00</b>	<b>[kNm]</b>


**Tabella 18 Verifica SLU flessione Sezione C – Terza Gabbia**

<b>Sezione di verifica SLU: Sezione C – Terza gabbia</b>		
<b>Geometria sezione:</b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	70	[mm]
Altezza utile della sezione	930	[mm]
<b>Armature</b>		
<b>Armatura tesa</b>		
Diametro dei ferri correnti	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	17	[-]
Area dell'armatura tesa	2513	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura compressa</b>		
Diametro dei ferri correnti	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	0	[-]
Area dell'armatura compressa	1257	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Materiali</b>		
<b>Calcestruzzo</b>		
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]
<b>Acciaio</b>		
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]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>880,11</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>601,50</b>	<b>[kNm]</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## 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  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 < ctg\theta < 2.5$$

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

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

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:

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

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

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

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 a 16 mm con passo variabile da 150 a 300 mm. L'immagine di seguito mostra l'involuppo delle azioni taglianti e la resistenza offerta dalla sezione.

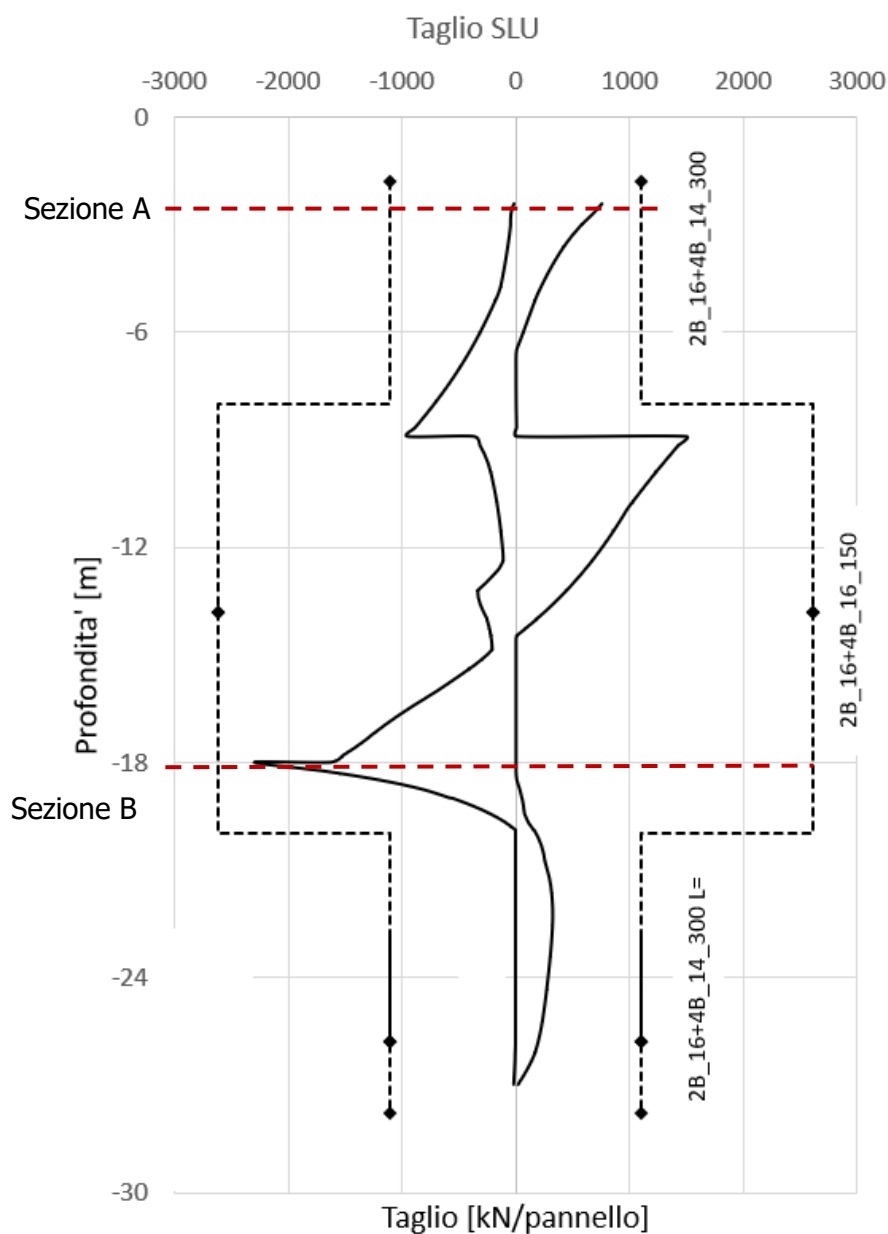


Figura 14. SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti



Tabella 19 Verifica SLU – Taglio – Sezione A


Verifica elementi a taglio			
<b>Pannello diaframma 2800 x 1000 mm - <math>\phi 16</math> 2 braccia + <math>\phi 14</math> 4 braccia passo 300 mm</b>			
<b>Geometria</b>			
Altezza sezione	H	1000	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	$\phi_{sl}$	24	mm
Diametro staffe	$\phi_{sw}$	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	897	mm
<b>Materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	$\alpha_{cc}$	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
<b>Acciaio</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	$\gamma_s$	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391,30	MPa
<b>Elementi con armatura a taglio</b>			
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw1}$	16	mm
Numero braccia	$n_{b1}$	2	
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw2}$	14	mm
Numero braccia	$n_{b2}$	4	
Passo staffe	s	300	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	$\theta$	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	$\alpha$	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	$A_{sw}$	1017,36	mm <sup>2</sup>
Braccio coppia interna	z	807,3	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rsd}$	1071	kN
Resistenza offerta dai puntoni	$V_{Rcd}$	8006	kN
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1071</b>	<b>kN</b>
<b>Taglio sollecitante SLU</b>	<b><math>V_{Ed}</math></b>	<b>757</b>	<b>kN</b>
			<b>Verificato</b>





Tabella 20 Verifica SLU – Taglio – Sezione B

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1000 mm - <math>\phi</math>16 2 braccia + <math>\phi</math>16 4 braccia passo 150 mm</i>			
<b>Geometria</b>			
Altezza sezione	H	1000	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	$\phi_{sl}$	24	mm
Diametro staffe	$\phi_{sw}$	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	897	mm
<b>Materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	$\alpha_{cc}$	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
<b>Acciaio</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	$\gamma_s$	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391,30	MPa
<b>Elementi con armatura a taglio</b>			
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw1}$	16	mm
Numero braccia	$n_{b1}$	2	
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw2}$	16	mm
Numero braccia	$n_{b2}$	4	
Passo staffe	s	150	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	$\theta$	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	$\alpha$	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	$A_{sw}$	1205,76	mm <sup>2</sup>
Braccio coppia interna	z	807,3	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rsd}$	2539	kN
Resistenza offerta dai puntoni	$V_{Rcd}$	8006	kN
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2539</b>	<b>kN</b>
<b>Taglio sollecitante SLU</b>	<b><math>V_{Ed}</math></b>	<b>2304</b>	<b>kN</b>
		<b>Verificato</b>	

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### 7.3 Verifiche 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)	$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Tabella 21 Verifica SLE –Sezione A -Prima Gabbia**

<b><i>Sezione di verifica SLE: Sezione A -Prima gabbia</i></b>		
<b><i>Geometria sezione:</i></b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	925	[mm]
<b>Limitazione delle tensioni</b>		
Area dell'armatura tesa	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	5027	[mm <sup>2</sup> ]
Momento sollecitante	518	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	228,87	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	32088493474	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b>3,5</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nel calcestruzzo < di 15 MPa		Verificato
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b>157,8</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nell'armatura tesa < di 360 MPa		Verificato
<b>Apertura delle fessure</b>		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	157,83	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	187,50	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	187500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0193	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000491	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	24,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	466,38	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>0,229</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
		Verificato

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Tabella 22 Verifica SLE –Sezione B -Seconda Gabbia**

<b><i>Sezione di verifica SLE: Sezione B – Seconda gabbia</i></b>		
<b><i>Geometria sezione:</i></b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	925	[mm]
<b>Limitazione delle tensioni</b>		
Area dell'armatura tesa	5027	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Momento sollecitante	675	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	275,84	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	40959229978	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b>4,7</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nel calcestruzzo < di 15 MPa		Verificato
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b>167,6</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nell'armatura tesa < di 360 MPa		Verificato
<b>Apertura delle fessure</b>		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	167,60	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	187,50	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	187500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0268	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000614	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	20,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	381,83	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>0,234</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
		Verificato



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Tabella 23 Verifica SLE –Sezione C -Terza Gabbia

<b><i>Sezione di verifica SLE: Sezione A</i></b>		
<b><i>Geometria sezione:</i></b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	70	[mm]
Altezza utile della sezione	930	[mm]
<b>Limitazione delle tensioni</b>		
Area dell'armatura tesa	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	1257	[mm <sup>2</sup> ]
Momento sollecitante	429,6	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	219,05	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	22977326041	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b>4,1</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nel calcestruzzo < di 15 MPa		Verificato
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b>199,4</b>	<b>[MPa]</b>
Tensione nell'armatura tesa < di 360 MPa		Verificato
<b>Apertura delle fessure</b>		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	199,38	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	175,00	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	175000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0144	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000607	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	20,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	491,74	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>0,299</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
		Verificato



### 7.3.1 Verifica di deformabilità a lungo termine

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.

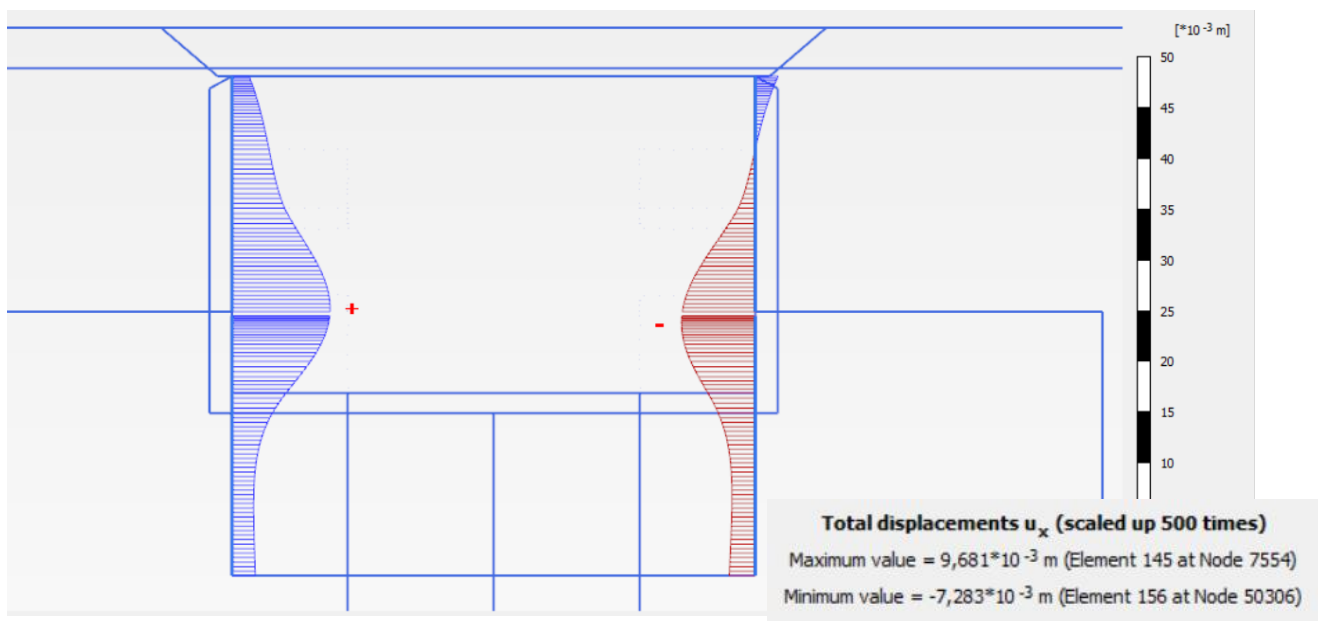


Figura 15. Spostamenti orizzontali a lungo termine

Lo spostamento massimo risulta essere inferiore al centimetro e compatibile con il limite di 1/250 della massima luce libera di 9.10 m risultante in uno spostamento ammissibile di 3,6 cm.

### 7.4 Incidenza armatura

Dalle analisi condotte e dagli schemi di armatura adottati, come meglio riscontrabile nell'elaborato MTL2T1A1DSTRSBOT008, l'incidenza di armatura risulta in:

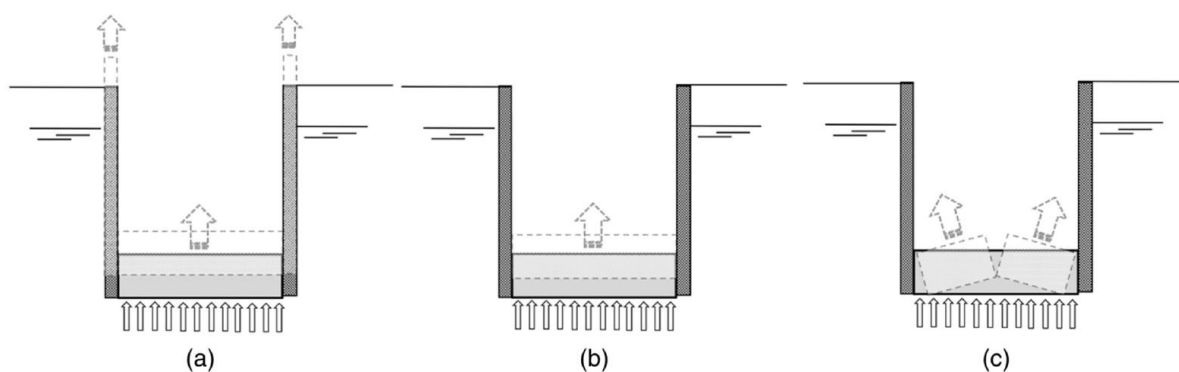
Paratia	Incidenza armatura
Paratia h= 100 cm	140 kg/m <sup>3</sup>



## 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 16.** 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

Di seguito sono riportati i parametri utilizzati per le verifiche del tampone e le relative verifiche.



Tabella 24 Verifica tampone di fondo

Parametri geometrici e geotecnici			
Larghezza diaframmi	=	1	m
Altezza soletta di copertura	=	1,2	m
Altezza solette intermedie	=	1,0	m
Altezza riempimento	=	1,8	m
Larghezza interna scavo	=	24,2	m
Fondo scavo	=	-19,32	m
Hw	=	-10,5	m
Profondita' paratia	=	-29,32	m
Altezza terreno saturo al di sopra del tampone	=	1,00	m
<b>Battente idraulico</b>	=	<b>18,82</b>	<b>m</b>
<b>Altezza tampone di fondo</b>	=	<b>9,00</b>	<b>m</b>
<b>Profondita' infissione paratia</b>	=	<b>10,00</b>	<b>m</b>
<b>Coefficienti parziali</b>			
$\gamma_G$ fav	=	0,9	
$\gamma_G$ unfav	=	1,1	
$\gamma \phi$	=	1,25	
$\gamma c$	=	1,25	
<b>Parametri geotecnici</b>			
$\gamma_{ig}$	=	22	kN/mc
$\gamma_s$	=	19	kN/mc
$\delta$	=	1	
$\phi_{s,k}$	=	36,0	°
$c_{s,k}$	=	10,00	kPa
$\phi_{s-int,d}$	=	30,2	°
$c_{s-int,d}$	=	0	kPa
$\phi_{jg,k}$	=	36	°
$c_{jg,k}$	=	150,00	kPa
$c_{jg-int,d}$	=	120	kPa
$\phi_{jg-int,d}$	=	30,2	°
$qu_{jg-int,k}$	=	589	kPa
$qu_{jg-int,d}$	=	471	kPa





CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Verifica galleggiamento della struttura a breve termine			
<b>Forze agenti</b>			
<b>Azioni instabilizzanti</b>			
Pressione U alla base della paratia	=	188,2	kPa
Pressione U alla base del tampone	=	188,2	kPa
Forza instabilizzante	=	4930,8	kN/m
<b>Azioni stabilizzanti</b>			
Peso tampone	=	4791,6	kN/m
Peso terreno saturo sopra tampone	=	459,8	kN/m
Peso diaframmi	=	1376,0	kN/m
Peso riempimento	=	896,0	kN/m
Peso soletta copertura	=	726,0	kN/m
Peso di 2 solette intermedie	=	1210,0	kN/m
Forze stabilizzanti totali	=	9459,4	kN/m
<b>Resistenze</b>			
$K_a$	=	0,33	
Tensione normale media agente sulla paratia	=	43,7	kPa
Contributo angolo di attrito	=	699,2	kN/m
Contributo coesione	=	0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	1398,4	kN/m
Forza instabilizzante progetto	=	5423,9	kN/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	9911,9	kN/m
FS	=	1,83	OK



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Verifica a galleggiamento del tampone di fondo a breve termine			
<b>Forze agenti</b>			
<b>Azioni instabilizzanti</b>			
Pressione U alla base del tampone	=	188,20	kPa
Forza instabilizzante	=	4554,44	kN/m
<b>Azioni stabilizzanti</b>			
Peso tampone	=	4791,60	kN/m
Peso terreno saturo sopra tampone	=	459,80	kN/m
Forze stabilizzanti totali	=	5251,40	kN/m
<b>Resistenze</b>			
$K_0$	=	0,50	
<b>Soil</b>			
Tensione normale media	=	4,7	kPa
Contributo angolo di attrito	=	2,7	kN/m
Contributo coesione	=	0,0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	5,5	kN/m
<b>Grout</b>			
Tensione normale media	=	58,7	kPa
Contributo angolo di attrito	=	307,2	kN/m
Contributo coesione	=	1080,0	kN/m
Forza stabilizzante dovuta all'attrito	=	2774,4	kN/m
Forza instabilizzante progetto	=	5009,88	kN/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	7506,21	kN/m
FS	=	1,50	OK



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Verifica resistenza interna tampone di fondo			
<b>Forze agenti</b>			
<b>Azioni instabilizzanti</b>			
M instabilizzante	=	15155	kNm/m
<b>Azioni stabilizzanti</b>			
M stabilizzante	=	14297	kNm/m
<b>Resistenze</b>			
Resistenza interna del tampone di fondo	=	5723	kNm/m
Forza instabilizzante progetto	=	15154,90	kNm/m
Forza stabilizzante + resistenze di progetto	=	20019,91	kNm/m
FS	=	<b>1,32</b>	<b>OK</b>



## 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 stati stimati nel 10% dei carichi permanenti strutturali.
- Il rinterro sarà stato considerato tenendo in conto di una possibile riduzione dello stesso, anche temporanea, di 1.0m considerando cautelativamente un peso dell'unità di volume pari a 18kPa.
- 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 instabilizzanti			
Fondo scavo	FEL	=	19,32 m da p.c.
Profondità paratie	H <sub>Par</sub>	=	29,32 m da p.c.
H falda breve termine	H <sub>w, Breve</sub>	=	10,5 m da p.c.
H falda lungo termine	H <sub>w, Lungo</sub>	=	7,5 m da p.c.
Area soletta di fondo	A <sub>Sol</sub>	=	2540 m <sup>2</sup>
Area piede paratie	A <sub>Par</sub>	=	258 m <sup>2</sup>
<b>Spinta idraulica breve termine</b>	<b>U breve</b>	=	<b>272584 kN</b>
<b>Incremento spinta a lungo termine</b>	<b>ΔU lungo</b>	=	<b>83940 kN</b>

Forze stabilizzanti - Attrito			
Angolo di attrito terreno	φ	=	30 °
Angolo attrito muro-terreno	δ	=	15 °
Peso per unità di volume	γ	=	19,5 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente di spinta a riposo	K <sub>0</sub>	=	0,33
Tensione normale media	σ <sub>N</sub>	=	46,14 kPa
Resistenza attrito per unità di lunghezza		=	335,75 kN/m
Lunghezza diaframmi	L	=	258 m
<b>Forza stabilizzante attrito</b>	<b>F<sub>attr</sub></b>	=	<b>86625 kN</b>



		Forze stabilizzanti - Peso			
<b>Ritombamento</b>		<b>Diaframmi</b>		<b>Soletta copertura</b>	
Altezza	H = 2,32 m	Spessore	S = 1 m	Altezza	H = 1,2 m
Altezza di calcolo	H <sub>calc</sub> = 1,32 m	Profondita'	H = 27 m	Area	A = 2540 m <sup>2</sup>
Area	A = 2849 m <sup>2</sup>	Lunghezza	L = 258 m	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>
Peso per unita' di volume	Y = 18 kN/m <sup>3</sup>	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>	<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>cop.str</sub> = 76200 kN</b>
<b>Peso ritombamento</b>	<b>W<sub>rit</sub> = 67692 kN</b>	<b>Peso diaframmi</b>	<b>W<sub>diaf</sub> = 174150 kN</b>	<b>Peso non strutturale (10%)</b>	<b>W<sub>cop.non.str</sub> = 7620 kN</b>
<b>Atrio</b>		<b>Banchina</b>		<b>Pilastr</b>	
Altezza	H = 1,0 m	Area soletta banchina	A = 1793 m <sup>2</sup>	Area pilaastro tipo 1	A <sub>1</sub> = 1,68 m <sup>2</sup>
Area	A = 2540 m <sup>2</sup>	Spessore soletta banchina	s = 0,3 m	Numero pilastr tipo 1	n <sub>1</sub> = 14
Percentuale vuoti	%v = 30 %	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>	Area pilaastro tipo 2	A <sub>2</sub> = 2,4 m <sup>2</sup>
Area di calcolo	A <sub>calc</sub> = 1778 m <sup>2</sup>	<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>Sol B.str</sub> = 13448 kN</b>	Numero pilastr tipo 2	n <sub>2</sub> = 2
Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>	<b>Peso non strutturale (10%)</b>	<b>W<sub>Sol B.non.str</sub> = 1345 kN</b>	Altezza	H = 14,5 m
<b>Peso ritombamento</b>	<b>W<sub>Atr.str</sub> = 44450 kN</b>	Muri banchina	L = 224 m	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>
<b>Peso non strutturale (10%)</b>	<b>W<sub>Atr.non.str</sub> = 4445 kN</b>	Spessore muri banchina	s = 0,3 m	<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>Pil.str</sub> = 10266 kN</b>
<b>Soletta di base</b>		<b>Fodere piano banchina</b>		<b>Fodere</b>	
Altezza	H = 1,0 m	Altezza	H = 2,5 m	Altezza	H = 11,6 m
Area	A = 2540 m <sup>2</sup>	Spessore	s = 1 m	Spessore	s = 0,5 m
Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>	Lunghezza	L = 224 m	Lunghezza	L = 258 m
<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>cop.str</sub> = 63500 kN</b>	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>	Peso per unita' di volume	Y = 25 kN/m <sup>3</sup>
<b>Peso non strutturale (10%)</b>	<b>W<sub>cop.non.str</sub> = 6350 kN</b>	<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>Fod.B.str</sub> = 14000 kN</b>	<b>Peso strutturale</b>	<b>W<sub>Fod.str</sub> = 37410 kN</b>



CITTA' DI TORINO


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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Verifica a galleggiamento a lungo termine**

Coefficiente parziale carichi permanenti favorevoli	$\gamma_{G,fav}$	=	0,9	
Coefficiente parziale carichi permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G,sfav}$	=	1,1	
Coefficiente parziale carichi variabili sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	=	1,5	
Forze stabilizzanti di progetto (Peso+Attrito)	$V_{stab}$	=	555407	kN
Forze instabilizzanti di progetto	$V_{inst}$	=	425752	kN
Fattore di sicurezza	FS	=	<b>1,30</b>	<b>Verificato</b>

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### 8.3 Verifica capacità portante barrette (kingpost)

Le barrette realizzate all'interno del corpo stazione sostengono quasi tutto il carico assiale trasmesso dalla copertura e dalle solette intermedie nella fase costruttiva, per cui i diaframmi laterali risultano quasi scarichi in tutte le fasi di realizzazione della stazione. A lungo termine il carico della stazione verrà trasmesso al terreno tramite la soletta di base. Le verifiche di capacità portante delle barrette sono riportate nel seguito, mentre le verifiche strutturali vengono riportate nella relazione di calcolo delle strutture interne essendo i carichi a lungo termine maggiori di quelli transitori. Il valore delle tensioni efficaci adottato per la verifica è desunto dalle analisi numeriche.

La capacità portante è valutata 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:

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

Con:

$P_{lim}$  è la capacità portante di base

$A_p$  è l'area della base del palo

$N_c, N_q, N_\gamma$  sono i fattori di capacità; portante relativi a coesione, sovraccarico e peso proprio del terreno

$d_c, d_q, d_\gamma$  sono fattori correttivi relativi profondità del piano di posa

$s_c, s_q, s_\gamma$  sono fattori correttivi relativi alla dimensione della base del palo

$q$  è 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

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

Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al par. 6.4.3.1.1 il coefficiente parziale ( $R_3$ ) applicato all'aliquota di resistenza della capacità portante laterale in compressione è pari a 1,15.

**Tabella 25 Verifica capacità portante barrette**

Parametri geotecnici		
$c_k$	10	kPa
$\phi_k$	36	°
$\gamma_k$	19	kN/mc
Dimensione delle barrette		
B	0,6	m
L	2,8	m
$\theta$	0	°
Lunghezza delle barrette		
Lunghezza	16	m
Capacità portante di base		
$s_c$	1,17	
$s_q$ $s_\gamma$	1,08	
$d_c$	1,80	
$d_q$ $d_\gamma$	1,49	
$i_c$ $i_q$	1,00	
$i_\gamma$	1,00	
$N_c$	50,53	
$N_q$	37,71	
$N_\gamma$	40,01	
$q_c$	1058	kPa
$q_q$	9466	kPa
$q_\gamma$	247	kPa
$q_{ult}$	10771	kPa
Fattore sicurezza parziale	1,35	
R di base di progetto	13404	kN

Forza agente		
Carico caratteristico	12290	kN
<b>Carico di progetto</b>	<b>17206</b>	<b>kN</b>

Capacità portante laterale		
$\sigma'_v$ (da analisi numerica)	278	kPa
$\sigma'_v$ average	195	kPa
$K_0$	0,41	
$\sigma'_h$ average (da analisi numerica)	157	kPa
Delta	0,5	
Resistenza palo terreno	18	°
$K_a$	0,260	
Attrito palo terreno	51,01	kPa
Resistenza laterale	5550	kN
Fattore di sicurezza parziale	1,15	
R laterale di progetto	4826	kN

<b>R totale di progetto</b>	<b>18230</b>	<b>kN</b>
<b>Carico di progetto</b>	<b>17206</b>	<b>kN</b>
	<b>Verificato</b>	





## 8.4 Verifica capacità portante paratia

Come descritto nel paragrafo precedente i diaframmi risultano sostanzialmente poco caricati durante le differenti fasi costruttive dell'opera. Nella fase costruttiva la maggior parte del carico verticale è portato dalle barrette mentre a lungo termine i carichi sono portati dalla soletta di base. Di seguito si riporta la verifica a capacità portante della paratia nella fase temporanea.

Il valore delle tensioni efficaci adottato per la verifica è desunto dalle analisi numeriche.

**Tabella 26 Verifica capacità portante paratia**

Parametri geotecnici			Forza agente		
$c_k$	10	kPa	Carico caratteristico	879	kN
$\phi_k$	36	°	<b>Carico di progetto</b>	<b>1231</b>	<b>kN</b>
$\gamma_k$	19	kN/mc			
Dimensione diaframma					
B	1	m			
L	1	m			
$\theta$	0	°			
Lunghezza diaframma					
Lunghezza	9	m			
Capacità portante di base			Capacità portante laterale		
$s_c$	1,77		$\sigma'_v$	103	kPa
$s_q$ $s_y$	1,39		$\sigma'_v$ average	51,5	kPa
$d_c$	3,53		$K_0$	0,41	
$d_q$ $d_y$	2,56		$\sigma'_h$ average	42,5	kPa
$i_c$ $i_q$	1,00		Delta	0,5	
$i_y$	1,00		Resistenza diaframma terreno	18	°
$N_c$	50,53		$K_a$	0,260	
$N_q$	37,71		Attrito diaframma terreno	13,80	kPa
$N_y$	40,01		Resistenza laterale	497	kN
			Fattore di sicurezza parziale	1,15	
$q_c$	3154	kPa	R laterale di progetto	432	kN
$q_q$	3850	kPa			
$q_y$	526	kPa			
			<b>R totale di progetto</b>	<b>6010</b>	<b>kN</b>
			<b>Carico di progetto</b>	<b>1231</b>	<b>kN</b>



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

q <sub>ult</sub>	7530	kPa
Fattore sicurezza parziale	1,35	
R di base di progetto	5578	kN

	<b>Verificato</b>
--	-------------------



### 8.5 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. Per tanto, non sono necessarie ulteriori verifiche della relativa capacità portante.

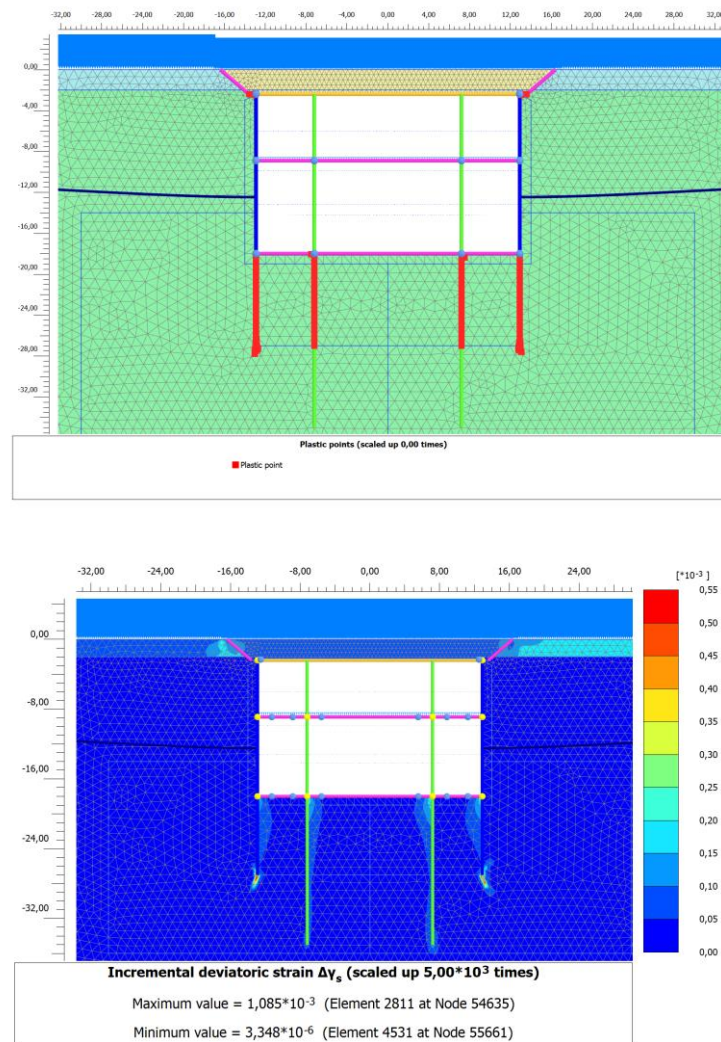


Figura 17. Zone di plasticizzazione

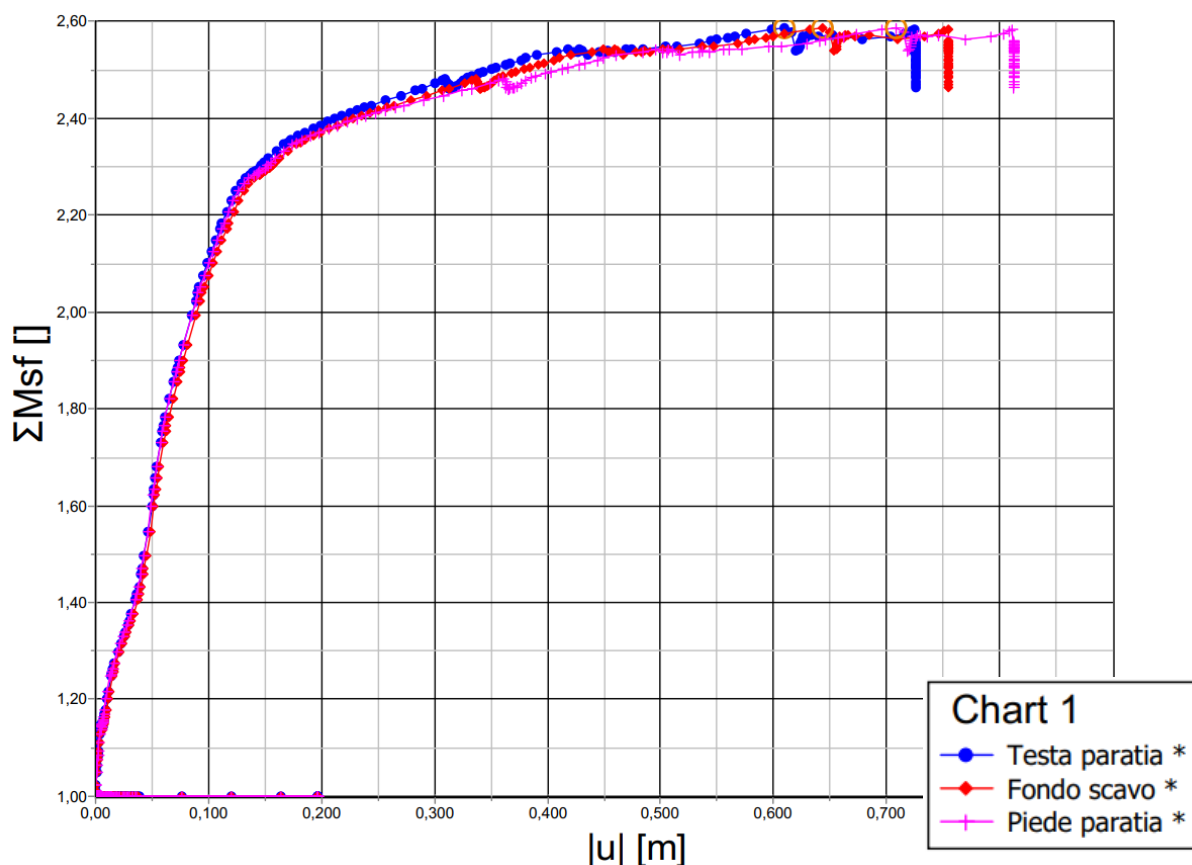
## 8.6 Stabilità globale

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.

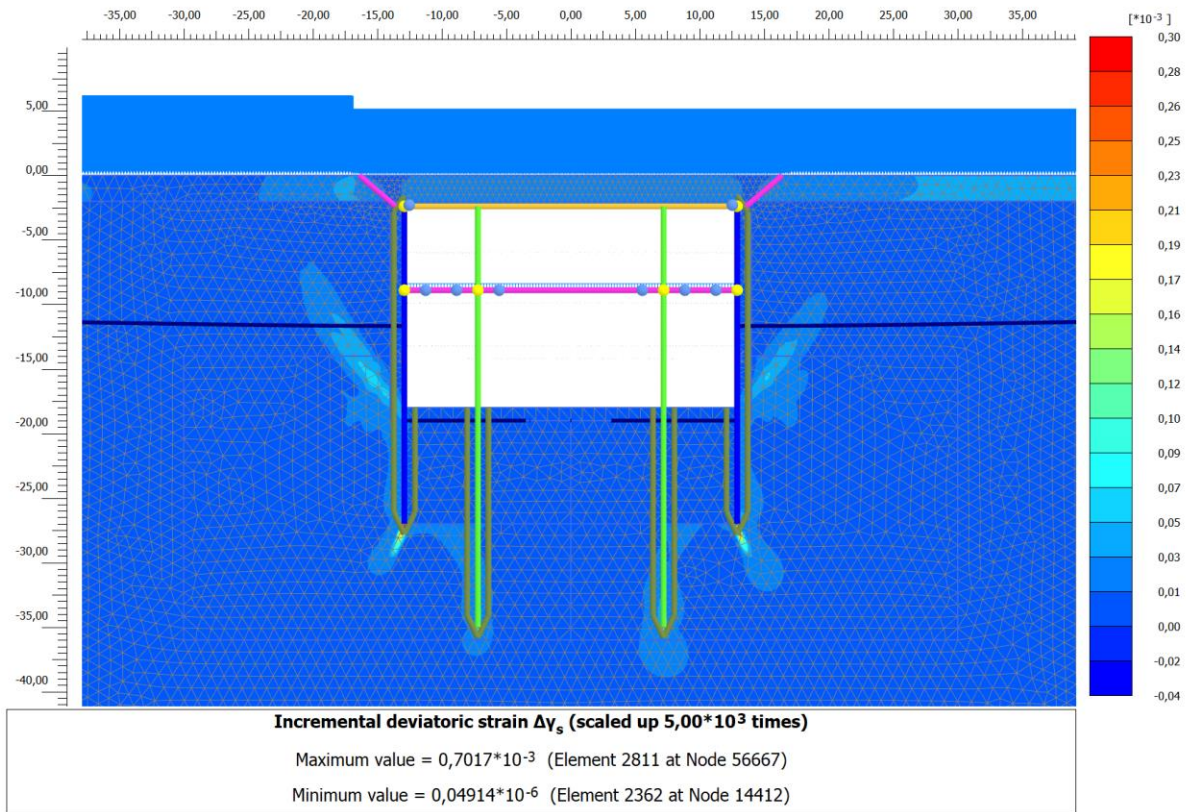
Lo spostamento di tre punti lungo la paratia viene monitorato: uno in testa, uno al fondo scavo ed uno al piede.

- **Breve termine**

Il fattore di sicurezza ottenuto è pari a 2.57.



**Figura 18. Fattore di sicurezza nella fase costruttiva**



**Figura 19. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata**

La Figura 19 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). L'output fornisce indicazioni riguardo la mobilitazione delle spinte limite sulla parete.



• **Lungo termine**

Il fattore di sicurezza relativo alla stabilità globale è valutato nella fase di lungo termine nella combinazione di carico sismica. Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al punto 6.5.3.1.2 i coefficienti parziali impiegati sono A2 ed M2.

Lo spostamento di tre punti lungo la paratia viene monitorato, uno in testa, uno al fondo scavo ed uno al piede.

Il fattore di sicurezza ottenuto è maggiore di 10.0.

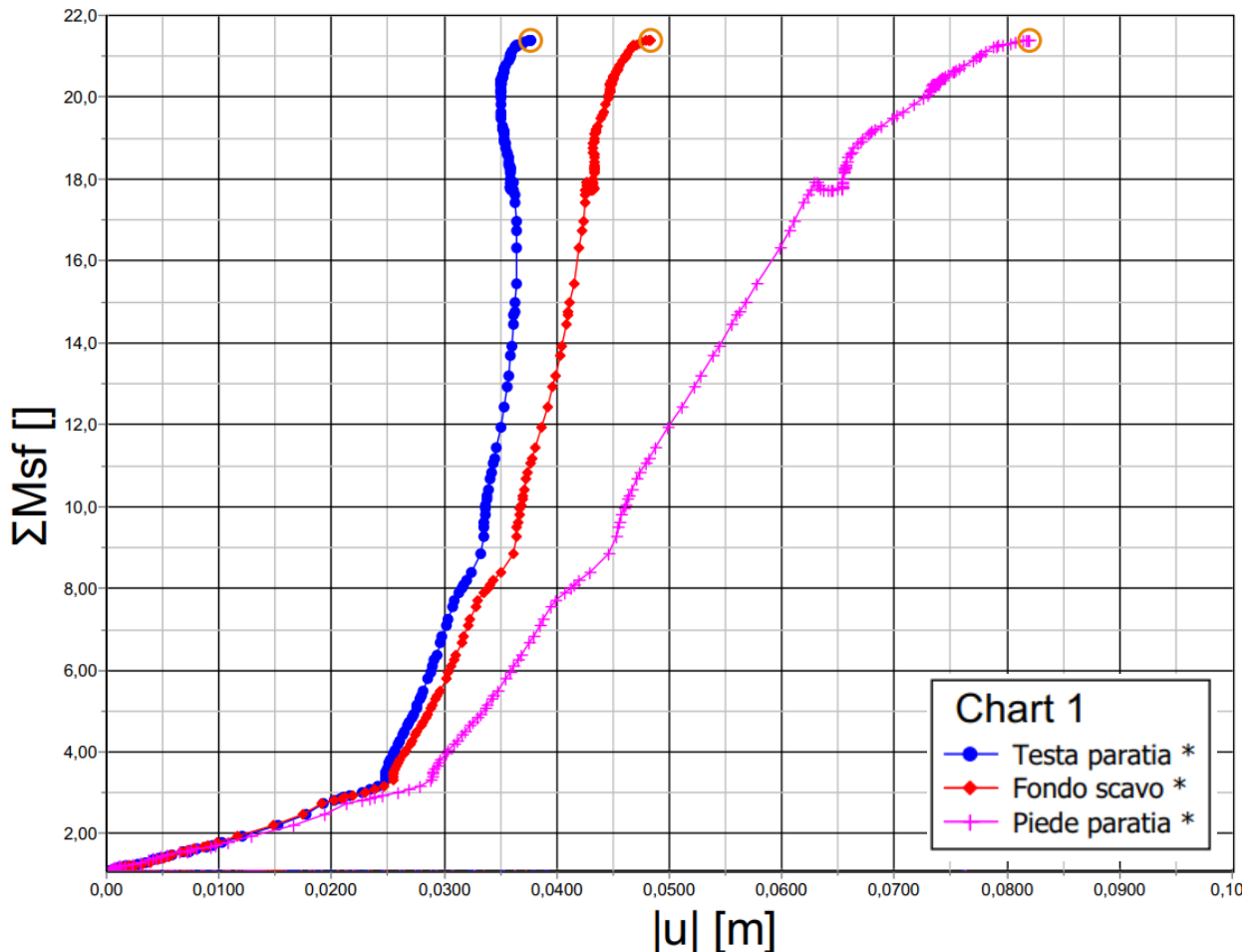


Figura 20. Fattore di sicurezza a lungo termine



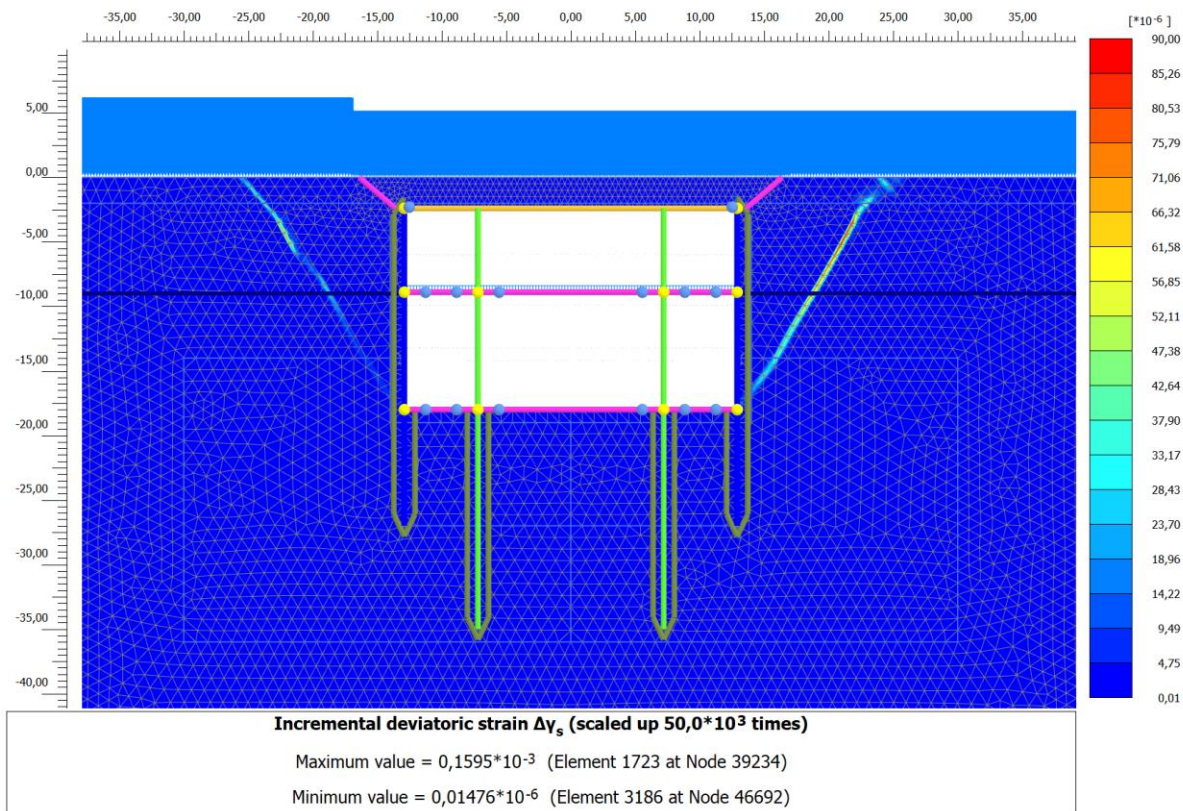


Figura 21. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata

La Figura 21 mostra il rapporto tra tensione tangenziale limite e tensione tangenziale agente in corrispondenza dell'ultimo step di calcolo. L'output fornisce indicazioni riguardo la mobilitazione delle spinte limite sulla parete.

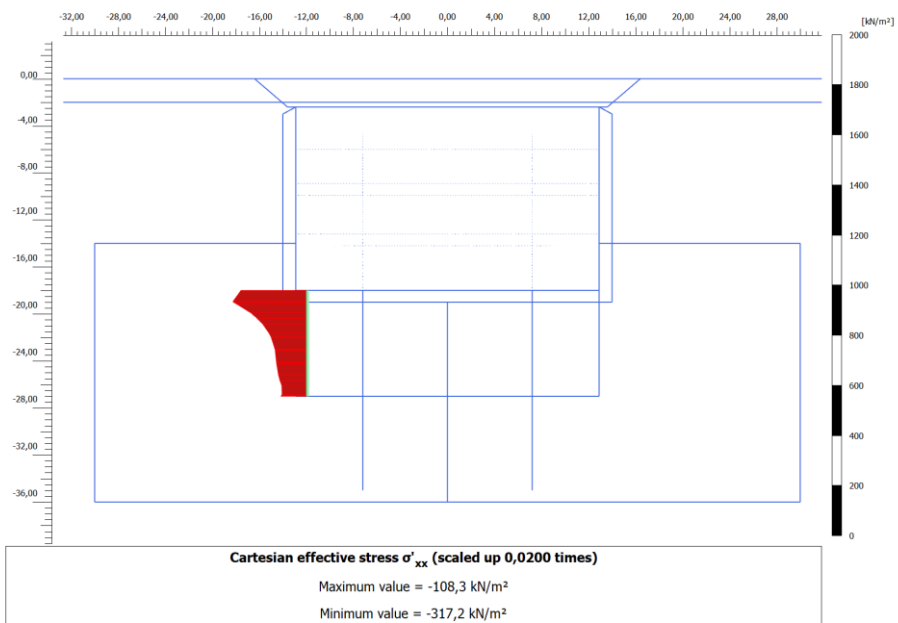
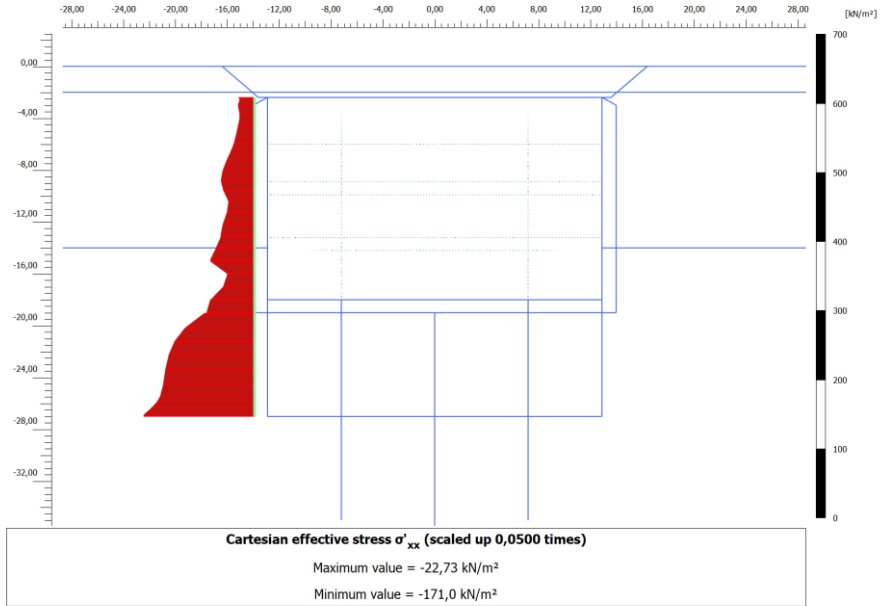


Figura 22. Tensioni orizzontali efficaci paratia



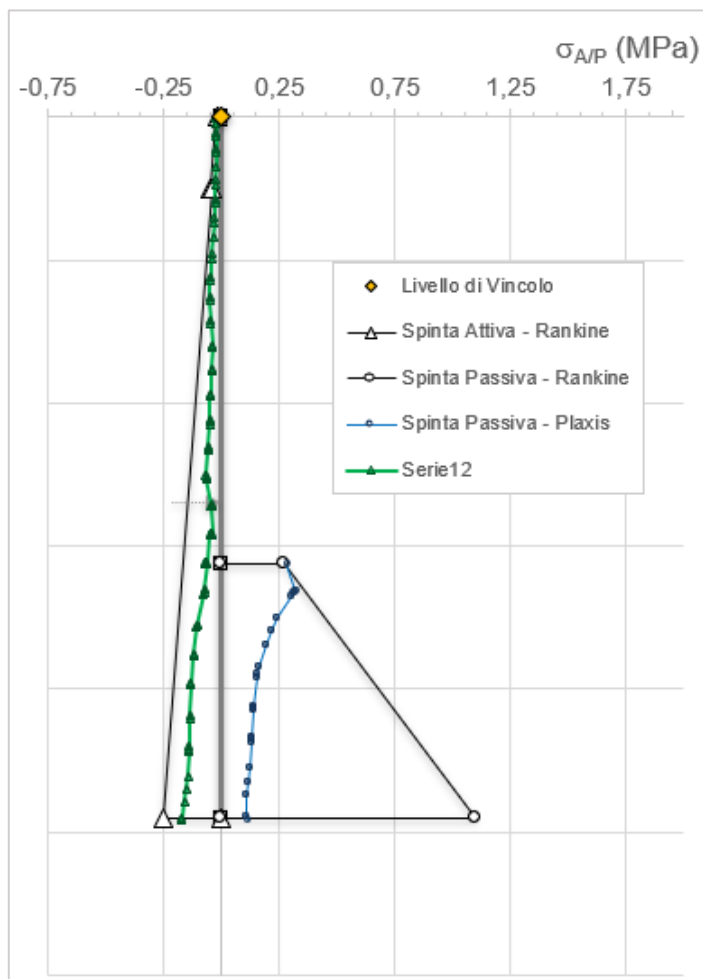


Figura 23. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis

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.



## 9. Validazione 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 ParatiePlus utilizzato durante il progetto preliminare. In entrambi i modelli la realizzazione dello scavo, sostenuto da paratie puntonate, viene seguita simulando le diverse fasi realizzative.

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

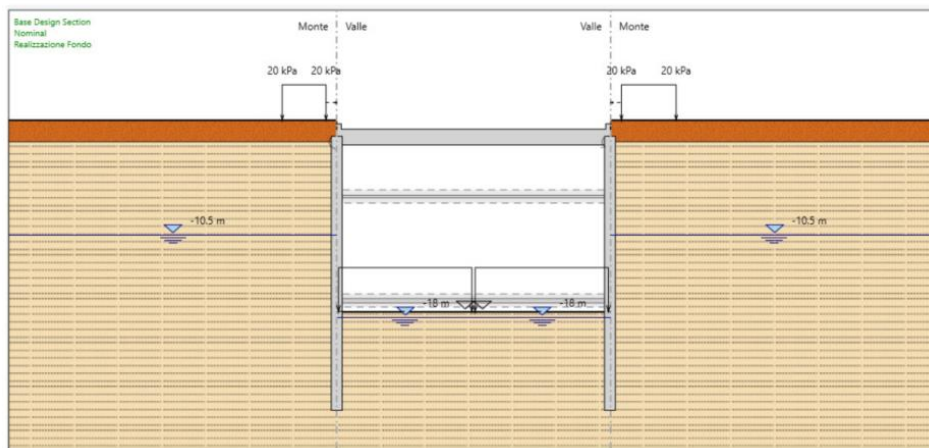
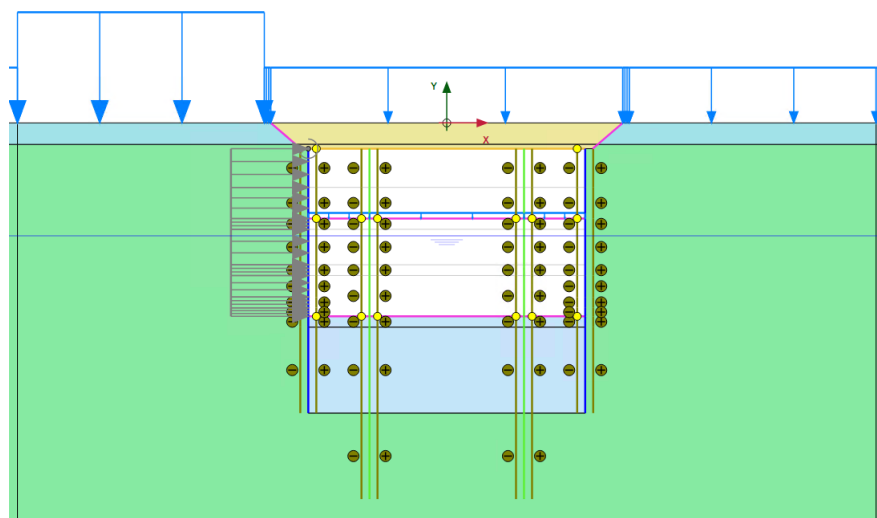
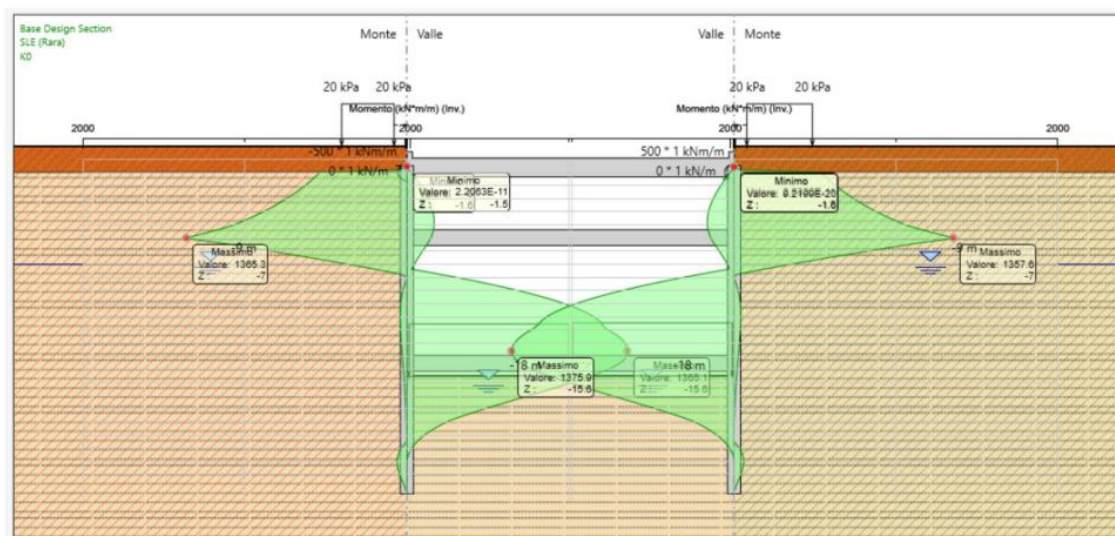


Figura 24. Modello numerico ParatiePlus



**Figura 25. Modello numerico Plaxis**

Di seguito sono rappresentati gli involupei dei momenti flettenti ottenuti attraverso entrambi i codici di calcolo:


**Figura 26. Involuppo momenti flettenti ParatiePlus**

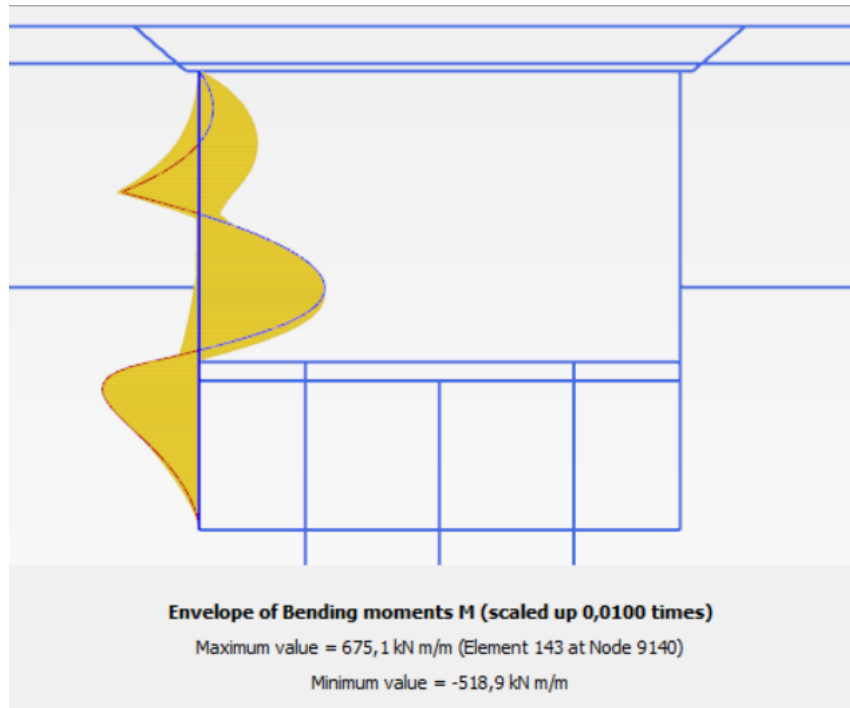



Figura 27. Involuppo momenti flettenti Plaxis

Si riscontra come gli andamenti del momento flettente risultino molto simili, con le principali differenze localizzate in testa al diaframma e dovuti alla differente condizione di vincolo imposta. Le differenze in valore assoluto riportate sono riconducibili principalmente ad alcune differenze nella modellazione relativa al tampone di fondo (assente nel modello di ParatiePlus) ed ad una modellazione più completa ottenuta con Plaxis 2D. Si ritiene pertanto che tale confronto dimostri la robustezza e validità delle analisi effettuate.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## **ALLEGATO N.1**

### **Risultati delle analisi numeriche**



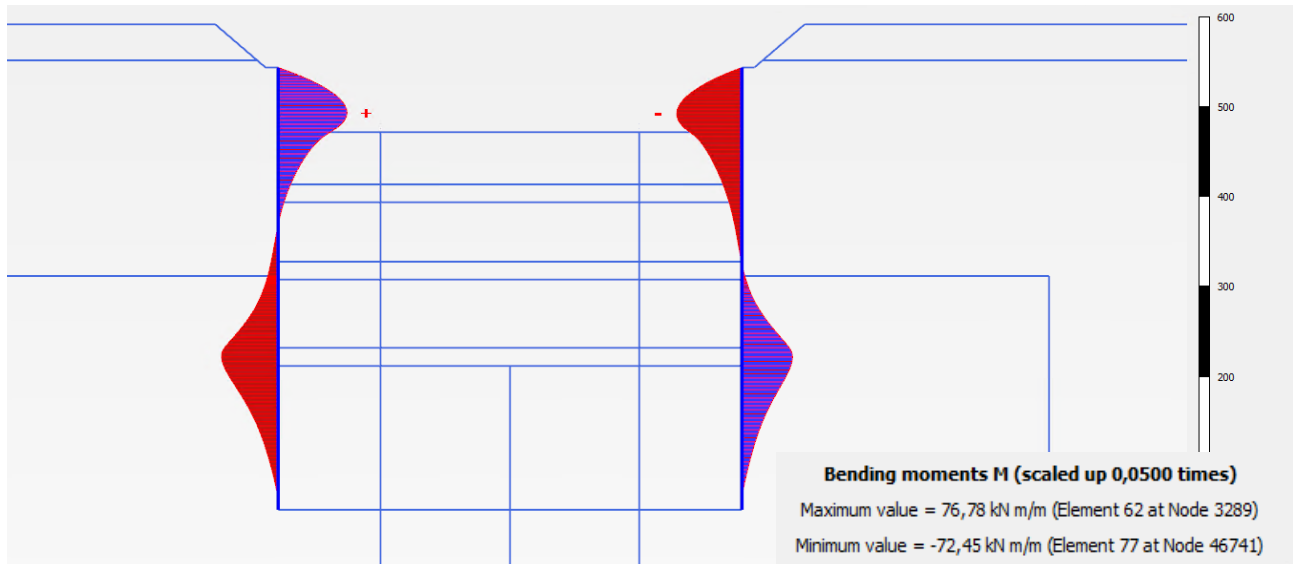
CITTA' DI TORINO

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

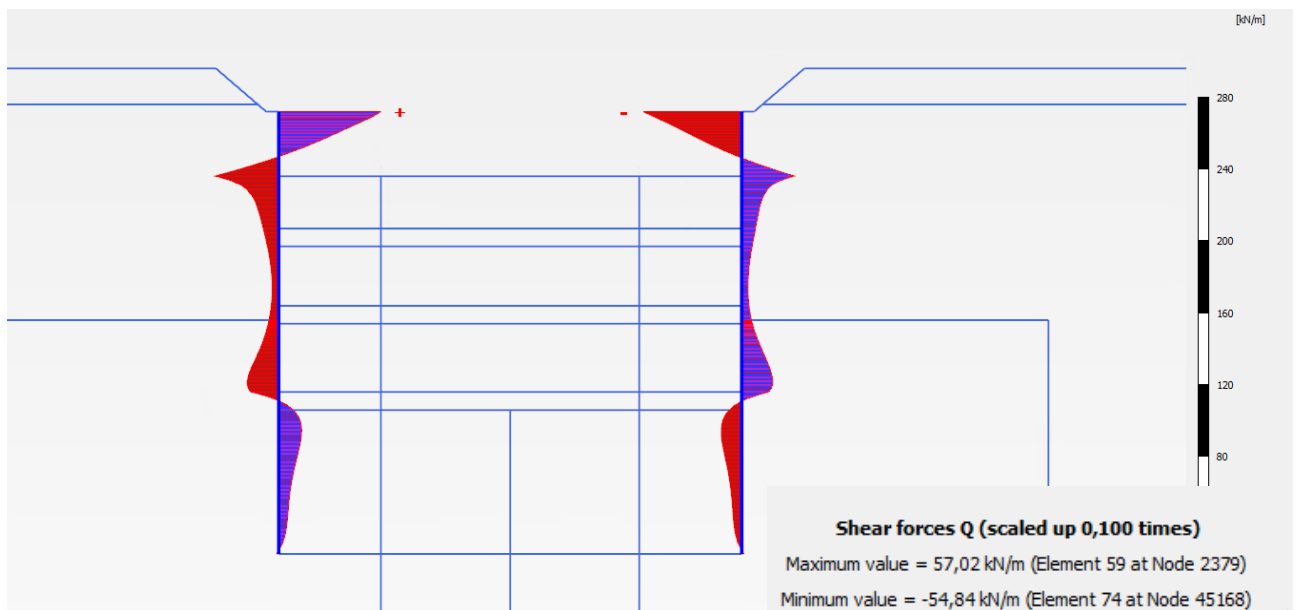
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### Scavo 1 – Momento flettente

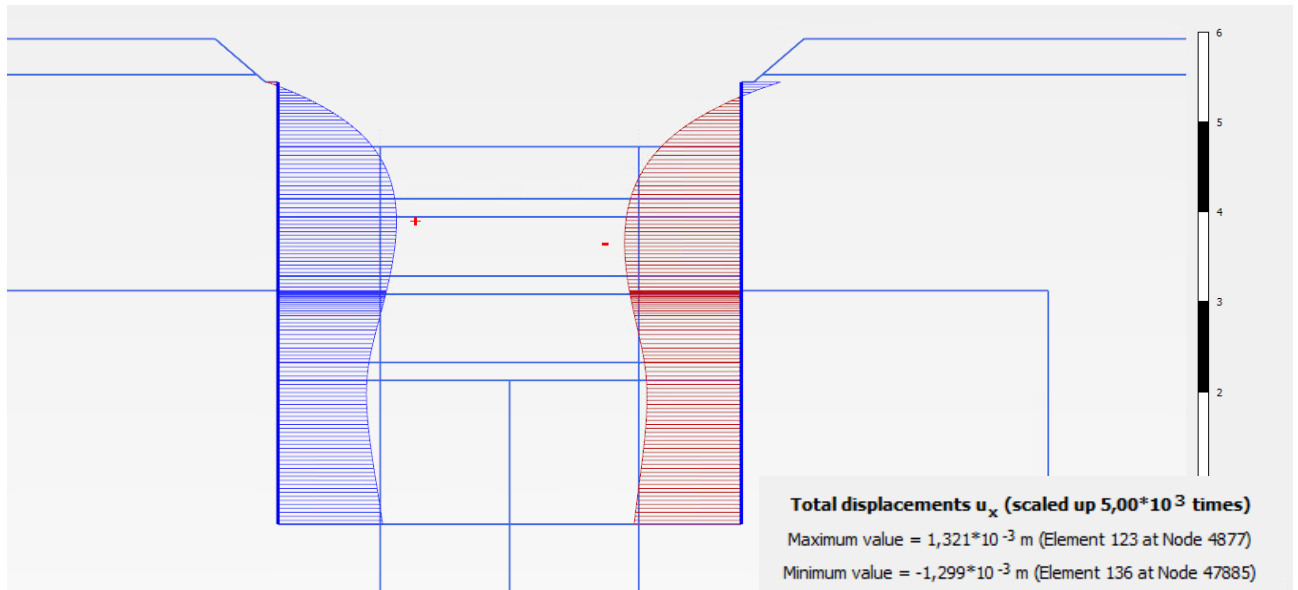


### Scavo 1 – Taglio

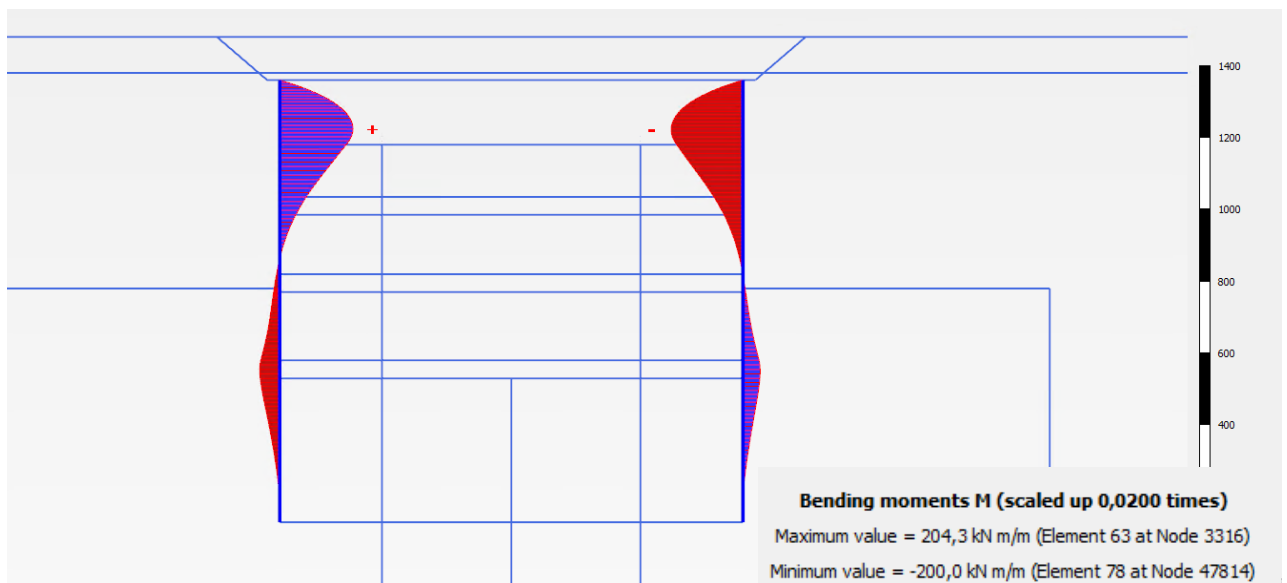




Scavo 1 – Spostamenti orizzontali

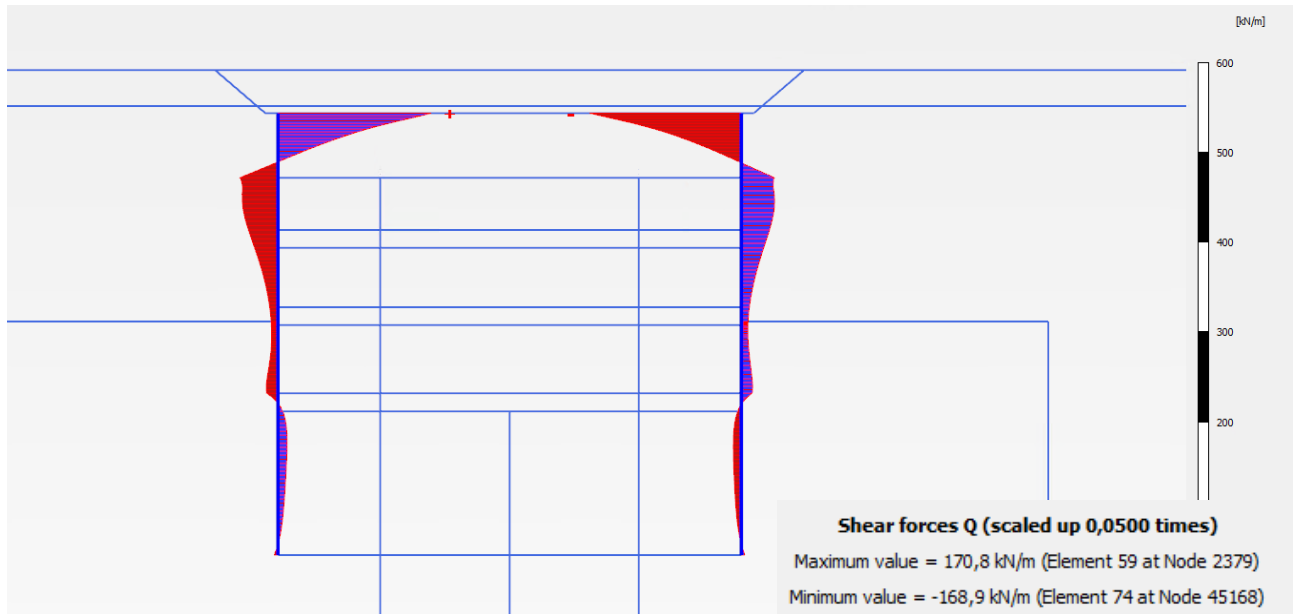


Top filling – Momento flettente

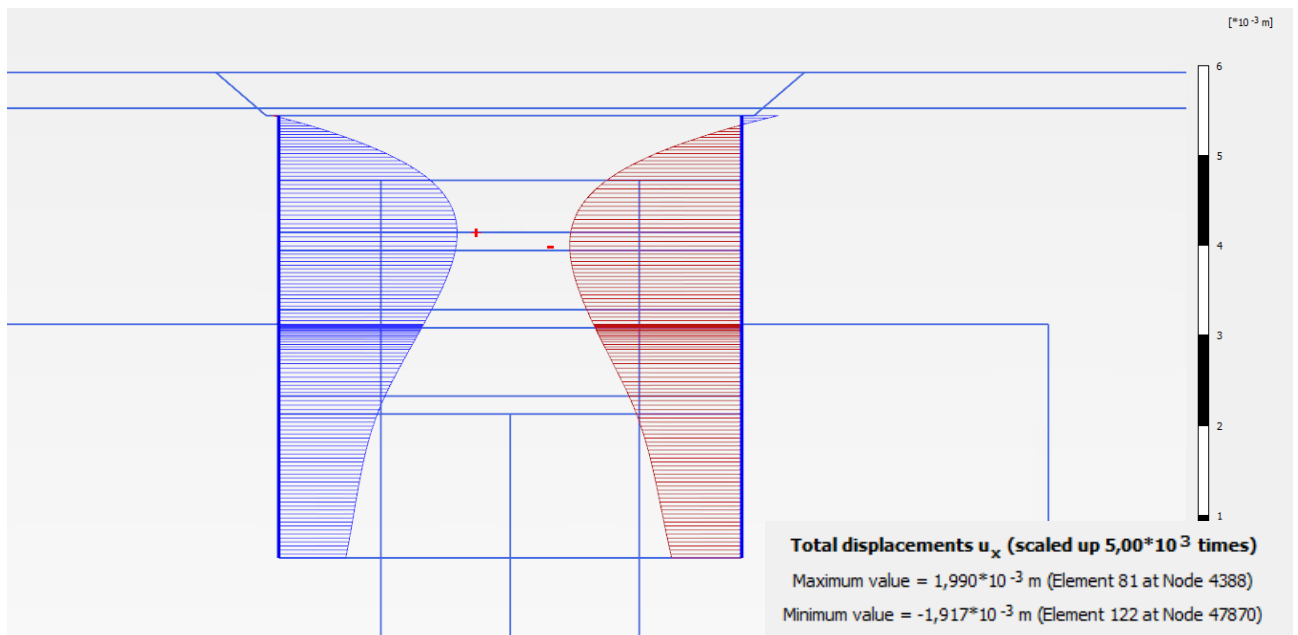




Top filling – Taglio



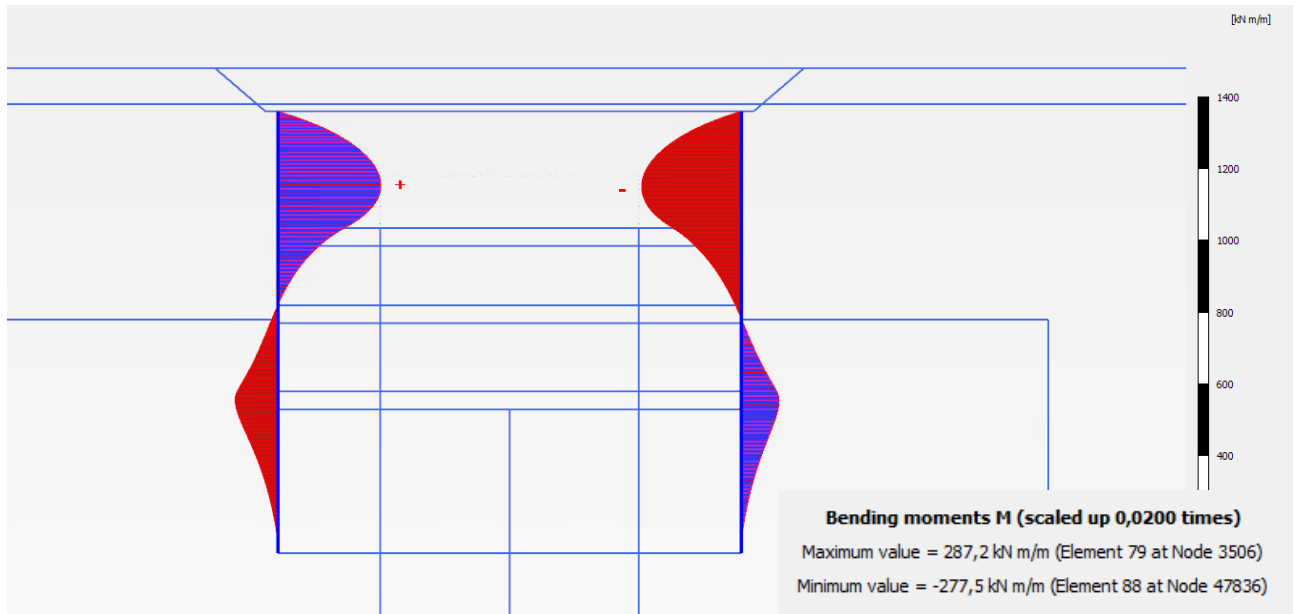
Top filling – Spostamenti orizzontali



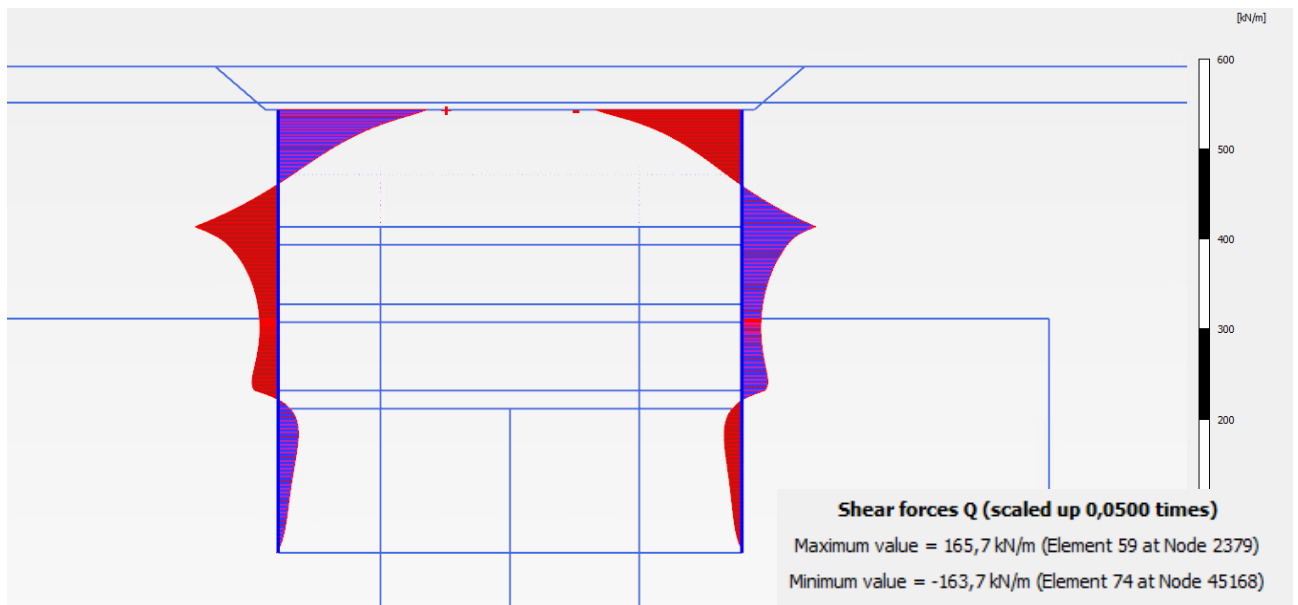




### Scavo 2 – Momento flettente

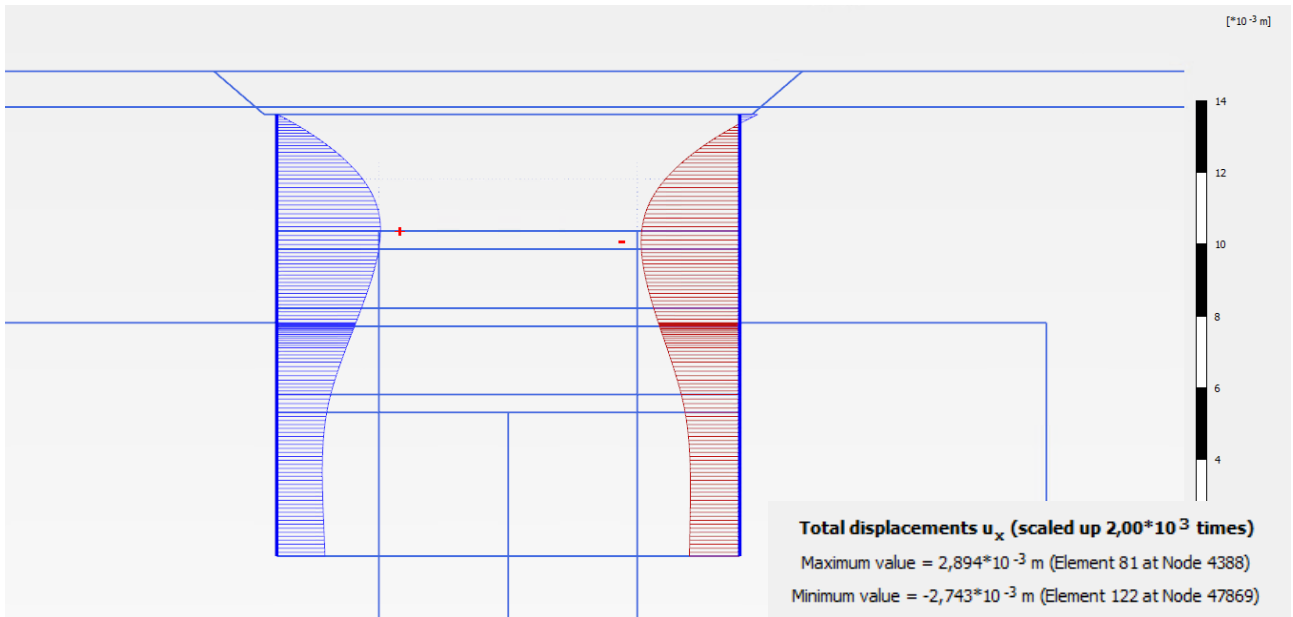


### Scavo 2 – Taglio

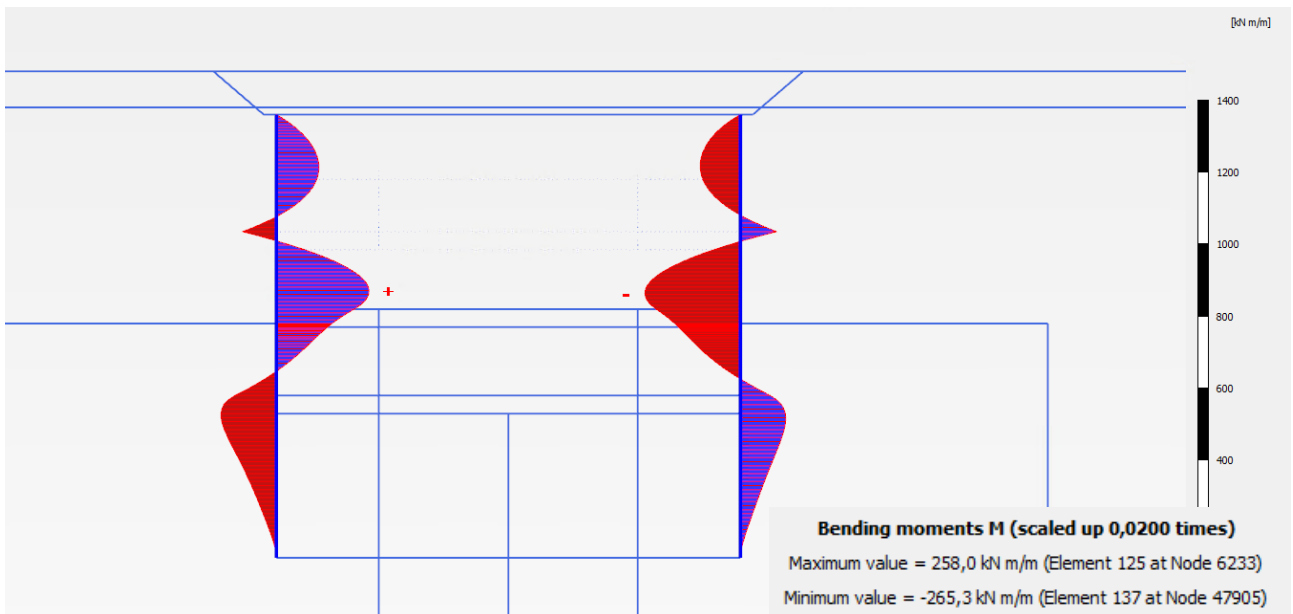




### Scavo 2 – Spostamenti orizzontali

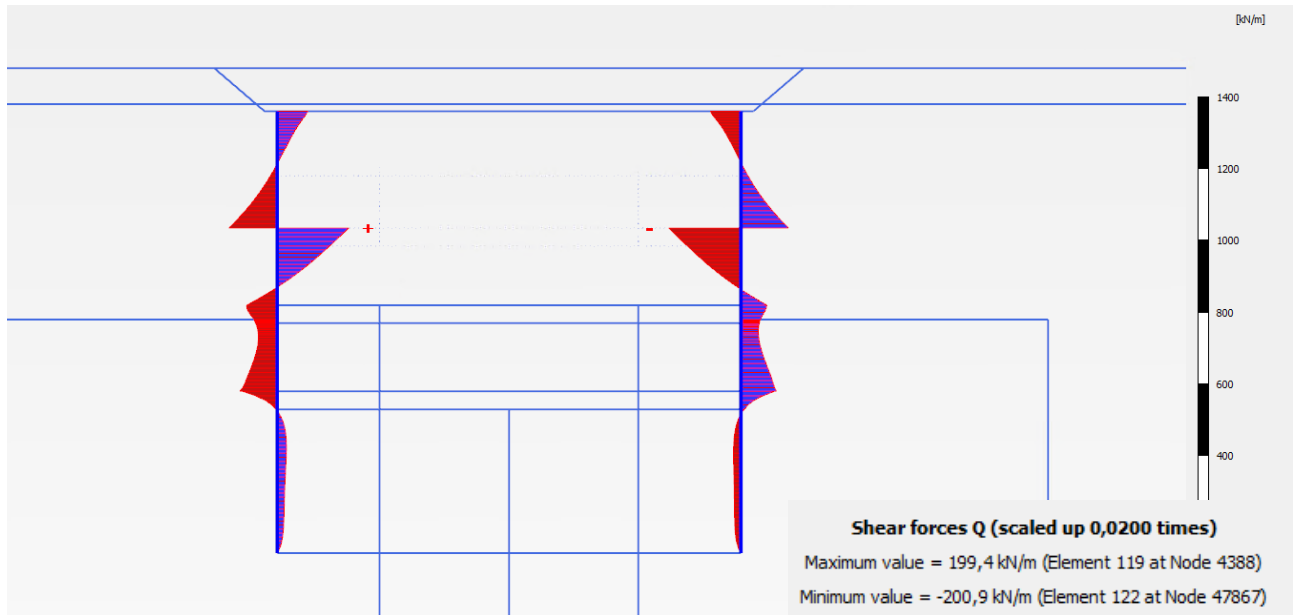


### Scavo 3 – Momento flettente

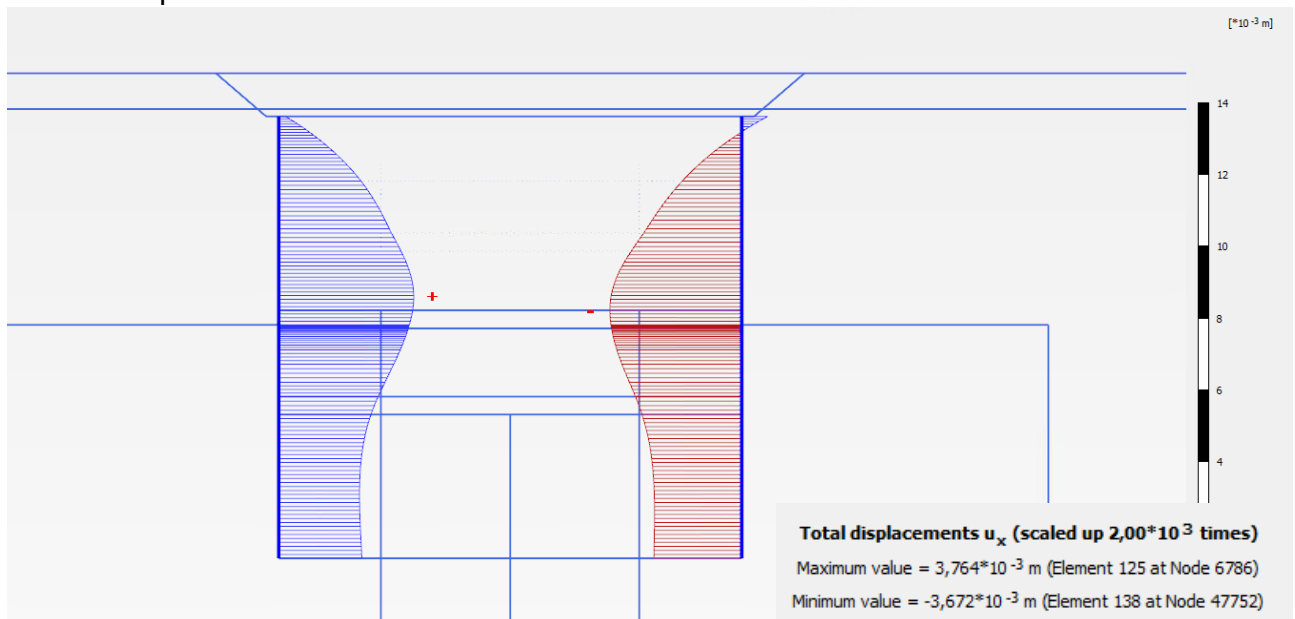




### Scavo 3 – Taglio

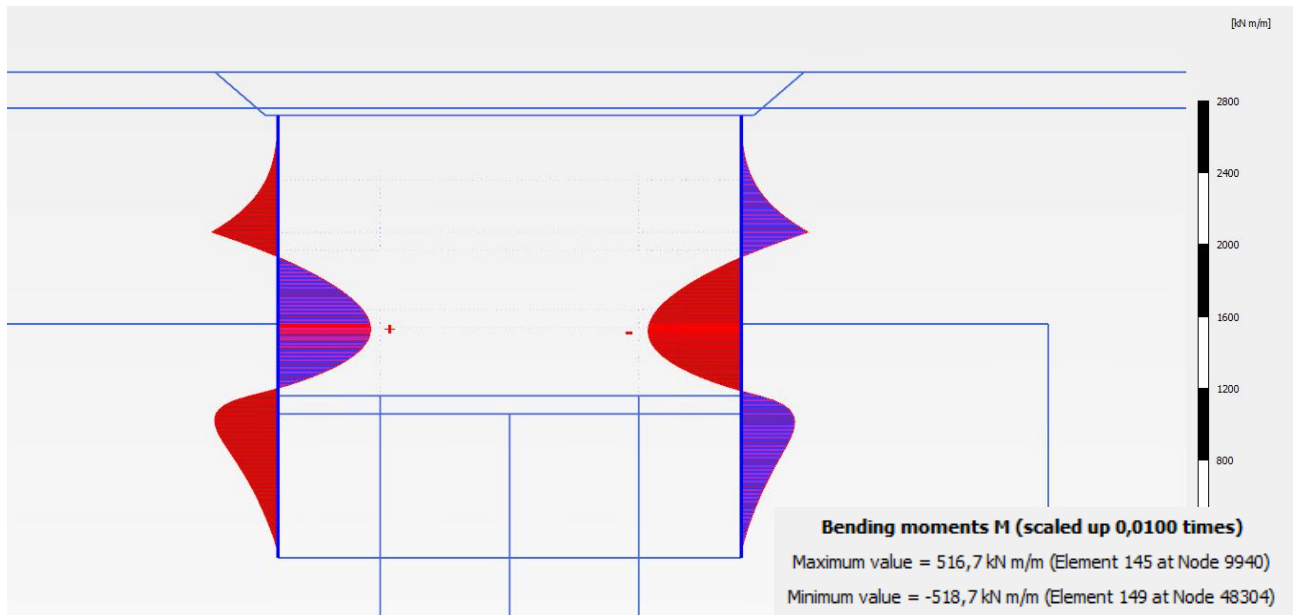


### Scavo 3 – Spostamenti orizzontali

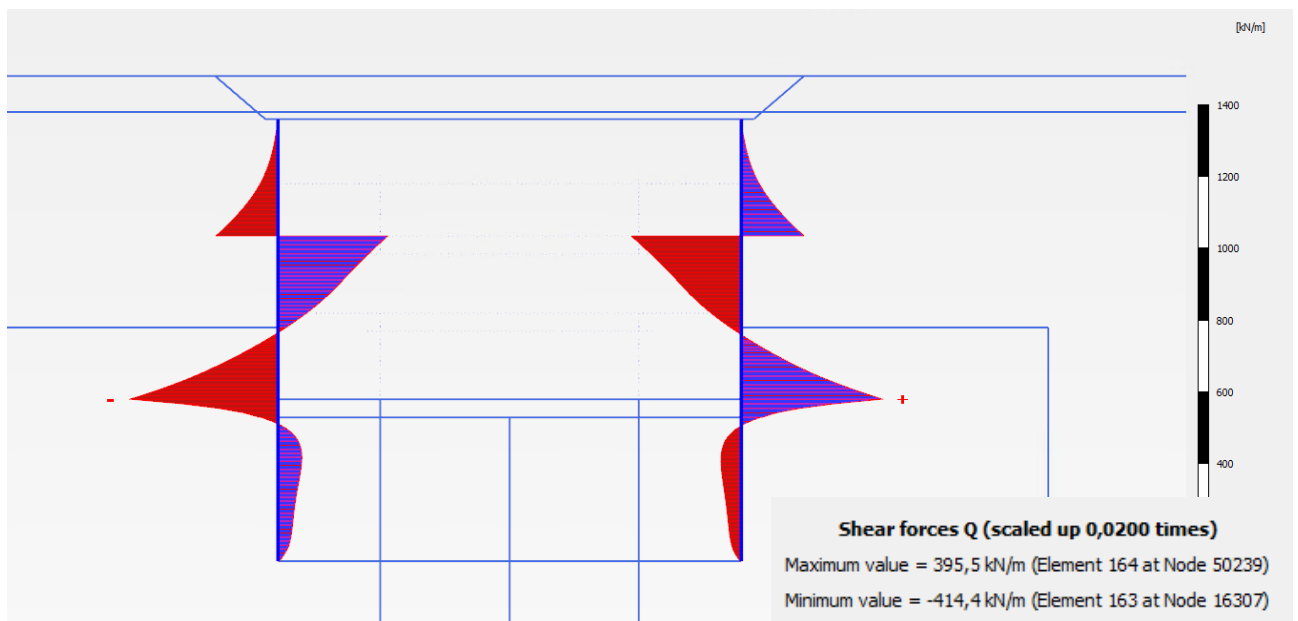




### Scavo 4 – Momento flettente

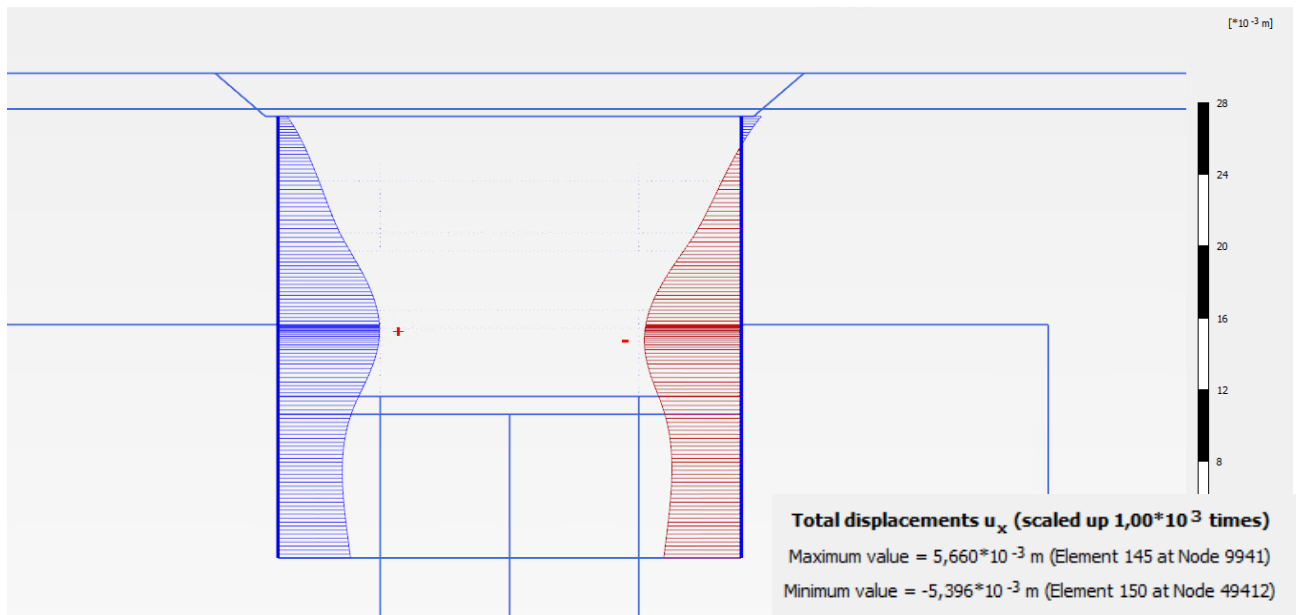


### Scavo 4 – Taglio

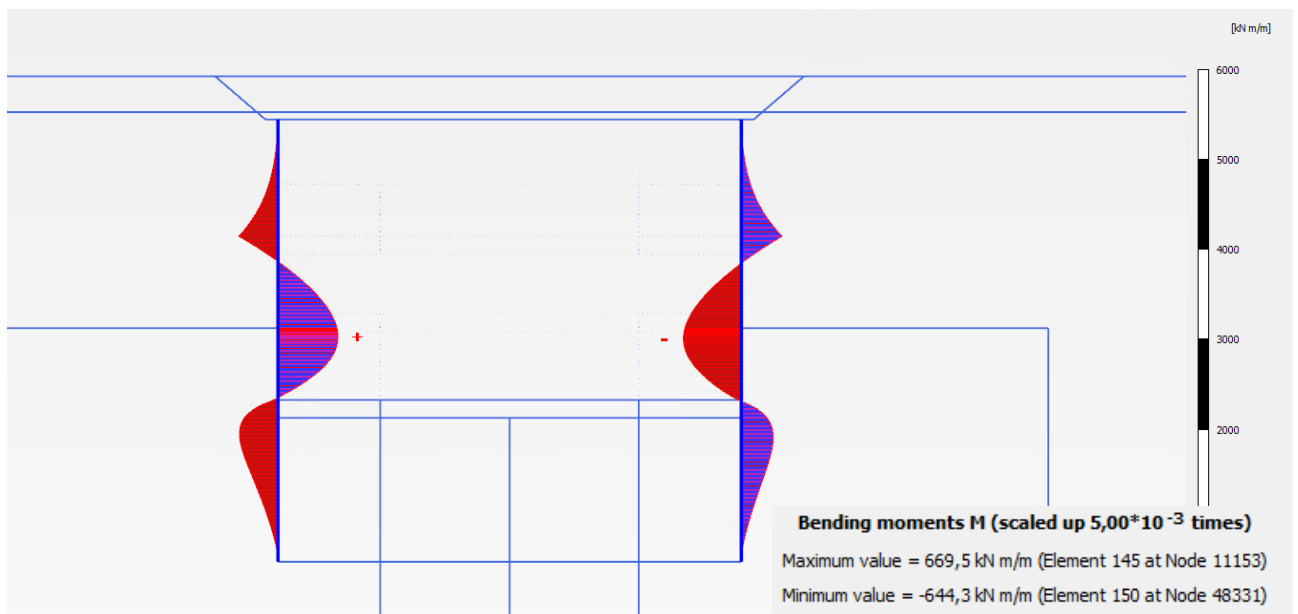




### Scavo 4 – Spostamenti orizzontali

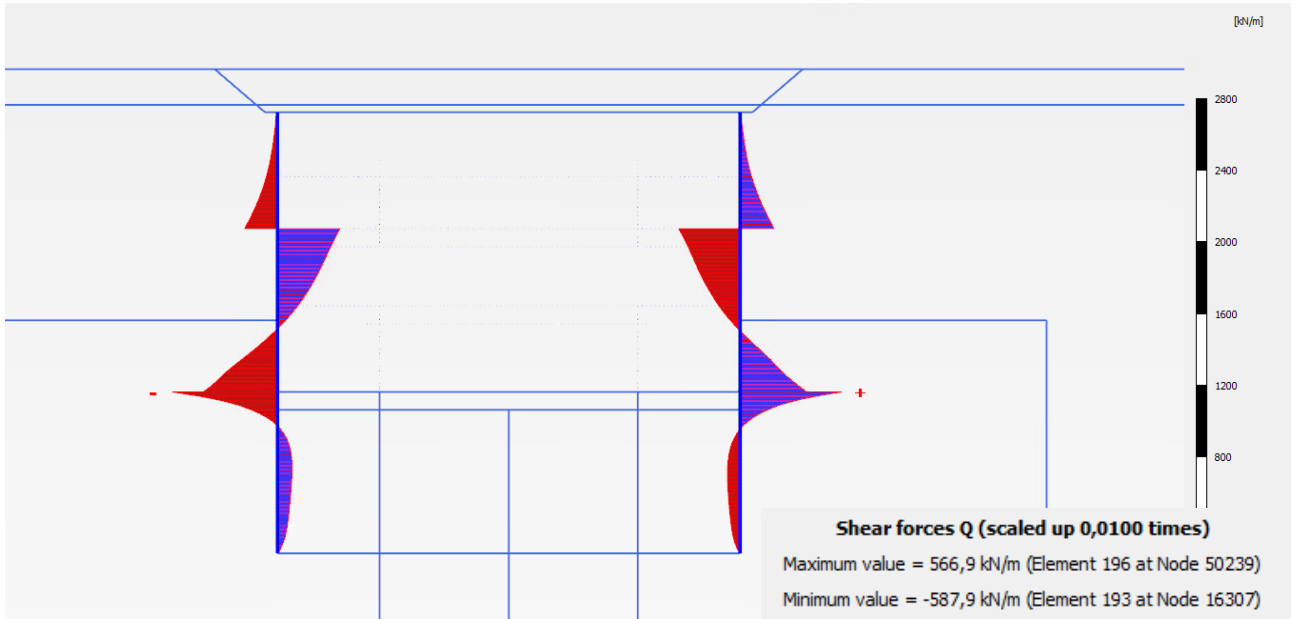


### Stop dewatering – Momento flettente

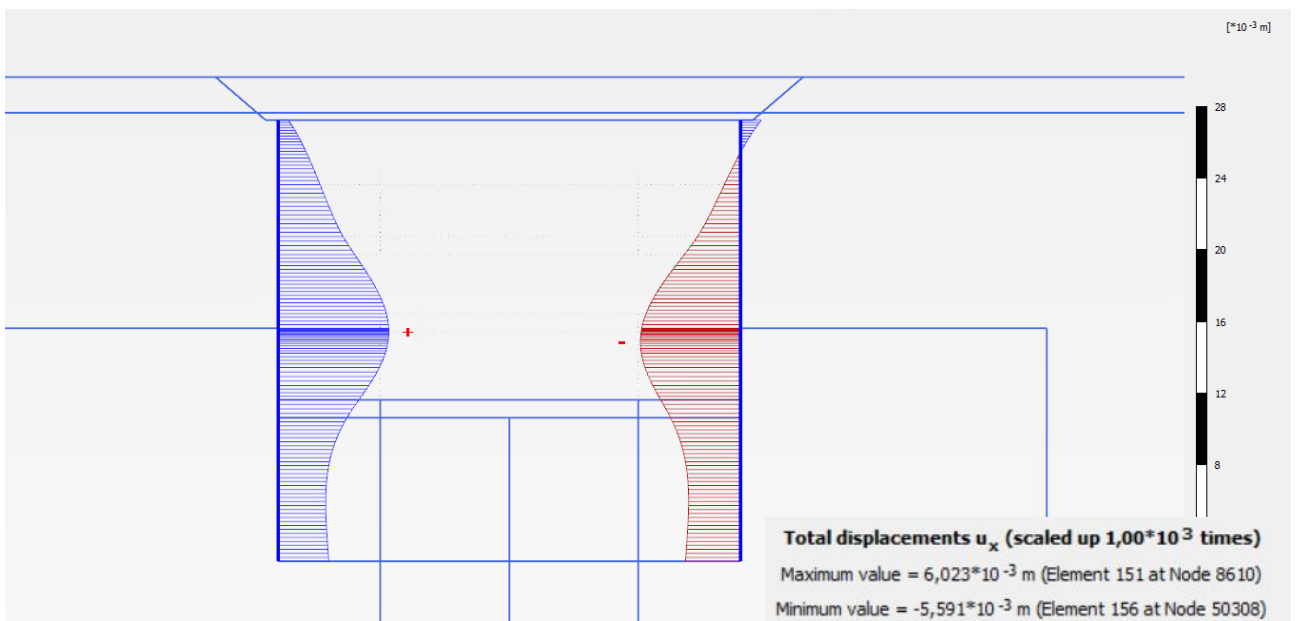




### Stop dewatering – Taglio

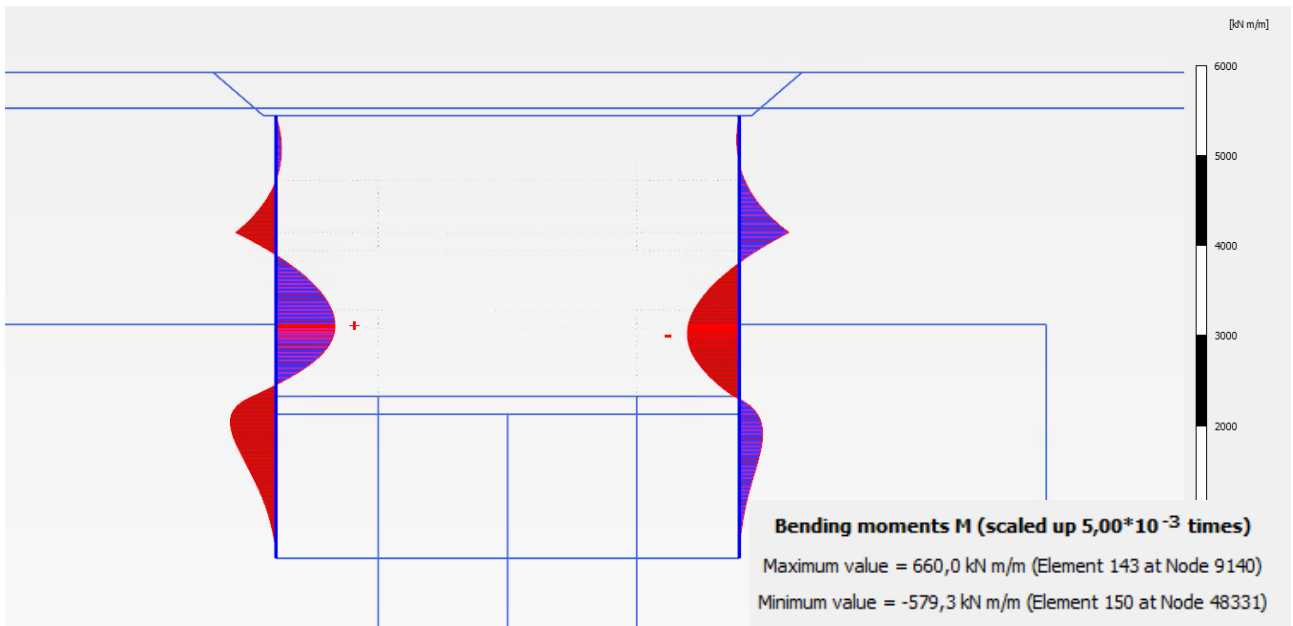


### Stop dewatering – Spostamenti orizzontali

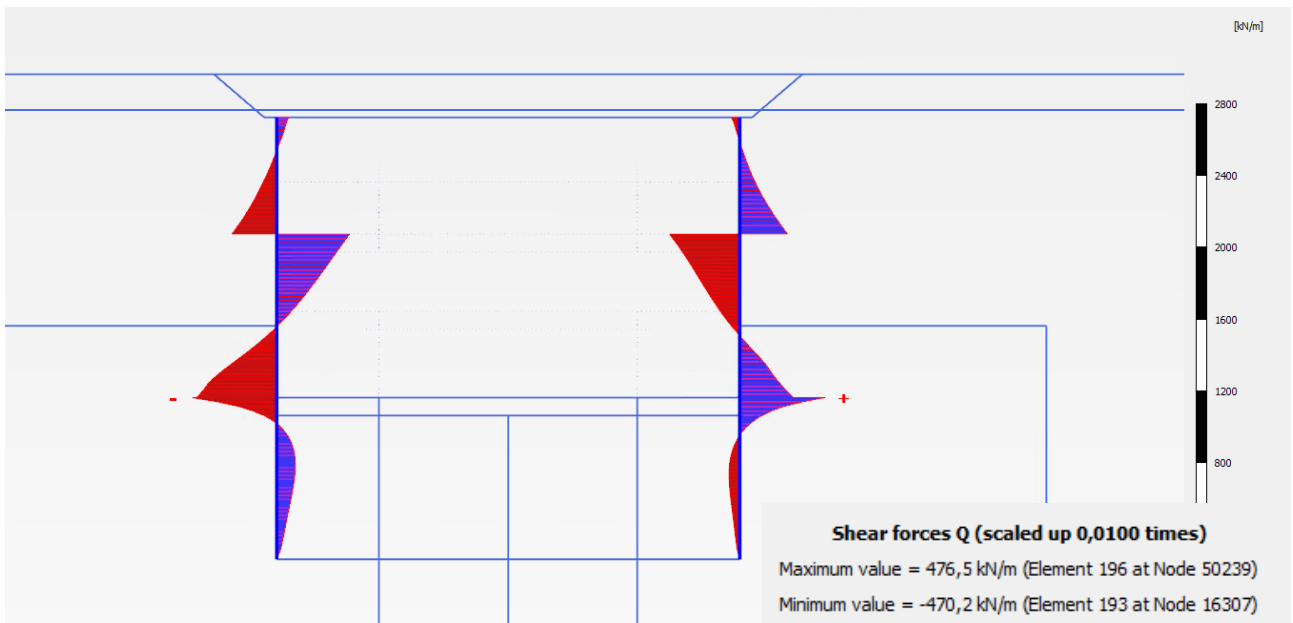




Sisma - Momento flettente



Sisma - Taglio





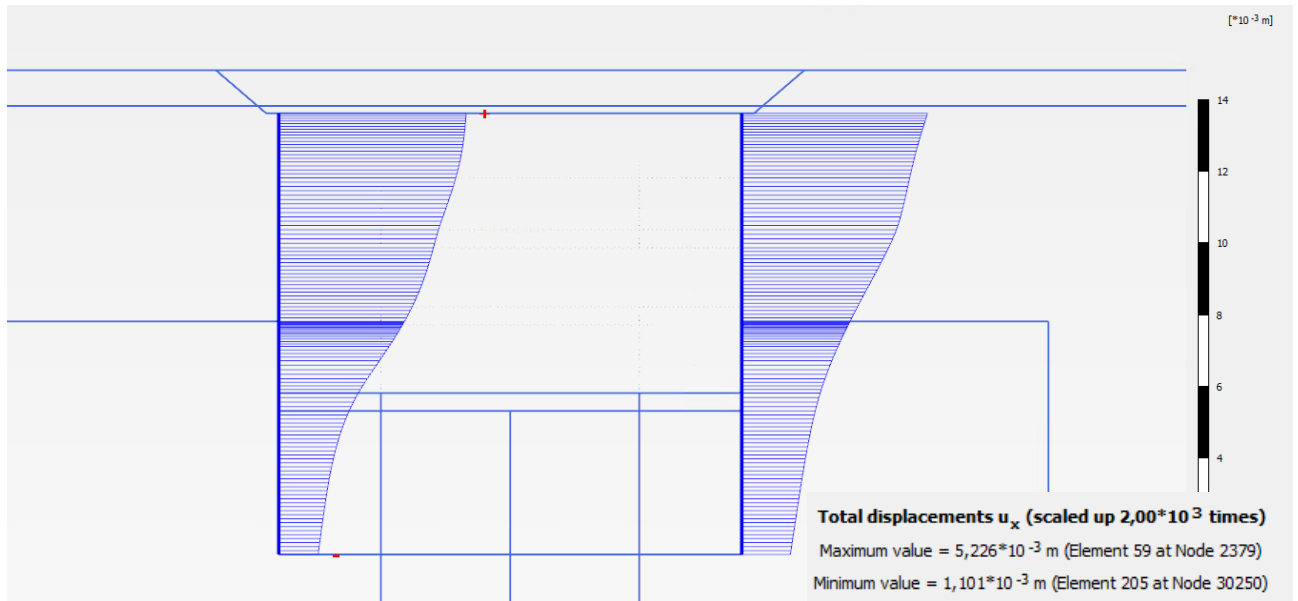
CITTA' DI TORINO

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


Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

### Sisma – Spostamenti orizzontali





 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## **ALLEGATO N.2**

**Effetto della condizione di vincolo soletta di copertura/diaframma**



Utilizzando come base il modello semplificato indicato, viene eseguita un'analisi di sensitività variando la rigidezza della molla torsionale  $K_t$  posta agli appoggi esterni (assi A e D) da zero (cerniera) – caso de riferimento - a infinito (incastro perfetto), per valutare la variazione o rapporto dei momenti flettenti delle sezioni critiche rispetto ai valori ottenuti nel caso di riferimento (cerniera) al fine di valutare l'impatto di detta ipotesi sul progetto sviluppato.

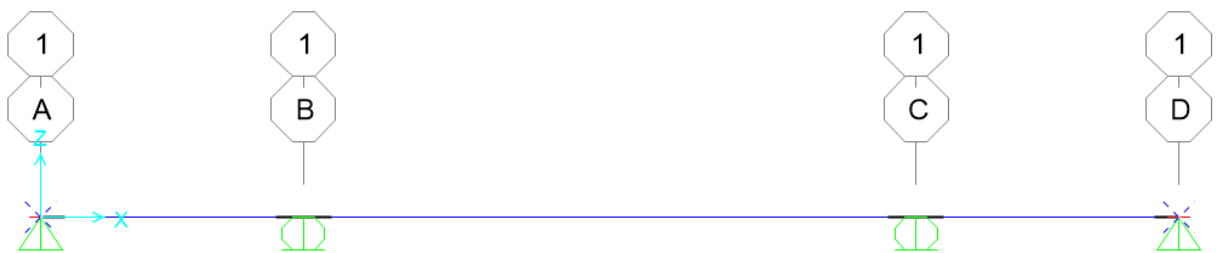


Figura 28. Modello base

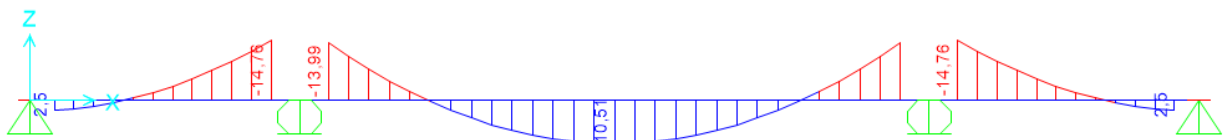


Figura 29. Esempio di risultati per carico unitario ( $q=1 \text{ kN/m}$ ),  $K_t=106 \text{ kNm/rad}$

$M_b$ : Momento flettente máximo negativo sul assi B (14,76 kNm)

$M_s$ : Momento flettente máximo positivo campata centrale (+10,51 kNm)

$M_a$ : Momento flettente máximo sul assi A (+2,50 kNm)

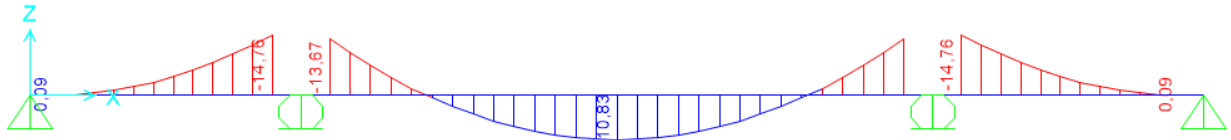


Figura 30. Caso di riferimento (cerniera)

Mbo: Momento flettente máximo negativo sul assi B (-14,76 kNm)

Mso: Momento flettente máximo positivo campata centrale (+10,83 kNm)

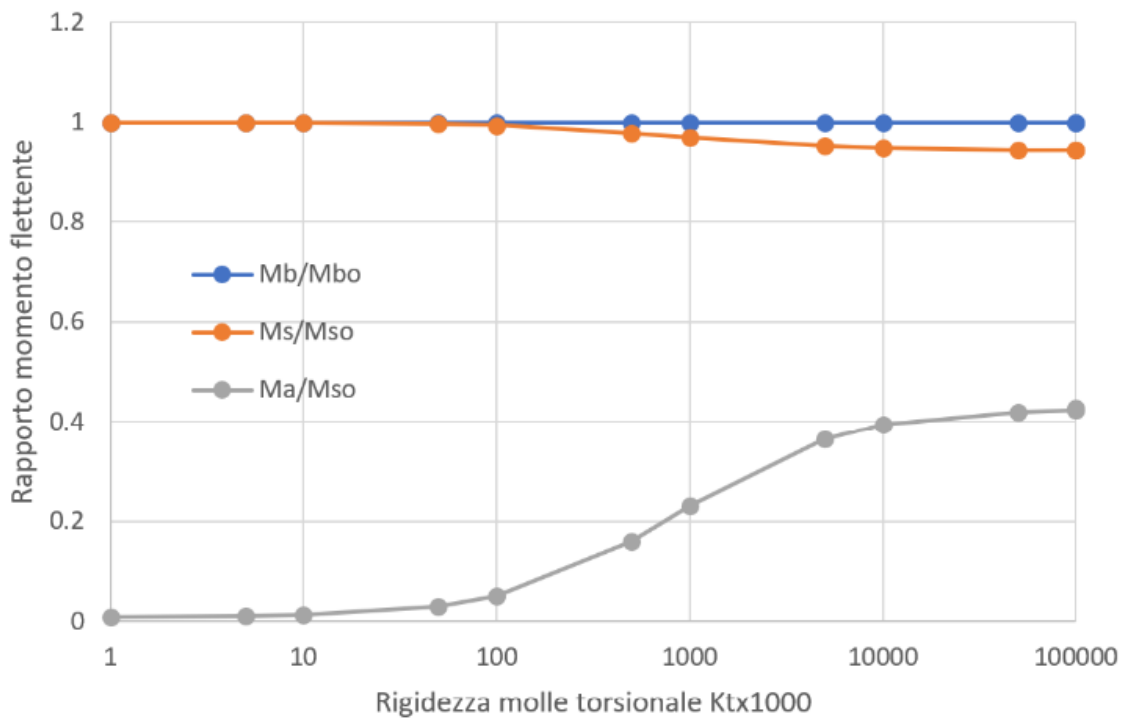




Figura 31. Sintesi dell'effetto di variazione del vincolo (da cerniera a incastro perfetto)

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

**Conclusioni:**

1. La variazione massima del momento flettente positivo della campata centrale è inferiore al 6% e sempre inferiore al valore di riferimento adottato.
2. I momenti flettenti negativi sui supporti interni (assi B e C) praticamente non subiscono variazioni.
3. I momenti nelle appoggi esterni (assi A e D) in caso di un certo grado di incastramento, saranno sempre positivi per la notevole differenza di lunghezza tra la campata centrale e le campate laterali. La sua variazione rappresenta un massimo del 42% del momento massimo della campata centrale. Basterebbe quindi posizionare un'armatura equivalente alla metà di quella posta nella campata centrale per coprire eventuali incertezze sul grado di incastro.
4. l'ipotesi di articolazione tra soletta di copertura e diaframmi adottata è soddisfacente per portare a una progettazione razionale con sufficiente robustezza di fronte all'incertezza del reale vincolo che può svilupparsi nella connessione.

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## **ALLEGATO N.3**

**Verifiche integrative del nodo di connessione soletta / diaframma**



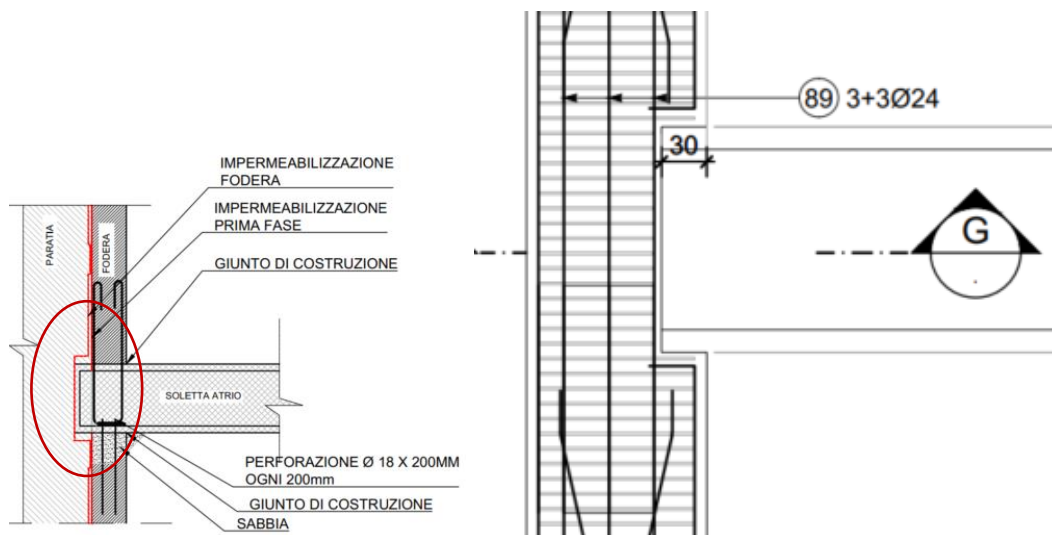
## 1. VERIFICA DELLA CONNESSIONE SOLETTA-DIAFRAMMA

### 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 100 cm a 70cm. 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





## 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).

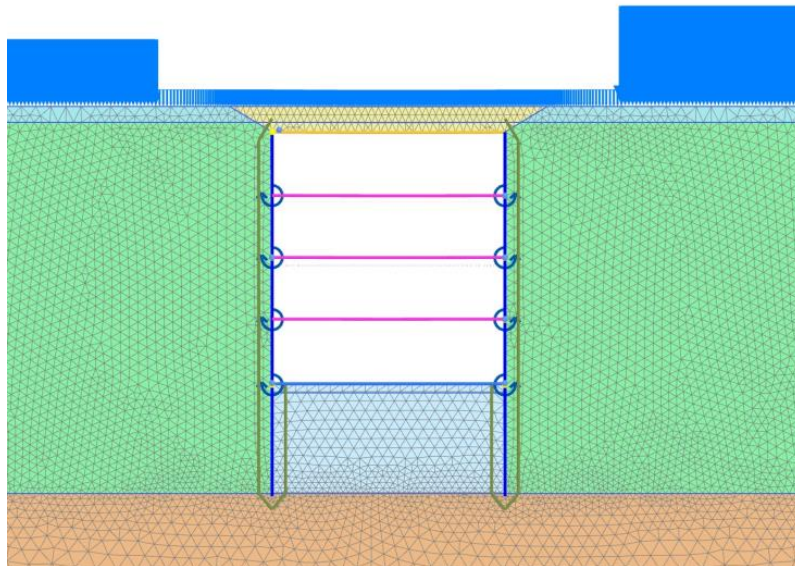


Figura 32. Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Stazioni S4G

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.

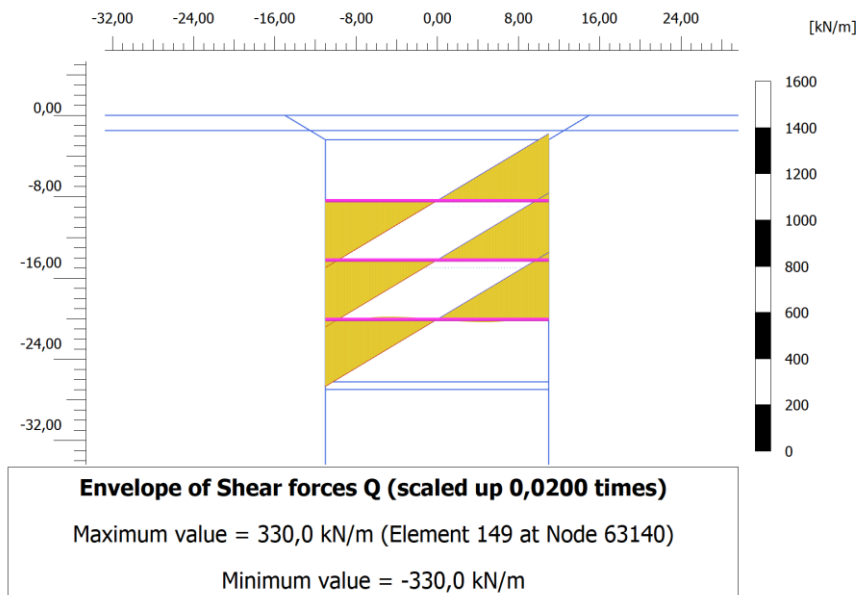


Figura 33. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G

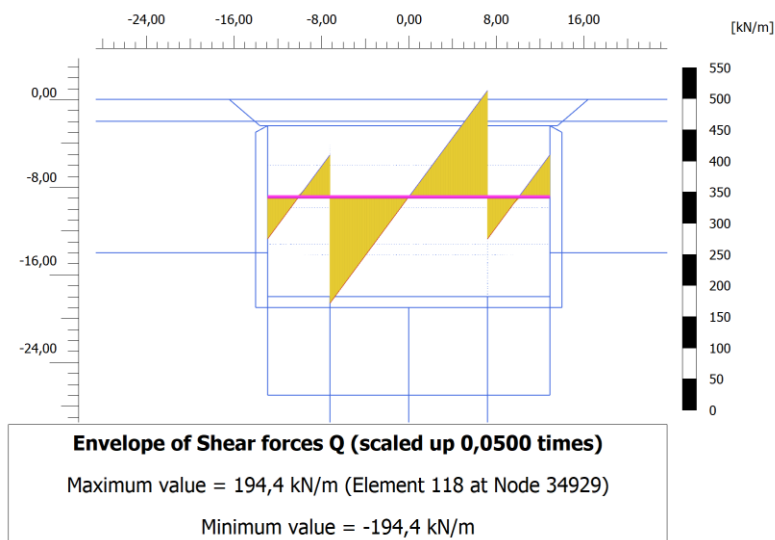


Figura 34. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Bologna





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 34, i valori di reazione vincolare sono notevolmente più bassi (194KN/m).

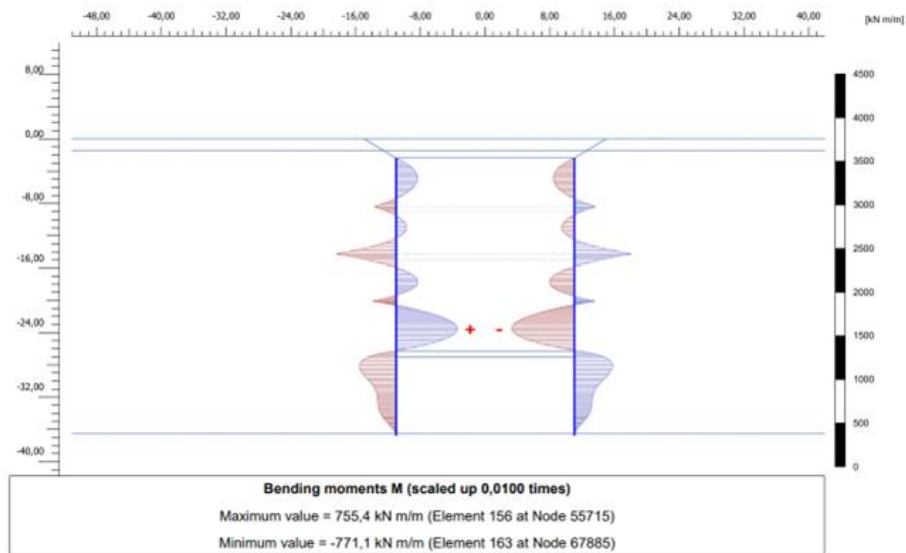


Figura 35. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

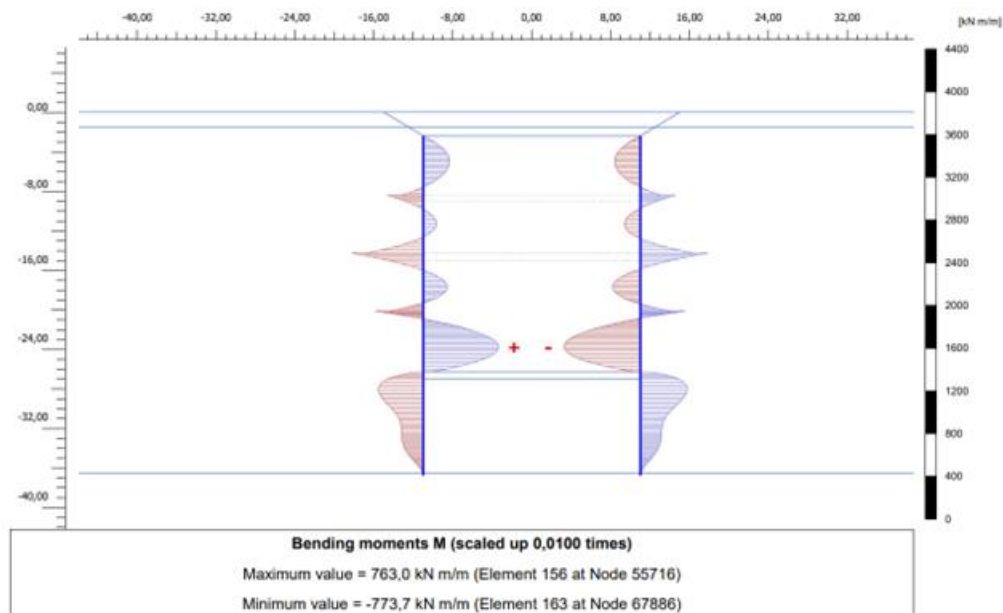


Figura 36. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)

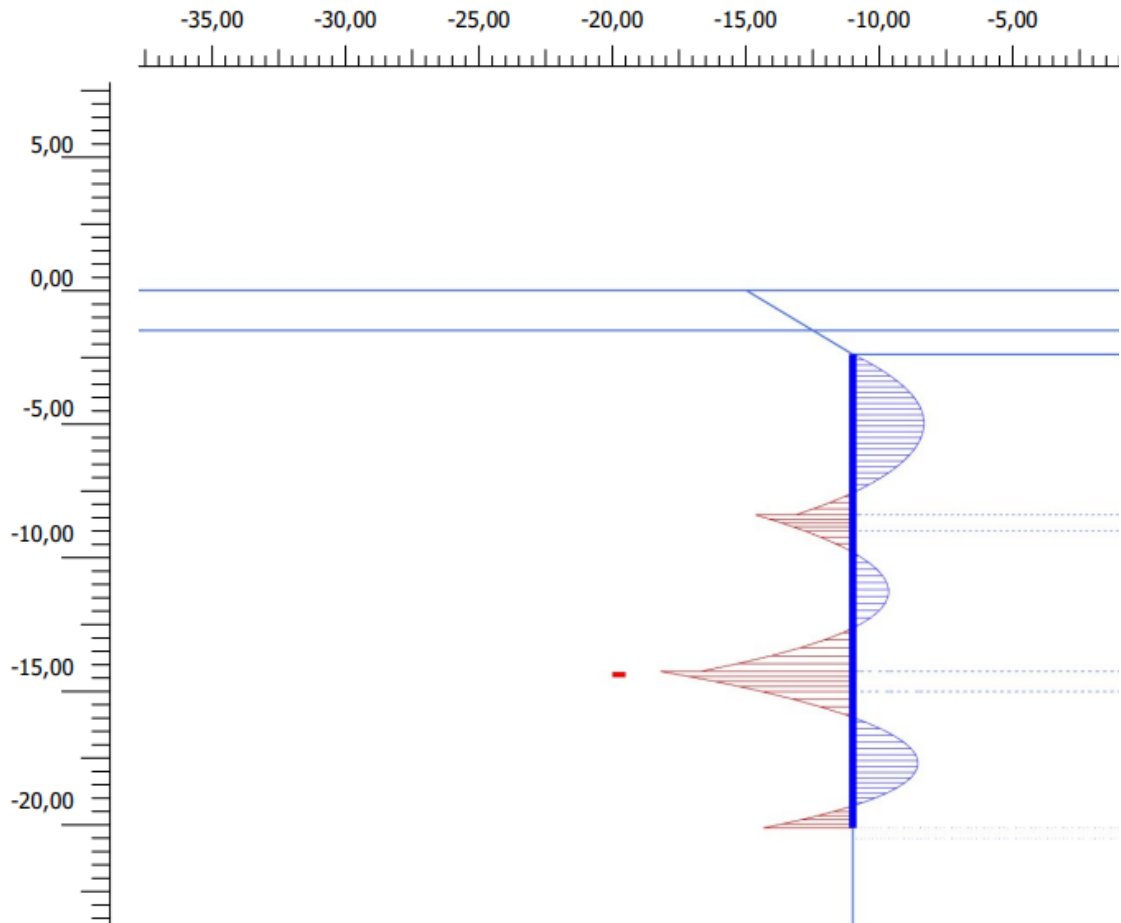


Figura 37. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



### 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.

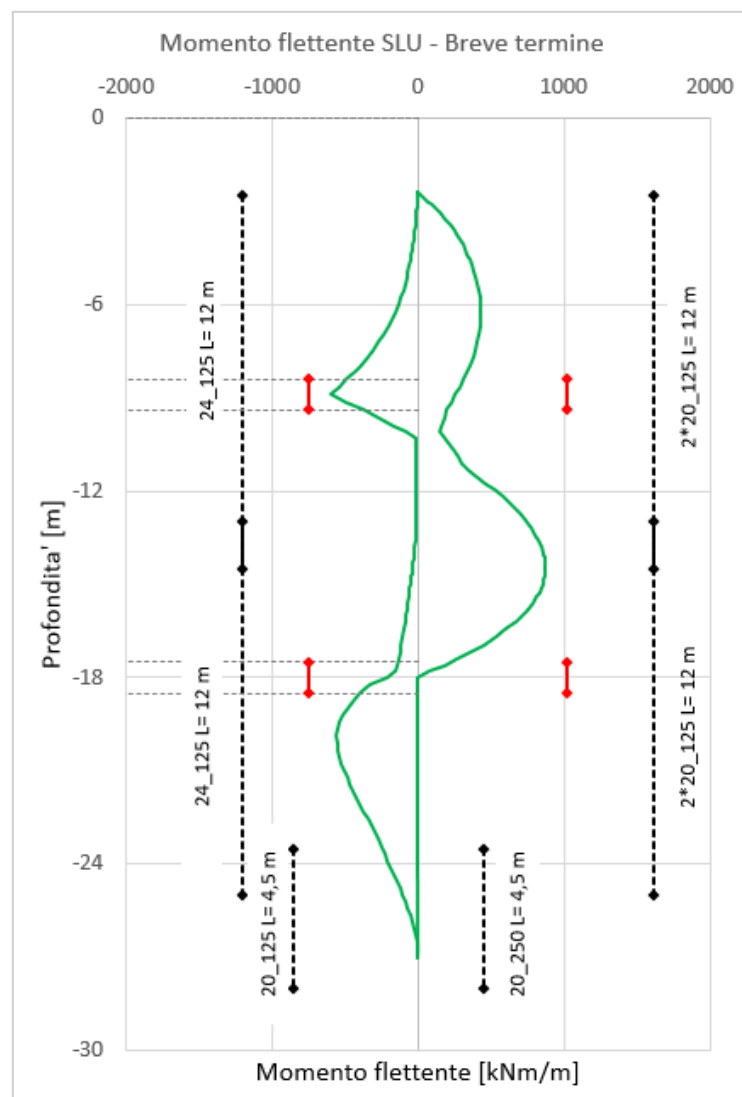


Figura 38. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta

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


**Tabella 27 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Atrio**

<b>Sezione di verifica SLU: Tasca Atrio</b>	
<b>Geometria sezione:</b>	
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000 [mm]
Copriferro	75 [mm]
Altezza utile della sezione	575 [mm]
<b>Armature</b>	
<b>Armatura tesa</b>	
Diametro dei ferri correnti	24 [mm]
Numero dei ferri correnti	8 [-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	0 [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	3619 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura compressa</b>	
Diametro dei ferri correnti	20 [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	5027 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Materiali</b>	
<b>Calcestruzzo</b>	
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]
<b>Acciaio</b>	
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]
<b>Momento resistente della sezione</b>	
	<b>747,61 [kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	
	<b>601,00 [kNm]</b>
	Verificato

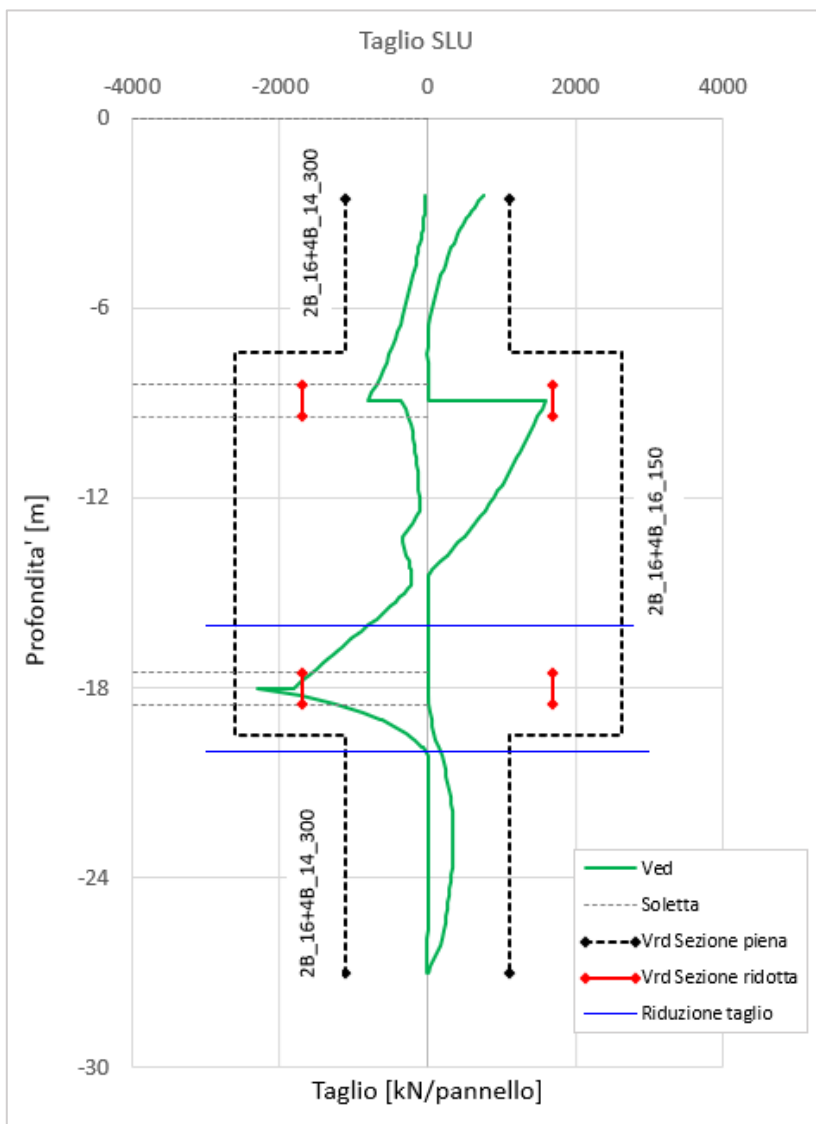



Figura 39. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

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

**Tabella 28 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta**

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1200 mm - <math>\phi</math>16 2 braccia + <math>\phi</math>16 4 braccia passo 100 mm</i>			
<b>Geometria</b>			
Altezza sezione	H	700	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	$\phi_{sl}$	24	mm
Diametro staffe	$\phi_{sw}$	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	597	mm
<b>Materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	$\alpha_{cc}$	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
<b>Acciaio</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	$\gamma_s$	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391,30	MPa
<b>Elementi con armatura a taglio</b>			
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw1}$	16	mm
Numero braccia	$n_{b1}$	2	
Diametro staffe esterne	$\phi_{sw2}$	16	mm
Numero braccia	$n_{b2}$	4	
Passo staffe	s	150	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	$\theta$	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	$\alpha$	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	$A_{sw}$	1205,76	mm <sup>2</sup>
Braccio coppia interna	z	537,3	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rsd}$	1690	kN
Resistenza offerta dai puntoni	$V_{Rcd}$	5328	kN
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1690</b>	<b>kN</b>
<b>Taglio sollecitante SLU</b>	<b><math>V_{ed}</math></b>	<b>1414</b>	<b>kN</b>
			Verificato

 <b>CITTA' DI TORINO</b>	<b>Metropolitana di Torino - Linea 2</b> <b>Tratta: Politecnico - Rebaudengo</b> <b>Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna</b>
Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di sostegno stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

## **ALLEGATO N.4**

### **Incidenza armatura opere di sostegno**





CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo opere di  
 sostegno stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR001-0-1

Elemento: **Diaframmi**

Volumen = 71,4 mc

Incidenza = 136 kg/mc

(+10%)

Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
est	1	24	12,5	21	3	63	3,551	223,71
int	2	20	12,5	21	10,2	214,2	2,466	528,22
est	3	24	12,5	21	12	252	3,551	894,85
int	4	20	12,5	21	5	105	2,466	258,93
est	5	24	12,5	21	12	252	3,551	894,85
int	6	20	12,5	42	8,7	365,4	2,466	901,08
est	7	24	12,5	21	6,3	132,3	3,551	469,80
int	8	20	12,5	42	5	210	2,466	517,86
int	9	20	12,5	21	6,7	140,7	2,466	346,97
lat	10	24	30	6	3	18	3,551	63,92
lat	11	24	30	6	12	72	3,551	255,67
lat	12	24	30	6	12	72	3,551	255,67
lat	13	24	30	6	6,3	37,8	3,551	134,23
staffe	14	16	30	50	4,95	247,5	1,578	390,56
staffe	15	16	30	50	3,25	162,5	1,578	256,43
staffe	16	14	30	100	3	300	1,208	362,40
staffe	17	16	15	16	3,25	52	1,578	82,06
staffe	18	16	15	16	4,55	72,8	1,578	114,88
staffe	19	14	15	32	2,6	83,2	1,208	100,51
staffe	14a	16	15	52	3,25	169	1,578	266,68
staffe	15a	16	15	52	4,95	257,4	1,578	406,18
staffe	16a	16	15	104	3	312	1,578	492,34
dia	20	24		20	4,76	95,2	3,551	338,06
dia	21	24		20	4	80	3,551	284,08
staffe	10	20	20	0	3,1	0	2,466	0,00
								<b>8839,90</b>

kg