ITEC engineering

COMUNE DI GENOVA

Committente:

Titolo:

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEI RIVI MAROTTO E MONFERRATO A GENOVA MULTEDO

Livello di Progetto:
Definitivo

Oggetto:

Strutture da Viale Villa Gavotti alla sez n°13

Camera di spinta e ricezione Microtunnelling

-Relazione tecnica di calcolo

-Relazione sui materiali

-Relazione geotecnica

Relazione sull'attendibilità dei risultati

Codice Progetto:
P072-14

Nome File:
P072-14-D-RE-STR-001-A

Firme:





Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	RS	31/07/18	PM/DG	31/07/18

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA

efca FIDIC

ACCREDIA IQNet

Sistema Certificato UNI EN ISO 9001
SC 10-2588/IAF 34

E' vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 RELAZIONE DESCRITTIVA 6

1.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 6
1.1.1 Inquadramento generale 6
1.1.2 Descrizione del tombino relativo al Rio Marotto ubicato a monte della confluenza 7
1.1.3 Descrizione del tombino relativo al Rio Monferrato ubicato a monte della confluenza 7
1.1.4 Descrizione del tombino ubicato a valle della confluenza 7
1.1.5 Paratie provvisorie 7

RELAZIONE SUI MATERIALI 8

1.2 OPERE IN C.A. 8
1.2.1 Acciaio d'armatura 8
1.2.2 Conglomerato cementizio 8
1.3 OPERE IN ACCIAIO 9
1.4 MICROPALI I.G.U. 9
1.4.1 Malta per micropali 9
1.4.2 Acciaio micropali 9

2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 10

2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI 10
2.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 10
2.2.1 Azioni statiche 10
2.2.2 Azione sismica 12
2.3 SCELTE PROGETTUALI 15
2.3.1 Classi di esposizione – copriferro 15

3 RELAZIONE STRUTTURALE 16

3.1 MODELLI DI CALCOLO E RELATIVE ANALISI DEI CARICHI 16
3.1.1 Scatolari in C.A. 16
3.1.1.1.1 Schematizzazione del terreno 16
3.1.2 Paratie provvisorie 17
3.1.2.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie 17
3.1.2.1.2 Schematizzazione del terreno 17
3.2 COMBINAZIONI DI CARICO 19
3.2.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU) 19
3.2.2 Combinazioni sismiche 20
3.2.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE) 20
3.3 VERIFICHE SVOLTE 21
3.3.1 Strutture in c.a. 21
3.3.2 Paratia 21
3.3.3 Sintesi dei risultati ottenuti 21

4 VERIFICHE STRUTTURALI 22

4.1 OPERE DI SOSTEGNO LUNGO VIALE VILLA GAVOTTI. 22

4.1.1 Paratia sez. n° 36 22
4.1.2 Paratia sez. n° 33 25
4.1.3 Paratia sez. n° 32 27
4.1.4 Paratia sez. n° 31 29
4.1.5 Paratia sez. n° 30.1 31
4.1.6 Paratia sez. n° 30 33
4.1.7 Paratia sez. n° 29 35
4.1.8 Paratia sez. n° 28 37
4.1.9 Paratia sez. n° 27 39
4.1.10 Paratia sez. n° 26 41
4.1.11 Paratia sez. n° 25.1 43
4.1.12 Paratia sez. n° 25 45
4.1.13 Paratia sez. n° 23 47
4.1.14 Paratia sez. n° 22 49
4.1.15 Paratia sez. n° 20 51
4.1.16 Traverso in acciaio per l'ancoraggio dei puntoni 53
4.1.17 Paratie in corrispondenza della soletta ribassata. 54
4.2 OPERE DI SOSTEGNO RIO MONFERRATO 56
4.2.1 Paratia sez. n° 107 57
4.2.2 Paratia sez. n° 102 59
4.3 OPERE DI SOSTEGNO ALL'INTERNO DELL'EX AREA MULTEDO 61
4.3.1 Paratia sez. 13 63
4.4 CANTIERE A: MICROTUNNELLING SOTTO LA LINEA FERROVIARIA, CAMERA DI SPINTA E DI RICEZIONE. 65
4.4.1 Camera di spinta 68
4.4.1.1 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 4.50 m. 68
4.4.1.2 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 4.50 m. 69
4.4.1.3 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 6.60 m. 71
4.4.1.4 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 6.60 m. 73
4.4.2 Camera di ricezione 83
4.4.2.1 Paratia lato lungo in prossimità della strada. 83
4.4.2.2 Paratia lato corto in prossimità dell'oleodotto. 85
4.5 TRATTI DI SCATOLARE CON SOLETTA RIBASSATA PER PASSAGGIO SOTTOSERVIZI UBICATI TRA LE SEZIONI N° 20 E N° 23 E TRA LE SEZIONI N° 102 E N° 104 90
4.5.1 Carichi applicati 91
4.5.1.1 Soletta superiore e travi 91
4.5.2 Verifiche allo SLU 96
4.5.2.1 Soletta superiore gettata in opera 96
4.5.3 Travi laterali 104
4.5.4 Verifiche allo SLE 106
4.5.4.1 Soletta superiore gettata in opera 107
4.5.4.2 Travi laterali 109
4.6 SCATOLARE TRA LE SEZIONI N° 14 E N° 16 CON PARETE FORATA. 110
4.6.1 Carichi applicati 111
4.6.2 Verifiche allo SLU 116
4.6.2.1 Soletta superiore 117
4.6.2.2 Platea inferiore 126
4.6.2.3 Pareti laterali 135

4.6.2.4 Trave laterale 144
4.6.3 Verifiche allo SLE 146
4.6.3.1 Soletta superiore 147
4.6.3.2 Platea inferiore 149
4.6.3.3 Pareti laterali 150
4.6.3.4 Trave laterale 154
4.7 SCATOLARE SUL RIO MONFERRATO A MONTE DELLA CONFLUENZA. 155
4.7.1 Carichi applicati 156
4.8 SCATOLARE SUL RIO MAROTTO A MONTE DELLA CONFLUENZA. 160
4.8.1 Carichi applicati 161
4.9 SCATOLARE A VALLE DELLA CONFLUENZA 166
4.9.1 Carichi applicati 167
4.10 TRATTO DI SCATOLARE IN PROSSIMITÀ DELLA CONFLUENZA. 172
4.10.1 Carichi applicati 173
4.10.2 Verifiche allo SLU 174
4.10.2.1 Soletta superiore 175
4.10.2.2 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 8.00 m 187
4.10.2.3 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 6.00 m 189
4.10.2.4 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 4.50 m 191
4.10.3 Verifiche allo SLE 193
4.10.3.1 Soletta superiore 194
4.10.3.2 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 8.00 m 197
4.10.3.3 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 6.00 m 198
4.10.3.4 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 4.50 m 199

5 RELAZIONE GEOTECNICA 200

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI 200
5.1.1 Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni 200
5.1.2 Stratigrafie 205
5.2 PARATIE DI MICROPALI 205
5.3 MODELLI GEOTECNICI 205
5.4 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO) 205
5.5 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO 206
5.6 OPERE DI SOSTEGNO LUNGO VIALE VILLA GAVOTTI. 208
5.6.1 Paratia sez. n° 36 208
5.6.2 Paratia sez. n° 33 209
5.6.3 Paratia sez. n° 32 210
5.6.4 Paratia sez. n° 31 211
5.6.5 Paratia sez. n° 30.1 212
5.6.6 Paratia sez. n° 30 213
5.6.7 Paratia sez. n° 29 214
5.6.8 Paratia sez. n° 28 215
5.6.9 Paratia sez. n° 27 216
5.6.10 Paratia sez. n° 26 217
5.6.11 Paratia sez. n° 25.1 218
5.6.12 Paratia sez. n° 25 219
5.6.13 Paratia sez. n° 23 220
5.6.14 Paratia sez. n° 22 221

5.6.15 Paratia sez. n° 20 222
5.6.16 Paratie in corrispondenza della soletta ribassata 223
5.7 OPERE DI SOSTEGNO RIO MONFERRATO 226
5.7.1 Paratia sez. 107 226
5.7.2 Paratia sez. 102 227
5.8 OPERE DI SOSTEGNO ALL'INTERNO DELL'EX AREA MULTEDO 228
5.8.1 Paratia sez. n° 13 228
5.9 CANTIERE A: MICROTUNNELLING SOTTO LA LINEA FERROVIARIA, CAMERA DI SPINTA E DI RICEZIONE. 229
5.9.1 Camera di spinta 229
5.9.1.1 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 4.50 m 229
5.9.1.2 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 4.50 m 230
5.9.1.3 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 6.60 m 231
5.9.1.4 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 6.60 m 232
5.9.2 Camera di ricezione 244
5.9.2.1 Paratia lato lungo in prossimità della strada 244
5.9.2.2 Paratia lato corto in prossimità dell'oleodotto 245
5.10 SCATOLARI IN C.A. 246
5.11 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO) 246
5.11.1 approccio di verifica adottato in ambito geotecnico 247
5.11.2 Scatolare sul rio Monferrato a monte della confluenza 247
5.11.2.1 Verifiche di portanza della fondazione 248
5.11.3 Scatolare sul Rio Marotto a monte della confluenza 251
5.11.3.1 Verifiche di portanza della fondazione 251
5.11.4 Scatolare unico a valle della confluenza 254
5.11.4.1 Verifiche di portanza della fondazione 254

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO 256

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA 256
6.1.1 Strutture in c.a. 256
6.1.2 Paratie 256
6.1.2.1 Caratteristiche del modello 256
6.1.2.1.1 Introduzione 256
6.1.2.1.2 Schematizzazione della paratia 256
6.1.2.2 Schematizzazione del terreno 256
6.2 VERIFICHE SVOLTE 257
6.2.1 Strutture in c.a. 257
6.2.2 Paratie 257
6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO 257
6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO 258
6.4.1 Scatolari in C.A. 258
6.4.2 Scatolari in C.A. 258
6.4.3 Paratie 259

1 RELAZIONE DESCRITTIVA

1.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La presente relazione tecnica viene redatta nell'ambito del progetto esecutivo inerente gli *interventi di adeguamento delle sezioni d'alveo del Rio Marotto e del Rio Monferrato tra viale Villa Gavotti e lo sfocio a mare* da effettuarsi nel Comune di Genova.

La tombinatura in progetto attraversa Via Merano, prosegue tra gli edifici delle ex fonderie Multedo in destra ed altri capannoni in sinistra, dove riceve anche le acque del Monferrato, sottopassa il fascio di binari della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia e infine, dopo un breve tratto a cielo aperto, sfocia in mare.

Gli interventi in oggetto possono essere classificate in alcune opere principali così suddivise:

- Realizzazione di paratie provvisorie, funzionali alla realizzazione dei nuovi scatolari;
- Realizzazione di nuovi scatolari per il Rio Marotto e per il Rio Monferrato che garantiscano un'adeguata sezione idraulica;
- Realizzazione di alcune opere provvisorie, necessarie per consentire l' attraversamento degli scavi;
- Realizzazione di un monolite varato a spinta nel tratto interessato dall'attraversamento della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia;
- Posa di un tratto di condotta idrica e di alcune condotte dell'oleodotto al di sotto della linea ferroviaria, utilizzando la tecnica del microtunnelling.

Per la presenza di numerosi sottoservizi nell'area in cui andrà realizzato l'intervento, in alcuni tratti l'esecuzione della tombinatura andrà realizzata adottando alcuni accorgimenti per consentire di ridurre al minimo il disturbo alle linee presenti.

1.1.1 **Inquadramento generale**

L'oggetto della presente relazione tecnica è il dimensionamento strutturale delle opere strutturali necessarie per l'adeguamento della sezione idraulica del Rio Marotto e del Rio Monferrato nel Comune di Genova. Tali corsi d'acqua nella zona considerata corrono in sotterranea all'interno di una tombinatura in C.A.. Nel presente progetto sarà dimensionata la nuova tombinatura dei due corsi d'acqua citati, al fine di adeguare la sezione idraulica in funzione delle portate di massima piena che si verificheranno sui due rii. I tombini dopo aver attraversato Via Merano, proseguiranno all'interno dell'area delle ex fonderie Multedo, ed all'interno di questa, il Rio Marotto ed il Rio Monferrato si uniranno in un unico canale che proseguirà fino allo sbocco in mare dopo aver sottopassato la linea ferroviaria Genova-Ventimiglia ed il fascio di binari presenti adibiti al ricovero rotabili.

Dopo aver sommariamente elencato in precedenza le opere da realizzare, vengono qui descritte singolarmente le opere trattate nella presente relazione. Per caratterizzare alcuni carichi da applicare alle opere in progetto, come sarà meglio enunciato nei paragrafi successivi, si sono considerati i carichi da traffico afferenti ai ponti stradali di I^a categoria (Rif. D.M. 14 Gennaio 2008 - *"Norme Tecniche per le costruzioni"*).

1.1.2 Descrizione del tombino relativo al Rio Marotto ubicato a monte della confluenza

Il tratto considerato è quello compreso tra le sezioni di progetto n° 36 e n° 20 su Viale Villa Gavotti, a monte dell'area della vecchia acciaieria. All'interno di tale tratto, sono presenti tre diverse tipologie di scatolare.
Partendo da monte, il tratto di scatolare compreso tra le sezioni n° 36 e n° 31 sarà sprovvisto di soletta superiore, al di sopra delle pareti laterali a contatto con il terreno saranno previsti due muri dello spessore pari a 30 cm, con altezza variabile fino ad un massimo di circa 2.60 m; questo tratto di scatolare presenta una larghezza interna di 5.40 m.
Tra le sezioni n° 33 e n° 31 sarà presente un tratto a larghezza variabile necessario per consentire il raccordo con lo scatolare di valle, la lunghezza risulterà pari a 9.55 m circa.
Procedendo verso valle lo scatolare sarà provvisto di soletta superiore, poiché correrà interrato. Nel tratto compreso tra le sezioni n° 31 e n° 25, le dimensioni trasversali del tombino saranno pari a 5.00 m, mentre a valle della sezione n° 25 e fino alla sezione n° 20, il manufatto presenterà una larghezza netta di 6.00m, l'altezza interna si manterrà costante e pari a 2.50 m.
Lo spessore della soletta, della platea e delle pareti laterali sarà pari a 0.60 m, per tutte le tipologie presenti.

1.1.3 Descrizione del tombino relativo al Rio Monferrato ubicato a monte della confluenza

Il tratto di scatolare considerato è quello compreso tra le sezioni di progetto n° 105 e n° 101, ubicate a monte dell'area della vecchia acciaieria; le dimensioni trasversali dello scatolare rimarranno costanti per l'intero sviluppo longitudinale del tratto considerato; a monte della sezione n° 105, invece, sarà necessario un tratto a larghezza variabile della lunghezza pari a 5.50 m circa che consentirà di raccordare il nuovo manufatto di progetto a quello esistente.
Il manufatto dovrà garantire una sezione idraulica netta pari a 4.50m in larghezza e 1.50 m in altezza; lo spessore della soletta , della platea e delle pareti laterali sarà pari a 0.60 m, detto manufatto sarà realizzato in C.A. gettato in opera.

1.1.4 Descrizione del tombino ubicato a valle della confluenza

Il tratto di scatolare considerato è quello ubicato a valle della sezione n° 16, all'interno dell'area della vecchia acciaieria; il manufatto presenterà una larghezza netta di 8.00m, l'altezza interna si manterrà costante e pari a 2.50 m.
Lo spessore della soletta sarà pari a 0.70m, quello della platea e delle pareti laterali sarà pari a 0.50 m.
Nel tratto interessato dalla confluenza dei due corso d'acqua, lo spessore della soletta, delle pareti laterali e della platea sarà pari a 0.60m.

1.1.5 Paratie provvisorie

Per garantire la sicurezza degli scavi lungo lo sviluppo longitudinale dell'intervento, sarà necessaria la realizzazione di una serie di paratie ubicate sia in sponda destra che in sponda sinistra per i tratti di monte dei due corsi d'acqua. Per garantire la stabilità di tali opere provvisorie, saranno disposti dei puntoni trasversali collocati in corrispondenza del cordolo di testa delle paratie. Detti puntoni saranno costituiti da profili tubolari metallici e saranno ancorati al cordolo delle paratie, oppure ad opportuni traversi di contrasto realizzati mediante profilati metallici a doppio T.

1.2 OPERE IN C.A.

Per la costruzione delle opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

1.2.1 Acciaio d'armatura

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} <$ 1.35
- $(f_y)_{nominale}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{nominale}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{nominale}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{nominale}$
- E = 210000 N/mm^2

1.2.2 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza:
  - Fondazione: **C32/40 (R_{ck} = 40 N/mm^2)**
  - Elevazione: **C32/40 (R_{ck} = 40 N/mm^2)**
  - Cordoli: **C32/40 (R_{ck} = 40 N/mm^2)**
  - Magrone: **C12/15 (R_{ck} = 15 N/mm^2)**
- Classe di cemento: CEM II
- Aggregati:
  - Interferro ≥ 35 mm: D_{max} = 32 mm
  - Interferro < 35 mm: D_{max} = 20 mm
- Classe di consistenza: S4
- Classe di durabilità:
  - Fondazione: **XC4**
  - Elevazione: **XC4**
  - Cordoli: **XC4**
  - Magrone: **X0**
- Classe di contenuto ioni cloruro:
  - Fondazione: **Cl. 0.4**
  - Elevazione: **Cl. 0.4**
  - Cordoli: **Cl. 0.4**
- Rapporto A/C massimo:
  - Fondazione: **0.50**
  - Elevazione: **0.50**
  - Cordoli: **0.50**
- Dosaggio min. cemento:
  - Fondazione: 340 kg/m^3
  - Elevazione: 340 kg/m^3
  - Cordoli: 340 kg/m^3
- Aria intrappolata max:

- Fondazione: 2.5%
- Elevazione: 2.5%
- Cordoli: 2.5%

- Volume di acqua di bleeding: <0.1%.

1.3 OPERE IN ACCIAIO

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dei traversi di contrasto dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355 J0**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

1.4 MICROPALI I.G.U.

1.4.1 Malta per micropali

La malta cementizia da impiegarsi per la realizzazione dei micropali deve avere le seguenti caratteristiche

- Malta per iniezioni **R425**

1.4.2 Acciaio micropali

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dell'armatura dei micropali (profili tubolari) dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 *"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* e della relativa *"Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP."*.
Per quanto non specificato nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata validità ed in particolare:

- UNI EN 1992-1-1:2005 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005 "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici";
- D.M. 5 Novembre 2001 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.*

2.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

2.2.1 Azioni statiche

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel D.M. al cap. 3 e nelle indicazioni delle case produttrici, in particolare:

- 1) G1 – Carichi permanenti strutturali (γ_{fav}=1.00 - γ_{sfav}=1.35)
  - C.a. 25.00 kN/m^3;
  - Acciaio 78.50 kN/m^3.

- 2) G2 – Carichi permanenti NON strutturali (γ_{fav}=1.00 - γ_{sfav}=1.50)
  - Pavimentazione stradale: 3.50 kN/m^2;
  - Terreno di ricoprimento cfr. par 5.1

I parametri fisico – meccanici dei terreni assunti in sede di progetto saranno definiti nel par. 5.1 contenente la relazione geotecnica.
Per quanto riguarda il sovraccarico di esercizio, alla luce dell'ubicazione dell'opera e delle caratteristiche dell'infrastruttura in oggetto, sono state considerate le seguenti tipologie di carico:

- Azioni verticali da traffico:
  - Carico distribuito:
    - Traffico sugli scatolari 20.00 kN/m^2;
    - Traffico sul tratto ribassato di soletta 9.00 kN/m^2;
  - Assi tandem
    - Azione in campata (diffusione locale):
      - Schema di carico 2 asse da 400 kN (1 asse)
- Spinta di un sovraccarico sul terreno pari a:

- Sovraccarico 20 kN/m^2

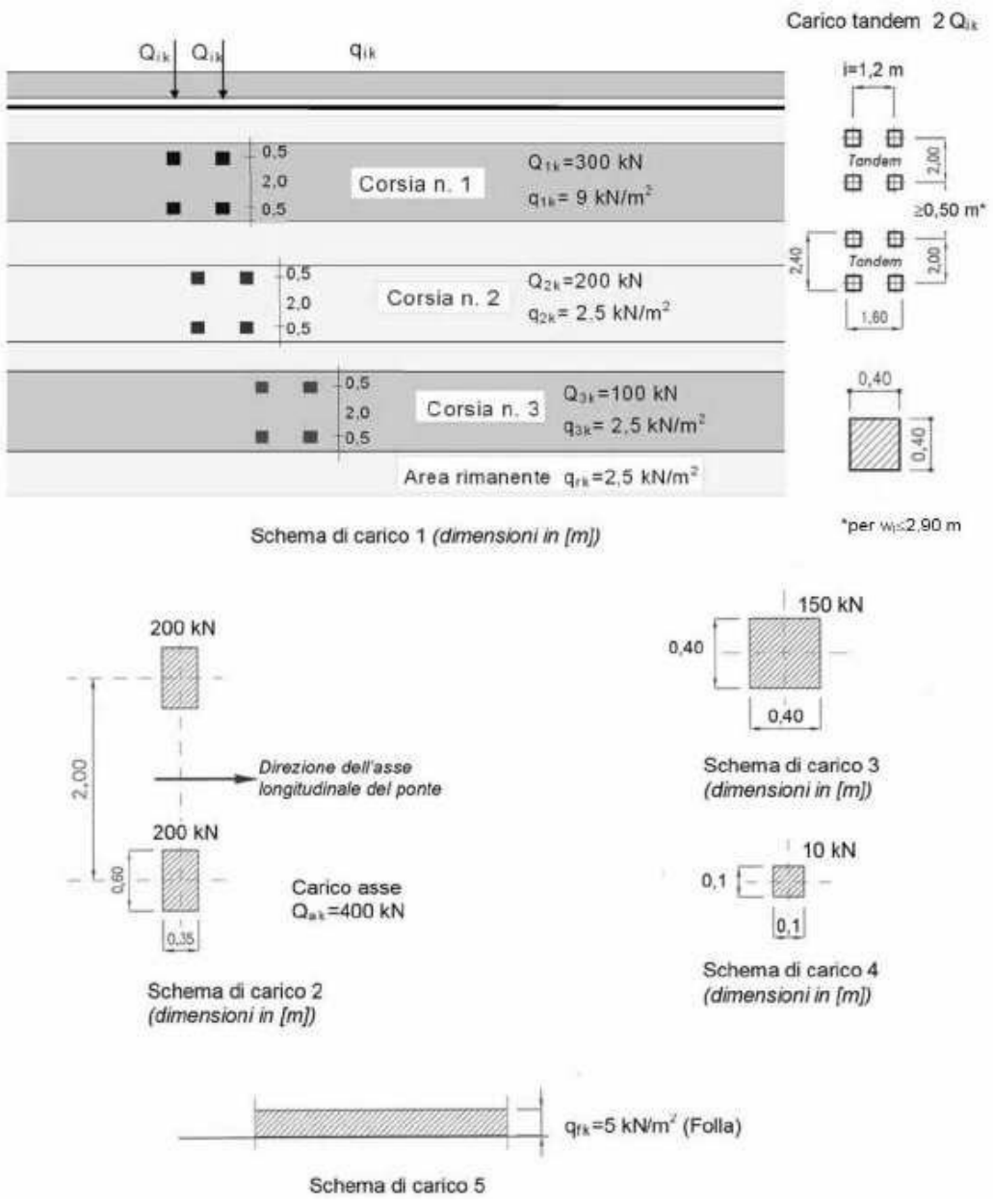


Figura 2.1 – Carichi da applicare sull'impalcato secondo D.M. 14/01/2008.

I carichi da traffico vanno disposti secondo delle corsie convenzionali definite all'interno del D.M.:



Figura 5.1.1 – *Esempio di numerazione delle corsie*

Tabella 5.1.I - *Numero e Larghezza delle corsie*

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

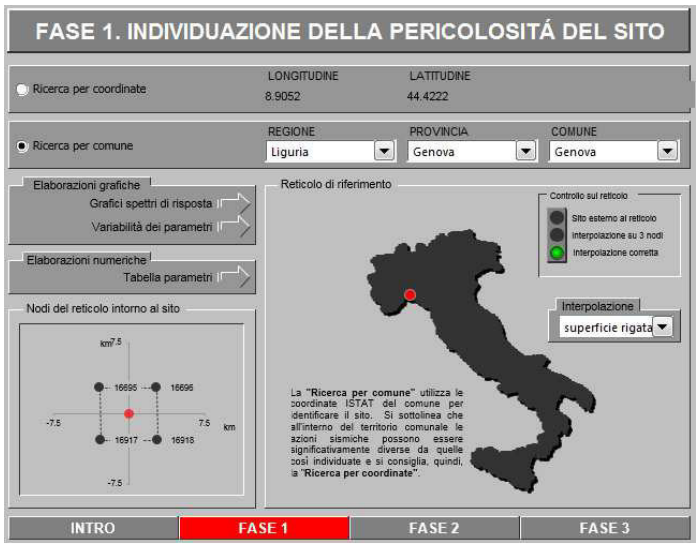
2.2.2 **Azione sismica**

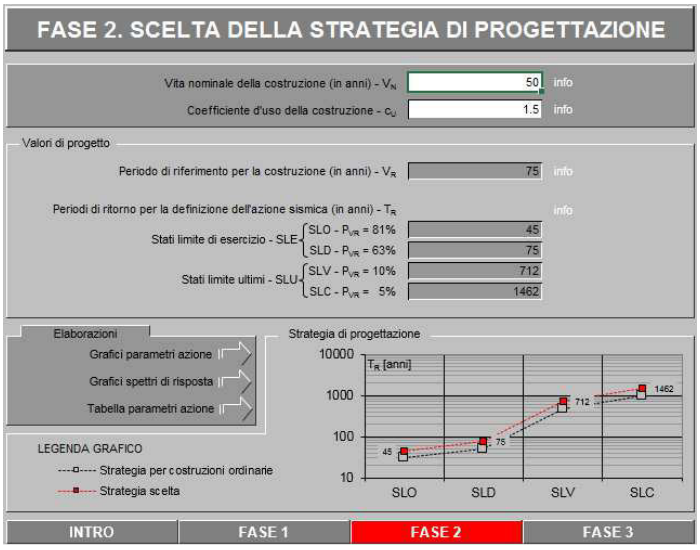
Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, le opere di sistemazione rientrano nella categoria delle opere ordinarie. E' stata quindi assunta per esse una vita nominale $\mathbf{V_N = 50}$ **anni** ed una classe d'uso III ($\mathbf{c_u = 1.5}$), da cui in definitiva un tempo di riferimento dell'opera $\mathbf{V_R = 75}$ **anni**.

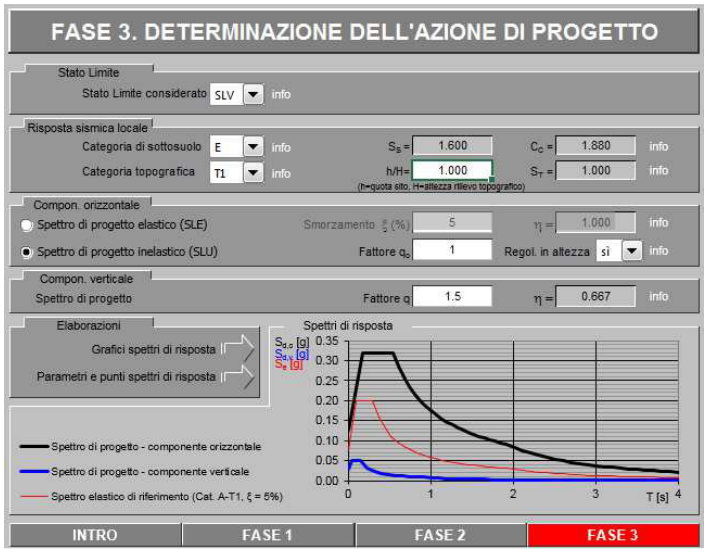
Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, risultano i seguenti tempi di ritorno T_R :

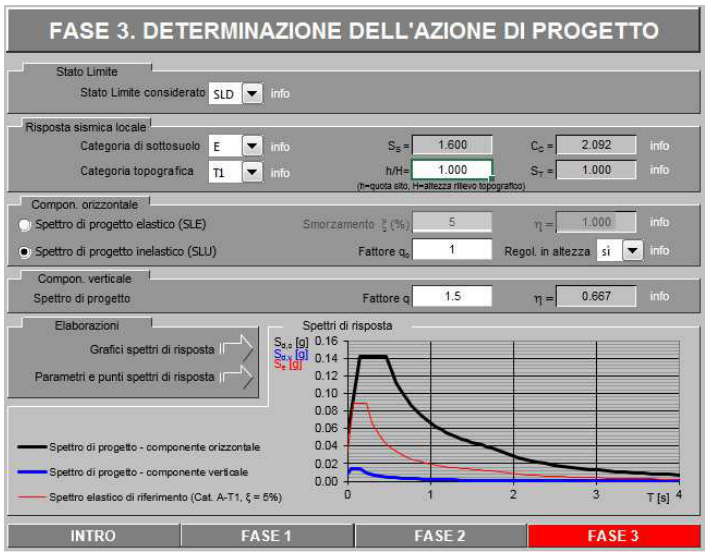
- 712 anni con riferimento allo SLV (pari ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).
- 75 anni con riferimento allo SLD (pari ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni).

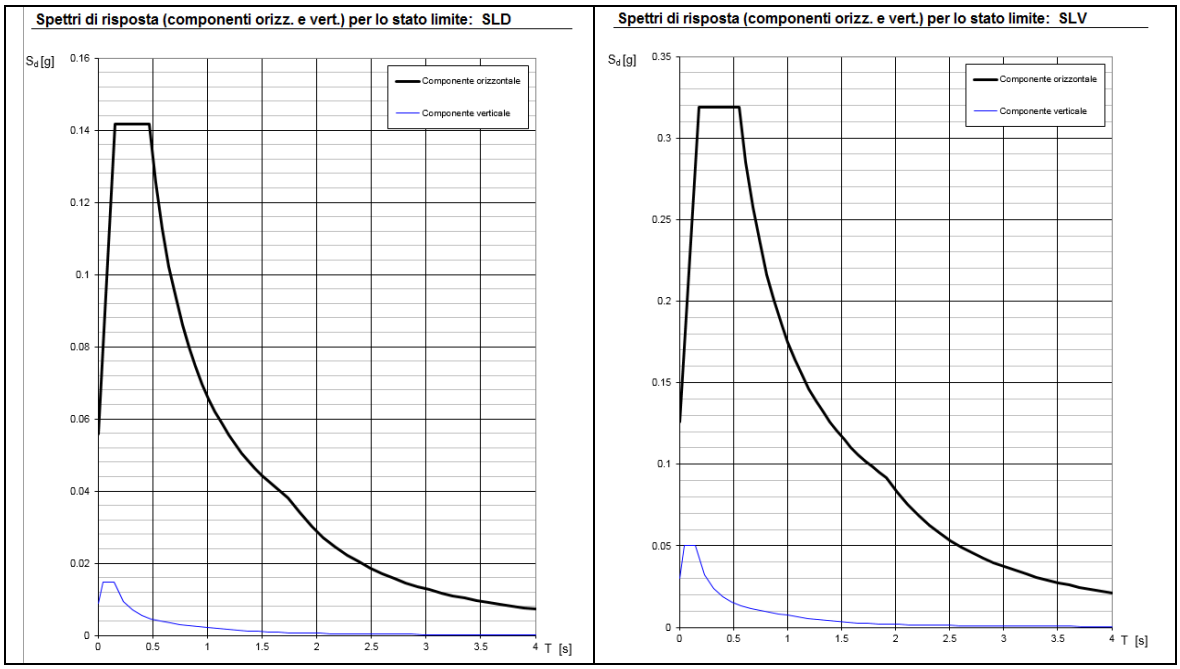
Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, in virtù della natura dei terreni in oggetto, sono state assunte una **Categoria del sottosuolo E** "Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m" (da cui un coefficiente di amplificazione stratigrafica $\mathbf{S_S = 1.600}$) ed una **Categoria topografica T1** "Pendii con inclinazione media i ≤ 15°" (da cui un coefficiente di amplificazione topografica $\mathbf{S_T = 1.000}$).


FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
8.9052
LATITUDINE
44.4222
Ricerca per comune
REGIONE
Liguria
PROVINCIA
Genova
COMUNE
Genova
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
16695
16696
16917
16918
Reticolo di riferimento
Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
interpolazione su 3 nodi
interpolazione corretta
Interpolazione
superficie rigata
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N
50
info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U
1.5
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R
75
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81%
45
SLD - P_{VR} = 63%
75
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10%
712
SLC - P_{VR} = 5%
1462
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
T_R [anni]
10000
1000
100
10
45
75
712
1462
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato
SLV
info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo
E
Categoria topografica
T1
S_S =
1.600
C_C =
1.880
h/H=
1.000
S_T =
1.000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%)
5
η =
1.000
Fattore q_0
1
Regol. in altezza
sì
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q
1.5
η =
0.667
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
$S_{d,S}$ [g]
$S_{d,V}$ [g]
S_d [g]
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
0
1
2
3
T [s]
4
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3





Nella tabella di seguito sono riassunti i parametri caratteristici degli spettri di risposta determinati per lo SLV e lo SLD

PARAMETRO	SLV	SLD
a_g/g [-]	0.079	0.035
F_0 [-]	2.534	2.545
T_C^* [sec]	0.293	0.224

2.3 SCELTE PROGETTUALI

2.3.1 Classi di esposizione – copriferro

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le seguenti Classi di durabilità:

- Tombinature
  Classi di durabilità – XC4 ("Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40 conforme UNI 206;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

3 RELAZIONE STRUTTURALE

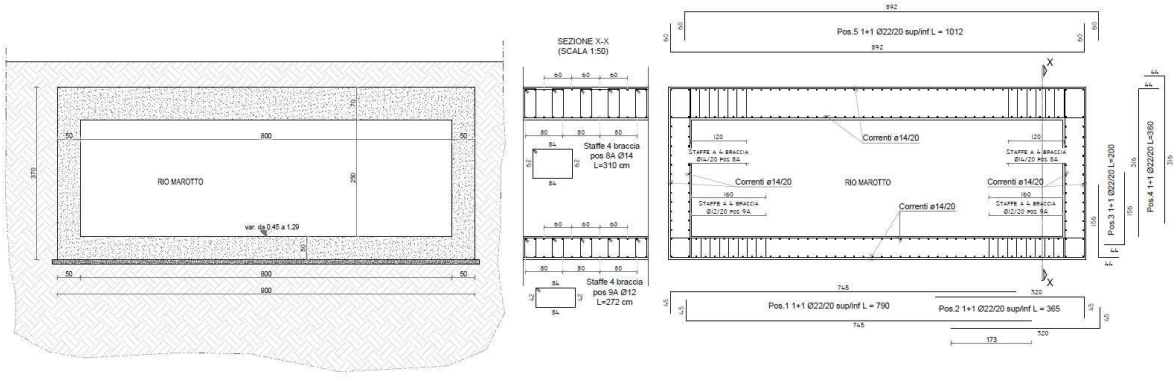
3.1 MODELLI DI CALCOLO E RELATIVE ANALISI DEI CARICHI

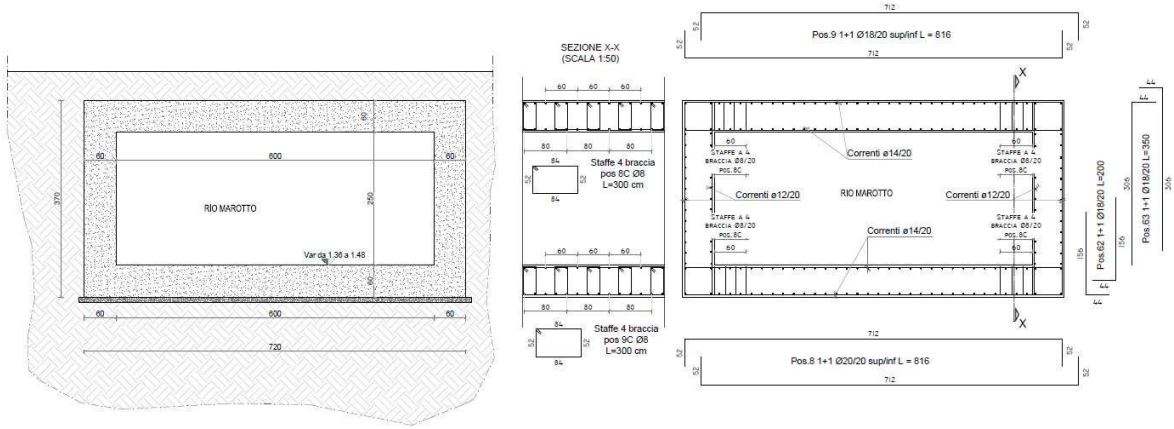
3.1.1 Scatolari in C.A.

Le nuove tombinature previste sono state calcolate mediante un modello agli elementi finiti dove la struttura è modellata per mezzo di elementi bidimensionali ("plate"). Il terreno di fondazione su cui poggia la platea è stato considerato alla Winkler con una costante di sottofondo pari a 2.5 kg/cm^2*cm.
I carichi agenti sulla struttura sono quelli indicati in precedenza, in particolare sulla soletta di copertura si hanno i carichi permanenti dovuti al peso proprio e alla pavimentazione e quelli accidentali dovuti al traffico. Sulle pareti laterali agisce la spinta del terreno in condizioni statiche e sismiche e, in aggiunta, la spinta del sovraccarico.
Il carico dovuto all'acqua all'interno dello scatolare è stato considerato solamente nella combinazione eccezionale per la verifica della fondazione, in particolare per la verifica della portanza del terreno.

3.1.1.1.1 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).





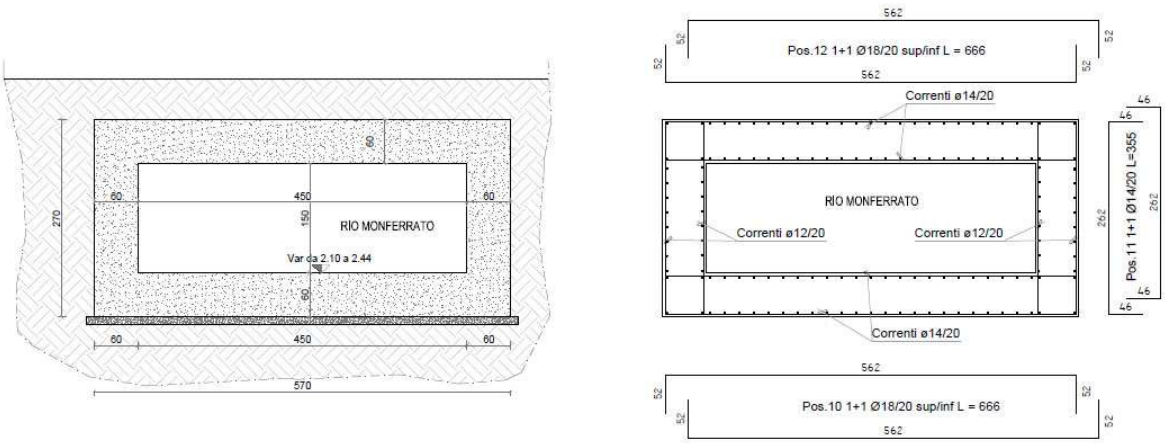


Figura 3.1 – Carpenterie e armature delle tipologie degli scatolari presenti.

3.1.2 **Paratie provvisorie**

Le paratie di micropali sono state verificate con dei modelli di calcolo utilizzando il software PAC 12 concesso in licenza da AZTEC informatica:
nei modelli utilizzati lo scavo verrà considerato per fasi successive, tale metodo di studio risulta più verosimile a quello che avverrà in cantiere; infatti si considera una prima fase di scavo fino alla quota a cui sarà previsto l'inserimento del puntone se presente, dopodiché nelle varie fasi successive l'esecuzione dello scavo sarà considerata per tratti fino al raggiungimento della quota di progetto.
La singola paratia di micropali risulterà soggetta ai seguenti carichi:

- alla spinta attiva del terreno posto a monte
- alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte della paratia (carico convenzionale).

Per le opere di sostegno considerate non è stata applicata la spinta sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 14/gennaio/2008)

3.1.2.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzato come corpo rigido.
Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato Q = S / i_p, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.
La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

3.1.2.1.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La

rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).
La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

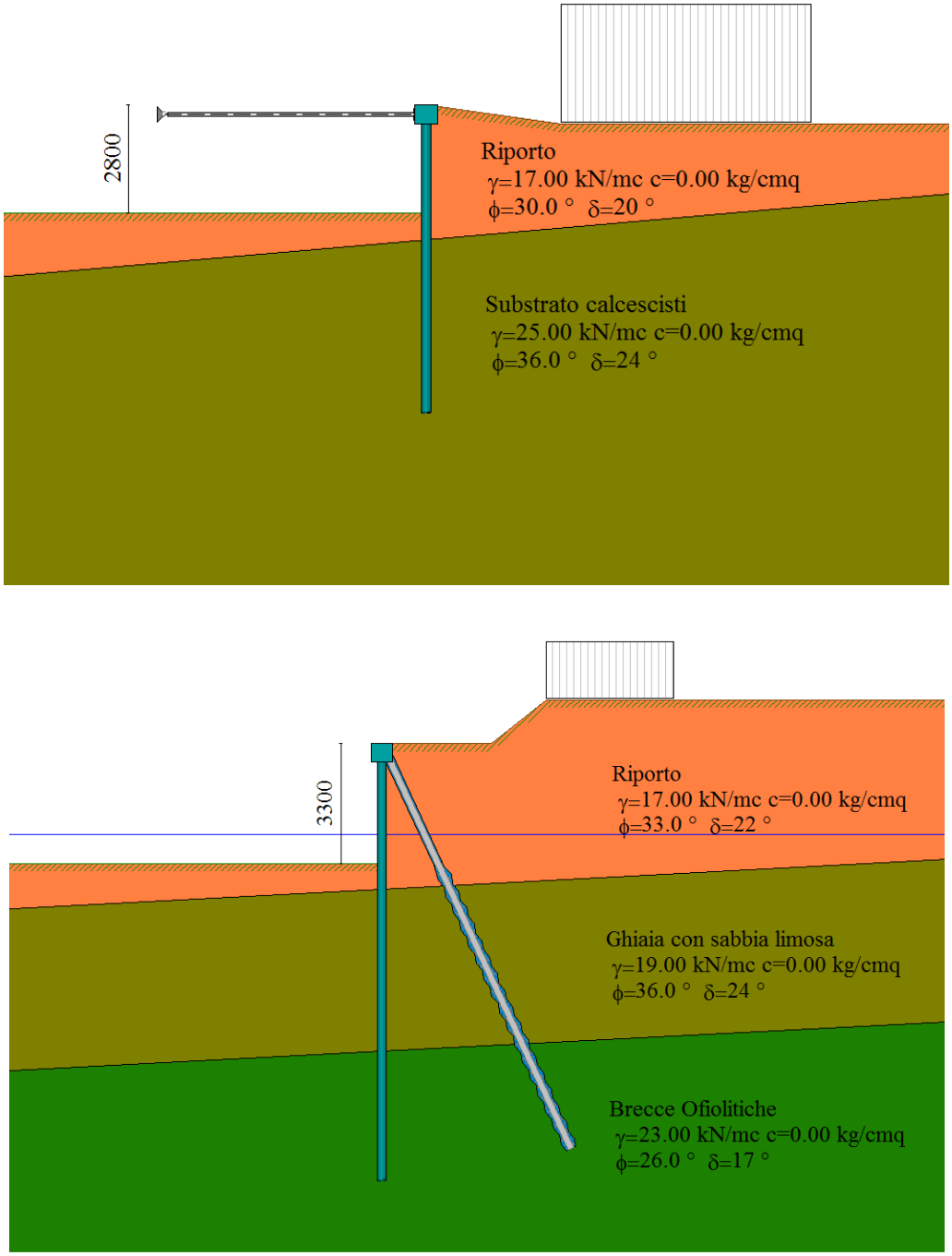


Figura 3.2 – Alcuni modelli delle opere di sostegno.

3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

3.2.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

La combinazione di carico allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove :

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili di natura non antropica;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza sia a favore che a sfavore di sicurezza.
I coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC 08:

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
[2] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

3.2.2 Combinazioni sismiche

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato (SLV).

3.2.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Frequente

$$E = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Quasi Permanente

$$E = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella Tab. 2.5.I. del DM. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

3.3 VERIFICHE SVOLTE

3.3.1 Strutture in c.a.

Le strutture in c.a. sono state verificate considerando quanto riportato nel Cap. 4.1 del D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
  - la resistenza a flessione e a taglio:
    - $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$; la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, dotata di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.1);

- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - lo stato limite di tensioni in esercizio
  - lo stato limite di fessurazione

3.3.2 Paratia

Con riferimento alla paratia di micropali sono state eseguite le verifiche previste dai parr. 4.1 – 4.2 del DM 14/01/2008.
Si elencano qui di seguito alcune delle verifiche eseguite:

- <u>Opere in C.A.</u>
  - Cordolo di sommità
    - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
      - la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
      - la resistenza a taglio della sezione, provvista di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
      - la resistenza di aderenza fra barre d'armatura e calcestruzzo secondo quanto indicato in 4.1.2.1.8.
  - Micropali
    - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
      - la resistenza a flessione monoassiale dei profilati metallici (assumendo come capacità resistente quella al limite elastico in accordo con 4.2.4.1.2);
      - la resistenza a taglio dei profilati metallici in accordo con 4.2.4.1.2.
      - la resistenza e la stabilità a pressoflessione in accordo con 4.2.4.1.3.3

3.3.3 Sintesi dei risultati ottenuti

Sono state svolte le verifiche STR allo SLU secondo la Combinazione 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008) e secondo la combinazione sismica allo SLV. Le verifiche GEO sono state condotte secondo la Combinazione 2 par. 6.5.3.1.2 delle NTC08.

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 OPERE DI SOSTEGNO LUNGO VIALE VILLA GAVOTTI.

Il sostegno dello scavo per la realizzazione del nuovo scatolare di progetto del Rio Marotto, sarà messo in atto mediante l'esecuzione di paratie di micropali; dette opere provvisionali risulteranno ubicate sia in sponda destra che in sponda sinistra del rivo considerato.
A monte, l'intervento inizia in corrispondenza della sezione di progetto n° 36 e prosegue fino alla sezione n° 20; lungo tale sviluppo le due paratie corrono pressoché parallele e distanziate di una quantità pari all'ingombro fisico del nuovo scatolare, salvo in corrispondenza delle tratto compreso tra le sezioni n° 30 e n° 27 in cui, in sponda destra la paratia si allontana seguendo l'andamento del vecchio scatolare esistente, per poi riallinearsi a valle dello stesso, a monte della sezione n° 26.

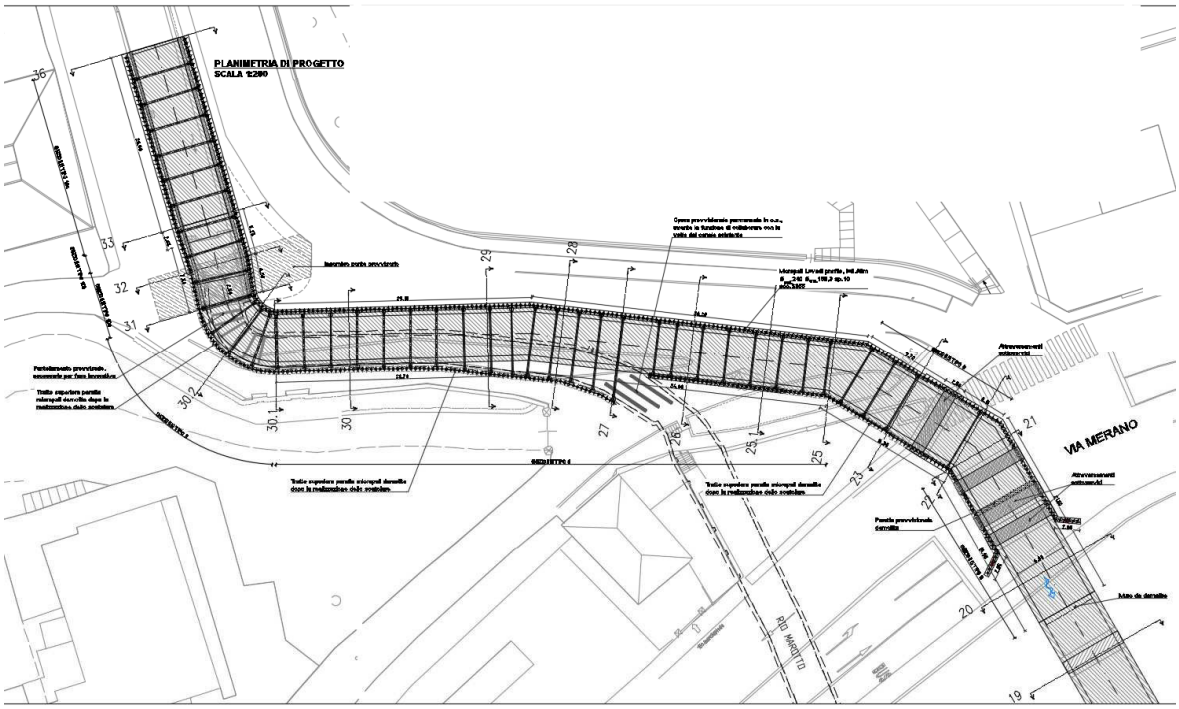


Figura 4.1 – Planimetria intervento lungo Viale Villa Gavotti.

Per tutto lo sviluppo longitudinale dell'intervento, com'è possibile notare dalla figura sopra, sono stati predisposti dei puntoni che, risulteranno vincolati al cordolo delle due paratie, oppure a delle travi di contrasto di acciaio a seconda delle varie casistiche presenti.
Detti puntoni, risultano costituiti da tubi aventi diametro pari a 168.3 mm e spessore pari a 10mm; in corrispondenza delle due estremità saranno provvisti di una piastra metallica quadrata provvista di nervature radiali che ne consentirà l'ancoraggio al cordolo oppure alle travi di contrasto in acciaio.
I puntoni sono posti ad interasse pari a circa 3.00m, ad eccezione del tratto compreso tra le sezioni n° 29 e n° 27, in cui a causa della maggiore lunghezza degli stessi l'interasse sarà ridotto a 2.50m.
Di seguito si riportano gli esiti delle verifiche strutturali condotte sui modelli considerati.
I modelli considerati sono stati realizzati in corrispondenza dei picchetti indicati.

4.1.1 **Paratia sez. n° 36**

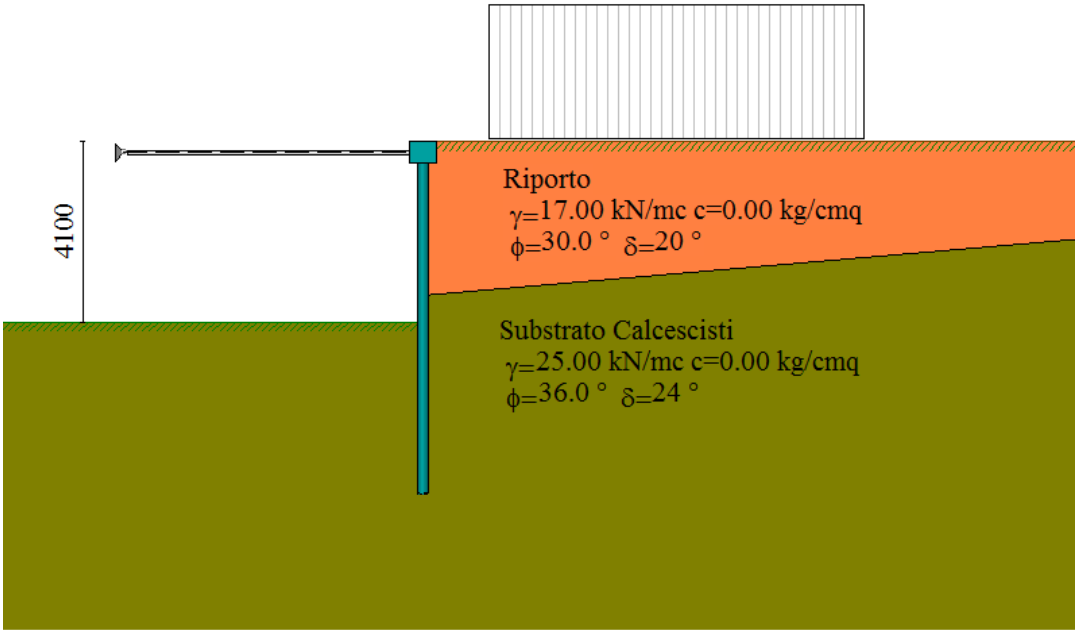


Figura 4.2 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

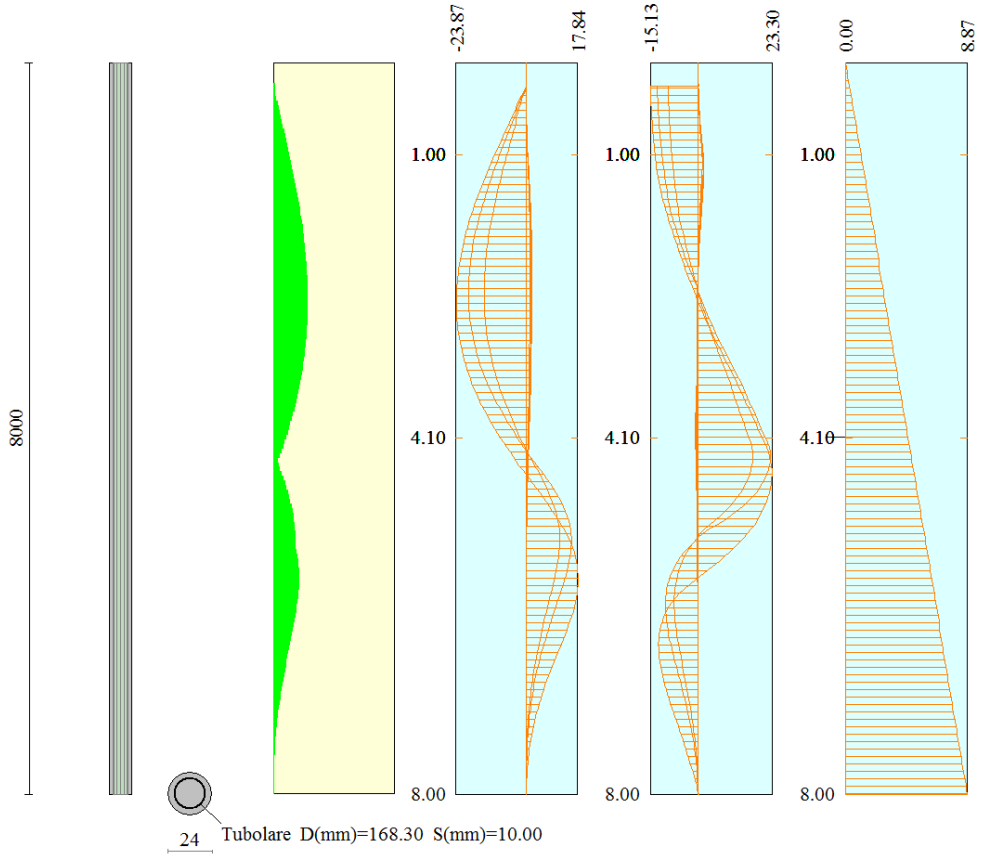
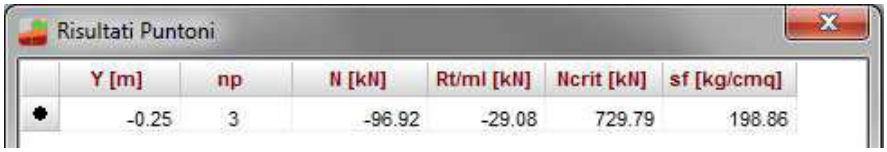


Figura 4.3 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m; di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	96920.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.191	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.2 **Paratia sez. n° 33**

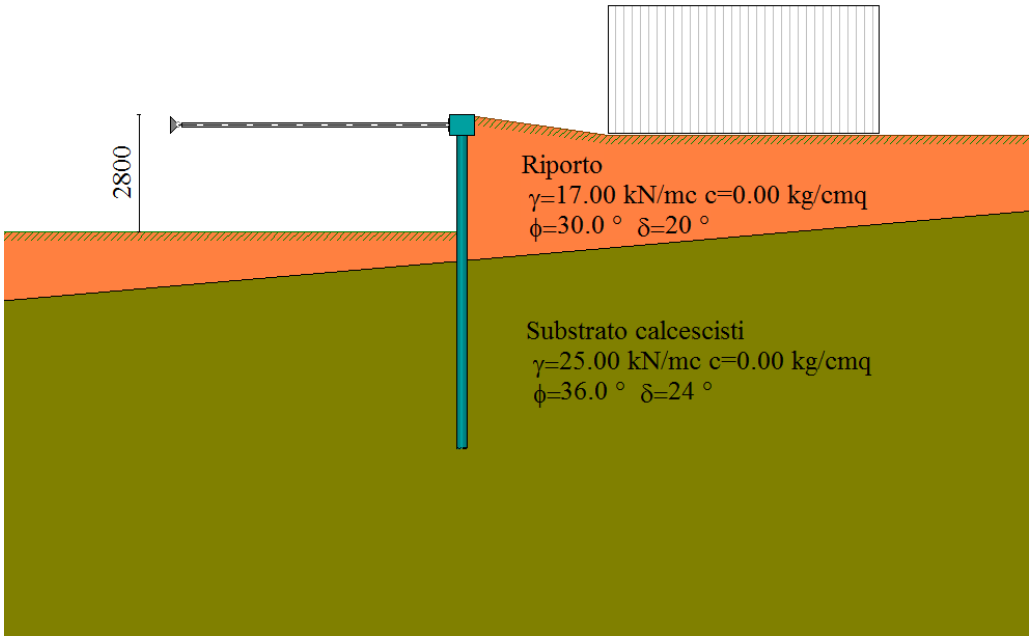


Figura 4.4 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

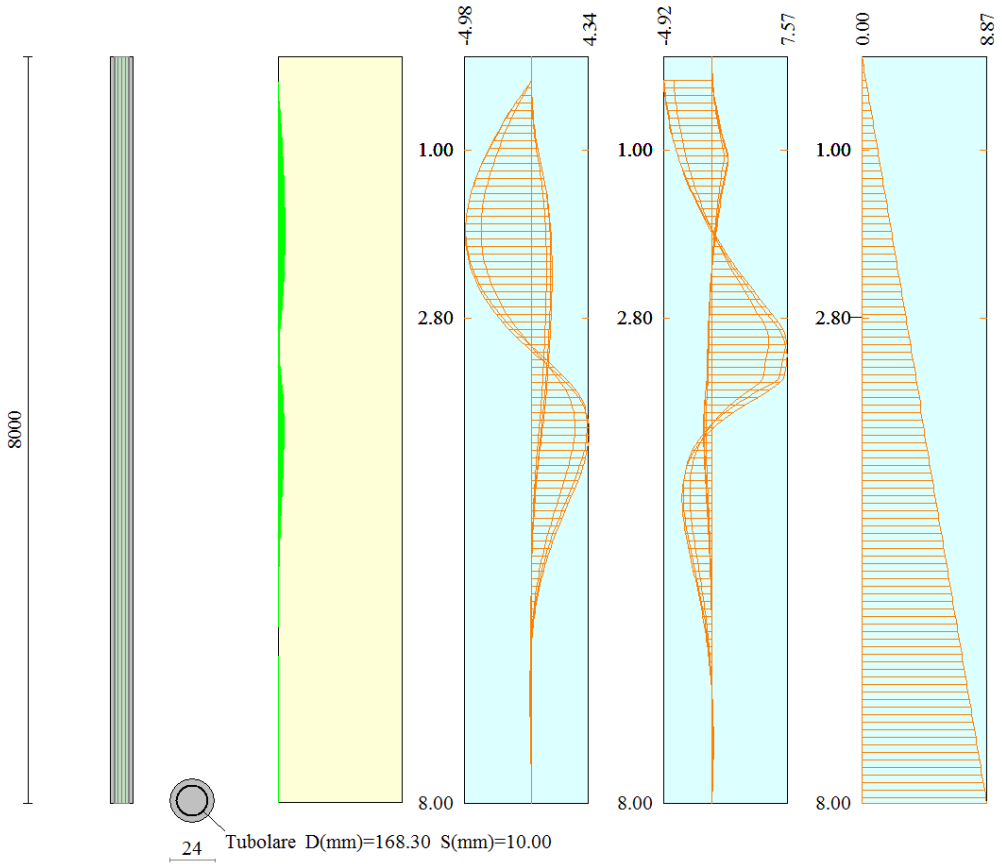
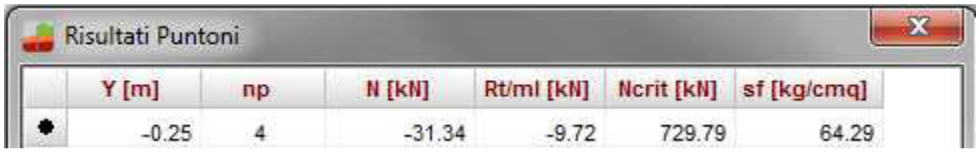


Figura 4.5 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-0.25	4	-31.34	-9.72	729.79	64.29

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	31340.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.062	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.3 **Paratia sez. n° 32**

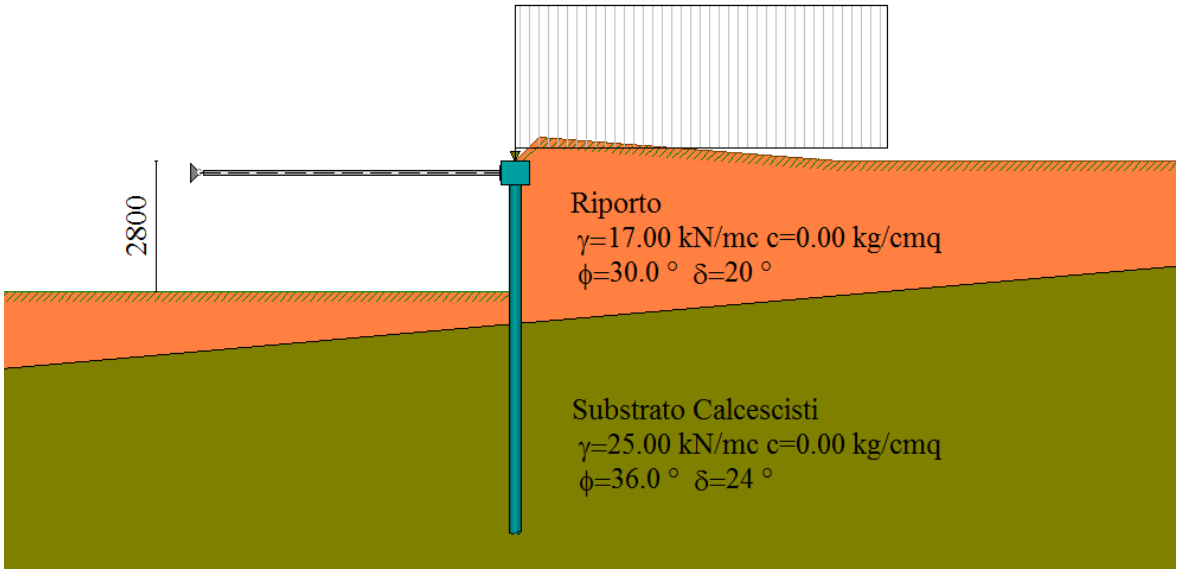


Figura 4.6 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

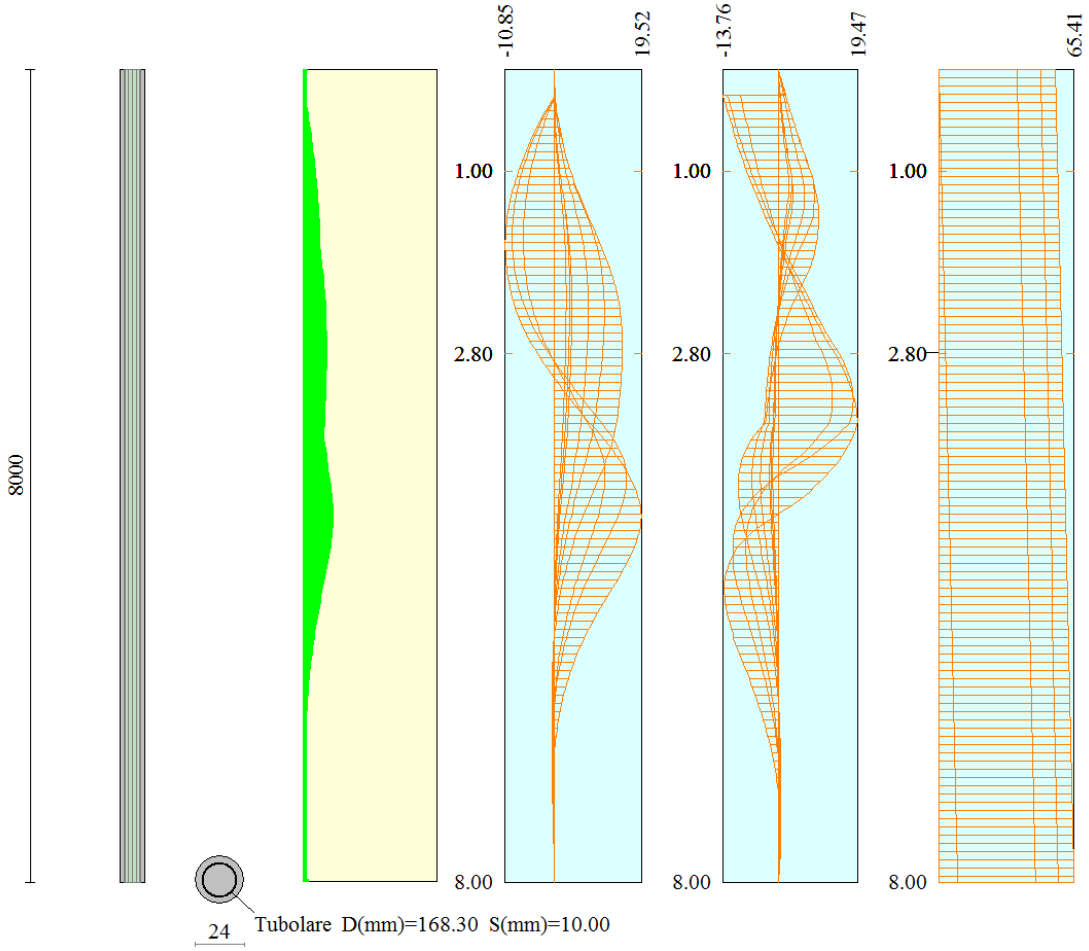
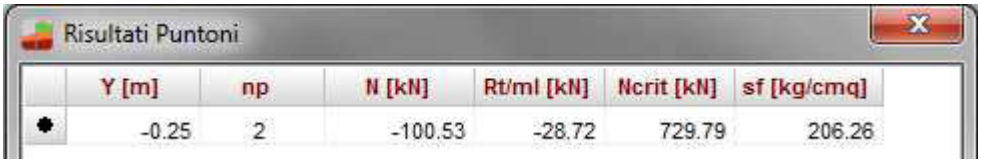


Figura 4.7 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
*	-0.25	2	-100.53	-28.72	729.79	206.26

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	100530.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.198	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.4 **Paratia sez. n° 31**

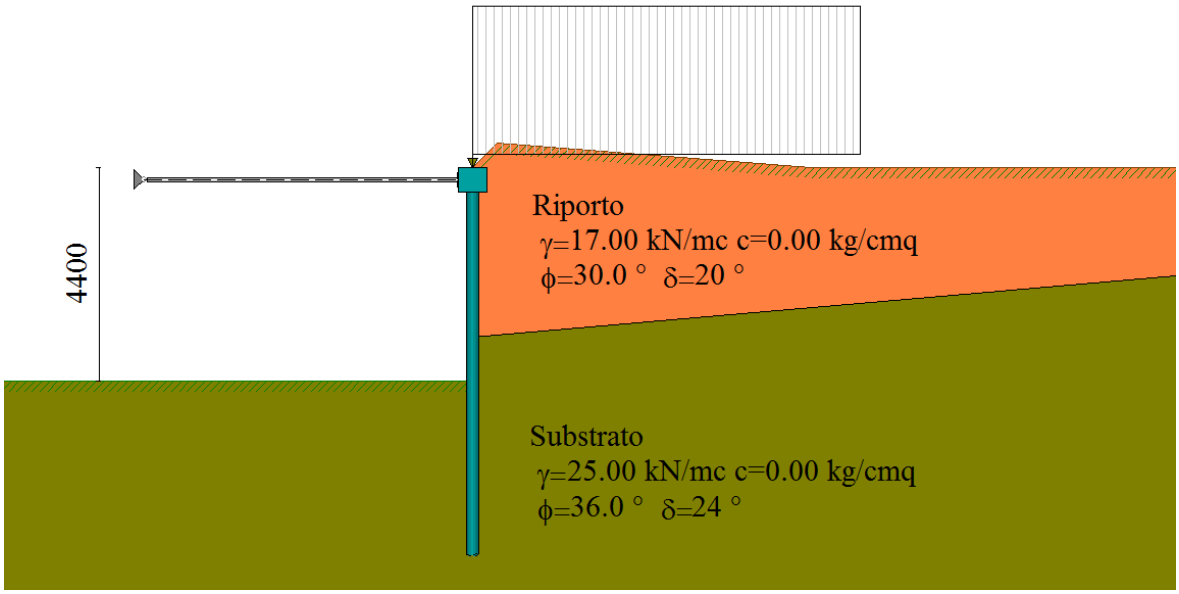


Figura 4.8 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

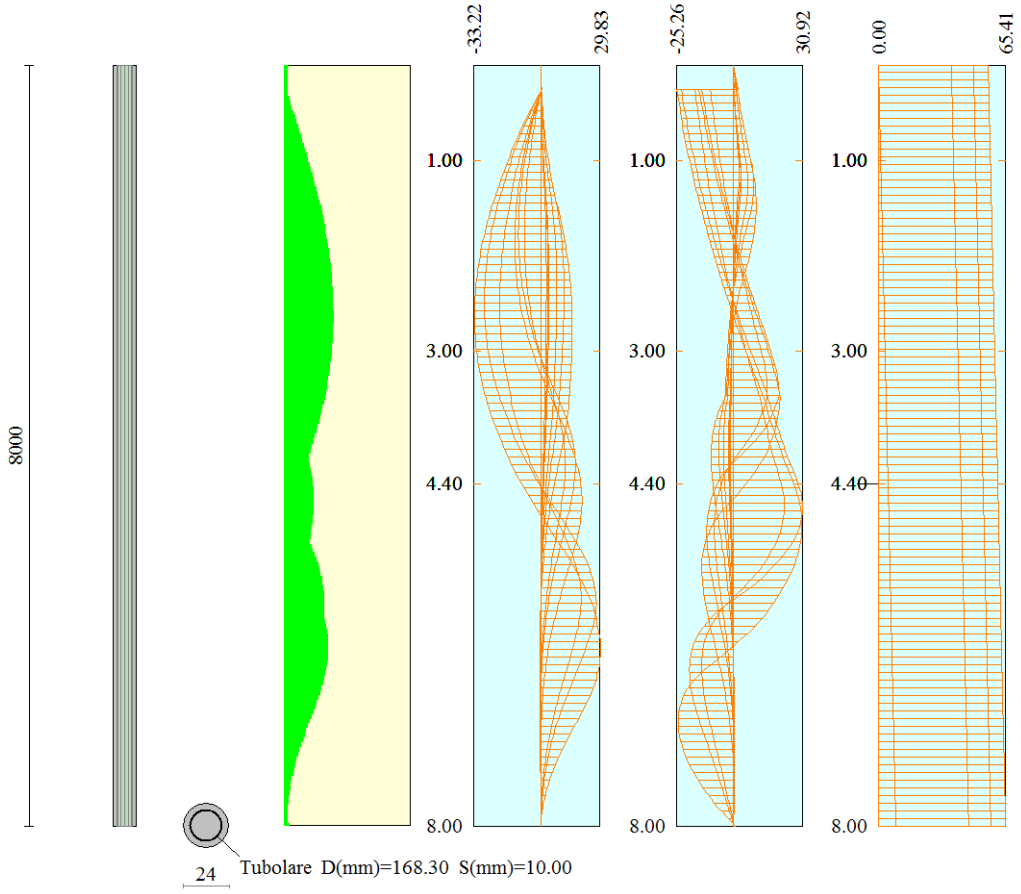


Figura 4.9 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.


Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
*	-0.25	2	-176.87	-50.53	729.79	362.88

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	176870.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.349	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.5 **Paratia sez. n° 30.1**

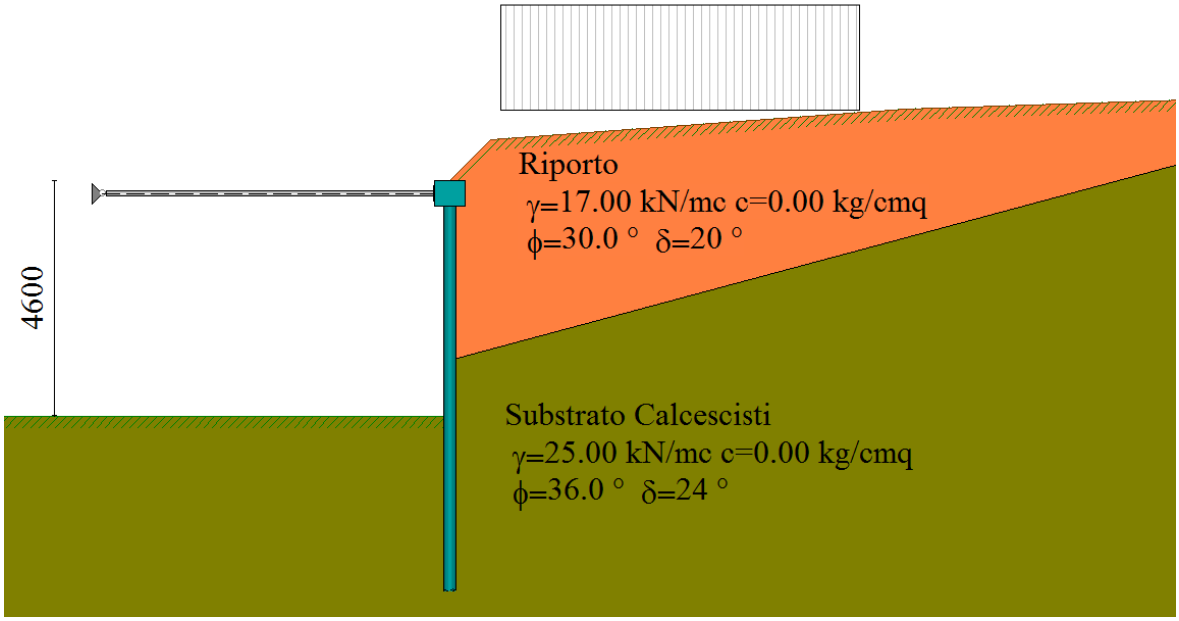


Figura 4.10 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

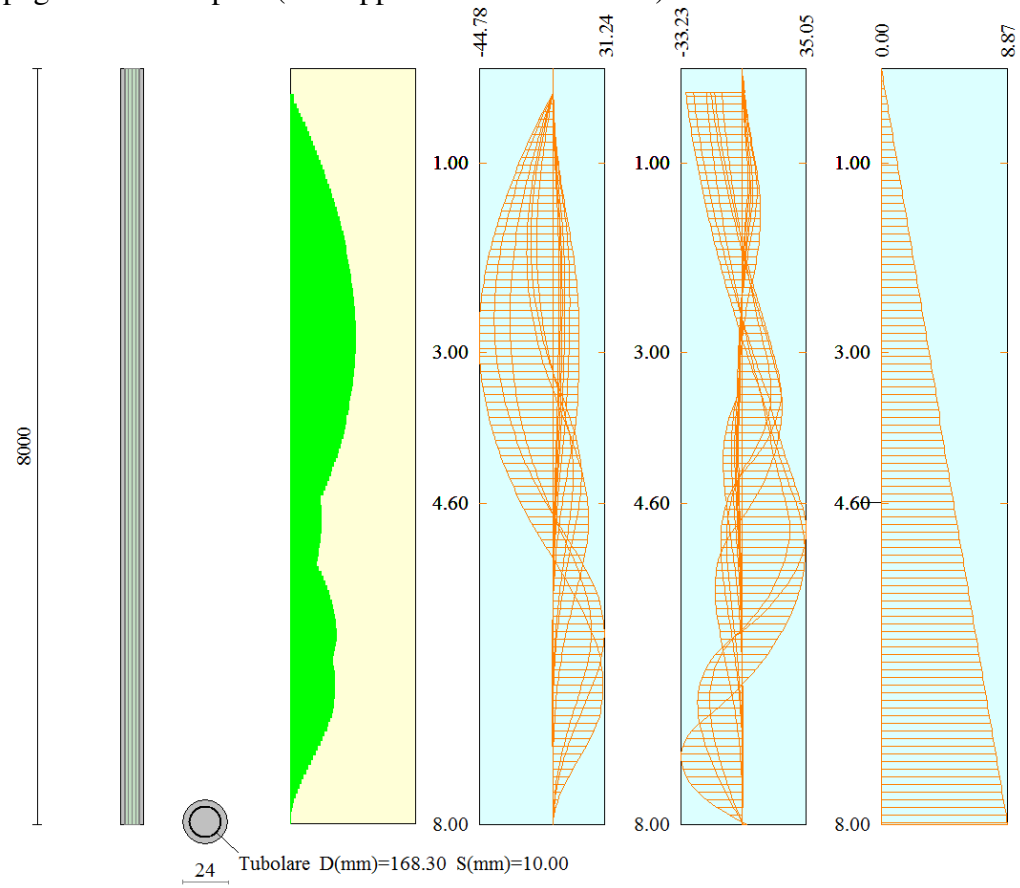


Figura 4.11 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-0.25	2	-268.75	-61.78	729.79	551.40

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	268750.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.530	●

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.6 **Paratia sez. n° 30**

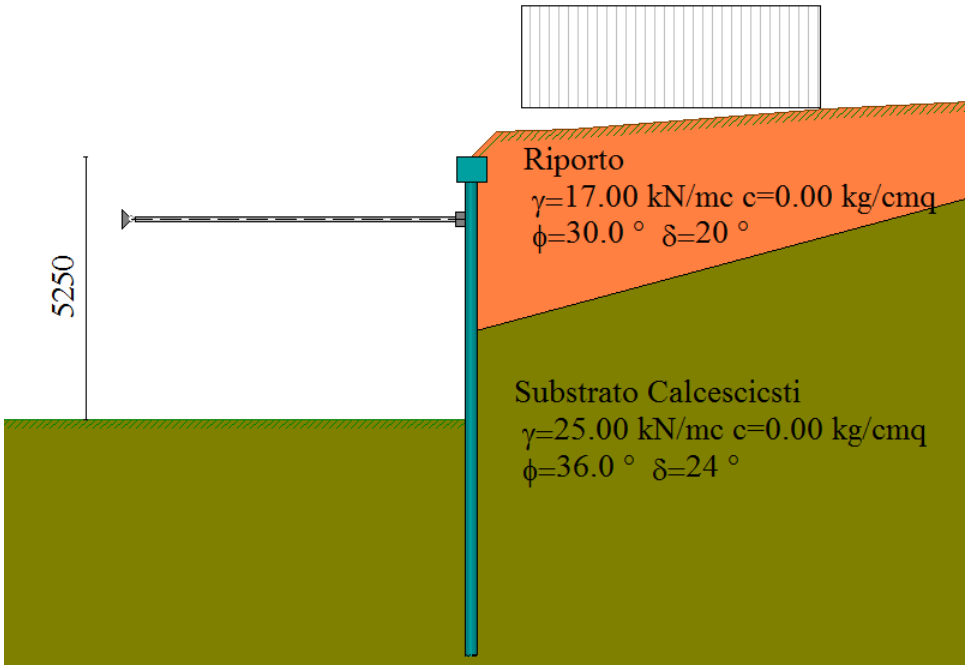


Figura 4.12 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

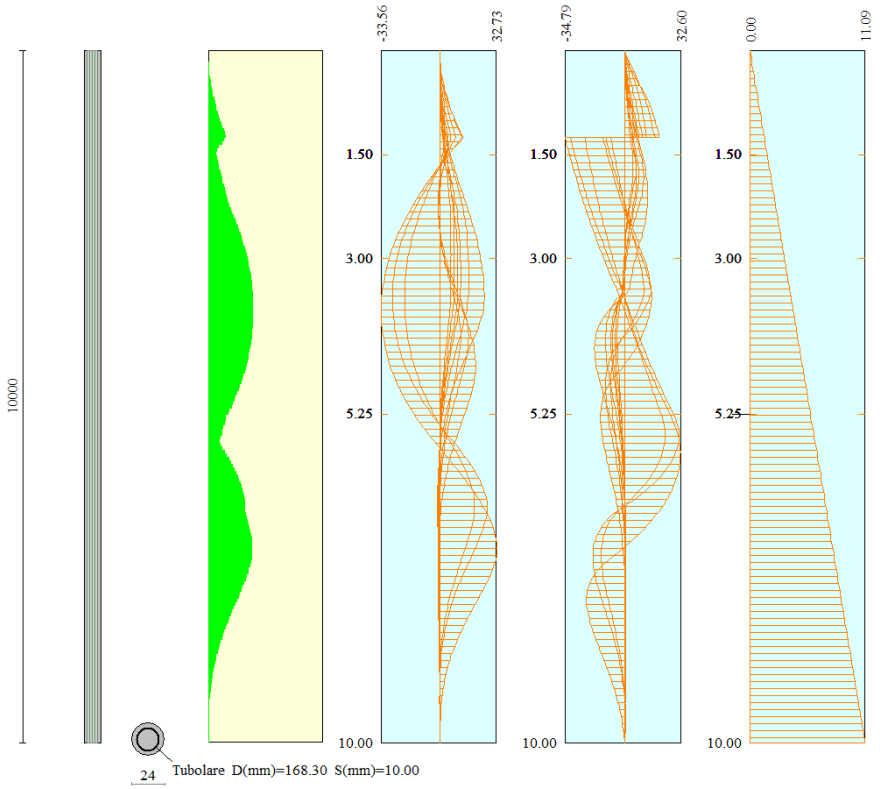


Figura 4.13 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.


Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-1.25	4	-316.33	-105.44	729.79	649.02

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.60 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	316330.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6600	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	743402	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	117.66	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.54	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6600.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.02	
			COEFFICIENTE χ:	0.302	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	507041.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.624	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.7 **Paratia sez. n° 29**

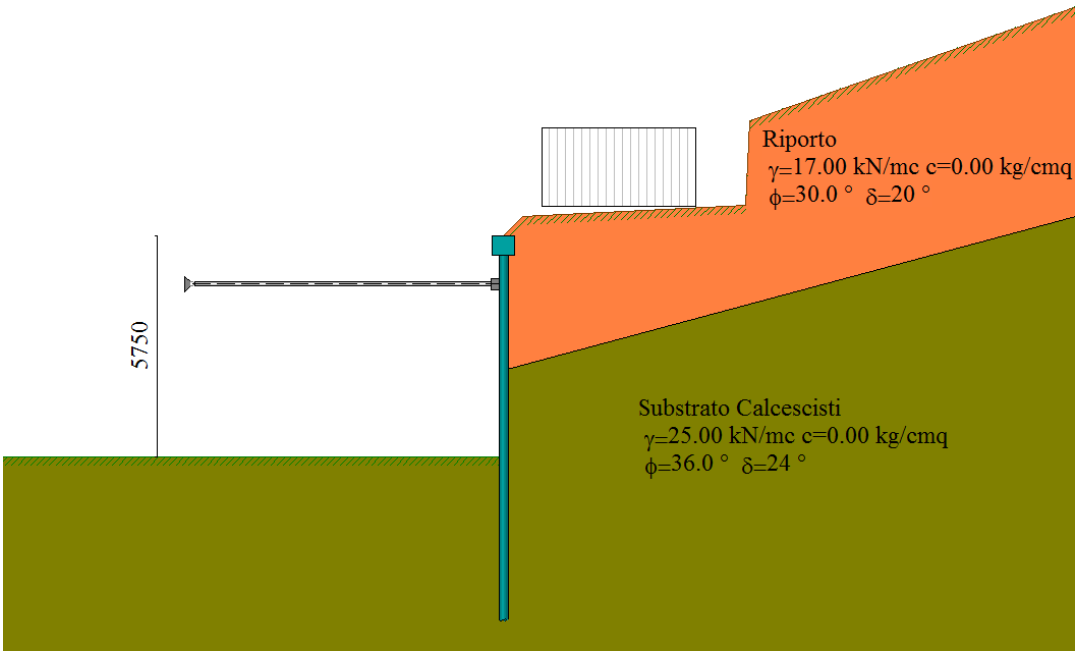


Figura 4.14 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

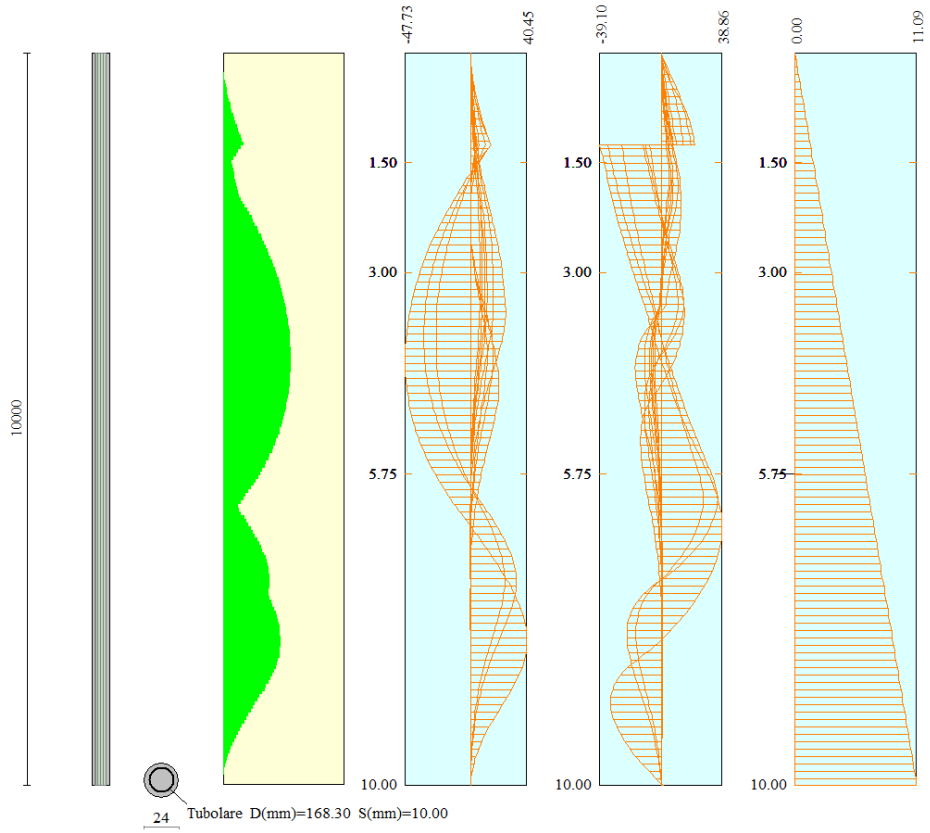
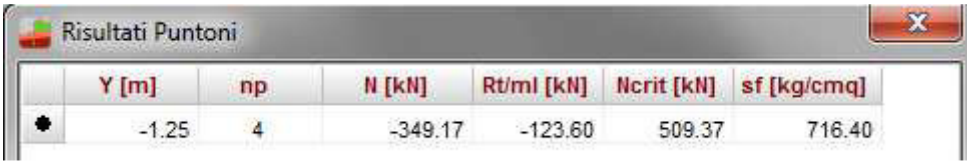


Figura 4.15 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
*	-1.25	4	-349.17	-123.60	509.37	716.40

La lunghezza del puntone risulta pari a 7.90 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	349170.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	7900	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	518869	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	140.84	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.84	
LUNGHEZZA PUNTONE:	7900.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.60	
			COEFFICIENTE χ:	0.225	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	378451.34	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.923	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.8 **Paratia sez. n° 28**

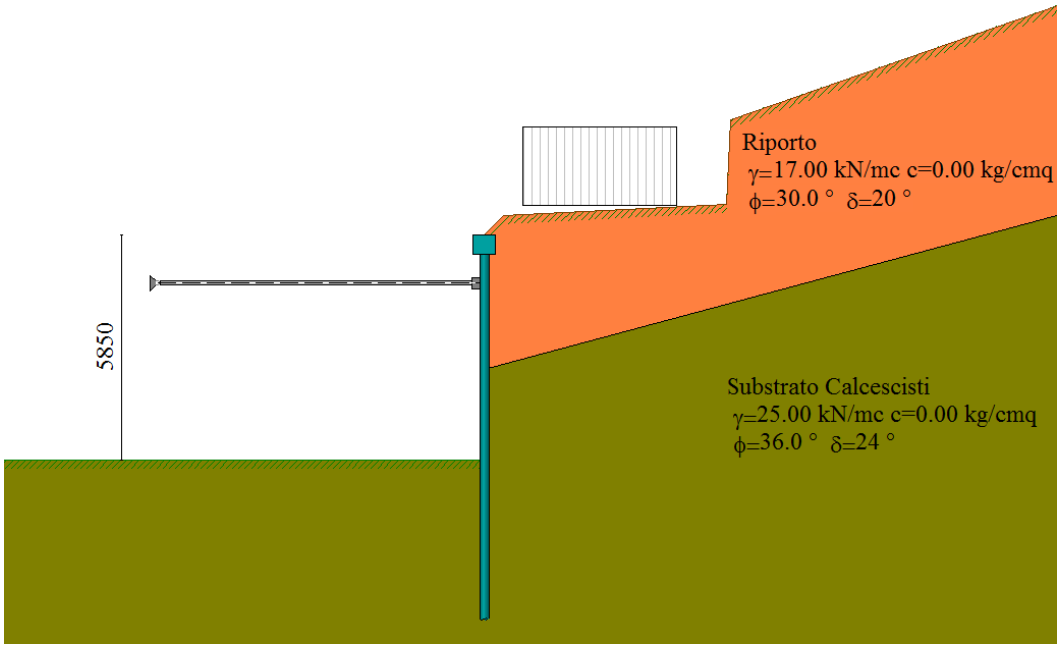


Figura 4.16 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

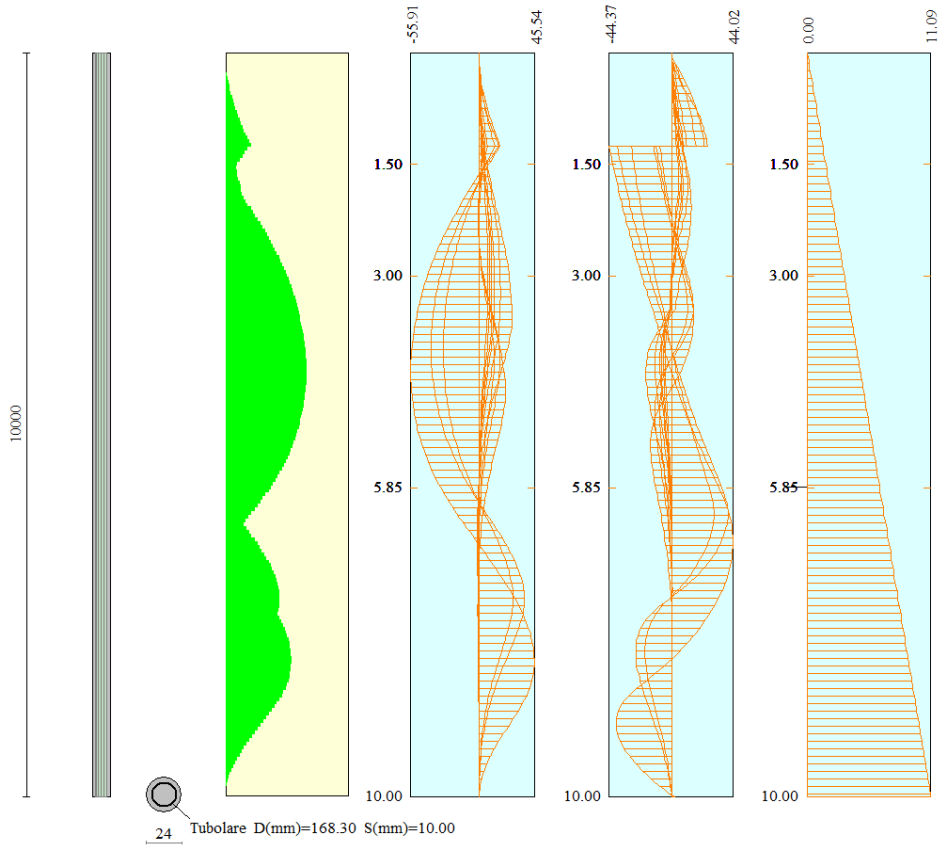
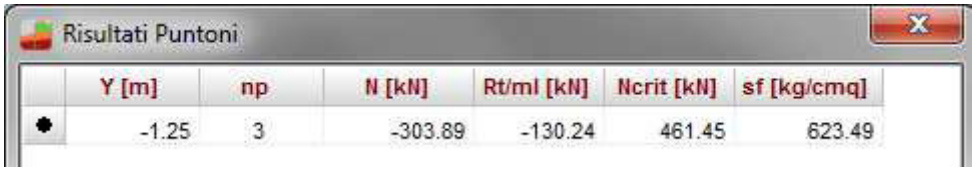


Figura 4.17 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
-1.25	3	-303.89	-130.24	461.45	623.49

La lunghezza del puntone risulta pari a 8.30 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 2.50m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	303890.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	8300	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	470062	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	147.97	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.94	
LUNGHEZZA PUNTONE:	8300.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.80	
			COEFFICIENTE χ:	0.207	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	348103.78	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.873	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.9 **Paratia sez. n° 27**

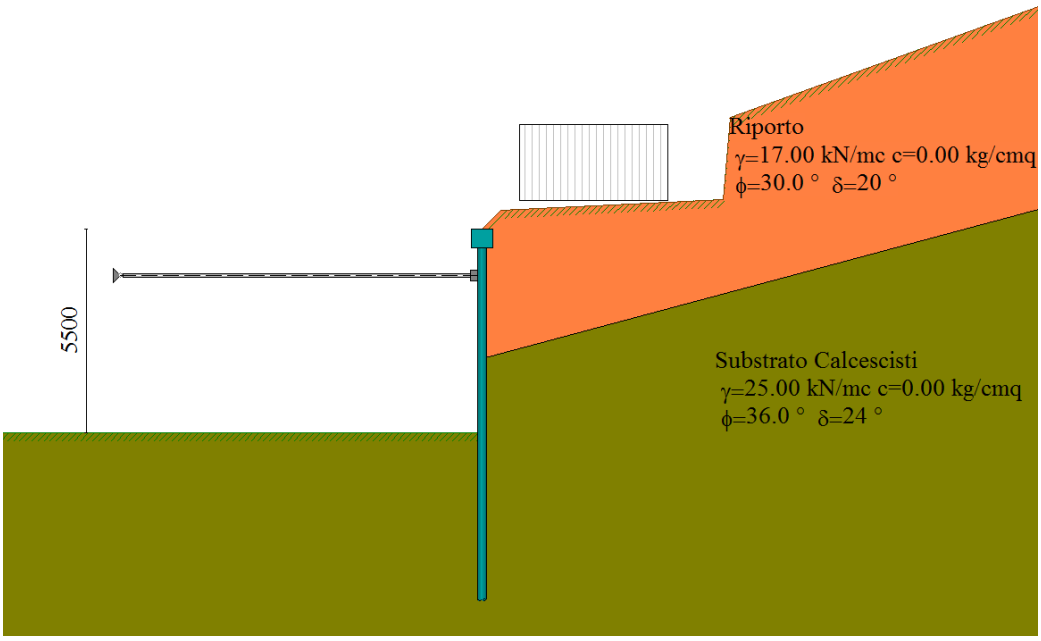


Figura 4.18 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

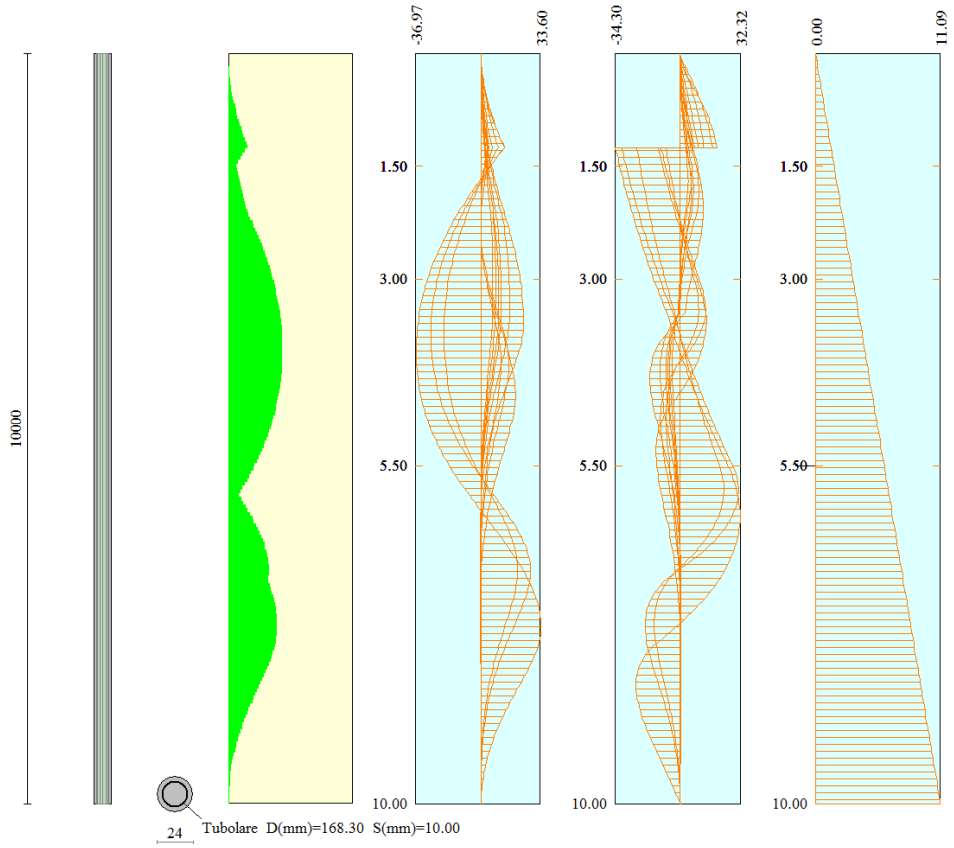


Figura 4.19 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-1.25	2	-189.51	-114.16	348.56	388.82

La lunghezza del puntone risulta pari a 9.55 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 2.50m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	189510.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	9550	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	355063	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	170.25	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	2.23	
LUNGHEZZA PUNTONE:	9550.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	3.48	
			COEFFICIENTE χ:	0.162	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	272952.00	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.694	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.10 **Paratia sez. n° 26**

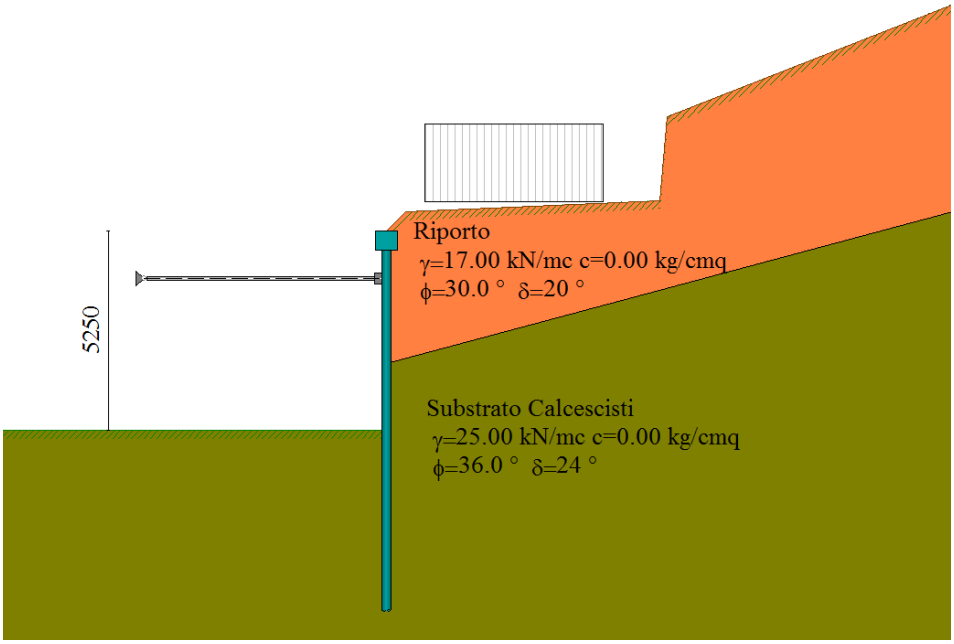


Figura 4.20 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

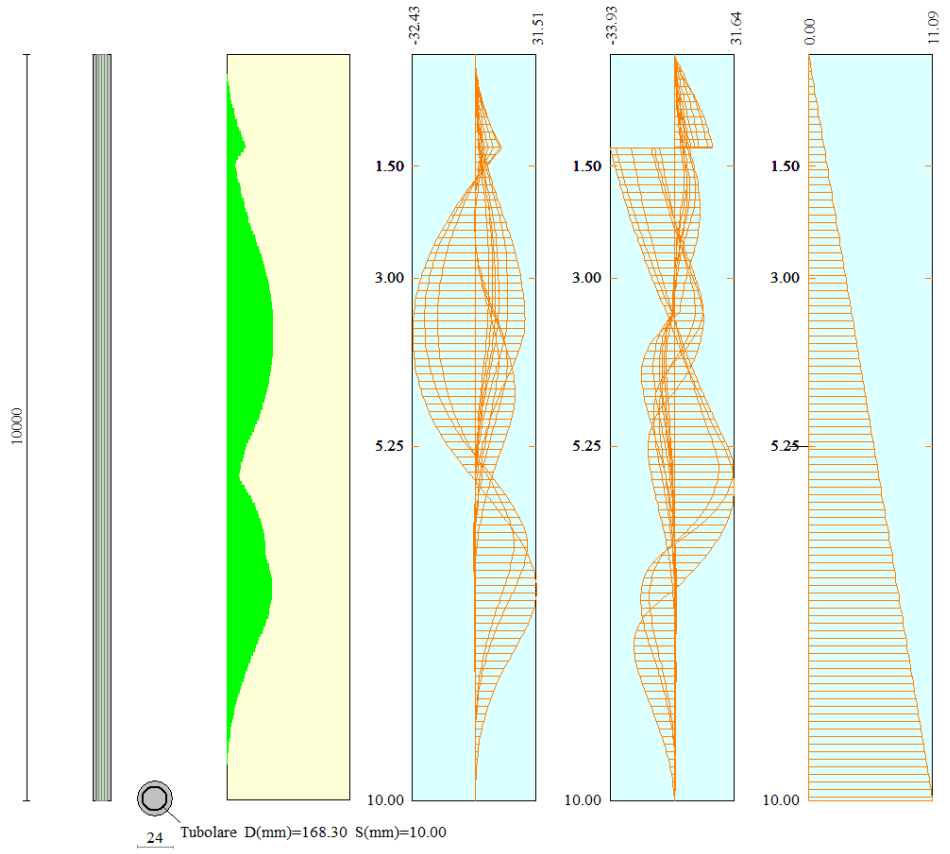
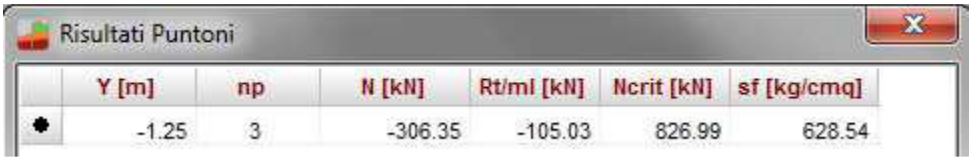


Figura 4.21 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
-1.25	3	-306.35	-105.03	826.99	628.54

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.20 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	306350.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6200	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	842419	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	110.53	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.45	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6200.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	1.85	
			COEFFICIENTE χ:	0.332	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	558338.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.549	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.11 **Paratia sez. n° 25.1**

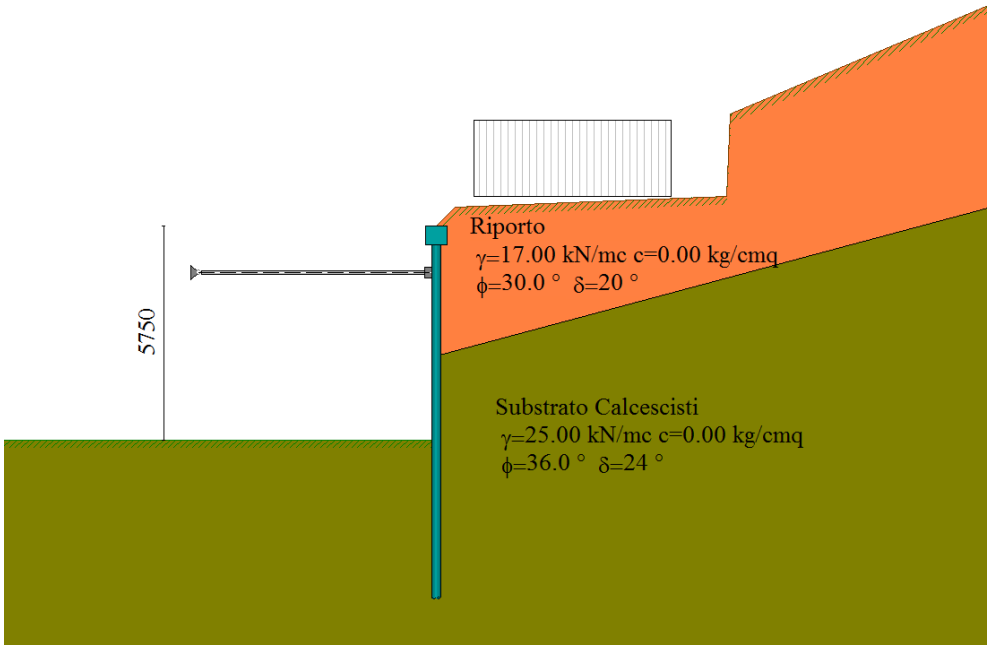


Figura 4.22 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

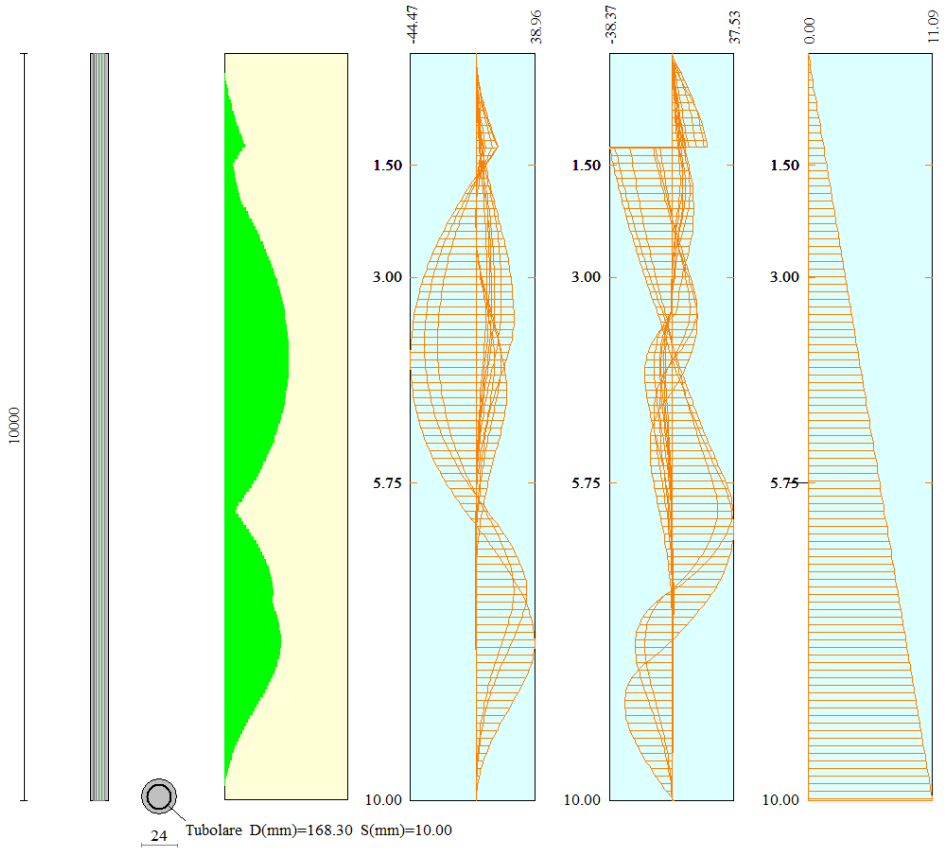
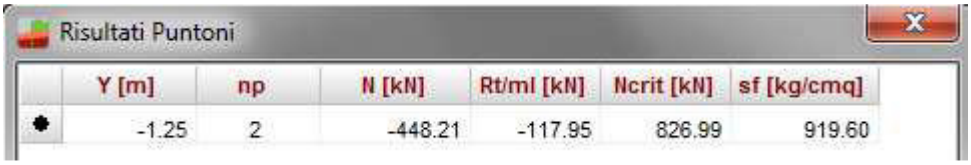


Figura 4.23 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
-1.25	2	-448.21	-117.95	826.99	919.60

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.20 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	448210.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6200	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	842419	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	110.53	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.45	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6200.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	1.85	
			COEFFICIENTE χ:	0.332	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	558338.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.803	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.12 **Paratia sez. n° 25**

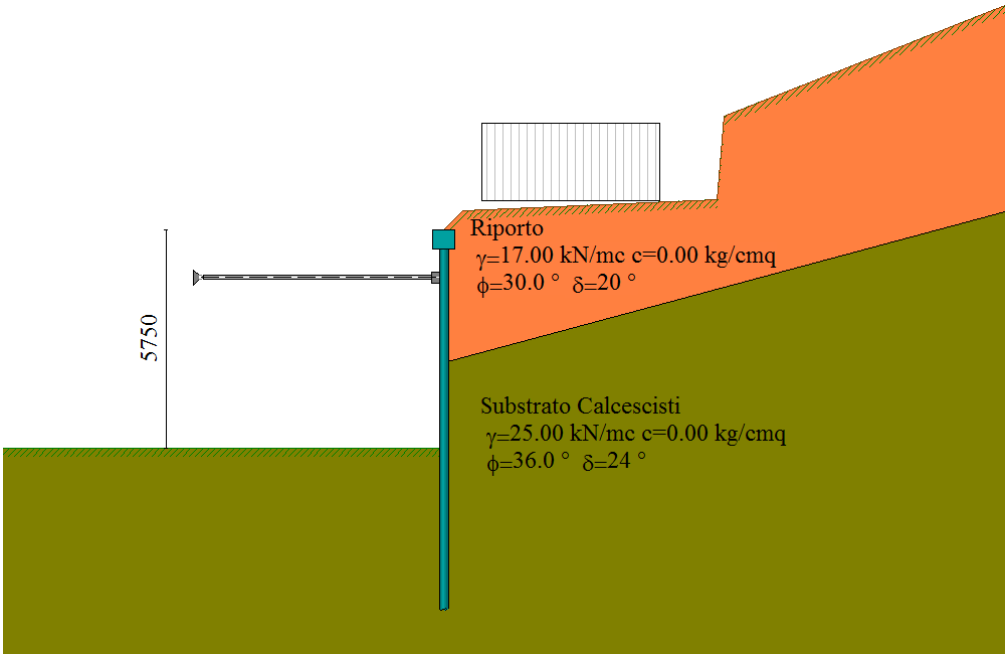


Figura 4.24 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

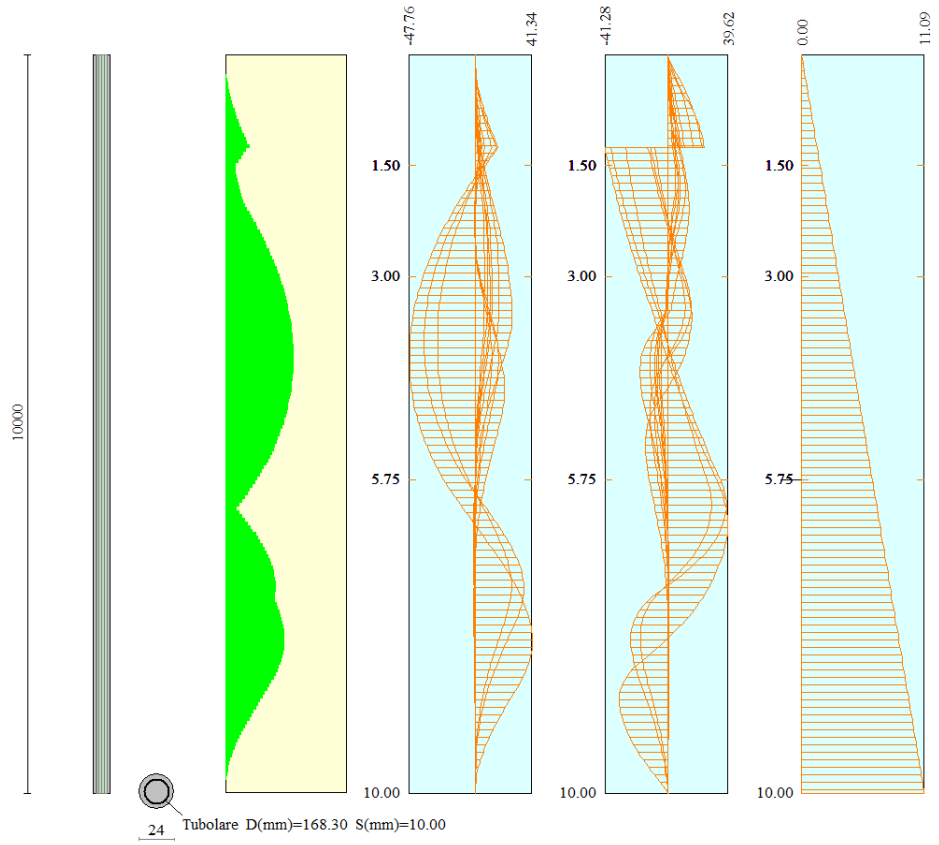
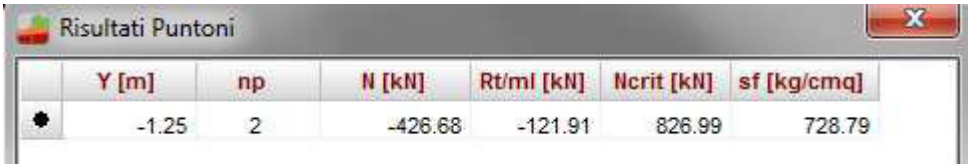


Figura 4.25 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.


Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-1.25	2	-426.68	-121.91	826.99	728.79

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.20 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	426680.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6200	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	842419	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	110.53	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.45	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6200.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	1.85	
			COEFFICIENTE χ:	0.332	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	558338.64	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.764	●

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 10.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.13 **Paratia sez. n° 23**

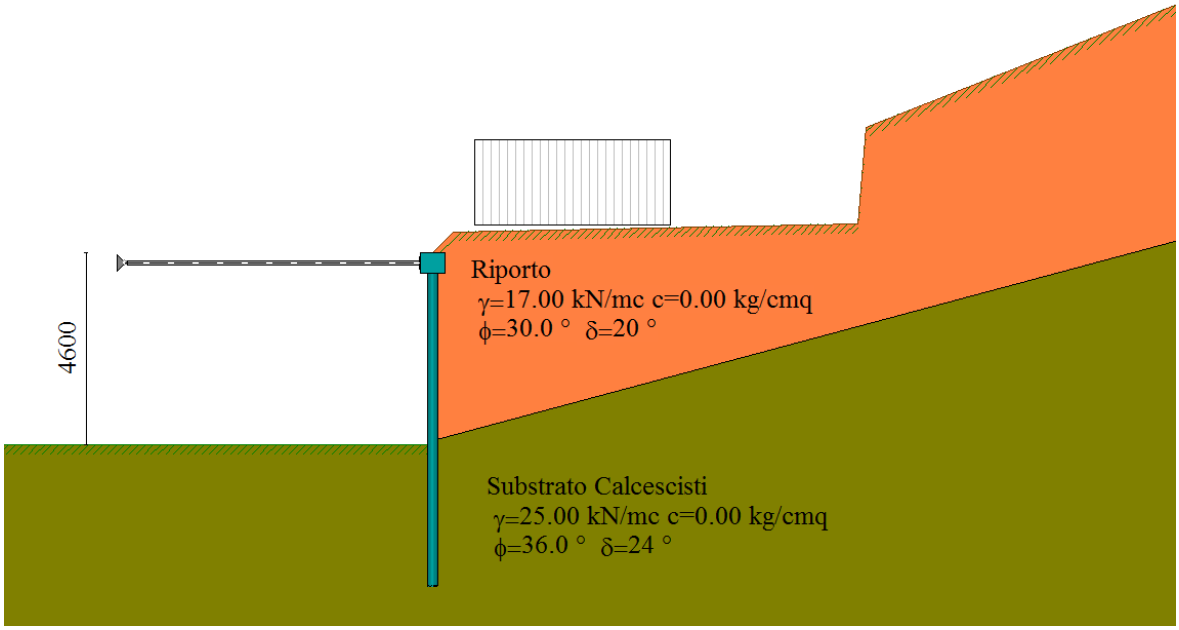


Figura 4.26 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

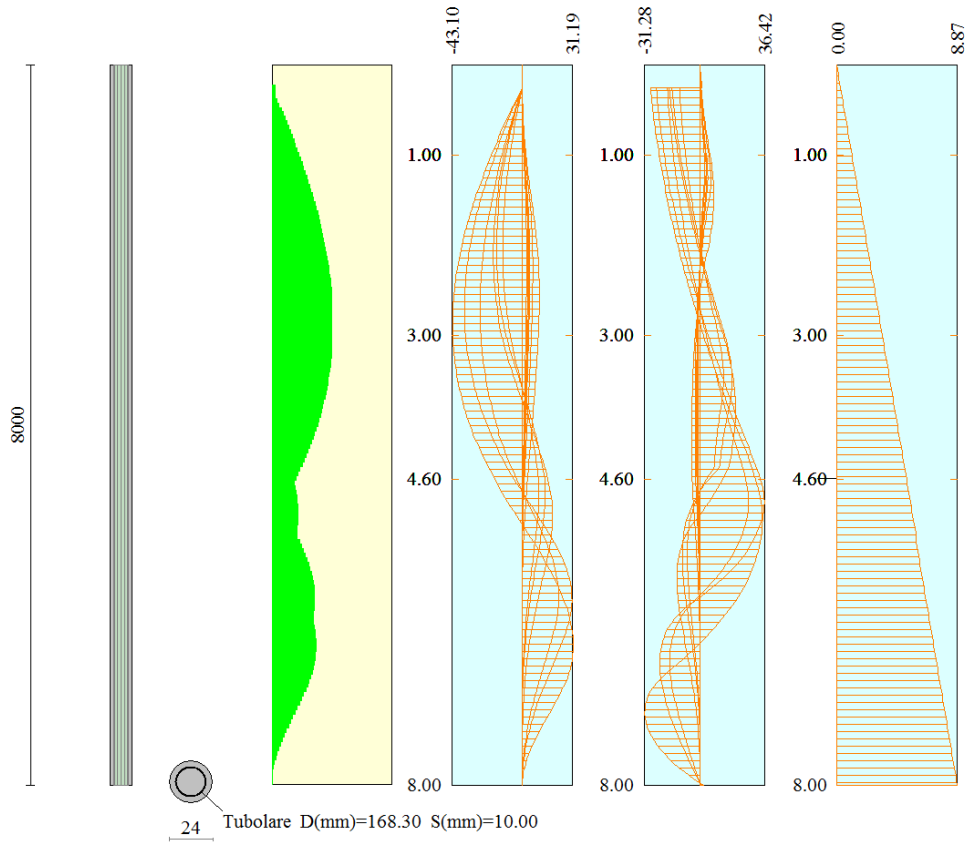


Figura 4.27 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
-0.25	2	-189.74	-54.21	613.22	389.28

La lunghezza del puntone risulta pari a 7.20 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	189740.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	7200	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	624664	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	128.36	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.68	
LUNGHEZZA PUNTONE:	7200.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.28	
			COEFFICIENTE χ:	0.263	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	441237.05	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.430	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.14 **Paratia sez. n° 22**

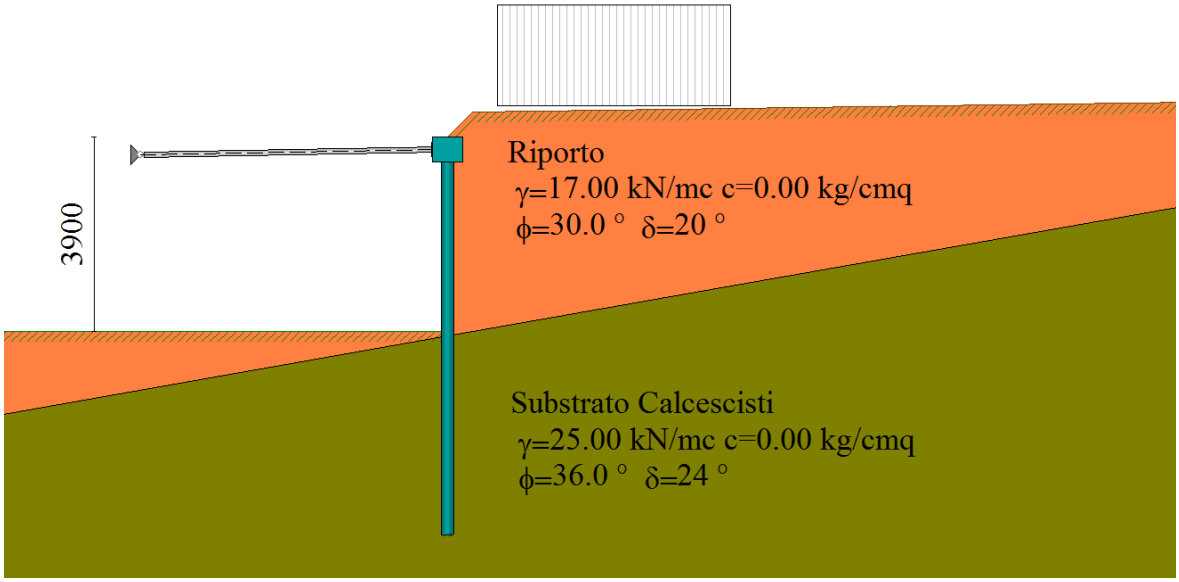


Figura 4.28 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

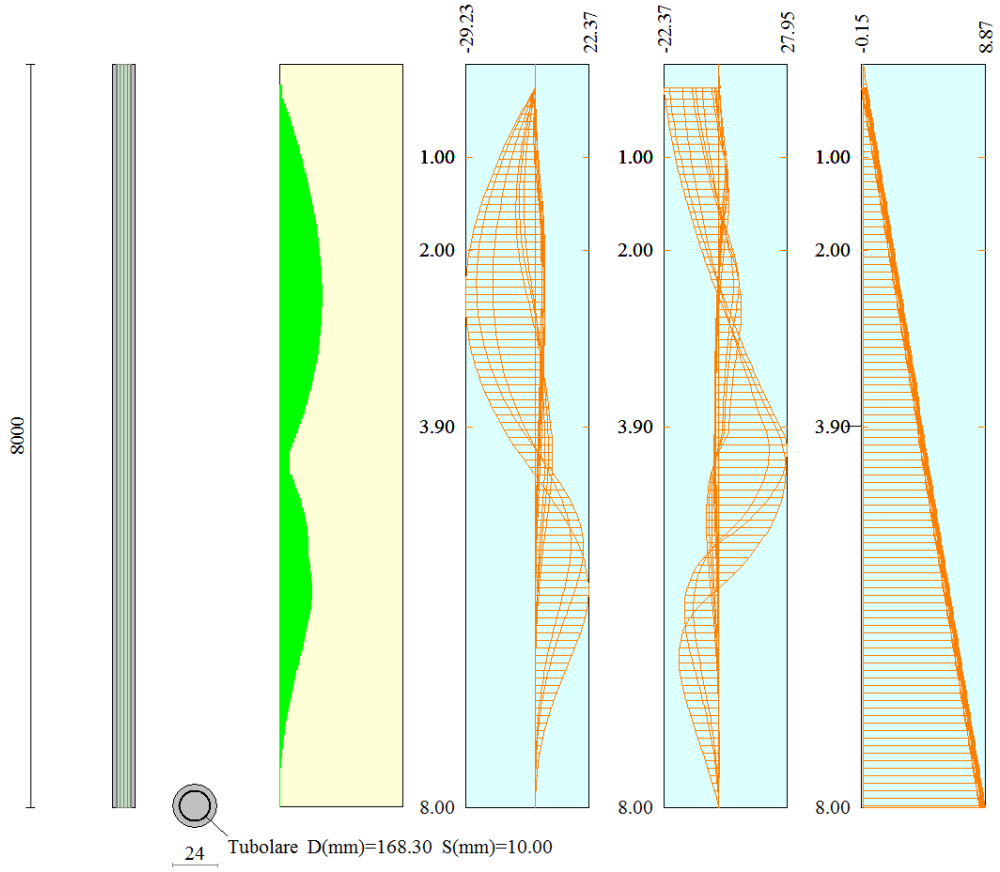


Figura 4.29 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
-0.25	1	-299.63	-42.80	882.74	614.75

La lunghezza del puntone risulta pari a 7.20 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_d:	299630.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	7200	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	624664	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	128.36	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.68	
LUNGHEZZA PUNTONE:	7200.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	2.28	
			COEFFICIENTE χ:	0.263	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	441237.05	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.679	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.

4.1.15 **Paratia sez. n° 20**

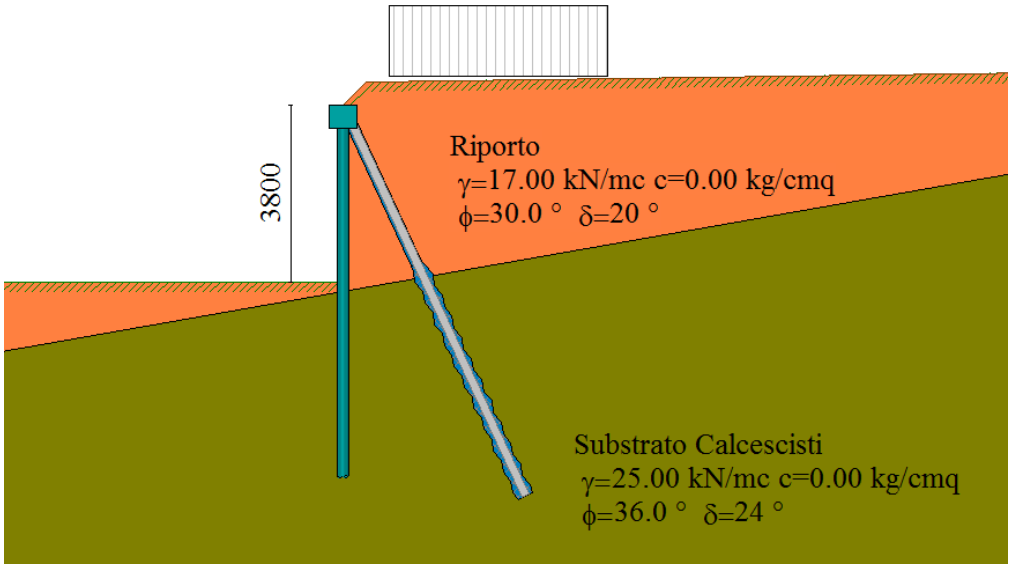


Figura 4.30 – Modello paratia

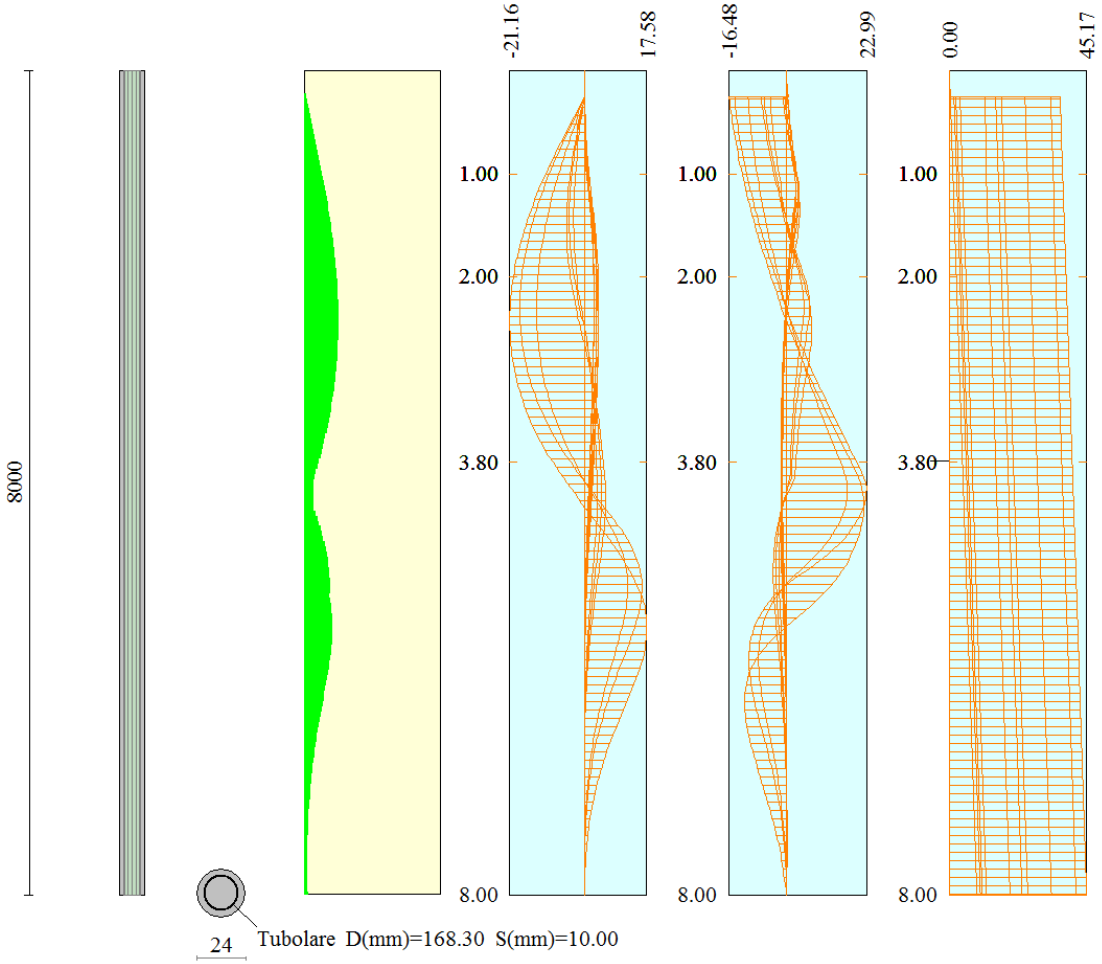
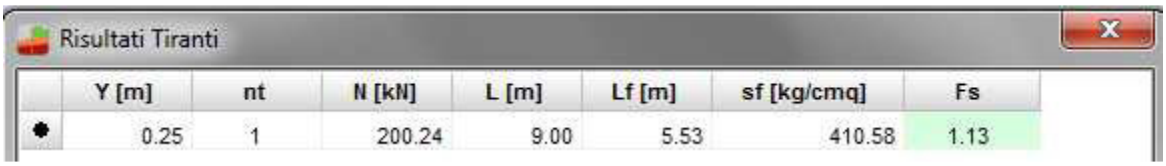


Figura 4.31 – Modello paratia

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	nt	N [kN]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
●	0.25	1	200.24	9.00	5.53	410.58	1.13

La lunghezza del tirante risulta pari a 9.00 m con lunghezza della fondazione pari a 5.53 m; sarà collocato in corrispondenza del cordolo in corrispondenza della sommità della paratia.

Per il tratto di opera di sostegno considerato dello sviluppo longitudinale pari a 2.60 m, la lunghezza dei micropali costituenti la paratia in sponda destra sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm; i tiranti passivi saranno costituiti da un micropalo avente le stesse caratteristiche di quelli utilizzati per la paratia posto in posizione centrale rispetto allo sviluppo longitudinale dell'opera di sostegno, quest'ultimo risulterà inclinato di un angolo pari a 25° rispetto alla verticale.
Tale tratto di paratia, in pianta, verrà realizzato con un inclinazione pari a 45° rispetto allo sviluppo longitudinale della tombinatura, ciò per sostenere il terreno in una zona dove passano alcune condotte. Per la verifica è stato considerato un carico distribuito sul terreno pari a 10 kN/m^2.

4.1.16 **Traverso in acciaio per l'ancoraggio dei puntoni**

Per il traverso utilizzato come ancoraggio dei puntoni sulla paratia, sono stati assunti due profili metallici del tipo HEA 240 accoppiati.
Lo schema statico adottato per la verifica di tale elemento strutturale è quello di trave semplicemente appoggiata, avente luce di calcolo pari all'interasse dei puntoni, e caricata con un carico distribuito ottenuto dividendo lo sforzo agente sul puntone per la luce di calcolo adottata.
Per l'espletamento delle verifiche previste, è stata considerata la configurazione più sfavorevole, ossia, la condizione relativa al massimo sforzo sul puntone in prossimità del massimo interasse tra gli stessi.
Nella tabella di seguito sono riassunte le verifiche condotte.

TRAVERSO DI CONTRASTO								
N	42688	kg_f	Sforzo Tirante/puntone					
α	0	°	Inclinazione verticale tirante/puntone					
$i_{T/P}$	485	cm	Interasse Tiranti/puntoni					
$N\cos\alpha$	42688.00	kg_f	Comp. Orizzontale					
$N\text{sen}\alpha$	0.00	kg_f	Comp. Verticale					
q_H	88.02	kg_f/cm	Carico orizzontale sulla trave					
q_V	0.00	kg_f/cm	Carico verticale sulla trave					
M_H	2.59E+06	$kg_f cm$	W_Z	765.45	cm^3	W_{z-z} da calcolo		
M_V	0.00E+00	$kg_f cm$	W_Y	0.00	cm^3	W_{y-y} da calcolo		
γ_{M0}	1.05		f_{yd}	3380.95	kg_f/cm^2			
f_{yk}	3550	kg_f/cm^2	τ_{yd}	1951.99	kg_f/cm^2			
Profili n°	2		N° 2 HEA 240					
W_Z	675.10	cm^3	W_{z-z} singolo profilo			W_Z	1350.20	cm^3
W_Y	230.70	cm^3	W_{y-y} singolo profilo			W_Y	461.40	cm^3
t_w	0.75	cm	Spess. anima singolo profilo					
h_i	20.60	cm	Altezza anima singolo profilo					
Verifica a flessione								
σ_{EdZ}	1916.72	kg_f/cm^2						
σ_{EdY}	0.00	kg_f/cm^2						
σ_{id}	1916.72	kg_f/cm^2						
σ_{id}	≤	f_{yd}	La verifica risulta soddisfatta					
Verifica a taglio								
T_{max}	21344.00	kg_f	A_w	30.90	cm^2			
τ_{Ed}	690.74	kg_f/cm^2						
τ_{Ed}	≤	τ_{yd}	La verifica risulta soddisfatta					

Le verifiche condotte hanno fornito esisto positivo.

4.1.17 **Paratie in corrispondenza della soletta ribassata.**

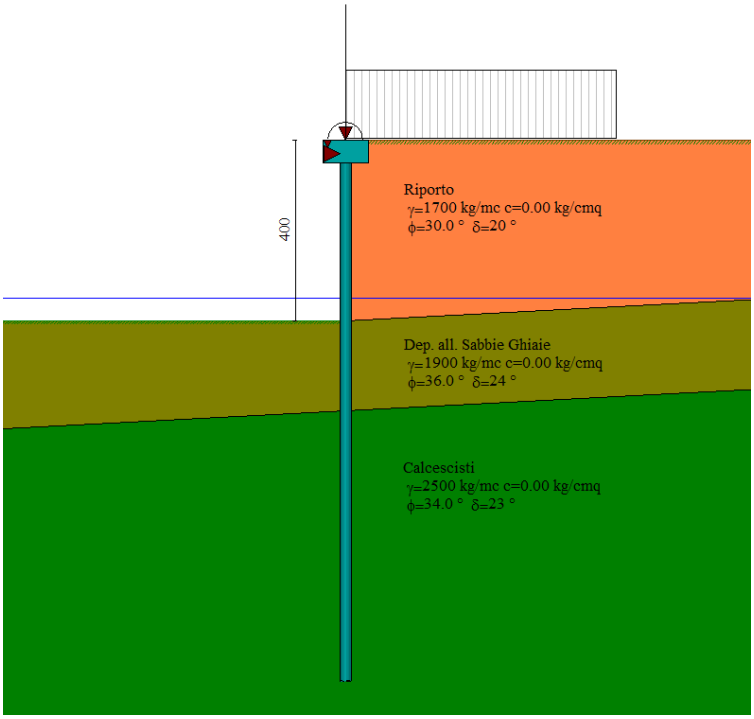


Figura 4.32 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

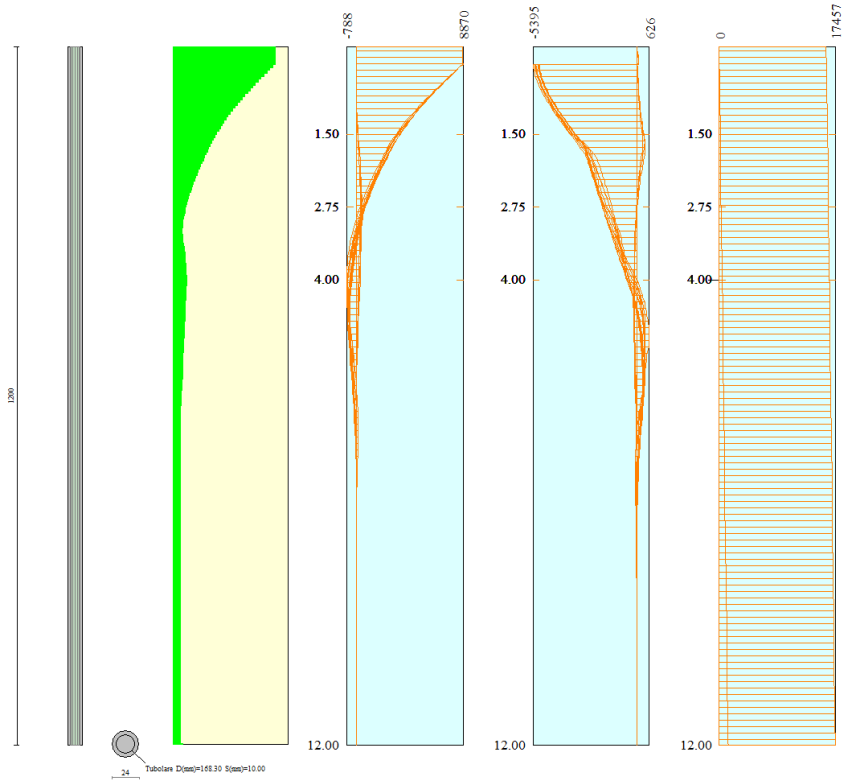


Figura 4.33 – Impegno del micropalo

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 12.00m, essi saranno disposti ad interasse pari a 50 cm, con diametro della perforazione pari a 240 mm; all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm e spessore del tubo pari a 10mm.
Per la verifica di tale opera di sostegno, oltre al carico verticale dovuto al traffico agente sul terreno limitrofo alla zona dello scavo, è stata applicata un'azione verticale sulla testa della paratia ed un momento dovuto all'eccentricità della forza rispetto all'asse della paratia; tale carico è stato determinato considerando lo scarico verticale complessivo della soletta e delle due travi laterali, riportandolo a metro di larghezza dell'opera. Il valore della sollecitazione verticale inserito nel modello per la verifica della paratia, è stato ricavato dal modello FEM, utilizzato per il dimensionamento della soletta e delle travi laterali.
Nel modello della paratia, in prossimità del cordolo di testa è stato inserito un vincolo alla traslazione orizzontale per tenere in conto del fatto, che, la soletta una volta eseguito lo scavo fungerà da puntone per le due opere di sostegno.
Il cordolo di testa della paratia fungerà da sostegno per le due travi laterali e per la soletta; le armature della soletta e delle due travi, saranno prolungate all'interno del cordolo, in maniera tale che una volta eseguito il getto i tre elementi risultino mutuamente collegati.
Nella figura di seguito si riporta uno schema esplicativo delle armature del cordolo fornite dal software Pac 12.

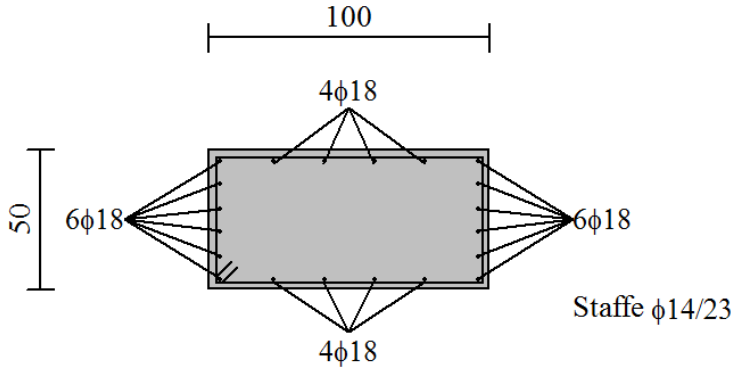


Figura 4.34 – Armature cordolo di testa della paratia.

Per le staffe del cordolo, sarà considerata un'armatura costituita da staffe ϕ14/20.
La massima reazione relativa al vincolo traslazionale è riportata di seguito.

Reazioni vincolari

	Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
●	0.30	-10973	0	0	0

Con tale sollecitazione saranno dimensionate le armature da predisporre sul cordolo della paratia, che serviranno per ancorare le travi laterali della soletta ribassata al cordolo della paratia. Le armature da predisporre dovranno assorbire il taglio relativo alla reazione considerata, per l'armatura, saranno predisposte ferri pari a ϕ12/20, per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati.

4.2 OPERE DI SOSTEGNO RIO MONFERRATO

Il sostegno dello scavo per la realizzazione del nuovo scatolare di progetto del Rio Monferrato, sarà messo in atto mediante l'esecuzione di paratie di micropali; dette opere provvisionali risulteranno ubicate sia in sponda destra che in sponda sinistra del rivo considerato.
A monte, l'intervento inizia in corrispondenza della sezione di progetto n° 107, e prosegue fino alla sezione n° 102; lungo tale sviluppo le due paratie corrono pressoché parallele e distanziate di una quantità pari all'ingombro fisico del nuovo scatolare.
A monte della sezione n° 107, il nuovo manufatto andrà a raccordarsi con lo scatolare esistente, il raccordo avverrà in corrispondenza dello spigolo dell'edificio presente in sponda destra.

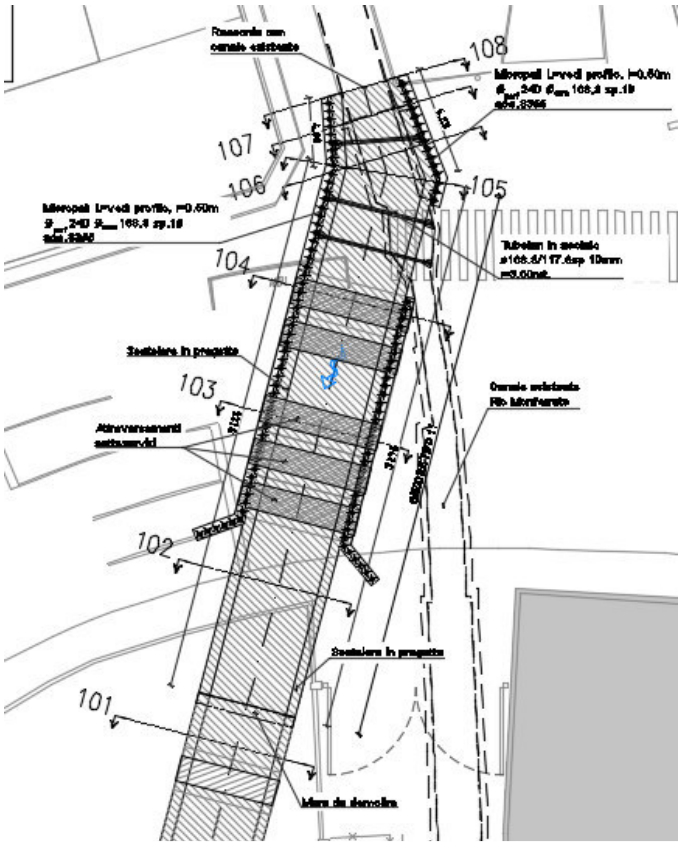


Figura 4.35 – Planimetria intervento Rio Monferrato.

Nel tratto iniziale dell'intervento, per la presenza dell'edificio in sponda destra, sono stati inseriti dei puntoni trasversali ancorati al cordolo delle due paratie.
Detti puntoni, risultano costituiti da tubi aventi diametro pari a 168.3 mm e spessore pari a 10mm; in corrispondenza delle due estremità saranno provvisti di una piastra metallica quadrata dotata di nervature radiali che ne consentirà l'ancoraggio al cordolo.
I puntoni sono posti ad interasse pari a circa 3.00m, quest'ultimi saranno interrotti nel tratto centrale perché saranno presenti alcuni tratti di soletta ribassata per il passaggio dei sottoservizi che essendo realizzati prima dell'esecuzione dello scavo, assolveranno anche alla funzione di ritegno trasversale per le opere di sostegno; un puntone andrà previsto in corrispondenza del tratto finale dell'intervento, nello specifico, in corrispondenza della sezione n° 102.
Di seguito si riportano gli esiti delle verifiche strutturali condotte sui modelli considerati.

4.2.1 **Paratia sez. n° 107**

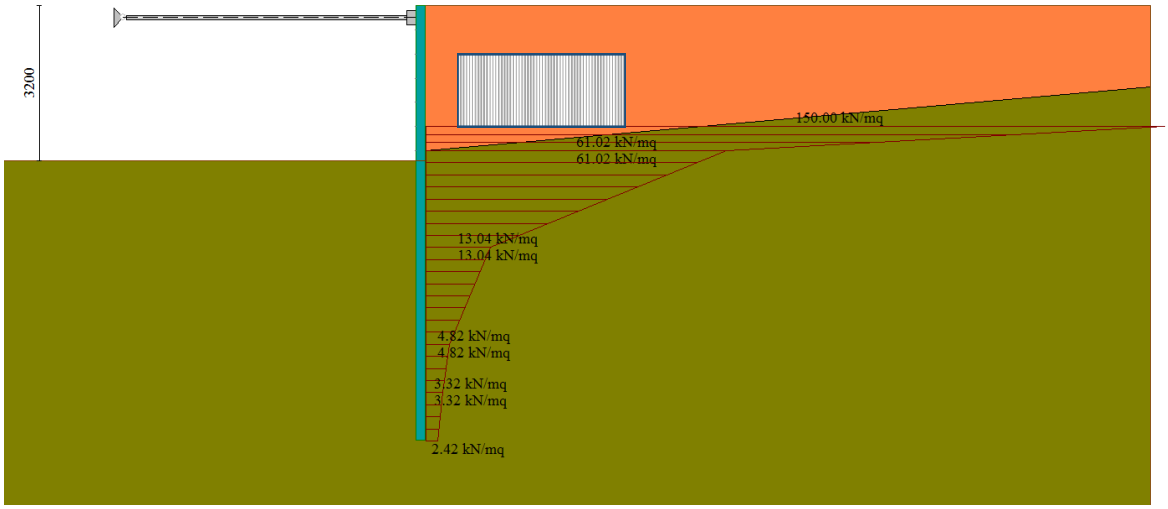


Figura 4.36 – Modello paratia

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

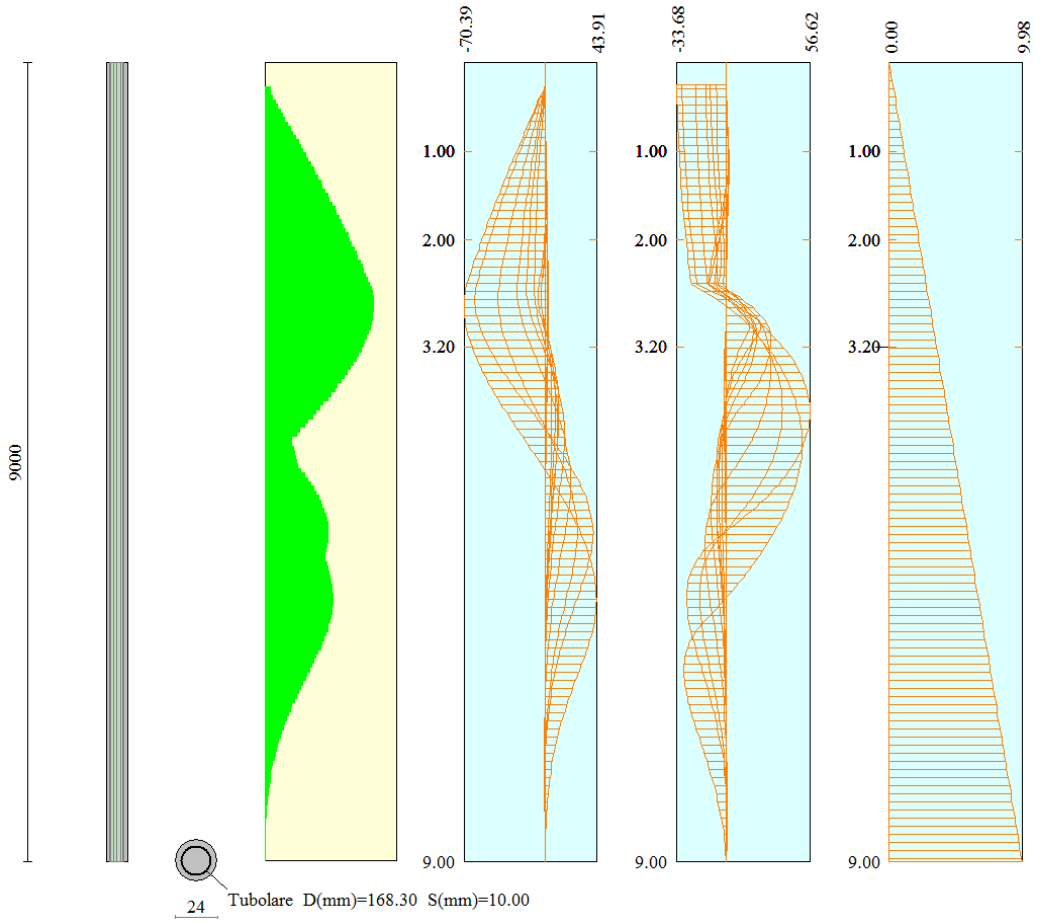


Figura 4.37 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	np	N [kN]	Rt/ml [kN]	Ncrit [kN]	sf [kg/cmq]
●	-0.25	1	-439.84	-62.83	883.04	902.42

La lunghezza del puntone risulta pari a 6.10 m, l'interasse a cui sono collocati i puntoni è pari a 3.00 m, di seguito si riporta la verifica di stabilità.

VERIFICA STABILITA' PUNTONE					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_{ed}:	439840.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.49	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
DIAMETRO ESTERNO:	168.30	mm	LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6100	mm
SPESSORE:	10.00	mm	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	56.09	mm
DIAMETRO INTERNO:	148.30	mm	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	870266	N
AREA PUNTONE:	4971	mm^2	SNELLEZZA λ	108.75	
MOM. INERZIA PUNTONE:	15639864	mm^4	SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.42	
LUNGHEZZA PUNTONE:	6100.00	mm	COEFFICIENTE Φ:	1.81	
			COEFFICIENTE χ:	0.340	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	572201.25	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.769	

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 9.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.
Nella sezione considerata, per la presenza di un edificio in adiacenza dello scavo, in corrispondenza della sponda destra è stata messa in conto l'azione trasmessa al terreno dalla fondazione dell'edificio.
Dalle foto dell'edificio, si nota la presenza di aperture in prossimità della quota del marciapiede, pertanto, è lecito supporre la presenza di un piano interrato. A seguito di questa constatazione, la quota di imposta della fondazione è stata ipotizzata ad una profondità pari a -2.50 m rispetto alla quota del marciapiede; ai fini del calcolo la pressione trasmessa sul terreno è stata assunta pari a 300 KN/mq con la diffusione in profondità secondo la teoria di Boussinesq.
Alla paratia pertanto è stato applicato un carico orizzontale variabile con la profondità, ricavato applicando al valore della tensione verticale per una data profondità il coefficiente di spinta a riposo.
In fase di esecuzione dei lavori, prima dell'esecuzione dello scavo, sarà opportuno verificare l'esatta posizione del piano di imposta della fondazione e controllare se l'ipotesi assunta in fase di calcolo sia rispettata.
Nel qual caso la quota di imposta della fondazione dovesse risultare più prossima al piano del marciapiede, sarà opportuno verificare che l'opera di sostegno così concepita riesca ad assorbire la spinta orizzontale; altrimenti, occorrerà inserire ulteriori contrasti all'azione orizzontale oltre a quello previsto.

4.2.2 **Paratia sez. n° 102**

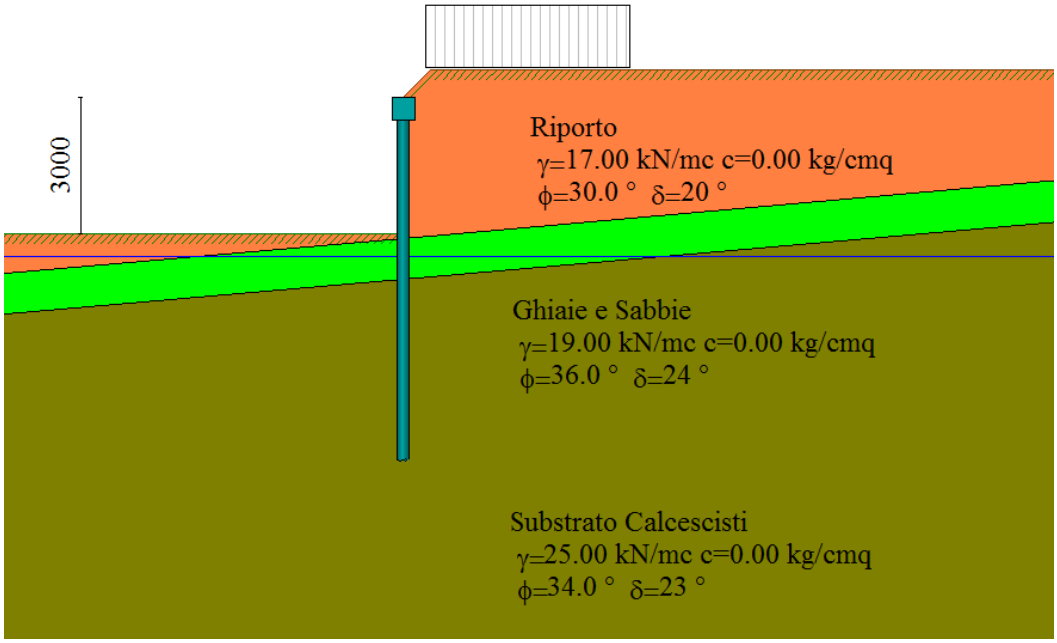


Figura 4.38 – Modello paratia

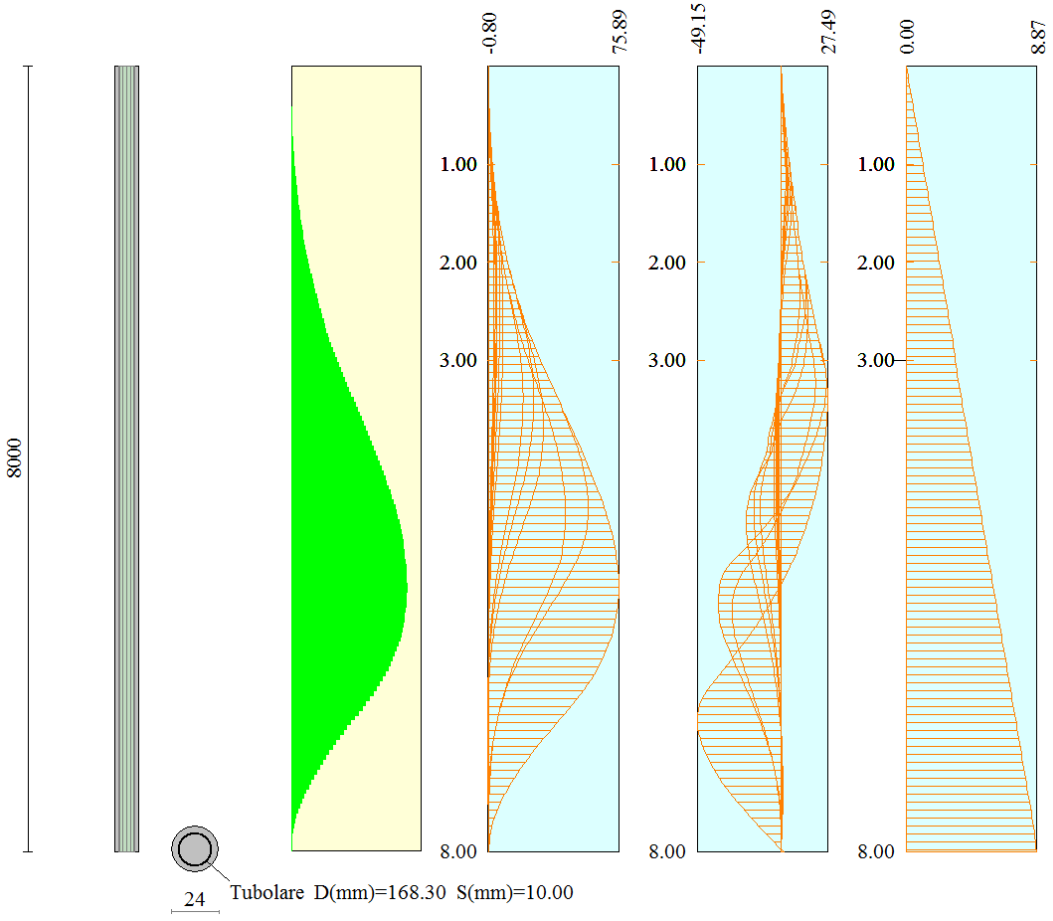


Figura 4.39 – Impegno del micropalo

Per il tratto di opera di sostegno considerato dello sviluppo longitudinale pari a 2.60 m, la lunghezza dei micropali costituenti le paratie in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato sarà pari a 8.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm.
Tale tratto di paratia, in pianta, verrà realizzato con un inclinazione pari a 45° rispetto allo sviluppo longitudinale della tombinatura, ciò per sostenere il terreno in una zona dove passano alcune condotte. Per la verifica è stato considerato un carico distribuito sul terreno pari a 10 kN/m^2.

4.3 OPERE DI SOSTEGNO ALL'INTERNO DELL'EX AREA MULTEDO

L'area in oggetto, è compresa tra Via Merano a monte e la linea ferroviaria a valle.
Iniziando da monte, ad una distanza dalla recinzione su Via Merano pari a circa 25.00 m è presente la nuova confluenza tra i due corsi d'acqua, che risulterà compresa tra le sezioni n° 20 e n° 102 a monte, e la sezione n° 16 a valle; lungo questo tratto, i due scatolari del Rio Marotto e del Rio Monferrato confluiscono in un unico manufatto con sezione idraulica netta pari a 20 m^2 (larghezza pari a 8.00m e altezza pari a 2.50 m).
Tale manufatto proseguirà fino allo sbocco a mare per uno sviluppo longitudinale pari a 330 m circa.
Lo scavo per la realizzazione dell'opera prevista, all'interno dell'area considerata nel tratto compreso tra la recinzione su Via Merano e la sezione n° 14 sarà eseguito senza alcun opera provvisionale, poiché nell'intorno delle zone interessate dallo scavo non risultano presenti interferenze; le pareti laterali dello scavo saranno profilate secondo un'opportuna pendenza affinché risultino stabili per l'intera durata delle lavorazioni.
A valle della sezione di progetto n° 14, a causa della presenza di un oleodotto in sponda destra ubicato in prossimità degli scavi, sarà necessario realizzare una paratia per sostenere tale sottoservizio durante le lavorazioni previste.
L'opera di sostegno sarà costituita da una paratia di micropali posati ad interasse pari a 0.50 m e munita di tiranti passivi disposti ad interasse pari a 1.50 m.
I tiranti passivi vengono realizzati mediante l'impiego di micropali inclinati di un angolo pari a 25° rispetto alla verticale.

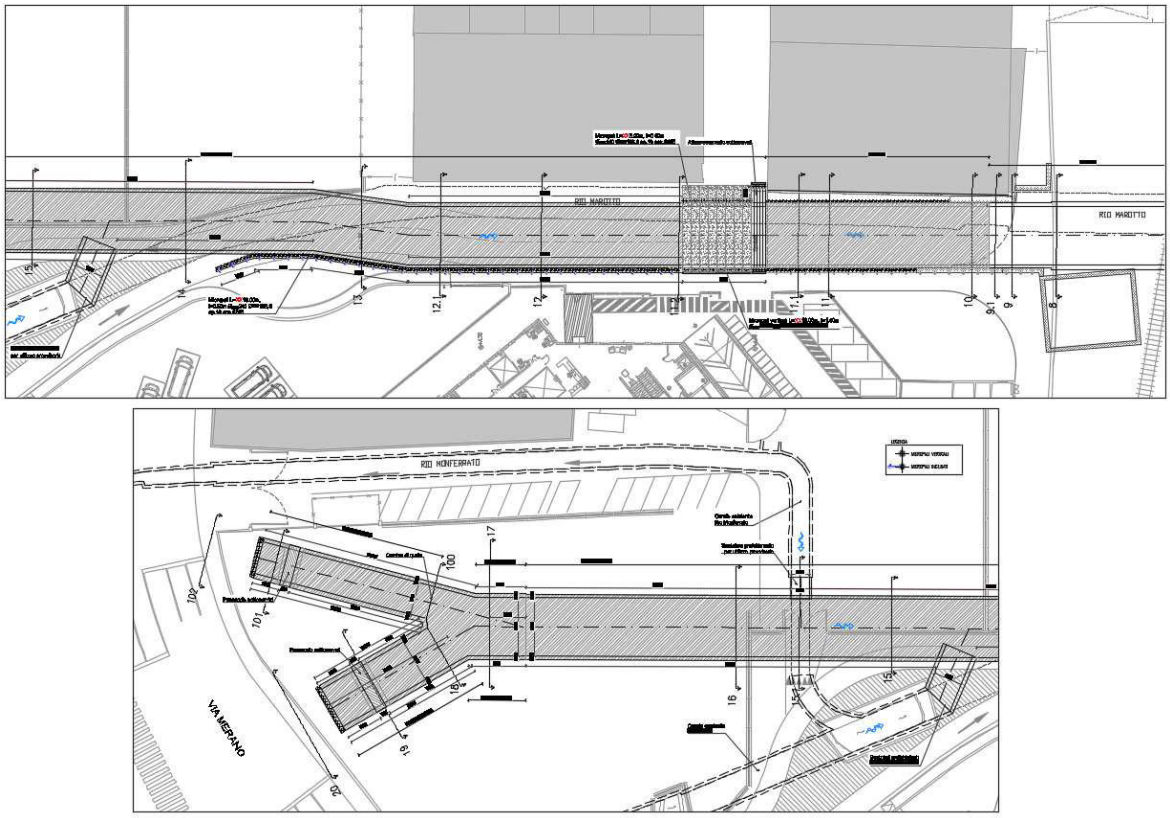


Figura 4.40 – Planimetria dell'intervento all'interno dell'ex area Multedo.

Il diametro della perforazione utilizzato sia per la realizzazione dei micropali costituenti la paratia, sia per i tiranti passivi, risulta pari a 240 mm; all'interno del foro saranno inserite armature tubolari in acciaio S355 del diametro esterno pari a 168.3 mm ed aventi spessore pari a 10 mm.
La paratia realizzata in sponda destra prosegue fino alla ferrovia, in sponda sinistra si renderanno necessari alcuni interventi di sostegno, poiché lo scavo andrà ad interferire con le fondazioni dei fabbricati esistenti; gli interventi di sostegno saranno ubicati in corrispondenza delle sezioni di progetto n° 11.2 e n° 11.

4.3.1 **Paratia sez. 13**

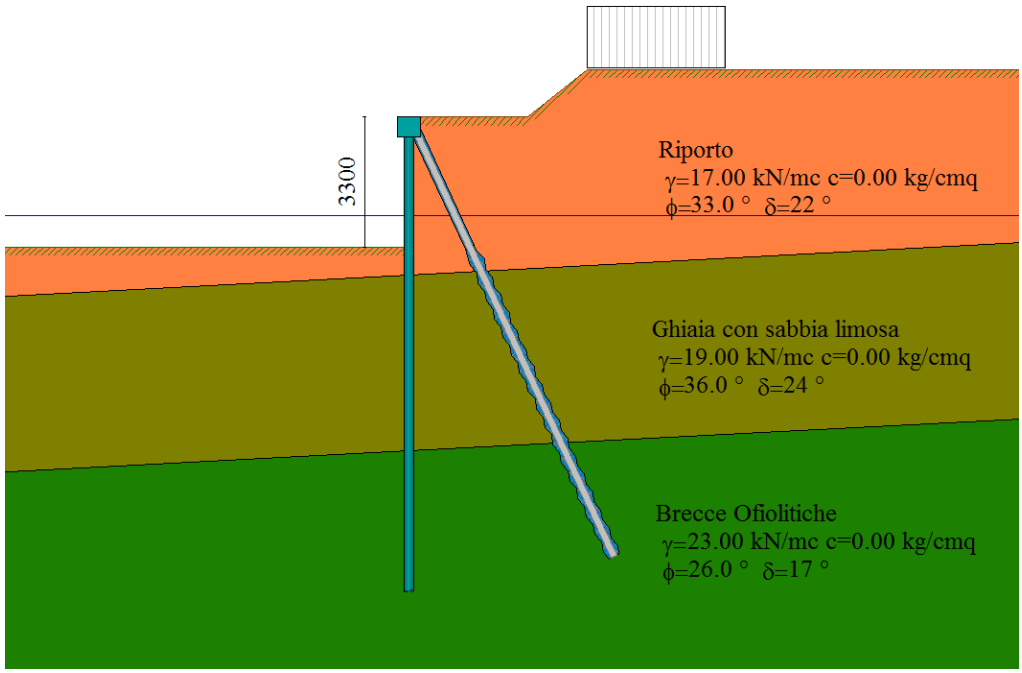


Figura 4.41 – Modello paratia

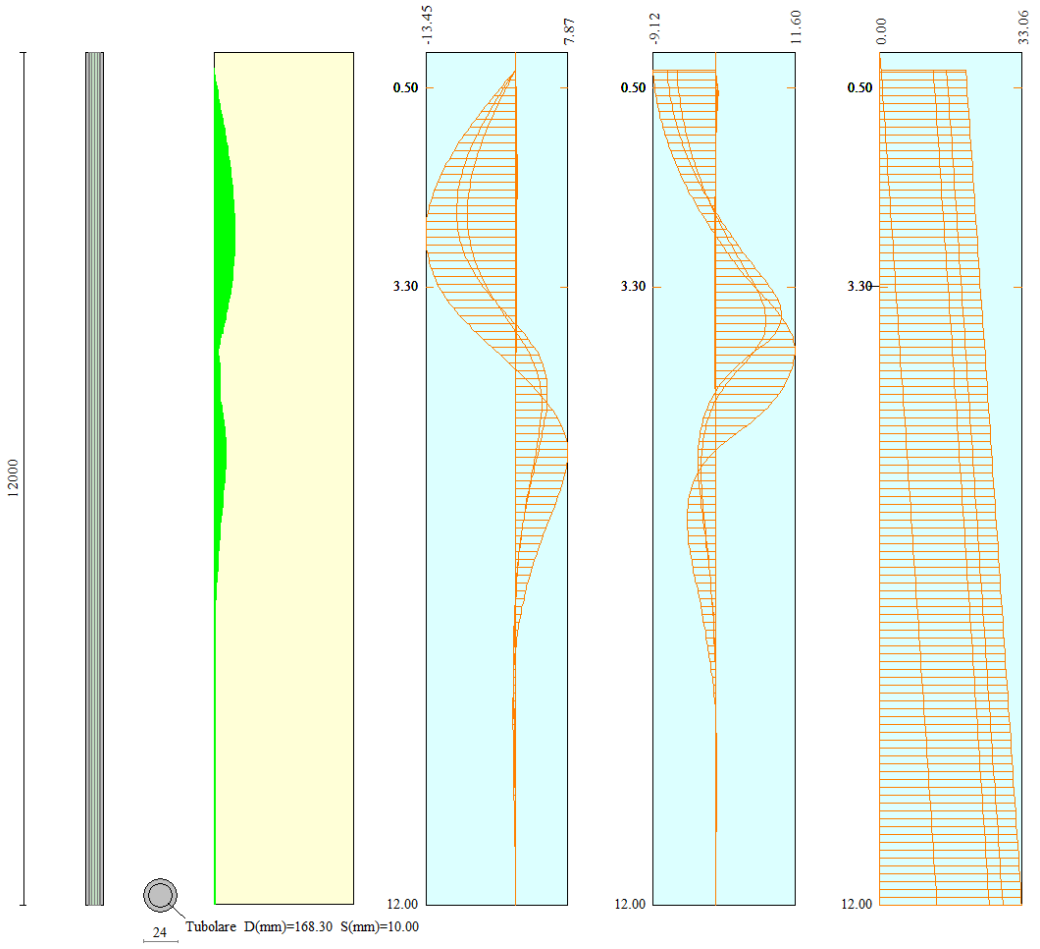
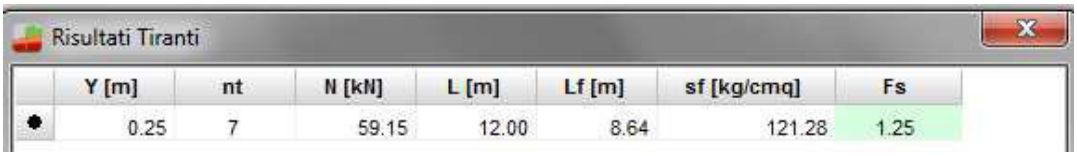


Figura 4.42 – Impegno del micropalo

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti passivi, relativo alla fase più critica.



	Y [m]	nt	N [kN]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
●	0.25	7	59.15	12.00	8.64	121.28	1.25

La lunghezza del tirante risulta pari a 12.00 m con lunghezza della fondazione pari a 8.64 m; sarà collocato in corrispondenza del cordolo collocato in testa alla paratia.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la lunghezza dei micropali costituenti la paratia in sponda destra sarà pari a 12.00m, disposti ad interasse pari a 50 cm. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10mm; i tiranti passivi saranno costituiti da un micropalo avente le stesse caratteristiche di quelli utilizzati per la paratia posti ad interasse pari a 1.50 m, quest'ultimo risulterà inclinato di un angolo pari a 25° rispetto alla verticale.
Le altre opere di sostegno presenti nell'area ed ubicate a valle di quella descritta, sono riportate all'interno dell'elaborato P072-14-E-RE-STR-002-A.

4.4 CANTIERE A: MICROTUNNELLING SOTTO LA LINEA FERROVIARIA, CAMERA DI SPINTA E DI RICEZIONE.

Per il nuovo tratto di scatolare che sottopassa la linea ferroviaria, tra le sezioni di progetto n° 8 e n° 5, risulta presente una condotta dell'acquedotto situata ad una quota interferente con quella di progetto del nuovo scatolare, pertanto ne andrà previsto lo spostamento per consentire la realizzazione del nuovo manufatto di progetto.
Lo spostamento di tale condotta avverrà mediante l'impiego della tecnica del microtunnelling, poiché non è possibile eseguire scavi a causa delle presenza della linea ferroviaria.
L'intervento sarà realizzato a circa 6.00 m dalla sponda destra del nuovo scatolare.
Per consentire l'esecuzione del microtunnel sarà necessario predisporre due camere una a monte denominata camera di spinta, ubicata all'interno dell'area delle ex Acciaierie Multedo, ed una a valle denominata camera di ricezione ubicata a valle della linea ferroviaria su Via Ronchi, come indicato nell'immagine riportata di seguito.

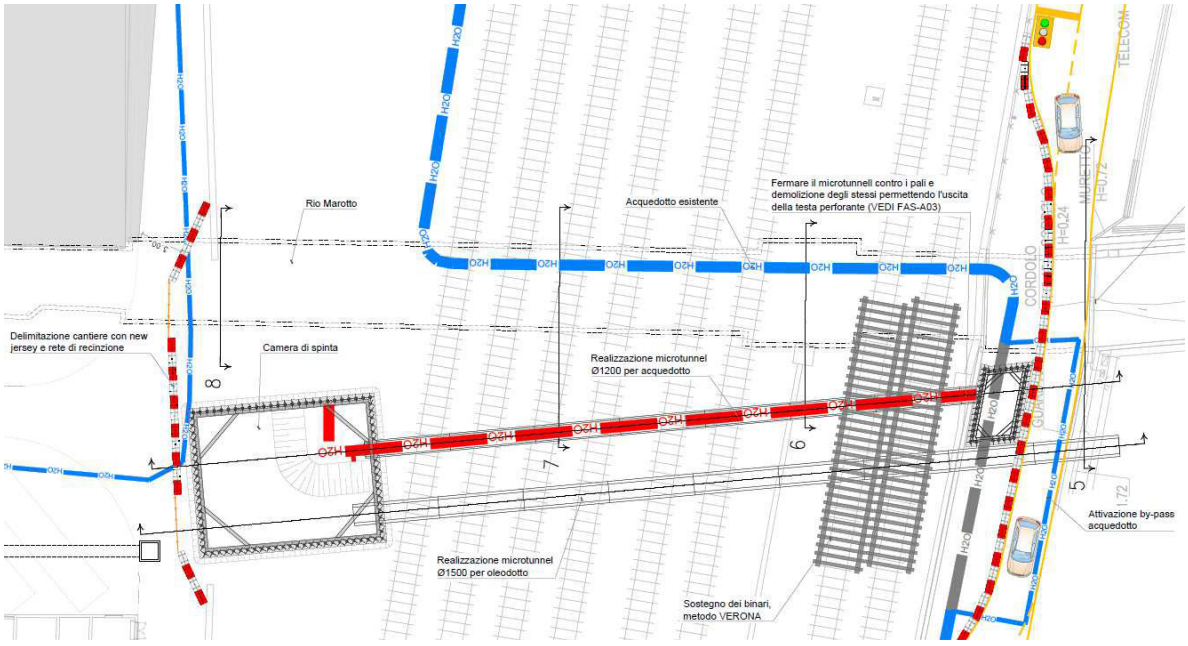


Figura 4.43 – Planimetria camera di spinta e di ricezione.

La prima camera di forma rettangolare, avente lunghezza pari a 12.60m e larghezza pari a 9.90 m, si rende necessaria per consentire l'inserimento della testa di scavo alla quota necessaria e la posa dei tratti prefabbricati di tunnel che saranno poi spinti al di sotto della linea ferroviaria e dei binari destinati al ricovero di carri merci; inoltre, la parete di monte della camera, sarà utilizzata per il contrasto del dispositivo di spinta.
La seconda camera invece, presenterà delle dimensioni minori, (lunghezza pari a 3.80 m e larghezza pari a 5.80 m) sarà necessaria per consentire l'estrazione della testa di scavo una volta terminato il tunnel; la lunghezza della camera è stata fissata a 3.80m, dimensione che consentirà l'estrazione della testa di scavo dalla camera consentendo l'organizzazione della circolazione veicolare a senso unico alternato su Via Ronchi, mediante regolazione semaforica.
La camera di spinta sarà realizzata mediante una paratia di micropali, collegati in sommità da un cordolo in C.A., predisponendo all'interno dell'opera di sostegno dei puntelli costituiti

da profilati metallici per contrastare gli spostamenti orizzontali della paratia e limitare i cedimenti a valle dell'opera che potrebbero causare problemi all'armamento ferroviario adiacente.
Anche la camera di ricezione sarà realizzata mediante paratie di micropali, predisponendo all'interno della stessa un puntello realizzato mediante profilati metallici ad una profondità pari a circa 1.00m dalla testa del cordolo, anche in questo caso la struttura sarà necessaria per contrastare gli spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno.
Sulle pareti verticali di entrambe le camere, sarà realizzato uno strato di spritz beton, applicato previa posa di rete elettrosaldata sulla parete verticale.
Tali camere saranno utilizzate poi in un secondo momento per la realizzazione di un secondo microtunnel, ubicato a destra del primo, utilizzato per consentire ad alcuni oleodotti di attraversare la linea ferroviaria e raggiungere il porto petroli situato a valle dell'intervento.
Terminata la fase di scavo e di posa del tunnel ed inserita la nuova condotta, in corrispondenza dello spigolo di valle ubicato sul lato lungo di paratia limitrofo al nuovo scatolare, sarà necessario approfondire la quota di scavo di ulteriori 2.25 m su un'area avente dimensioni pari a 6.00 m x 4.40 m circa; ciò per consentire la posa dei raccordi che serviranno durante una successiva fase per raccordare la condotta con un altro tratto che verrà posato successivamente al di fuori della paratia; in questa fase sarà predisposto un secondo puntello a quota pari a 4.08 m circa dalla testa del cordolo della paratia.
Terminate le operazioni di scavo e posa dei tunnel con la collocazione delle rispettive condotte, prima del riempimento dello scavo, tra l'oleodotto ed il nuovo tratto di acquedotto, sarà predisposta una doppia fila di gabbionate in rete metallica. Questa soluzione risulta propedeutica per la successiva fase di cantierizzazione, nella quale è previsto lo scavo al di fuori della camera di spinta per la realizzazione dello scatolare. Infatti, in questa fase, poiché lo scavo avverrà al di fuori della paratia, per problemi di stabilità della stessa sarà necessario togliere del terreno anche all'interno della camera; i gabbioni a questo punto risulteranno necessari per impedire che si verifichino cedimenti che potrebbero provocare danni alle condotte dell'oleodotto.
Di seguito si riportano una sezione longitudinale ed una trasversale che mostrano le due fasi di scavo descritte in precedenza.

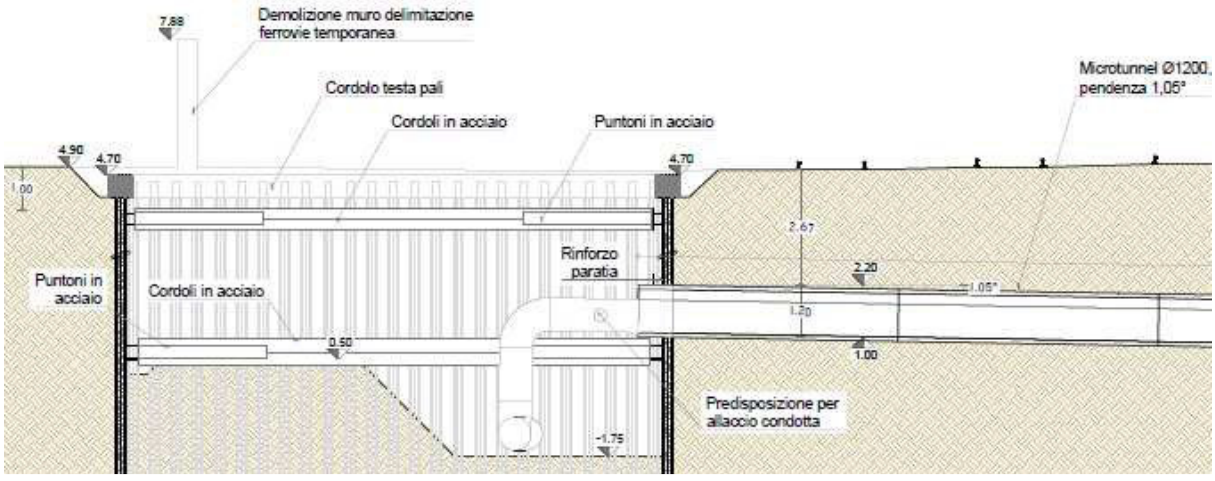


Figura 4.44 – Sezione longitudinale camera di spinta.

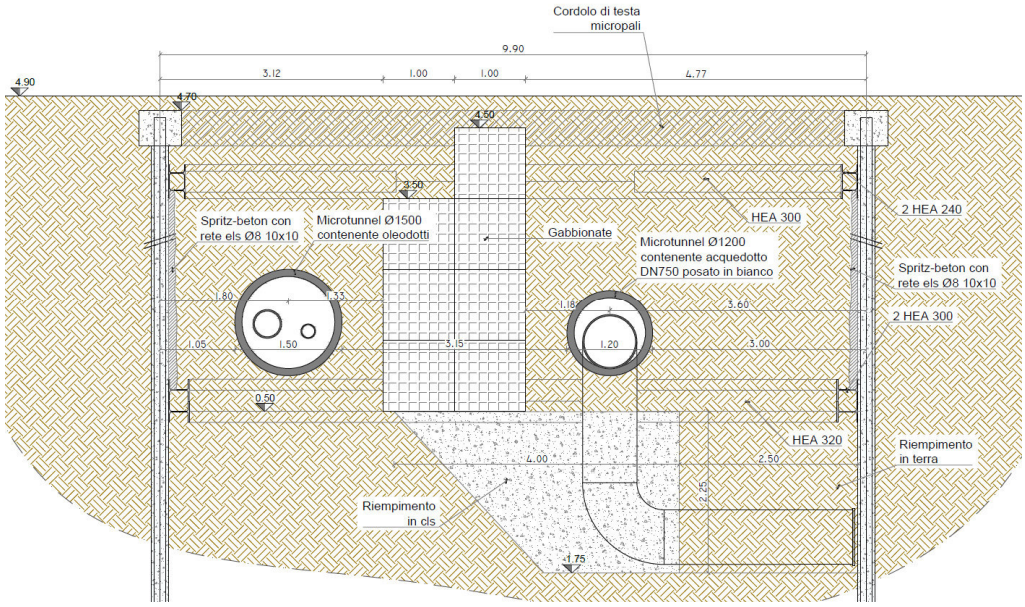


Figura 4.45 – Sezione trasversale camera di spinta.

Per garantire la stabilità del piano di posa delle gabbionate metalliche ed evitare cedimenti delle stesse, essendo realizzate in corrispondenza dell'area interessata dall'approfondimento dello scavo, sarà necessario utilizzare un magrone di calcestruzzo da impiegare per il riempimento dello scavo. Le strutture utilizzate per il contrasto agli spostamenti orizzontali della paratia sono stati realizzati impiegando dei profilati metallici a doppio T, in cui per le travi orizzontali sono stati utilizzati due profili accoppiati, mentre per i puntoni inclinati posti in prossimità degli spigoli, è stato utilizzato un unico profilo collegato alle travi orizzontali mediante saldatura.
Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato per il dimensionamento.

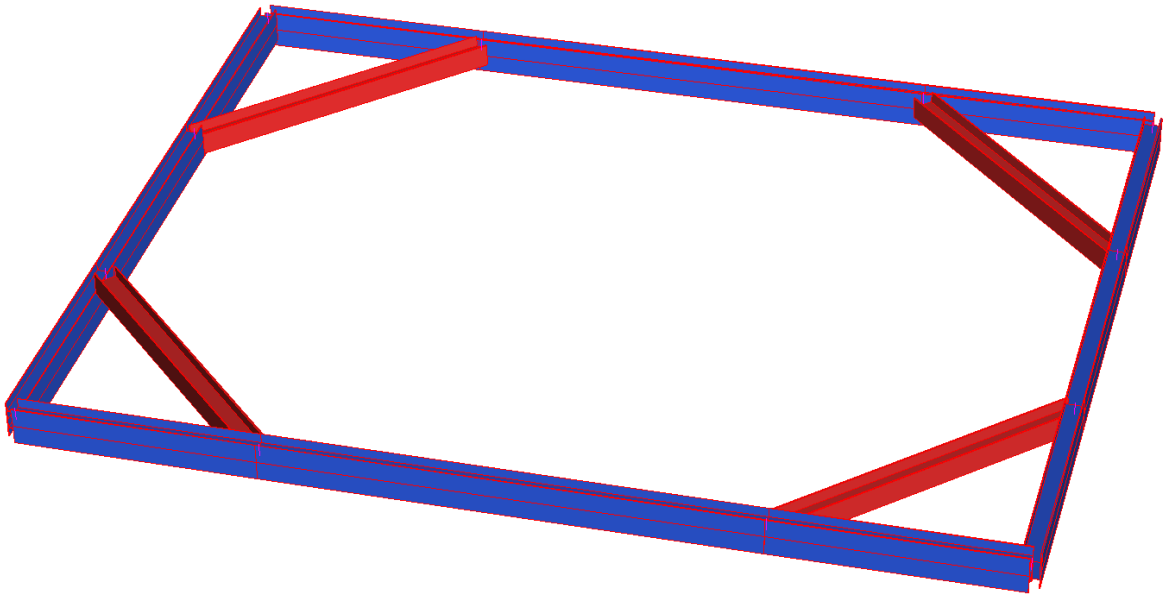


Figura 4.46 – Modello FEM della struttura di contrasto

Le paratie delle pareti costituenti le due camere sono state verificate utilizzando il software Pac 12 concesso in licenza da Aztec Informatica; per tener conto della presenza della

struttura di contrasto, nel modello è stato inserito un puntone alla quota corrispondente alla collocazione della struttura e tenendo conto dell'effettiva posizione dei puntoni inclinati collocati rispetto allo sviluppo longitudinale della paratia.
Gli sforzi massimi agenti sul puntone del modello di calcolo, saranno utilizzati per il dimensionamento dei profilati metallici sia delle travi orizzontali che dei puntoni inclinati costituenti la struttura di contrasto.
All'interno delle due camere sarà necessario predisporre un adeguato impianto di pompaggio, avente la funzione di mantenere il livello della falda coincidente con la quota del fondo dello scavo e consentire dunque agli operai di poter operare in sicurezza nell'espletamento delle lavorazioni previste.

4.4.1 Camera di spinta

Per la camera di spinta si riportano le verifiche condotte sulle parati e quelle sulle due strutture di contrasto previste.

4.4.1.1 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 4.50 m.

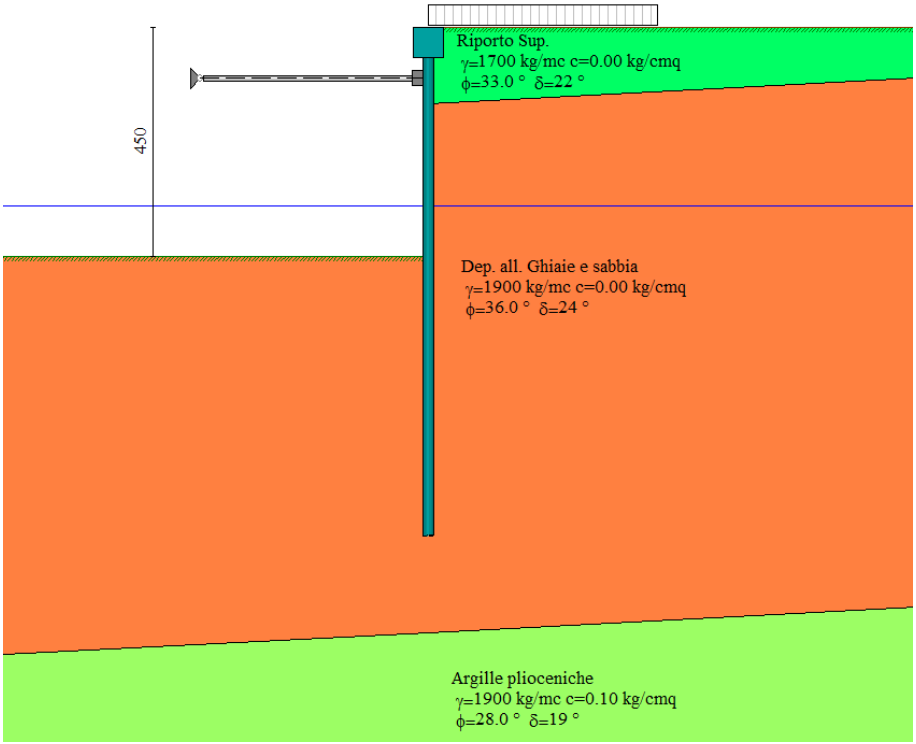


Figura 4.47 – Modello paratia

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-1.00	2	-27013	-4093	870185	351.55

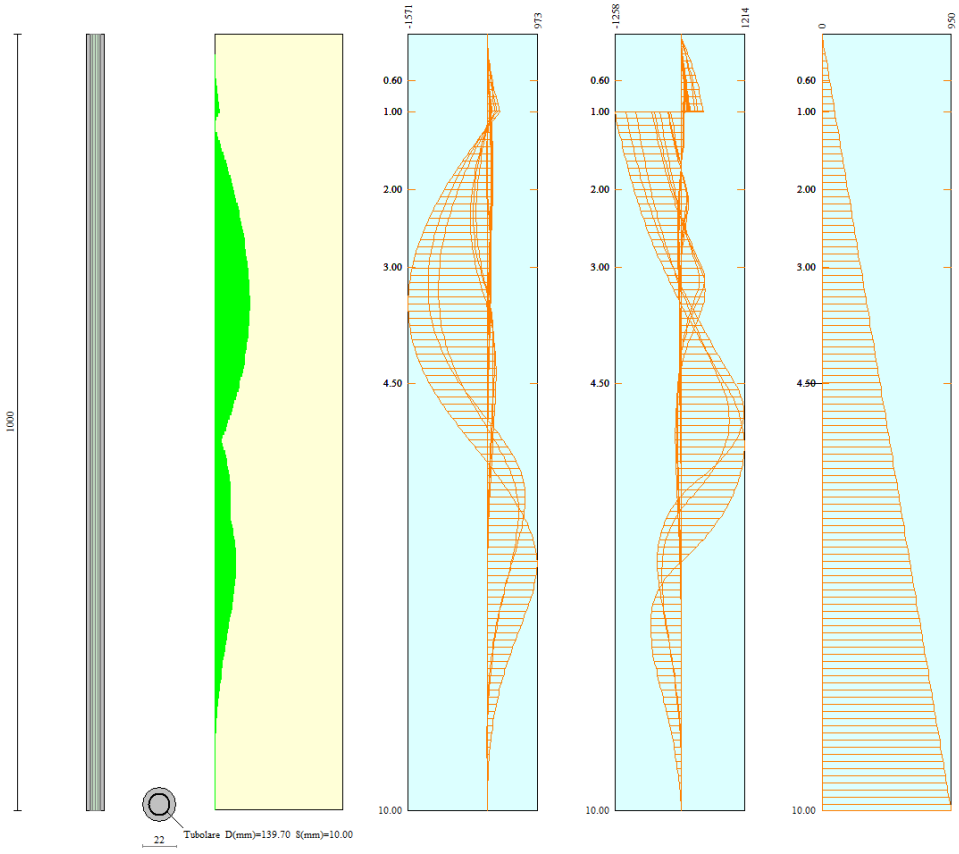


Figura 4.48 – Impegno del micropalo

4.4.1.2 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 4.50 m.

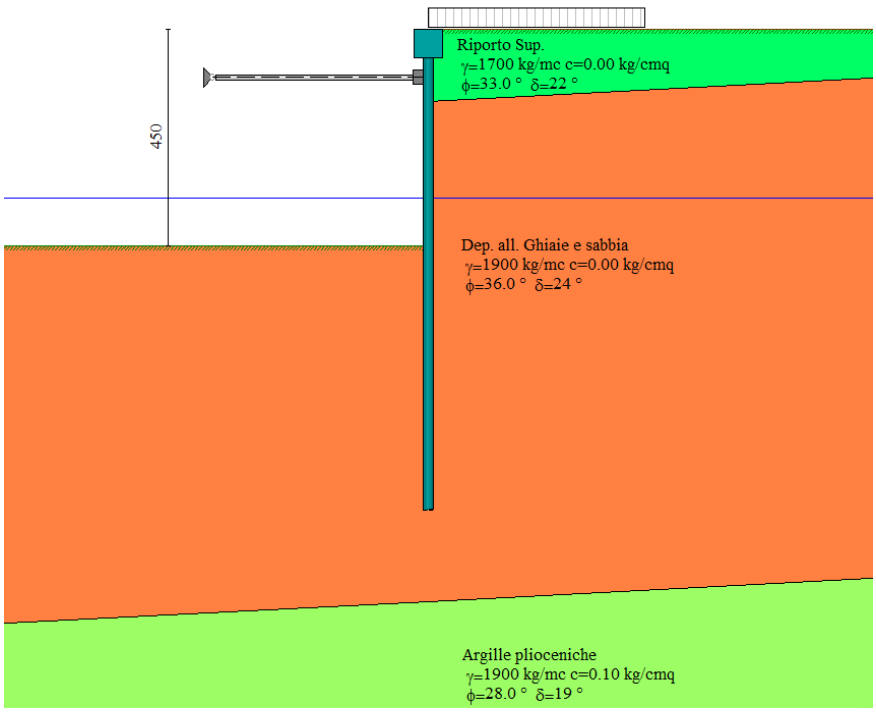


Figura 4.49 – Modello paratia.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-1.00	2	-20841	-4168	2046835	185.25

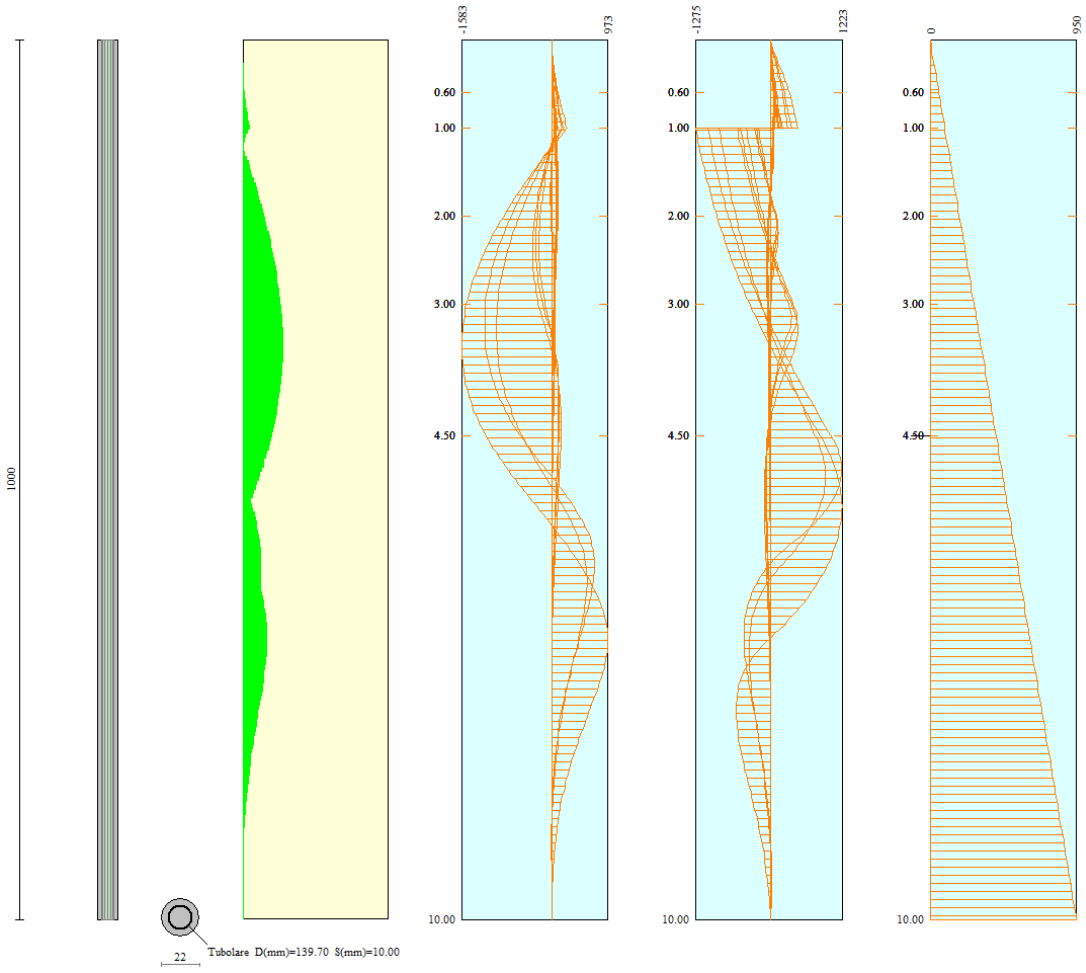


Figura 4.50 – Impegno del micropalo.

Per il tratto in cui non risulta necessario approfondire lo scavo, la lunghezza dei micropali risulta pari a 10.00 m, l'interasse a cui saranno posati risulterà pari a 0.40 m, mentre l'armatura tubolare utilizzata avrà diametro pari a 139.70 mm e spessore 10.00mm.

I modelli riportati sopra, sono relativi alla profondità di scavo pari a 4.50 m, eseguito per le operazioni di esecuzione del nuovo tunnel sotto la linea ferroviaria, di seguito invece, si riportano i modelli del tratto di paratia in cui è previsto l'approfondimento dello scavo per la predisposizione dell'allaccio sulla nuova condotta.

4.4.1.3 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 6.60 m.

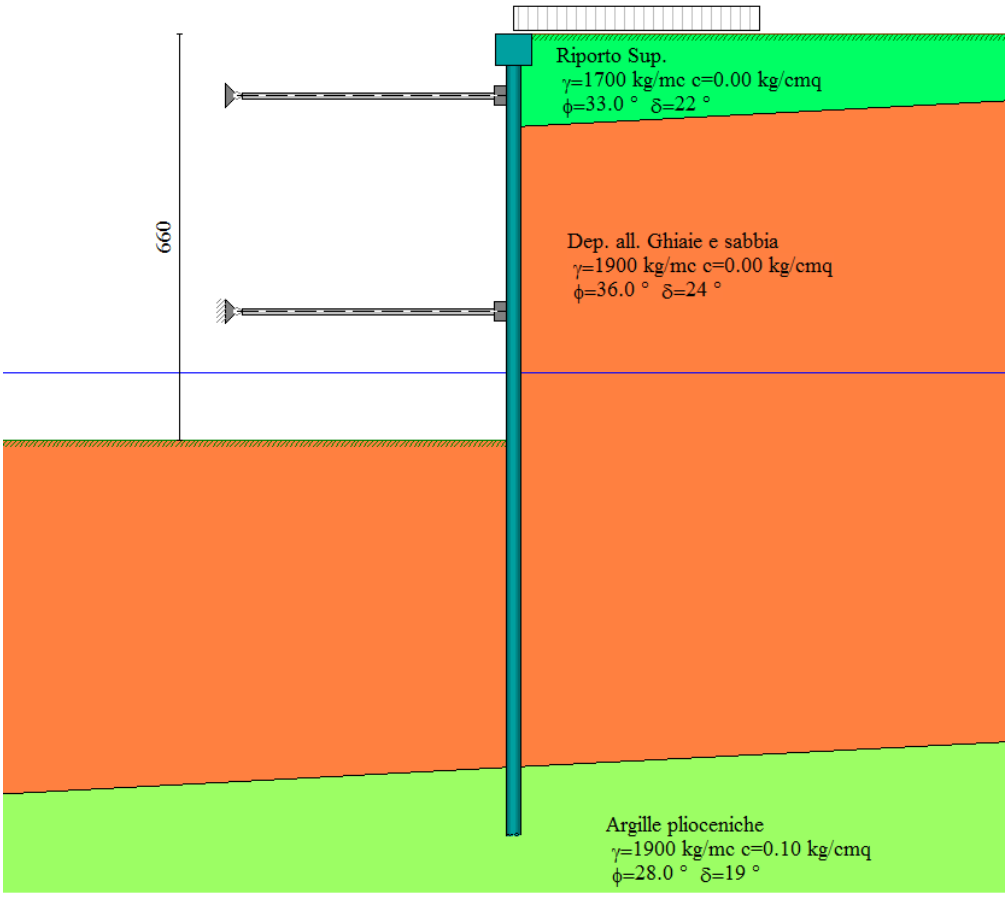


Figura 4.51 – Modello paratia.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.

Risultati Puntoni

Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
-1.00	2	-24412	-3699	2046835	216.99
-4.50	2	-70814	-10729	2046835	629.46

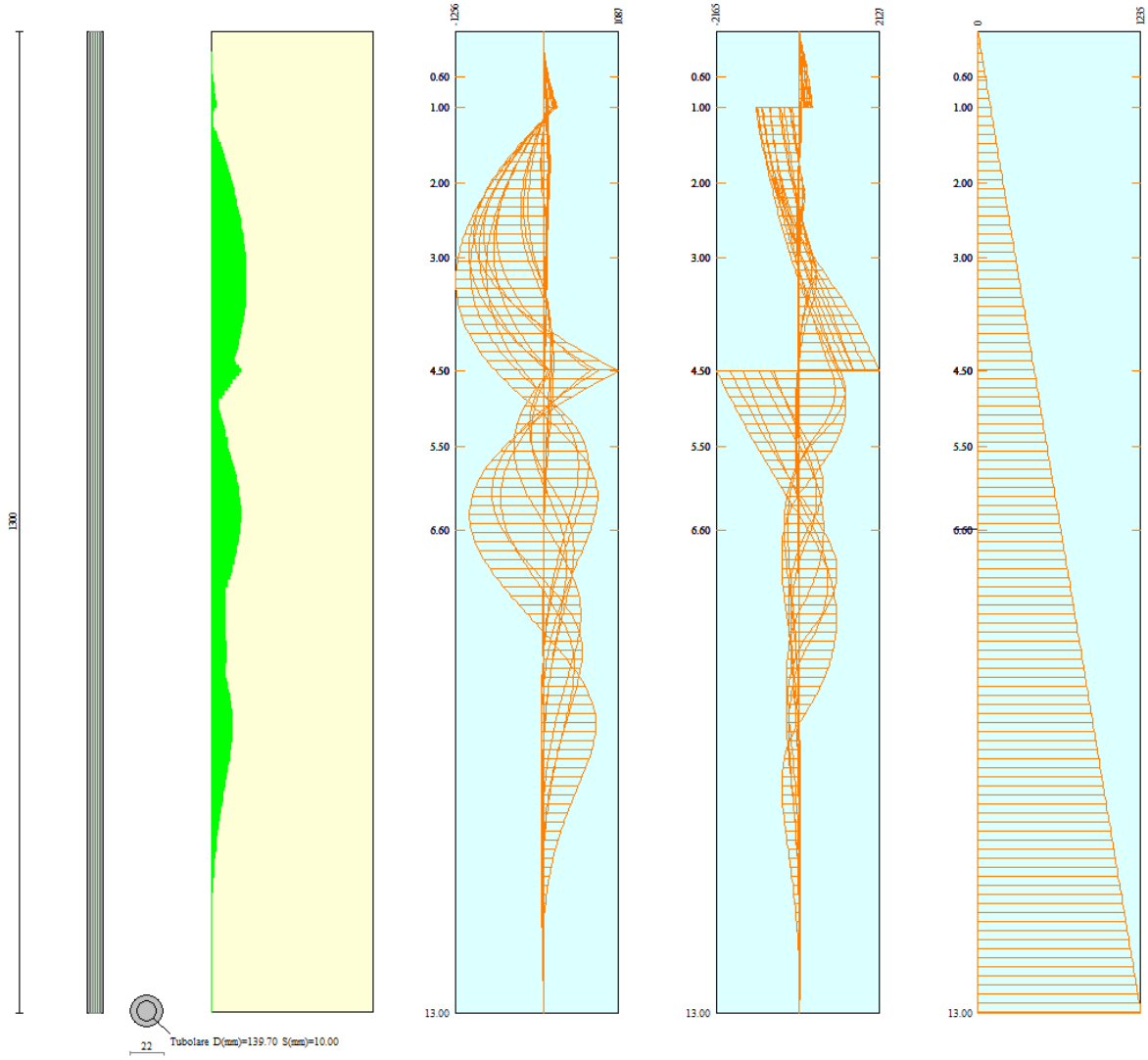


Figura 4.52 – Impegno del micropalo.

4.4.1.4 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 6.60 m.

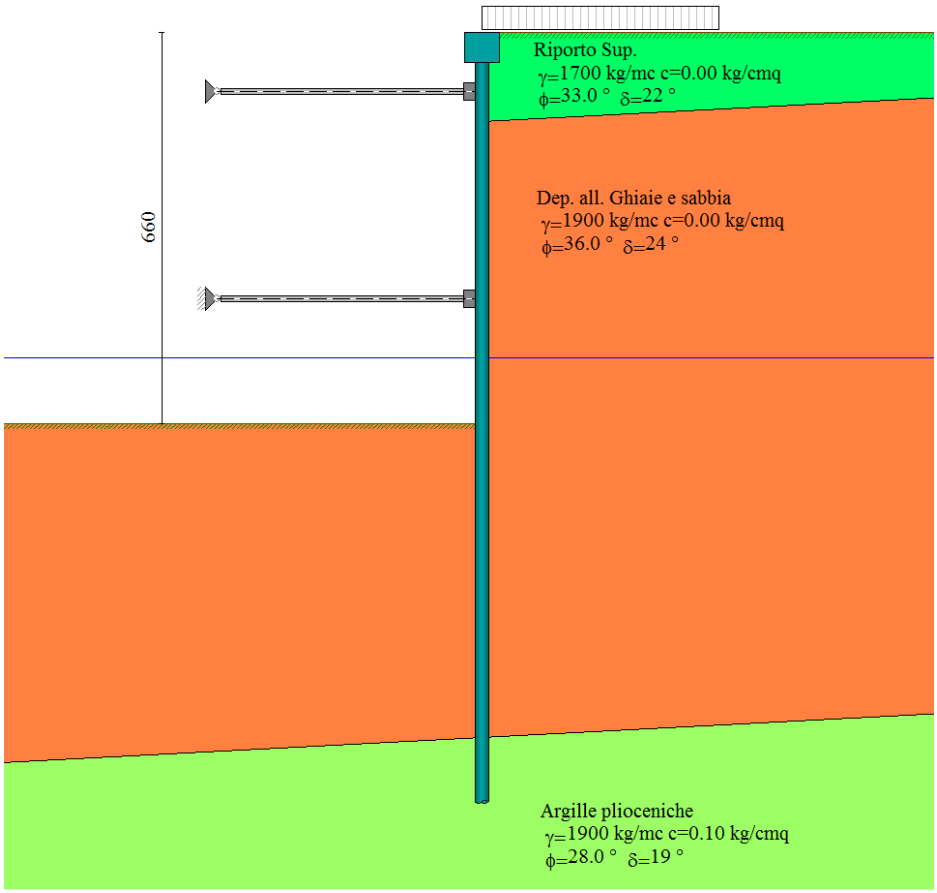


Figura 4.53 – Modello paratia.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-1.00	2	-19042	-3808	2046835	169.27
	-4.50	2	-55765	-11153	2046835	495.69

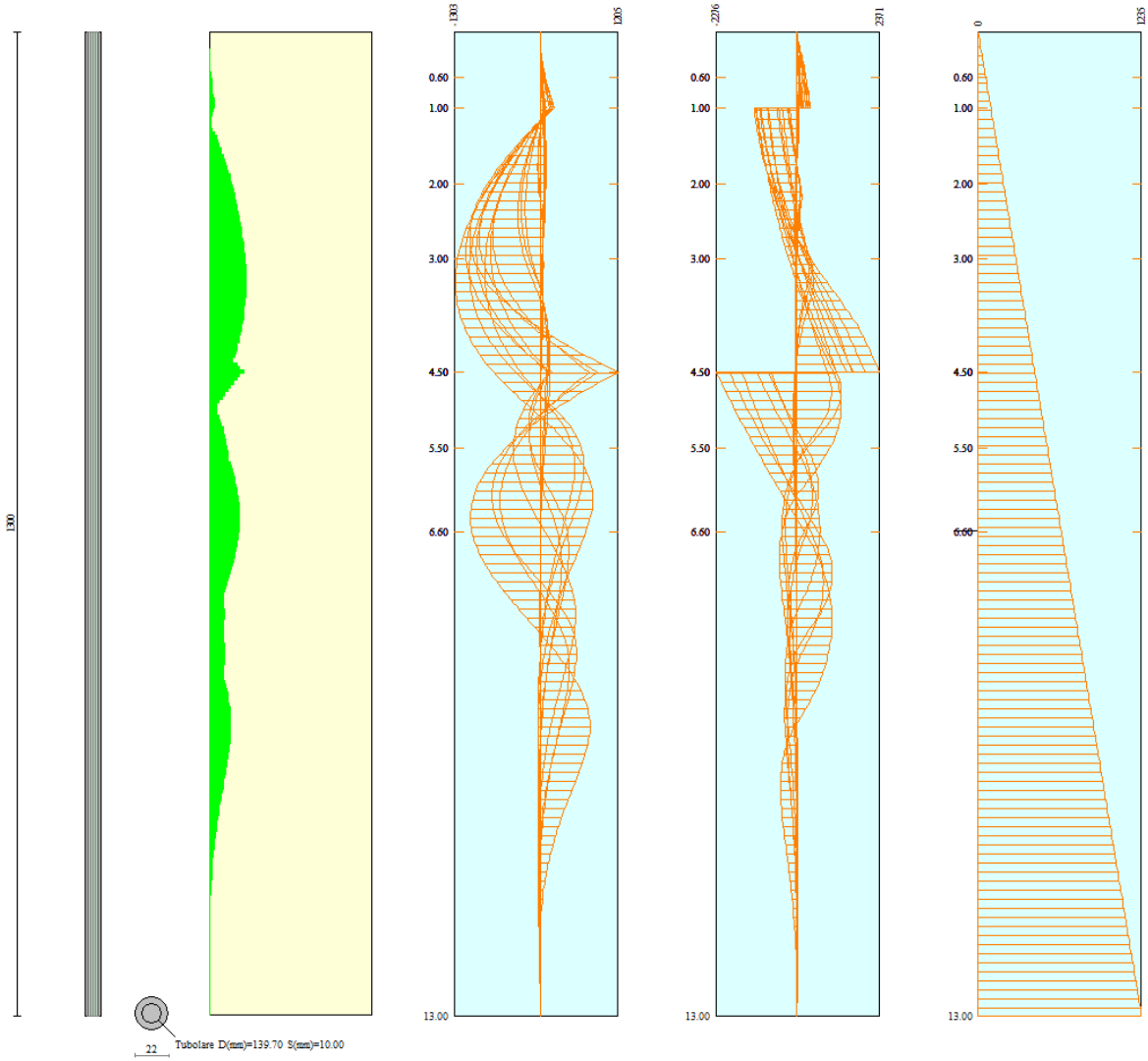


Figura 4.54 – Impegno del micropalo.

I modelli riportati sopra, sono relativi al tratto di paratia interessato dalla profondità di scavo pari a 6.60 m, eseguito per le operazioni di predisposizione dell'allaccio sulla nuova condotta.

Per il tratto esaminato, la lunghezza dei micropali risulta pari a 13.00 m, l'interasse a cui saranno posati risulterà pari a 0.40 m, mentre l'armatura tubolare utilizzata avrà diametro pari a 139.70 mm e spessore 10.00mm.

Nella figura riportata di seguito è rappresentata la planimetria della camera di spinta, sulla quale sono indicati i diversi tratti di paratia realizzati con micropali della lunghezza pari a 10.00 m e della lunghezza pari a 13.00 m.

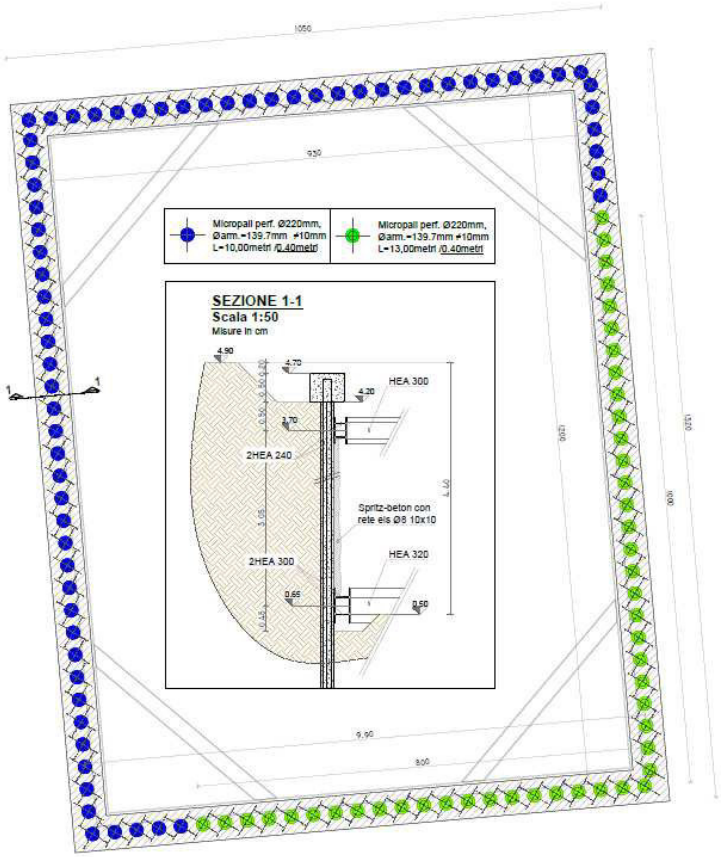


Figura 4.55 – Planimetria con indicazione delle diverse lunghezze dei micropali.

Per la verifica dei profili impiegati per la struttura di contrasto, sulle due pareti della paratia, si è fatto riferimento al seguente schema statico, in cui R_A ed R_B rappresentano le massime sollecitazioni agenti sui puntoni ricavati dal modello di pac 12 della paratia; noti gli sforzi agenti sui puntoni sarà possibile determinare il carico distribuito q da applicare sul modello FEM della struttura e che consentirà di determinare le sollecitazioni agenti sui profili e di condurre le verifiche previste.

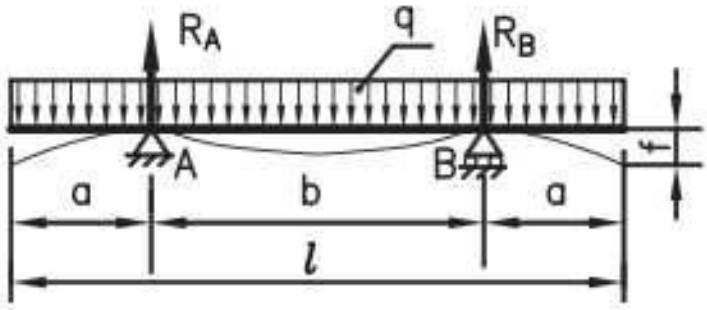


Figura 4.56 – Schema statico di riferimento per il calcolo della struttura di contrasto.

Per tale schema statico, il carico uniformemente distribuito q agente sulla trave una volta noti R_A e R_B sarà dato da:

$$q = \frac{2 \cdot R_A}{(b + 2 \cdot a)}$$

Con riferimento a tale schema, i carichi q da applicare al modello risultano pari a:

a) ***Struttura di contrasto collocata alla profondità di 1.00 m dal cordolo di testa della paratia:***

- Lato lungo della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 315 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 6.00 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 3.00m;

  il carico q risulta pari a 52.50 kN/m.

- Lato corto della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 248.5 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 3.00 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 3.30m;

  il carico q risulta pari a 51.77 kN/m.

b) ***Struttura di contrasto collocata alla profondità di 4.50 m dal cordolo di testa della paratia:***

- Lato lungo della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 782 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 6.00 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 3.00m;

  il carico q risulta pari a 130.30 kN/m.

- Lato corto della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 625 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 3.00 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 3.30m;

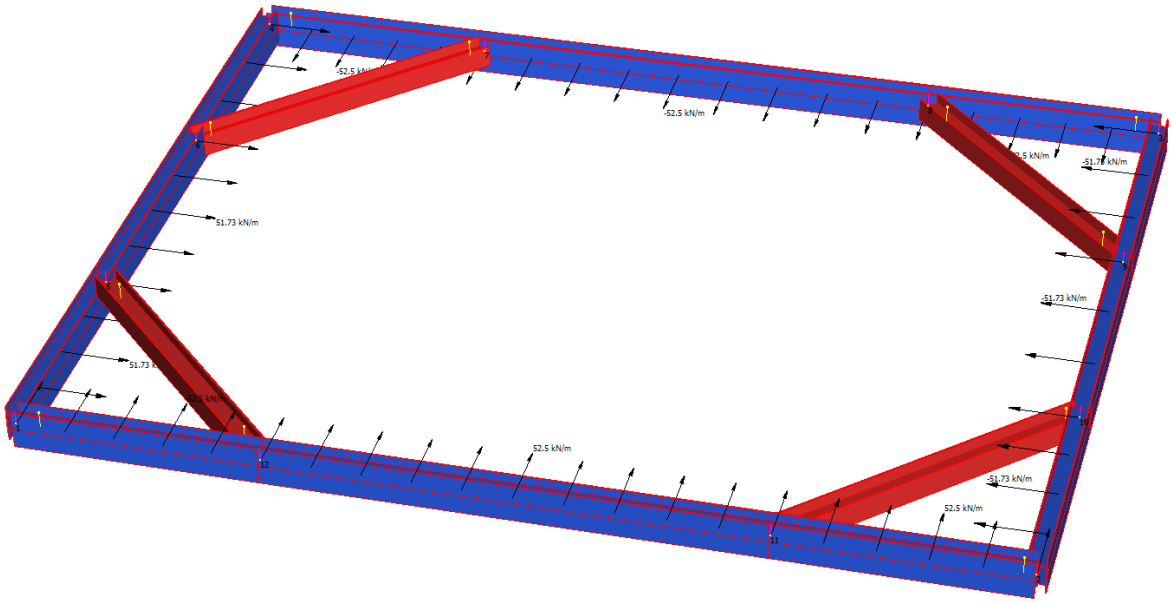
  il carico q risulta pari a 130.20 kN/m.

Si riportano le caratteristiche delle sollecitazioni sulle due strutture di contrasto derivanti applicando i carichi calcolati sopra.

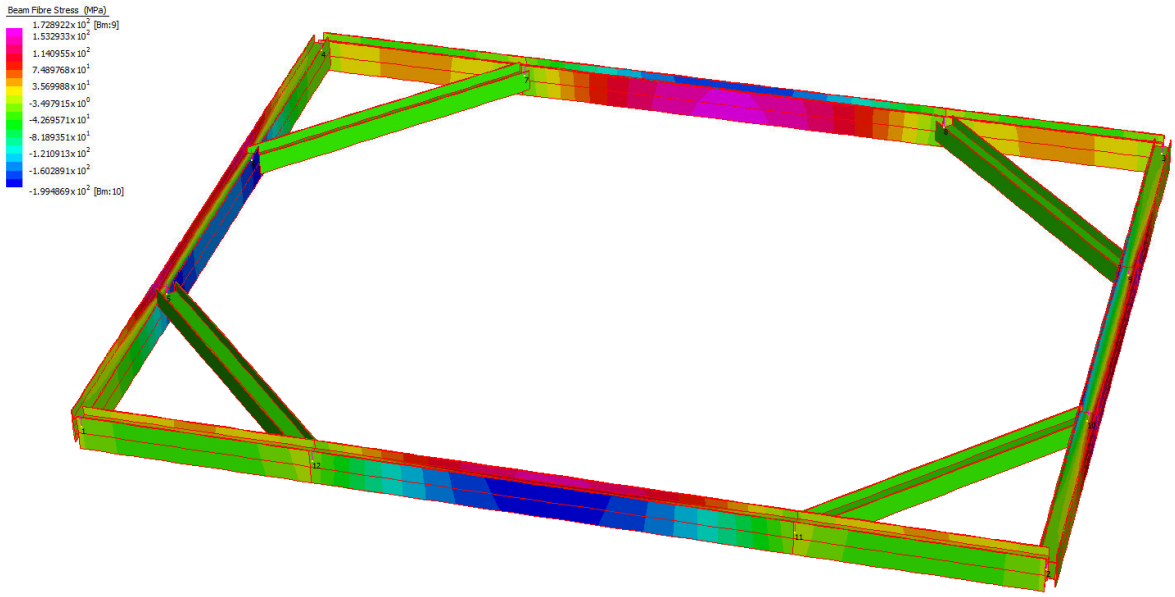
- ***Struttura di contrasto superiore***:

Le travi orizzontali saranno costituite da due profili accoppiati tipo HEA 240, mentre il puntone sarà realizzato mediante l'impiego di un profilo HEA 300; l'acciaio utilizzato per i profili sarà del tipo S355.

I carichi applicati alla struttura sono indicati nella figura seguente.

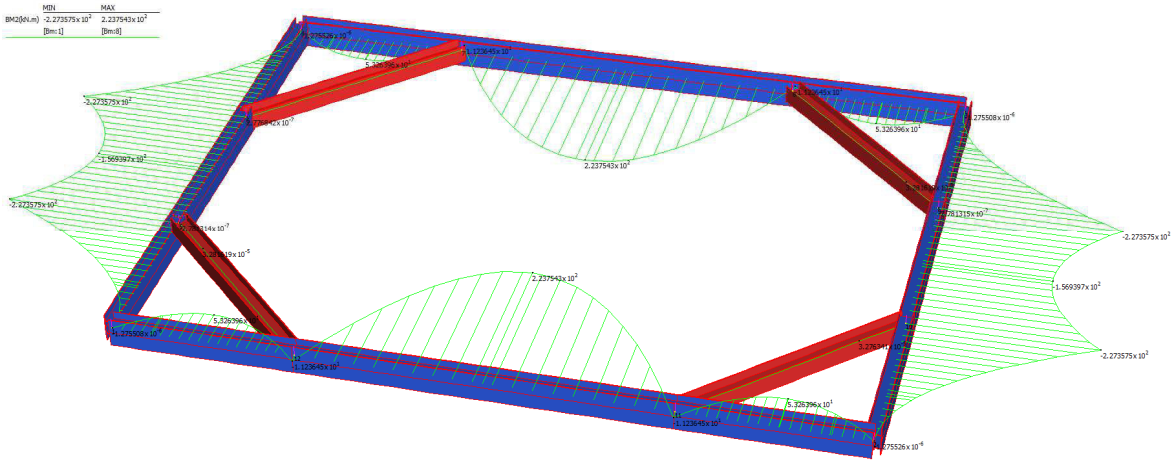


Nel seguito sono riportate le caratteristiche delle sollecitazioni e le massime tensioni sulla struttura.

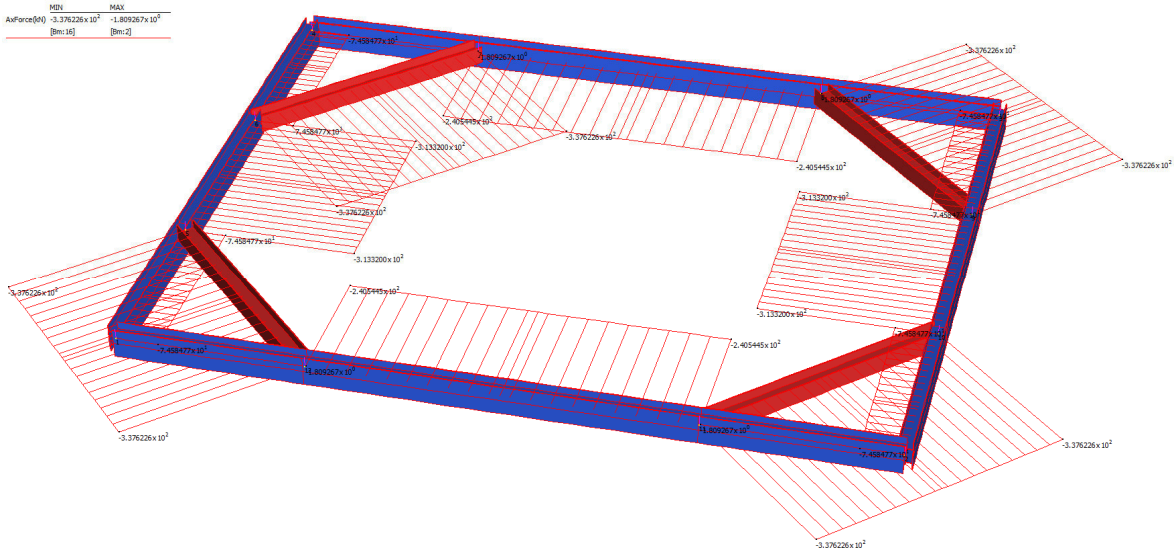


La massima tensione a cui risulta soggetta la struttura è pari a 199 Mpa, per l'acciaio utilizzato la f_{yd} risulta pari a 338 Mpa, pertanto a livello tensionale la verifica risulta soddisfatta.

Il diagramma dei momenti è riassunto di seguito.



Il massimo momento a cui risultano soggette le travi è pari a 224 kN m, i diagrammi dello sforzo normale risultano:

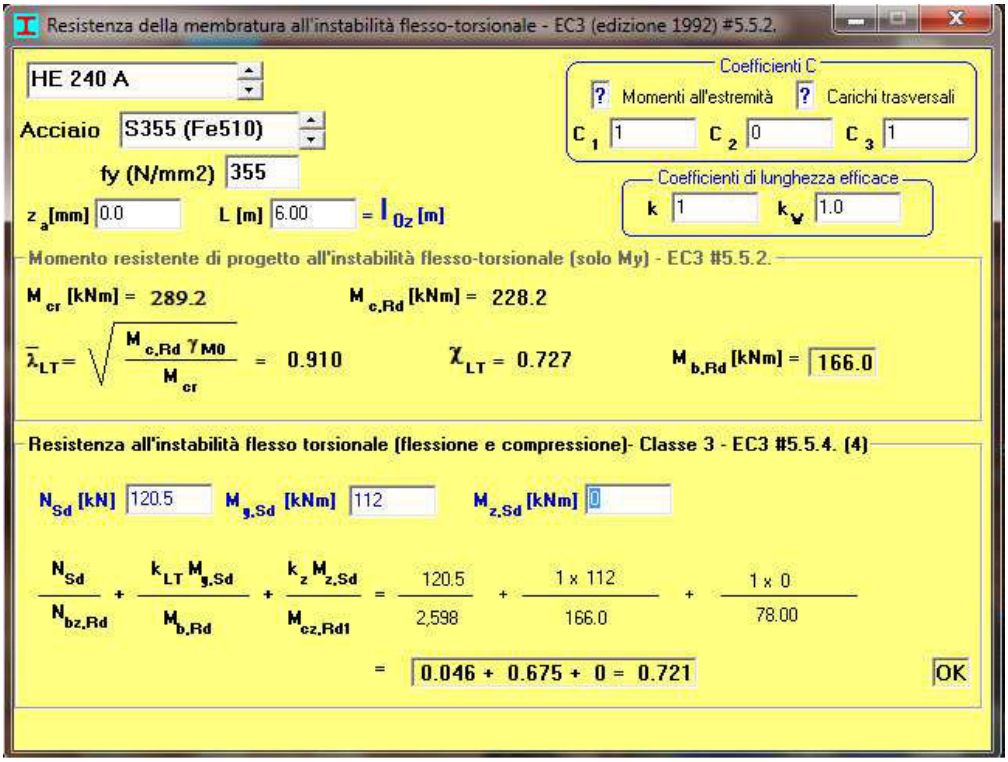


È stata eseguita la verifica di stabilità del puntone compresso, la lunghezza del puntone è pari a 6.00 m, lo sforzo agente sul puntone inclinato risulta pari a $315 \cdot \sqrt{2} = 445.48\ kN$

VERIFICA STABILITA' PUNTONE INCLINATO					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_{ed}:	445480.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.21	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
PROFILO HEA 300			LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6000	mm
AREA PUNTONE:	11250	mm^2	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	74.89	mm
MOM. INERZIA PUNTONE:	63100000	mm^4	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	3629154	N
LUNGHEZZA PUNTONE:	6000.00	mm	SNELLEZZA λ	80.11	
			SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.05	
			COEFFICIENTE Φ:	1.14	
			COEFFICIENTE χ:	0.631	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	2401184.00	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.186	

Di seguito si riporta la verifica allo svergolamento sulla trave orizzontale, per la verifica saranno considerate le azioni agenti su una trave:

- Lo sforzo normale agente su una trave risulta pari a 241 /2 =120.5 kN;
- Il massimo moneto flettente agente su una trave risulta pari a 224 / 2= 112 kN m

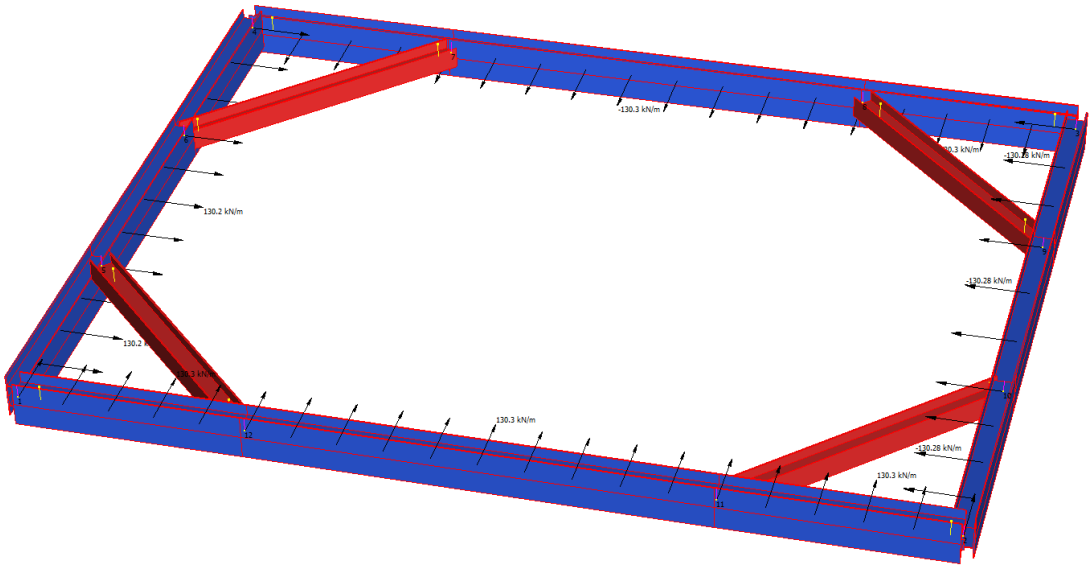


Le verifiche risultano soddisfatte.

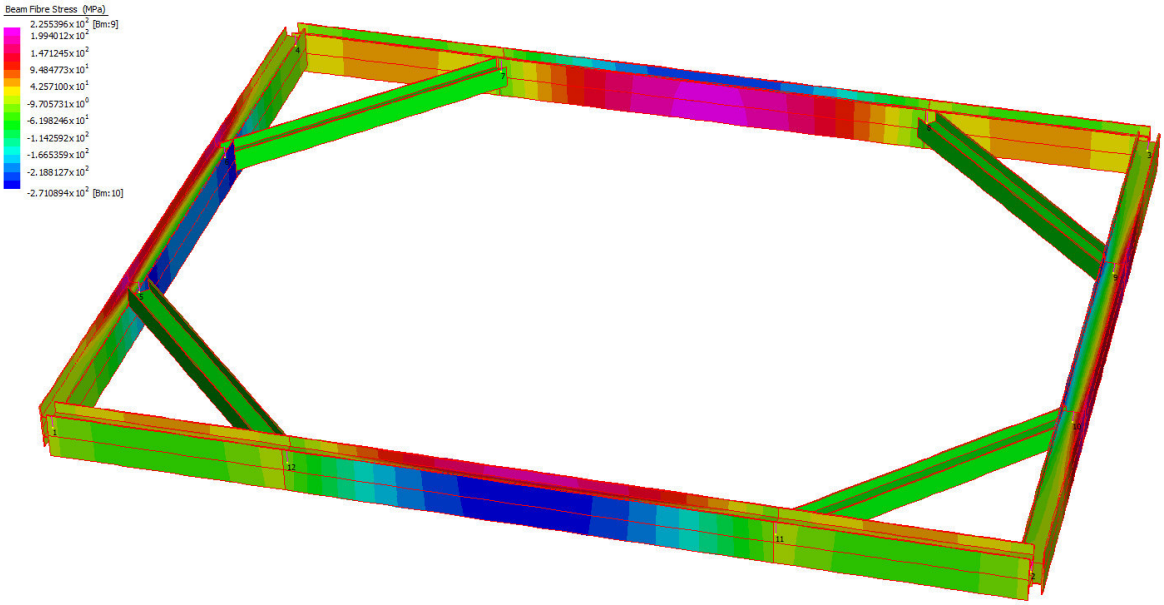
- ***Struttura di contrasto inferiore***:

Le travi orizzontali saranno costituite da due profili accoppiati tipo HEA 300, mentre il puntone sarà realizzato mediante l'impiego di un profilo HEA 320; l'acciaio utilizzato per i profili sarà del tipo S355.

I carichi applicati alla struttura sono indicati nella figura seguente.

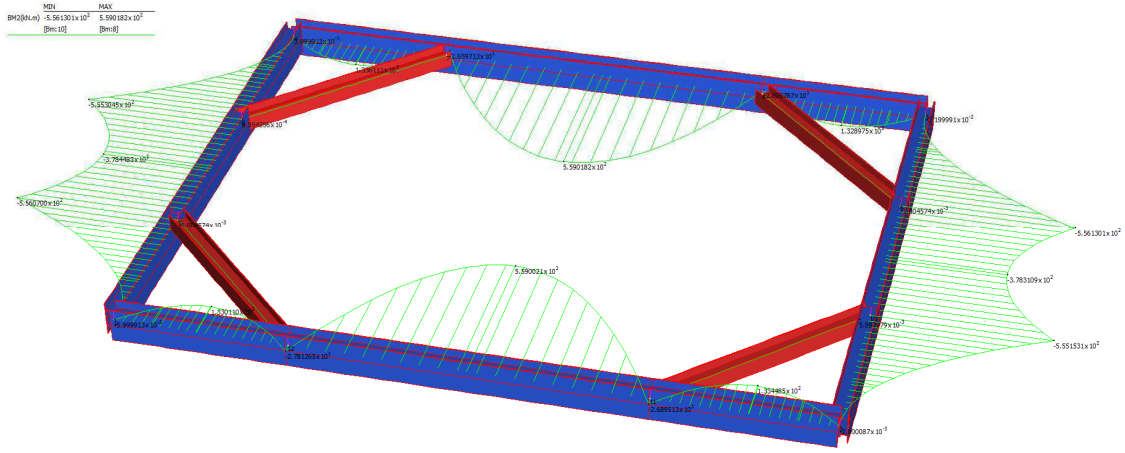


Nel seguito sono riportate le caratteristiche delle sollecitazioni e le massime tensioni sulla struttura.

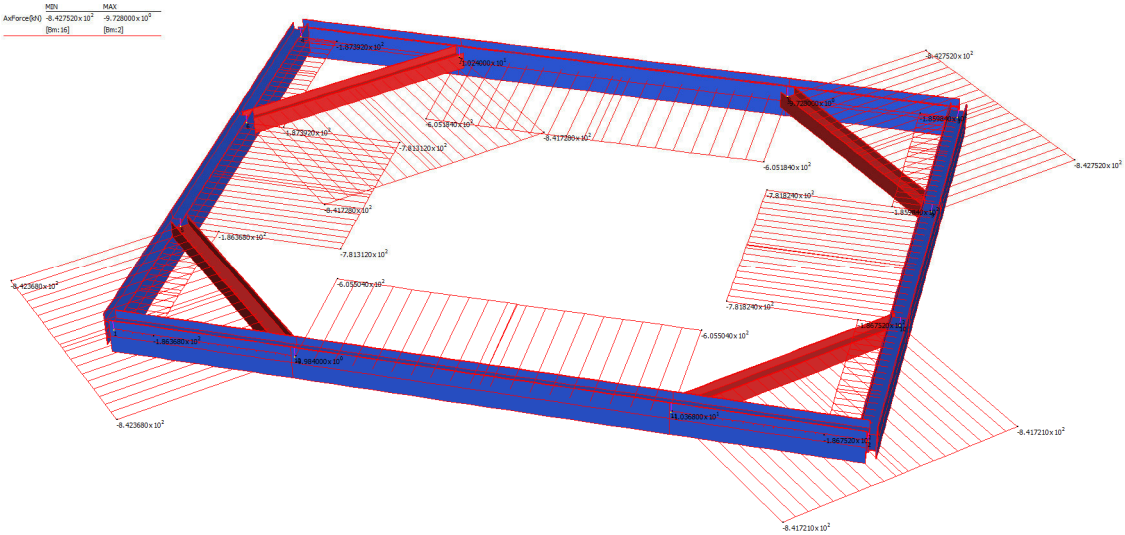


La massima tensione a cui risulta soggetta la struttura è pari a 271 Mpa, per l'acciaio utilizzato la f_{yd} risulta pari a 338 Mpa, pertanto a livello tensionale la verifica risulta soddisfatta.

Il diagramma dei momenti è riassunto di seguito.



Il massimo momento a cui risultano soggette le travi è pari a 559 kN m, i diagrammi dello sforzo normale risultano:

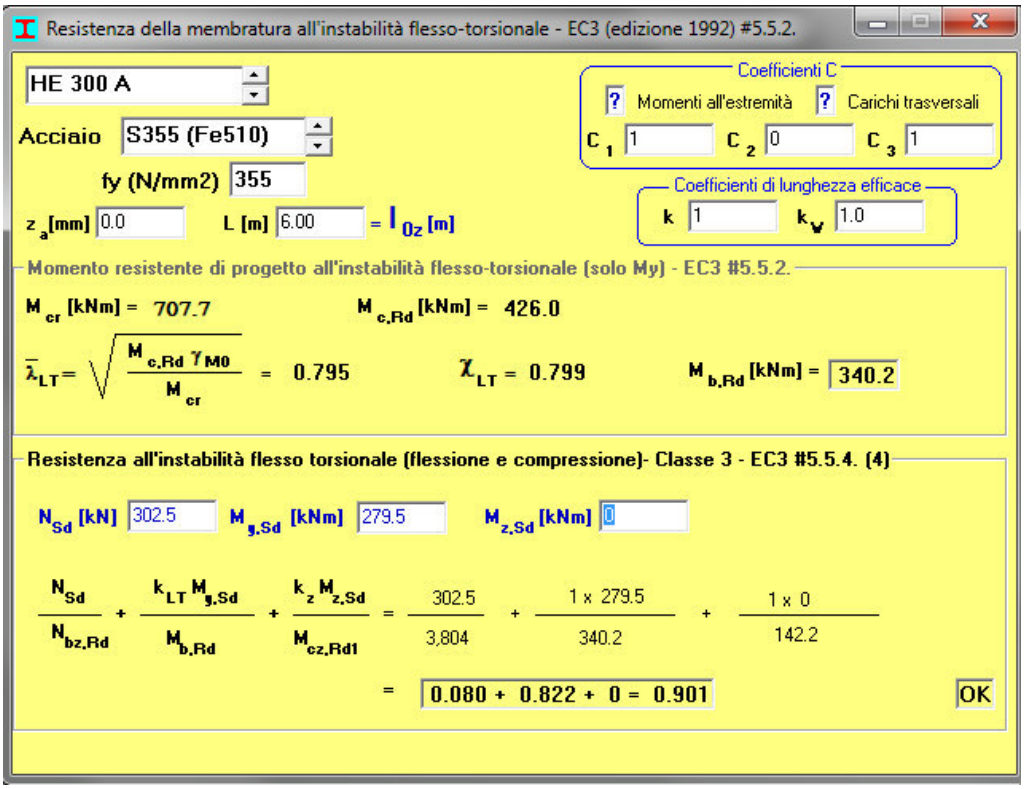


È stata eseguita la verifica di stabilità del puntone compresso, la lunghezza del puntone è pari a 6.00 m, lo sforzo agente sul puntone inclinato risulta pari a $782 \cdot \sqrt{2} = 1105.91\ kN$

VERIFICA STABILITA' PUNTONE INCLINATO					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_{ed}:	1105910.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.21	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
PROFILO HEA 320			LUNGHEZZA LIBERA l_0:	6000	mm
AREA PUNTONE:	12440	mm^2	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	74.93	mm
MOM. INERZIA PUNTONE:	69850000	mm^4	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	4017376	N
LUNGHEZZA PUNTONE:	6000.00	mm	SNELLEZZA λ	80.07	
			SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	1.05	
			COEFFICIENTE Φ:	1.14	
			COEFFICIENTE χ:	0.632	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	2656839.58	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.416	

Di seguito si riporta la verifica allo svergolamento sulla trave orizzontale, per la verifica saranno considerate le azioni agenti su una trave:

- Lo sforzo normale agente su una trave risulta pari a 605/2 =302.5 kN;
- Il massimo moneto flettente agente su una trave risulta pari a 559 / 2= 279.5 kN m



Le verifiche risultano soddisfatte.

4.4.2 **Camera di ricezione**

Per la camera di spinta si riportano le verifiche condotte sulle parati e quelle sulle due strutture di contrasto previste.

4.4.2.1 Paratia lato lungo in prossimità della strada.

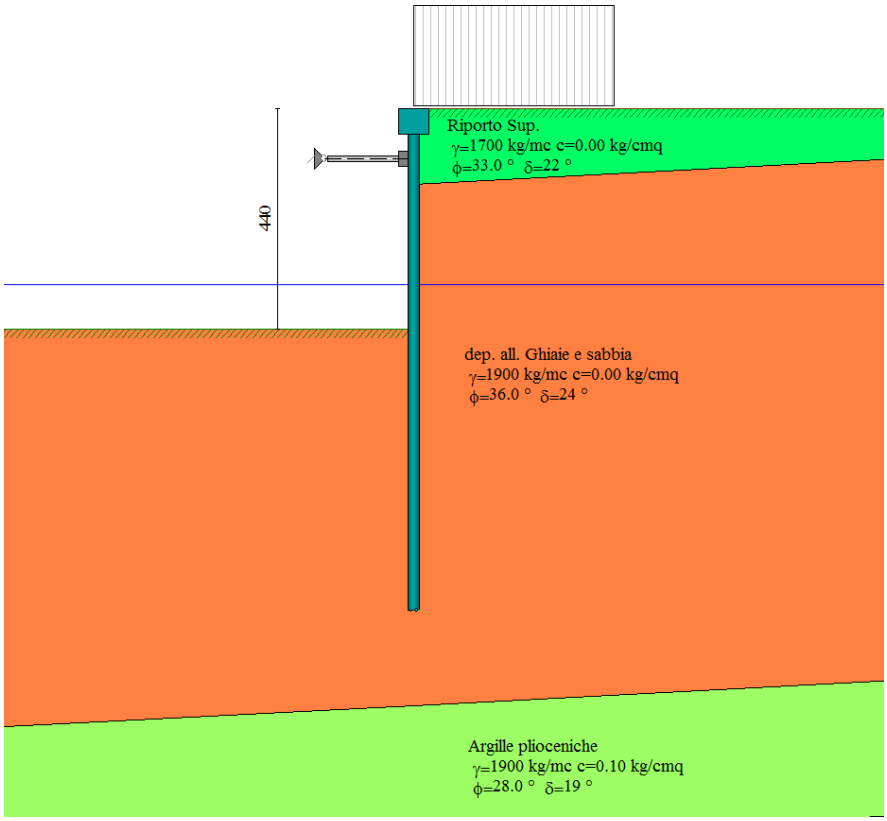


Figura 4.57 – Modello paratia.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
*	-1.00	2	-14951	-6230	14783588	132.90

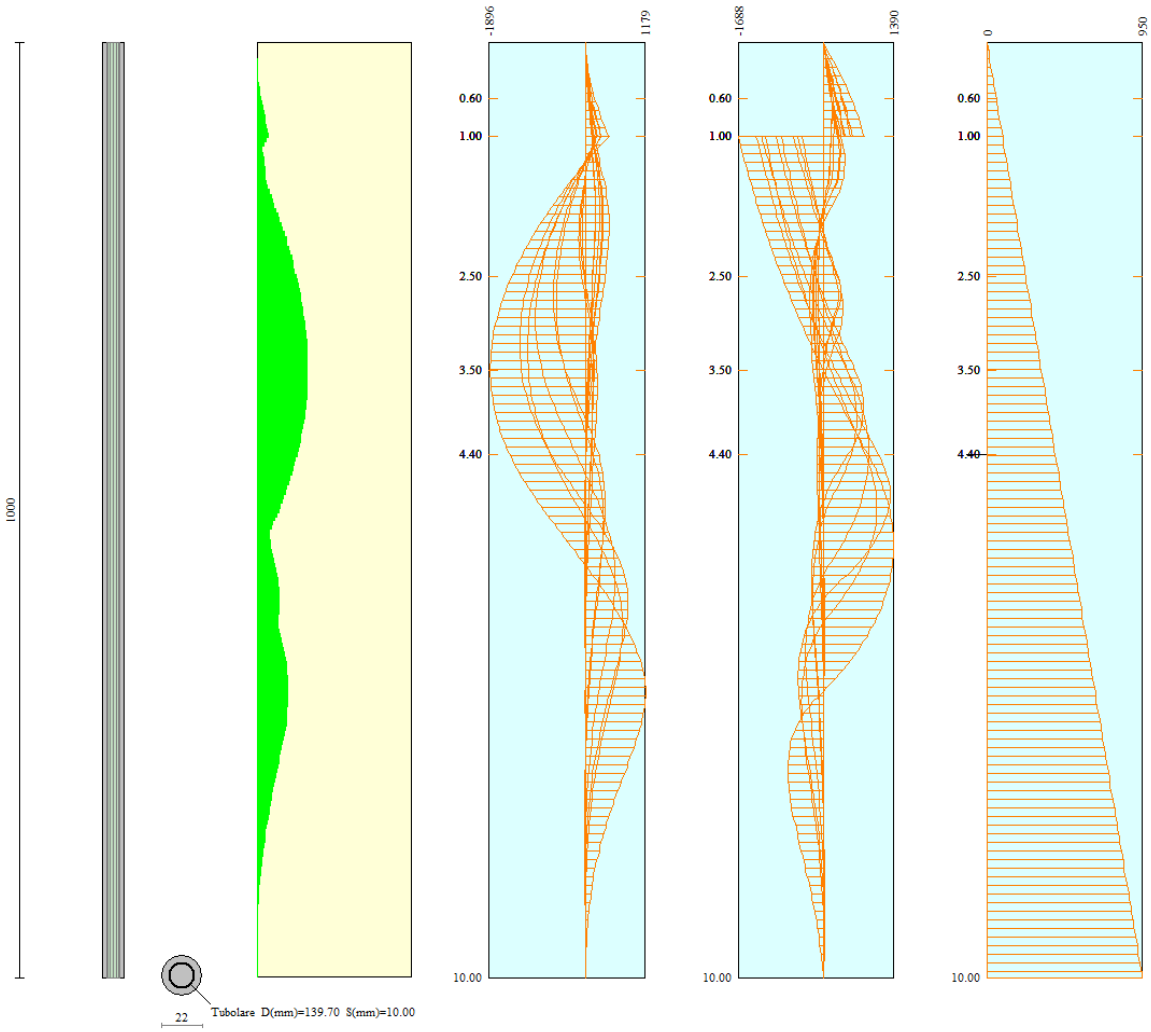


Figura 4.58 – Impegno del micropalo.

4.4.2.2 Paratia lato corto in prossimità dell'oleodotto.

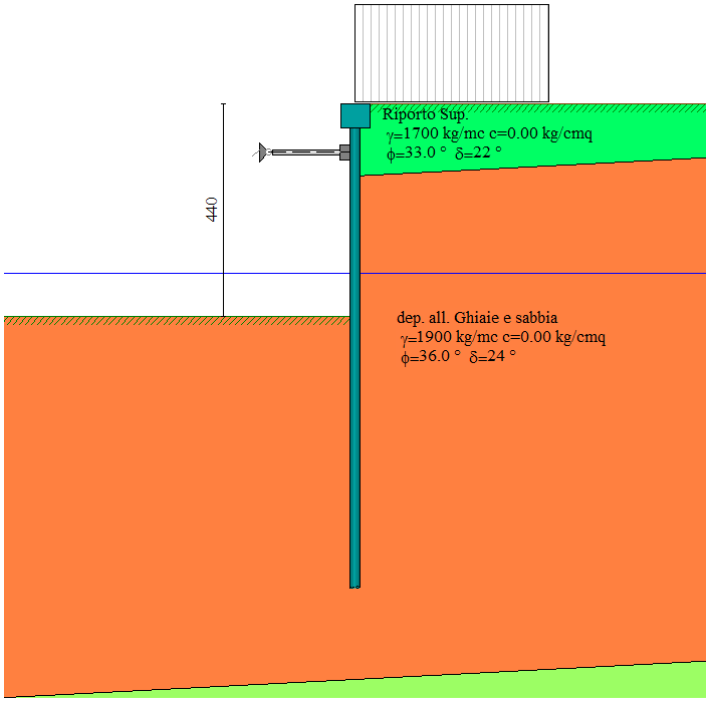


Figura 4.59 – Modello paratia.

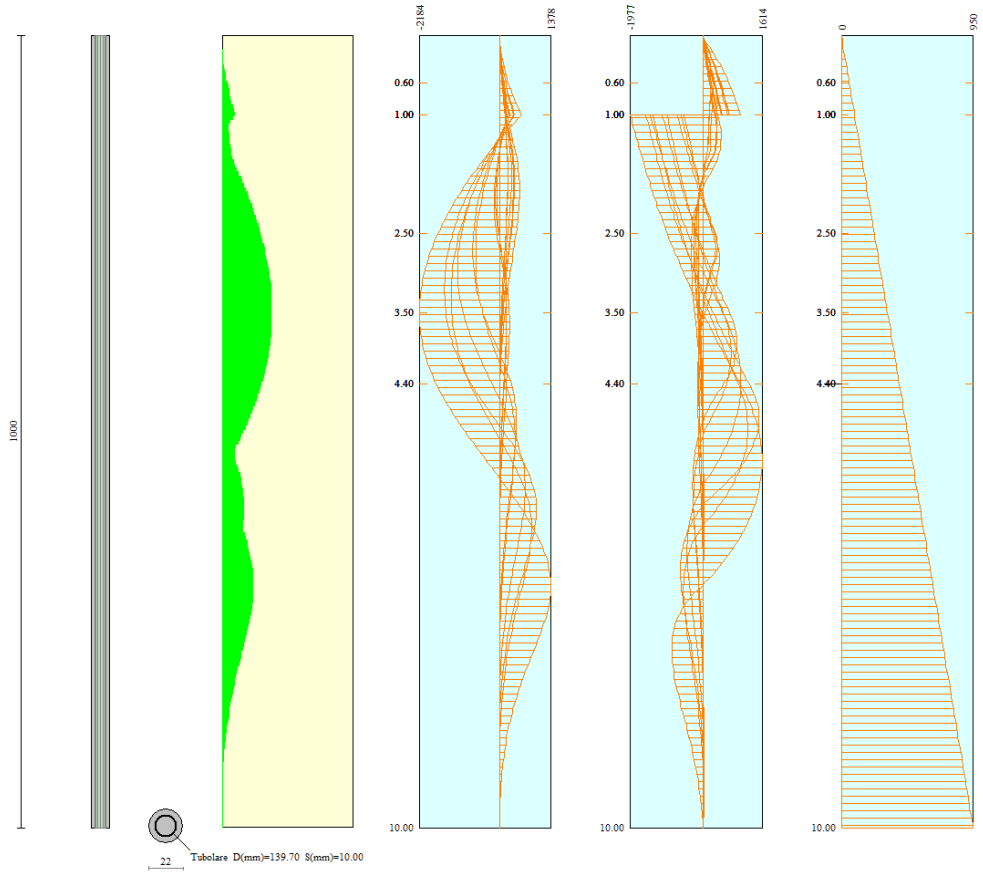


Figura 4.60 – Impegno del micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui puntoni, relativo alla fase più critica.



Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
-1.00	2	-8970	-6407	14783588	79.73

Per il tratto esaminato, la lunghezza dei micropali risulta pari a 11.00 m, l'interasse a cui saranno posati risulterà pari a 0.40 m, mentre l'armatura tubolare utilizzata avrà diametro pari a 139.70 mm e spessore 10.00mm.

Si riportano di seguito le verifiche condotte sul telaio di contrasto.

Con riferimento allo schema statico riportato in figura 5.55, i carichi q da applicare al modello risultano pari a:

c) Struttura di contrasto collocata alla profondità di 1.00 m dal cordolo di testa della paratia:

- Lato lungo della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 158.9 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 3.00 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 1.00m;

  il carico q risulta pari a 63.60 kN/m.

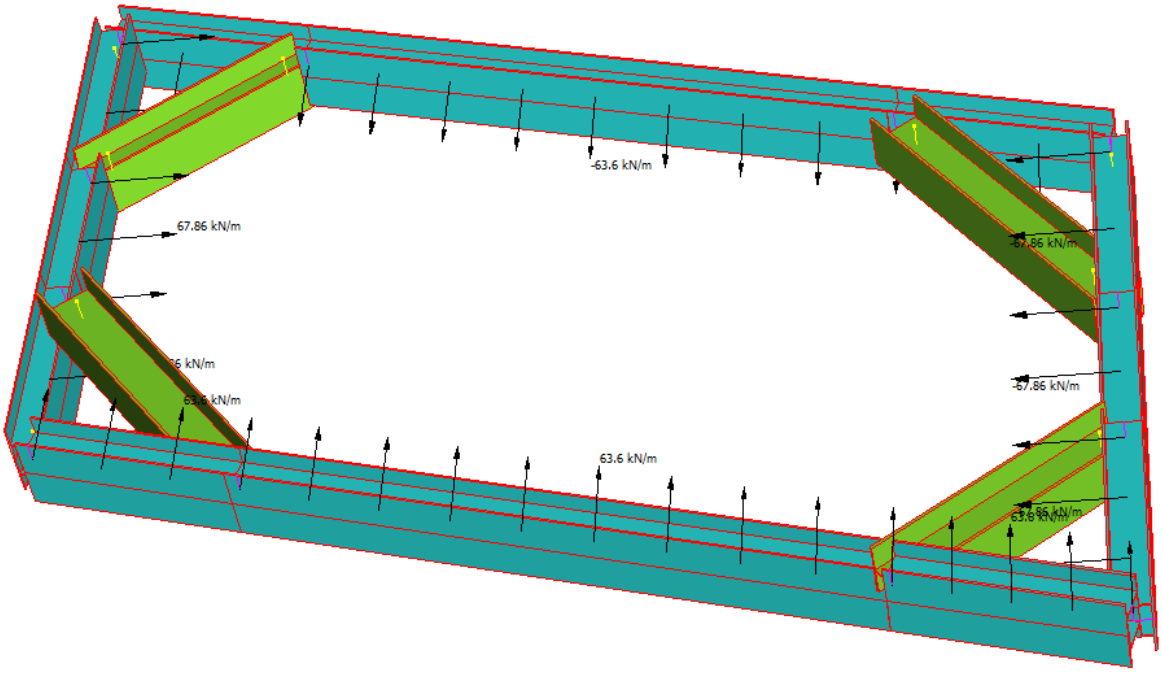
- Lato corto della paratia:
  - Per la sollecitazione agente sul puntone si considera a favore di sicurezza il, valore di 93.5 kN;
  - La lunghezza del tratto centrale b risulta pari a 0.80 m;
  - La lunghezza dei due tratti laterali a risulta pari a 1.00m;

  il carico q risulta pari a 67.86 kN/m.

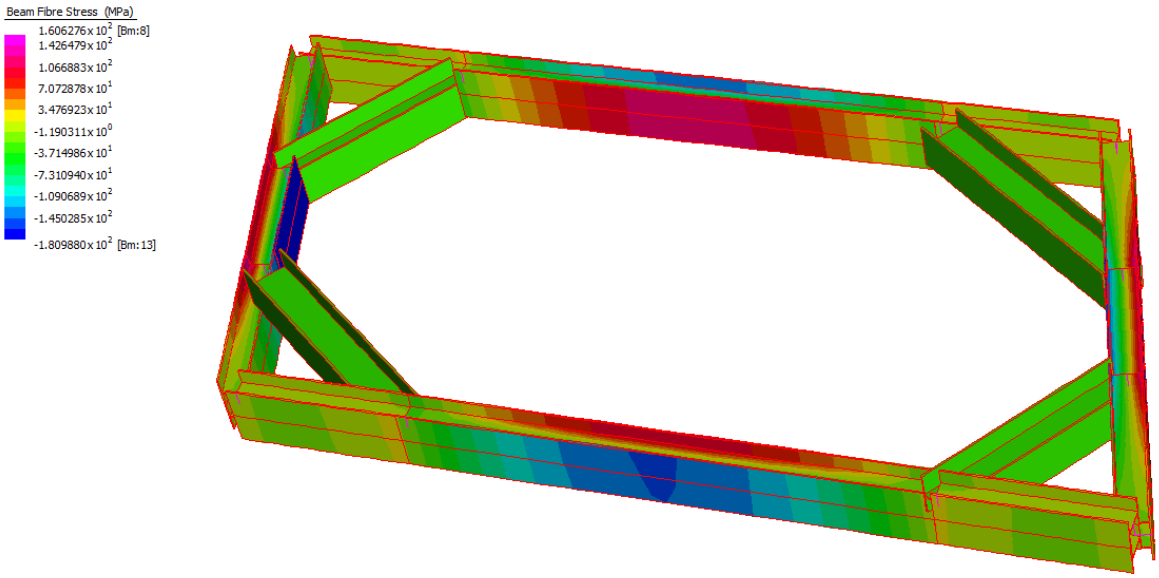
- ***Struttura di contrasto superiore***:

Le travi orizzontali saranno costituite da due profili accoppiati tipo HEA 180, mentre il puntone sarà realizzato mediante l'impiego di un profilo HEA 260; l'acciaio utilizzato per i profili sarà del tipo S355.

I carichi applicati alla struttura sono indicati nella figura seguente.

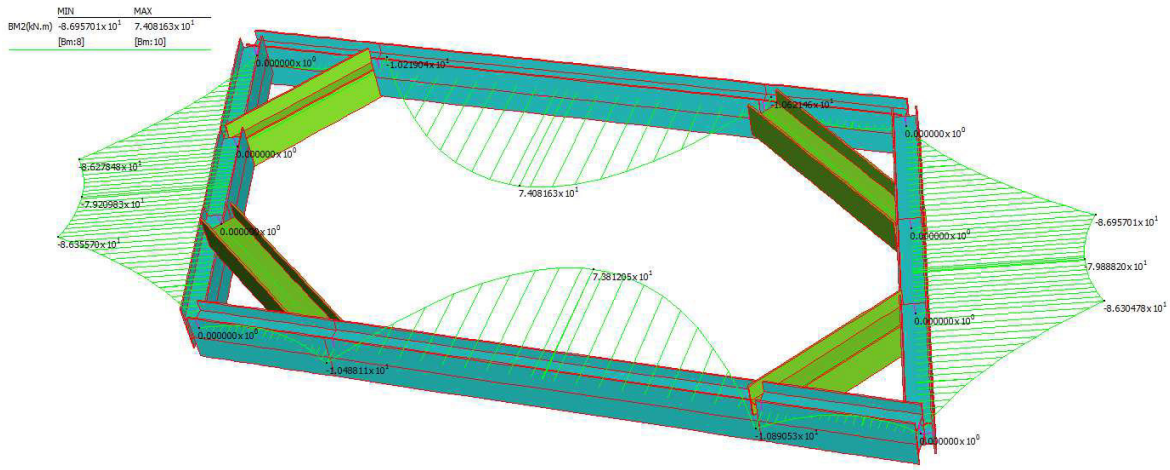


Nel seguito sono riportate le caratteristiche delle sollecitazioni e le massime tensioni sulla struttura.

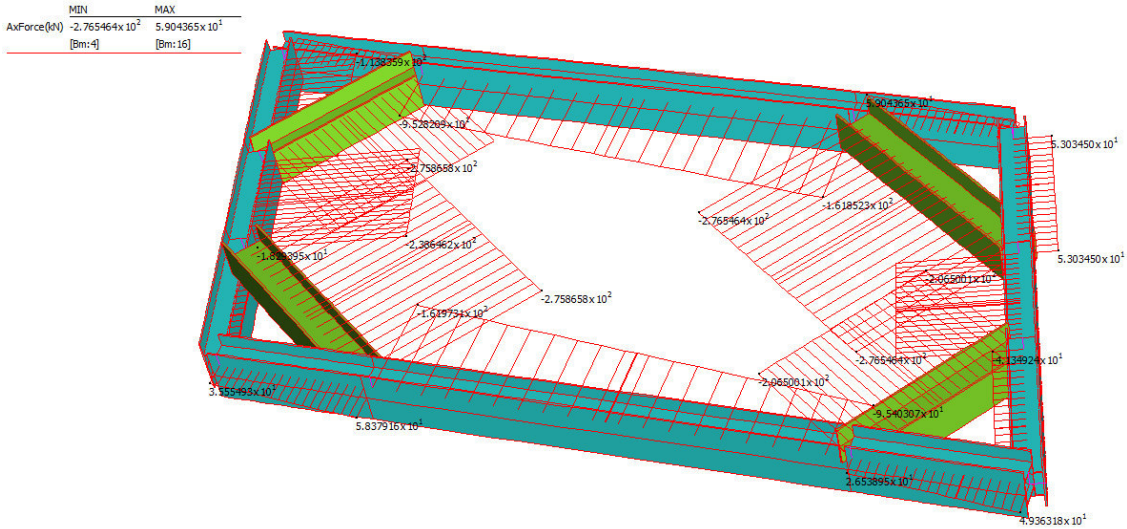


La massima tensione a cui risulta soggetta la struttura è pari a 181 Mpa, per l'acciaio utilizzato la f_{yd} risulta pari a 338 Mpa, pertanto a livello tensionale la verifica risulta soddisfatta.

Il diagramma dei momenti è riassunto di seguito.



Il massimo momento a cui risultano soggette le travi è pari a 79 kN m, i diagrammi dello sforzo normale risultano:

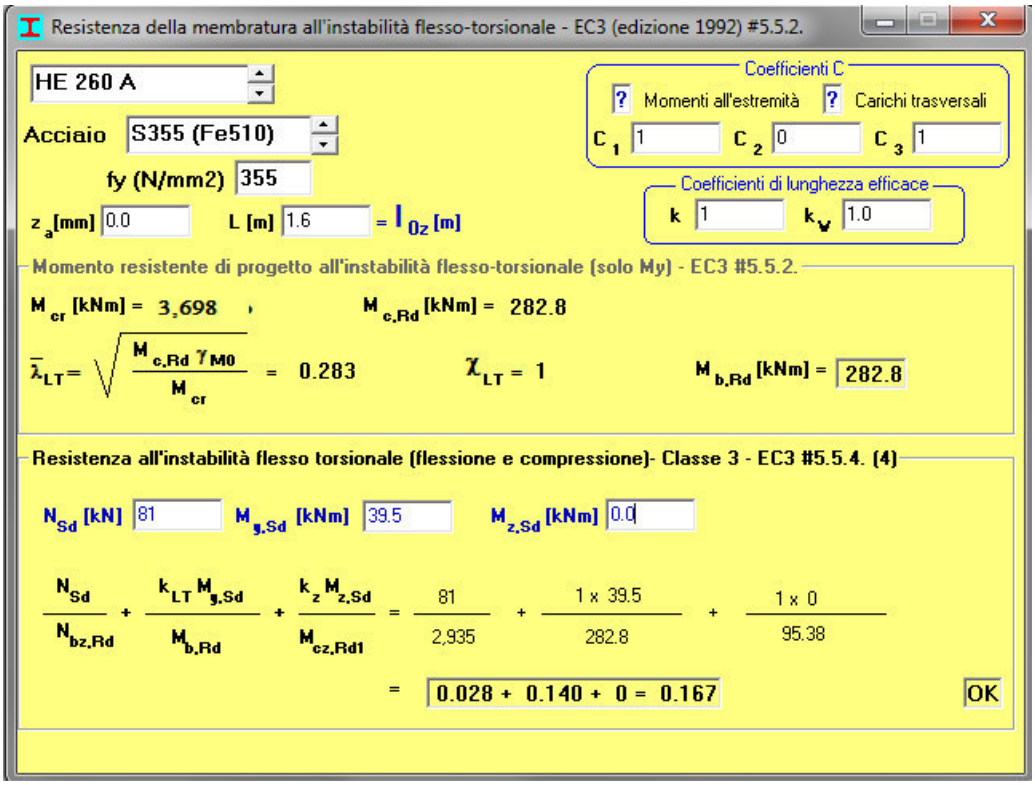


È stata eseguita la verifica di stabilità del puntone compresso, la lunghezza del puntone è pari a 1.60 m, lo sforzo agente sul puntone inclinato risulta pari a $159 \cdot \sqrt{2} = 224.86\ kN$

VERIFICA STABILITA' PUNTONE INCLINATO					
TENSIONE SNERV. ACCIAIO f_{yk}:	355	MPa	SFORZO ASSIALE SUL PUNTONE N_{ed}:	224860.00	N
COEFF. γ_{m0}:	1.05		FATTORE IMPERFERZIONE ALFA:	0.21	
COEFF. γ_{m1}:	1.05		PARAMETRO β:	1.0	
PROFILO HEA 260			LUNGHEZZA LIBERA l_0:	1600	mm
AREA PUNTONE:	8682	mm^2	RAGGIO INERZIA MINIMO i:	65.00	mm
MOM. INERZIA PUNTONE:	36680000	mm^4	CARICO CRITICO $N_{crit.}$:	29666612	N
LUNGHEZZA PUNTONE:	1600.00	mm	SNELLEZZA λ	24.62	
			SNELLEZZA ADIMENSIONALE λ^*:	0.32	
			COEFFICIENTE Φ:	0.56	
			COEFFICIENTE χ:	0.972	
			RES. INSTABILITA' $N_{bRd.}$:	2853799.13	N
			RAPPORTO $N_{ed}/N_{bRd.}$:	0.079	

Di seguito si riporta la verifica allo svergolamento sulla trave orizzontale, per la verifica saranno considerate le azioni agenti su una trave:

- Lo sforzo normale agente su una trave risulta pari a 162/2 =81.0 kN;
- Il massimo moneto flettente agente su una trave risulta pari a 79 / 2= 39.5 kN m



Le verifiche risultano soddisfatte.

4.5 TRATTI DI SCATOLARE CON SOLETTA RIBASSATA PER PASSAGGIO SOTTOSERVIZI UBICATI TRA LE SEZIONI N° 20 E N° 23 E TRA LE SEZIONI N° 102 E N° 104

Tra le sezioni n° 19 e n° 20 e tra le sezioni n° 102 e n° 104, per consentire il passaggio di alcuni sottoservizi, ubicati altimetricamente ad una quota interferente con quella di progetto della nuova soletta superiore dello scatolare, sono stati individuati alcuni tratti della stessa che andranno ribassati di una quantità pari a 30 cm per consentire appunto il passaggio degli impianti sopracitati; la larghezza del tratto di soletta ribassato risulterà pari a 1.50 m.
La collocazione delle aree descritte è indicata nella figura seguente, in cui i tratti di soletta ribassata sono evidenziate mediante dei cerchi rossi.
A livello operativo la soluzione studiata risulta la seguente:
La fase preliminare consiste nella realizzazione delle paratie di micropali nelle due sponde dei rivi interessati, collocate planimetricamente in prossimità delle due pareti laterali degli scatolari di progetto.
Le due paratie, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno dello scavo, garantiscono il sostegno della soletta superiore.
La successiva fase consiste nell'esecuzione dello scavo fino al raggiungimento della quota di progetto a cui andrà collocato l'intradosso della nuova soletta e nella successiva realizzazione della stessa con spessore ridotto; ai lati della soletta saranno realizzate delle travi in C.A. avente base pari a 50 cm ed altezza pari a 60 cm.
Sia la soletta che le due travi andranno a poggiare sul cordolo delle paratie laterali appositamente predisposto per sostenere tali elementi.
Successivamente, saranno posati sulla soletta gli impianti previsti.
A questo punto sarà possibile, condurre le operazioni di scavo al di sotto della nuova soletta, per la realizzazione dell'alloggiamento delle pareti verticali e della platea di fondo dello scatolare di progetto; le pareti laterali dello scavo saranno sostenute dalle paratie precedentemente realizzate.
Terminate le operazioni di scavo, sarà possibile predisporre le armature della platea e delle pareti verticali e dopo aver posato i casseri sarà possibile eseguire il getto del calcestruzzo, ultimando così il manufatto.
Come si può notare dalla figura seguente, la luce della soletta risulterà diversa a seconda che venga considerato l'intervento sul Rio Monferrato o sul Rio Marotto; tuttavia ai fini del calcolo, è stata verificata la configurazione più gravosa, ossia, quella che presenta la maggiore luce di calcolo.
Le armature ricavate nella configurazione più gravosa, saranno estese anche per le altre configurazioni, risultando sicuramente verificate date le minori azioni sollecitanti.

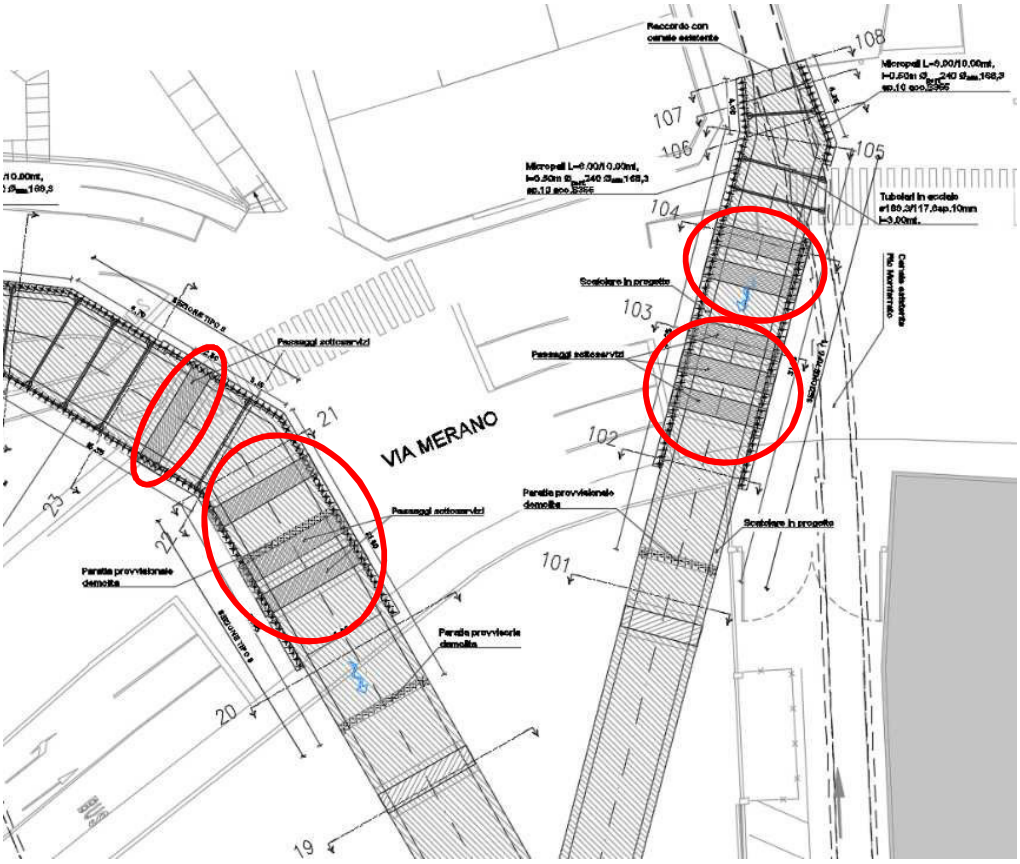


Figura 4.61 – Ubicazione dei tratti di soletta ribassata.

4.5.1 Carichi applicati

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati rispettivamente sulla soletta superiore, sulle pareti verticali e sulla platea dello scatolare di progetto.

4.5.1.1 Soletta superiore e travi

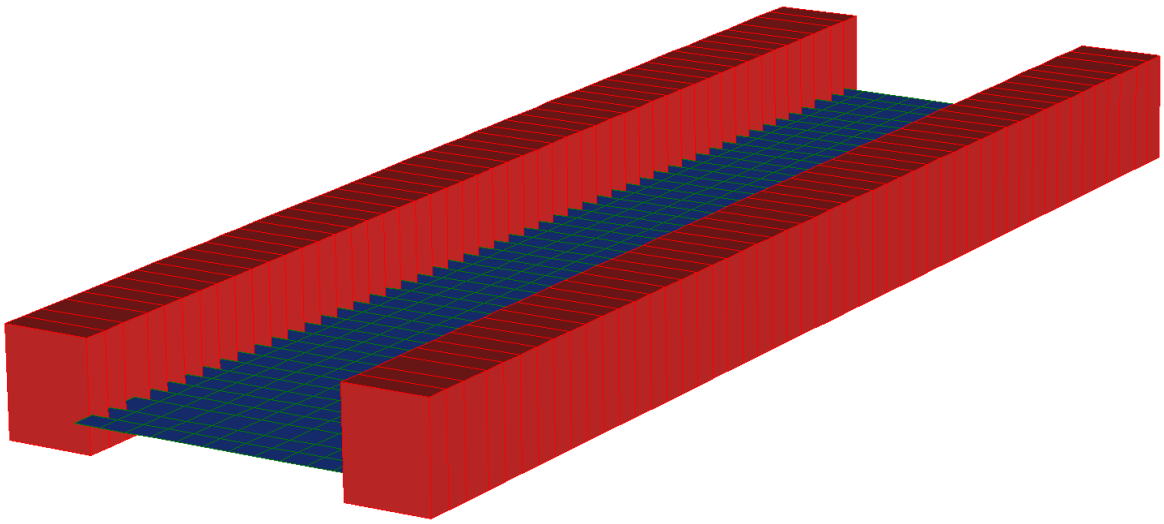


Figura 4.62 – Modello FEM della soletta ribassata e delle travi laterali

Di seguito si riportano i carichi applicati alle travi ed alla soletta.

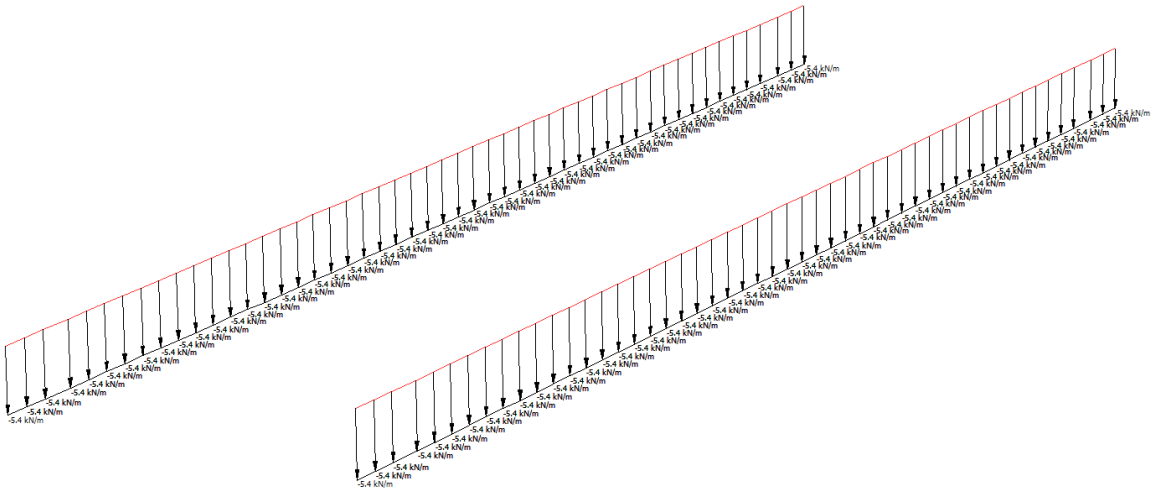


Figura 4.63 – Peso pavimentazione e ricoprimento

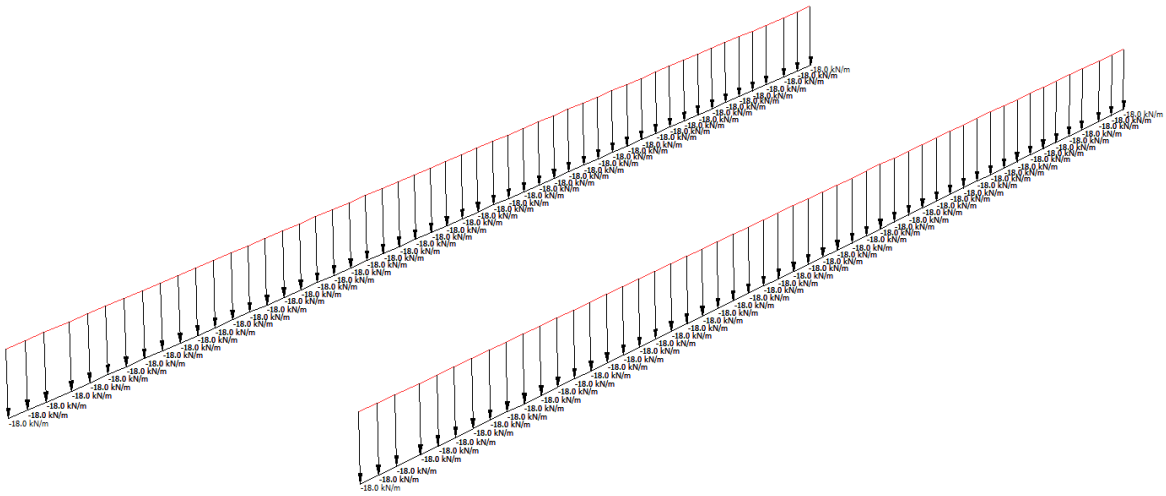


Figura 4.64 – Carico da traffico distribuito 9 kN/mq.

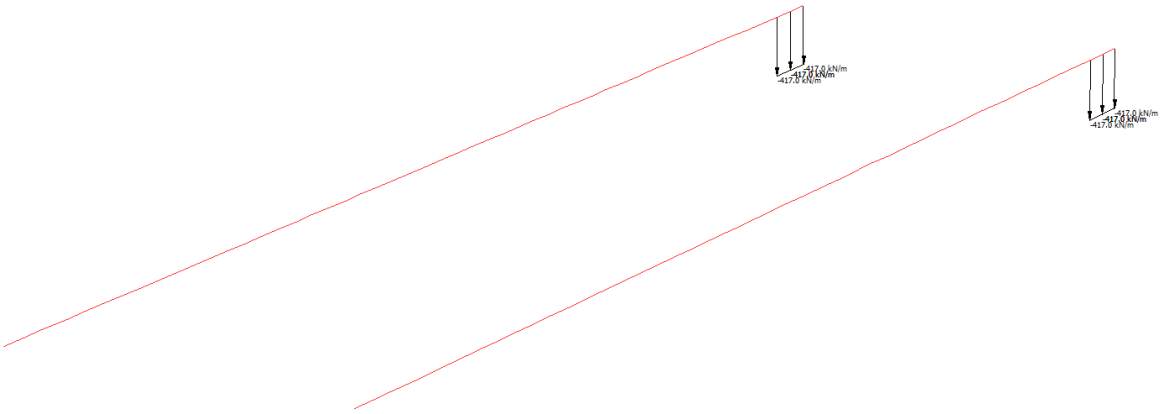


Figura 4.65 – Asse 200 kN bordo trave.

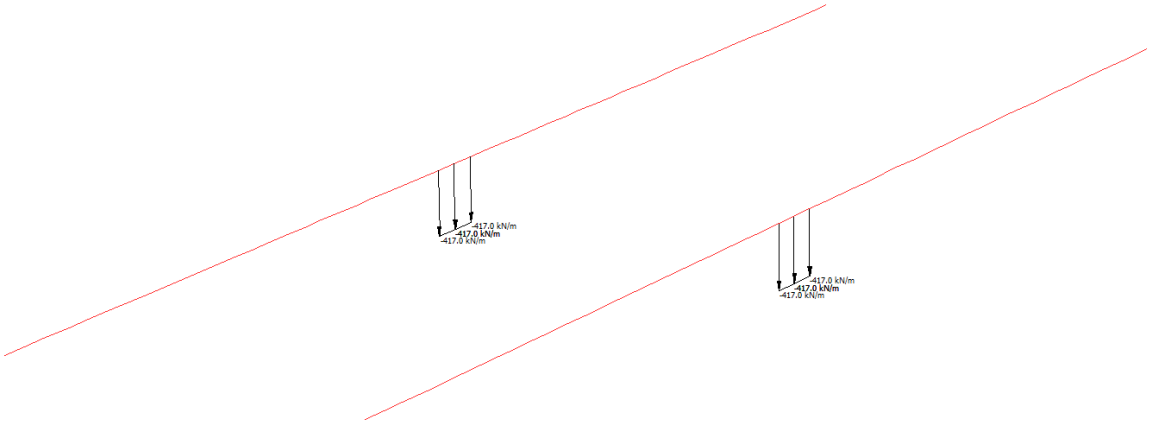


Figura 4.66 – Asse 200 kN mezzeria trave.

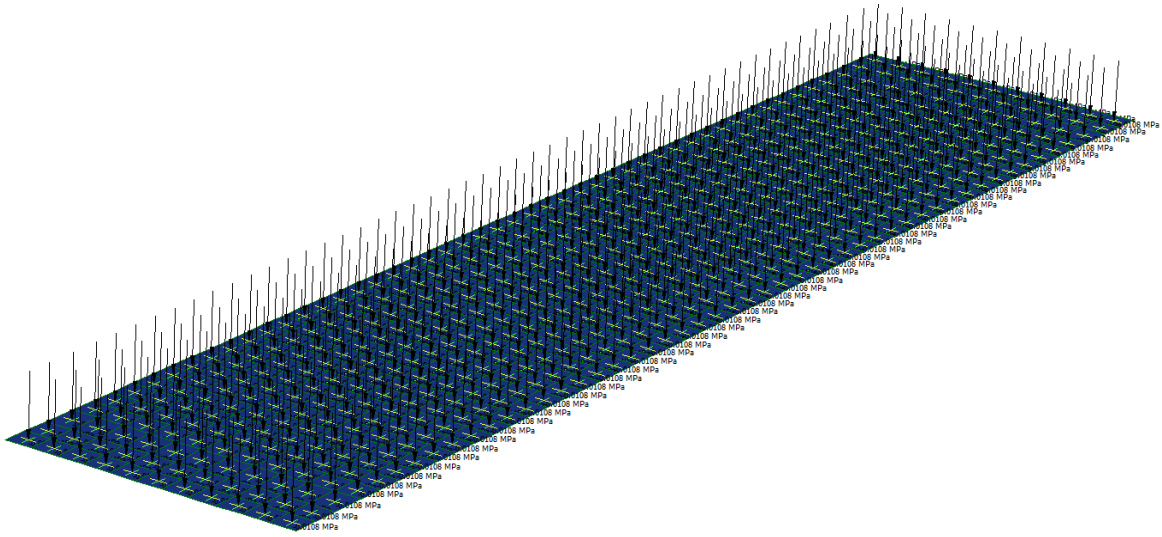


Figura 4.67 – Peso pavimentazione e ricoprimento.

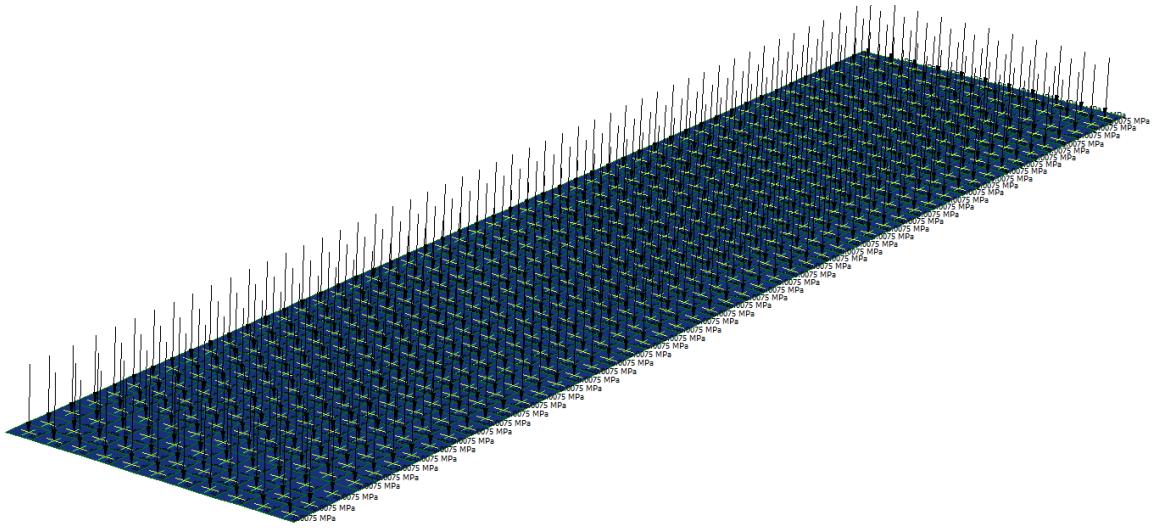


Figura 4.68 – Peso impianti.

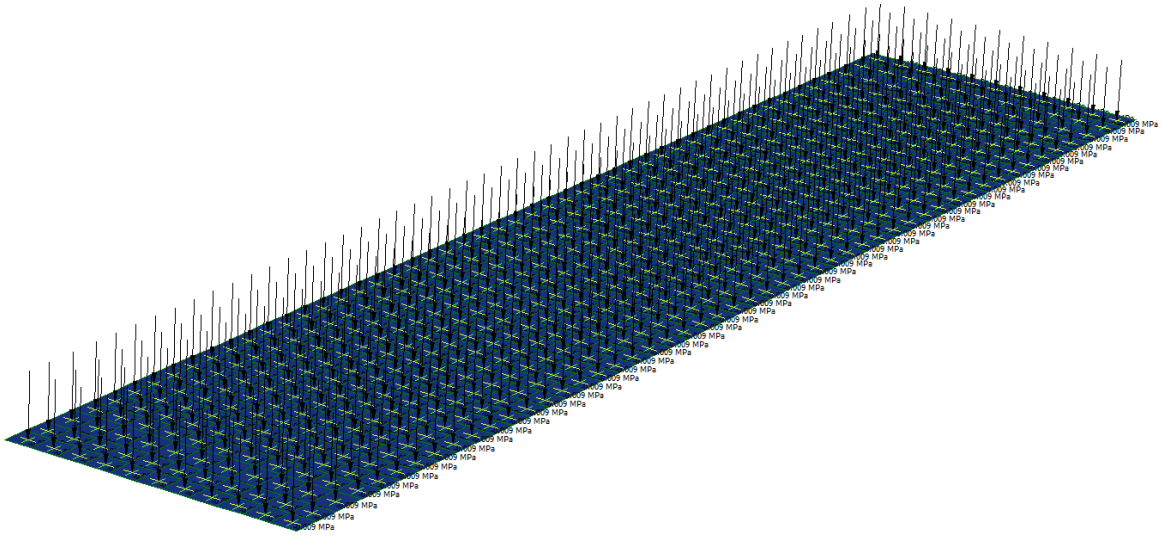


Figura 4.69 – Carico da traffico distribuito 9 kN/mq.

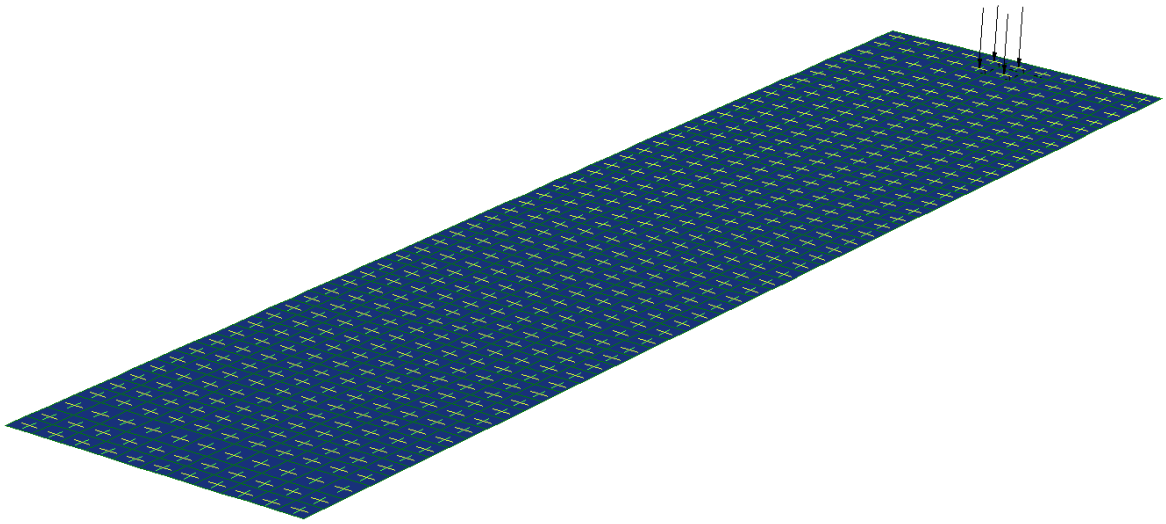


Figura 4.70 – Asse 200kN bordo soletta.



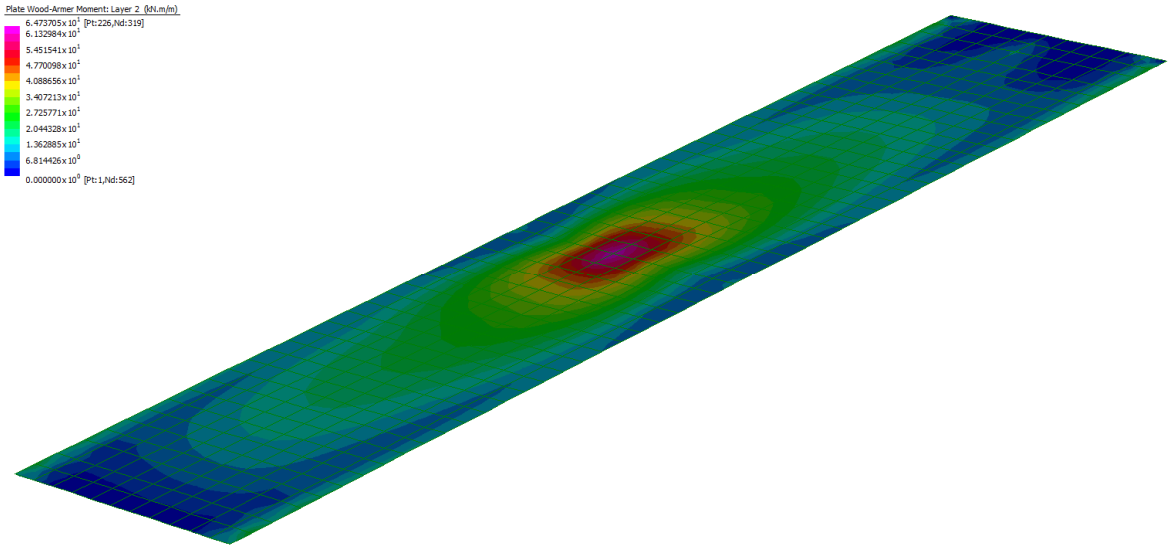
Figura 4.71 – Asse 200kN mezzeria soletta.

Per le armature della platea e delle pareti laterali del tombino in corrispondenza di tali tratti saranno considerate quelle della sezione corrente sulla quale tale soletta sarà realizzata.
Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche agli SLU condotte per gli elementi strutturali considerati.
Per le verifiche sugli elementi a piastra sono stati determinati i momenti di Wood Armer, relativi alle direzioni considerate.
La determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul singolo elemento strutturale avverrà attraverso l'analisi degli inviluppi delle combinazioni agli SLU eseguite.
Saranno poi condotte anche le verifiche per le sollecitazioni taglianti, e le verifiche alla fessurazione con il metodo indiretto.

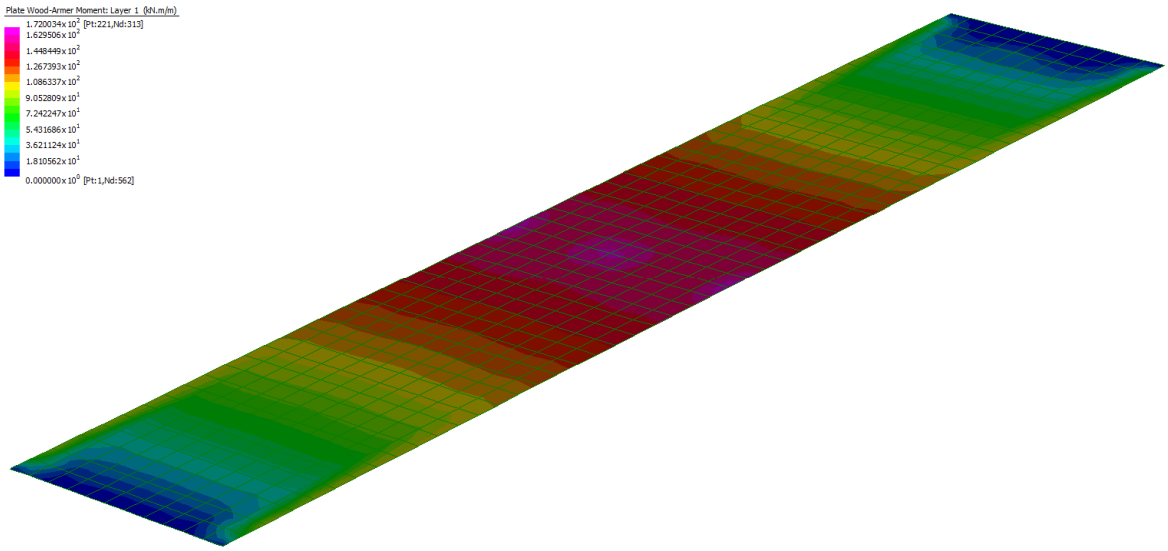
4.5.2 Verifiche allo SLU

4.5.2.1 Soletta superiore gettata in opera

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

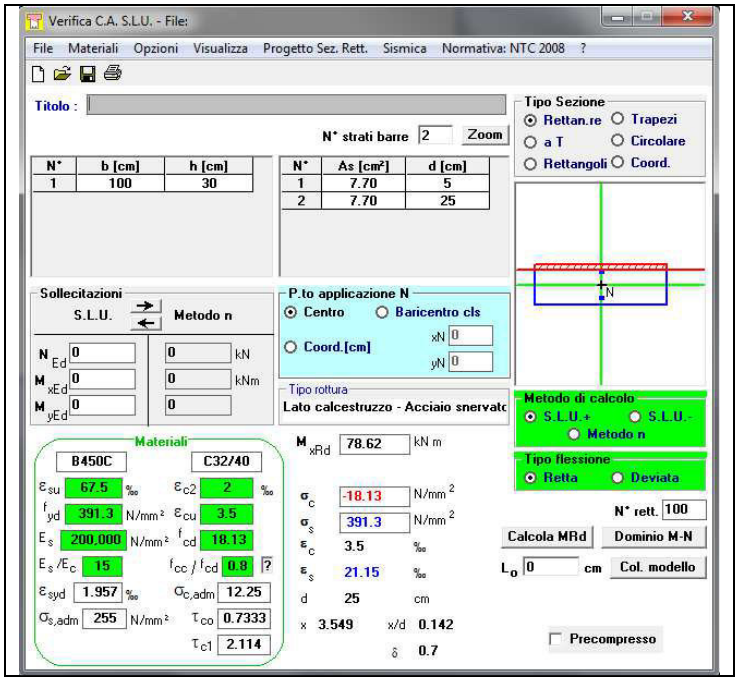


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale



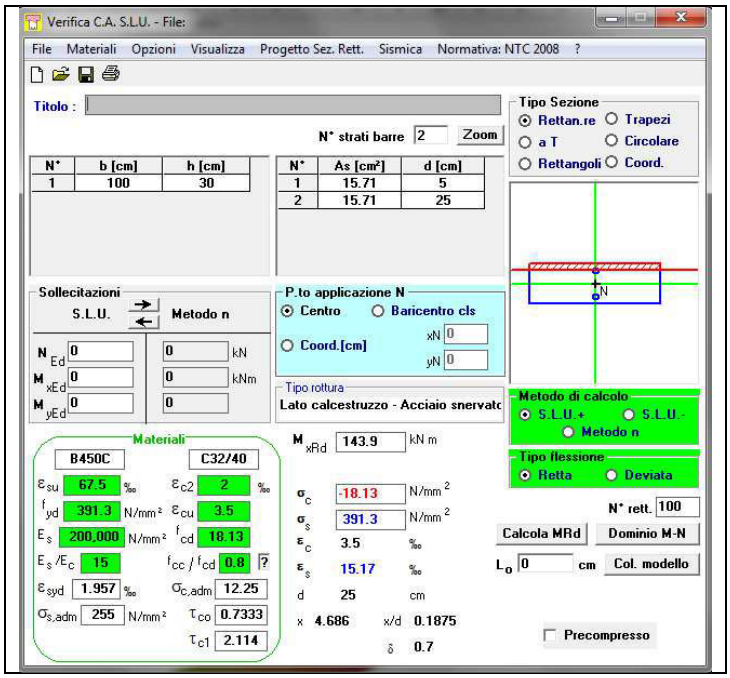
Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 64.73 kNm/m;
il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 172.00 kNm/m;
di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

In direzione trasversale l'armatura prevista sarà ϕ14/20 sia superiormente che inferiormente.

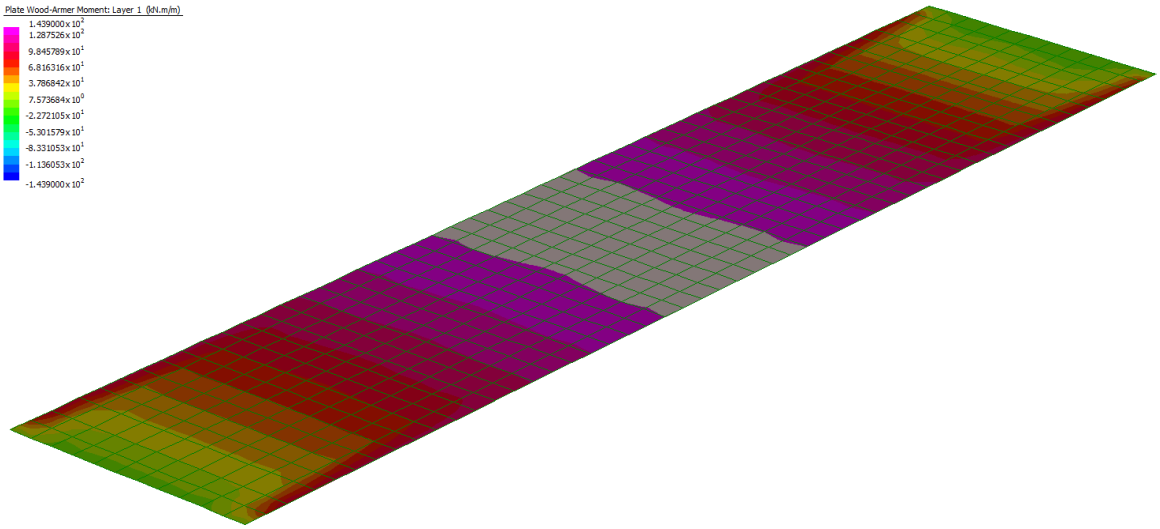


Come si può evincere dalla verifica condotta, il momento resistete della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 78.62kNm/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

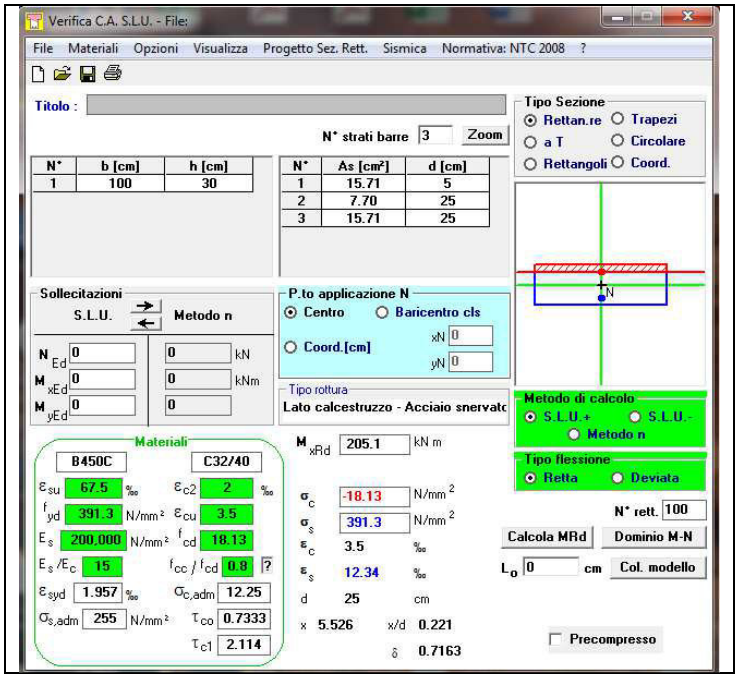
In direzione longitudinale l'armatura prevista sarà ϕ20/20 sia superiormente che inferiormente.



Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione considerando come armatura ϕ20/20 risulta pari a Mrd = 143.90 kNm/m, inferiore al massimo momento sollecitante, come si può notare nella figura seguente.



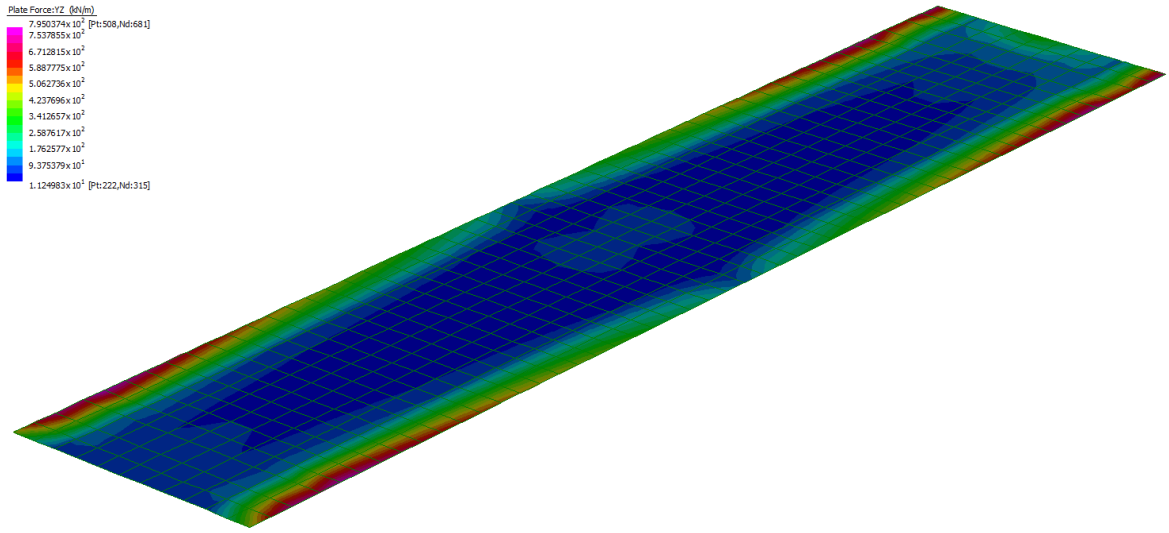
In corrispondenza della mezzeria della soletta, in direzione longitudinale, per un tratto pari a 1.60 m (0.80 m a destra ed a sinistra della mezzeria), sarà necessario inserire inferiormente un'armatura aggiuntiva pari a ϕ14/20, per aumentare il momento resistente dove richiesto.



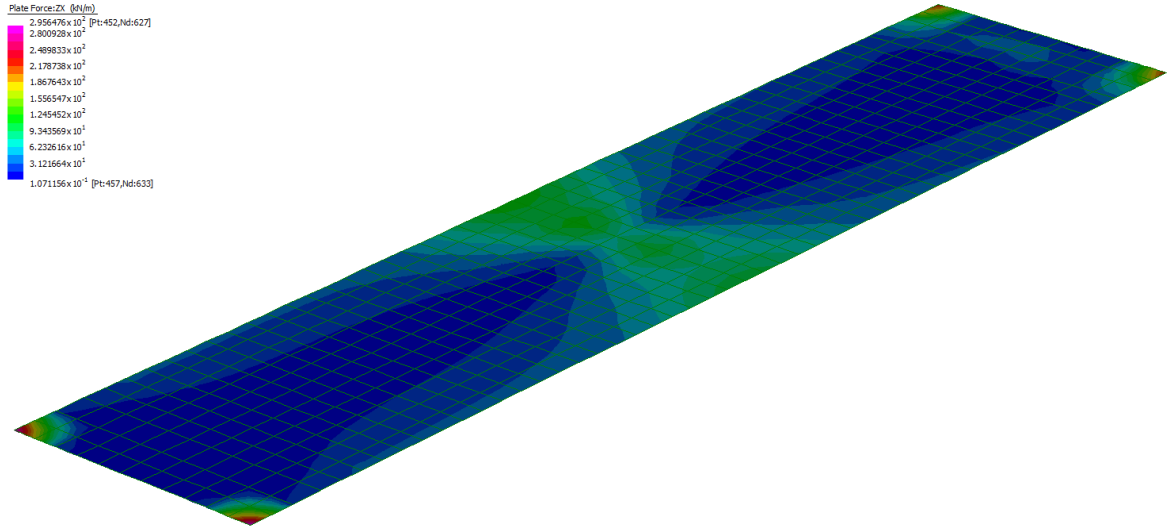
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione considerando come armatura ϕ20/20 + ϕ14/20 risulta pari a Mrd = 205.10 kNm/m, pertanto la verifica risulta soddsfatta.

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti agenti sulla soletta, si riportano di seguito le mappature.

- ***Sollecitazioni taglianti soletta in direzione trasversale***



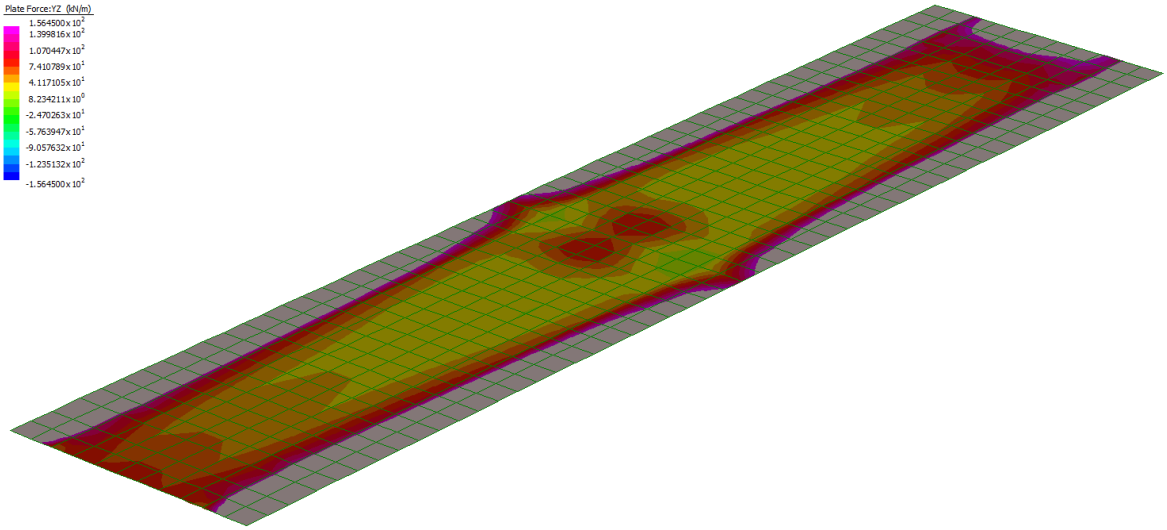
- ***Sollecitazioni taglianti soletta in direzione longitudinale***



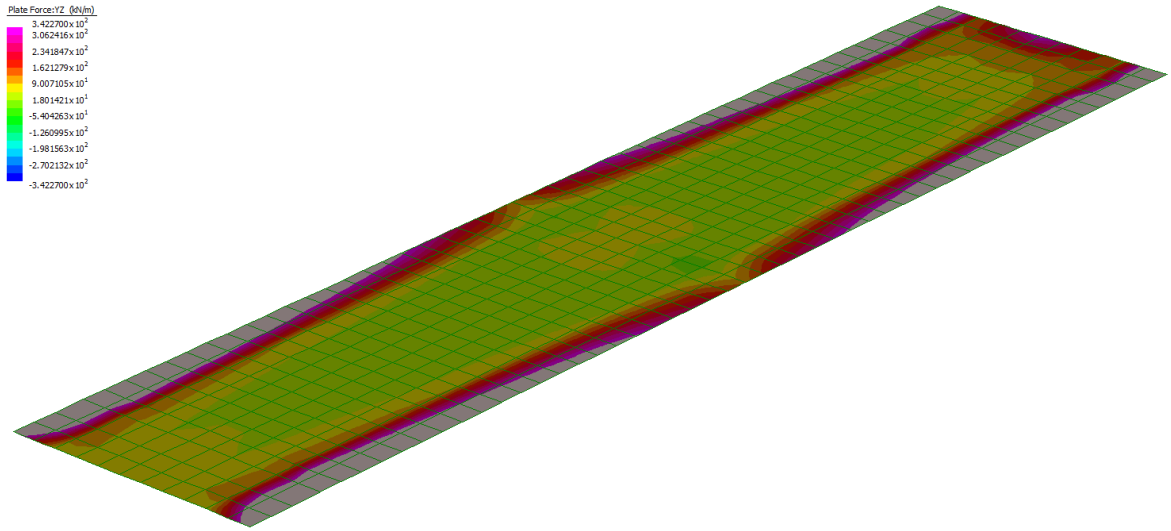
Il massimo valore del taglio in direzione trasversale, risulta pari a T_{Ed} = 795 kN/m;
il massimo valore del taglio in direzione longitudinale, risulta pari a T_{Ed} = 296.00 kN/m.
La verifica al taglio per le due direzioni considerate si eseguirà considerando le sole armature trasversali e longitudinali, considerando gli elementi privi di apposita armatura a taglio; nelle zone in cui tale armatura non risultasse sufficiente, sarà integrata con apposite armature a taglio.
Le verifiche sono riportate di seguito.
Il taglio in direzione trasversale, sarà assorbito dalle armature tese longitudinali.

				d	250	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.894	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.526	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	MPa		**ρ_l**	0.006283	
A	1570.80	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	20	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	156.45	kN
h	300	mm		**V_{Rd2}**	131.46	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**156.45**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 156.45 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorre predisporre un'idonea staffatura nelle zone laterali della soletta per una distanza dal bordo pari a 45 cm; occorrerà idonea armatura a taglio anche nelle zone di testata della soletta per una distanza dalle estremità pari a 35 cm.



Per le due zone di testata andranno previste armature sagomate a 45°, costituite da ϕ20/20, con tale armatura il taglio resistente risulta pari a 342.27 kN/m; dalla mappatura riportata di seguito è possibile vedere che nelle zone considerate tale armatura risulta sufficiente per resistere al taglio sollecitante.



			d	250	mm			
Rck	40	Mpa	**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa	**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa	**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	MPa	**NEd**	0	kN			
Asw	314.16	mm²	**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	20	mm		1	non compresse			
				1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm	**αc**	1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	300	mm		2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm		1				
α	45	°	**VRsd**	342.27	kN			
α	0.785		**VRcd**	1021.76	kN			
n° bracci	1		**VRd**	**342.27**	kN			
			VEd	0	kN	**VERIFICA**	0.0%	

Per le zone laterali saranno predisposte delle staffe a 4 bracci ϕ18/20.

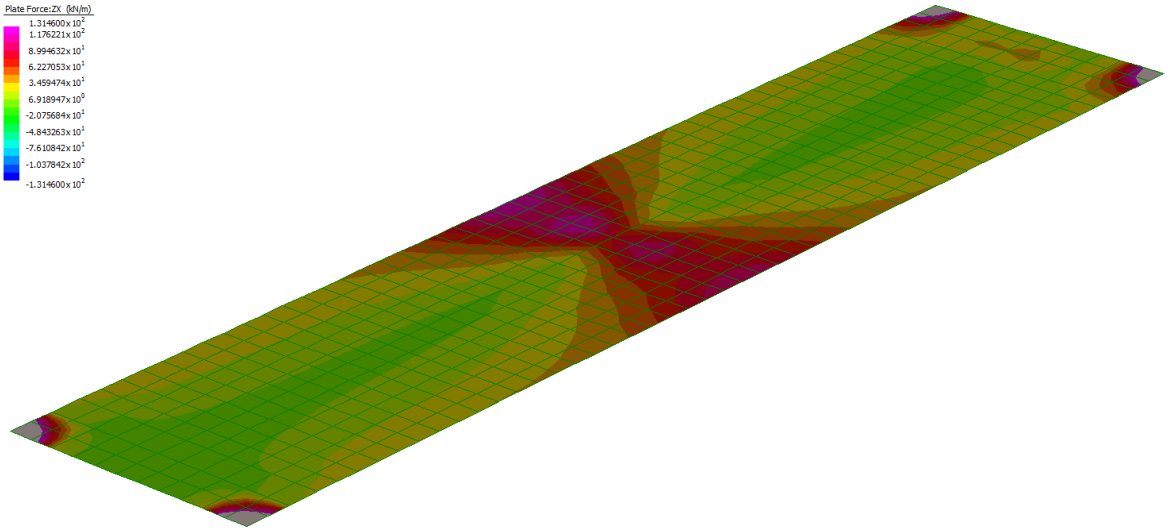
			d	250	mm			
Rck	40	Mpa	**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa	**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa	**cotϑ**	1.440				
fyd	391.30	MPa	**NEd**	0	kN			
Asw	1017.88	mm²	**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	18	mm		1	non compresse			
				1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	150	mm	**αc**	1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	300	mm		2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm		1				
α	90	°	**VRsd**	860.60	kN			
α	1.571		**VRcd**	991.48	kN			
n° bracci	4		**VRd**	**860.60**	kN			
			VEd	0	kN	**VERIFICA**	0.0%	

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio in direzione longitudinale, sarà assorbito dalle armature tese trasversali.

				d	250	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.894	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.526	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	MPa		**ρ_l**	0.003079	
A	769.69	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	14	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	123.34	kN
h	300	mm		**V_{Rd2}**	131.46	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**131.46**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 131.46 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorre predisporre un'idonea staffatura in corrispondenza dei quattro angoli della soletta per un'area pari a 25 cm in larghezza e 50 cm in lunghezza.



In questa zona sarà necessario predisporre dei ferri sagomati pari a ϕ18/15.

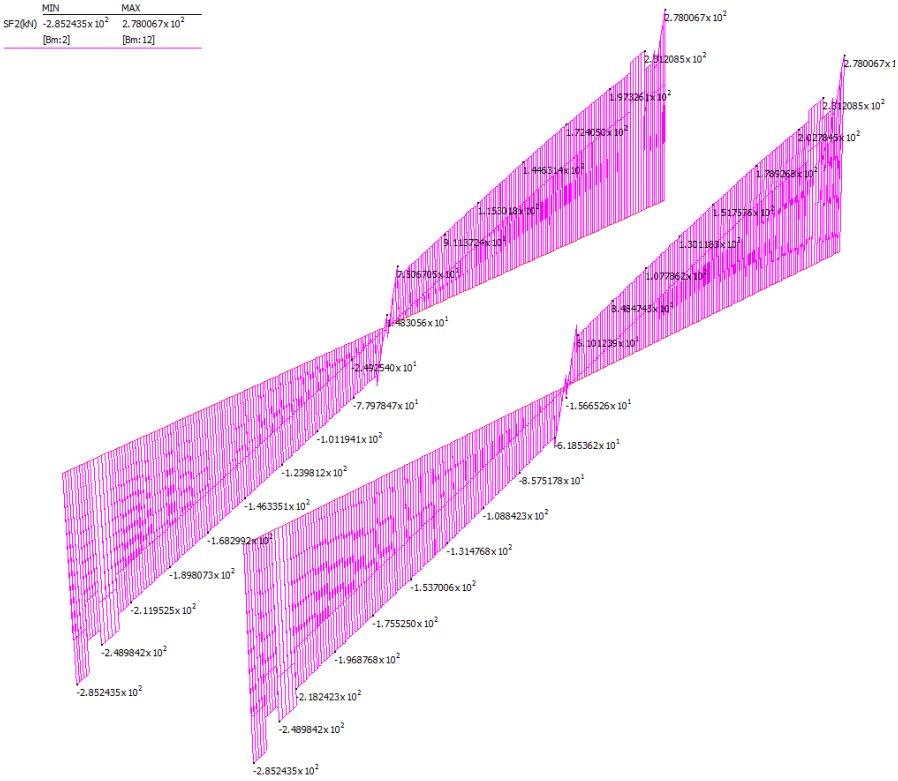
				d	250	mm			
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		v1	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	2.500				
f_{yd}	391.30	MPa		N_{Ed}	0	kN			
A_{sw}	254.47	mm²		σ_{cp}	0	MPa			
ϕ barre	18	mm		α_c	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	150	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	300	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	45	°		V_{Rsd}	369.65	kN			
α	0.785			V_{Rcd}	1021.76	kN			
n° bracci	1			V_{Rd}	**369.65**	kN			
				V_{Ed}	0	kN	VERIFICA	0.0%	

La verifica risulta soddisfatta.

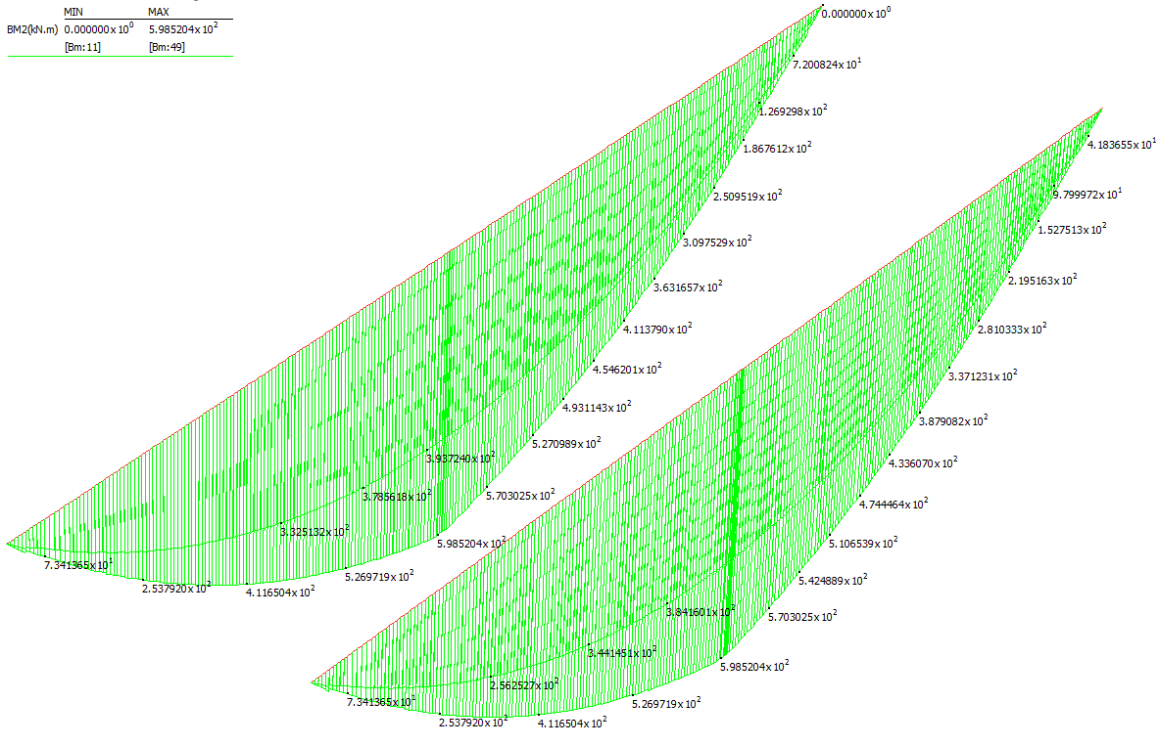
4.5.3 **Travi laterali**

Per le travi laterali si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

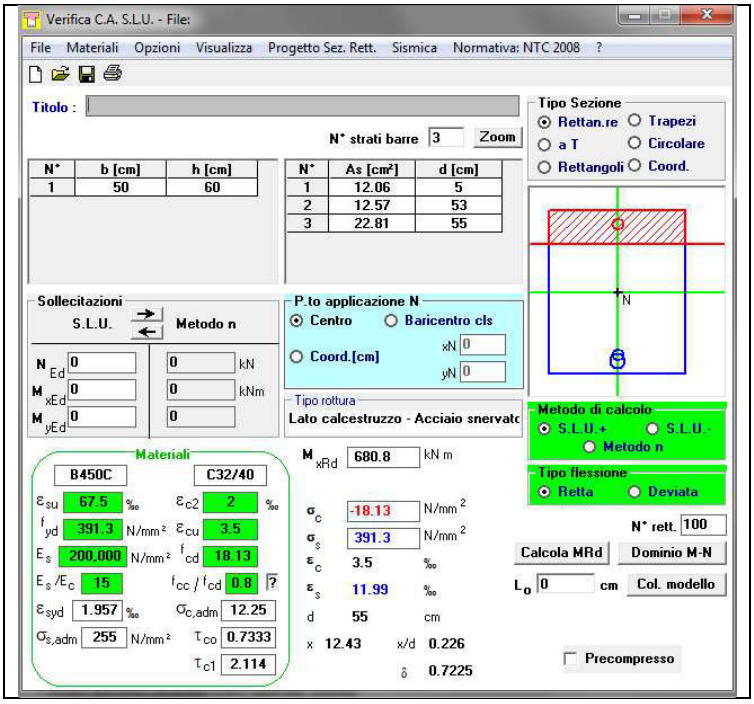
- Sollecitazioni taglianti travi laterali soletta



- Sollecitazioni flettenti travi laterali soletta



La trave presenta una larghezza pari a 50 cm e un'altezza pari a 60 cm.
Il massimo momento flettente agente sulla trave, risulta pari a M_{Ed} = 598.52 kNm;
la massima azione tagliante agente sulla trave, risulta pari a T_{Ed} = 285.24 kN; di seguito si riporta l'esito delle verifiche condotte.



Le armature longitudinali della trave considerata, risultano:

- 6 ϕ16 sopra;
- 6 ϕ22 + 4 ϕ20 sotto;

per quanto riguarda le armature di parete, si predisporranno 2 ϕ16 su entrambi i lati.
Il momento resistente relativo a tali armature sarà pari a Mrd = 668.80 kNm.
Per le armature resistenti al taglio saranno utilizzate staffe a due braccia ϕ10/25

				d	550	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	500	mm			
fck	33.20	Mpa		**ν1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	MPa		**NEd**	0	kN			
Asw	157.08	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	10	mm		**αc**	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	250	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	304.25	kN			
α	1.571			**VRcd**	802.81	kN			
n° bracci	2			**VRd**	**304.25**	kN			
				VEd	285.24	kN	VERIFICA	93.8%	

Le verifiche risultano soddisfatte

4.5.4 **Verifiche allo SLE**

La verifica alla fessurazione del calcestruzzo, è stata condotta utilizzando il metodo senza calcolo diretto secondo quanto riportato nella tabella C 4.1 II e C 4.2 III nel *DM 14 gennaio 2008 e nella Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.*
In pratica tale verifica consiste nel controllare la tensione sulle barre di Armatura per la combinazione SLE.
Se le tensioni risultano inferiori a quanto prescritto sulle tabelle citate per i diametri delle barre considerate e per i relativi interassi adottati, la verifica alla fessurazione può ritenersi soddisfatta.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

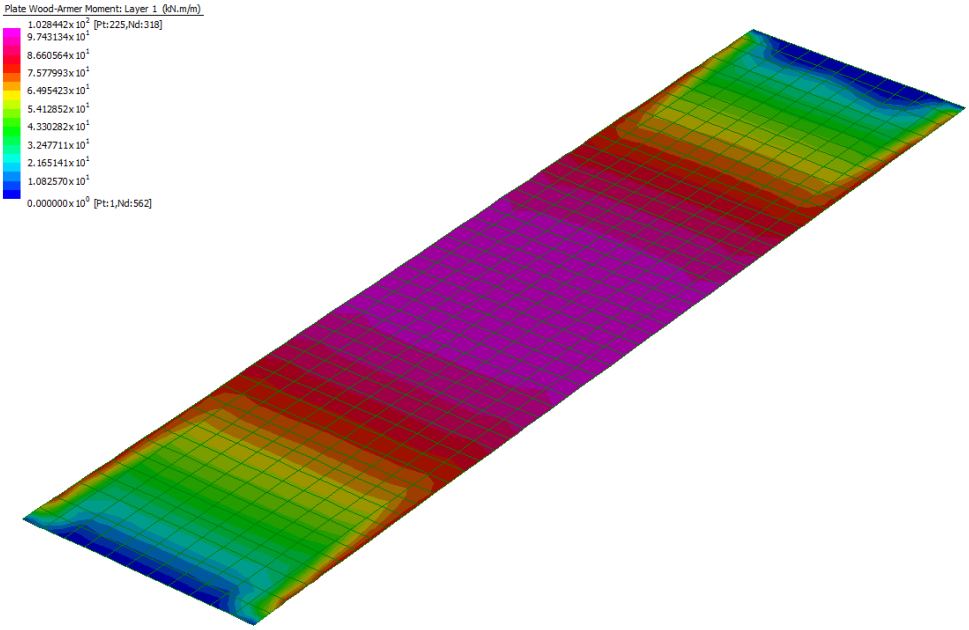
Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

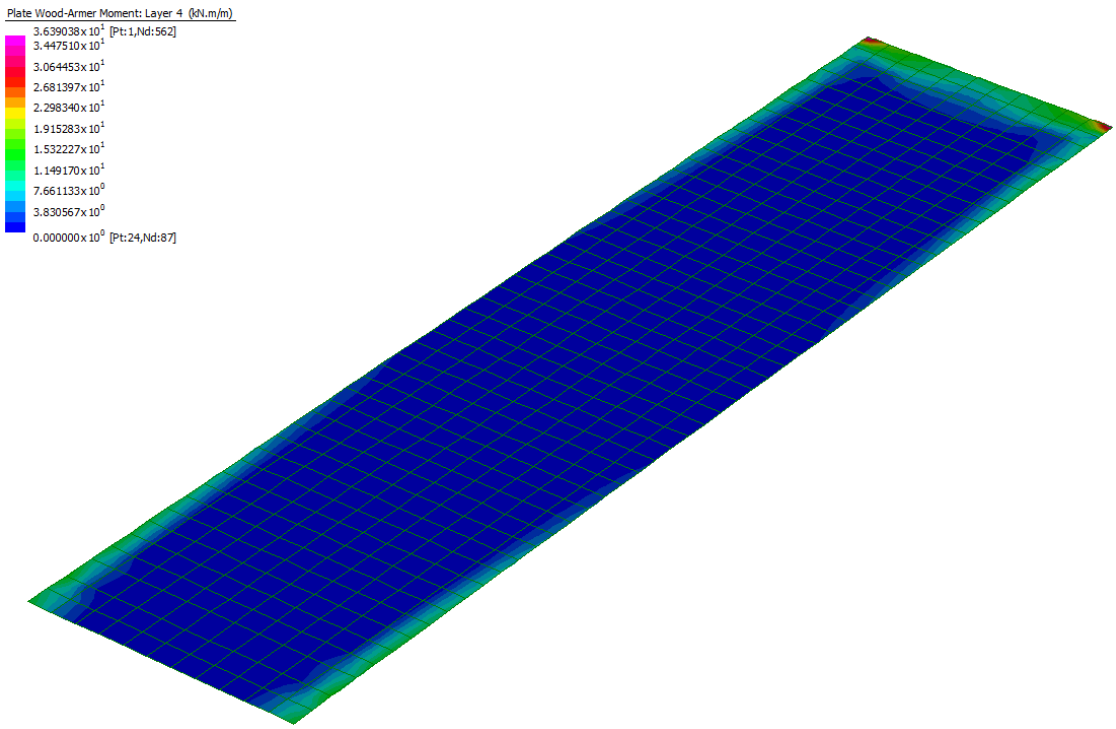
Con il valore del momento si determina la tensione sulle barre di armatura, il cui calcolo è riportato nell'immagine sotto, utilizzando il software di calcolo "Verifica C.A. S.L.U.".
In funzione della classe di esposizione del calcestruzzo XC4 le condizioni ambientali risultano ordinarie, per armatura poco sensibile, si considera un ampiezza di apertura delle fessure pari a w_2.

4.5.4.1 Soletta superiore gettata in opera

- Sollecitazioni flettenti soletta di copertura in direzione longitudinale

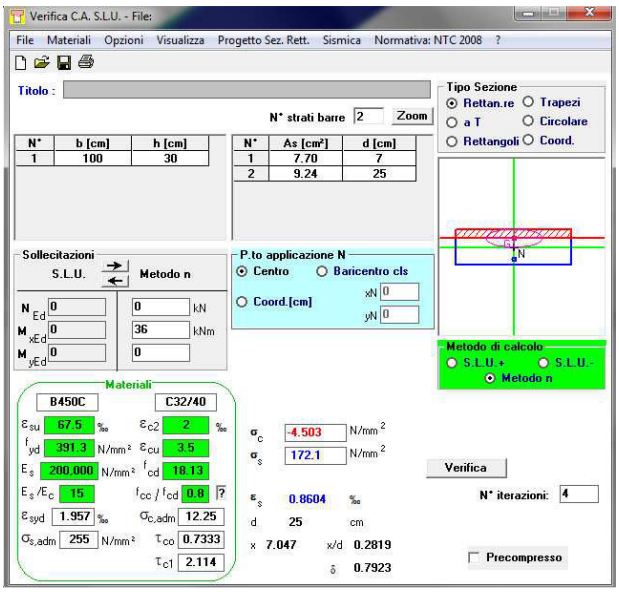


- Sollecitazioni flettenti soletta di copertura in direzione trasversale

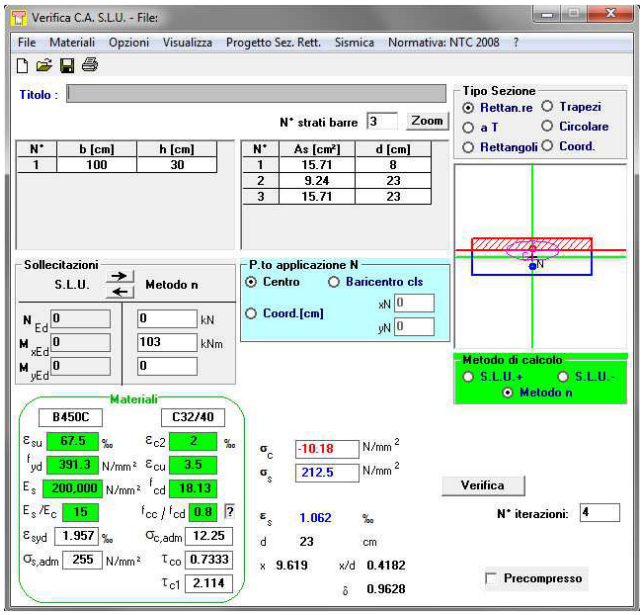


Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 103.00 kNm/m;
il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 36.39 kNm/m;

di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.
Per la direzione trasversale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 14/20 sopra sotto.
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



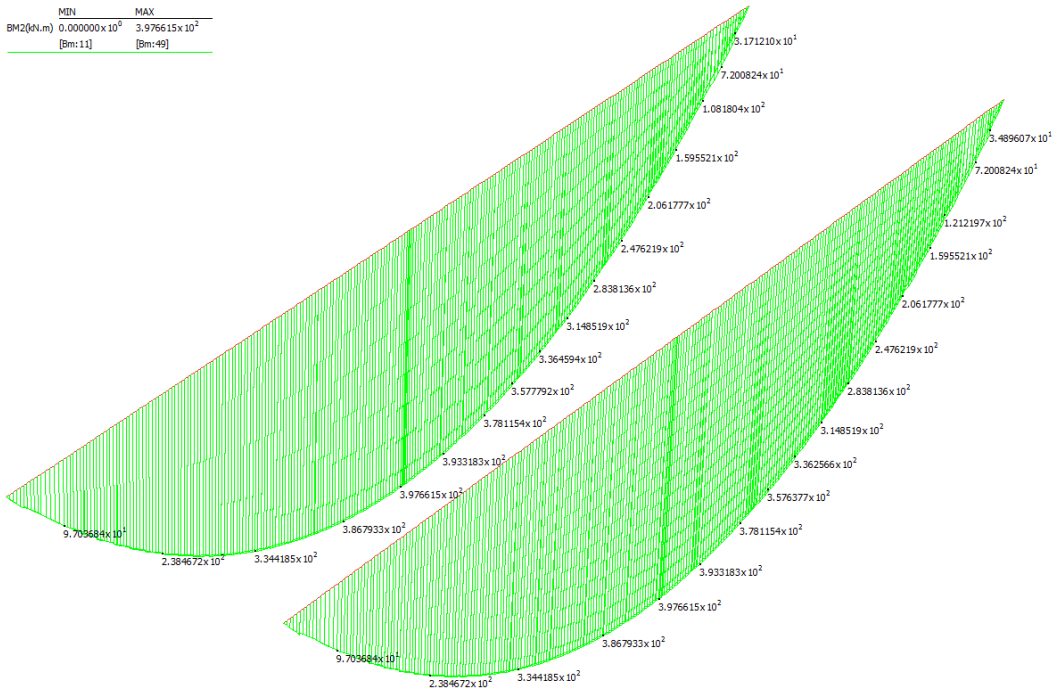
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 260 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.
Per la direzione longitudinale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 20/20 sopra e sotto e ϕ 14/20 sotto .
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



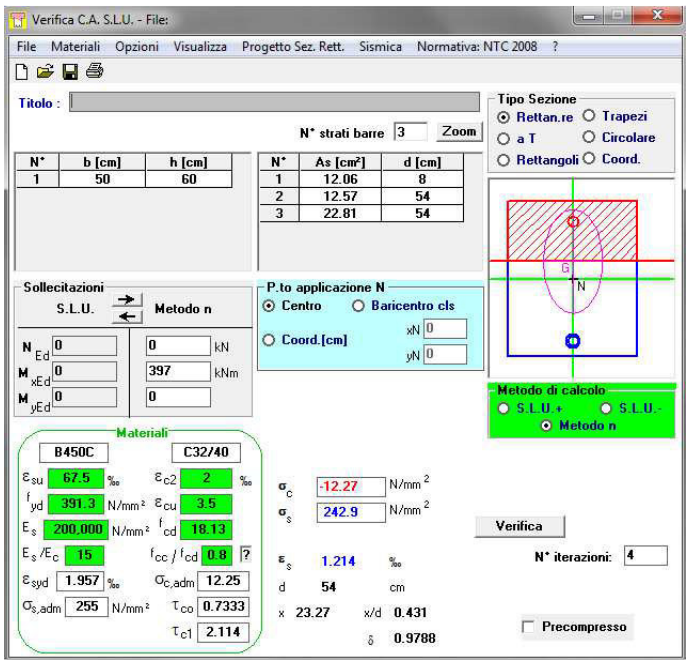
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.5.4.2 Travi laterali

- Sollecitazione flettente travi laterali



Il massimo momento flettente, risulta pari a M_{Ed} = 398.00 kNm.



Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 245 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.6 SCATOLARE TRA LE SEZIONI N° 14 E N° 16 CON PARETE FORATA.

Per consentire la realizzazione del tratto di scatolare a monte della sezione di progetto n° 16, comprese le due diramazioni, si renderà necessario durante la fase considerata far defluire all'interno del tratto di scatolare già realizzato di valle, i vecchi scatolari del Rio Marotto e del Rio Monferrato, che andranno ad immettersi all'interno del nuovo manufatto rispettivamente in sponda destra a circa 9.00 m a valle della sezione di progetto n° 15 ed in sponda sinistra a circa 5.00m dalla sezione di progetto n° 16. Nella figura sotto è riportata la planimetria, sulla quale vengono indicate le due confluenze descritte.

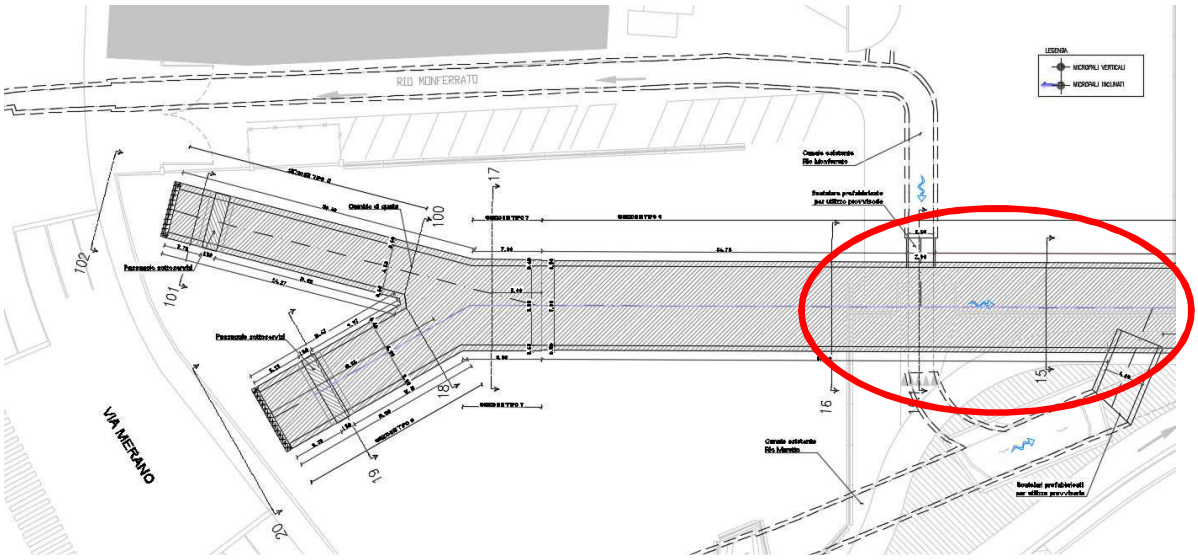


Figura 4.72 – Planimetria dell'intervento tra le sezioni n° 14 e n° 16 .

Per consentire ai vecchi scatolari di raccordarsi con il nuovo manufatto di progetto, su quest'ultimo dovranno essere predisposte due aperture, una in sponda destra e l'altra in sponda sinistra.
Ai fini del calcolo è stata presa in considerazione la condizione più gravosa, ossia, quella che presenta la massima luce, relativa all'immissione del Rio Marotto in sponda destra.
Il raccordo tra il nuovo manufatto e quello esistente, avverrà tramite l'utilizzo di alcuni tratti di scatolari prefabbricati, di larghezza opportuna per consentire il raccordo tra il nuovo manufatto e quelli esistenti.
La soletta superiore in prossimità delle due aperture, sarà sorretta mediante due travi in C.A., collocate sulla sommità delle pareti verticali.
Una volta terminati i tratti di scatolare di monte, le due immissioni saranno rimosse chiudendo le due aperture praticate, ed i vecchi scatolari saranno dismessi.
Per l'espletamento delle verifiche previste sul tratto considerato, è stato messo a punto un modello FEM, realizzando un tratto di scatolare della lunghezza pari a 20 m, praticando sulla parete un'apertura avente luce pari a 6.00 m e modellando una trave sulla sommità dell'apertura, avente la funzione, come già detto di sorreggere la soletta superiore nel tratto in cui risulta presente l'apertura.
Di seguito si riporta il modello utilizzato per le verifiche.

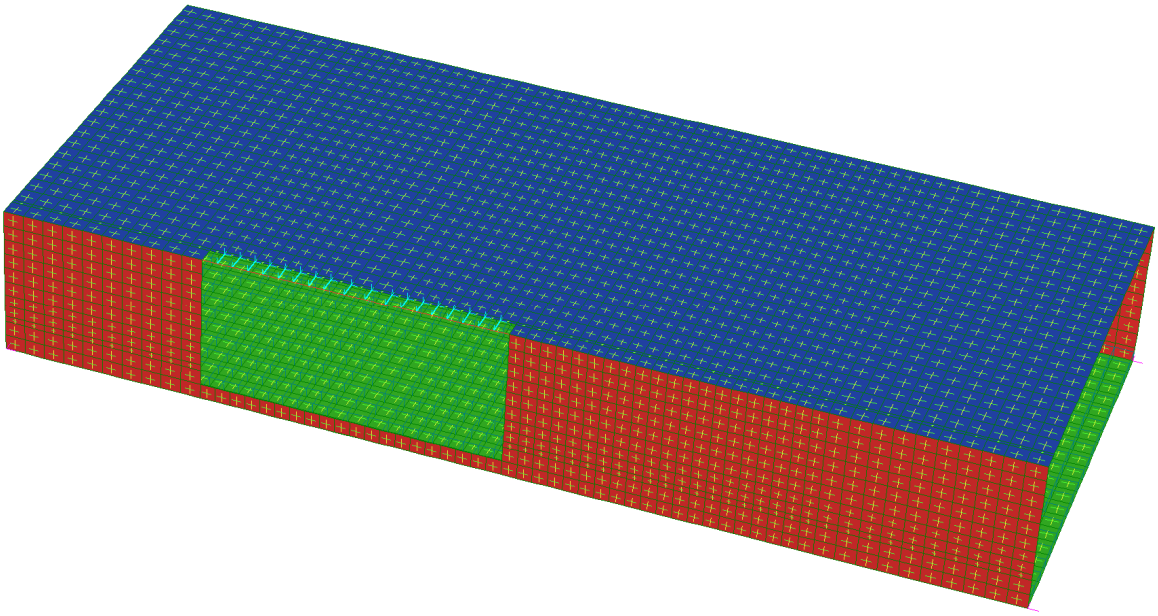


Figura 4.73 – Modello FEM dello scatolare provvisto di apertura.

4.6.1 Carichi applicati

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati rispettivamente sulla soletta superiore, sulle pareti verticali e sulla platea dello scatolare di progetto.

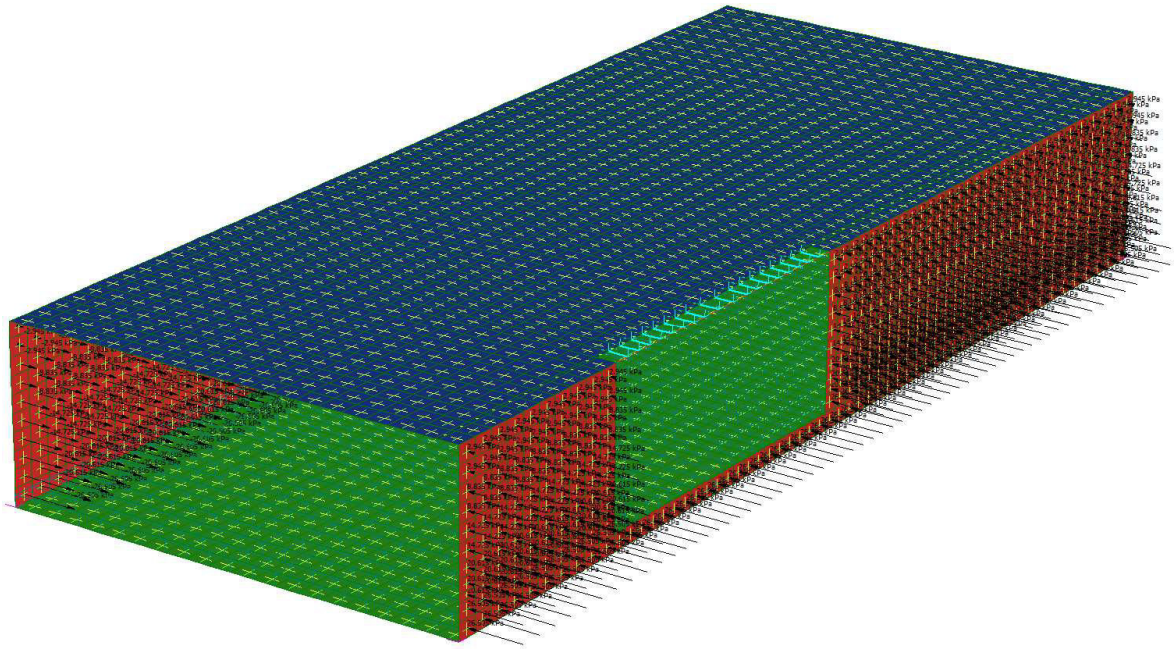


Figura 4.74 – Spinta del terreno.

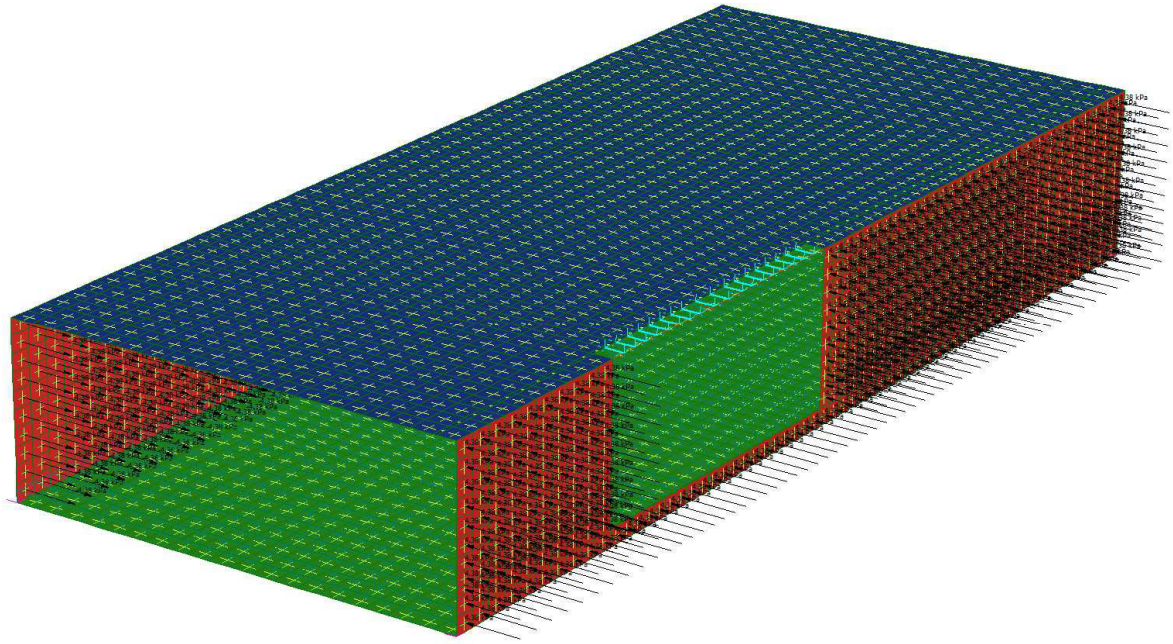


Figura 4.75 – Spinta uniforme terreno sopra lo scatolare.

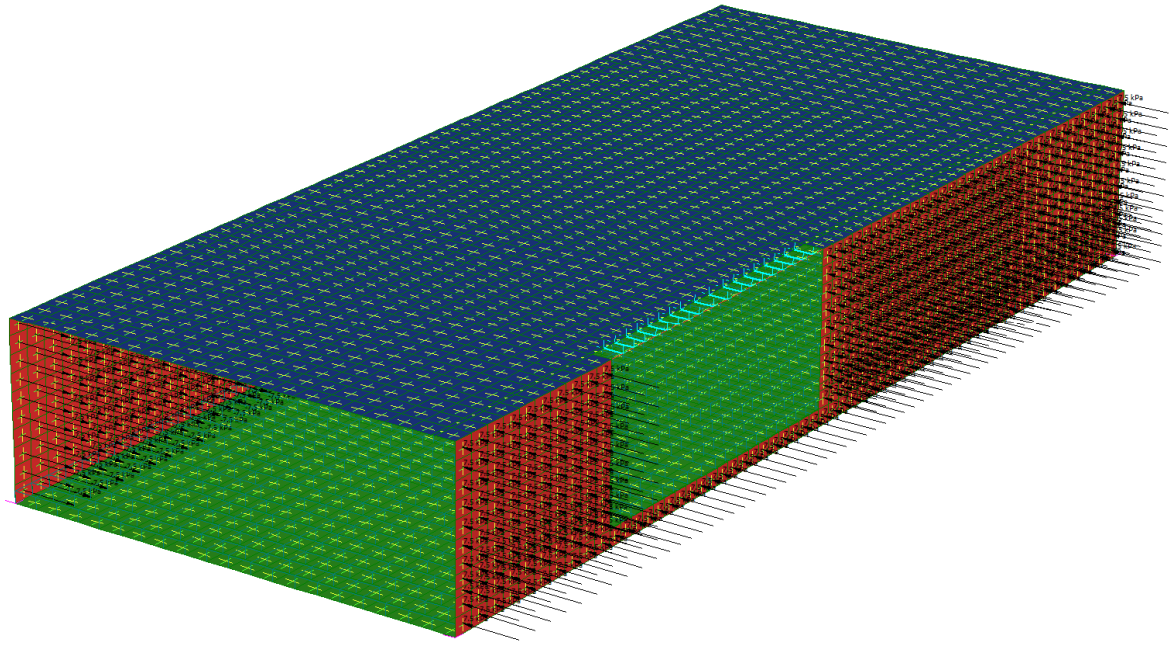


Figura 4.76 – Spinta dovuta al traffico.

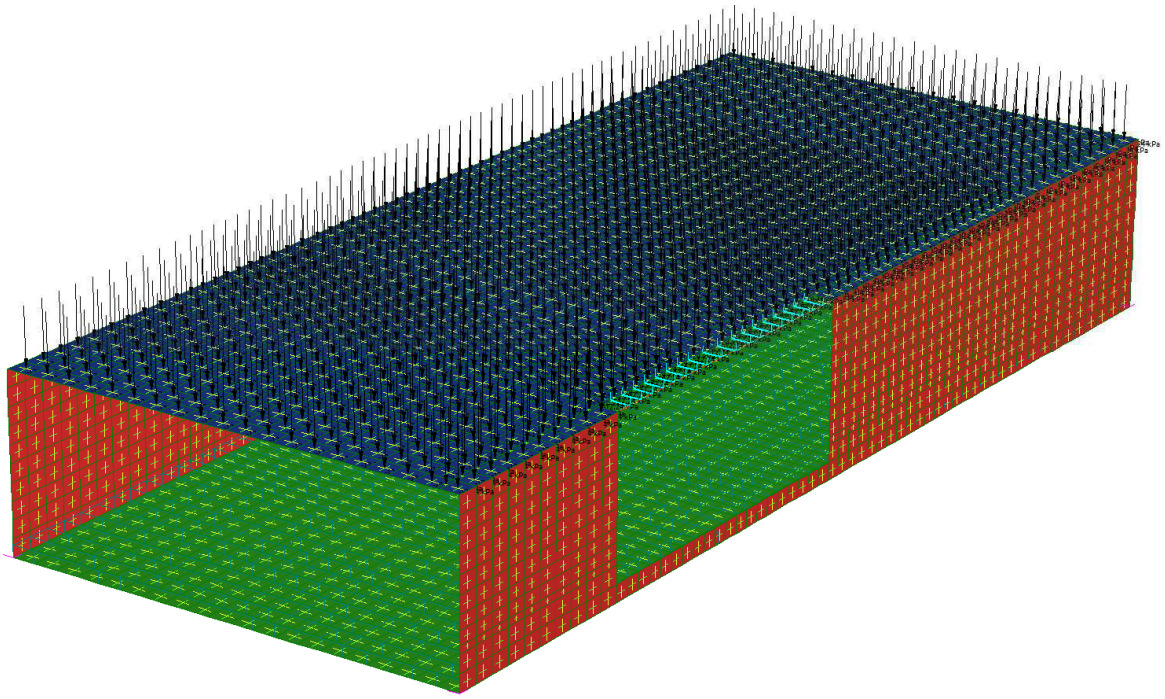


Figura 4.77 – Ricoprimento e pavimentazione.

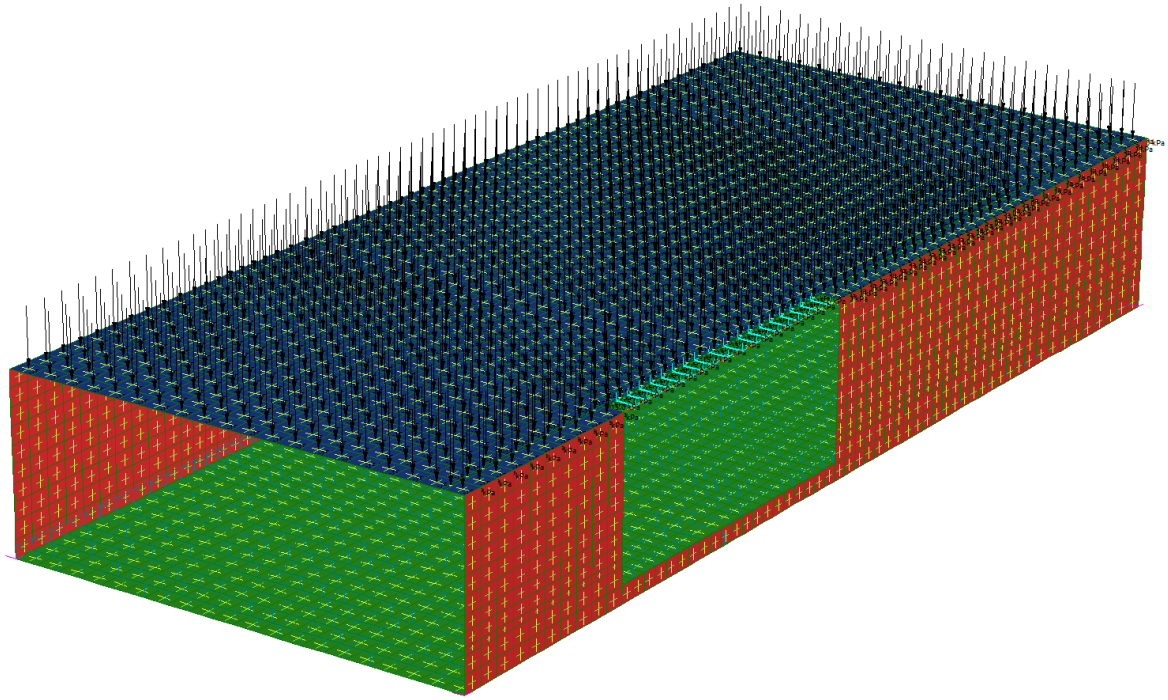


Figura 4.78 – Carico stradale distribuito 20 kN/m².

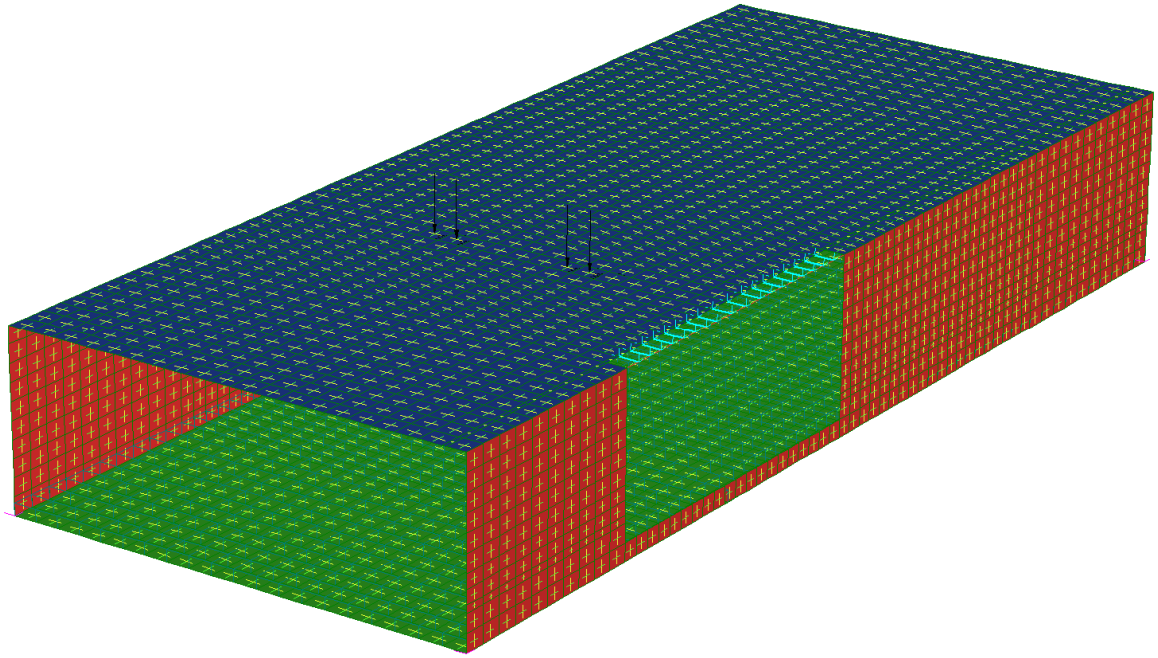


Figura 4.79 – Asse tandem centrale.

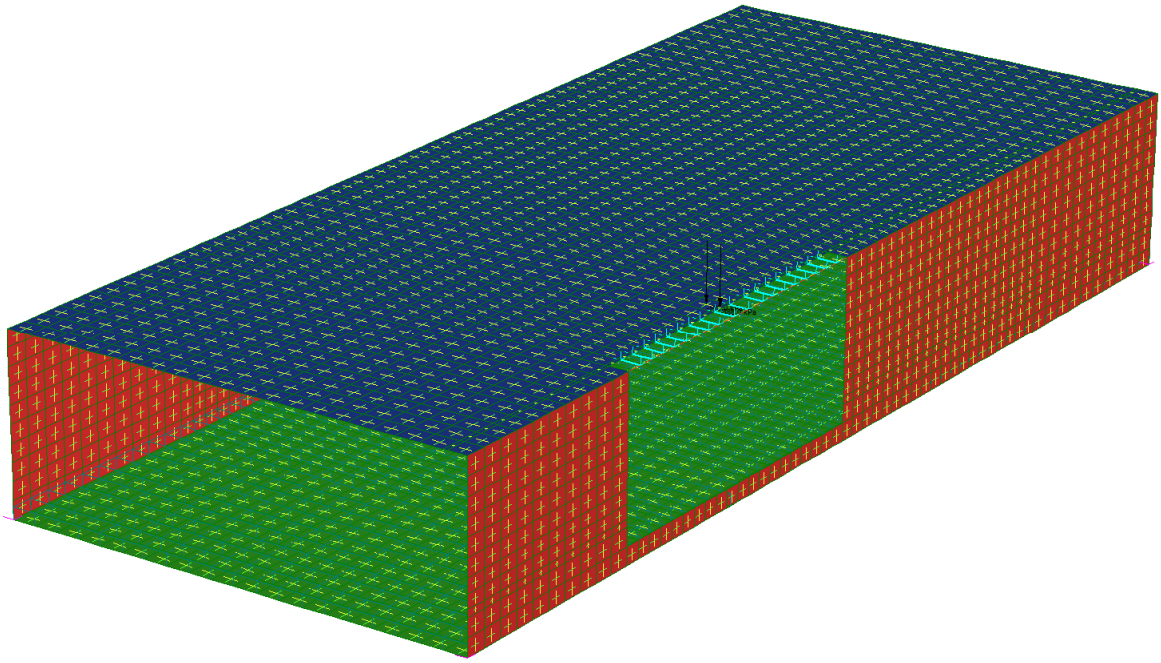


Figura 4.80 – Asse tandem bordo.

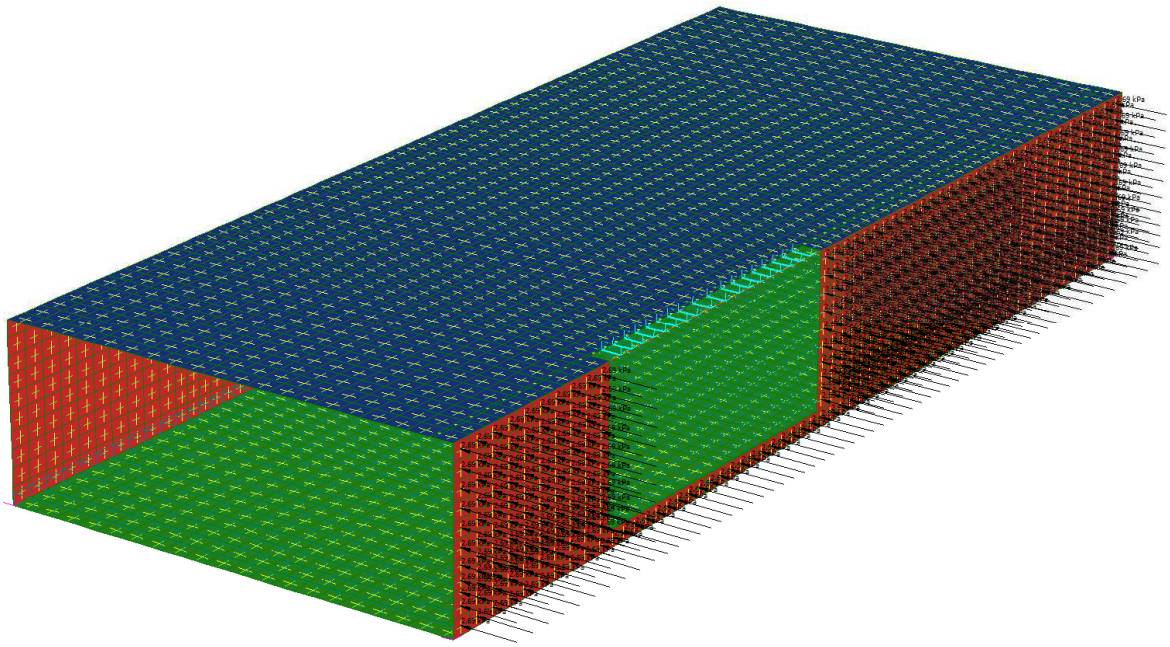


Figura 4.81 – Incremento sismico +Y.

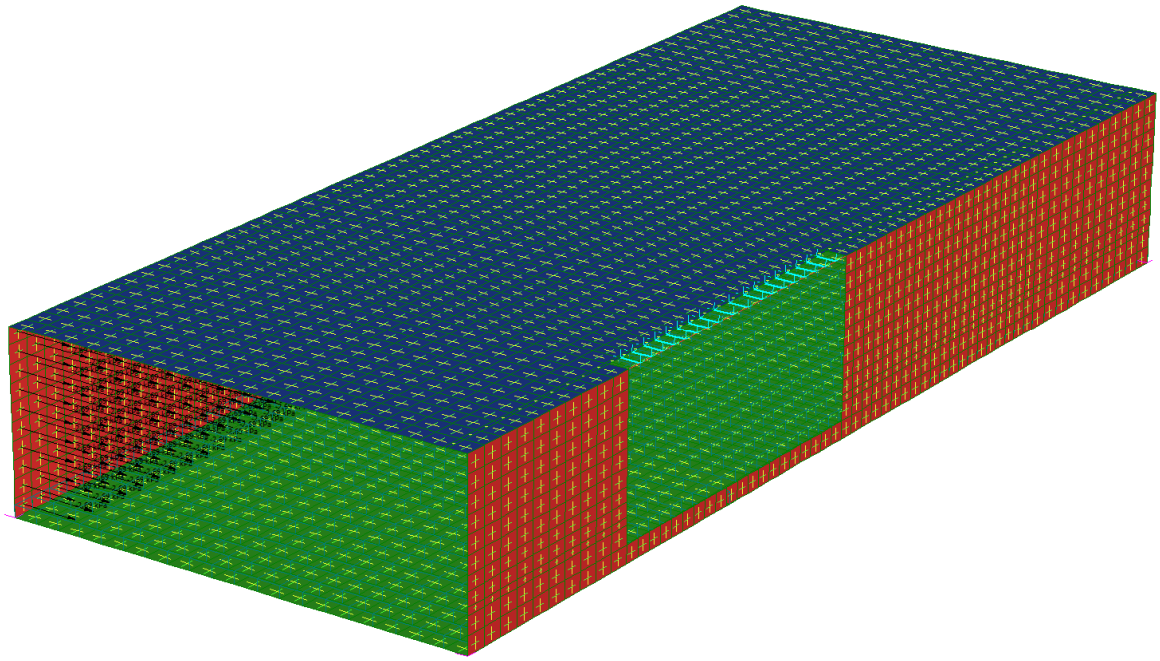


Figura 4.82 – Incremento sismico -Y.

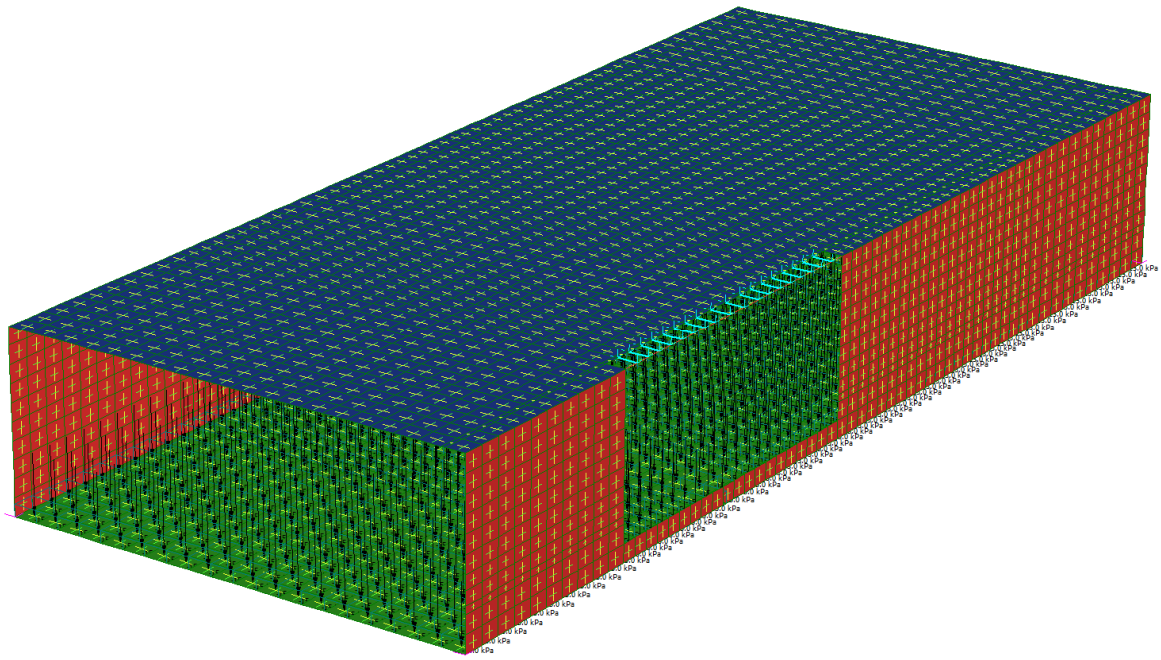


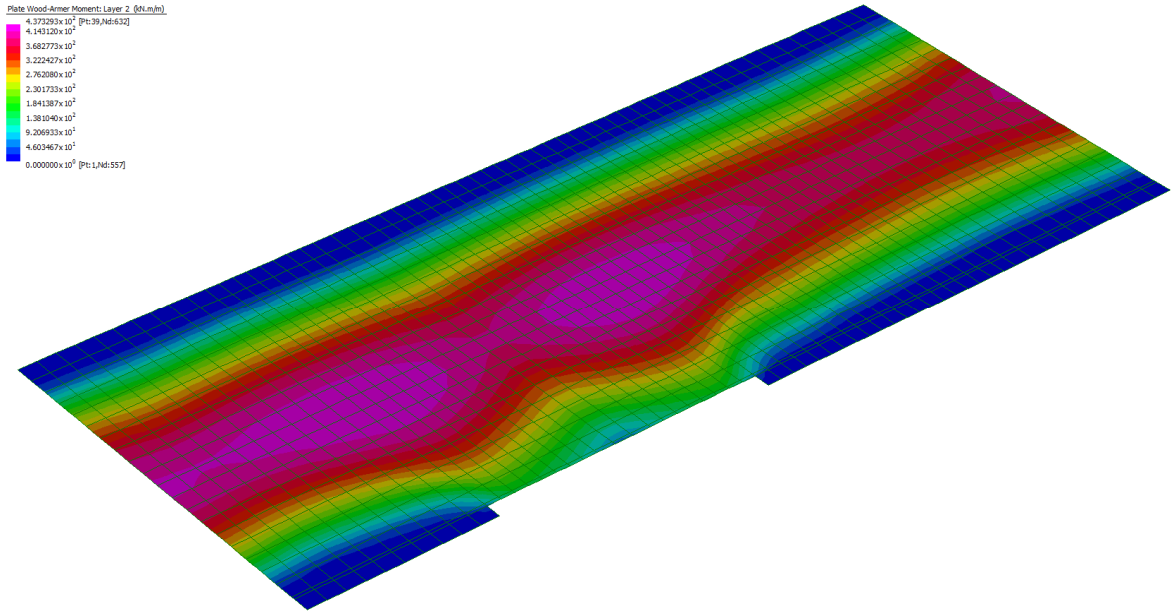
Figura 4.83 – Peso acqua sulla platea.

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche agli SLU condotte per gli elementi strutturali considerati.
Per le verifiche sugli elementi a piastra sono stati determinati i momenti di Wood Armer, relativi alle direzioni considerate, mentre per la trave le verifiche saranno condotte sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal modello.
La determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul singolo elemento strutturale avverrà attraverso l'analisi degli inviluppi delle combinazioni agli SLU eseguite.
Saranno poi condotte anche le verifiche per le sollecitazioni taglianti, e le verifiche alla fessurazione con il metodo indiretto.

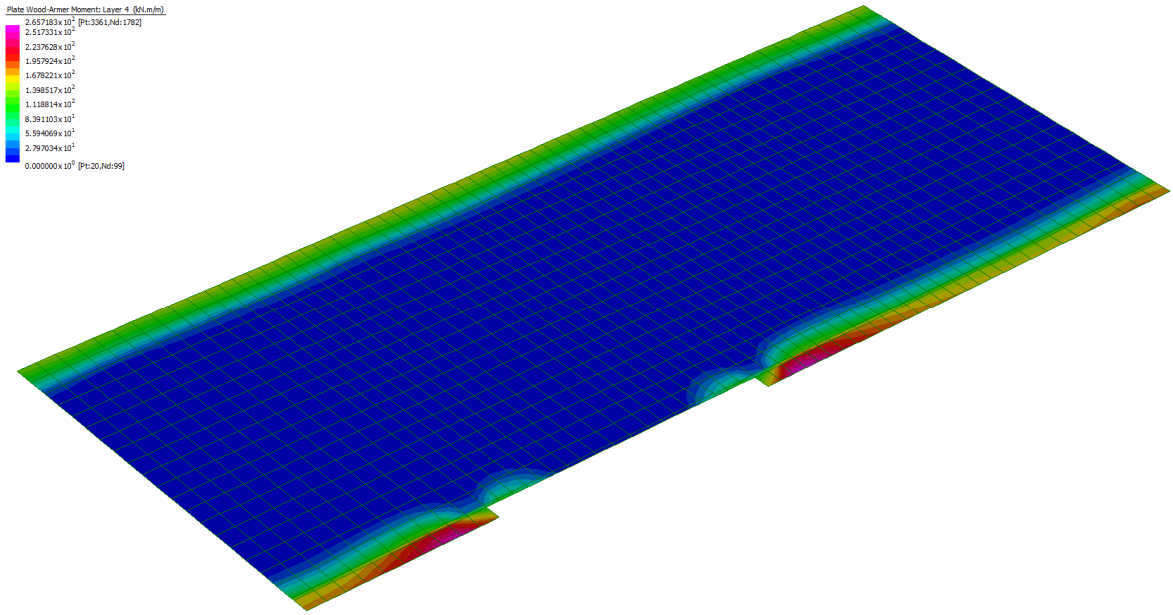
4.6.2 **Verifiche allo SLU**

4.6.2.1 Soletta superiore

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

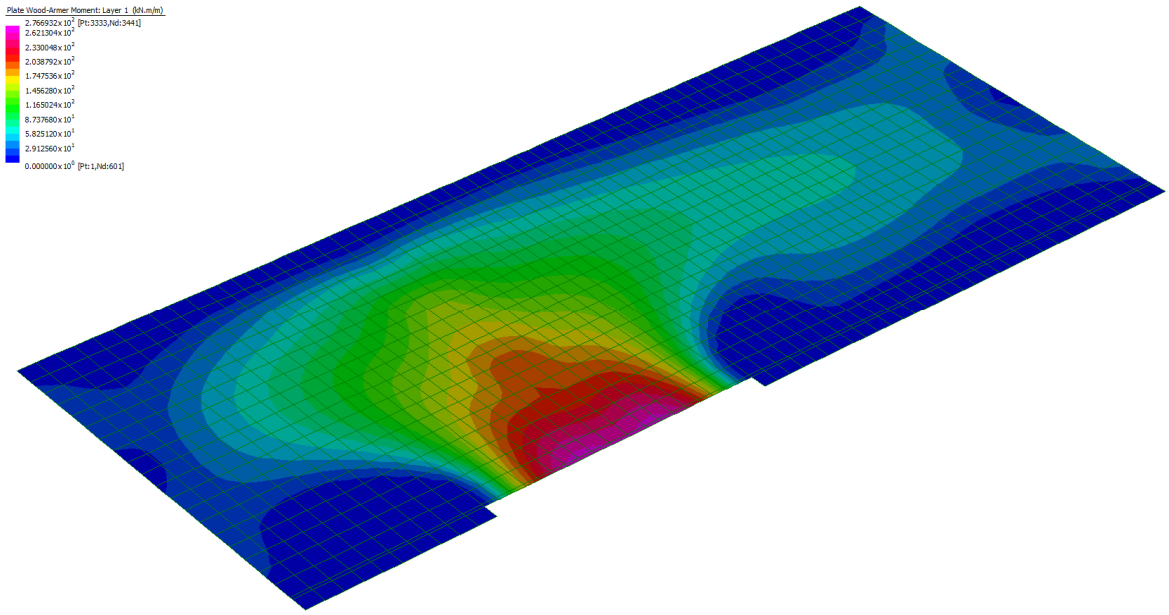


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

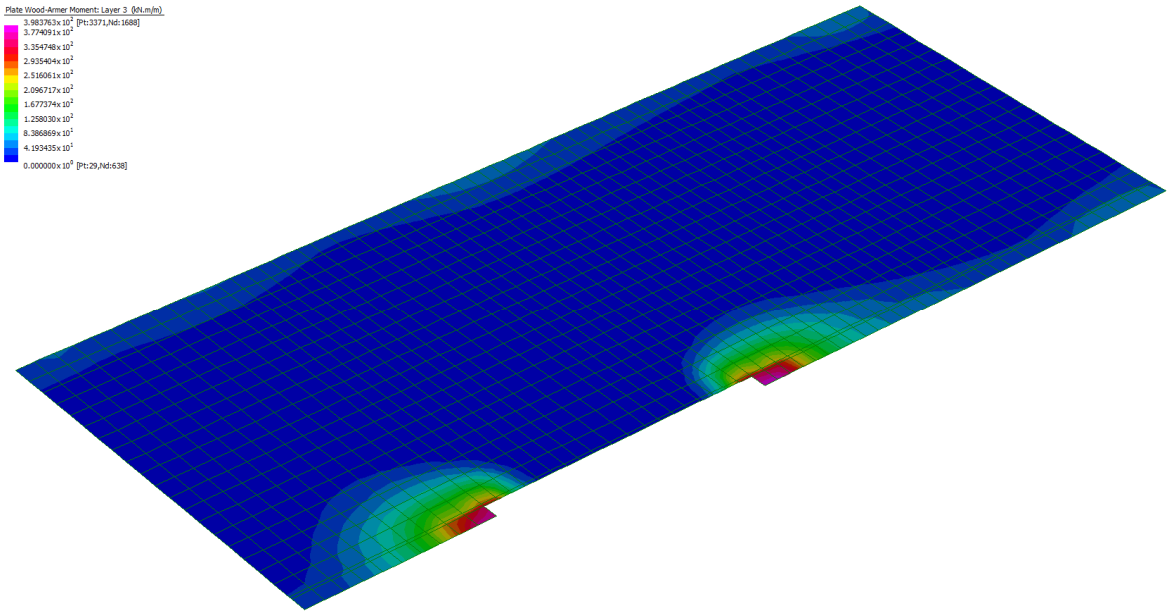


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 437.32 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale

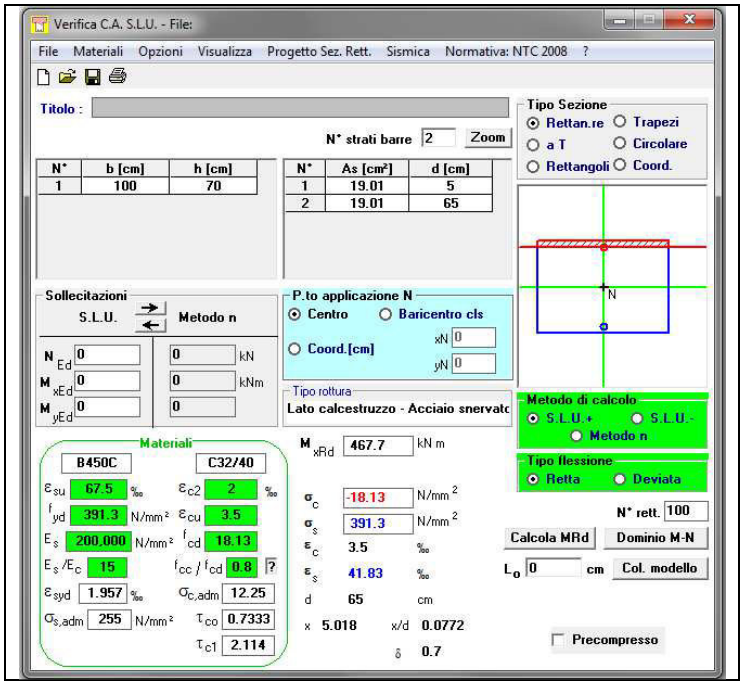


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale



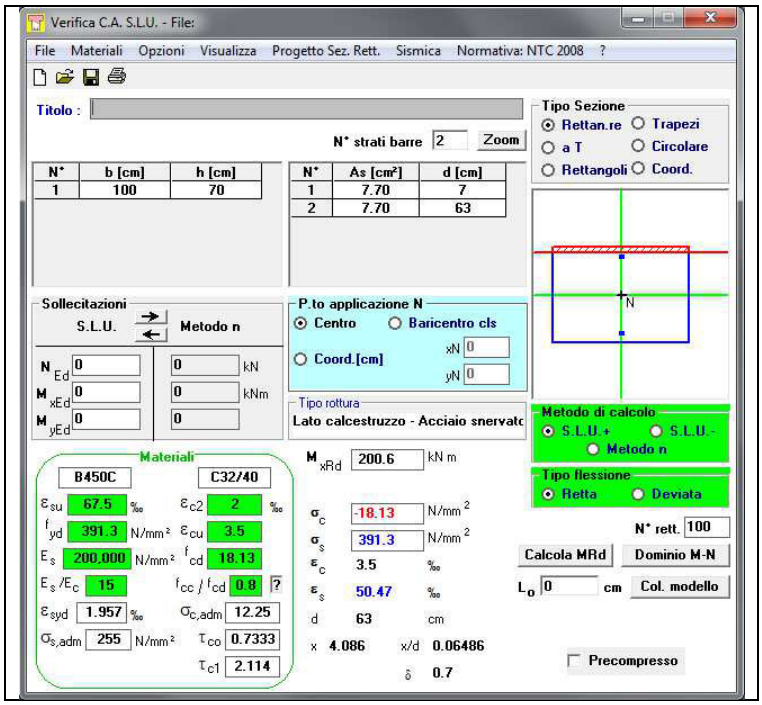
Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 398.40 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

In direzione trasversale l'armatura prevista sarà ϕ22/20 sia superiormente che inferiormente.



Come si può evincere dalla verifica condotta, il momento resistete della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 467.70 kNm/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

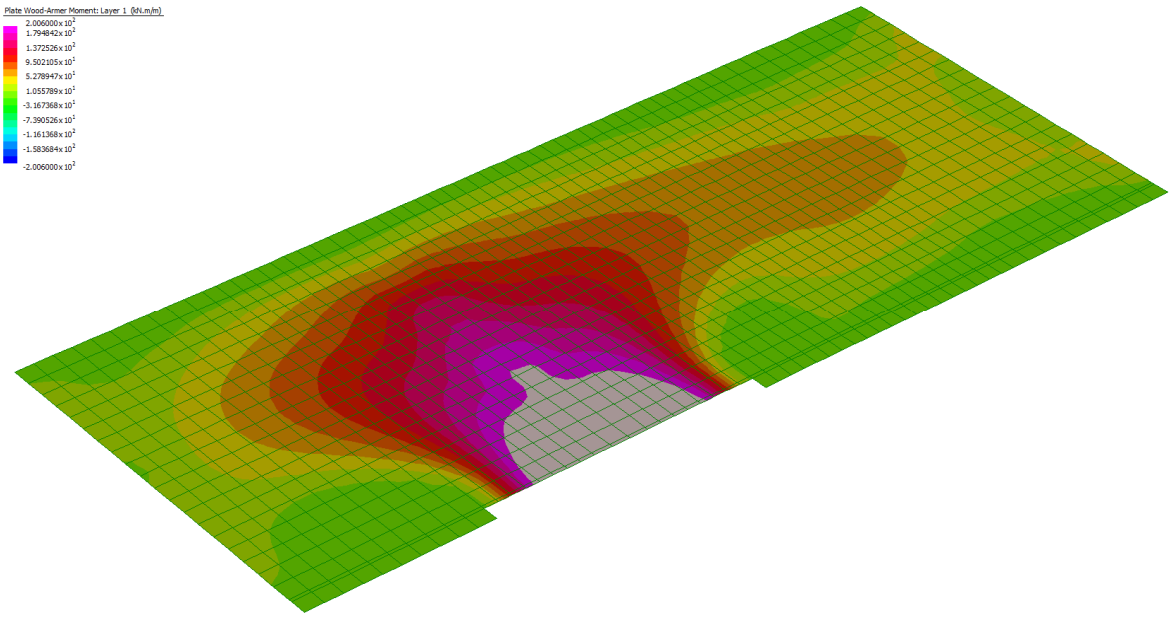
In direzione longitudinale l'armatura prevista sarà ϕ14/20 sia superiormente che inferiormente.



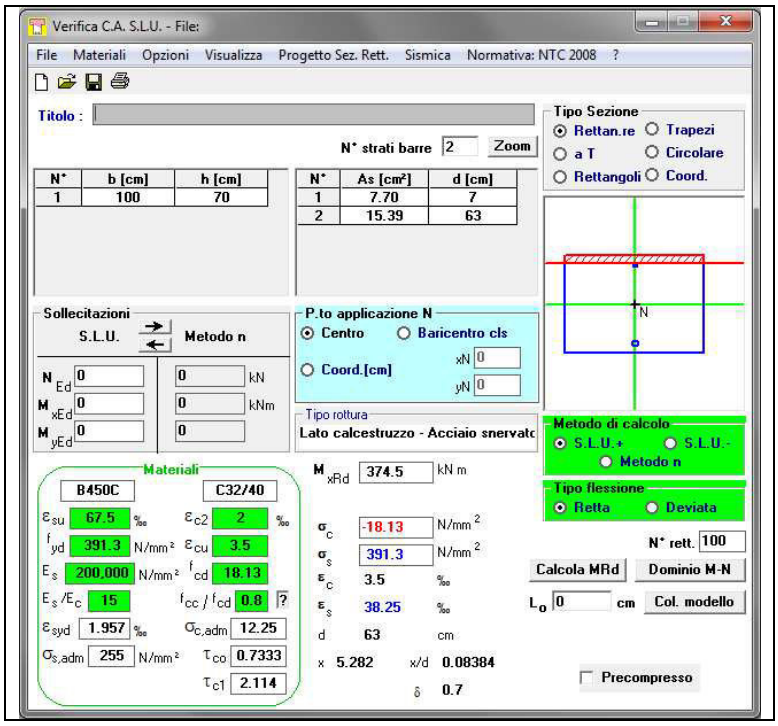
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 200.60 kN m/m, com'è possibile notare dalle mappature riportate sopra, in corrispondenza dell'intradosso della soletta il massimo momento flettente di calcolo risulta valere M_{Ed} = 276.69 kNm/m, mentre in corrispondenza dell'estradosso, il massimo momento flettente risulta M_{Ed} = 398.38 kNm/m; pertanto sarà necessario integrare

le armature previste nei punti dove il valore dei momenti sollecitanti risultano maggiori dei valori dei momenti resistenti.

Considerando l'intradosso della soletta, è necessario integrare l'armatura considerata in un tratto avente dimensioni trasversali pari a 3.50 m e sviluppo longitudinale pari a 5.00 m, come indicato nella mappatura riportata di seguito.

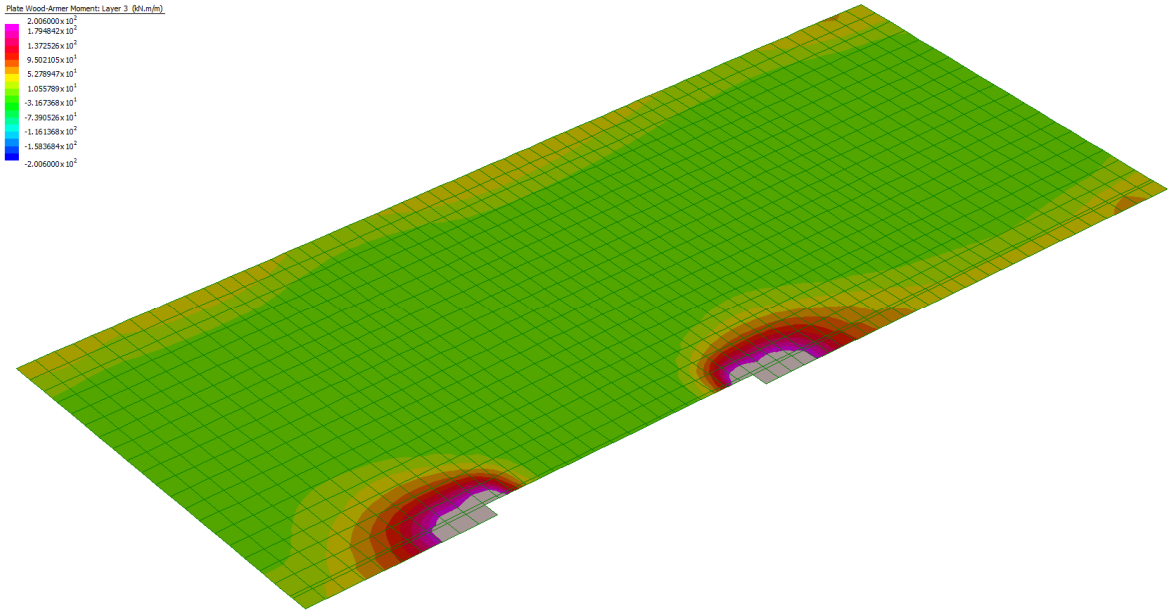


In tale area sarà predisposta un'armatura inferiore pari a ϕ14/10, la verifica di resistenza è riportata di seguito.

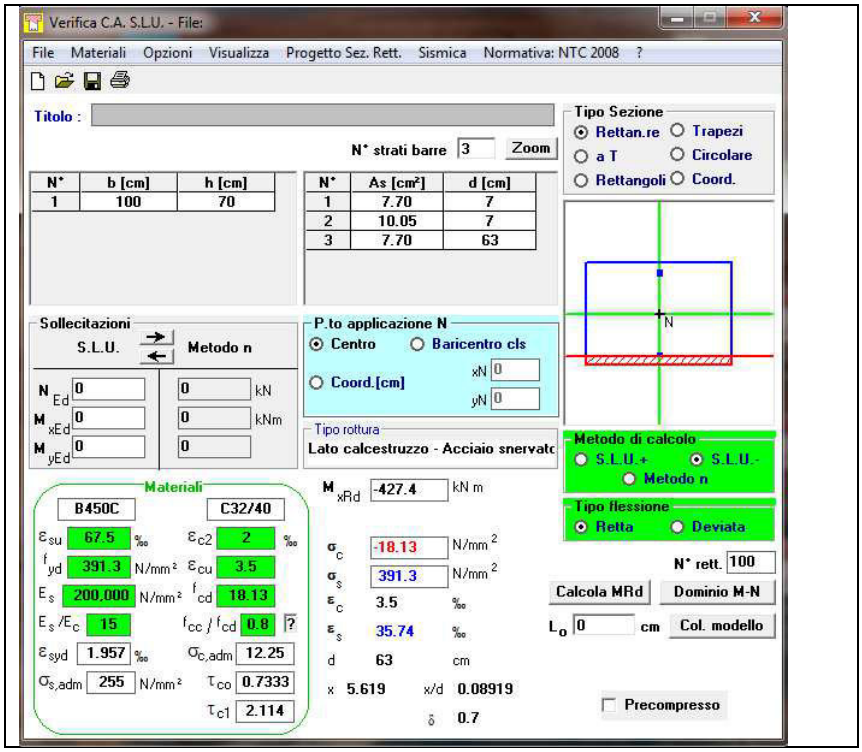


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 374.50 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Considerando invece l'estradosso della soletta, sarà necessario integrare l'armatura ϕ14/20 in due zone ubicate ai lati della trave per uno sviluppo longitudinale pari a circa 1.00 med uno sviluppo trasversale pari a 1.00 m, come indicato nella mappatura riportata di seguito.



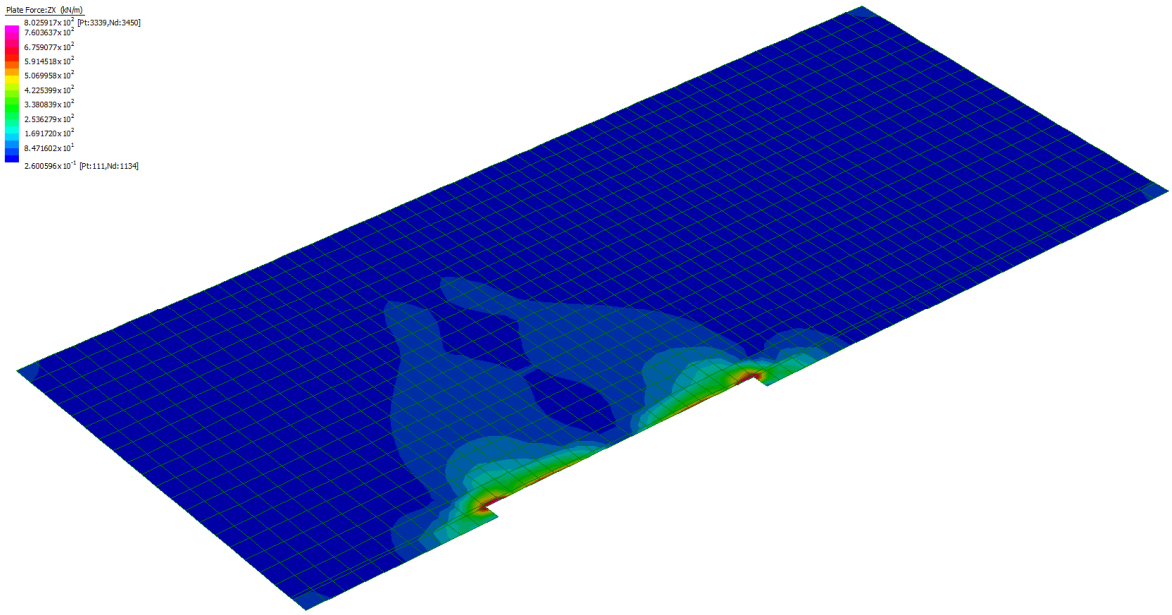
In tale aree sarà predisposta un'armatura superiore pari a ϕ16/20, oltre a ϕ14/20 già prevista, la verifica di resistenza è riportata di seguito.



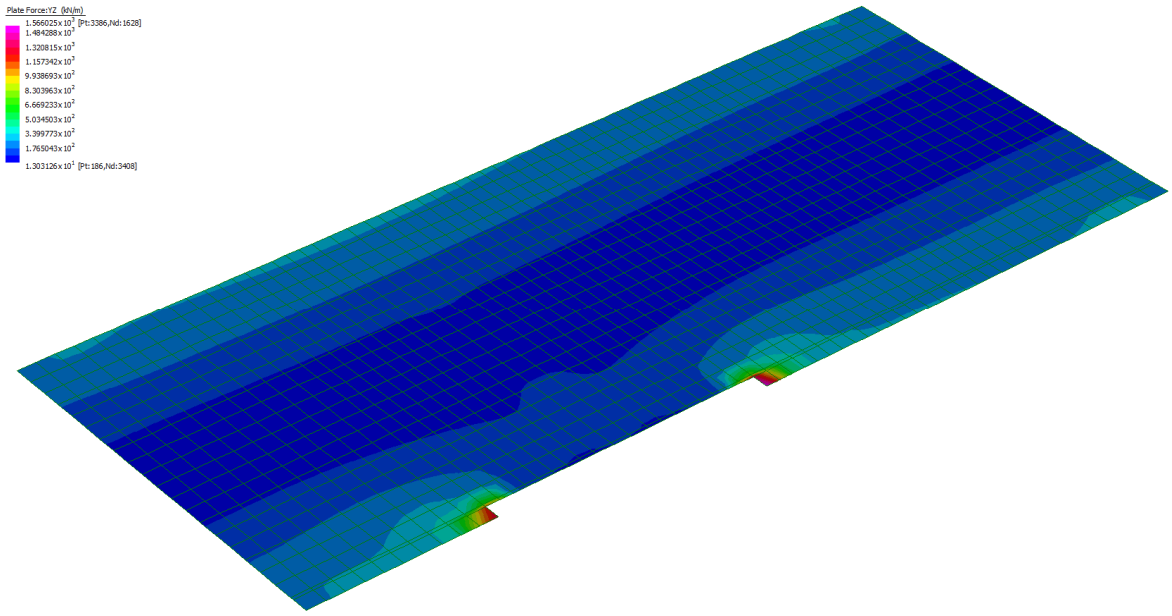
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 427.40 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti agenti sulla soletta, si riportano di seguito le mappature.

- Sollecitazioni taglianti soletta in direzione trasversale



- Sollecitazioni taglianti soletta in direzione longitudinale

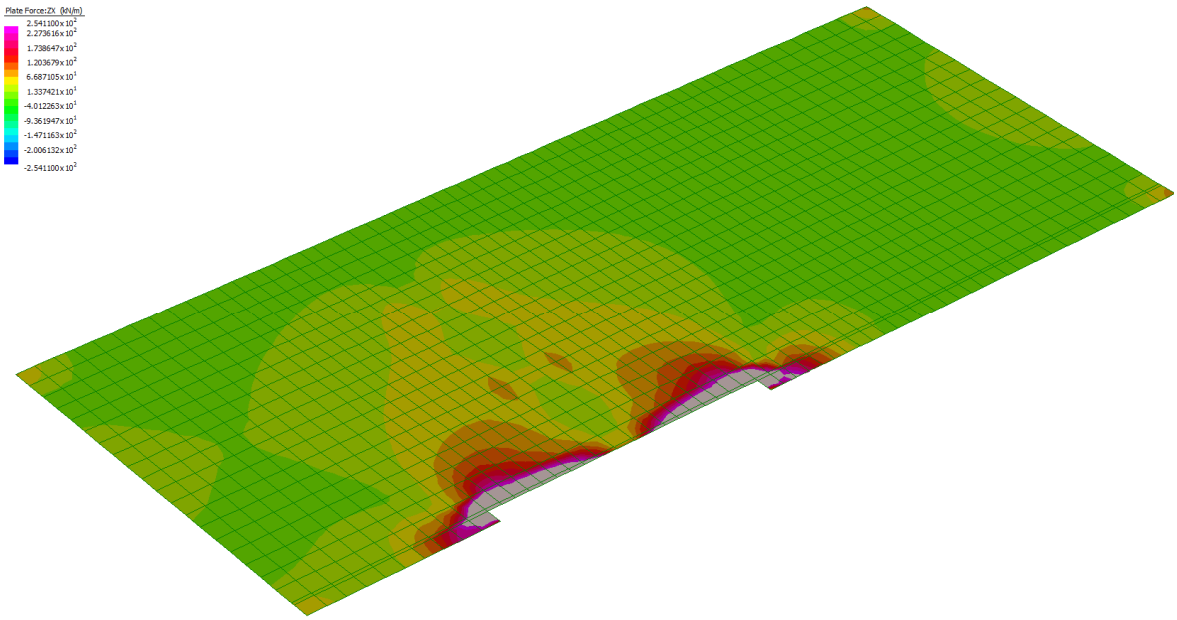


Il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione trasversale, risulta pari a T_{Ed} = 802.59 kN/m; mentre il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione longitudinale, risulta pari a T_{Ed} = 1566 kN/m.
La verifica per le due direzioni considerate si eseguirà considerando le sole armature tese trasversali e longitudinali, considerando gli elementi privi di apposita armatura a taglio; nelle

zone in cui tale armatura non risultasse sufficiente, sarà integrata con apposite armature resistenti al taglio.
Le verifiche sono riportate di seguito.
Il taglio in direzione trasversale, sarà assorbito dalle armature tese longitudinali.

				d	650	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.555	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.391	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.001184	
A	769.69	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	14	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	191.39	kN
h	700	mm		**V_{Rd2}**	254.11	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**254.11**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 254.11 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature longitudinali su un'area a ridosso della trave; le dimensioni dell'area su cui predisporre le staffe avrà una larghezza pari a 1.00 m ed uno sviluppo longitudinale pari a tutta la lunghezza della trave più due zone ai lati della trave della lunghezza pari a 1.00m. Le staffe considerate saranno costituiti da ϕ10/20 a quattro bracci.



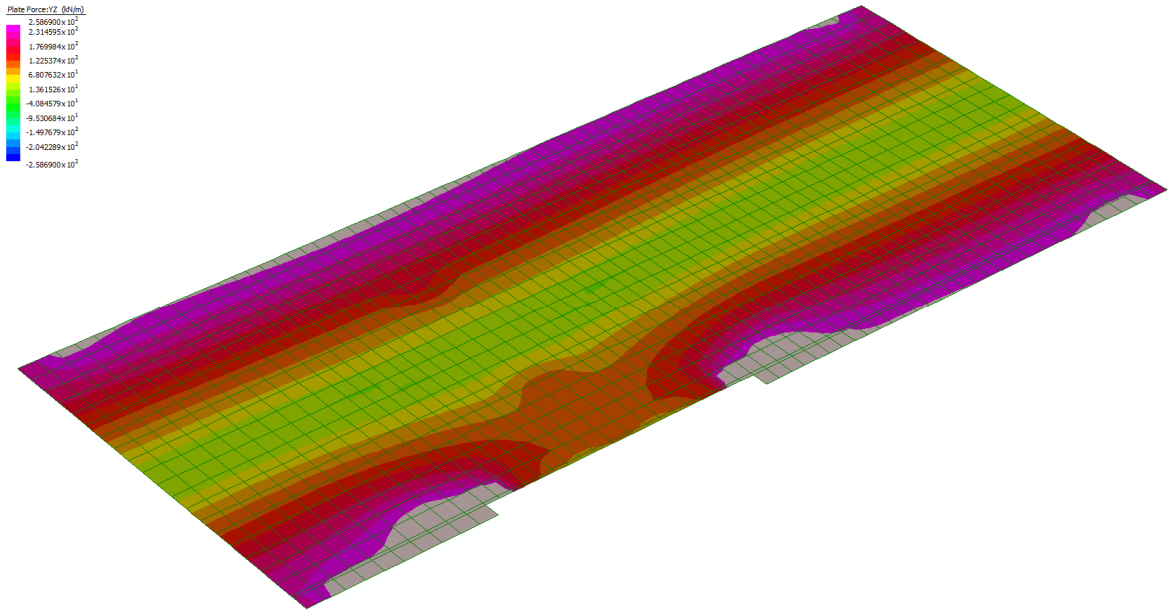
La verifica considerando l'armatura aggiuntiva a taglio è riportata nella tabella seguente, in cui è stata calcolata la resistenza al taglio di della soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	650	mm				
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm				
f_{ck}	33.20	Mpa		v_1	0.434					
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	2.500					
f_{yd}	391.30	Mpa		N_{Ed}	0	kN				
A_{sw}	314.16	mm²		σ_{cp}	0	MPa				
ϕ barre	10	mm		α_c	1	non compresse				
					1	$0 \leq \sigma cp < 0.25fcd$		0.000	4.703	
s	200	mm			1.25	$0.25fcd \leq \sigma cp \leq$		4.703	9.407	
h	700	mm			2.50	$0.5fcd < \sigma cp < fcd$		9.407	18.813	
c	50	mm			1					
α	90	°		V_{Rsd}	898.93	kN				
α	1.571			V_{Rcd}	1897.55	kN				
n° bracci	4			V_{Rd}	**898.93**	kN				
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%		

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 898.93 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo T_{Ed}= 802.59 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.
Il taglio in direzione longitudinale, sarà assorbito dalle armature tese trasversali.

				d	650	mm
R_{ck}	40	Mpa		k	1.555	
f_{ck}	33.20	Mpa		v_{min}	0.391	
f_{cd}	18.81	Mpa		b_w	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		ρ_l	0.002924	
A	1900.66	mm²		N_{Ed}	0	kN
ϕ barre	22	mm		σ_c	0.000	Mpa
n° barre	5			V_{Rd1}	258.69	kN
h	700	mm		V_{Rd2}	254.11	kN
c	50	mm		V_{Rd}	**258.69**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 258.69 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature trasversali considerate su due aree agli estremi della soletta; le due aree su cui predisporre le staffe avranno una larghezza pari a 1.20 m ed uno sviluppo longitudinale pari a tutto lo sviluppo del tratto dello scatolare studiato. Le staffe considerate saranno costituiti da ϕ14/20 a quattro bracci in direzione ortogonale alle armature trasversali.



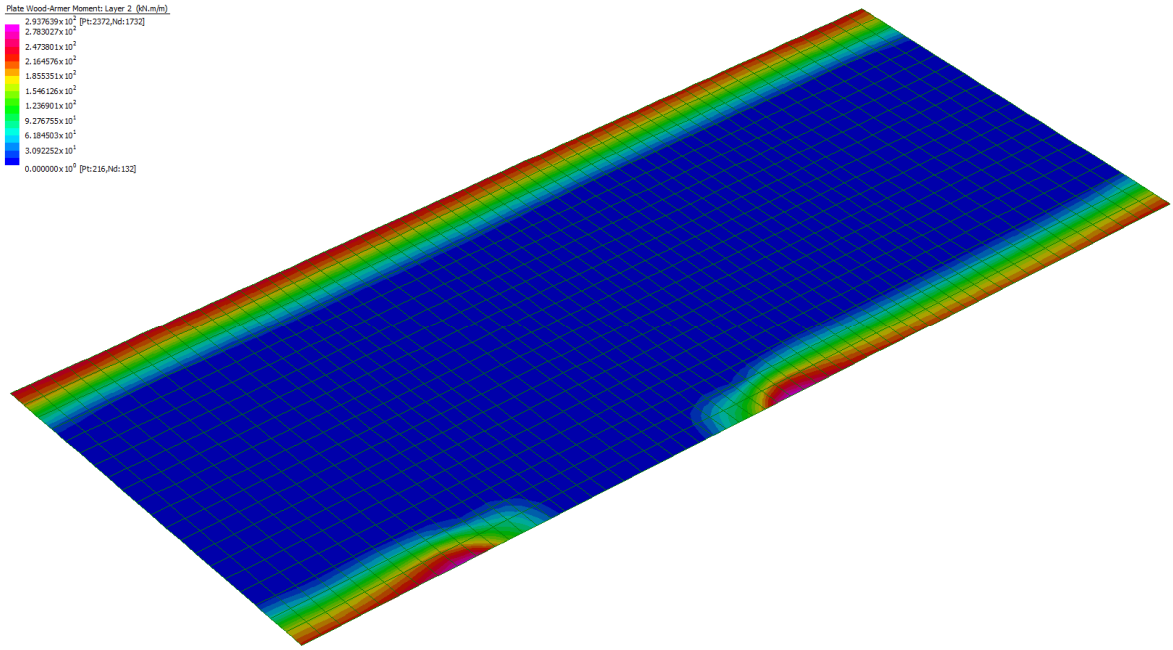
La verifica considerando l'armatura aggiuntiva a taglio è riportata nella tabella seguente, in cui è stata calcolata la resistenza al taglio di della soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	650	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa		**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.404				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	615.75	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	14	mm		**αc**	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	700	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	1693.99	kN			
α	1.571			**VRcd**	1951.61	kN			
n° bracci	4			**VRd**	**1693.99**	kN			
				VEd		kN	**VERIFICA**	0.0%	

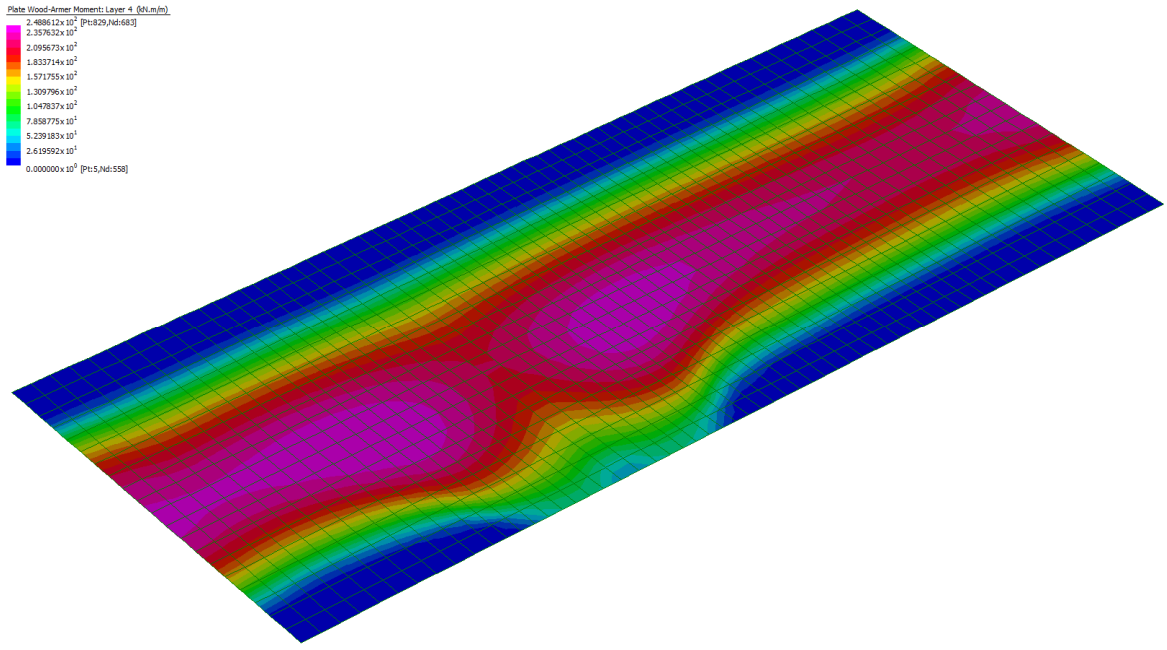
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 1693.99 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo T_{Ed}= 1566 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

4.6.2.2 Platea inferiore

- Sollecitazioni flettenti platea in direzione trasversale

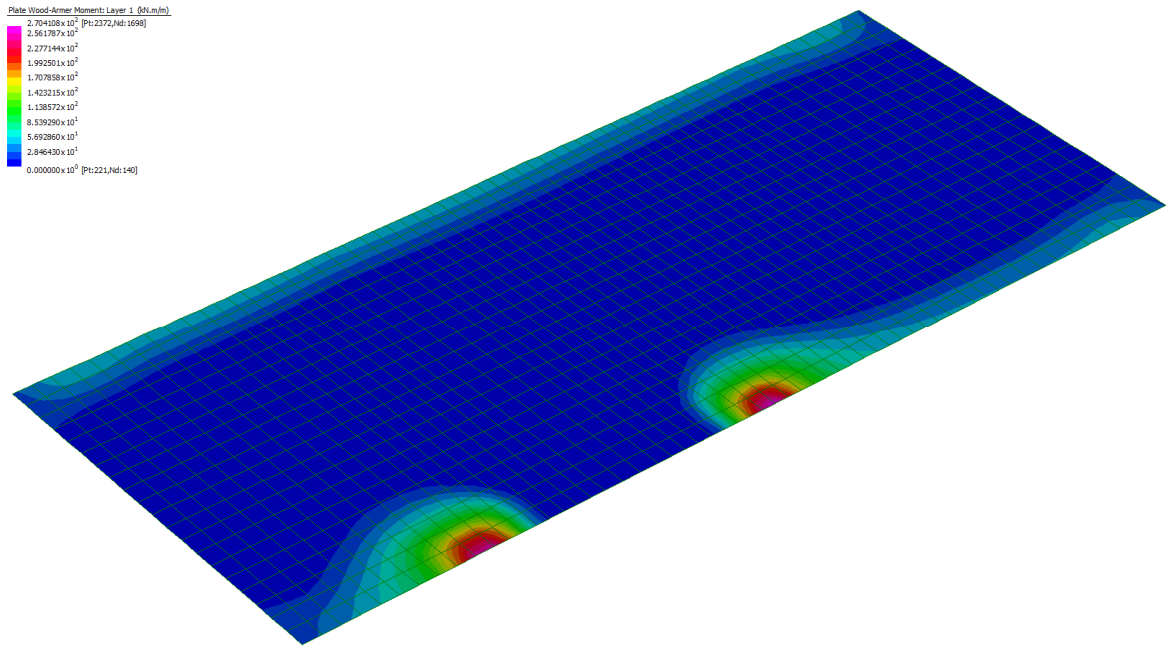


- Sollecitazioni flettenti platea in direzione trasversale

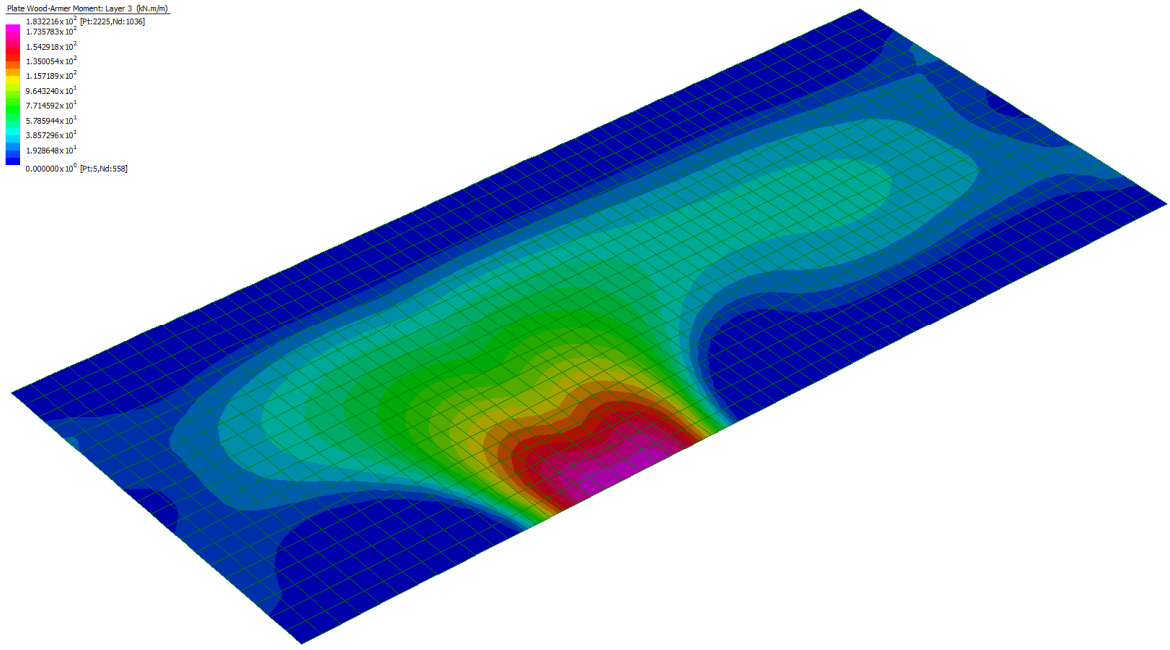


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 293.76 kNm/m.

- ***Sollecitazioni flettenti platea in direzione longitudinale***

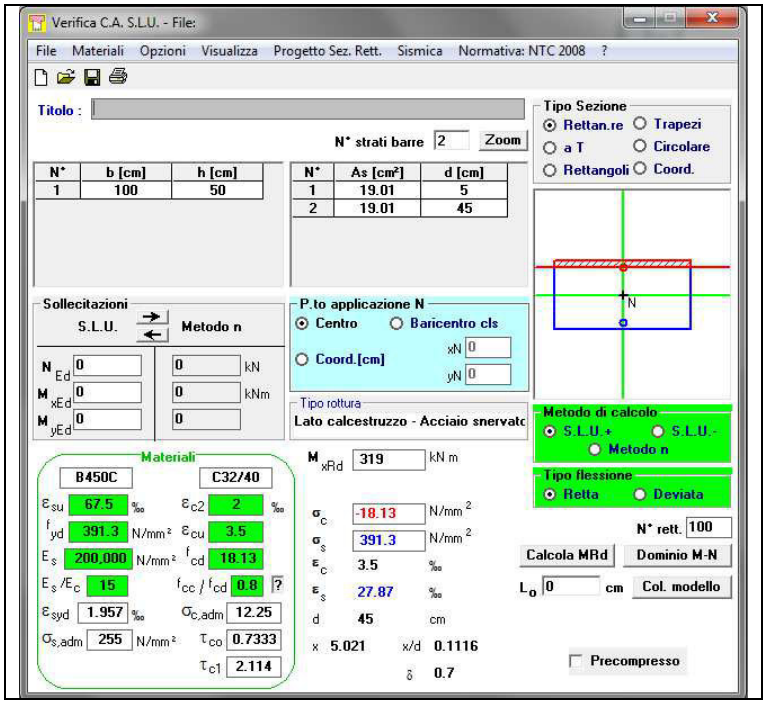


- ***Sollecitazioni flettenti platea in direzione longitudinale***



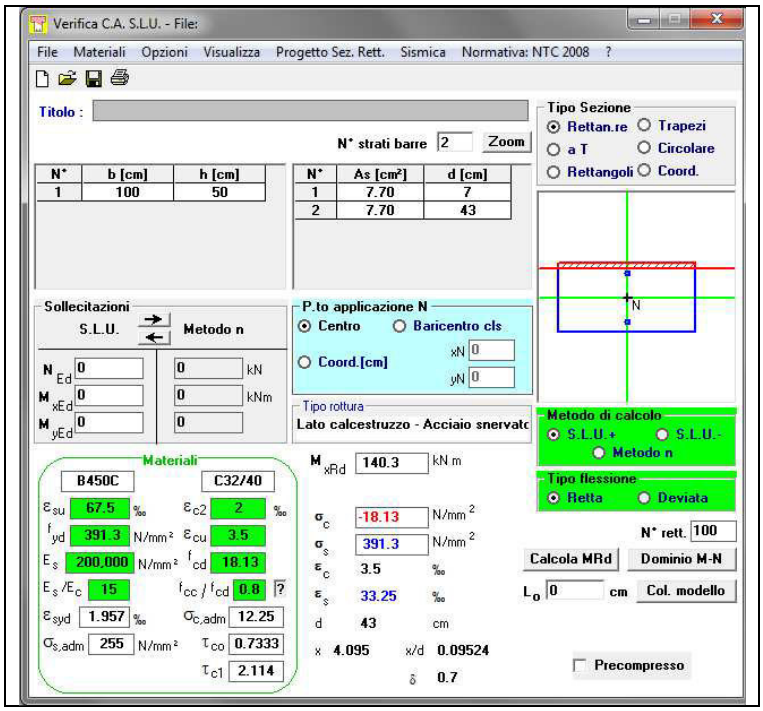
Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 270.41 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

In direzione trasversale l'armatura prevista sarà ϕ22/20 sia superiormente che inferiormente.



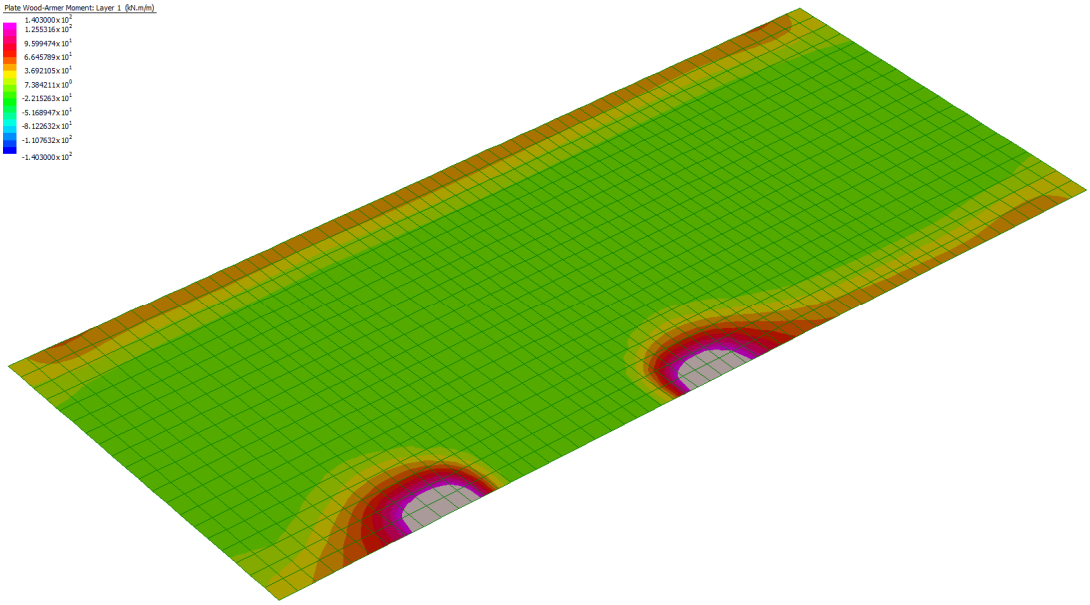
Come si può evincere dalla verifica condotta, il momento resistete della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 319 kNm/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta, essendo il momento resistente inferiore a quello sollecitante.

In direzione longitudinale l'armatura prevista sarà ϕ14/20 sia superiormente che inferiormente.

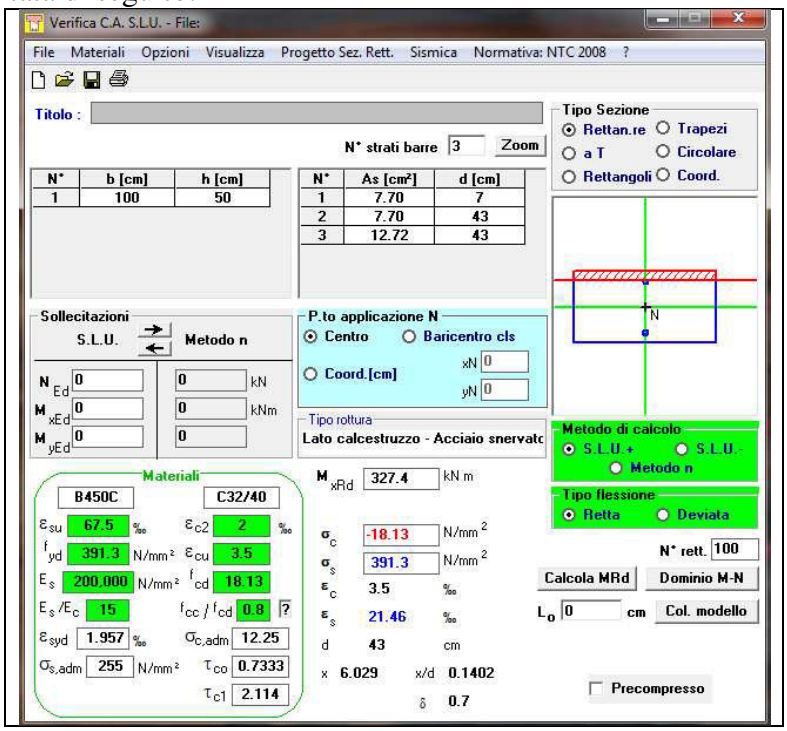


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 140.30 kN m/m, com'è possibile notare dalle mappature riportate sopra, in corrispondenza dell'intradosso della soletta il massimo momento flettente di calcolo risulta valere M_{Ed} = 270.41 kNm/m, mentre in corrispondenza dell'estradosso, il massimo momento flettente risulta M_{Ed} = 183.22 kNm/m; pertanto sarà necessario integrare

le armature previste nei punti dove il valore dei momenti sollecitanti risultano maggiori dei valori dei momenti resistenti.
Considerando l'intradosso della soletta, è necessario integrare l'armatura considerata in due tratti a cavallo dell'apertura aventi larghezza pari a 1.80 m e lunghezza pari a 2.50 m; per semplicità di esecuzione, l'armatura sarà integrata in una zona avente larghezza pari a 1.80 m e lunghezza pari a 10.00m (5.00 m a destra ed a sinistra a partire dalla mezzeria dell'apertura) così da inglobare le due zone indicate nella mappatura.

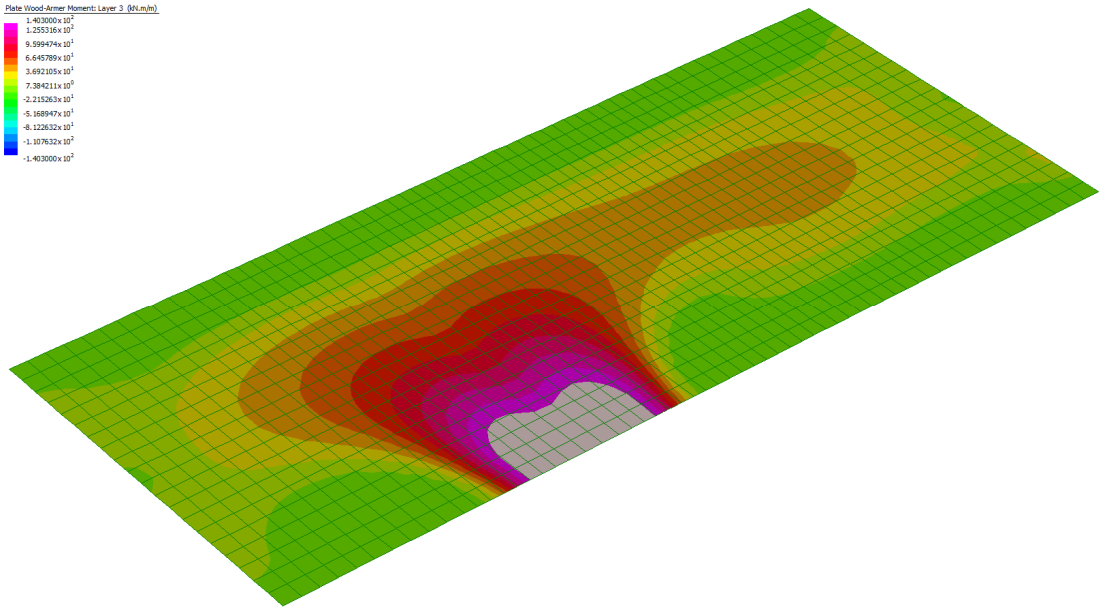


In tale area sarà predisposta un'armatura inferiore pari a ϕ14/20 + ϕ18/20, la verifica di resistenza è riportata di seguito.

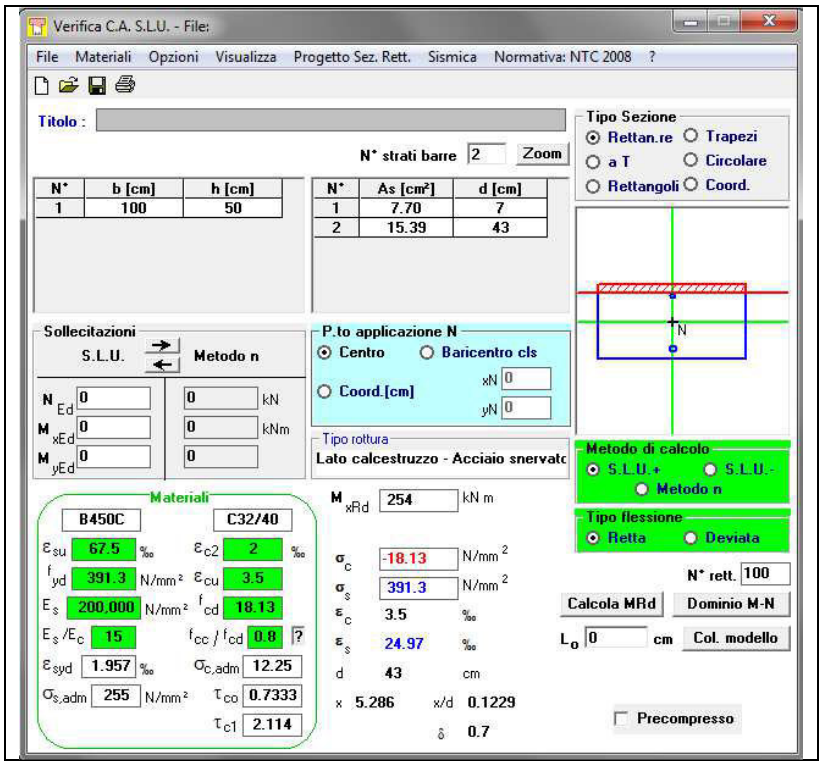


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 327.40 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Considerando l'intradosso della soletta, è necessario integrare l'armatura considerata in un tratto avente dimensioni trasversali pari a 2.50 m e sviluppo longitudinale pari a 4.50 m (2.25 m a destra ed a sinistra rispetto alla mezzeria dell'apertura), come indicato nella mappatura riportata di seguito.



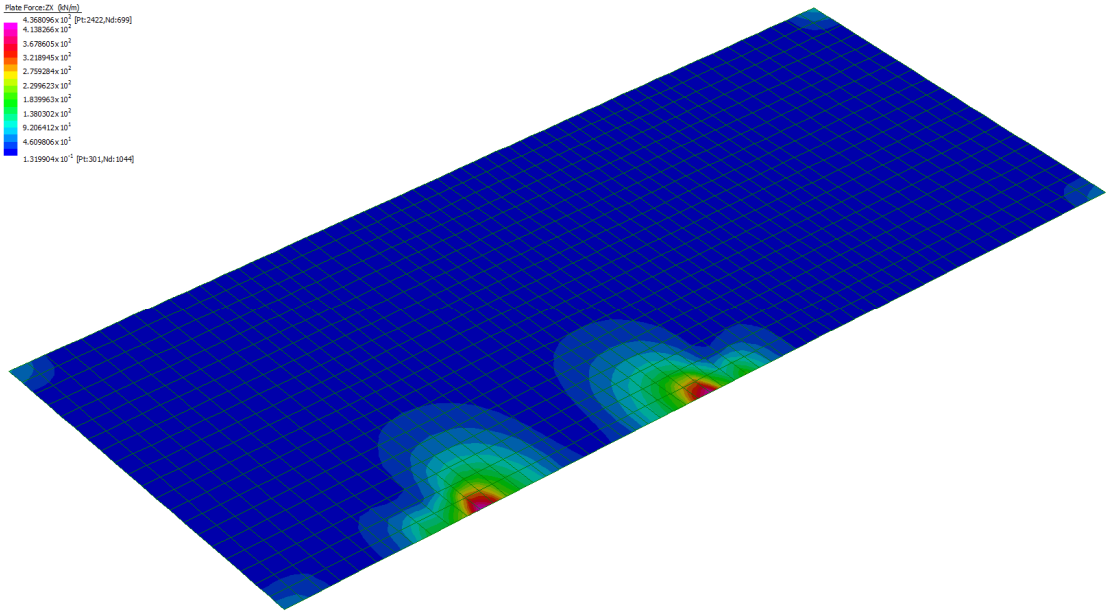
In tale area sarà predisposta un'armatura inferiore pari a ϕ14/10, la verifica di resistenza è riportata di seguito.



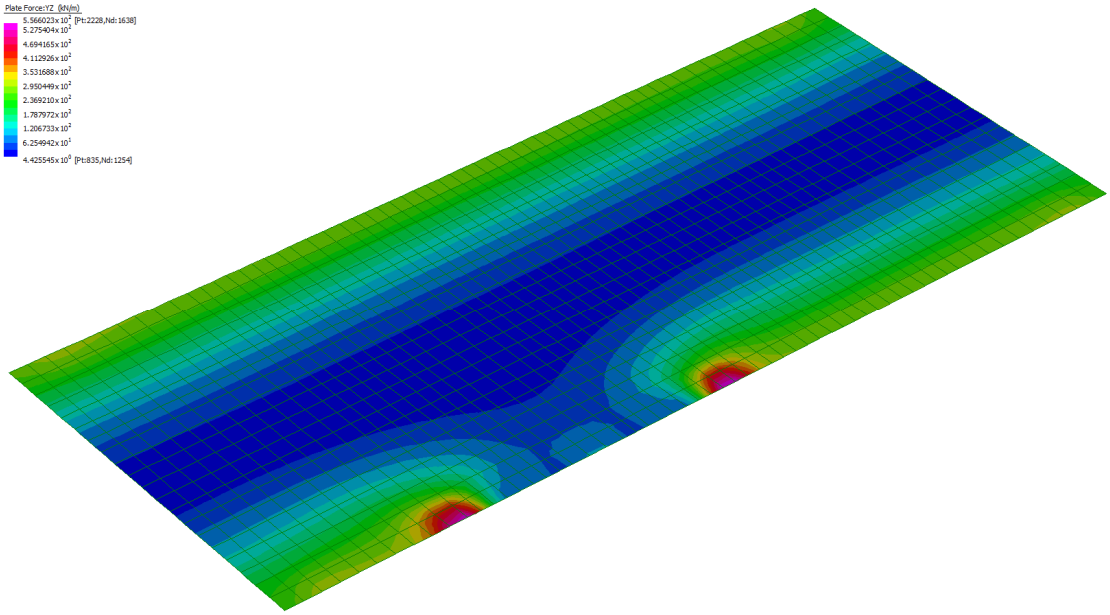
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 254.00 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti agenti sulla soletta, si riportano di seguito le mappature.

- Sollecitazioni taglianti platea in direzione trasversale



- Sollecitazioni taglianti platea in direzione longitudinale

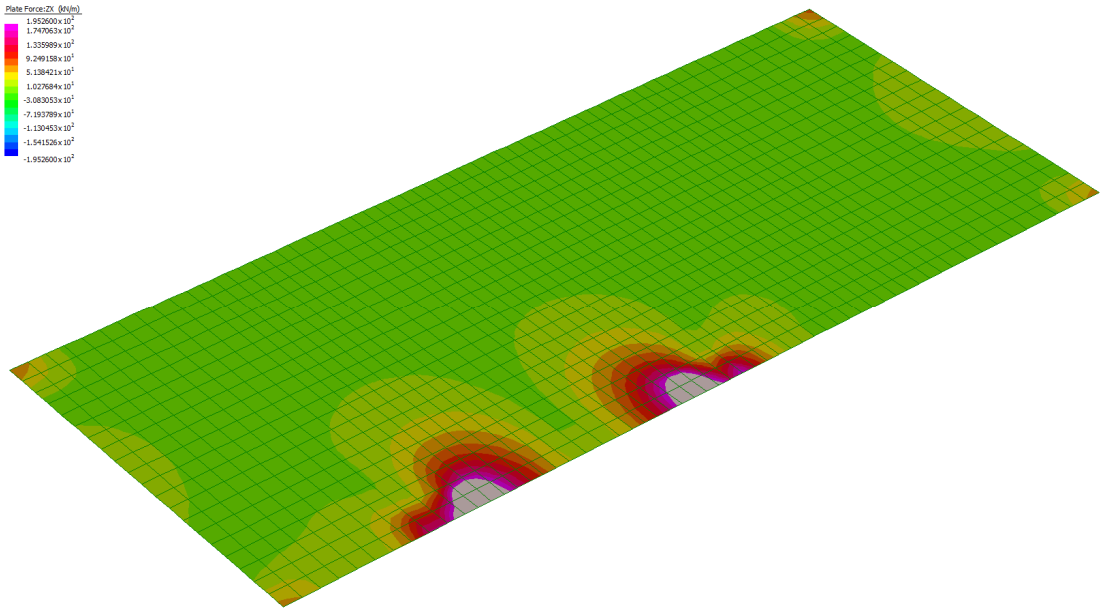


Il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione trasversale, risulta pari a T_{Ed} = 436.81 kN/m; mentre il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione longitudinale, risulta pari a T_{Ed} = 557 kN/m.
La verifica per le due direzioni considerate si eseguirà considerando le sole armature tese trasversali e longitudinali, considerando gli elementi privi di apposita armatura a taglio; nelle

zone in cui tale armatura non risultasse sufficiente, sarà integrata con apposite armature resistenti al taglio.
Le verifiche sono riportate di seguito.
Il taglio in direzione trasversale, sarà assorbito dalle armature tese longitudinali.

				d	450	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.667	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.434	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.00171	
A	769.69	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	14	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	160.57	kN
h	500	mm		**V_{Rd2}**	195.26	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**195.26**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 195.26 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature longitudinali su due aree a cavallo dell'apertura; la singola area all'interno della quale predisporre le staffe avrà una larghezza pari a 1.00 m ed uno sviluppo longitudinale pari a 2.00 m (1.00 a destra ed a sinistra rispetto allo spigolo dell'apertura). Le staffe considerate saranno costituite da ϕ10/20 a quattro bracci che risulteranno perpendicolari alle armature longitudinali.



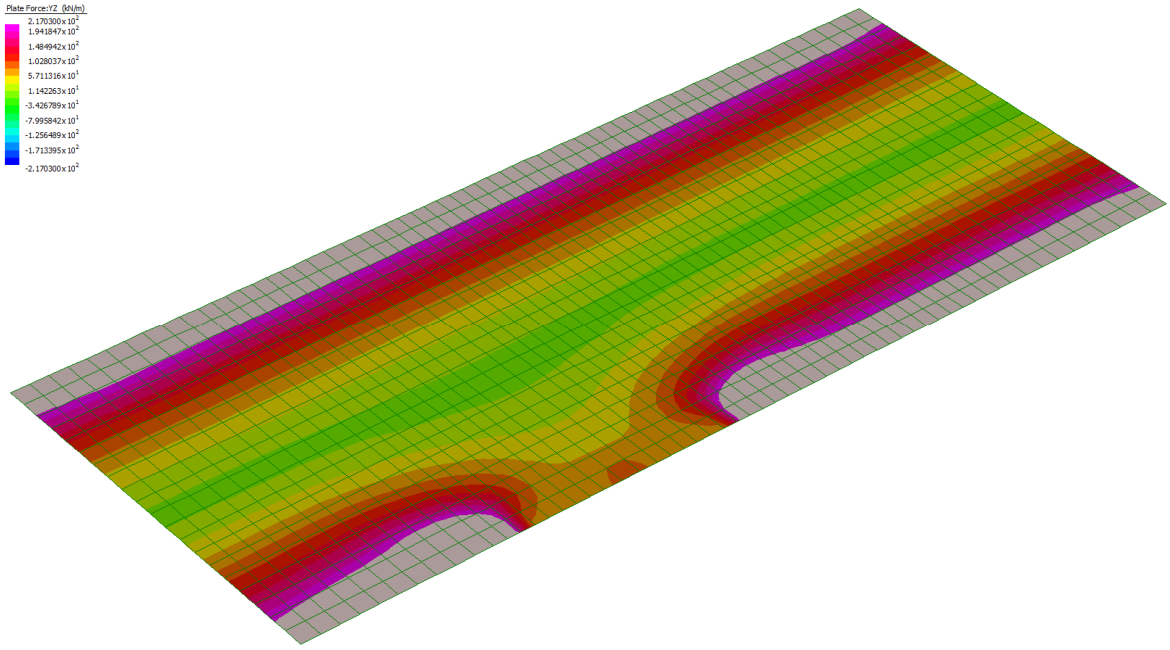
La verifica considerando l'armatura aggiuntiva a taglio è riportata nella tabella seguente, in cui è stata calcolata la resistenza al taglio della platea dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	450	mm			
R_{ck}	40	Mpa		**b_w**	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_1**	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
f_{yd}	391.30	Mpa		**N_{Ed}**	0	kN			
A_{sw}	314.16	mm²		**σ_{cp}**	0	MPa			
ϕ barre	10	mm			1	non compresse			
					1	$0 \le \sigma cp < 0.25fcd$		0.000	4.703
s	200	mm		**α_c**	1.25	$0.25fcd \le \sigma cp \le$		4.703	9.407
h	500	mm			2.50	$0.5fcd < \sigma cp < fcd$		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**V_{Rsd}**	622.34	kN			
α	1.571			**V_{Rcd}**	1313.69	kN			
n° bracci	4			**V_{Rd}**	**622.34**	kN			
				V_{Ed}		kN	**VERIFICA**	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 622.34 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo T_{Ed}= 436.81 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.
Il taglio in direzione longitudinale, sarà assorbito dalle armature tese trasversali.

				d	450	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.667	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.434	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.004224	
A	1900.66	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	22	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	217.03	kN
h	500	mm		**V_{Rd2}**	195.26	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**217.03**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 217.03 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature trasversali considerate su due aree situate agli estremi della platea; le due aree su cui predisporre le staffe avranno una larghezza pari a 1.60 m ed uno sviluppo longitudinale pari a tutto lo sviluppo del tratto dello scatolare studiato, a meno del tratto in cui risulta presente l'apertura. Le staffe considerate saranno costituiti da ϕ10/20 a quattro bracci ,disposte in direzione ortogonale alle armature trasversali.



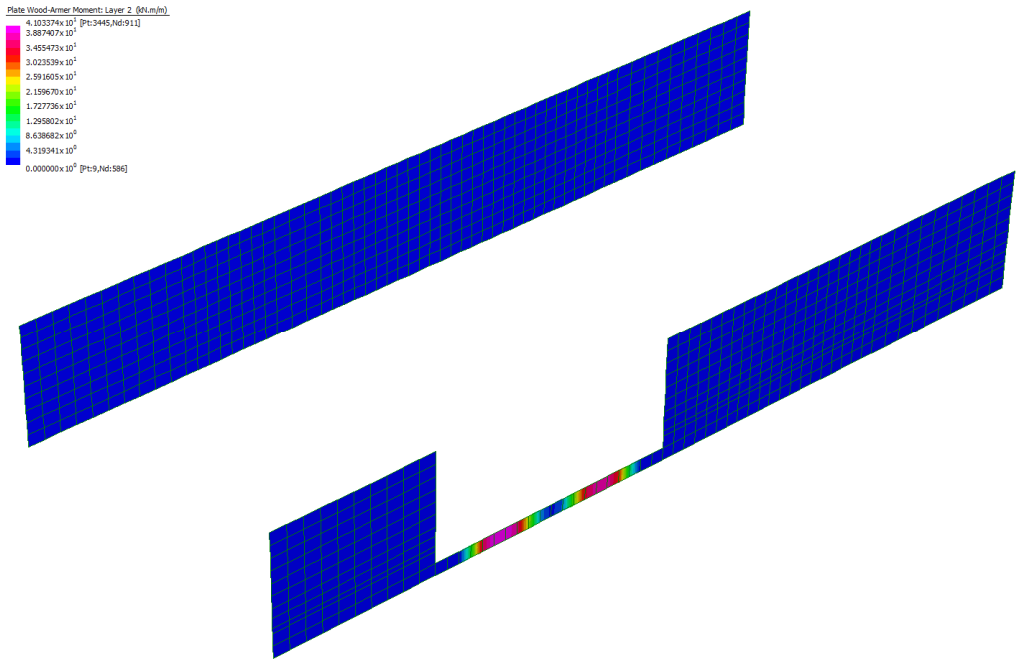
La verifica considerando l'armatura aggiuntiva a taglio è riportata nella tabella seguente, in cui è stata calcolata la resistenza al taglio di della platea dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	450	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa		**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	314.16	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	10	mm		**αc**	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	500	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	622.34	kN			
α	1.571			**VRcd**	1313.69	kN			
n° bracci	4			**VRd**	**622.34**	kN			
				VEd		kN	**VERIFICA**	0.0%	

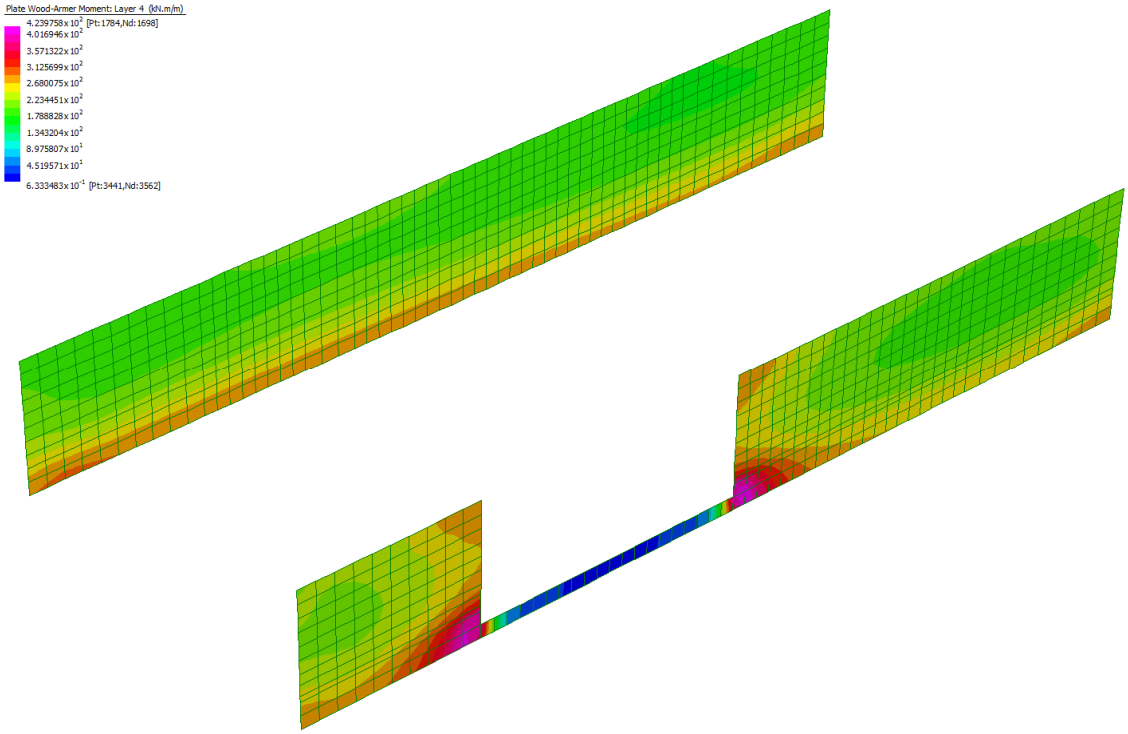
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 622.34 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo T_{Ed} = 557 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

4.6.2.3 Pareti laterali

- Sollecitazioni flettenti pareti in direzione verticale

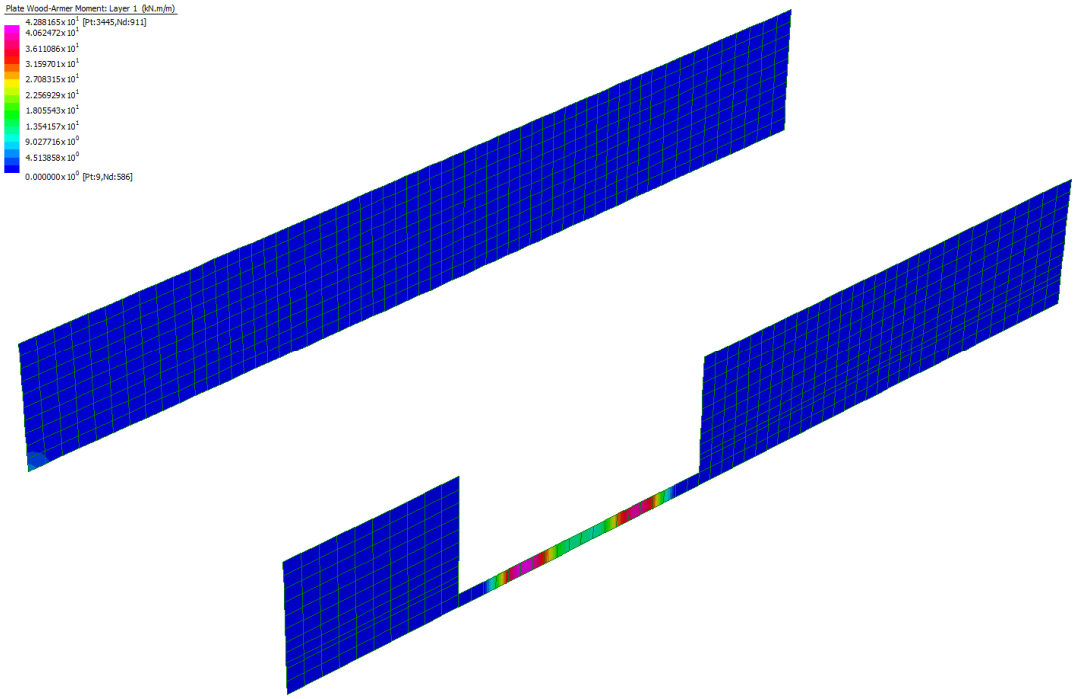


- Sollecitazioni flettenti parteti in direzione verticale

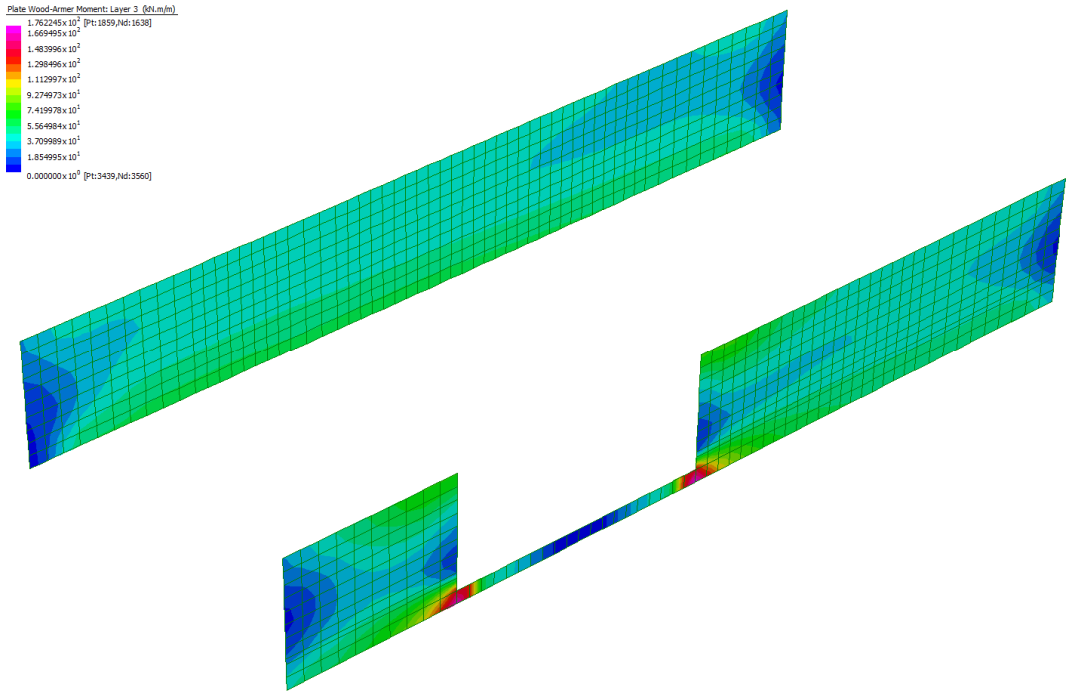


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 423.98 kNm/m.

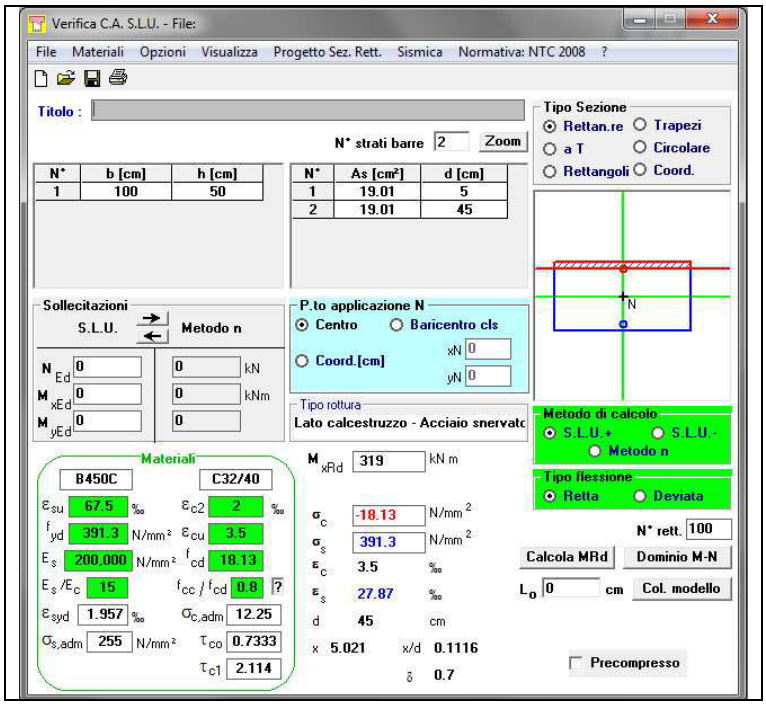
- ***Sollecitazioni flettenti pareti in direzione orizzontale***



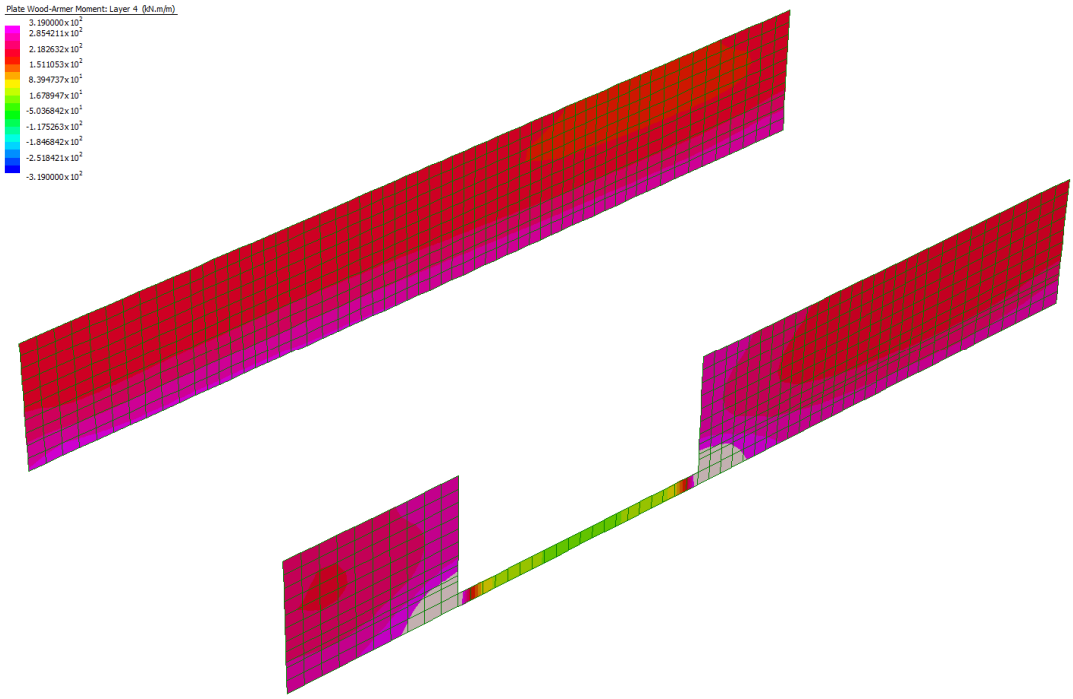
- ***Sollecitazioni flettenti pareti in direzione orizzontale***



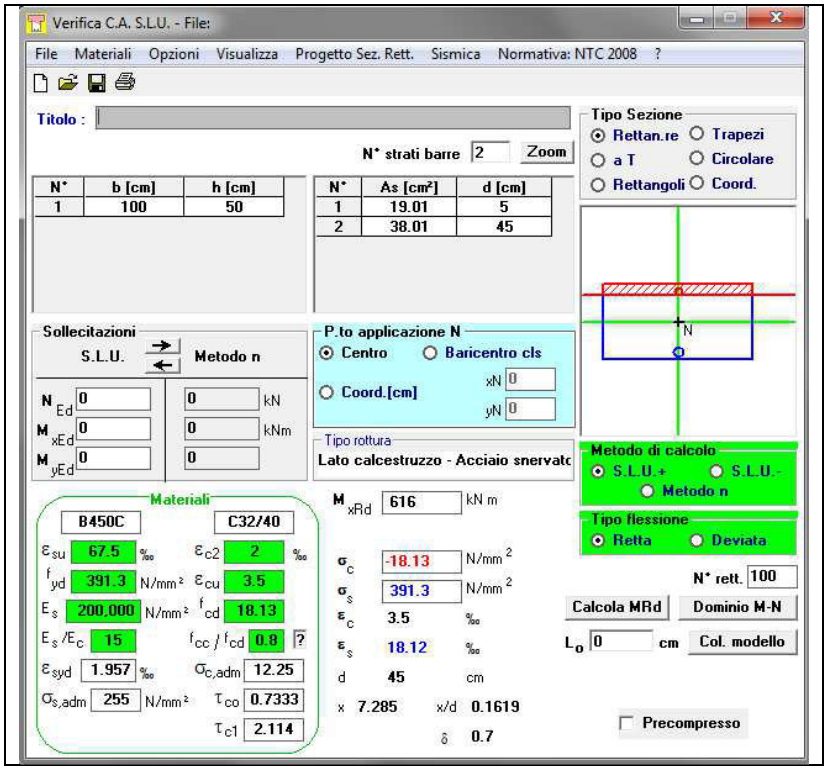
Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 176.22 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.
In direzione verticale l'armatura prevista sarà ϕ22/20 sia internamente che esternamente.



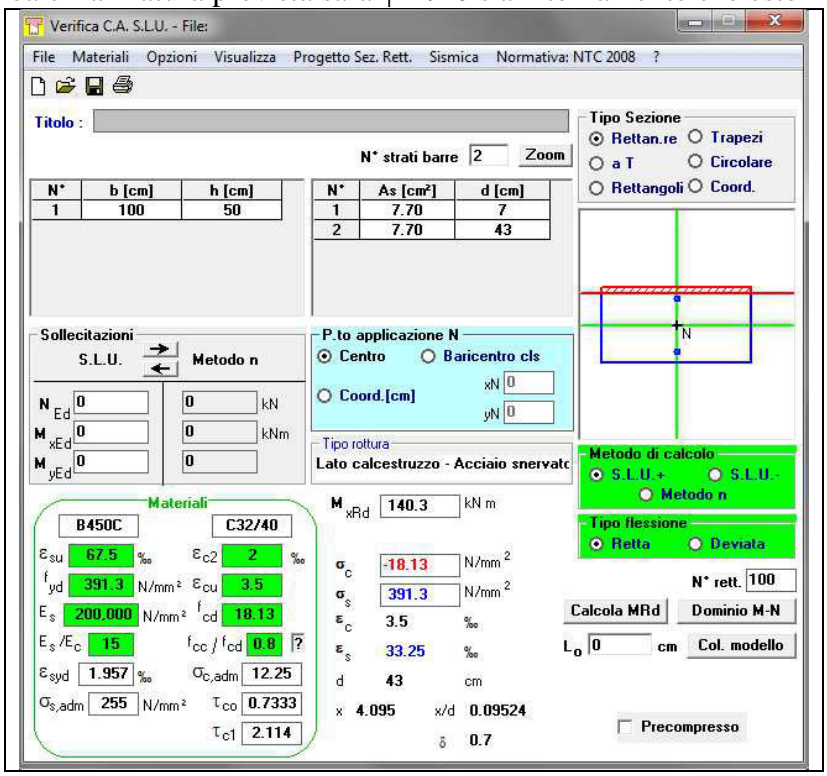
Come si può evincere dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 319 kN m/m, valore inferiore rispetto al momento flettente di calcolo, pertanto sarà necessario integrare le armature laddove l'azione di calcolo risulterà maggiore rispetto al valore del momento resistente; dalla mappatura riportata di seguito sarà possibile individuare le zone in cui l'armatura andrà integrata.



L'integrazione dell'armatura sarà necessaria in due zone ai lati dell'apertura dell'ampiezza pari a 2.00 m, in cui verrà predisposta un'armatura pari a ϕ22/10.

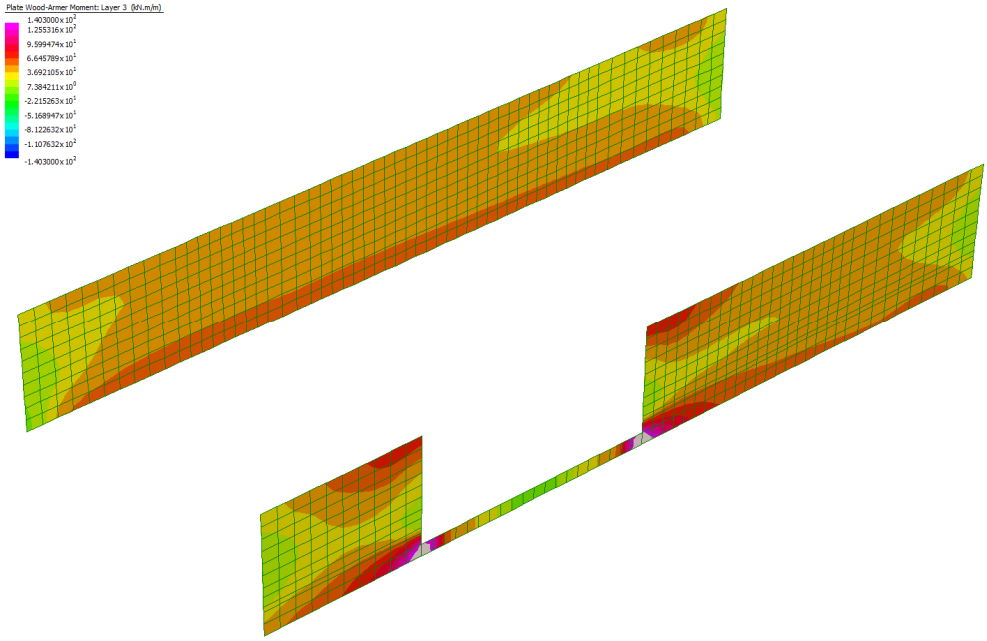


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 616.00 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.
In direzione verticale l'armatura prevista sarà ϕ14/20 sia internamente che esternamente.

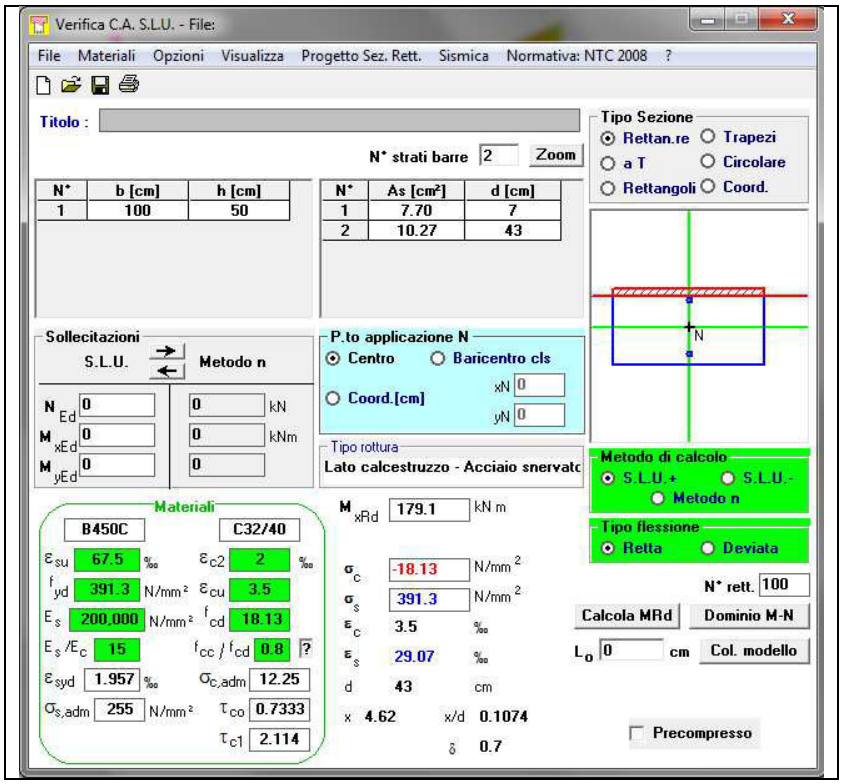


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 140.30 kN m/m, valore inferiore rispetto al momento

flettente di calcolo, che risulta valere M_{Ed} = 176.22 kNm/m; pertanto sarà necessario integrare le armature previste in due zone ai lati dell'apertura nella parte inferiore in cui è presente uno scalino, come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito.



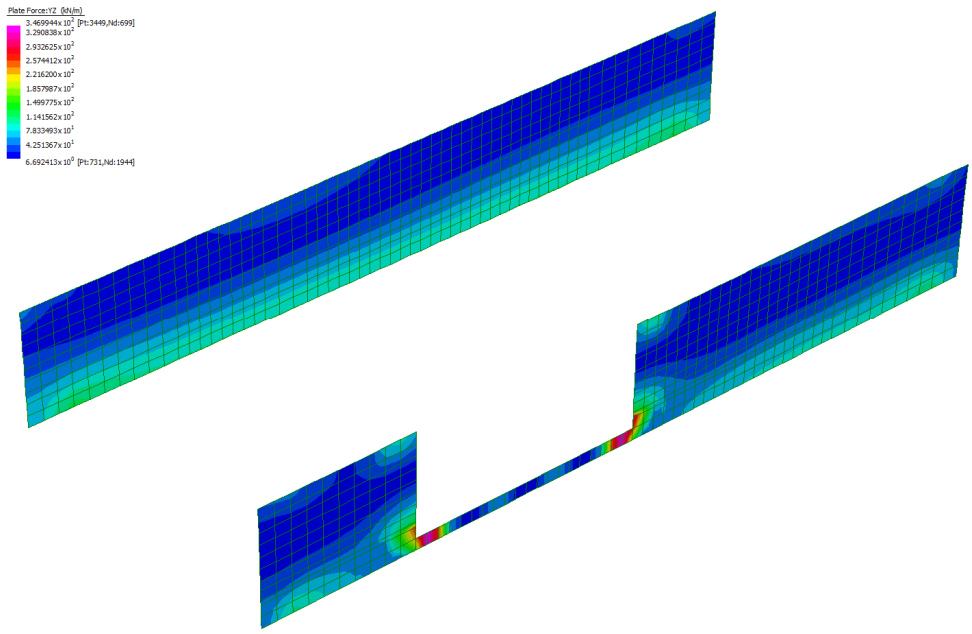
In tale area sarà predisposta un'armatura orizzontale pari a ϕ14/15, la verifica di resistenza è riportata di seguito.



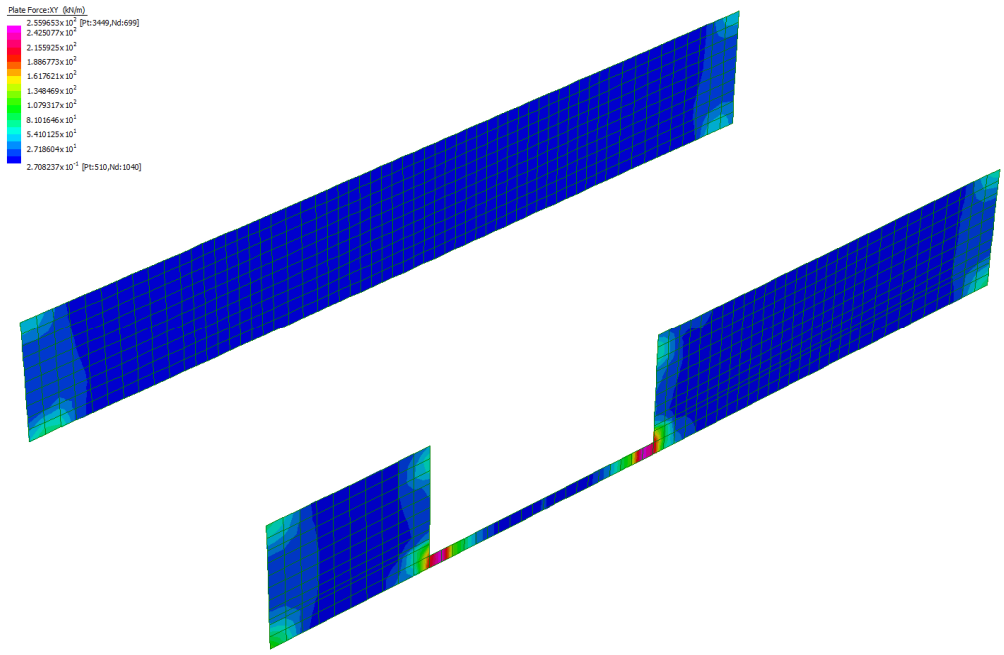
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 179.10 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti agenti sulla soletta, si riportano di seguito le mappature.

- Sollecitazioni taglianti pareti in direzione orizzontale



- Sollecitazioni taglianti pareti in direzione verticale

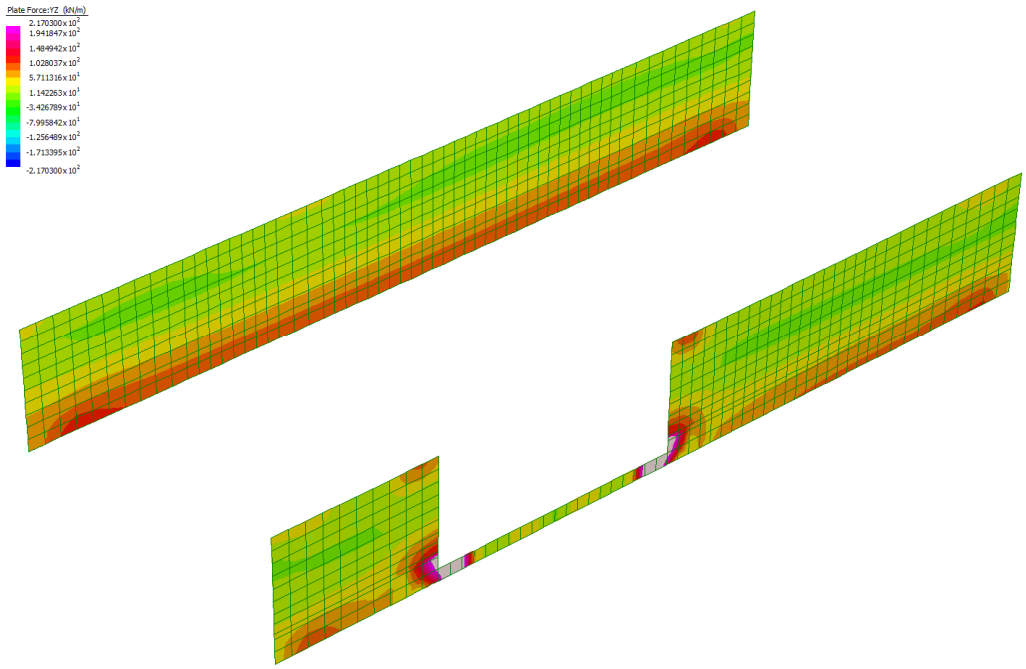


Il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione orizzontale, risulta pari a T_{Ed} = 346.99 kN/m; mentre il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione verticale, risulta pari a T_{Ed} = 255.97 kN/m.
La verifica per le due direzioni considerate si eseguirà considerando le sole armature tese verticali e orizzontali, considerando gli elementi privi di apposita armatura a taglio; nelle

zone in cui tale armatura non risultasse sufficiente, sarà integrata con apposite armature resistenti al taglio.
Le verifiche sono riportate di seguito.
Il taglio in direzione orizzontale, sarà assorbito dalle armature tese verticali.

				d	450	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.667	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.434	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.004224	
A	1900.66	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	22	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	217.03	kN
h	500	mm		**V_{Rd2}**	195.26	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**217.03**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 217.03 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature verticali su due aree ai lati dell'apertura ed in corrispondenza dello scalino per un tratto dall'apertura di 0.90 m, all'esterno sulla parete andranno predisposte delle staffe ai lati dell'apertura su un'area avente dimensioni pari a 1.00 m di larghezza per 1.00 m di altezza, partendo dal fondo dello scatolare. Le staffe considerate saranno costituite da ϕ10/20 a quattro bracci che risulteranno perpendicolari alle armature verticali.



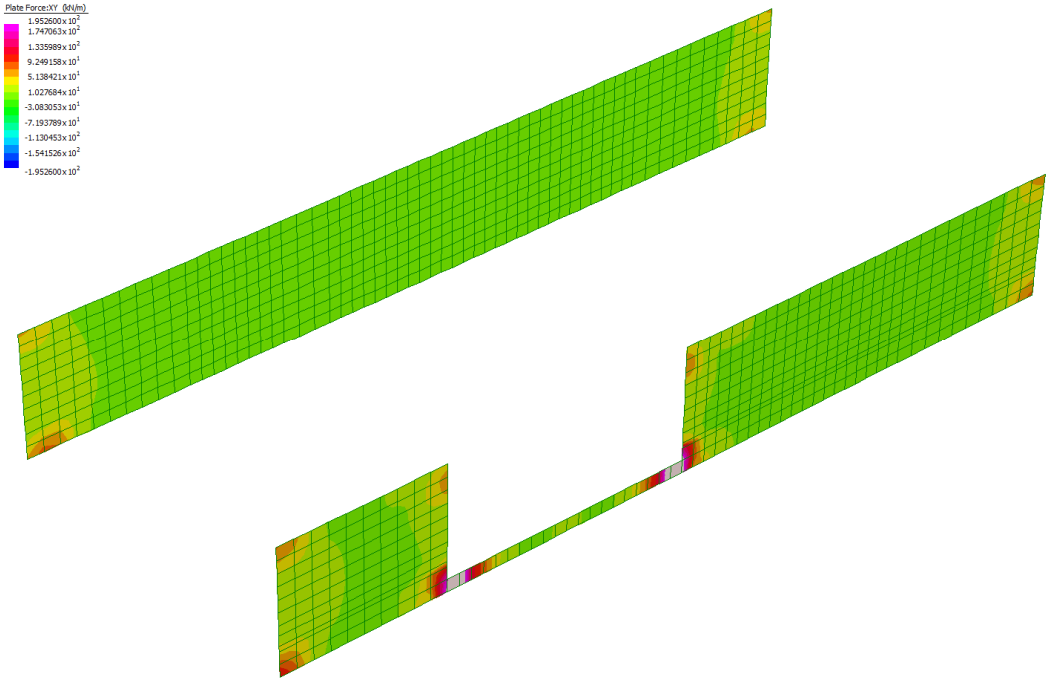
La verifica dell'armatura prevista è riportata nella tabella seguente.

				d	450	mm			
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		v_1	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	2.500				
f_{yd}	391.30	Mpa		N_{Ed}	0	kN			
A_{sw}	314.16	mm²		σ_{cp}	0	MPa			
ϕ barre	10	mm		α_c	1	non compresse			
					1	$0 \le \sigma cp < 0.25fcd$		0.000	4.703
s	200	mm			1.25	$0.25fcd \le \sigma cp \le$		4.703	9.407
h	500	mm			2.50	$0.5fcd < \sigma cp < fcd$		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		V_{Rsd}	622.34	kN			
α	1.571			V_{Rcd}	1313.69	kN			
n° bracci	4			V_{Rd}	**622.34**	kN			
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 622.34 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo T_{Ed} = 346.99 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.
Il taglio in direzione verticale, sarà assorbito dalle armature tese orizzontali .

				d	450	mm
R_{ck}	40	Mpa		k	1.667	
f_{ck}	33.20	Mpa		v_{min}	0.434	
f_{cd}	18.81	Mpa		b_w	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		ρ_l	0.00171	
A	769.69	mm²		N_{Ed}	0	kN
ϕ barre	14	mm		σ_c	0.000	Mpa
n° barre	5			V_{Rd1}	160.57	kN
h	500	mm		V_{Rd2}	195.26	kN
c	50	mm		V_{Rd}	**195.26**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 195.26 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre un'idonea staffatura ortogonale alle armature orizzontali considerate su due aree situate sullo scalino inferiore per un tratto pari a 0.60 m dagli spigoli dell'apertura. Le staffe considerate saranno costituiti da ϕ8/20 a quattro bracci ,disposte in direzione ortogonale alle armature orizzontali.



La verifica considerando l'armatura aggiuntiva a taglio è riportata nella tabella seguente.

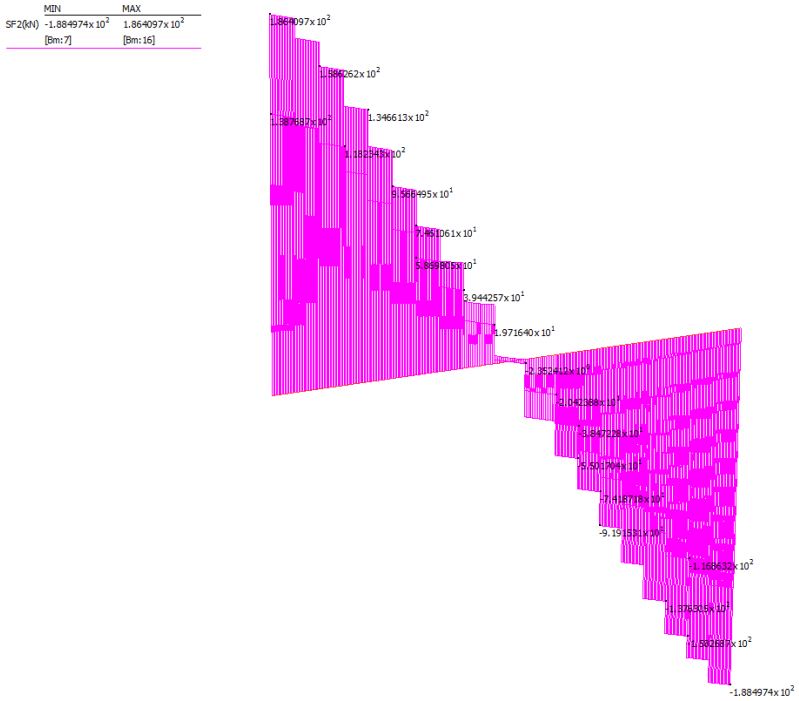
				d	450	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa		**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	201.06	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	8	mm		**αc**	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	500	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	398.29	kN			
α	1.571			**VRcd**	1313.69	kN			
n° bracci	4			**VRd**	**398.29**	kN			
				VEd		kN	**VERIFICA**	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a Trd = 398.29 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo TEd = 255.97 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

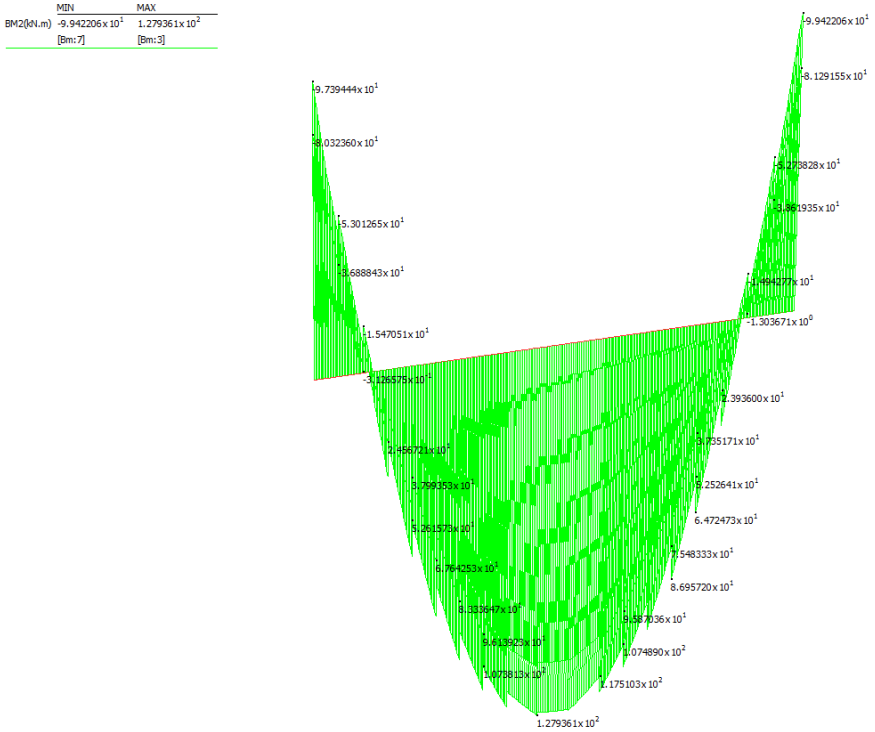
4.6.2.4 Trave laterale

Per la trave laterale si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente sia per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

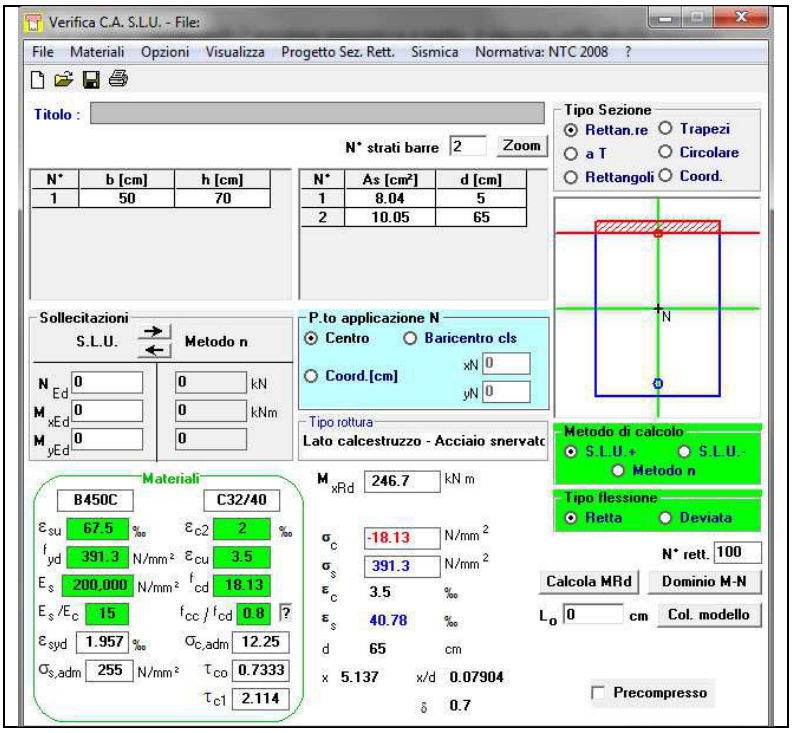
- Sollecitazioni taglianti trave laterale soletta



- Sollecitazioni flettenti trave laterale soletta



La trave presenta una larghezza pari a 50 cm e un'altezza pari a 70 cm.
Il massimo momento flettente agente sulla trave, risulta pari a M_{Ed} = 127.94 kNm;
la massima azione tagliante agente sulla trave, risulta pari a T_{Ed} = 188.50 kN; di seguito si riporta l'esito delle verifiche condotte.



Le armature longitudinali della trave considerata, risultano:

- 4 ϕ16 sopra;
- 5 ϕ16 sotto;

per quanto riguarda le armature di parete, si predisporranno 2 ϕ16 su entrambi i lati.
Il momento resistente relativo a tali armature sarà pari a Mrd = 246.7 kN m.
Per le armature resistenti al taglio saranno utilizzate staffe a due braccia ϕ12/20

				d	650	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	500	mm			
fck	33.20	Mpa		**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	157.08	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	10	mm		**αc**	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd	0.000	4.703	
s	200	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤	4.703	9.407	
h	700	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd	9.407	18.813	
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	449.46	kN			
α	1.571			**VRcd**	948.78	kN			
n° bracci	2			**VRd**	**449.46**	kN			
				VEd	188.5	kN	VERIFICA	41.9%	

Le verifiche risultano soddisfatte

4.6.3 **Verifiche allo SLE**

La verifica alla fessurazione del calcestruzzo, è stata condotta utilizzando il metodo senza calcolo diretto secondo quanto riportato nella tabella C 4.1 II e C 4.2 III nel *DM 14 gennaio 2008 e nella Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.*
In pratica tale verifica consiste nel controllare la tensione sulle barre di Armatura per la combinazione SLE.
Se le tensioni risultano inferiori a quanto prescritto sulle tabelle citate per i diametri delle barre considerate e per i relativi interassi adottati, la verifica alla fessurazione può ritenersi soddisfatta.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

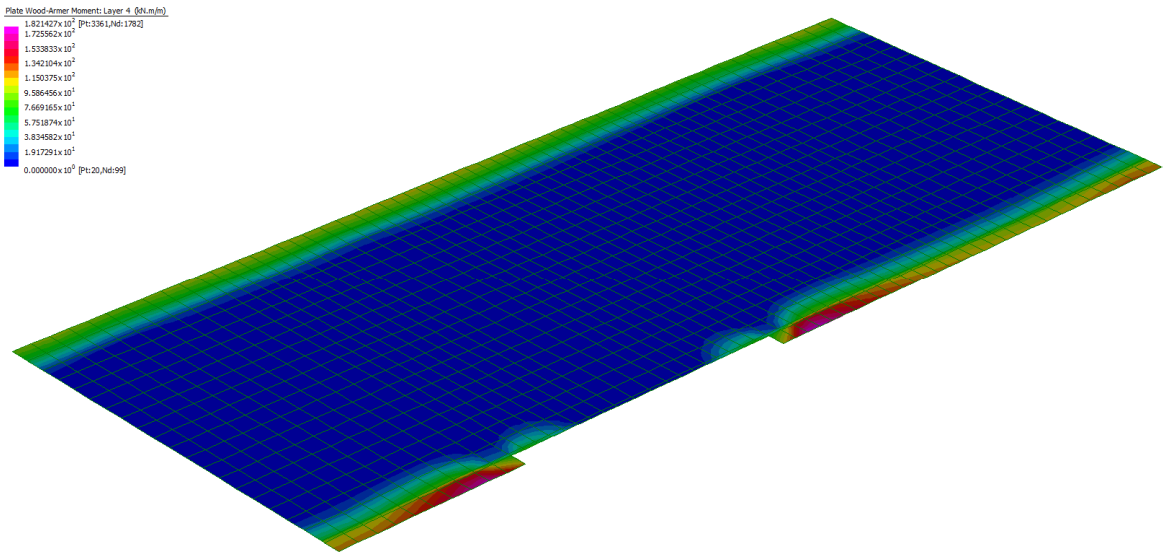
Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Con il valore del momento si determina la tensione sulle barre di armatura, il cui calcolo è riportato nell'immagine sotto, utilizzando il software di calcolo "Verifica C.A. S.L.U.".
In funzione della classe di esposizione del calcestruzzo XC4 le condizioni ambientali risultano ordinarie, per armatura poco sensibile, si considera un ampiezza di apertura delle fessure pari a w_2.

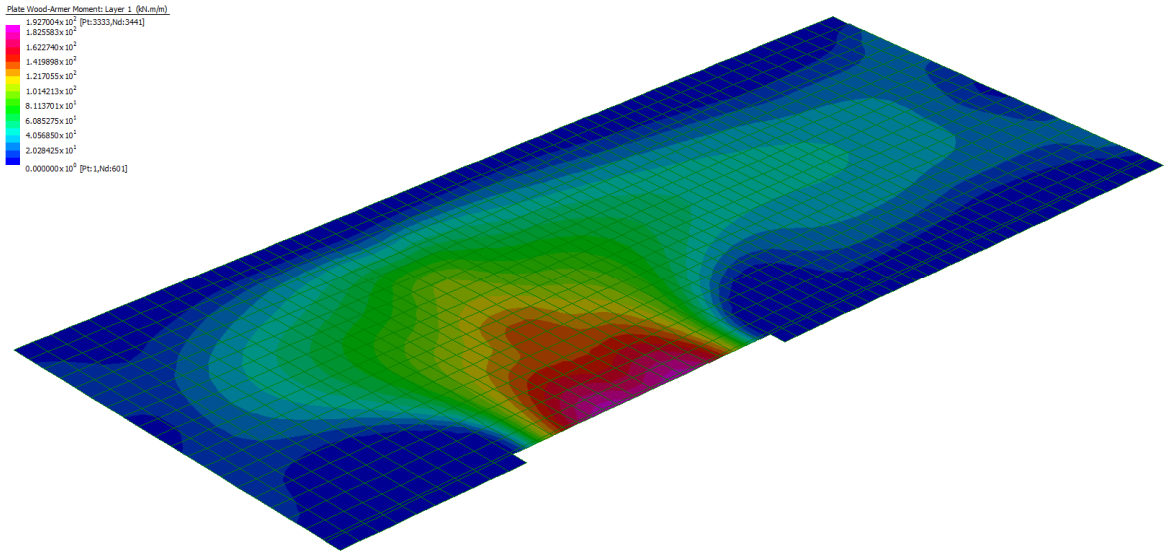
4.6.3.1 Soletta superiore

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale



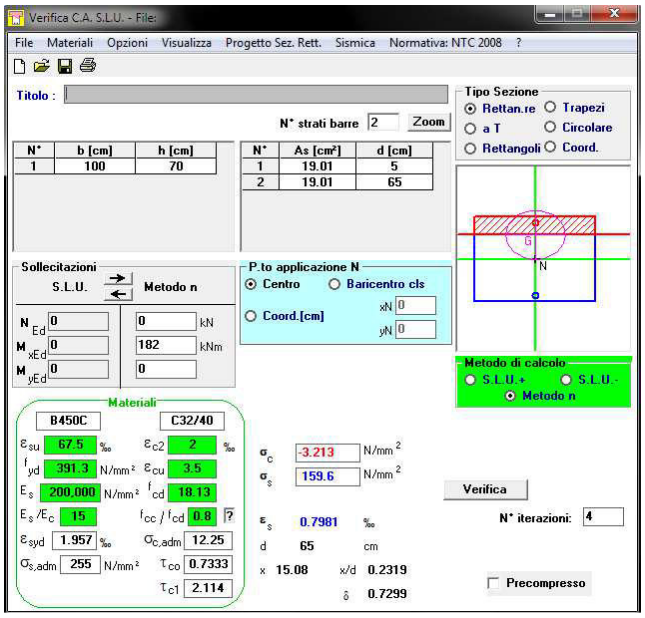
Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 182 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale

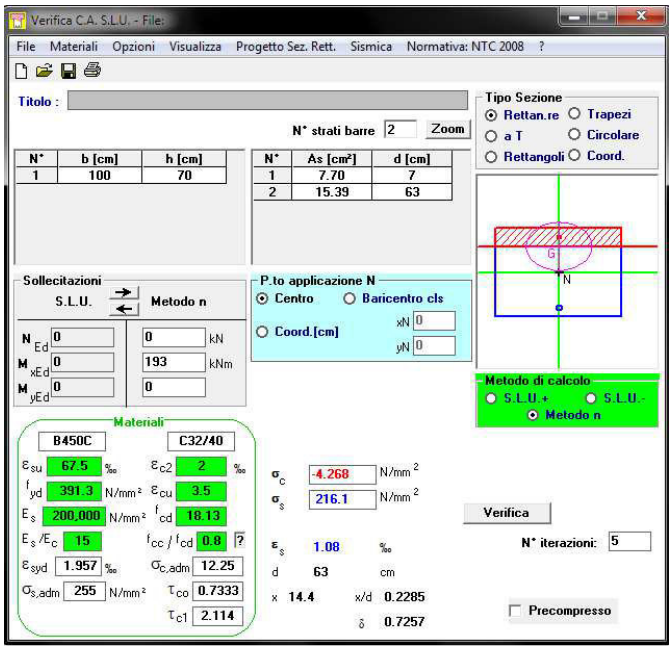


Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 193 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

Per la direzione trasversale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 22/20 sopra e sotto.
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



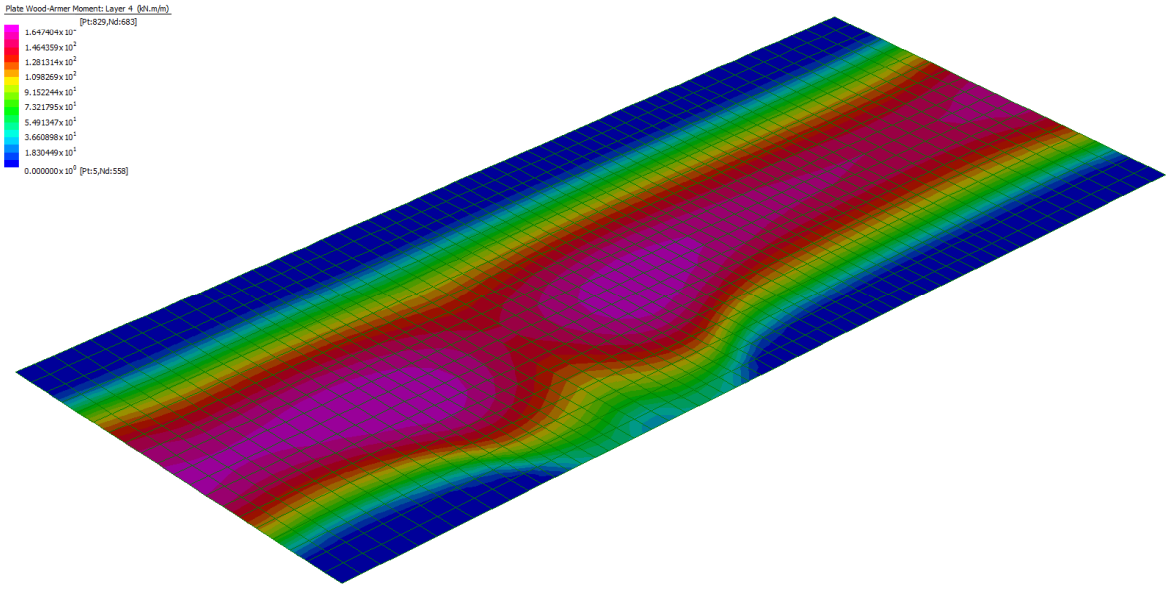
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.
per la direzione longitudinale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 14/20 sopra e ϕ 14/10 sotto.
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 260 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

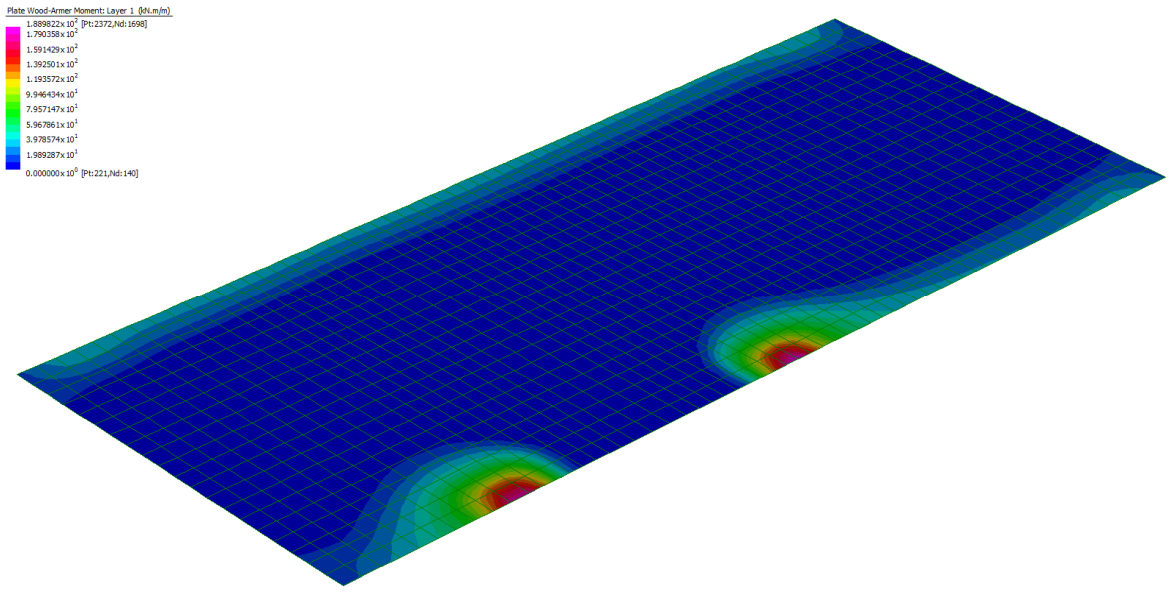
4.6.3.2 Platea inferiore

- Sollecitazioni flettenti platea in direzione trasversale



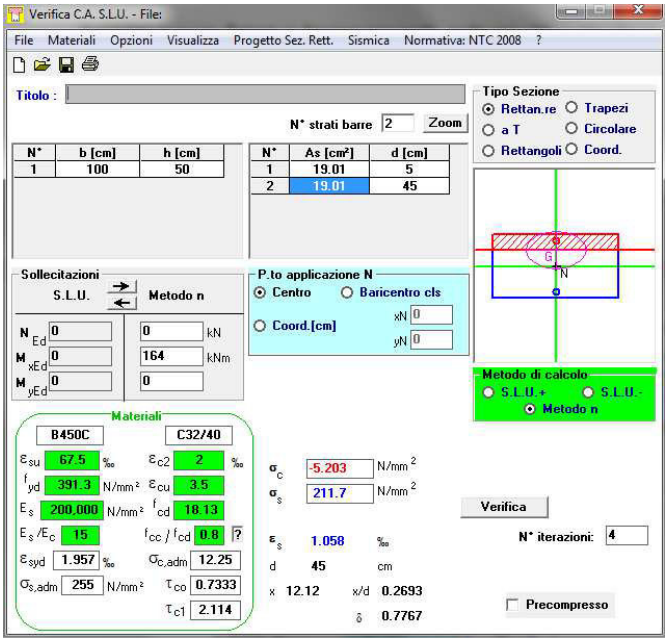
Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 164 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti platea in direzione longitudinale

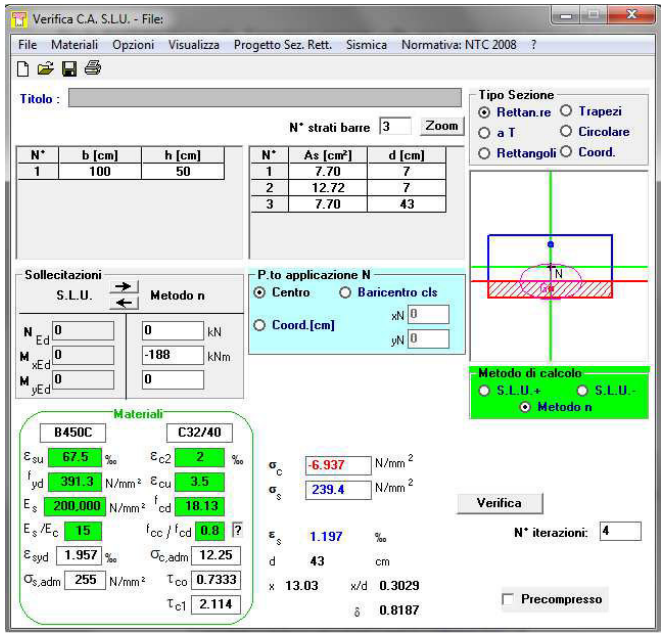


Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 188 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

Per la direzione trasversale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 22/20 sopra e ϕ22/20 sotto.
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



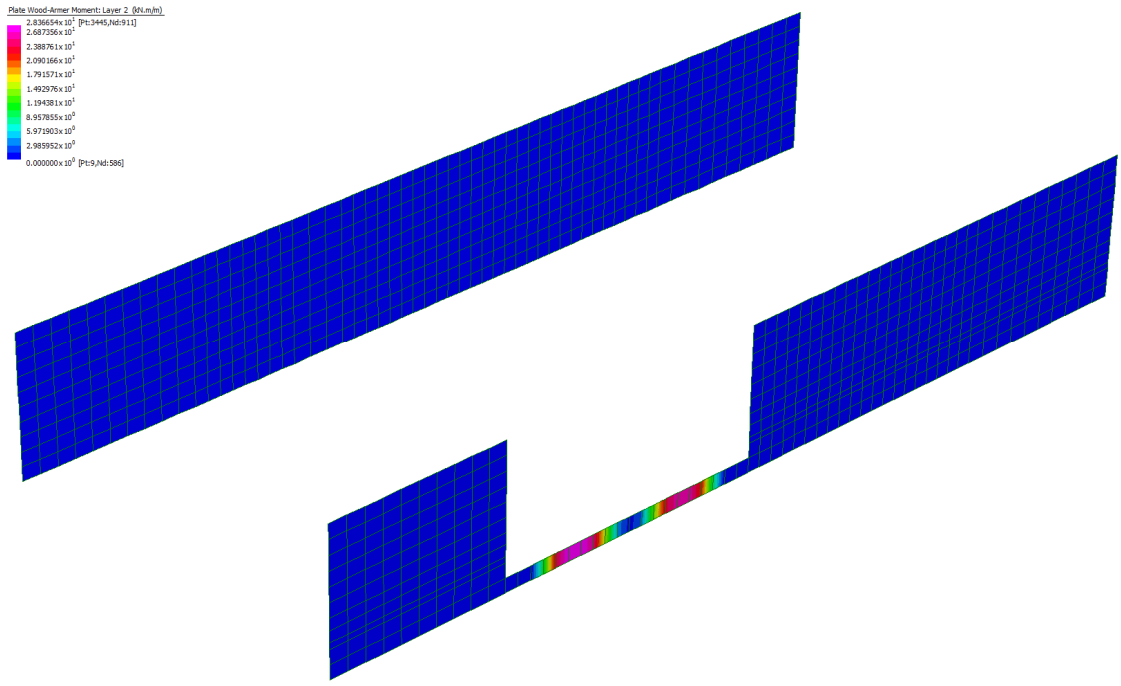
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.
per la direzione longitudinale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 14/20 e ϕ 18/20 sopra e ϕ14/20 sotto.
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



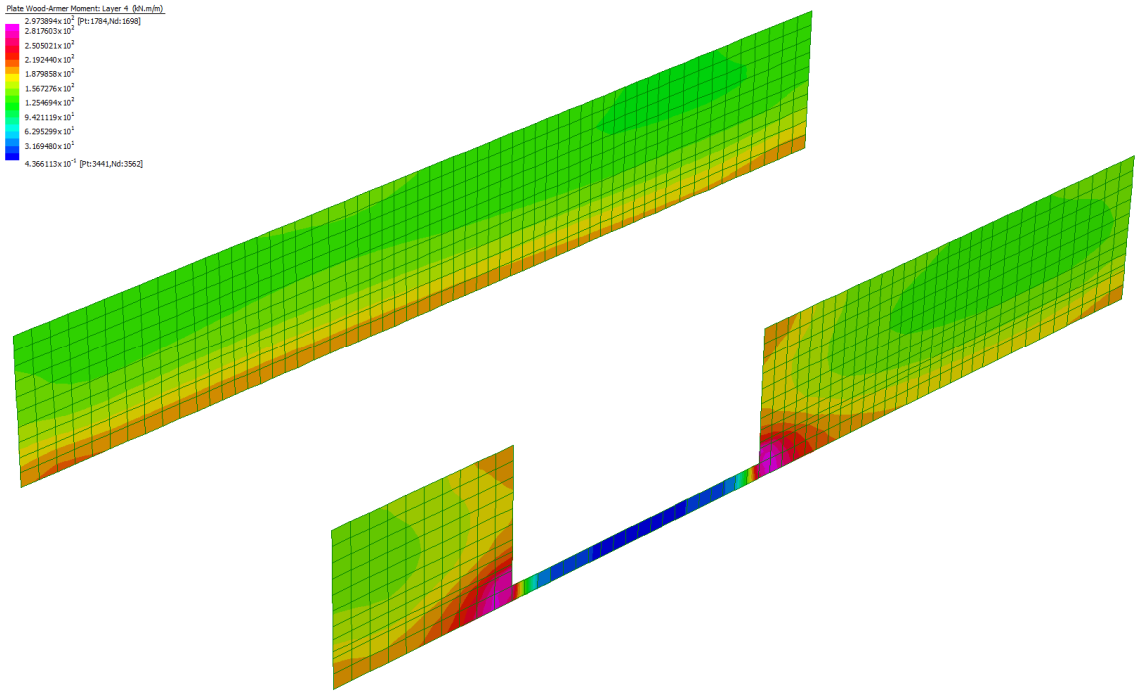
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 260 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.6.3.3 Pareti laterali

- ***Sollecitazioni flettenti pareti in direzione verticale***

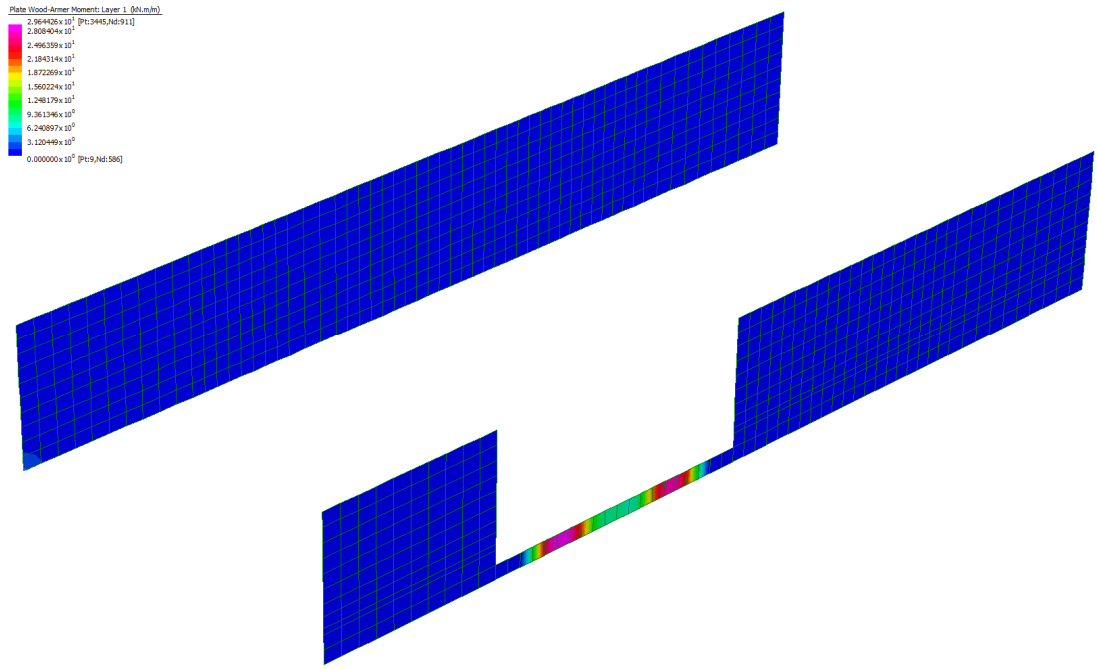


- ***Sollecitazioni flettenti parteti in direzione verticale***

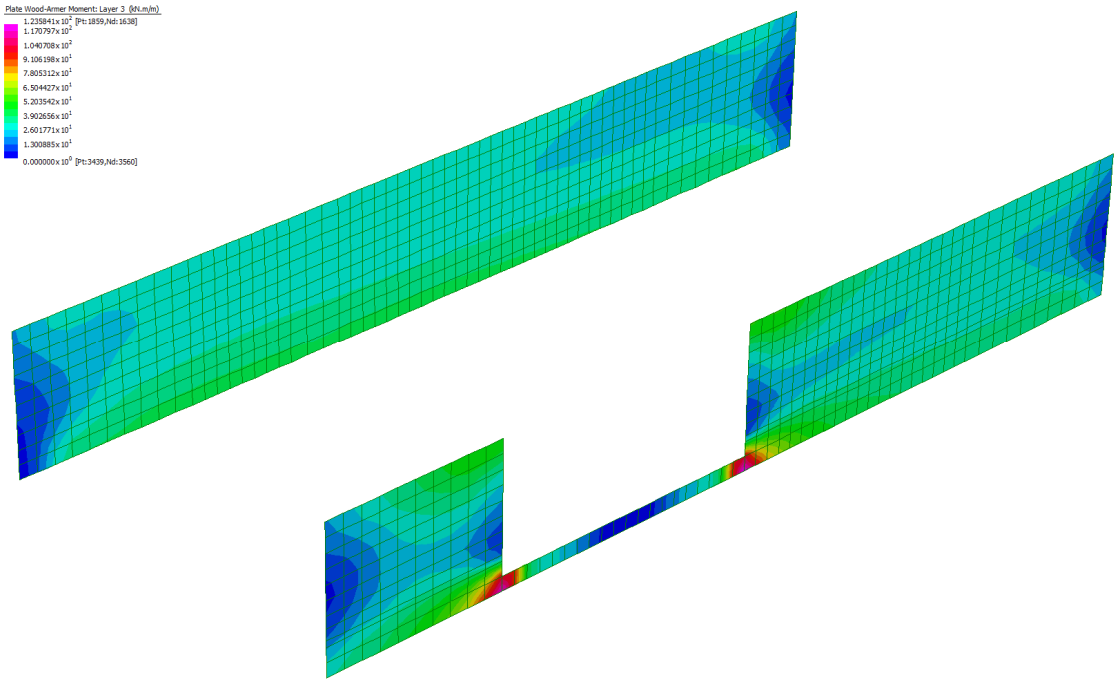


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 297 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti pareti in direzione orizzontale



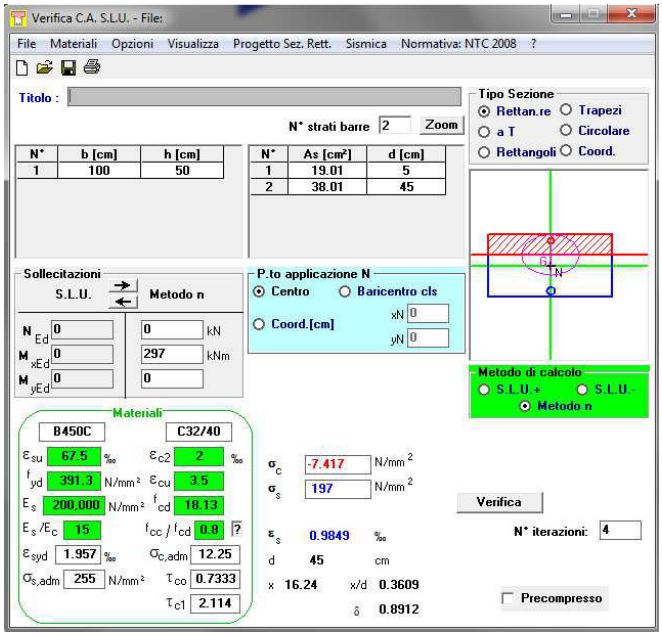
- Sollecitazioni flettenti pareti in direzione orizzontale



Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 105 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

Per la direzione verticale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 22/10 in corrispondeza di un la to e ϕ22/20 in corrispondenza dellè'altro lato.

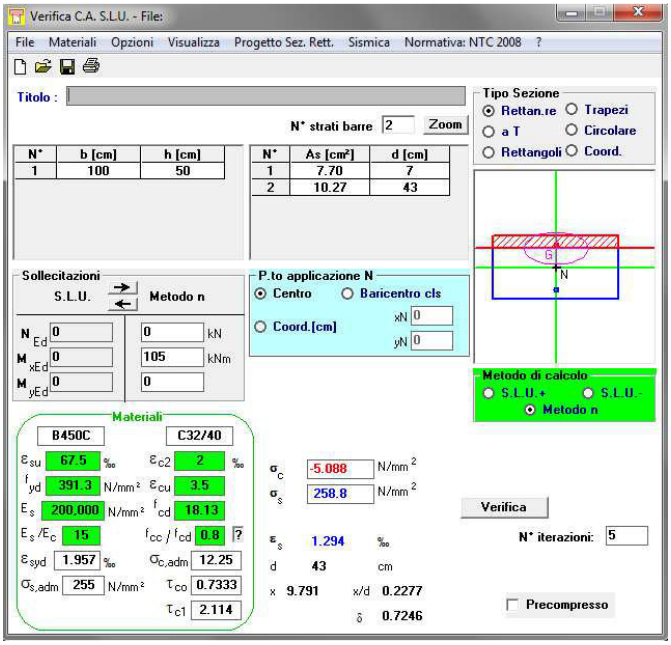
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

per la direzione orizzontale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 14/20 sopra e sotto.

Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.

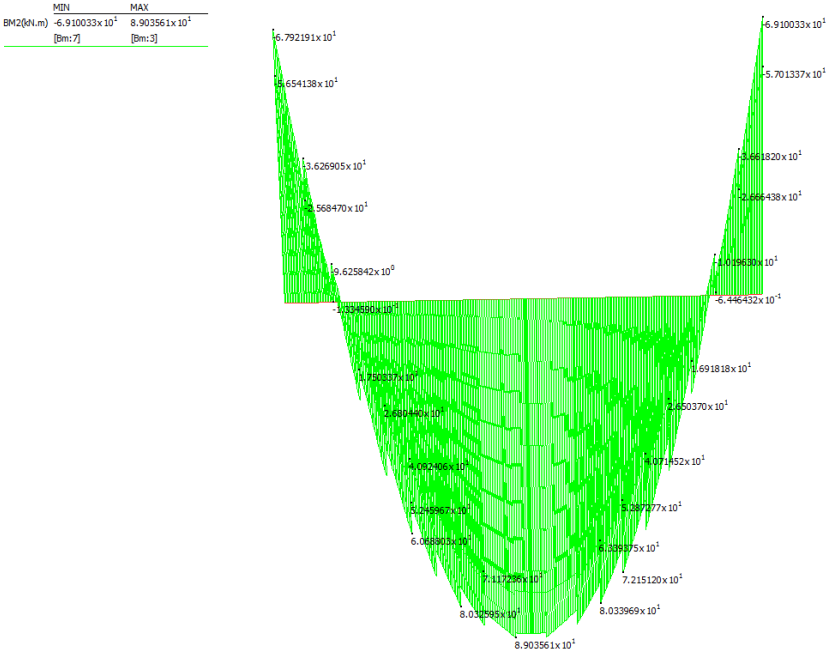


Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 260 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

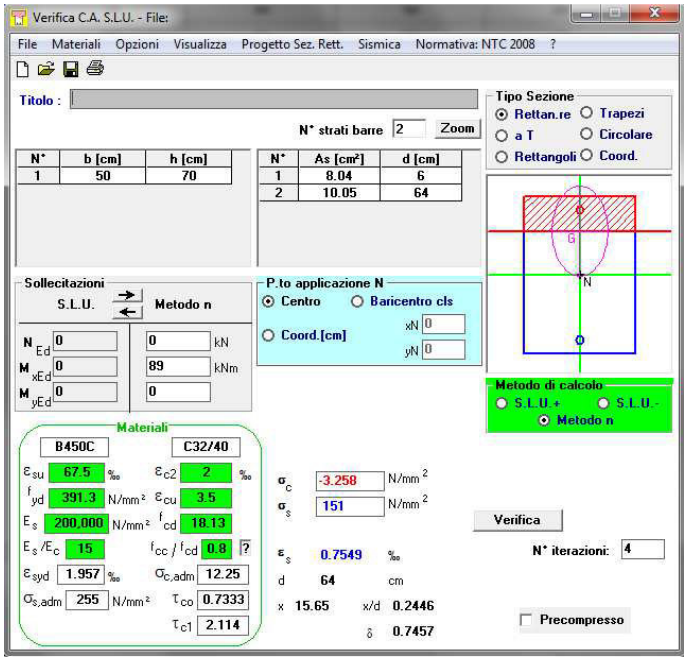
4.6.3.4 Trave laterale

Per la trave laterale si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente sia per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

- Sollecitazioni flettenti trave laterale soletta



Il massimo momento flettente, risulta pari a M_{Ed} = 89.00 kN m.



Per l'armatura utilizzata ed iol apsso previsto, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 240 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.7 SCATOLARE SUL RIO MONFERRATO A MONTE DELLA CONFLUENZA.

Il tratto di scatolare considerato è quello compreso tra le sezioni di progetto n° 105 e n° 101, ubicate a monte dell'area della vecchia acciaieria; le dimensioni trasversali dello scatolare rimarranno costanti per l'intero sviluppo longitudinale del tratto considerato; a monte della sezione n° 105, invece, sarà necessario un tratto a larghezza variabile della lunghezza pari a 5.50 m circa che consentirà di raccordare il nuovo manufatto di progetto a quello esistente.
La verifica è stata eseguita sullo scatolare che presenta le dimensioni trasversali maggiori.
Il manufatto dovrà garantire una sezione idraulica netta pari a 4.50m in larghezza e 1.50 m in altezza; lo spessore della soletta , della platea e delle pareti laterali sarà pari a 0.60 m, detto manufatto sarà realizzato in C.A. gettato in opera. Di seguito si riporta un'immagine relativa al modello utilizzato per l'espletamento delle verifiche previste.

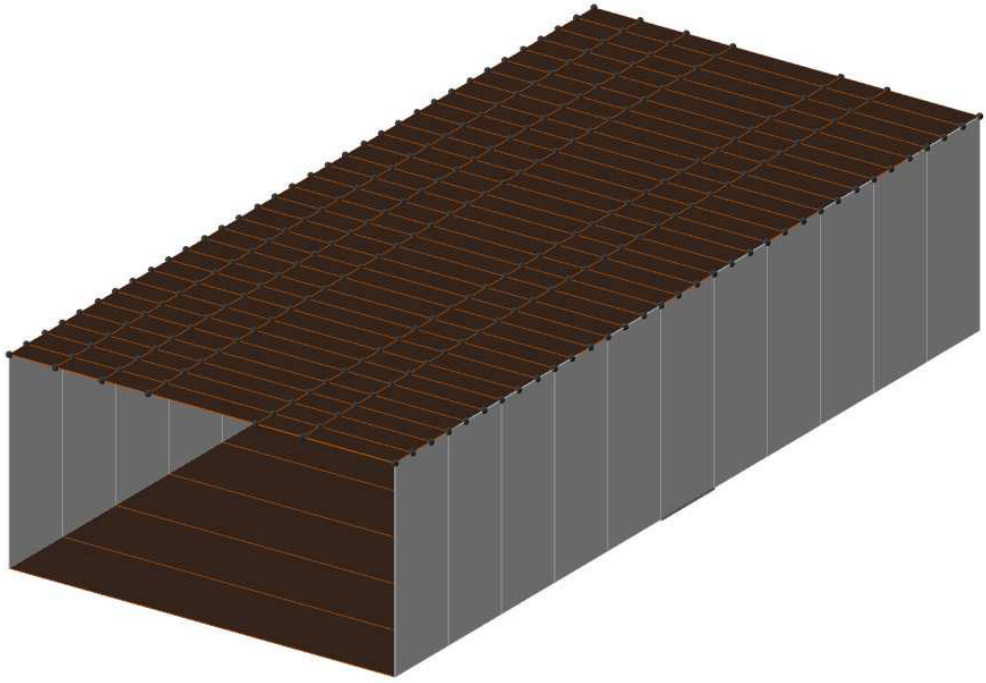


Figura 4.84 – Modello scatolare.

Lo scatolare è costituito da due setti laterali verticali in c.a., spiccanti dalla fondazione a platea, sui quali verrà realizzata la soletta in c.a. di copertura sulla quale, a sua volta, sarà presente un ricoprimento in terra e su di esso realizzato il pacchetto costituente la pavimentazione stradale. Al di sotto della platea di fondazione sarà realizzato un magrone avente lo scopo di regolarizzare il piano di posa.
La verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stata valutata mediante l'ausilio di un modello di calcolo FEM in cui la platea di fondazione, i setti laterali e la soletta superiore sono state modellate come elementi bidimensionali, con comportamento prevalentemente flessionale, realizzato nel software di calcolo mediante elementi di tipo "plate o shell". Nella platea di fondazione sono state vincolate dei nodi, mediante vincoli elastici, avendo schematizzato il manufatto poggiante su un terreno con comportamento elastico alla "Winkler".
È stata condotta un'analisi statica tenendo conto dei carichi permanenti e variabili, sia verticali che orizzontali, opportunamente combinati in modo tale da poter valutare tutte le combinazioni sfavorevoli per ogni elemento resistente della struttura.

4.7.1 **Carichi applicati**

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati rispettivamente sulla soletta superiore, sulle pareti verticali e sulla platea dello scatolare di progetto.

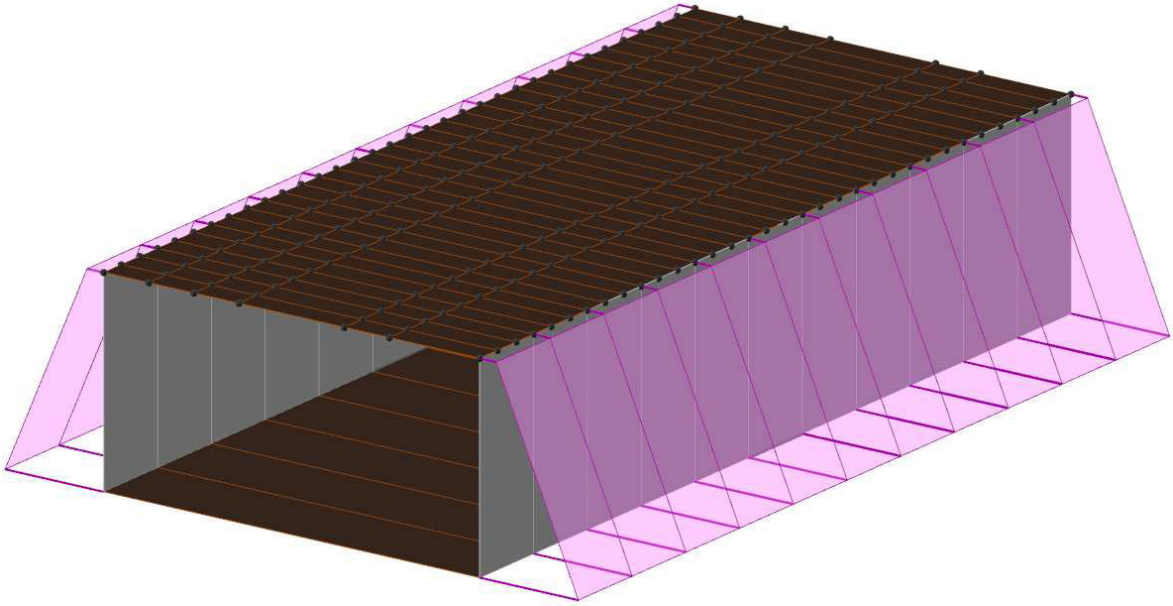


Figura 4.85 – Spinta delle terre.

Il carico agente ha andamento trapezio, per la spinta del terreno è stato considerato presente un ricoprimento sopra alla soletta superiore.

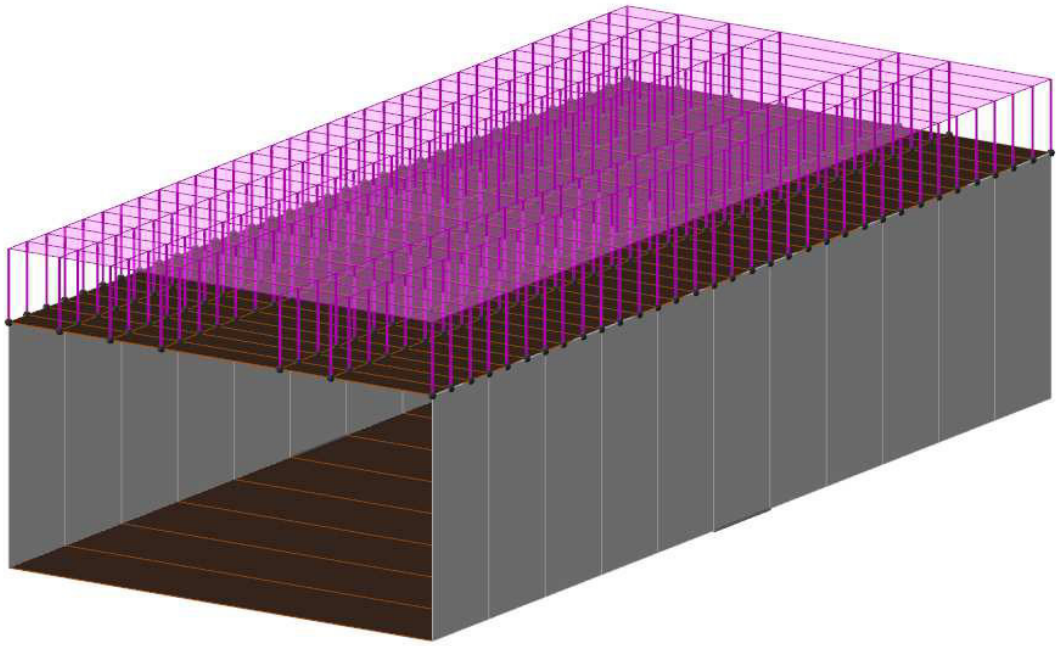


Figura 4.86 – Sovraccarico stradale.

Il sovraccarico stradale è stato determinato considerando un carico distribuito pari a 20 kN/m^2; sulla soletta superiore, tenuto conto della presenza del ricoprimento e della

ripartizione del carico con la profondità è stato applicato un carico distribuito pari a 15 kN/m^2.

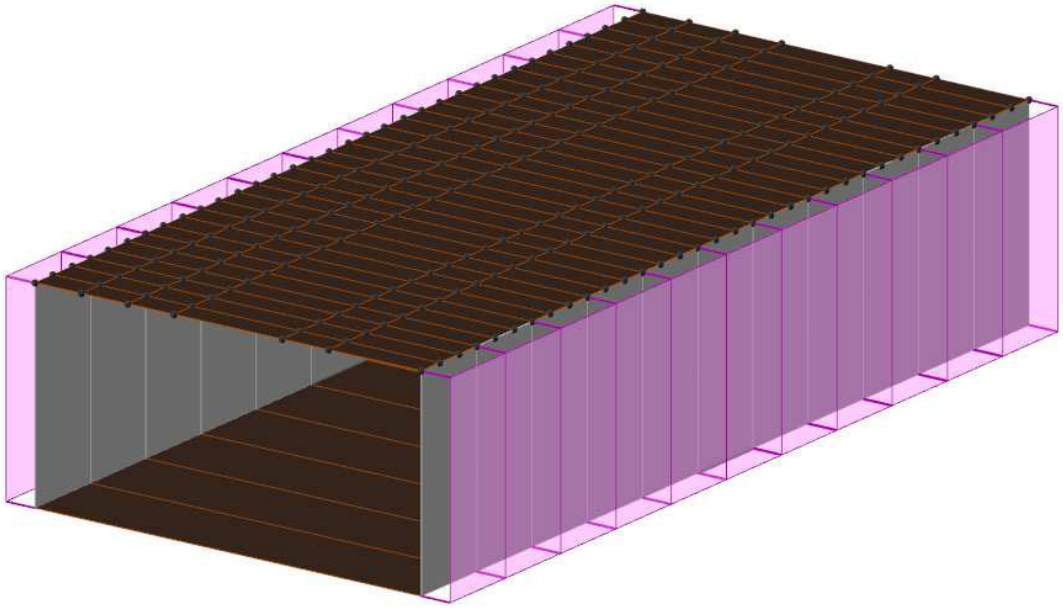


Figura 4.87 – Spinta dovuta al sovraccarico stradale.

Il valore della spinta orizzontale è stato determinato moltiplicando il carico verticale applicato alla soletta dovuto al traffico per il coefficiente di spinta passiva del terreno.

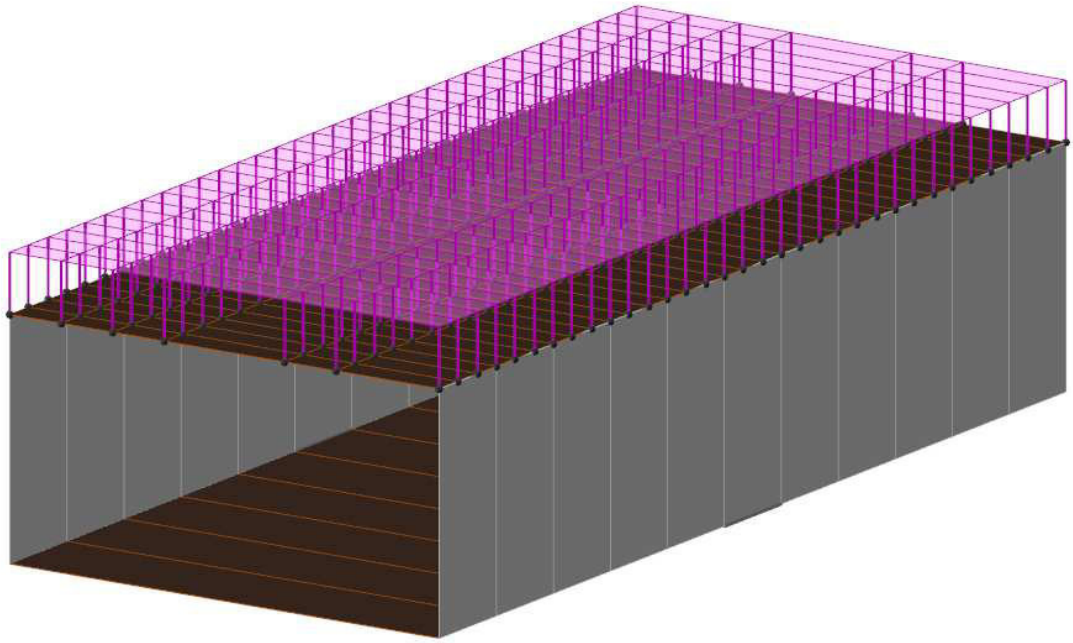


Figura 4.88 – Ricoprimento e pavimentazione stradale.

Il valore del carico verticale applicato alla soletta e relativo al peso del "pacchetto" costituente la pavimentazione stradale e al peso del ricoprimento superiore, risulta pari a 12.50 kN/m^2.

Per tener conto degli effetti locali del carico sulla soletta, è stato considerato lo schema di carico n° 2, contemplato dalle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008); esso è costituito da un asse, il cui carico su ogni ruota risulta pari a 200kN applicato su un impronta aventi dimensioni pari a 0.60 x 0.35 m. Detto carico, sarà applicato in prossimità della mezzeria della soletta per massimizzare gli effetti flettenti, ed in prossimità del bordo per massimizzarne le sollecitazioni taglianti.

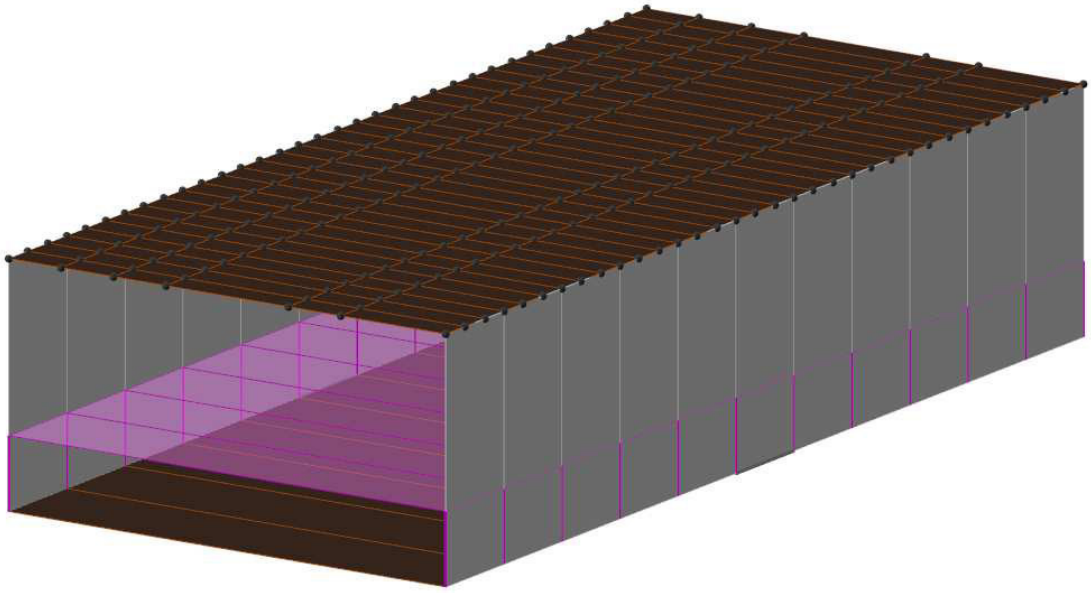


Figura 4.89 – Acqua su platea.

Per la verifica della portanza della fondazione, è stata applicata sulla soletta una pressione dovuta al peso dell'acqua per un'altezza pari a 1.50 m.

Per quanto riguarda le verifiche in ambito strutturale , sono state svolte le combinazioni allo SLU (A1 STR) secondo le NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008). Le verifiche GEO relativamente alle fondazioni, sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) par. 6.4.2.1. delle NTC08.

Nelle verifiche sono state considerate di volta in volta, i valori relativi alla combinazione più gravosa rispettivamente per le pareti verticali, per la platea e per la soletta superiore.

Di seguito verranno riportate per ogni elemento componente lo scatolare (pareti, platea, soletta), le armature necessarie derivanti dalle verifiche svolte; ulteriori dati saranno riportati nella relazione di calcolo generata dal software MODEST che viene allegata al presente progetto.

- ***Soletta superiore:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 60 cm per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della soletta).

- Armatura in direzione trasversale ϕ18/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso;
- Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.

- ***Platea:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 60 cm per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della platea).

- Armatura in direzione trasversale ϕ18/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso, che in prossimità dell'intradosso;
- Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia superiormente che inferiormente.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.

- ***Pareti laterali:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tali elementi strutturali è pari a 60 cm, per essi, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della parete).

- Armatura in direzione verticale ϕ14/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità di quella interna;
- Armatura in direzione orizzontale ϕ10/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità della superficie interna.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Per ulteriori approfondimenti in merito si rimanda agli allegati di calcolo.

La verifica per le azioni taglianti agenti sugli elementi strutturali analizzati, è stata condotta considerando gli stessi sprovvisti di apposita armatura resistente a taglio; le verifiche condotte su tutti gli elementi hanno fornito esito positivo, non richiedendo l'inserimento di apposite armature resistenti al taglio.

4.8 SCATOLARE SUL RIO MAROTTO A MONTE DELLA CONFLUENZA.

Il tratto considerato è quello compreso tra le sezioni di progetto n° 36 e n° 20 su Viale Villa Gavotti, a monte dell'area della vecchia acciaieria. All'interno di tale tratto, sono presenti tre diverse tipologie di scatolare.
Partendo da monte, il tratto di scatolare compreso tra le sezioni n° 36 e n° 31 sarà sprovvisto di soletta superiore, al di sopra delle pareti laterali a contatto con il terreno saranno previsti due muri dello spessore pari a 30 cm di altezza variabile per un massimo di circa 2.60 m circa; questo tratto presenta una larghezza interna di 5.40 m.
Tra le sezioni n° 33 e n° 31 sarà presente un tratto a larghezza variabile necessario per eseguire il raccordo con lo scatolare di valle, la lunghezza del raccordo sarà pari a 9.55 m circa.
Procedendo verso valle lo scatolare sarà provvisto di soletta superiore, poiché correrà interrato. Nel tratto compreso tra le sezioni n° 31 e n° 25, le dimensioni trasversali del tombino saranno pari a 5.00 m, mentre a valle della sezione n° 25 e fino alla sezione n° 20, il manufatto presenterà una larghezza netta di 6.00m, l'altezza netta si manterrà costante e pari a 2.50 m.
Lo spessore della soletta, della platea e delle pareti laterali sarà pari a 0.60 m, per tutte le tipologie presenti.
La verifica è stata eseguita sullo scatolare che presenta le dimensioni trasversali maggiori.
Di seguito si riporta un'immagine relativa al modello utilizzato per l'espletamento delle verifiche previste.

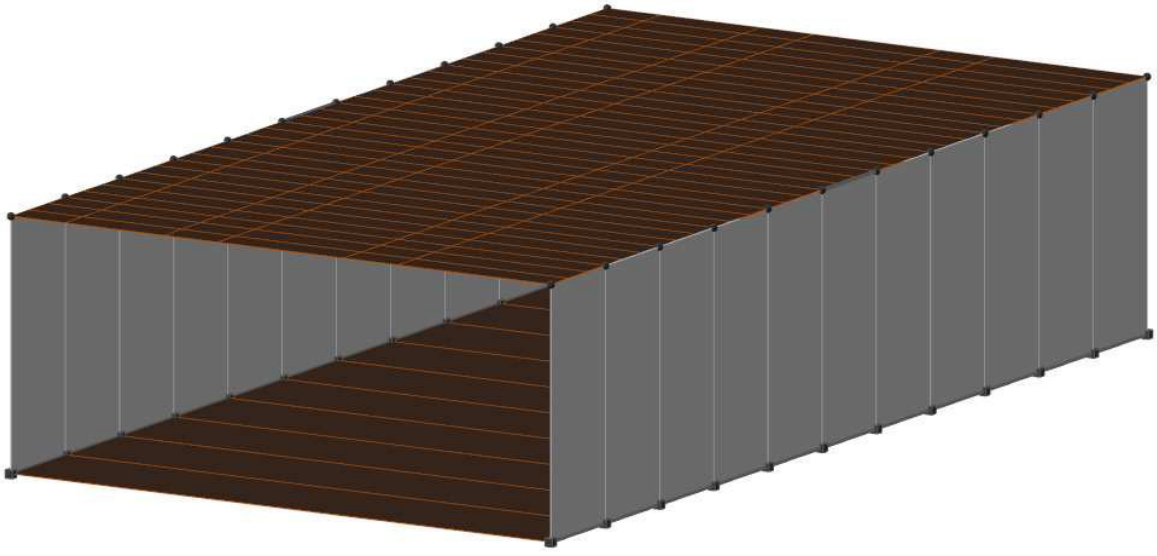


Figura 4.90 – Modello scatolare.

Lo scatolare è costituito da due setti laterali verticali in c.a., spiccanti dalla fondazione a platea, sui quali verrà realizzata la soletta in c.a. di copertura sulla quale, a sua volta, sarà presente un ricoprimento in terra e su di esso realizzato il pacchetto costituente la pavimentazione stradale. Al di sotto della platea di fondazione sarà realizzato un magrone avente lo scopo di regolarizzare il piano di posa.
La verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stata valutata mediante l'ausilio di un modello di calcolo FEM in cui la platea di fondazione, i setti laterali e la soletta superiore sono state modellate come elementi bidimensionali, con

comportamento prevalentemente flessionale, realizzato nel software di calcolo mediante elementi di tipo “plate o shell”. Nella platea di fondazione sono state vincolate dei nodi, mediante vincoli elastici, avendo schematizzato il manufatto poggiante su un terreno con comportamento elastico alla “Winkler”.
È stata condotta un’analisi statica tenendo conto dei carichi permanenti e variabili, sia verticali che orizzontali, opportunamente combinati in modo tale da poter valutare tutte le combinazioni sfavorevoli per ogni elemento resistente della struttura.

4.8.1 **Carichi applicati**

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati rispettivamente sulla soletta superiore, sulle pareti verticali e sulla platea dello scatolare di progetto.

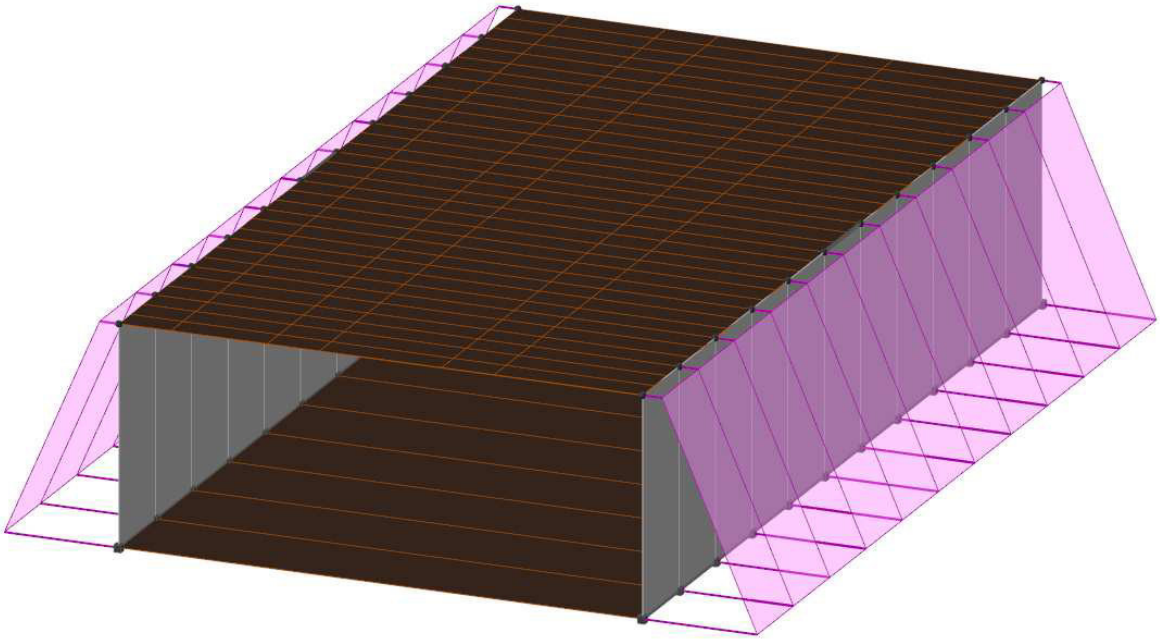


Figura 4.91 – Spinta delle terre.

Il carico agente ha andamento trapezio, per la spinta del terreno è stato considerato presente un ricoprimento sopra alla soletta superiore.

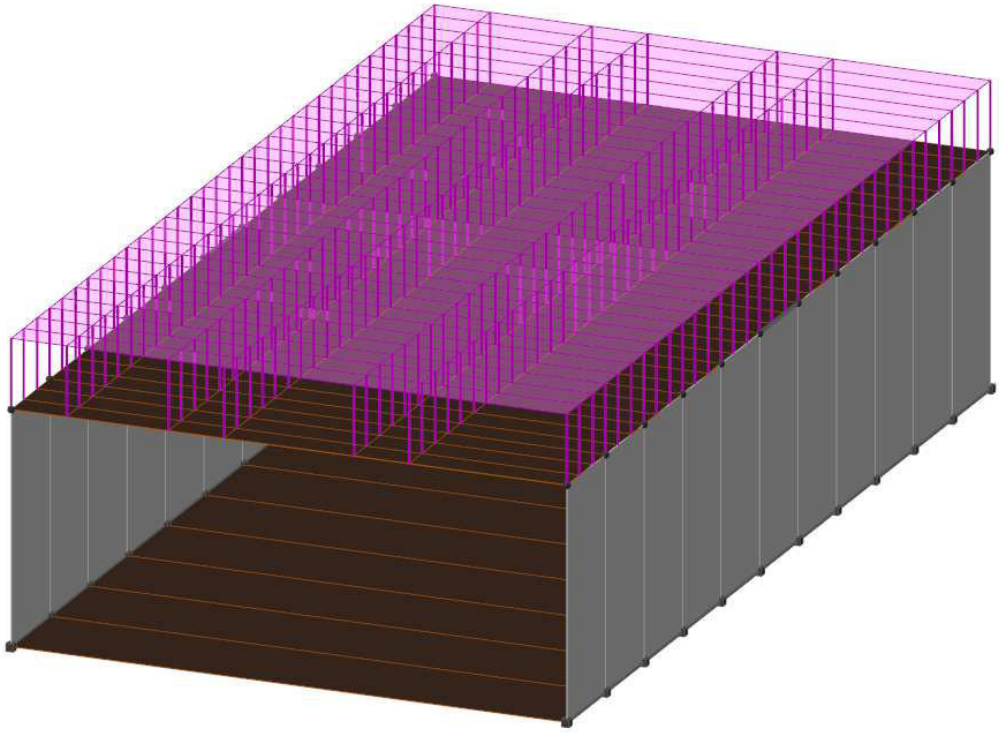


Figura 4.92 – Sovraccarico stradale.

Il sovraccarico stradale è stato determinato considerando un carico distribuito pari a 20 kN/m^2; sulla soletta superiore, tenuto conto della presenza del ricoprimento e della ripartizione del carico con la profondità è stato applicato un carico distribuito pari a 15 kN/m^2.

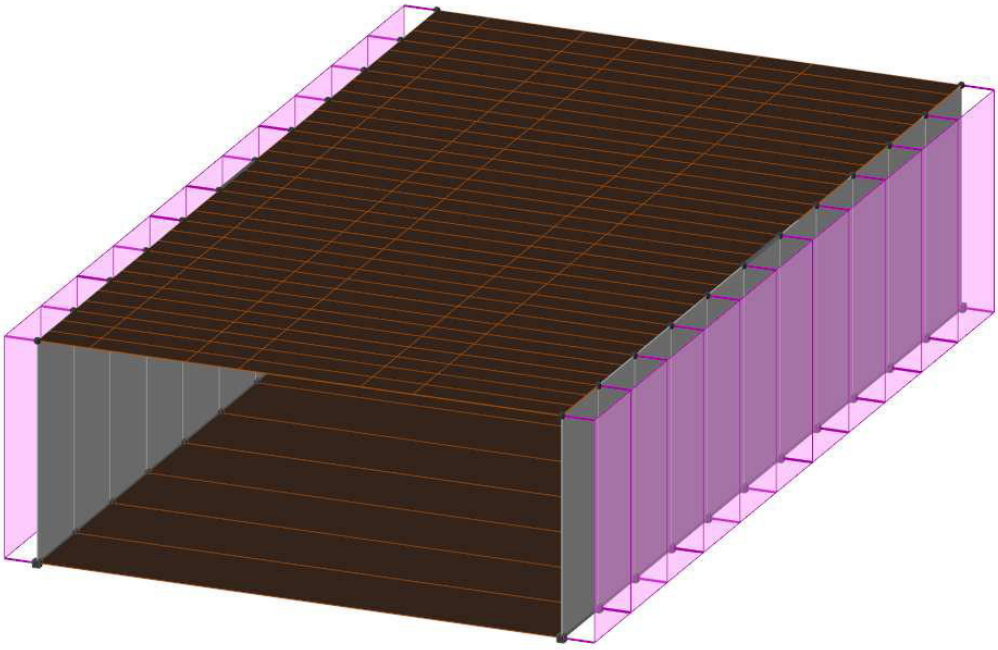


Figura 4.93 – Spinta dovuta al sovraccarico stradale.

Il valore della spinta orizzontale è stato determinato moltiplicando il carico verticale applicato alla soletta dovuto al traffico per il coefficiente di spinta passiva del terreno.

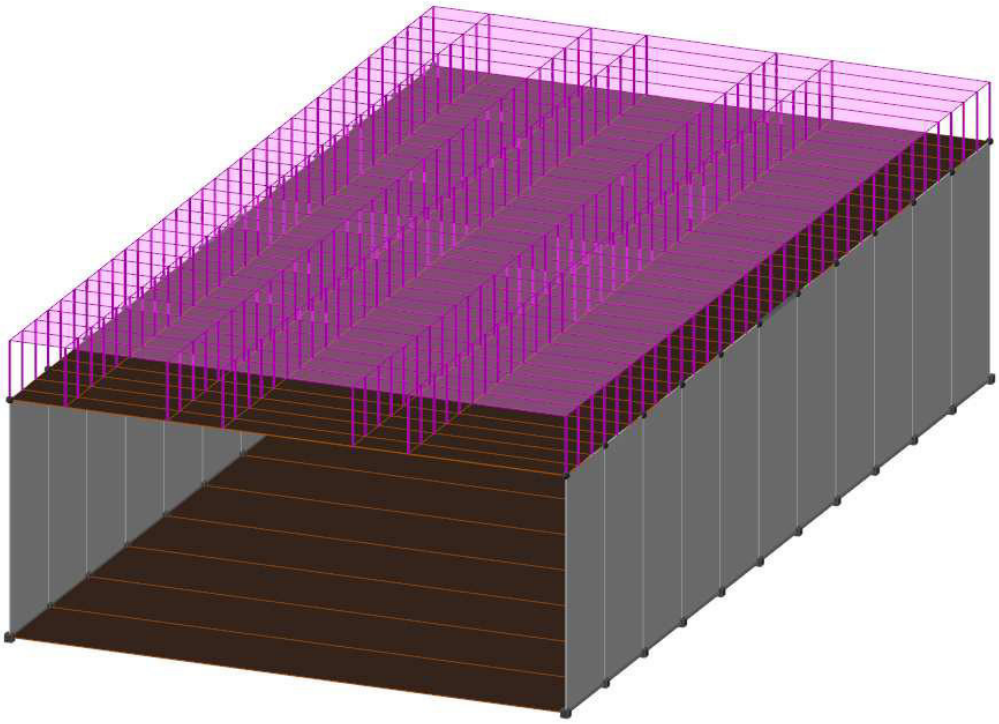


Figura 4.94 – Ricoprimento e pavimentazione stradale.

Il valore del carico verticale applicato alla soletta e relativo al peso del "pacchetto" costituente la pavimentazione stradale e al peso del ricoprimento superiore, risulta pari a 12.50 kN/m^2.

Per tener conto degli effetti locali del carico sulla soletta, è stato considerato lo schema di carico n° 2, contemplato dalle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008); esso è costituito da un asse, il cui carico su ogni ruota risulta pari a 200kN applicato su un impronta aventi dimensioni pari a 0.60 x 0.35 m. Detto carico, sarà applicato in prossimità della mezzeria della soletta per massimizzare gli effetti flettenti, ed in prossimità del bordo per massimizzarne le sollecitazioni taglianti.

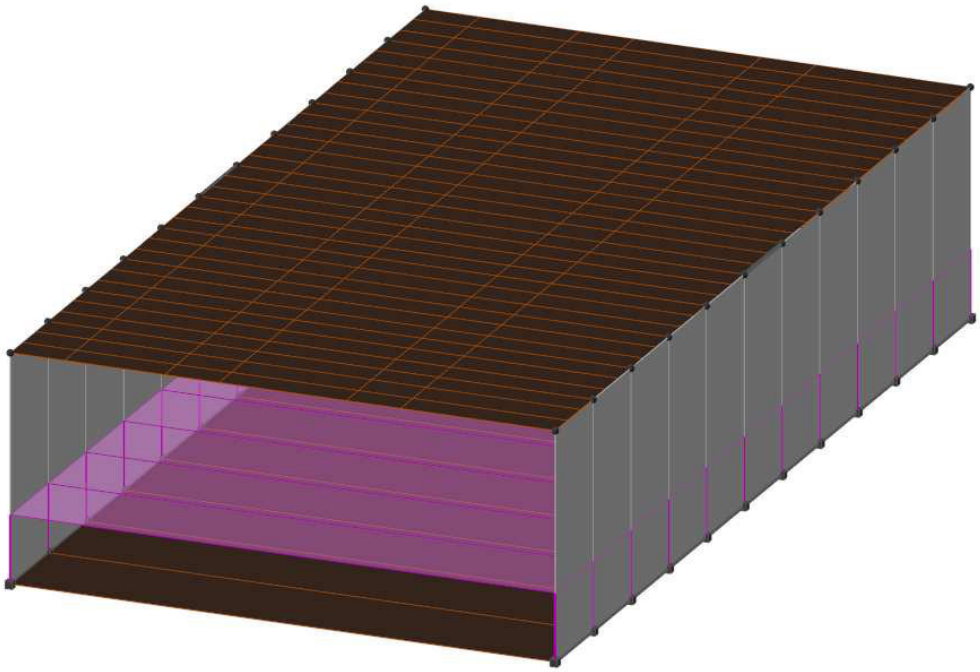


Figura 4.95 – Acqua su platea.

Per la verifica della portanza della fondazione, è stata applicata sulla soletta una pressione dovuta al peso dell'acqua per un'altezza pari a 1.50 m.

Per quanto riguarda le verifiche in ambito strutturale , sono state svolte le combinazioni allo SLU (A1 STR) secondo le NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008). Le verifiche GEO relativamente alle fondazioni, sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) par. 6.4.2.1. delle NTC08.

Nelle verifiche sono state considerate di volta in volta, i valori relativi alla combinazione più gravosa rispettivamente per le pareti verticali, per la platea e per la soletta superiore.

Di seguito verranno riportate per ogni elemento componente lo scatolare (pareti, platea, soletta), le armature necessarie derivanti dalle verifiche svolte; ulteriori dati saranno riportati nella relazione di calcolo generata dal software MODEST che viene allegata al presente progetto.

- ***Soletta superiore:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 60 cm, per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della soletta).

  - Armatura in direzione trasversale ϕ18/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso;
  - Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Nella verifica eseguita nei confronti delle azioni taglianti agenti sulla soletta, è stato necessario predisporre delle staffe ϕ8/25 a 4 braccia in direzione longitudinale. Le zone della soletta in cui tale armatura è risultata necessaria sono ubicate ai lati, in prossimità delle pareti verticali per una striscia in direzione longitudinale della larghezza pari a 60 cm, misurata a partire dalle superfici interne delle pareti verticali.

- ***Platea:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 60 cm per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della platea).

  - Armatura in direzione trasversale ϕ20/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso, che in prossimità dell'intradosso;
  - Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia superiormente che inferiormente.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Nella verifica eseguita nei confronti delle azioni taglianti agenti sulla platea, è stato necessario predisporre delle staffe ϕ8/25 a 4 braccia in direzione longitudinale. Le zone della platea in cui tale armatura risulta necessaria sono ubicate ai lati, in prossimità delle pareti verticali per una striscia in direzione longitudinale della larghezza pari a 60 cm, misurata a partire dalle superfici interne delle pareti verticali.

- ***Pareti laterali:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tali elementi strutturali è pari a 60 cm, per essi, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della parete).

  - Armatura in direzione verticale ϕ18/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità di quella interna;
  - Armatura in direzione orizzontale ϕ10/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità della superficie interna.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Per ulteriori approfondimenti in merito si rimanda agli allegati di calcolo.

La verifica per le azioni taglianti agenti sugli elementi strutturali analizzati, è stata condotta considerando gli stessi sprovvisti di apposita armatura resistente a taglio; le verifiche

condotte sulle pareti, hanno fornito esito positivo, non richiedendo l'inserimento di apposite armature resistenti al taglio.

4.9 SCATOLARE A VALLE DELLA CONFLUENZA.

Il tratto considerato è quello compreso tra le sezioni di progetto n° 16 e n° 12, all'interno dell'area della vecchia acciaieria a valle della confluenza dei due corsi d'acqua.
Nel tratto considerato, le dimensioni trasversali del tombino saranno pari a 8.00 m, l'altezza netta si manterrà costante e pari a 2.50 m.
Lo spessore della soletta sarà pari a 0.70m, la platea e le pareti laterali avranno spessore pari a 0.50 m.
Di seguito si riporta un'immagine relativa al modello utilizzato per l'espletamento delle verifiche previste.

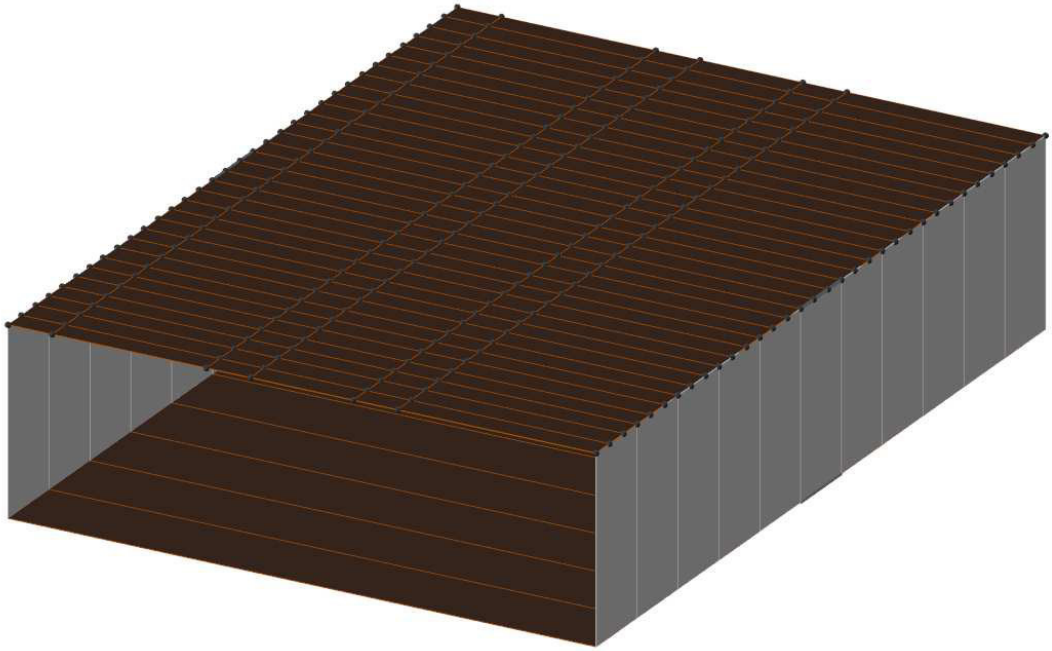


Figura 4.96 – Modello scatolare.

Lo scatolare è costituito da due setti laterali verticali in c.a., spiccanti dalla fondazione a platea, sui quali verrà realizzata la soletta in c.a. di copertura sulla quale, a sua volta, sarà presente un ricoprimento in terra e su di esso realizzato il pacchetto costituente la pavimentazione stradale. Al di sotto della platea di fondazione sarà realizzato un magrone avente lo scopo di regolarizzare il piano di posa.
La verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stata valutata mediante l'ausilio di un modello di calcolo FEM in cui la platea di fondazione, i setti laterali e la soletta superiore sono state modellate come elementi bidimensionali, con comportamento prevalentemente flessionale, realizzato nel software di calcolo mediante elementi di tipo "plate o shell". Nella platea di fondazione sono state vincolate dei nodi, mediante vincoli elastici, avendo schematizzato il manufatto poggiante su un terreno con comportamento elastico alla "Winkler".

È stata condotta un'analisi statica tenendo conto dei carichi permanenti e variabili, sia verticali che orizzontali, opportunamente combinati in modo tale da poter valutare tutte le combinazioni sfavorevoli per ogni elemento resistente della struttura.

4.9.1 Carichi applicati

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati rispettivamente sulla soletta superiore, sulle pareti verticali e sulla platea dello scatolare di progetto.

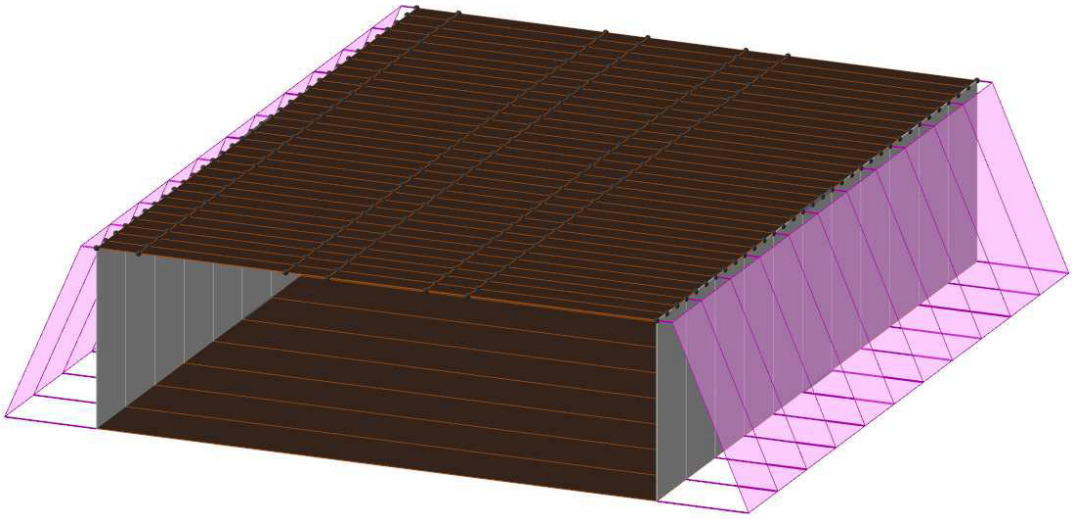


Figura 4.97 – Spinta delle terre.

Il carico agente ha andamento trapezio, per la spinta del terreno è stato considerato presente un ricoprimento sopra alla soletta superiore.

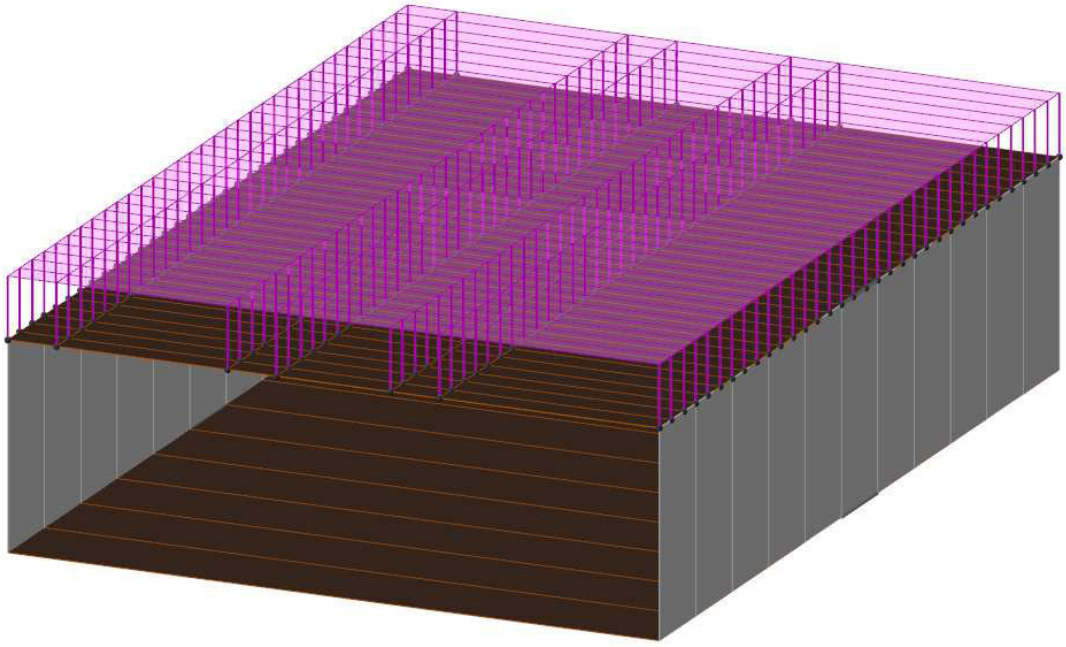


Figura 4.98 – Sovraccarico stradale.

Il sovraccarico stradale è stato determinato considerando un carico distribuito pari a 20 kN/m^2; sulla soletta superiore, tenuto conto della presenza del ricoprimento e della ripartizione del carico con la profondità è stato applicato un carico distribuito pari a 15 kN/m^2.

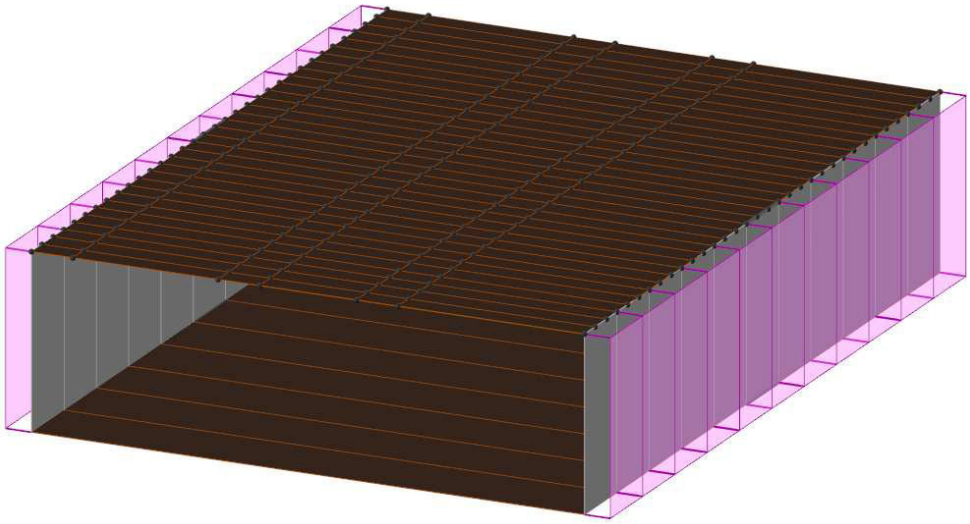


Figura 4.99 – Spinta dovuta al sovraccarico stradale.

Il valore della spinta orizzontale è stato determinato moltiplicando il carico verticale applicato alla soletta dovuto al traffico per il coefficiente di spinta passiva del terreno.

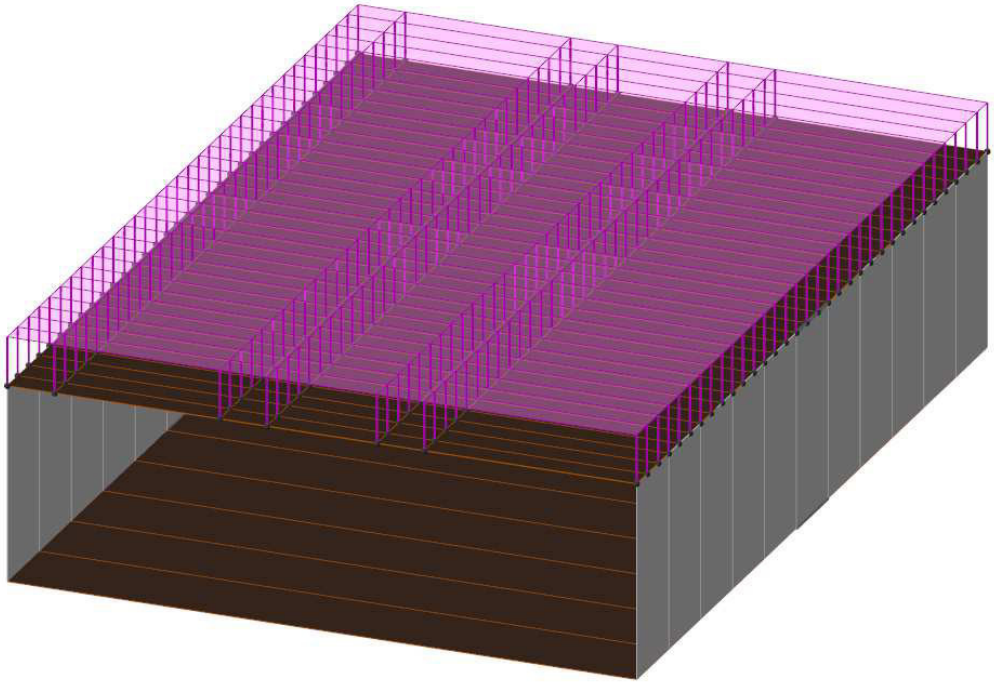


Figura 4.100 – Ricoprimento e pavimentazione stradale.

Il valore del carico verticale applicato alla soletta e relativo al peso del "pacchetto" costituente la pavimentazione stradale e al peso del ricoprimento superiore, risulta pari a 12.50 kN/m^2.

Per tener conto degli effetti locali del carico sulla soletta, è stato considerato lo schema di carico n° 2, contemplato dalle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008); esso è costituito da un asse, il cui carico su ogni ruota risulta pari a 200kN applicato su un impronta aventi dimensioni pari a 0.60 x 0.35 m. Detto carico, sarà applicato in prossimità della mezzeria della soletta per massimizzare gli effetti flettenti, ed in prossimità del bordo per massimizzarne le sollecitazioni taglianti.

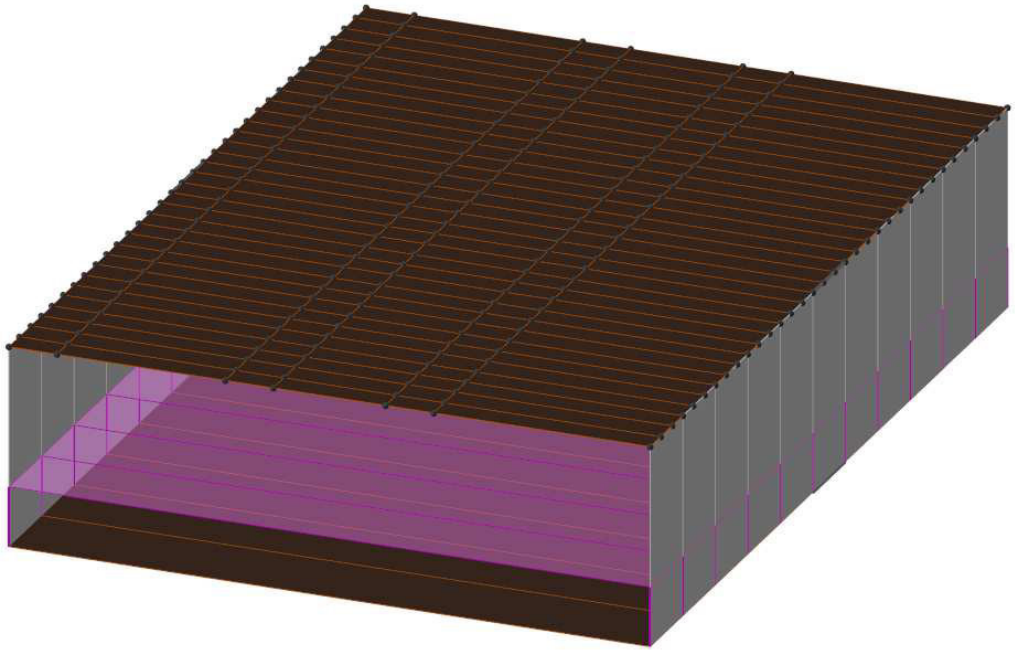


Figura 4.101 – Acqua su platea.

Per la verifica della portanza della fondazione, è stata applicata sulla soletta una pressione dovuta al peso dell'acqua per un'altezza pari a 1.50 m.

Per quanto riguarda le verifiche in ambito strutturale , sono state svolte le combinazioni allo SLU (A1 STR) secondo le NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008). Le verifiche GEO relativamente alle fondazioni, sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) par. 6.4.2.1. delle NTC08.

Nelle verifiche sono state considerate di volta in volta, i valori relativi alla combinazione più gravosa rispettivamente per le pareti verticali, per la platea e per la soletta superiore.

Di seguito verranno riportate per ogni elemento componente lo scatolare (pareti, platea, soletta), le armature necessarie derivanti dalle verifiche svolte; ulteriori dati saranno riportati nella relazione di calcolo generata dal software MODEST che viene allegata al presente progetto.

- ***Soletta superiore:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 70 cm, per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della soletta).

- Armatura in direzione trasversale ϕ22/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso;
- Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso che in prossimità dell'intradosso.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Nella verifica eseguita nei confronti delle azioni taglianti agenti sulla soletta, è stato necessario predisporre delle staffe ϕ14/20 a 4 braccia in direzione longitudinale. Le zone della soletta in cui tale armatura è risultata necessaria sono ubicate ai lati, in prossimità delle pareti verticali per una striscia in direzione longitudinale della larghezza pari a 1.20 m, misurata a partire dalle superfici interne delle pareti verticali.

- ***Platea:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tale elemento strutturale è pari a 50 cm per esso, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della platea).

- Armatura in direzione trasversale ϕ22/20 cm, disposta sia in prossimità dell'estradosso, che in prossimità dell'intradosso;
- Armatura in direzione longitudinale ϕ14/20 cm, disposta sia superiormente che inferiormente.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Nella verifica eseguita nei confronti delle azioni taglianti agenti sulla platea, è stato necessario predisporre delle staffe ϕ10/20 a 4 braccia in direzione longitudinale. Le zone della platea in cui tale armatura risulta necessaria sono ubicate ai lati, in prossimità delle pareti verticali per una striscia in direzione longitudinale della larghezza pari a 1.60 m, misurata a partire dalle superfici interne delle pareti verticali.

- ***Pareti laterali:***

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Lo spessore di tali elementi strutturali è pari a 50 cm, per essi, le armature previste sono quelle relative alle piastre (armatura doppia nelle due direzioni del piano della parete).

- Armatura in direzione verticale ϕ22/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità di quella interna;
- Armatura in direzione orizzontale ϕ14/20 cm, disposta sia in prossimità della superficie esterna, sia in prossimità della superficie interna.

Le verifiche delle suddette armature, alla luce degli stati di sollecitazione agenti su tali elementi, hanno prodotto esito positivo.
Per ulteriori approfondimenti in merito si rimanda agli allegati di calcolo.

La verifica per le azioni taglianti agenti sugli elementi strutturali analizzati, è stata condotta considerando gli stessi sprovvisti di apposita armatura resistente a taglio; le verifiche condotte sulle pareti, hanno fornito esito positivo, non richiedendo l'inserimento di apposite armature resistenti al taglio.

4.10 TRATTO DI SCATOLARE IN PROSSIMITÀ DELLA CONFLUENZA.

Nel tratto in corrispondenza del quale i due scatolari di monte si uniscono in uno scatolare unico, sono presenti delle criticità per la realizzazione della soletta compresa all'interno dell'area raccordo, tale zona è stata indicata mediante campitura nella figura seguente. La problematica realizzativa viene risolta prevedendo la realizzazione di tre travi trasversali aventi spessore della soletta e larghezza pari ad 1.00 m.
Le travi in oggetto, saranno ubicate poco prima dell'intersezione per i due scatolari di monte, e subito dopo l'intersezione per quello di valle, tale che, la porzione di soletta considerata possa essere sostenuta dalle travi.
L'armatura della soletta sarà ordita nel seguente modo: le barre trasversali saranno ortogonali all'asse dello scatolare di valle, mentre quelle longitudinali saranno parallele al medesimo asse.

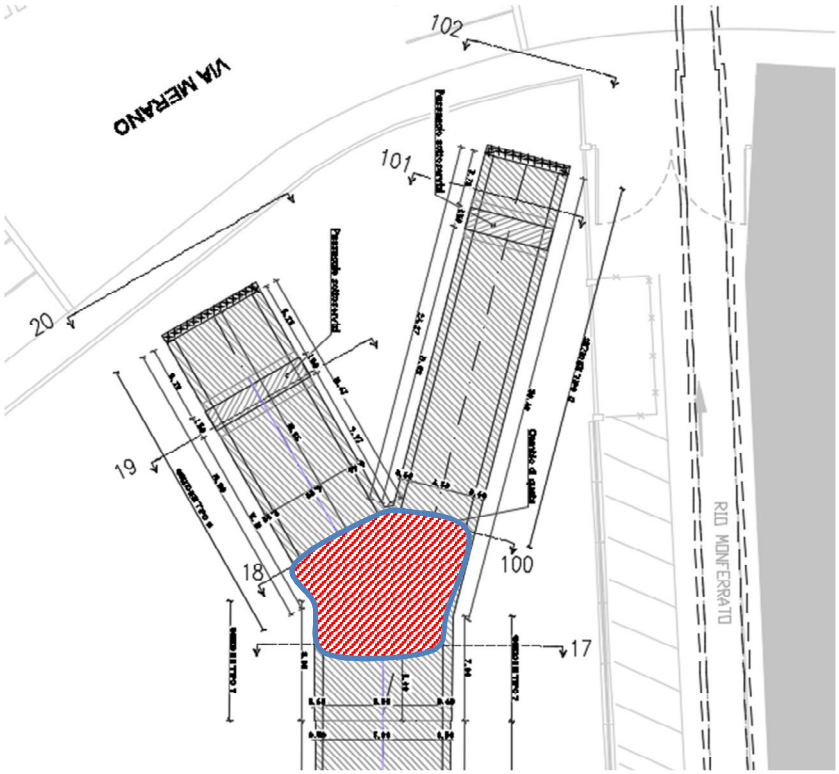


Figura 4.102 – Modello soletta in prossimità dell'incrocio dei tre scatolari.

La verifica della sicurezza strutturale dell'opera in oggetto è stata valutata mediante l'ausilio di un modello di calcolo FEM in cui la soletta è stata modellata come elemento bidimensionale, con comportamento prevalentemente flessionale, realizzato nel software di calcolo mediante elementi di tipo "plate o shell"; le travi invece, sono state modellate come elementi di tipo "beam". Le travi sono state vincolate agli estremi mediante incastri, la soletta in corrispondenza dei nodi di estremità mediante incastri per tener conto della presenza delle pareti verticali.
Il modello di riferimento utilizzato è riportato nella figura seguente.

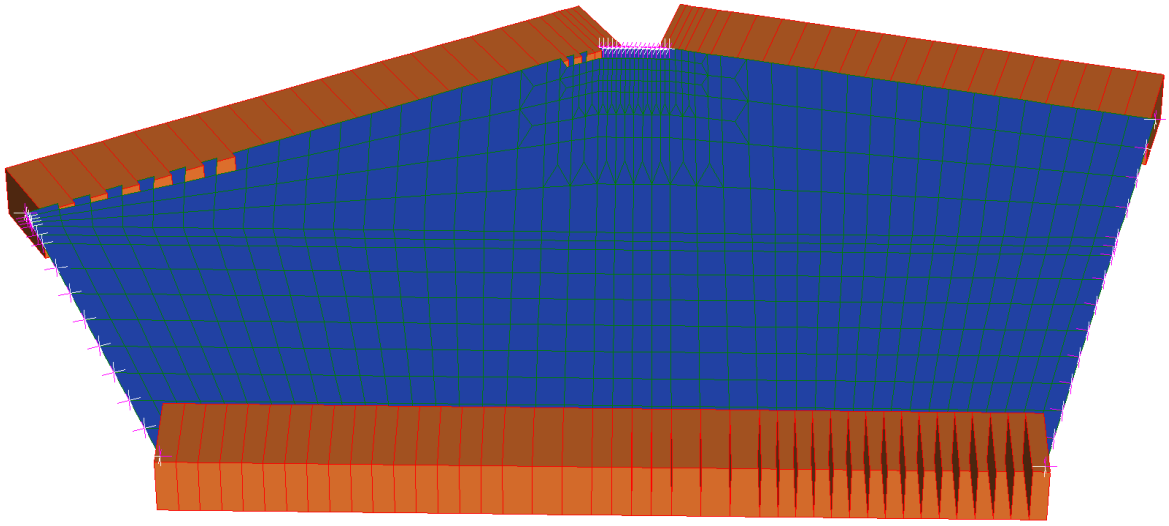


Figura 4.103 – Modello soletta in prossimità dell'incrocio dei tre scatolari.

4.10.1 Carichi applicati

Si riportano di seguito le configurazioni dei carichi applicati sulla soletta superiore.

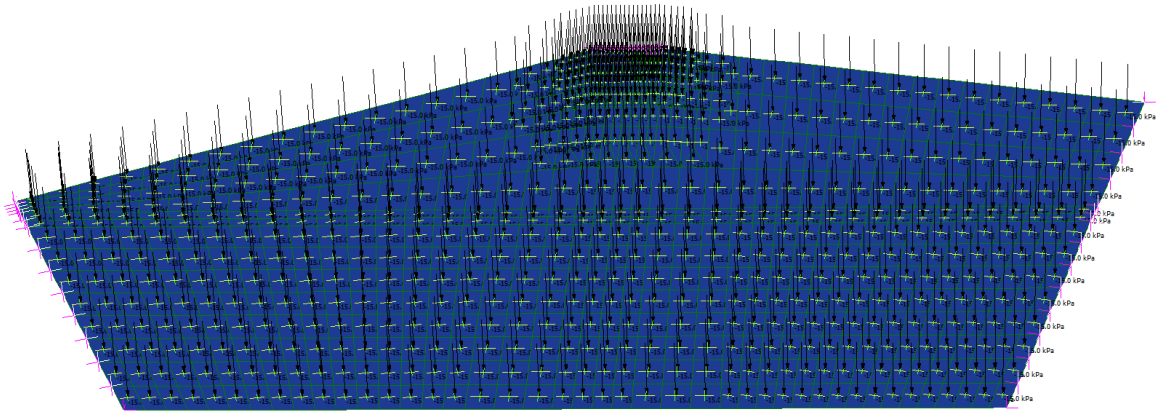


Figura 4.104 – Carico stradale.

Il sovraccarico stradale è stato determinato considerando un carico distribuito pari a 20 kN/m^2; sulla soletta superiore, tenuto conto della presenza del ricoprimento e della ripartizione del carico con la profondità è stato applicato un carico distribuito pari a 15 kN/m^2.

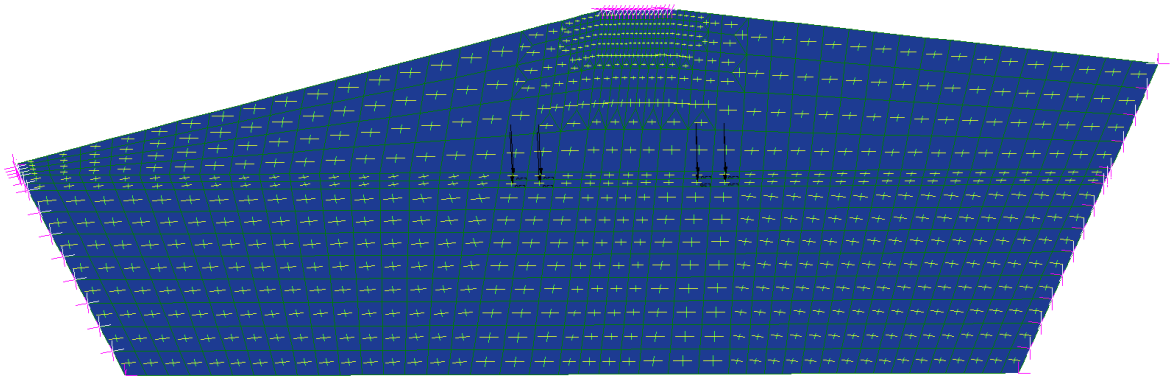


Figura 5.89 – Asse da 400 kN .

Per tener conto degli effetti locali del carico sulla soletta, è stato considerato lo schema di carico n° 2, contemplato dalle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008); esso è costituito da un asse, il cui carico su ogni ruota risulta pari a 200kN applicato su impronte aventi dimensioni pari a 0.60 x 0.35 m. Detto carico, sarà applicato in prossimità della mezzeria della soletta per massimizzare le sollecitazioni flettenti.

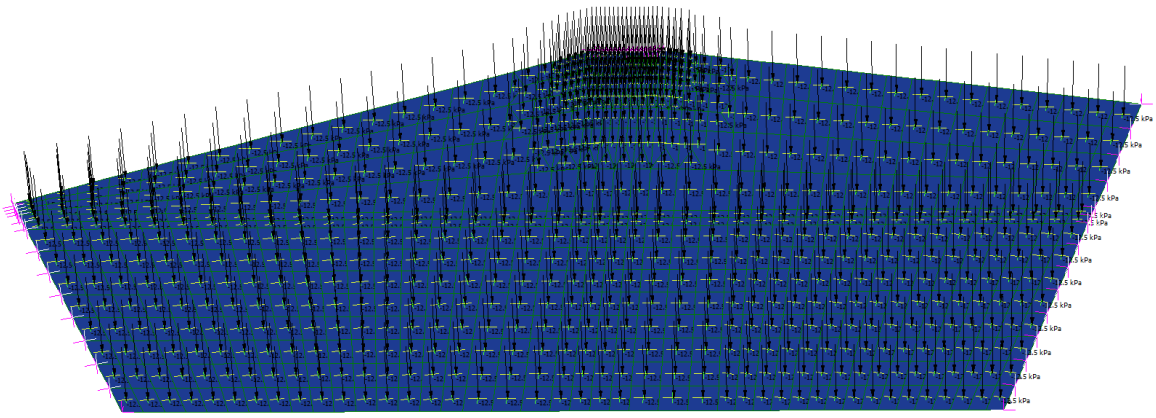


Figura 5.89 – Ricoprimento e pavimentazione stradale.

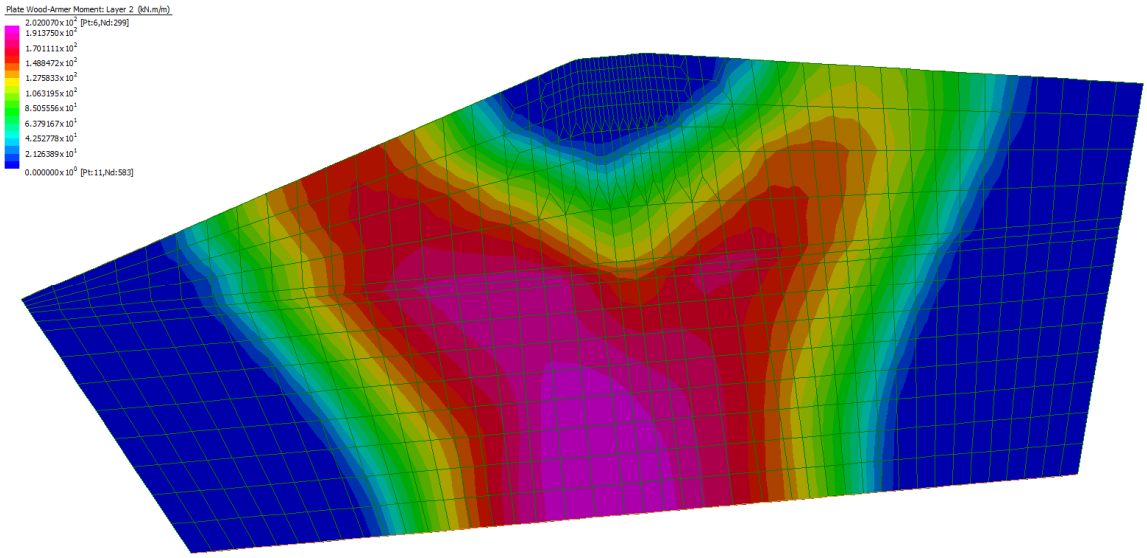
Il valore del carico verticale applicato alla soletta e relativo al peso del "pacchetto" costituente la pavimentazione stradale e al peso del ricoprimento superiore, risulta pari a 12.50 kN/m^2.

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche agli SLU condotte per gli elementi strutturali considerati.
Per le verifiche sugli elementi a piastra sono stati determinati i momenti di Wood Armer, relativi alle direzioni considerate, mentre per la trave le verifiche saranno condotte sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal modello.
La determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul singolo elemento strutturale avverrà attraverso l'analisi degli inviluppi delle combinazioni agli SLU eseguite. Saranno poi condotte anche le verifiche per le sollecitazioni taglianti, e le verifiche alla fessurazione con il metodo indiretto.

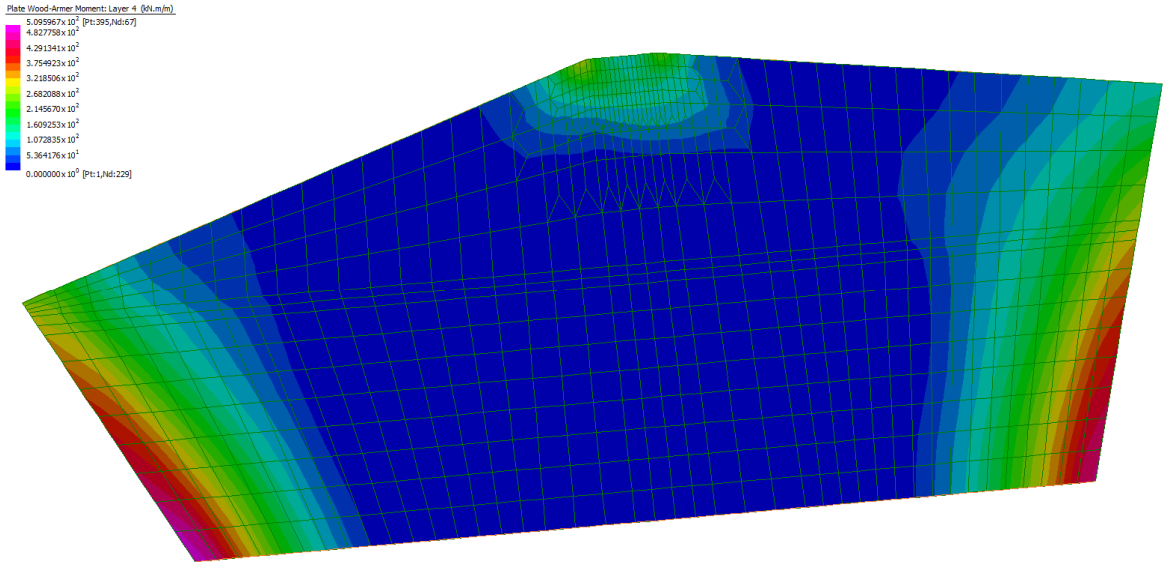
4.10.2 **Verifiche allo SLU**

4.10.2.1 Soletta superiore

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

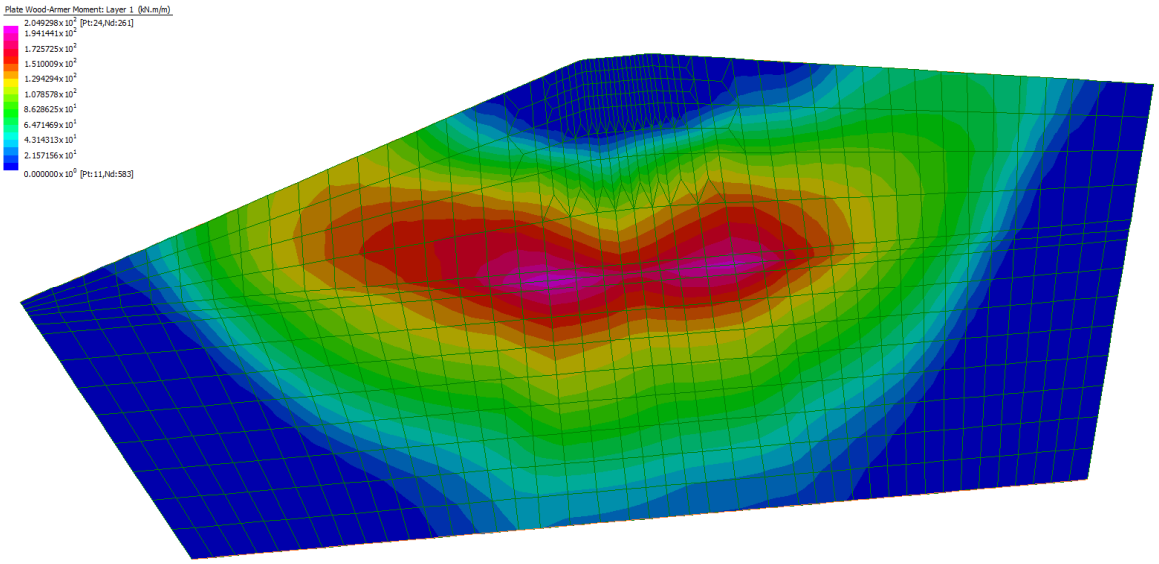


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

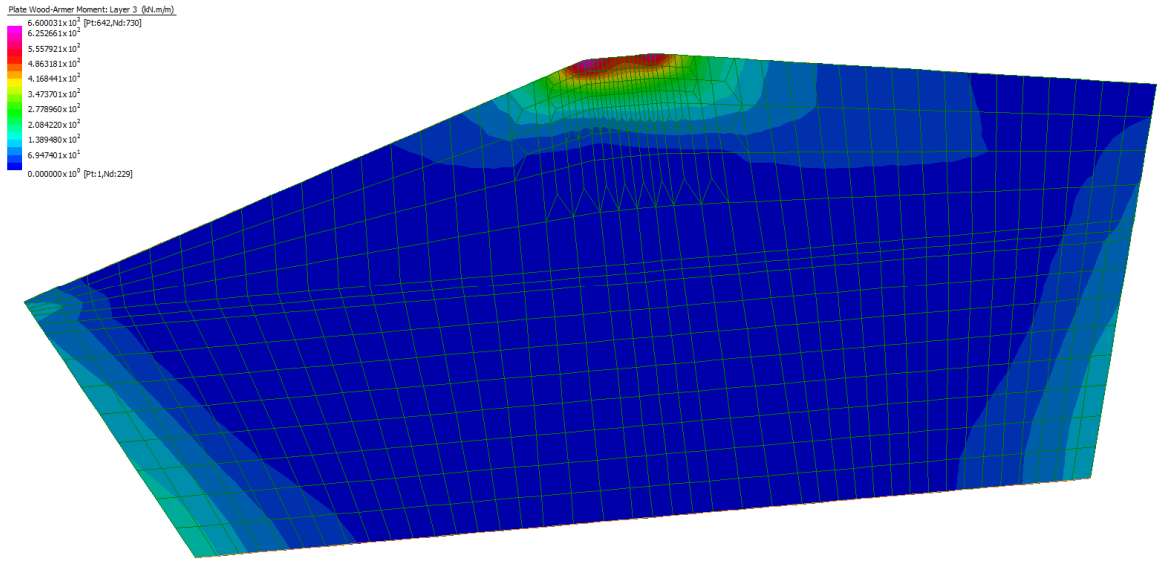


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 509.60 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale

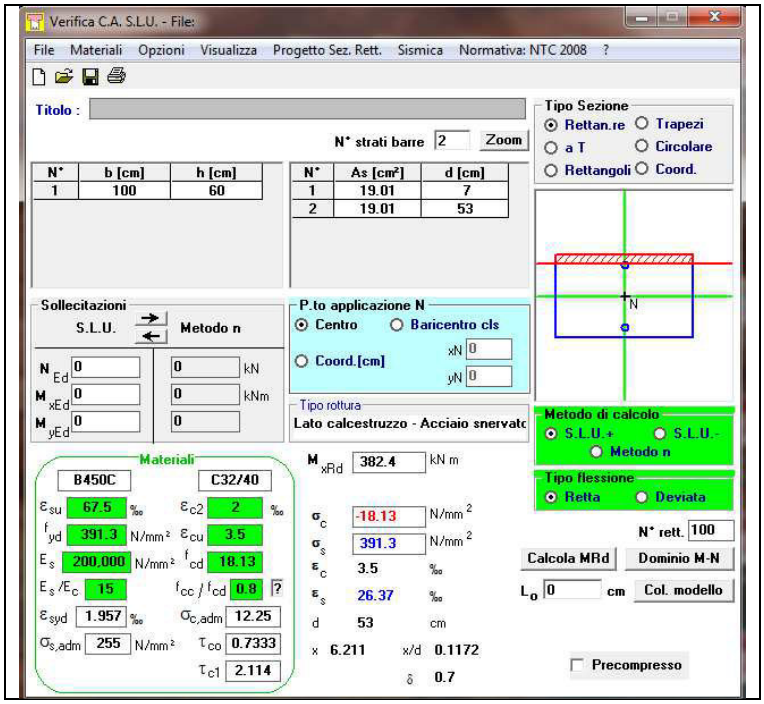


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale

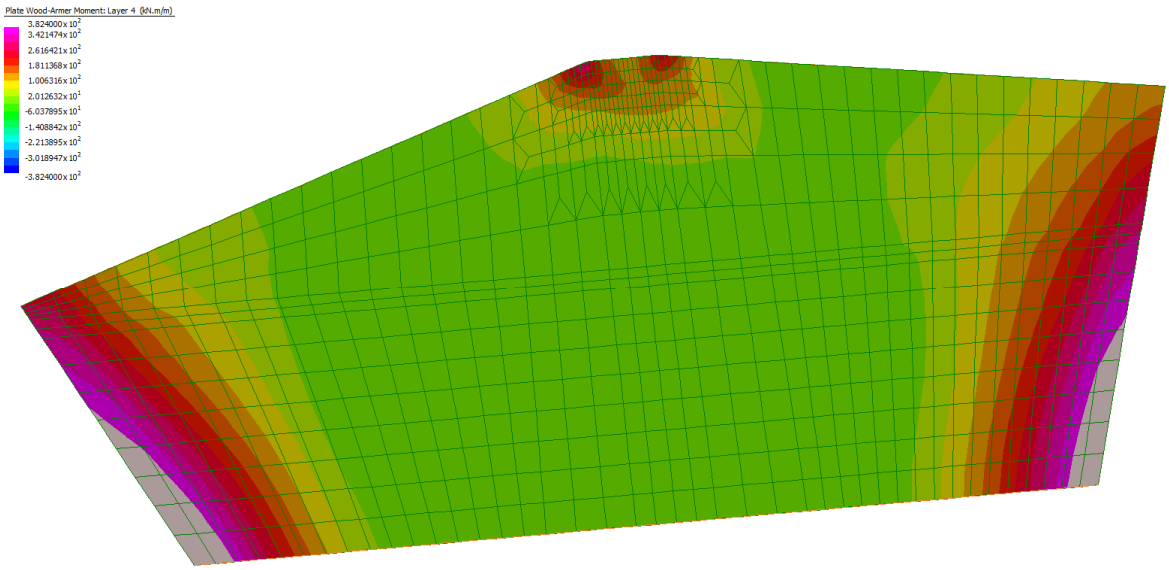


Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 398.40 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

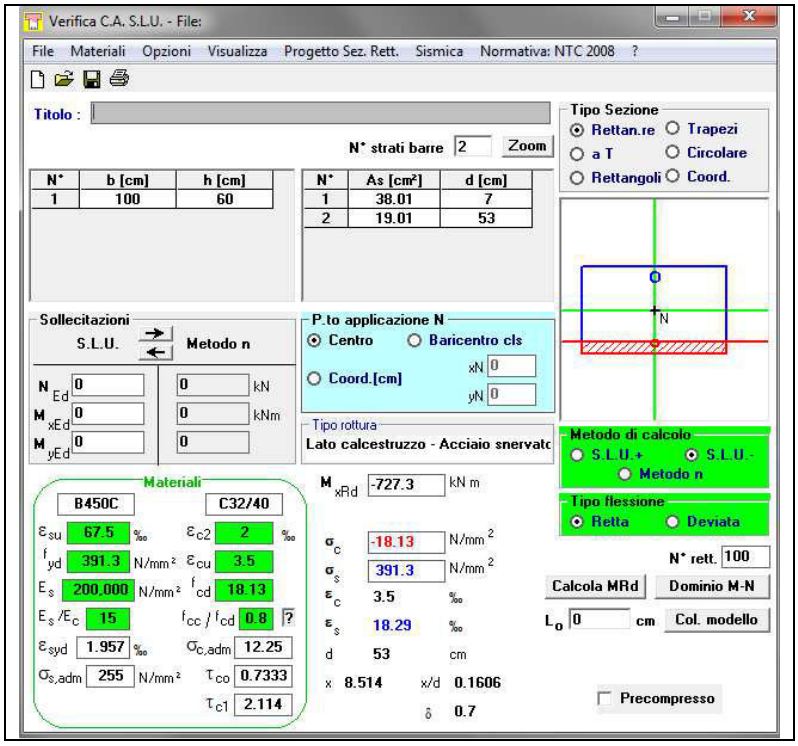
In direzione trasversale l'armatura prevista sarà ϕ22/20 sia superiormente che inferiormente.



Come si può evincere dalla verifica condotta, il momento resistete della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 382.40 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta per l'armatura da disporre inferiormente, mentre per l'armatura superiore, sono presenti delle zone in corrispondenza dei bordi della soletta in cui il momento di calcolo risulta maggiore e pertanto in quelle zone sarà necessario incrementare l'armatura, tale zone sono evidenziate nella mappatura riportata di seguito.

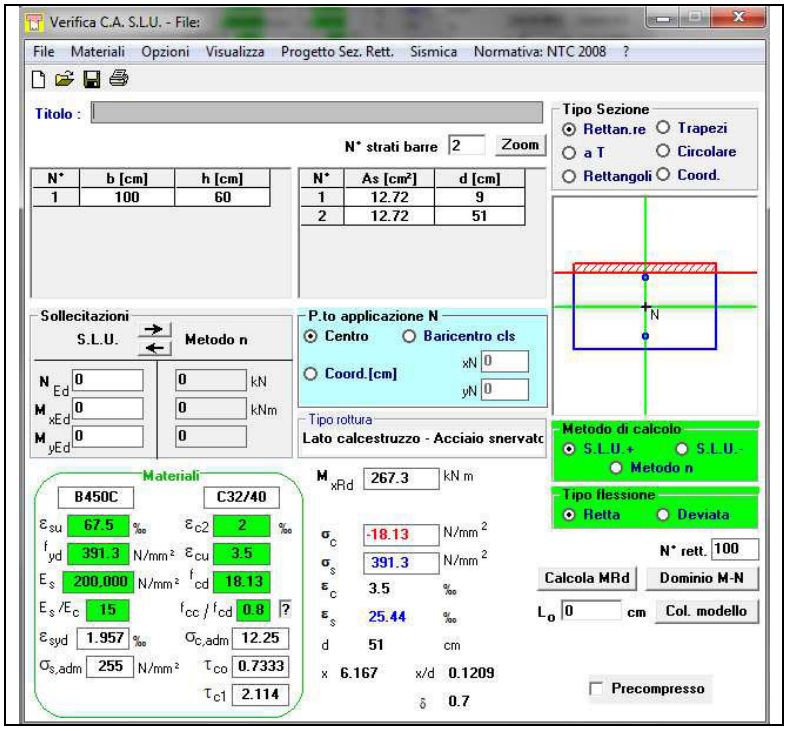


Le zone in cui risulta necessario integrare l'armatura riguardano due tratti in corrispondenza dei bordi della soletta aventi dimensioni trasversali pari a circa 0.70 m. In tale area sarà integrata l'armatura superiore con ulteriori ϕ22/20, la verifica di resistenza è riportata di seguito.



Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 727.3 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

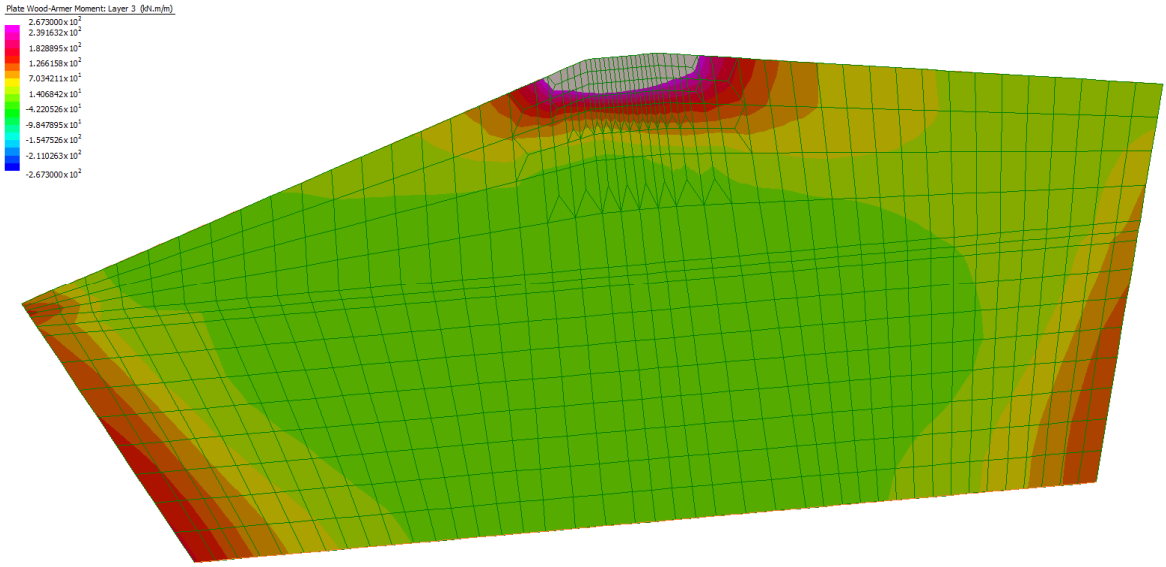
In direzione longitudinale l'armatura prevista sarà ϕ18/20 sia superiormente che inferiormente.



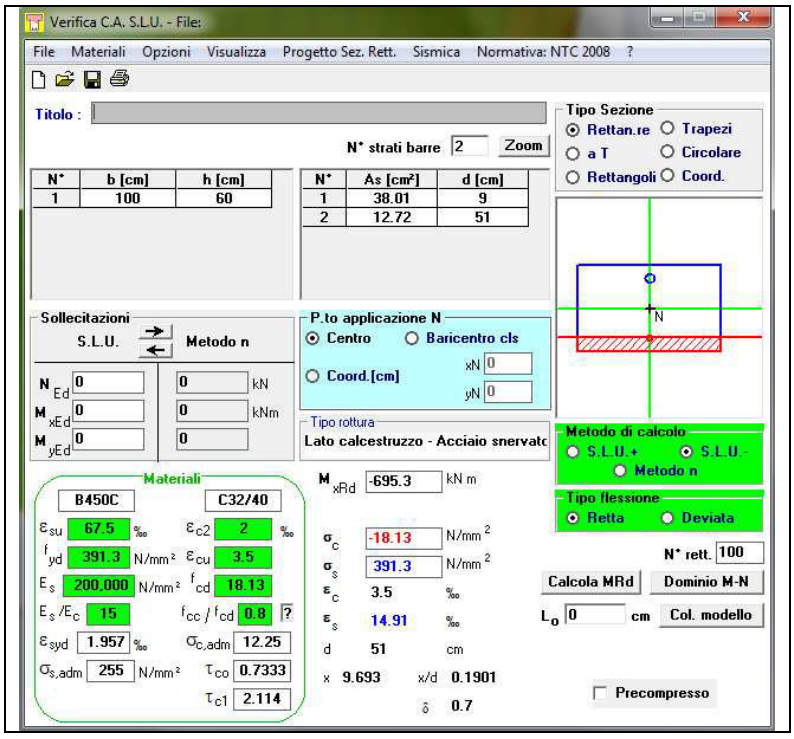
Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 267.30 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta per l'armatura da disporre inferiormente, mentre per l'armatura superiore, sono presenti delle

zone in corrispondenza del bordo di monte della soletta tra le due travi, in cui il momento di calcolo risulta maggiore e pertanto in quelle zone sarà necessario incrementare l'armatura, tale zone sono evidenziate nella mappatura riportata di seguito.

Considerando l'intradosso della soletta, è necessario integrare l'armatura considerata in un tratto avente dimensioni trasversali pari a 2.00 m e sviluppo longitudinale pari a 1.00 m, come indicato nella mappatura riportata di seguito.

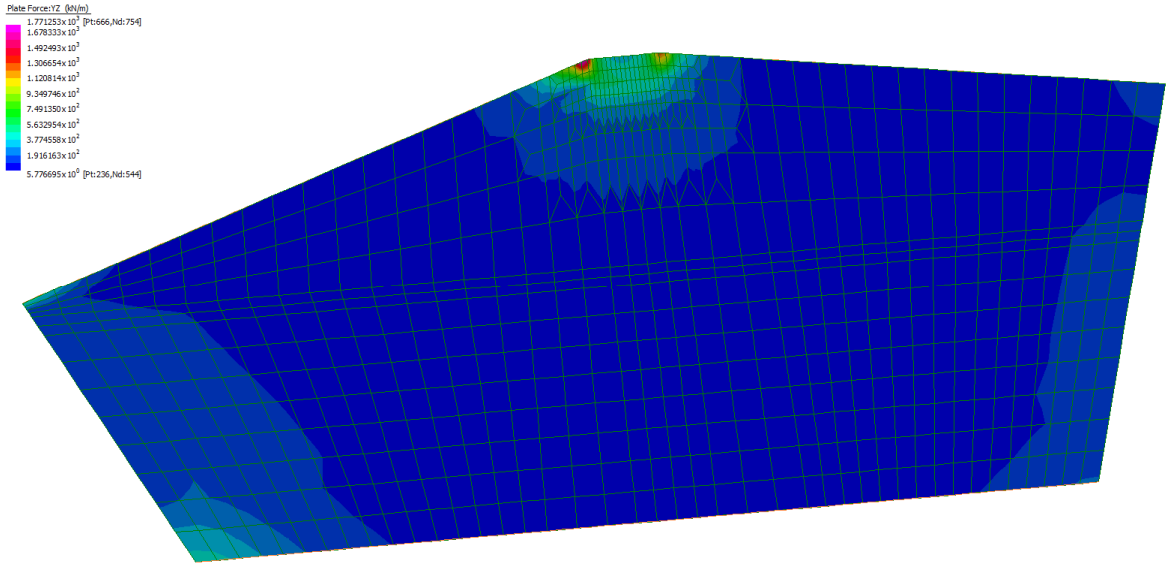


In tale area sarà predisposta un'armatura superiore pari a ϕ 22/10, la verifica di resistenza è riportata di seguito.

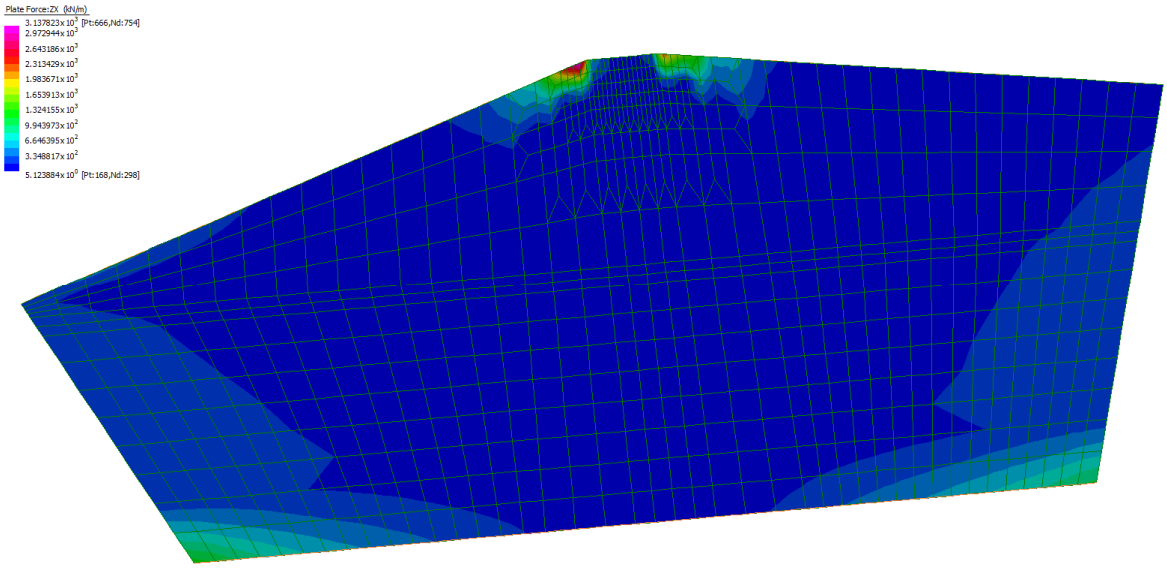


Dalla verifica condotta, il momento resistente della sezione relativo alle armature considerate risulta pari a Mrd = 695.3 kN m/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- Sollecitazioni taglianti soletta in direzione trasversale



- Sollecitazioni taglianti soletta in direzione longitudinale

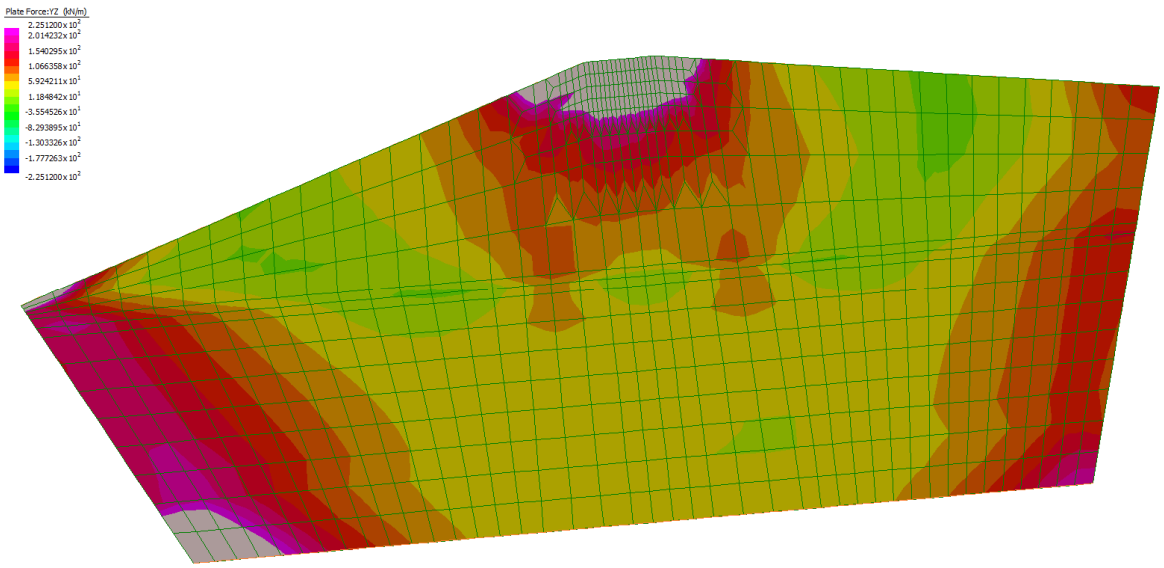


Il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione trasversale, risulta pari a T_{Ed} = 1771 kN/m; mentre il massimo valore della sollecitazione tagliante in direzione longitudinale, risulta pari a T_{Ed} = 3138 kN/m.
La verifica per le due direzioni considerate si eseguirà considerando le sole armature tese trasversali e longitudinali, considerando gli elementi privi di apposita armatura a taglio; nelle zone in cui tale armatura non risultasse sufficiente, sarà integrata con apposite armature resistenti al taglio.
Le verifiche sono riportate di seguito.

Il taglio in direzione trasversale, sarà assorbito dalle armature tese longitudinali.

				d	550	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.603	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.409	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.002313	
A	1272.35	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	18	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	208.74	kN
h	600	mm		**V_{Rd2}**	225.12	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**225.12**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

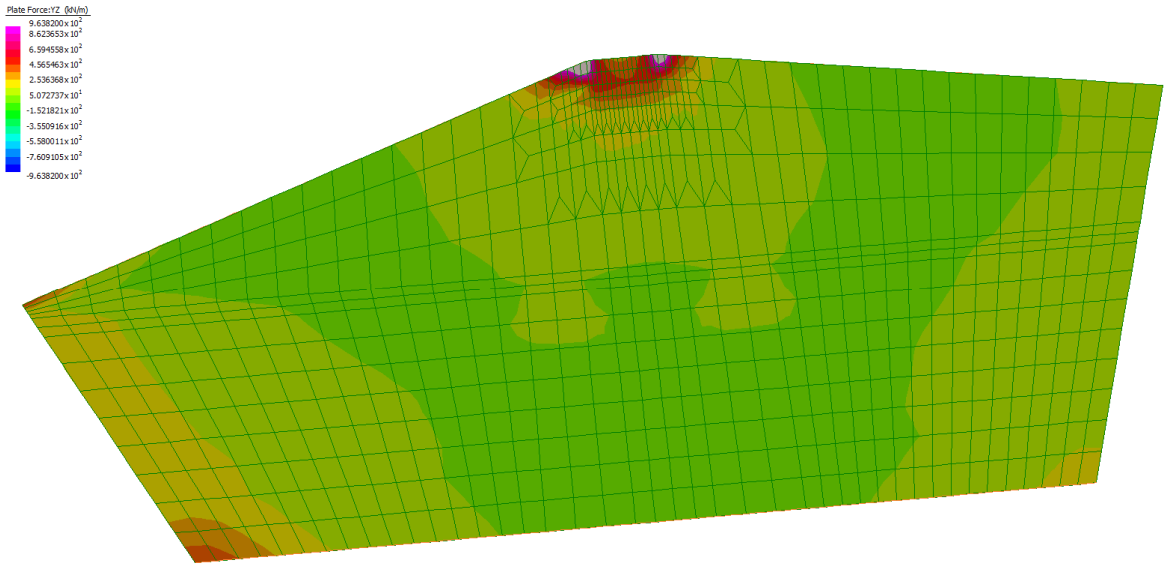
Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 225.12 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo, infatti come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, il taglio risulta superiore in due zone, una in corrispondenza del bordo laterale, e l'altra in corrispondenza del bordo libero di monte compreso tra le due travi. Per la prima area, occorrerà predisporre dei ferri sagomati a 45°; l'area avrà larghezza pari a 1.00 m ed uno sviluppo longitudinale pari a 2.00m. Per la seconda zona andranno predisposte idonee staffature ortogonali all'armatura longitudinali; l'area avrà larghezza pari a 1.00m e sviluppo trasversale pari a 3.50 m circa. I ferri sagomanti considerate saranno costituiti da ϕ16/10, mentre le staffe considerate costituite da ϕ14/20 a quattro bracci al metro.



La verifica al taglio per le barre sagomate a 45° ϕ16/10, è riportata nella tabella seguente, condotta considerando la soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	550	mm				
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm				
f_{ck}	33.20	Mpa		v_1	0.434					
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	2.500					
f_{yd}	391.30	Mpa		N_{Ed}	0	kN				
A_{sw}	201.06	mm²		σ_{cp}	0	MPa				
ϕ barre	16	mm		α_c	1	non compresse				
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703	
s	100	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407	
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813	
c	50	mm			1					
α	45	°		V_{Rsd}	963.82	kN				
α	0.785			V_{Rcd}	2247.87	kN				
n° bracci	1			V_{Rd}	**963.82**	kN				
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%		

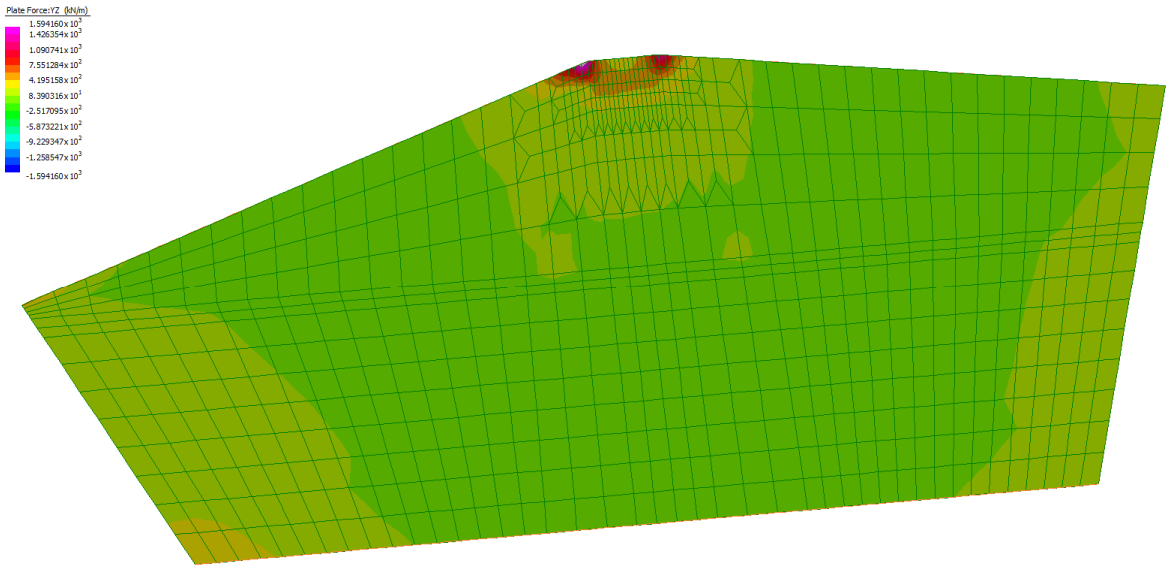
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 963.82 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo per la zona considerata come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito.



La verifica al taglio per le staffe ϕ14/20 a quattro bracci, è riportata nella tabella seguente, condotta considerando la soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	550	mm			
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		v_1	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	2.047				
f_{yd}	391.30	Mpa		N_{Ed}	0	kN			
A_{sw}	804.25	mm²		σ_{cp}	0	MPa			
ϕ barre	16	mm		α_c	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		V_{Rsd}	1594.16	kN			
α	1.571			V_{Rcd}	1836.59	kN			
n° bracci	4			V_{Rd}	**1594.16**	kN			
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%	

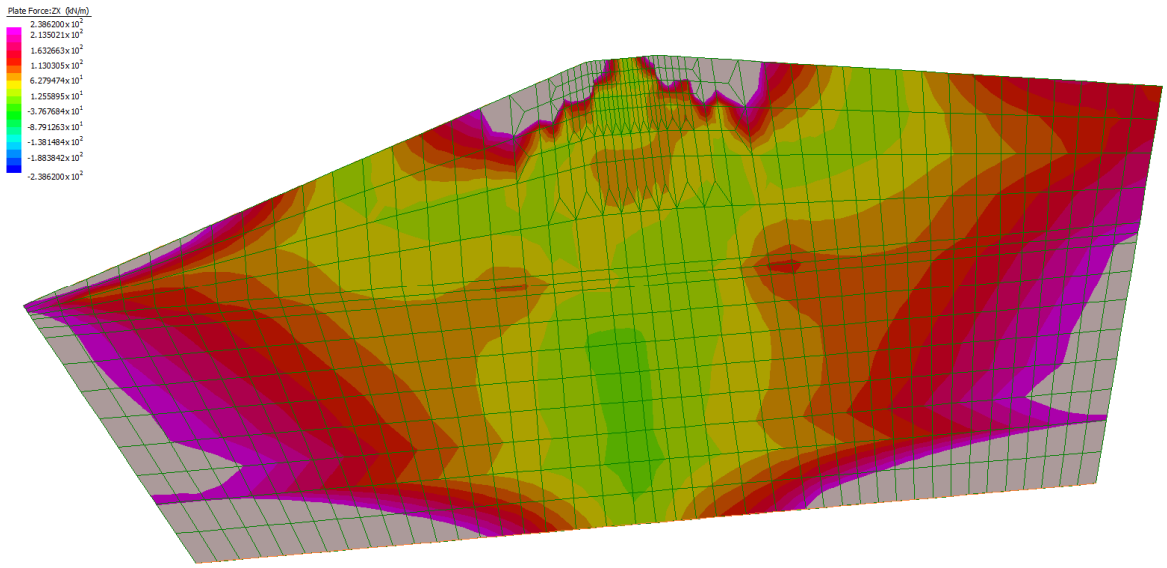
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 1594.16 kN/m, dalla mappatura riportata di seguito, risulta scoperta una piccola area situata in corrispondenza del bordo libero di monte collocato tra le due travi.
Poiché in corrispondenza della zona considerata, sarà presente la parete verticale dello scatolare che quindi assorbirà tale sollecitazione, la verifica può ritenersi soddisfatta.



Il taglio in direzione longitudinale, sarà assorbito dalle armature tese trasversali.

				d	550	mm
R_{ck}	40	Mpa		**k**	1.603	
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_{min}**	0.409	
f_{cd}	18.81	Mpa		**b_w**	1000	mm
f_{yd}	391.30	Mpa		**ρ_l**	0.003456	
A	1900.66	mm²		**N_{Ed}**	0	kN
ϕ barre	22	mm		**σ_c**	0.000	Mpa
n° barre	5			**V_{Rd1}**	238.62	kN
h	600	mm		**V_{Rd2}**	225.12	kN
c	50	mm		**V_{Rd}**	**238.62**	kN
				V_{Ed}	0.0	kN

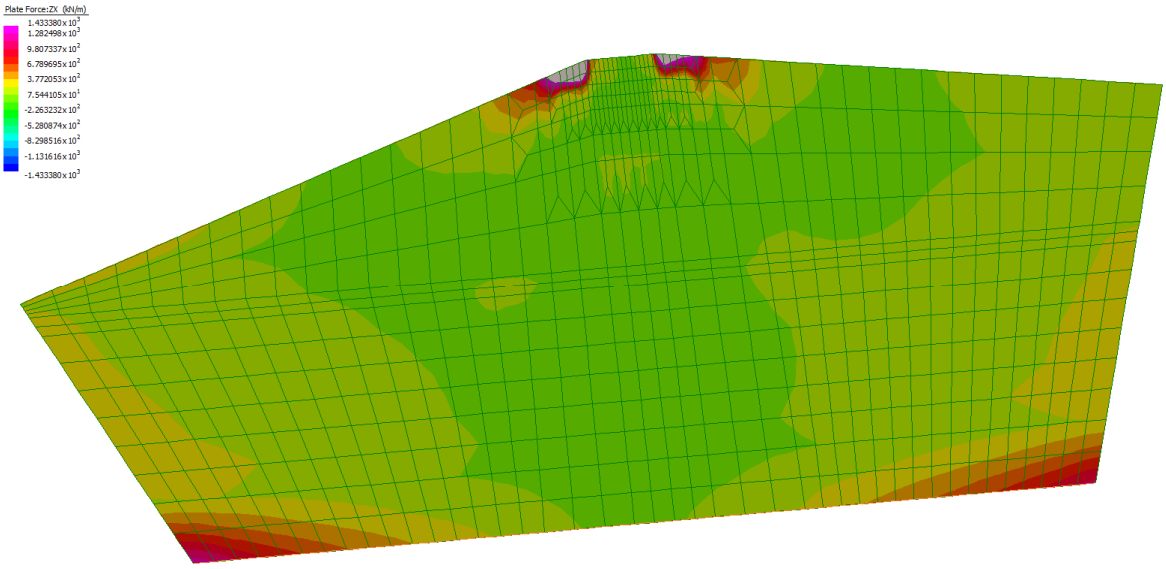
Dalla verifica, il taglio resistente relativo all'armatura considerata, per elementi privi di apposita armatura a taglio risulta pari a 238.62 kN/m, valore inferiore rispetto alla massima azione tagliante di calcolo; infatti, come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito, occorrerà predisporre idonee staffature ortogonali alle armature trasversali considerate, su alcune aree ubicate in prossimità dei bordi esterni della soletta.
Nelle zone in corrispondenza dei bordi laterali andranno previste delle staffe ϕ14/20 a quattro bracci, disposte in direzione ortogonale alle armature trasversali, su un'area avente larghezza pari a 1.00m e lunghezza pari alla distanza tra le travi di monte e quella di valle.
La stessa armatura sarà prevista per la zona inferiore limitrofa alla trave di valle, le aree soggette ad integrazione delle armature avranno larghezza pari a 2.20 m ed altezza pari a 1.00 m.
Per le due aree superiori, saranno previste delle staffe ϕ16/10 a quattro bracci, disposte anch'esse ortogonalmente alle armature trasversali. L'area su cui andranno collocate avrà larghezza pari a quella considerata per le staffe disposte nell'altra direzione, ossia, larghezza pari a 3.50 m e spessore pari a 1.00 m.



La verifica al taglio per le staffe ϕ14/20 a quattro bracci, è riportata nella tabella seguente, condotta considerando la soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	550	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa		**v1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.404				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	615.75	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	14	mm			1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	200	mm		**αc**	1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	1433.38	kN			
α	1.571			**VRcd**	1651.36	kN			
n° bracci	4			**VRd**	**1433.38**	kN			
				VEd		kN	**VERIFICA**	0.0%	

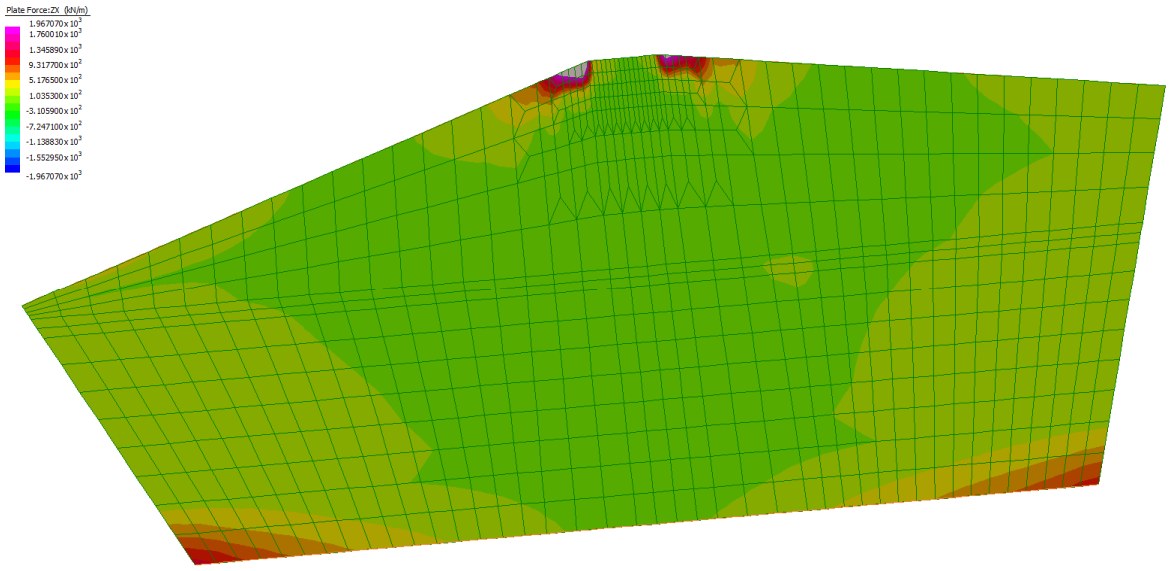
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 1433.38 kN/m che risulta maggiore del valore della massima azione tagliante di calcolo per la zona considerata come si può vedere dalla mappatura riportata di seguito.



La verifica al taglio per le staffe ϕ16/10 a quattro bracci, è riportata nella tabella seguente, condotta considerando la soletta dotata di apposita armatura resistente al taglio.

				d	550	mm			
R_{ck}	40	Mpa		b_w	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		v_1	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		cotϑ	1.263				
f_{yd}	391.30	Mpa		N_{Ed}	0	kN			
A_{sw}	804.25	mm²		σ_{cp}	0	MPa			
ϕ barre	16	mm		α_c	1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd		0.000	4.703
s	100	mm			1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤		4.703	9.407
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		V_{Rsd}	1967.07	kN			
α	1.571			V_{Rcd}	2266.20	kN			
n° bracci	4			V_{Rd}	**1967.07**	kN			
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%	

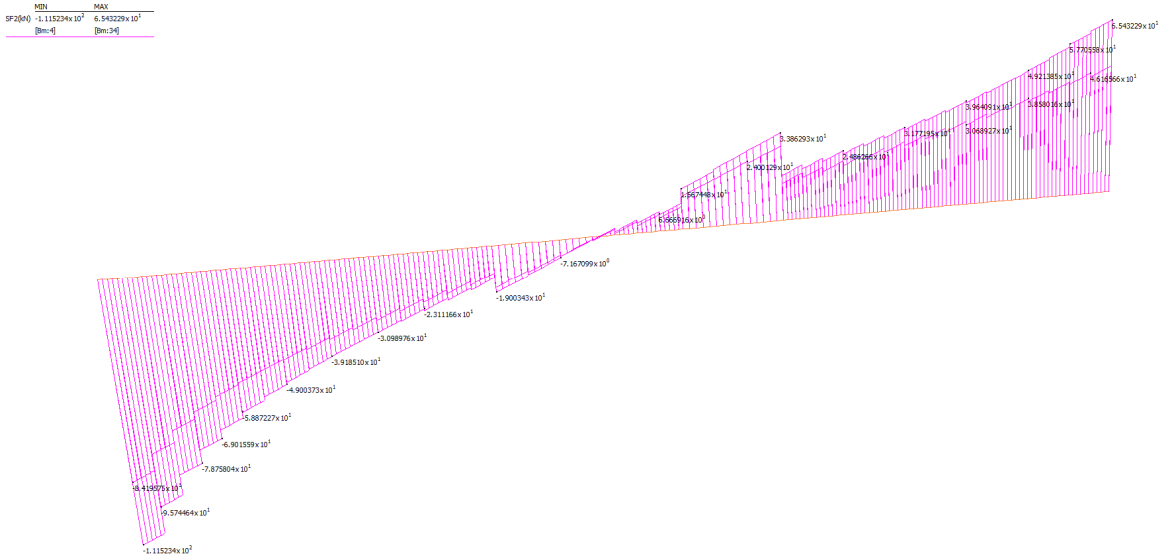
Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 1967.07 kN/m, dalla mappatura riportata di seguito, risulta scoperta una piccola area situata in corrispondenza del bordo libero di monte collocato tra le due travi.
Poiché in corrispondenza della zona considerata, sarà presente la parete verticale dello scatolare che quindi assorbirà tale sollecitazione, la verifica può ritenersi soddisfatta.



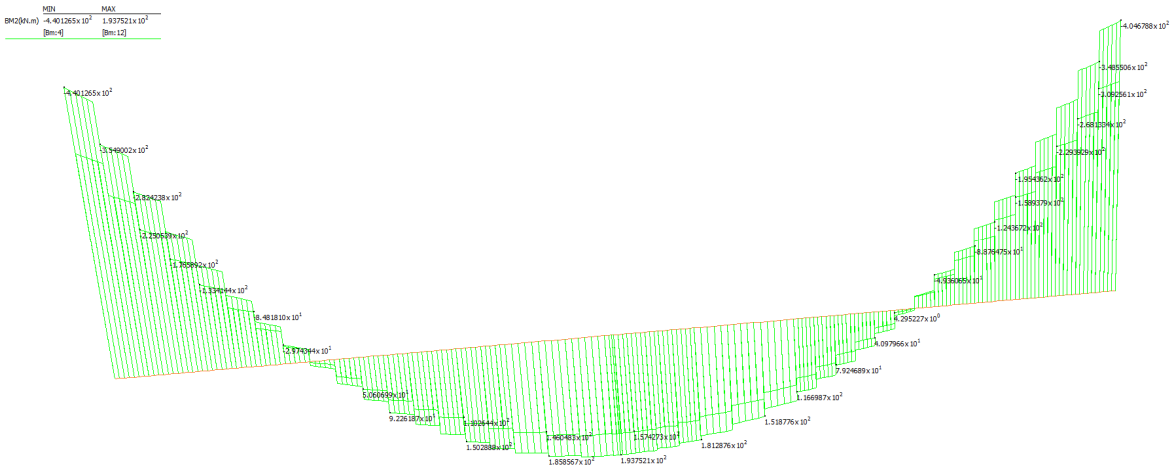
4.10.2.2 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 8.00 m

Per tale trave, denominata "TIPO 1" si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente sia per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

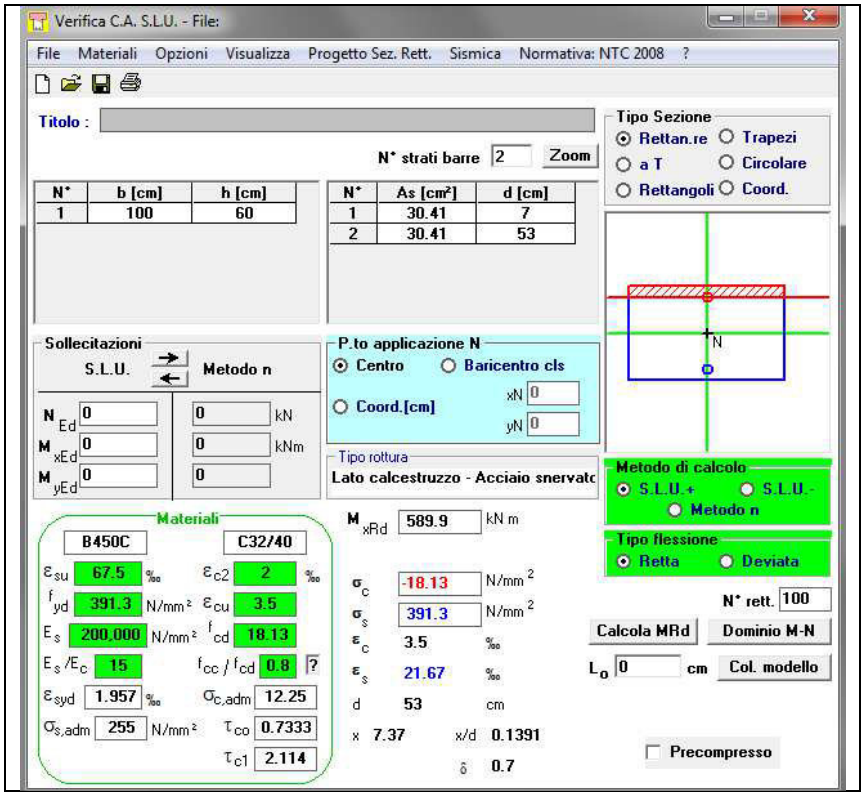
- Sollecitazioni taglianti trave



- Sollecitazioni flettenti trave



La trave presenta una larghezza pari a 1.00 m e un'altezza pari a 0.70 m, con luce di calcolo pari a 8.00m.
Il massimo momento flettente agente sulla trave, risulta pari a M_{Ed} = 440.13 kN m;
la massima azione tagliante agente sulla trave, risulta pari a T_{Ed} = 111.52 kN; di seguito si riporta l'esito delle verifiche condotte.



Le armature longitudinali della trave considerata, risultano:

- 8 ϕ22 sopra;
- 8 ϕ22 sotto;

per quanto riguarda le armature di parete, si predisporranno 2 ϕ14 su entrambi i lati.
Il momento resistente relativo a tali armature sarà pari a Mrd = 589.9 kN m.
Per le armature resistenti al taglio saranno utilizzate staffe a due braccia ϕ 8/20

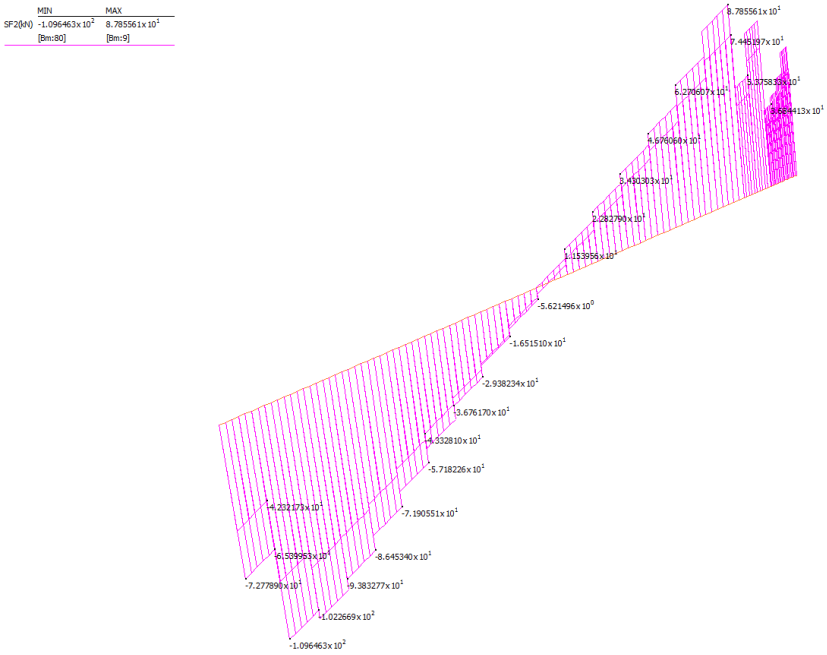
				d	550	mm			
R_{ck}	40	Mpa		**b_w**	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_1**	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
f_{yd}	391.30	Mpa		**N_{Ed}**	0	kN			
A_{sw}	100.53	mm²		**σ_{cp}**	0	MPa			
ϕ barre	8	mm			1	non compresse			
					1	$0 \le \sigma cp < 0.25fcd$		0.000	4.703
s	200	mm		**α_c**	1.25	$0.25fcd \le \sigma cp \le$		4.703	9.407
h	600	mm			2.50	$0.5fcd < \sigma cp < fcd$		9.407	18.813
c	50	mm			1				
α	90	°		**V_{Rsd}**	243.40	kN			
α	1.571			**V_{Rcd}**	1605.62	kN			
n° bracci	2			**V_{Rd}**	**243.40**	kN			
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 243.40 kN m, inferiore al valore del taglio di calcolo sollecitante T_{Ed}.
Le verifiche risultano soddisfatte.

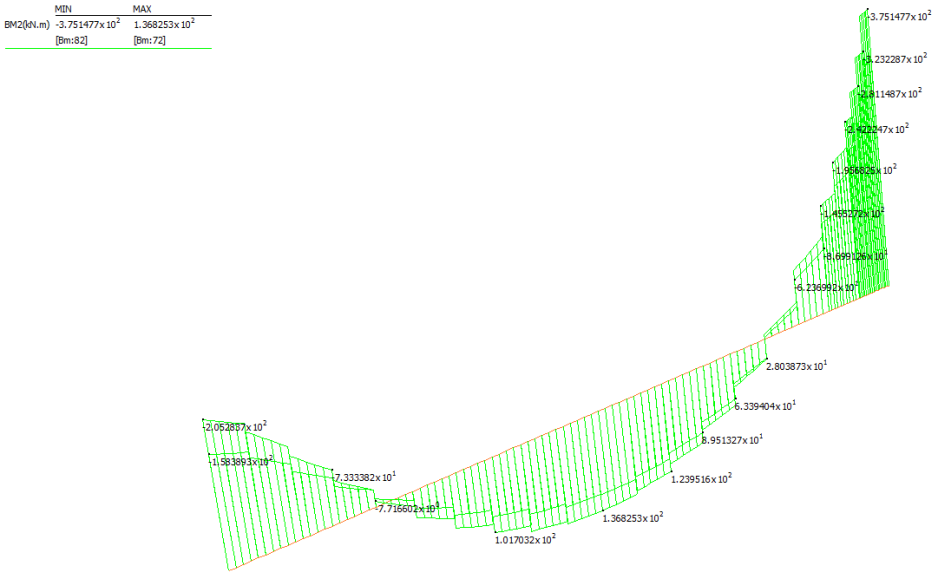
4.10.2.3 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 6.00 m

Per tale trave, denominata "TIPO 2" si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente sia per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

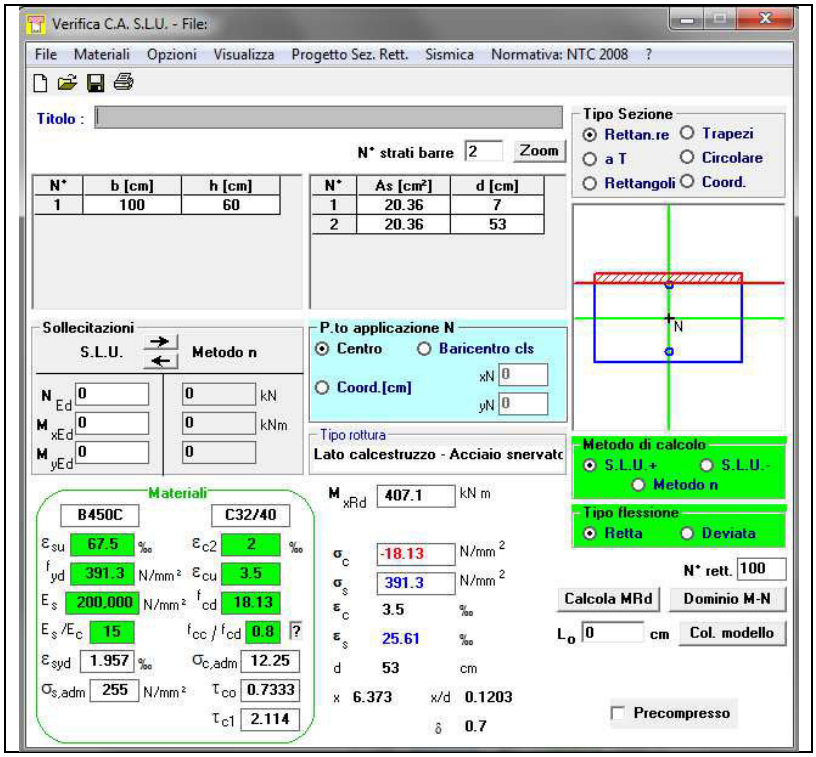
- Sollecitazioni taglianti trave



- Sollecitazioni flettenti trave



La trave presenta una larghezza pari a 1.00 m e un'altezza pari a 0.70 m, con luce di calcolo pari a 6.00 m.
Il massimo momento flettente agente sulla trave, risulta pari a M_{Ed} = 375.15 kN m;
la massima azione tagliante agente sulla trave, risulta pari a T_{Ed} = 109.65 kN; di seguito si riporta l'esito delle verifiche condotte.



Le armature longitudinali della trave considerata, risultano:

- 8 ϕ18 sopra;
- 8 ϕ18 sotto;

per quanto riguarda le armature di parete, si predisporranno 2 ϕ14 su entrambi i lati.
Il momento resistente relativo a tali armature sarà pari a Mrd = 407.10 kN m.
Per le armature resistenti al taglio saranno utilizzate staffe a due braccia ϕ 8/20

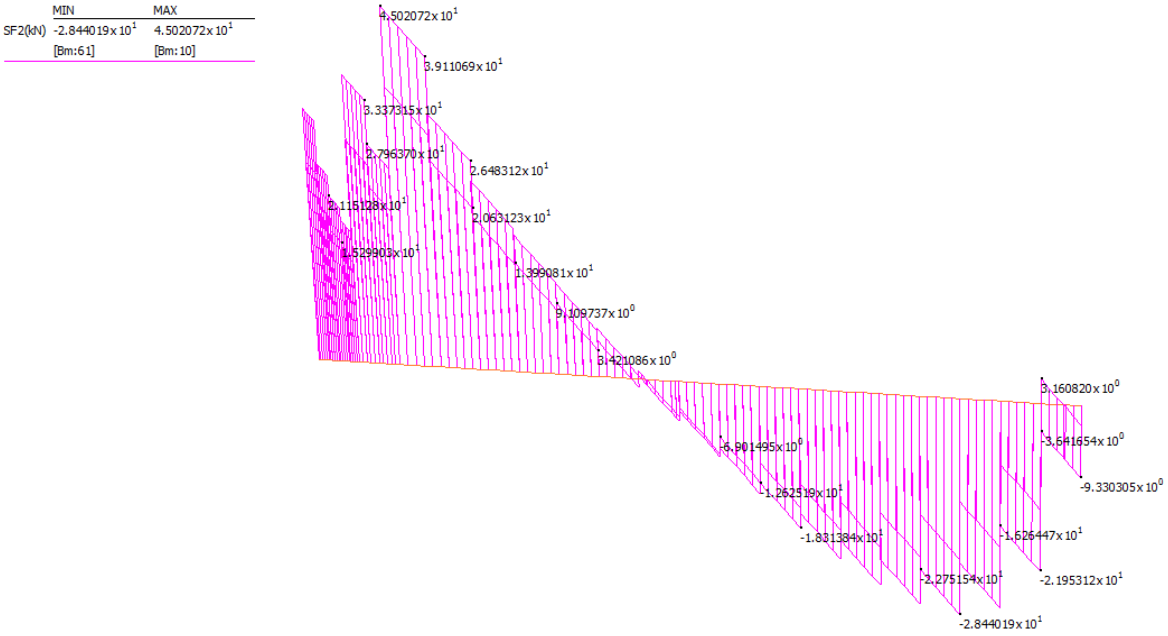
				d	550	mm			
R_{ck}	40	Mpa		**b_w**	1000	mm			
f_{ck}	33.20	Mpa		**v_1**	0.434				
f_{cd}	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
f_{yd}	391.30	Mpa		**N_{Ed}**	0	kN			
A_{sw}	100.53	mm²		**σ_{cp}**	0	MPa			
ϕ barre	8	mm			1	non compresse			
					1	$0 \le \sigma cp < 0.25fcd$	0.000	4.703	
s	200	mm		**α_c**	1.25	$0.25fcd \le \sigma cp \le$	4.703	9.407	
h	600	mm			2.50	$0.5fcd < \sigma cp < fcd$	9.407	18.813	
c	50	mm			1				
α	90	°		**V_{Rsd}**	243.40	kN			
α	1.571			**V_{Rcd}**	1605.62	kN			
n° bracci	2			**V_{Rd}**	**243.40**	kN			
				V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 243.40 kN m, inferiore al valore del taglio di calcolo sollecitante T_{Ed}.
Le verifiche risultano soddisfatte.

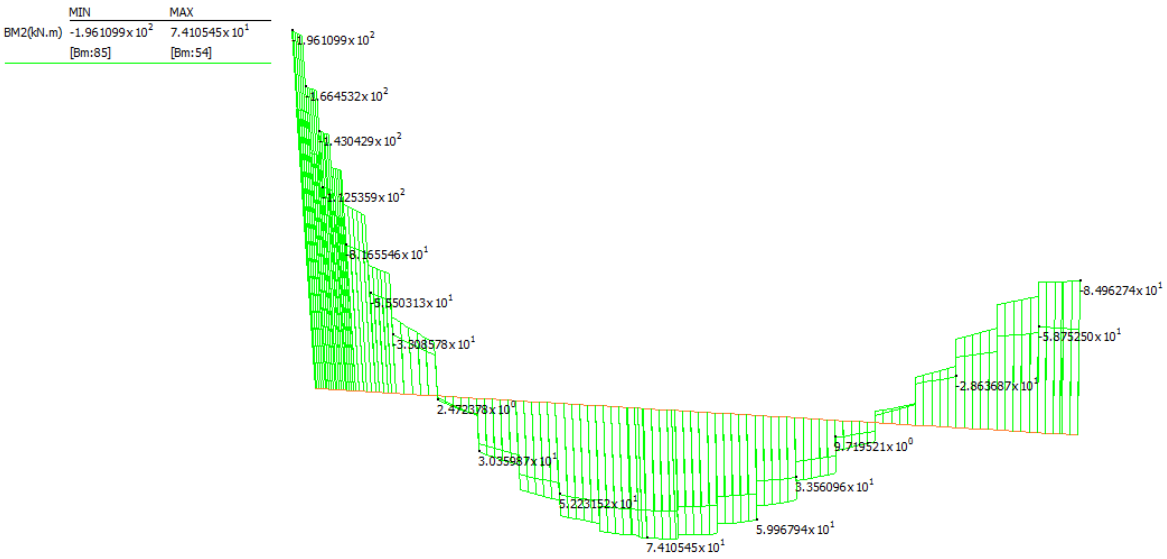
4.10.2.4 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 4.50 m

Per tale trave, denominata "TIPO 3" si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dagli inviluppi delle combinazioni agli SLU, rispettivamente sia per le sollecitazioni di taglio che per il momento flettente

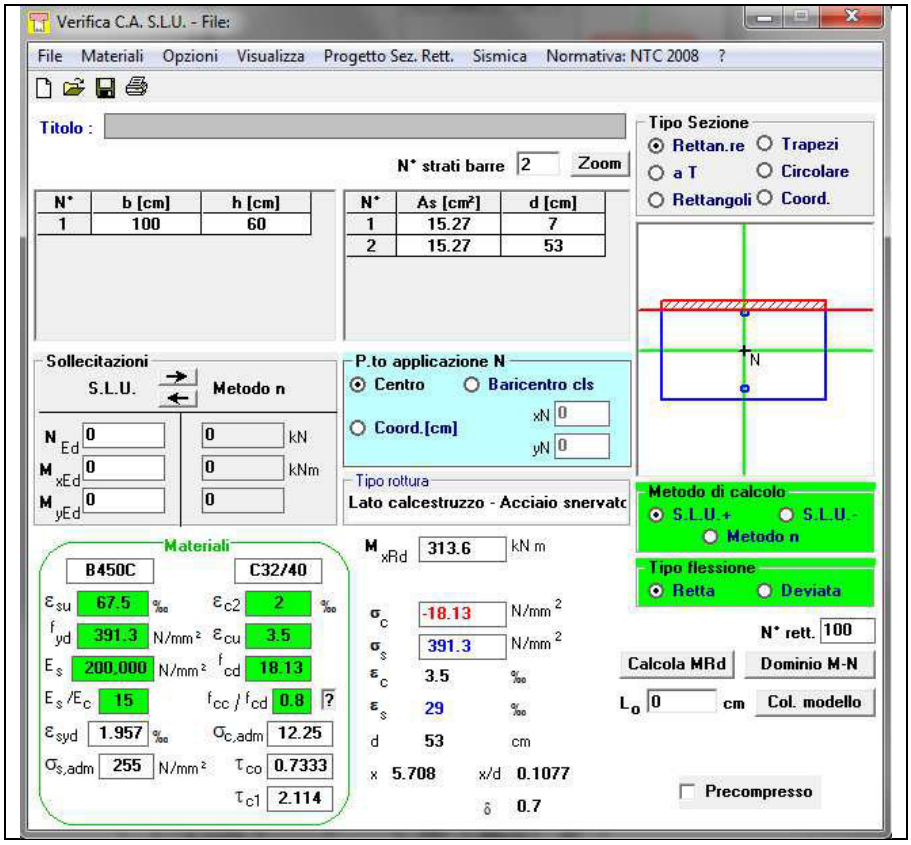
- Sollecitazioni taglianti trave



- Sollecitazioni flettenti trave



La trave presenta una larghezza pari a 1.00 m e un'altezza pari a 0.70 m, con luce di calcolo pari a 4.50 m.
Il massimo momento flettente agente sulla trave, risulta pari a M_{Ed} = 196.11 kN m;
la massima azione tagliante agente sulla trave, risulta pari a T_{Ed} = 45.02 kN; di seguito si riporta l'esito delle verifiche condotte.



Le armature longitudinali della trave considerata, risultano:

- 6 ϕ18 sopra;
- 6 ϕ18 sotto;

per quanto riguarda le armature di parete, si predisporranno 2 ϕ14 su entrambi i lati.
Il momento resistente relativo a tali armature sarà pari a Mrd = 313.60 kN m.
Per le armature resistenti al taglio saranno utilizzate staffe a due braccia ϕ 8/20

				d	550	mm			
Rck	40	Mpa		**bw**	1000	mm			
fck	33.20	Mpa		**ν1**	0.434				
fcd	18.81	Mpa		**cotϑ**	2.500				
fyd	391.30	Mpa		**NEd**	0	kN			
Asw	100.53	mm²		**σcp**	0	MPa			
ϕ barre	8	mm			1	non compresse			
					1	0 ≤ σcp < 0.25fcd	0.000	4.703	
s	200	mm		**αc**	1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤	4.703	9.407	
h	600	mm			2.50	0.5fcd < σcp <fcd	9.407	18.813	
c	50	mm			1				
α	90	°		**VRsd**	243.40	kN			
α	1.571			**VRcd**	1605.62	kN			
n° bracci	2			**VRd**	**243.40**	kN			
				VEd		kN	VERIFICA	0.0%	

Il valore del taglio resistente risulta pari a T_{rd} = 243.40 kN m, inferiore al valore del taglio di calcolo sollecitante T_{Ed}.
Le verifiche risultano soddisfatte.

Le armature ricavate per la soletta e per le tre travi, saranno utilizzate, a favore di sicurezza anche per la platea e le tre travi inferiori, tendo conto di ribaltare le armature in prossimità delle pareti trasversali e d in prossimità della campata centrale.

4.10.3 **Verifiche allo SLE**

La verifica alla fessurazione del calcestruzzo, è stata condotta utilizzando il metodo senza calcolo diretto secondo quanto riportato nella tabella C 4.1 II e C 4.2 III nel *DM 14 gennaio 2008 e nella Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.*
In pratica tale verifica consiste nel controllare la tensione sulle barre di Armatura per la combinazione SLE.
Se le tensioni risultano inferiori a quanto prescritto sulle tabelle citate per i diametri delle barre considerate e per i relativi interassi adottati, la verifica alla fessurazione può ritenersi soddisfatta.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0{,}4$ mm	$w_2 = 0{,}3$ mm	$w_1 = 0{,}2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

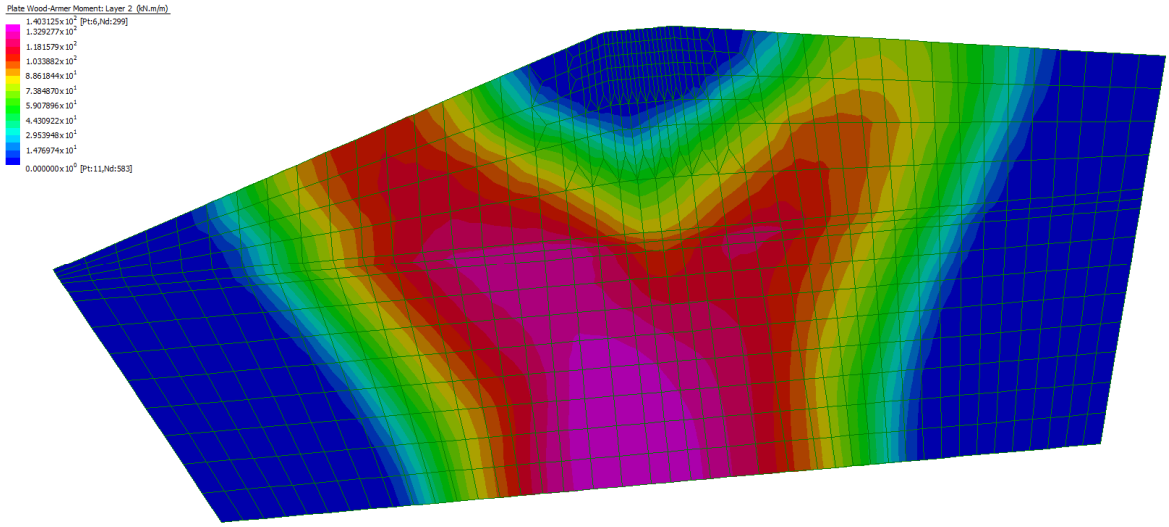
Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0{,}4$ mm	$w_2 = 0{,}3$ mm	$w_1 = 0{,}2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

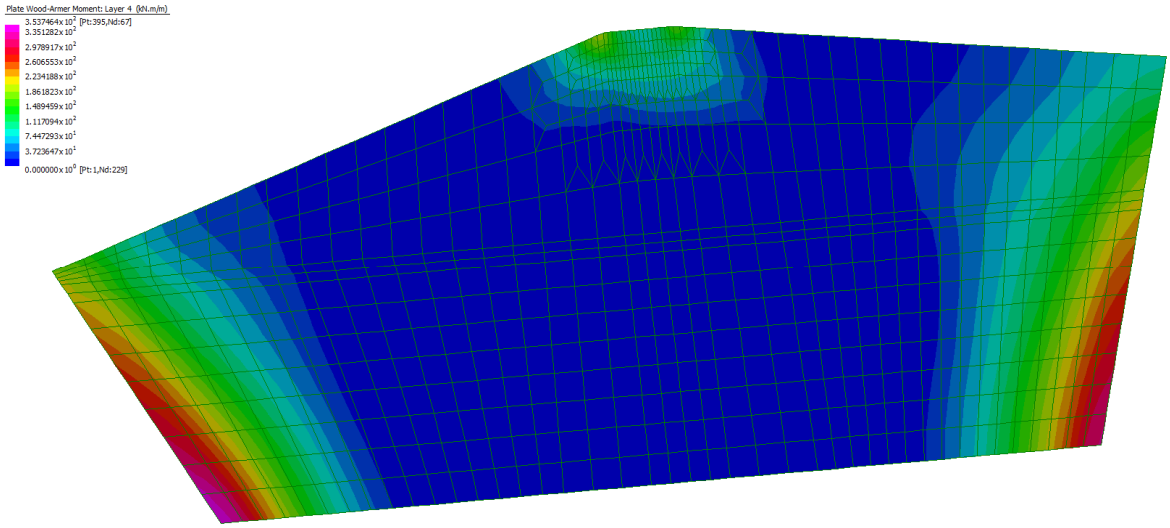
Con il valore del momento si determina la tensione sulle barre di armatura, il cui calcolo è riportato nell'immagine sotto, utilizzando il software di calcolo "Verifica C.A. S.L.U.".
In funzione della classe di esposizione del calcestruzzo XC4 le condizioni ambientali risultano aggressive, per armatura poco sensibile, si considera un ampiezza di apertura delle fessure pari a w_2.

4.10.3.1 Soletta superiore

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

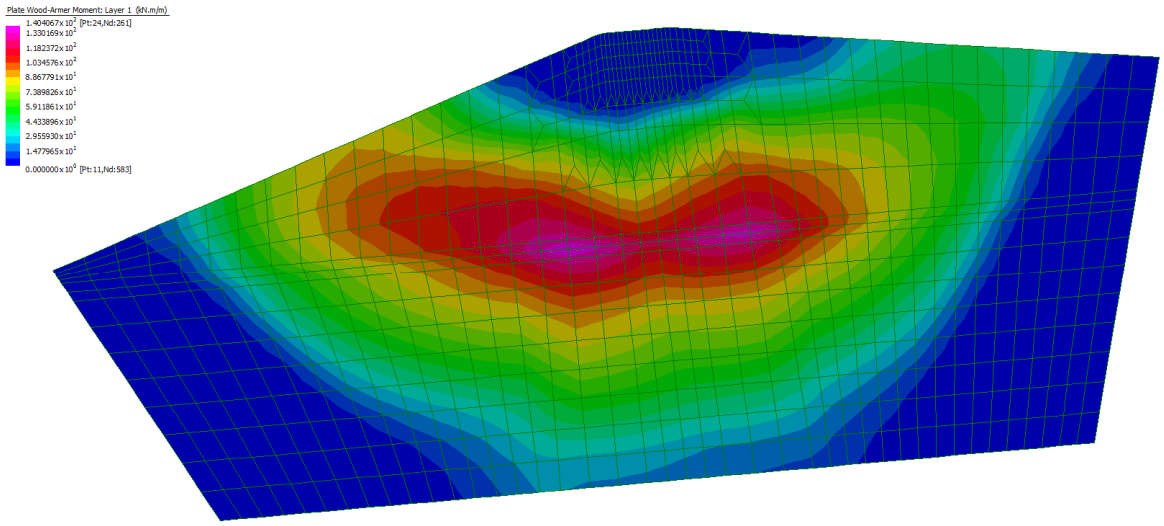


- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione trasversale

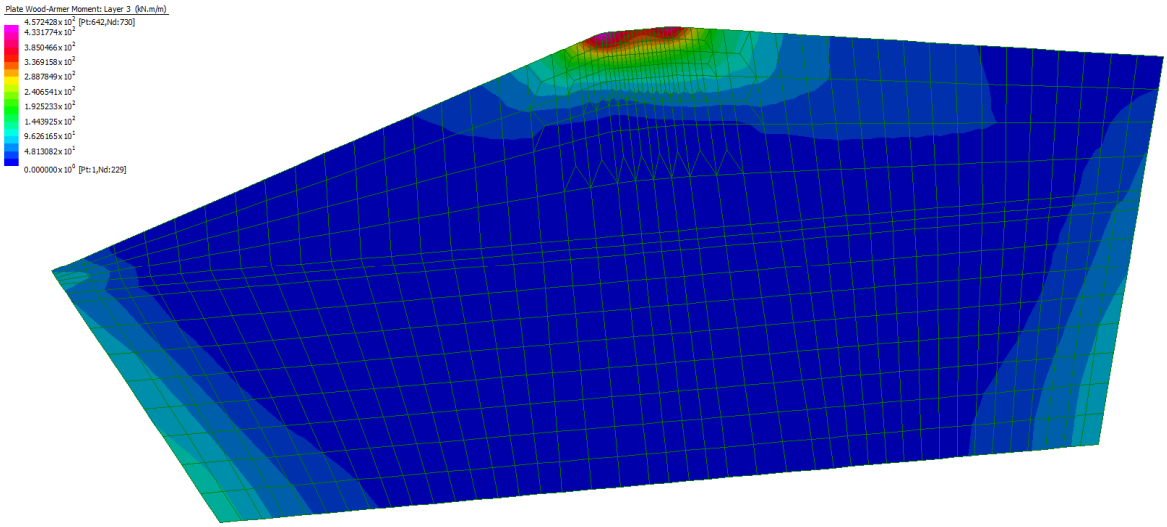


Il massimo momento flettente in direzione trasversale, risulta pari a M_{Ed} = 353 kNm/m.

- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale



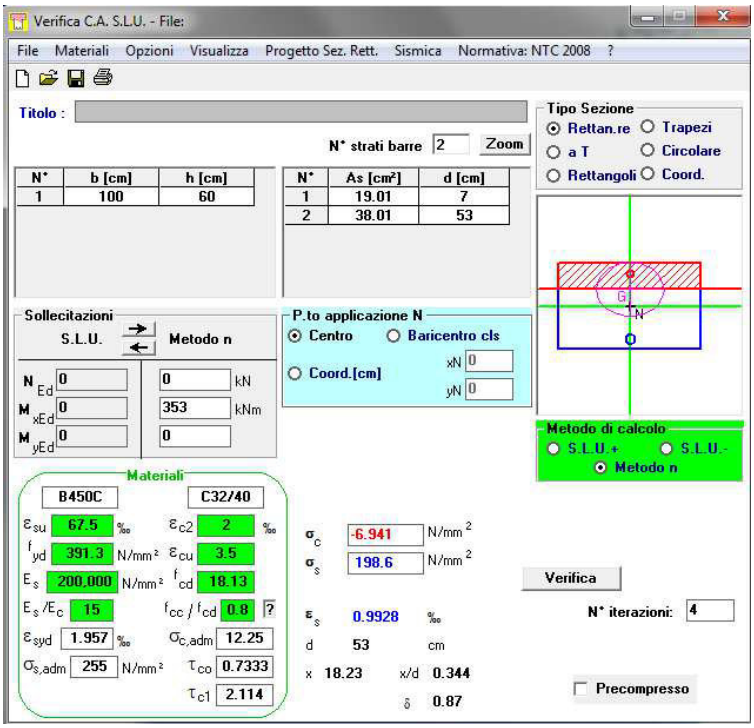
- Sollecitazioni flettenti soletta in direzione longitudinale



Il massimo momento flettente in direzione longitudinale, risulta pari a M_{Ed} = 457 kNm/m; di seguito si riporta l'esito delle verifiche sia per la direzione trasversale, che per la direzione longitudinale.

Per la direzione trasversale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 22/10 sopra e ϕ22/20 sotto.

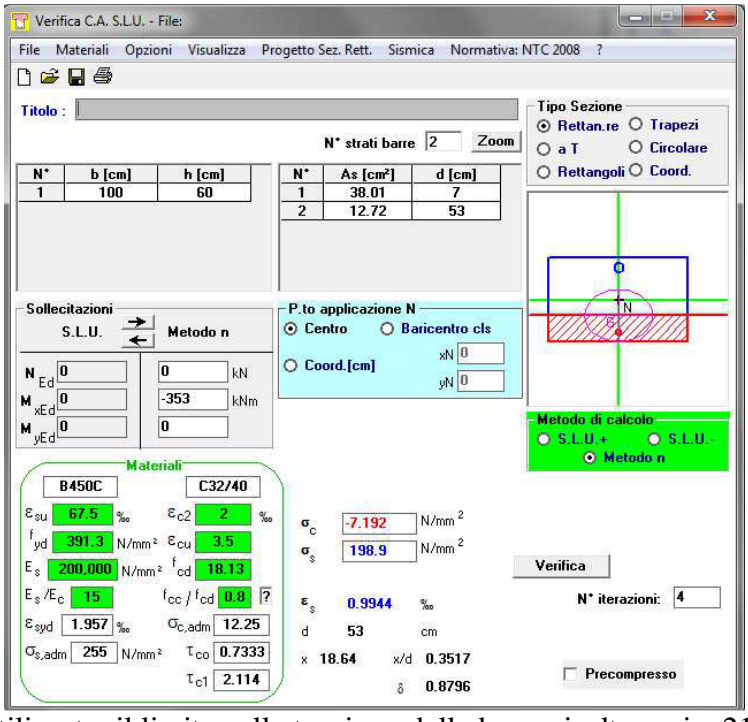
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

per la direzione longitudinale, l'armatura presente nella zona a massimo momento è pari a ϕ 22/10 sopra e ϕ18/20 sotto.

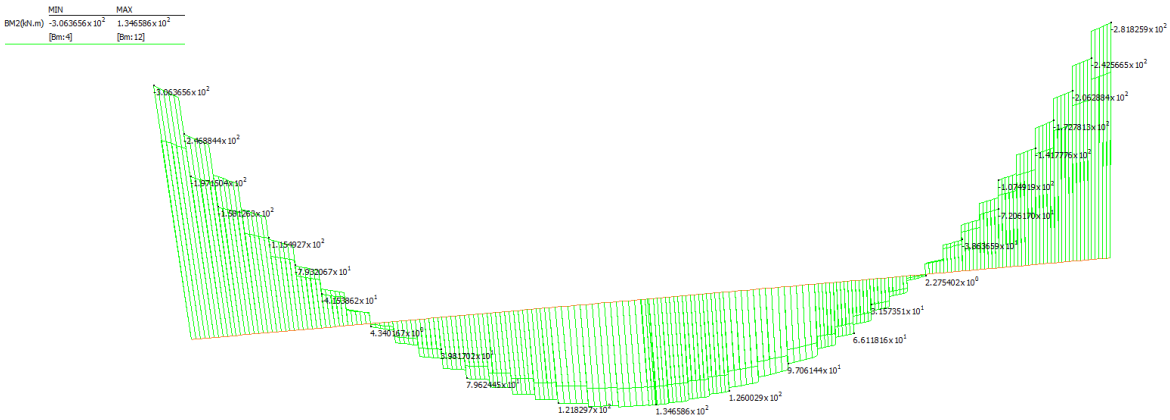
Il calcolo della tensione massima sulle barre è riportato nel seguito.



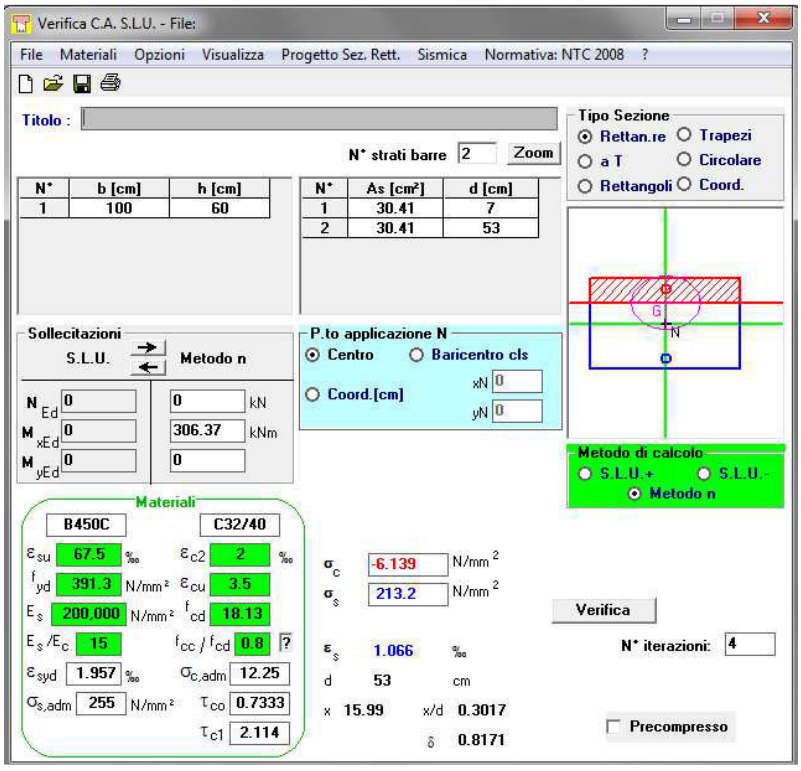
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 213 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.10.3.2 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 8.00 m

- Sollecitazione flettente trave



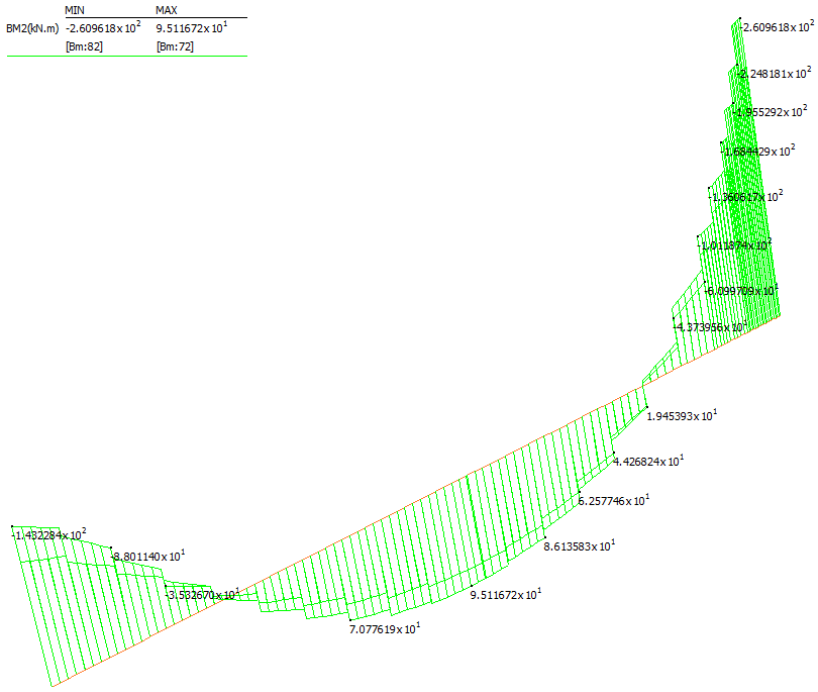
Il massimo momento flettente, risulta pari a M_{Ed} = 306.37 kN m.



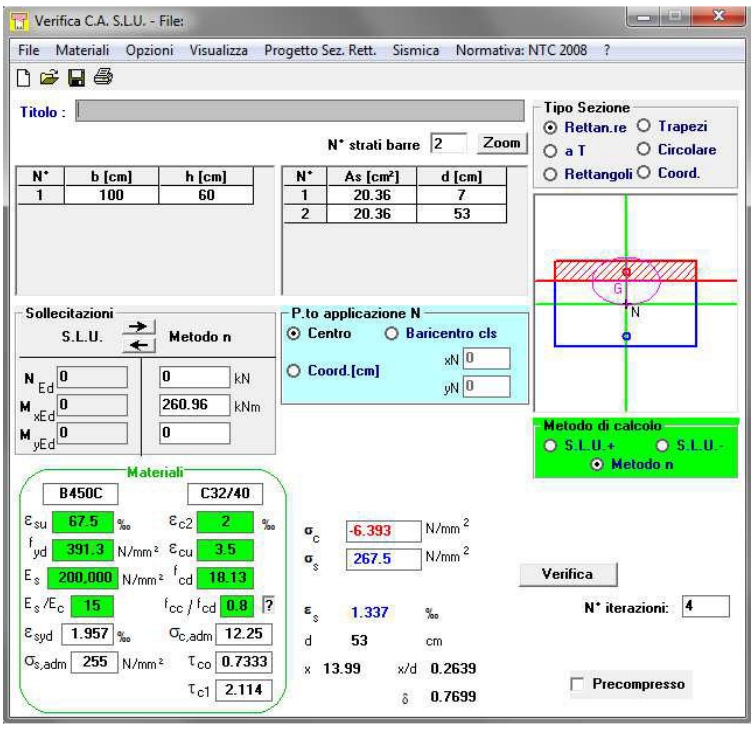
Per l'armatura utilizzata, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 215 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.10.3.3 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 6.00 m

- Sollecitazione flettente trave



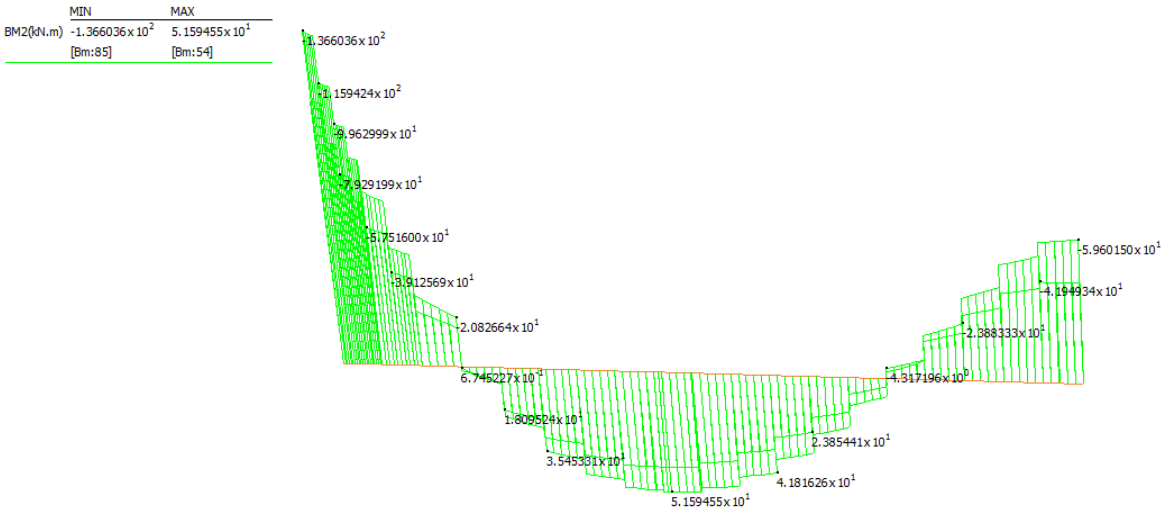
Il massimo momento flettente, risulta pari a M_{Ed} = 260.96 kN m.



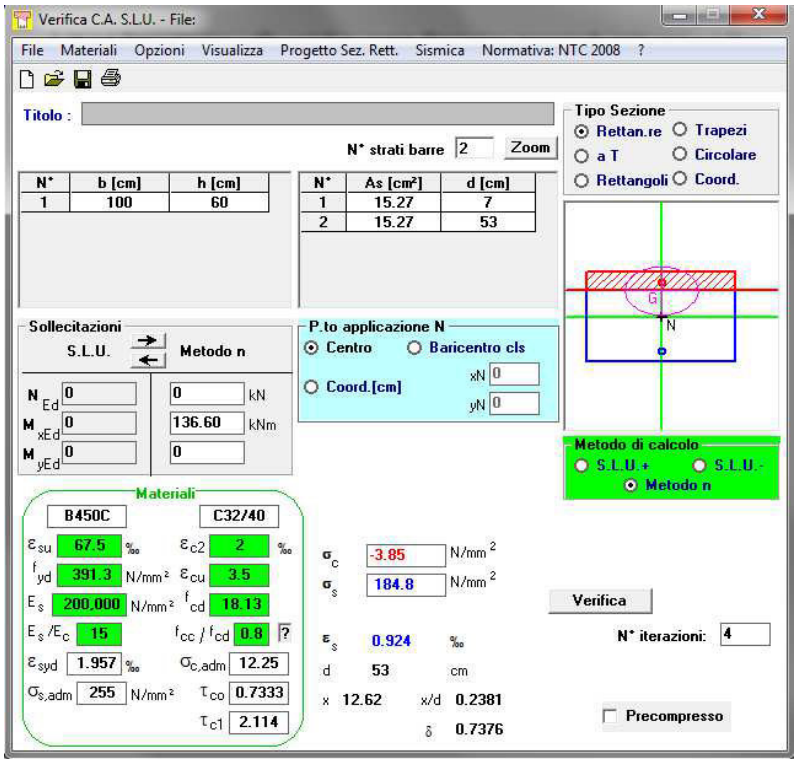
Per l'armatura utilizzata ed iol apsso previsto, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 280 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

4.10.3.4 Trave avente dimensione trasversale netta pari a 4.50 m

- Sollecitazione flettente trave



Il massimo momento flettente, risulta pari a M_{Ed} = 136.60 kN m.



Per l'armatura utilizzata ed iol apsso previsto, il limite sulla tensione delle barre risulta pari a 231 MPa, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

5 RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI

5.1.1 Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni

Per quanto concerne la caratterizzazione geologica del sito, si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luciano Minetti nel mese di Gennaio 2018.
Sulla base delle informazioni reperite a seguito delle campagne geognostiche svolte nell'area in oggetto, e dopo aver ricostruito il profilo stratigrafico, è emersa che la stratigrafia al di sotto del materiale di riempimento superficiale, risulta abbastanza complessa; pertanto per una migliore caratterizzazione geotecnica dell'area, sarà opportuno suddividere la zona oggetto di studio in tre sotto aree, denominate rispettivamente: "zona A", "zona B", "zona C".



Figura 5.1 – Indicazione delle diverse zone per la caratterizzazione geotecnica.

La prima area, denominata "zona A" inizia a monte dell'intervento in corrispondenza di Viale Villa Gavotti ed arriva in corrispondenza di Via Merano; la "zona B" va da Via Merano e proseguendo all'interno dell'area ex Multedo arrivando in prossimità della linea ferroviaria. Infine la "zona C" inizia poco prima dell'attraversamento ferroviario e prosegue a valle fino al mare.
Dai sondaggi effettuati, è stato possibile ricostruire una sezione stratigrafica interpretativa che risulterà un utile supporto per la caratterizzazione dei terreni e dei modelli geotecnici utilizzati per il dimensionamento delle opere lungo lo sviluppo dell'intervento. Tale sezione è riportata di seguito.

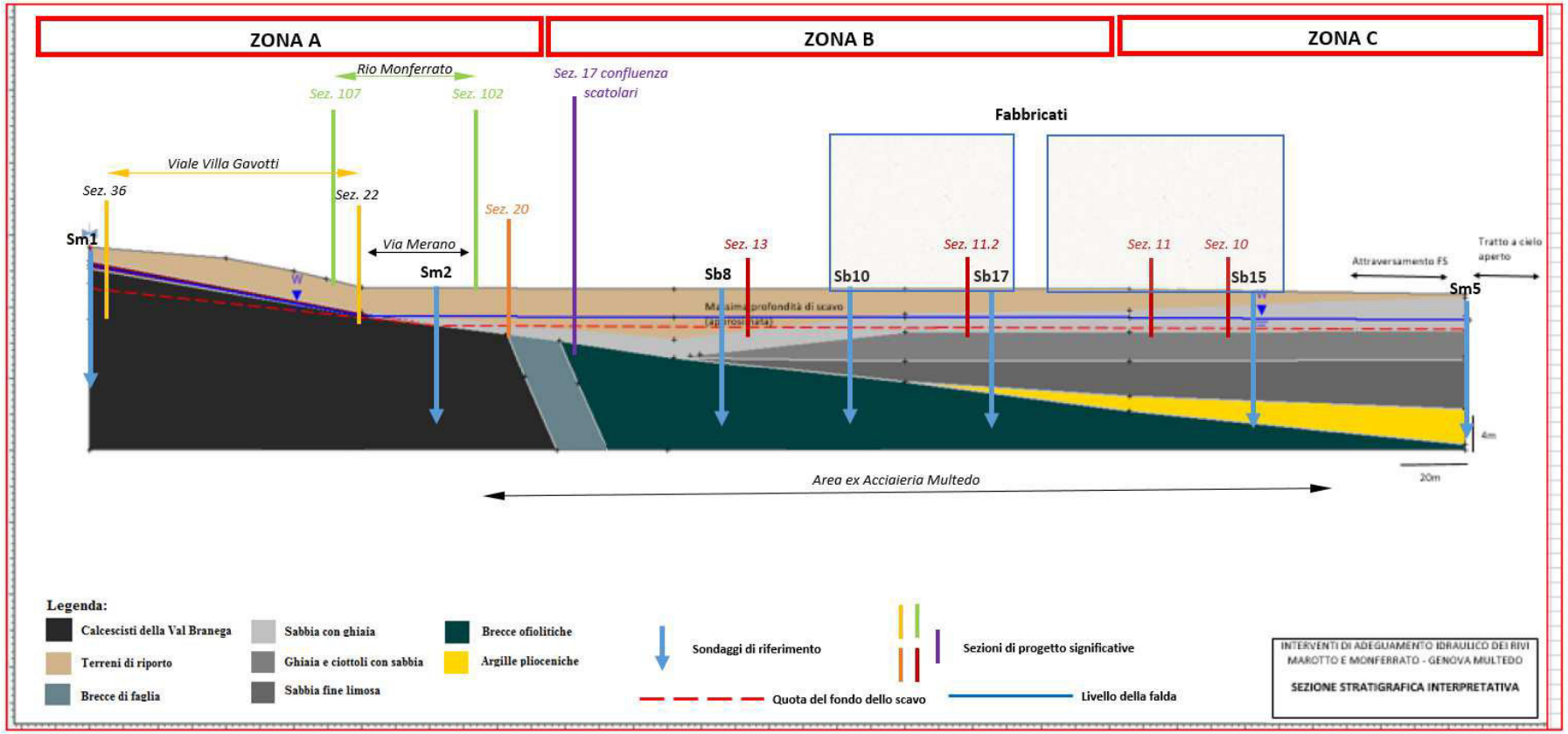


Figura 5.2 – Sezione stratigrafica interpretativa con indicazione di alcune sezioni di progetto significative.

Sulla base delle campagne geognostiche condotte, e con l'ausilio della sezione stratigrafica riportata sopra, è possibile definire per ogni zona considerata le unità geologiche relative.
Partendo dall'estremità nord del tracciato, si evidenziano le seguenti situazioni al di sotto della ricopertura di materiali di riempimento: nel primo tratto ricadente nella zona A, il substrato è costituito da calcescisti con subordinati micascisti al letto dei terreni riportati, proseguendo verso mare, nella Zona B, la copertura si inspessisce fino a circa 4.50 – 5.00 m in corrispondenza di S-8, il substrato è ora rappresentato da una breccia prevalentemente ofiolitica. Compaiono quindi i primi strati di sedimenti marini granulometricamente differenziati: un primo livello di ghiaie con sabbia, passante ad una ghiaia con ciottoli, quindi più grossolana, sempre con sabbia, infine un terzo ed ultimo strato costituito da sabbie fini e sabbie limose. In corrispondenza del sondaggio S-15 appare al letto dei sedimenti sabbiosi, un sottile (circa 2.00 m,) strato di argille grigio azzurre molto consistenti sovrastanti le brecce. Procedendo a valle, verso il mare, quindi in corrispondenza della zona 3 le argille acquistano maggior rilevanza, in corrispondenza di SM-5, lo spessore è come minimo, di circa 5.00 m.

I calcescisti, escluso il primo metro di roccia alterata e destrutturata, si presentano in discreto stato di conservazione sebbene fratturati e deformati.

Le brecce ofiolitiche sono cementate, e poco classate, lo scheletro è poligenico in quanto si osservano clasti di serpentiniti, metagabbri, calcescisti e calcari.
La matrice è, in genere, alterata, argillificata plastica.

Il corpo di sedimenti può essere differenziato su basi granulometriche corrispondenti a diverse fasi deposizionali. Il primo strato è costituto da ghiaia medio-fine, arrotondata, in prevalenza di litologia serpentinitica del tipico colore verdastro, la frazione fine costituita da sabbia e sabbia limosa, lo stato di addensamento risulta medio; il secondo strato si differenzia dal primo solo per la dimensione massima dei clasti che arriva a 10 -12 cm (ciottoli) con occasionali elementi di fino a 25 – 30 cm, addensamento medio.
Infine lo strato ultimo è caratterizzato da granulometria sabbiosa e limosa, con rara ghiaia fine, densità media colore da verdognolo a grigio.

Per quanto riguarda lo strato sommitale dei riporti/colmate si tratta massimamente di materiali naturali rimaneggiati, si ritrovano quindi ghiaie più o meno grossolane in matrice sabbioso – limosa. Da notare che lungo il margine lato mare della ferrovia non è raro incontrare massi che ne costituivano la protezione dal moto ondoso.

Confrontando le quote di scavo da ottenere per la costruzione dello scatolare con il profilo stratigrafico descritto, è immediato rilevare che il massimo volume di scavo interesserà i terreni rimaneggiati superficiale, per un'aliquota inferiore i materiali granulari del primo orizzonte, e per una parte marginale i calcescisti alterati. Ne consegue che la maggior parte del volume di scavo sarà quindi costituito da materiali granulari sciolti.

Per volumi significativi di materiali granulari con buone caratteristiche granulometriche e fisiche, non inquinato, potrà essere presa in considerazione, verificate le effettive opportunità di reimpiego, la formulazione di un Piano di Utilizzo.

La caratterizzazione geotecnica dei vari strati per ogni zona considerata, è riportata di seguito, per ogni strato sono indicate le grandezze caratteristiche.

- **ZONA A**

  - Strato 1 – Terreno di riporto
    - Peso di volume naturale: 17.00 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 17.50 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 30°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 2 – Calcescisti della Val Branega
    - Peso di volume naturale: 25.00 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 25.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno eff. (GSI=56): 36°;
    - Angolo di attrito interno eff. (GSI=51): 34°;
    - Angolo di attrito interno eff. (GSI=41): 32°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

- **ZONA B**

  - Strato 1 – Terreno di riporto
    - Peso di volume naturale: 17.00 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 17.50 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 33°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 2 – Ghiaia con sabbia
    - Peso di volume naturale: 18.50 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.
  - Strato 3 – Ghiaia e ciottoli con sabbia
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 4 – Sabbia fine limosa
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 5 – Argille plioceniche
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 28°;
    - Coesione efficace: 10 kPa;
    - Coesione non drenata: 175 kPa.

- Strato 6 – Brecce ofiolitiche
  - Peso di volume saturo: 23.00 kN/m^3;
  - Angolo di attrito interno efficace: 26°;
  - Coesione efficace: 0.00 kPa;

- **ZONA C**

  - Strato 1 – Terreno di riporto
    - Peso di volume naturale: 17.00 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 17.50 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 33°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 2 – Ghiaia con sabbia
    - Peso di volume naturale: 18.50 kN/m^3;
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.
  - Strato 3 – Ghiaia e ciottoli con sabbia
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 4 – Sabbia fine limosa
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 36°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa.

  - Strato 5 – Argille plioceniche
    - Peso di volume saturo: 19.00 kN/m^3;
    - Angolo di attrito interno efficace: 28°;
    - Coesione efficace: 10 kPa;
    - Coesione non drenata: 175 kPa.

La posizione della falda, facendo riferimento alle indagini svolte anche nell'area adiacente, risulta che le escursioni oscillano di 30-40 cm ed il livello medio si attesta alla quota assoluta di 1.00m. Rispetto al piano di campagna attuale, il livello della falda viene fissato alla profondità di 3.50 m. Nella parte a monte di Via Merano, nei modelli non è stata considerata la presenza della falda in relazione all'assetto stratigrafico riscontrato.

5.1.2 **Stratigrafie**

Le stratigrafie di riferimento relative alle opere previste in progetto, sono state assunte considerando quanto riportato nell'elaborato a carattere geologico e tenendo conto sia dell'ubicazione che delle quote di imposta delle opere stesse.

5.2 PARATIE DI MICROPALI

Poiché tali opere di sostegno risultano presenti su quasi tutto lo sviluppo longitudinale dell'intervento, per le sezioni stratigrafiche assunte, si è fatto riferimento all'ubicazione dell'opera considerata. Per le paratie in corrispondenza della zona A gli strati considerati saranno:

- **ZONA A**
  - Strato 1 – Terreno di riporto per uno spessore pari a circa 4.00 m;
  - Strato 2 Calcescisti: estesa al sottostante volume Significativo.

Per le paratie in corrispondenza della zona B gli strati considerati saranno:

- **ZONA B**
  - Strato 1 – Terreno di riporto per uno spessore pari a circa 4.00 m;
  - Strato 2 Ghiaia con sabbia: per uno spessore pari a circa 3.00 m;
  - Strato 3 Ghiaia con ciottoli e sabbia: per uno spessore pari a circa 2.50 m;
  - Strato 4 Sabbia fine limosa: per uno spessore pari a circa 3.00 m;
  - Strato 6 Brecce ofiolitiche: estesa al sottostante volume Significativo.

5.3 MODELLI GEOTECNICI

Il calcolo della spinta dei terreni sull'opera di sostegno è stata valutata secondo quanto segue:

- spinta attiva di monte;
- sovraccarico dovuto alla strada;
- sovraccarico dovuto alla presenza di fabbricati in corrispondenza di alcune opere di sostegno

Con riferimento al calcolo della spinta, l'angolo di attrito terreno paratia δ' è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di attrito interno del terreno φ'.

La verifica nei confronti dello sfilamento dei micropali inclinati è stata condotta utilizzando il metodo di Bustamante e Doix, considerando la sola aliquota laterale.

La stabilità locale del complesso opera – terreno è stata infine verificata impiegando un metodo pseudo-statico ed utilizzando come teoria per la ricerca delle possibili superfici di scorrimento quelle di Fellenius seguendo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC08.

5.4 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO)

Il calcolo della sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le indicazioni contenute nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 ai par. 6.5.3.1.2 (progettazione per azioni statiche) e 7.11.6.3 (progettazione per azioni sismiche).

In ambito di Stato Limite Ultimo sono stati svolti i seguenti controlli di normativa:

- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento dei micropali tesi;
- instabilità globale.

In ambito di Stato Limite di Esercizio è stata controllata:

- la compatibilità degli spostamenti orizzontali delle opere di sostegno con la sicurezza delle opere stesse.

Alla luce della campagna di indagini svolta, i valori caratteristici di resistenza utilizzati nel calcolo sono stati determinati assumendo un numero di verticali indagate pari a 1 ovvero i seguenti fattori di correlazione:

- ξ_3 =1.70 (applicato ai valori medi)
- ξ_4 =1.70 (applicato ai valori minimi)

5.5 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 definisce Approccio 1 al par. 6.5.3.1.2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- verifiche di collasso per carico limite e sfilamento:
  - A1 – M1 – R1
  - A2 – M2 – R1
- verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2 – M2 – R2.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo “A1” - “A2” previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo “M1” – “M2” indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" – "R2" indicati nelle Tab. 6.4.II e Tab. qui riassunti

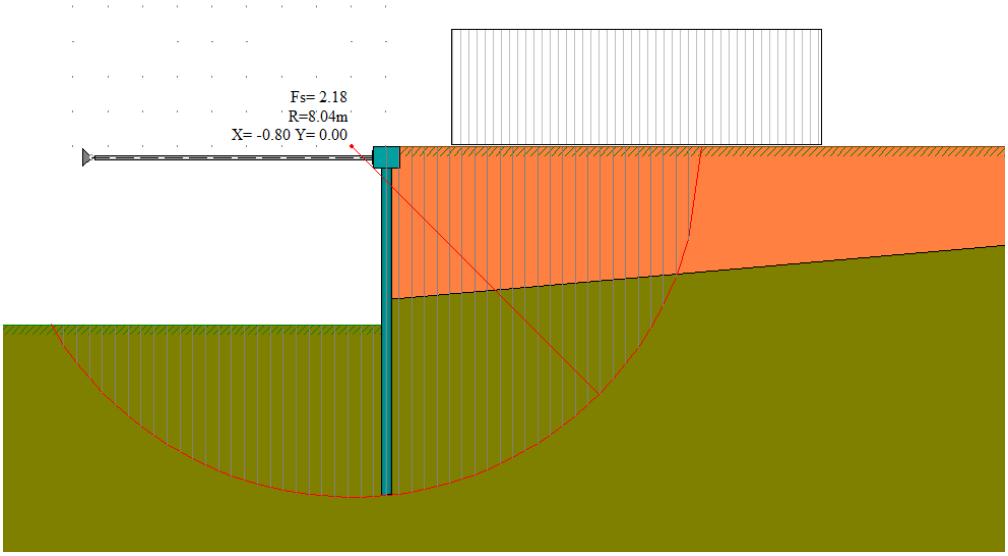
Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2
Stabilità globale	γ_R	---	1.10
Resistenza alla punta	γ_R	1.00	1.70
Resistenza laterale compressione	γ_R	1.00	1.45
Resistenza laterale trazione	γ_R	1.00	1.60
Resistenza sfilamento tiranti	γ_R	1.20	1.20

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

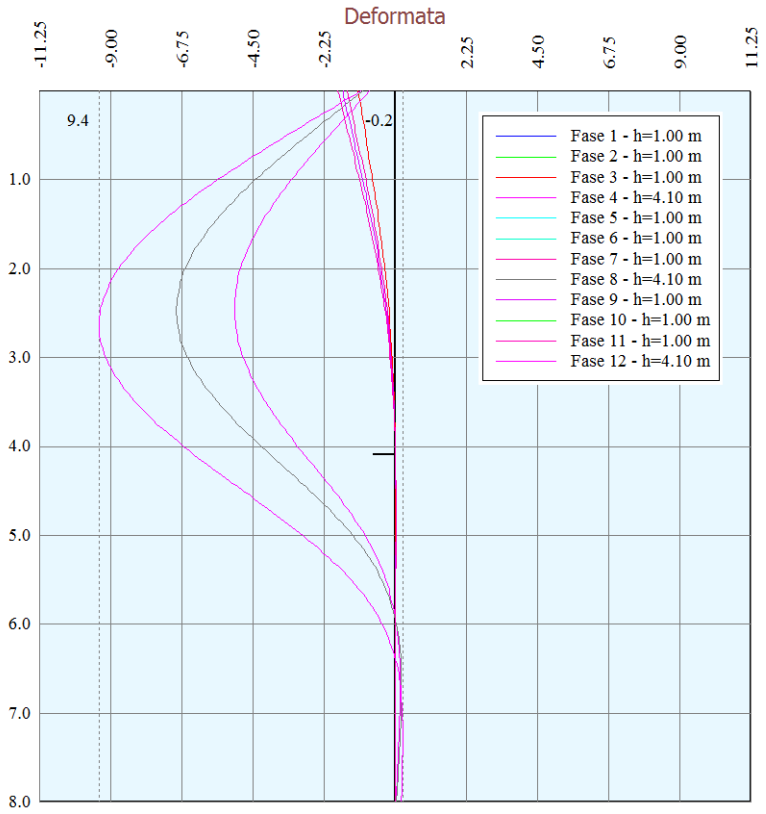
5.6 OPERE DI SOSTEGNO LUNGO VIALE VILLA GAVOTTI.

Di seguito vengono riportate le verifiche svolte in ambito geotecnico per le opere di sostegno previste lungo Viale Villa Gavotti, ubicate rispettivamente in sponda destra e sinistra del Rio Monferrato.

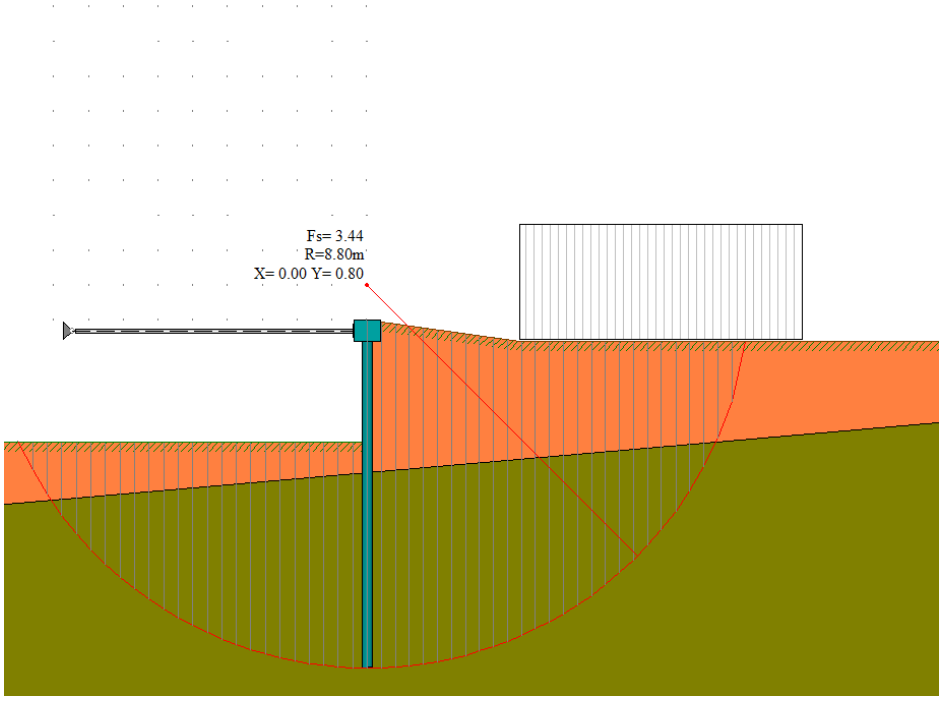
5.6.1 **Paratia sez. n° 36**



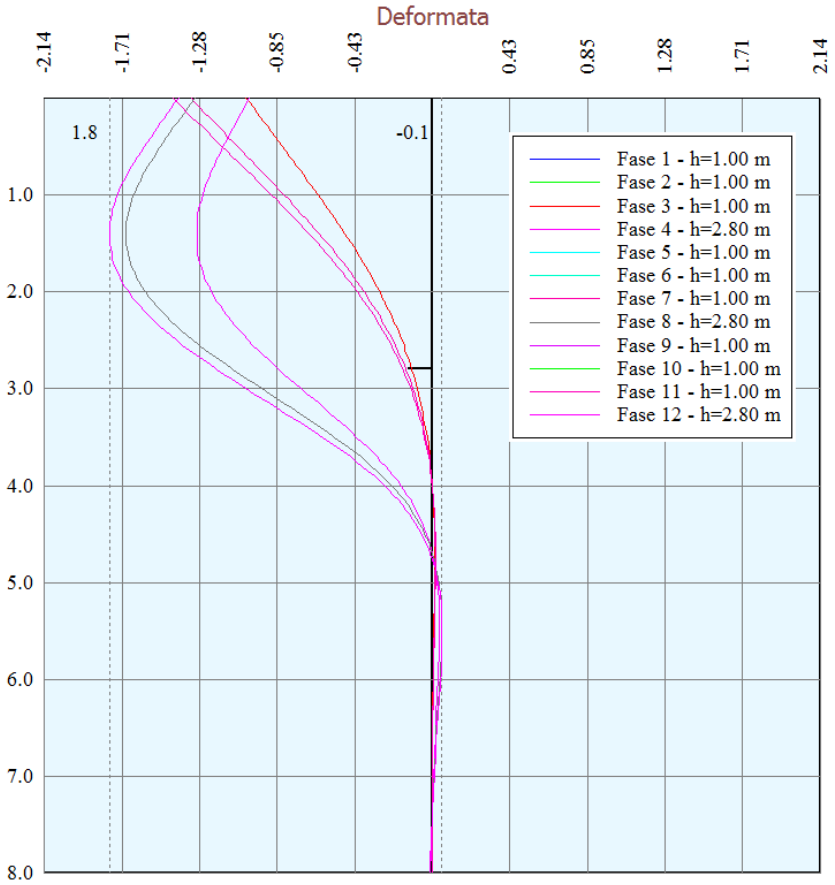
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.18, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



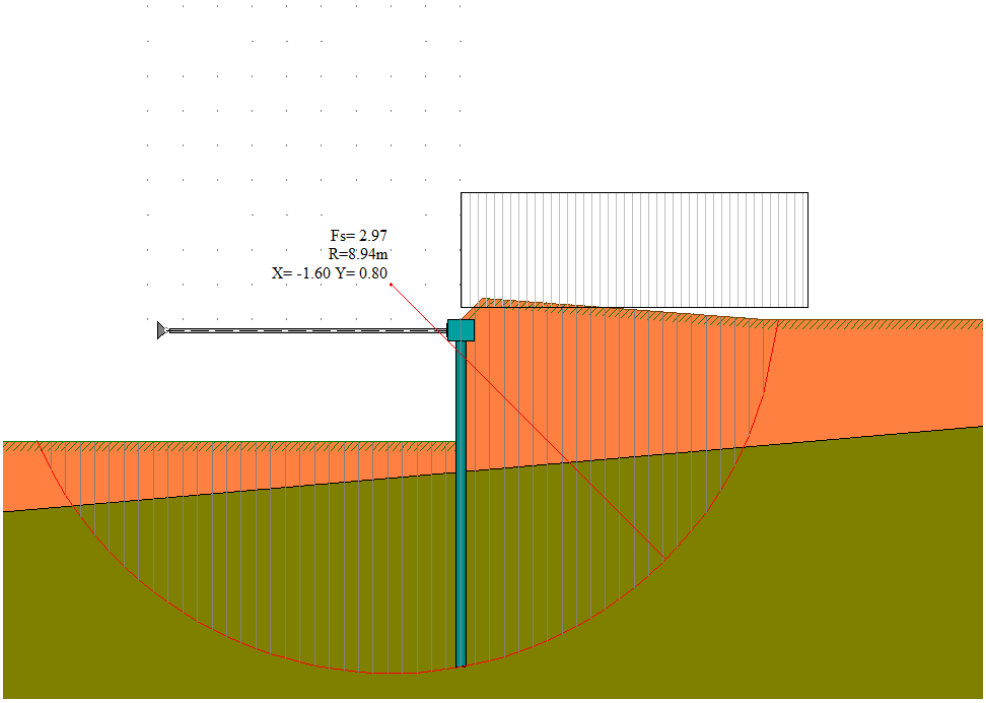
5.6.2 **Paratia sez. n° 33**



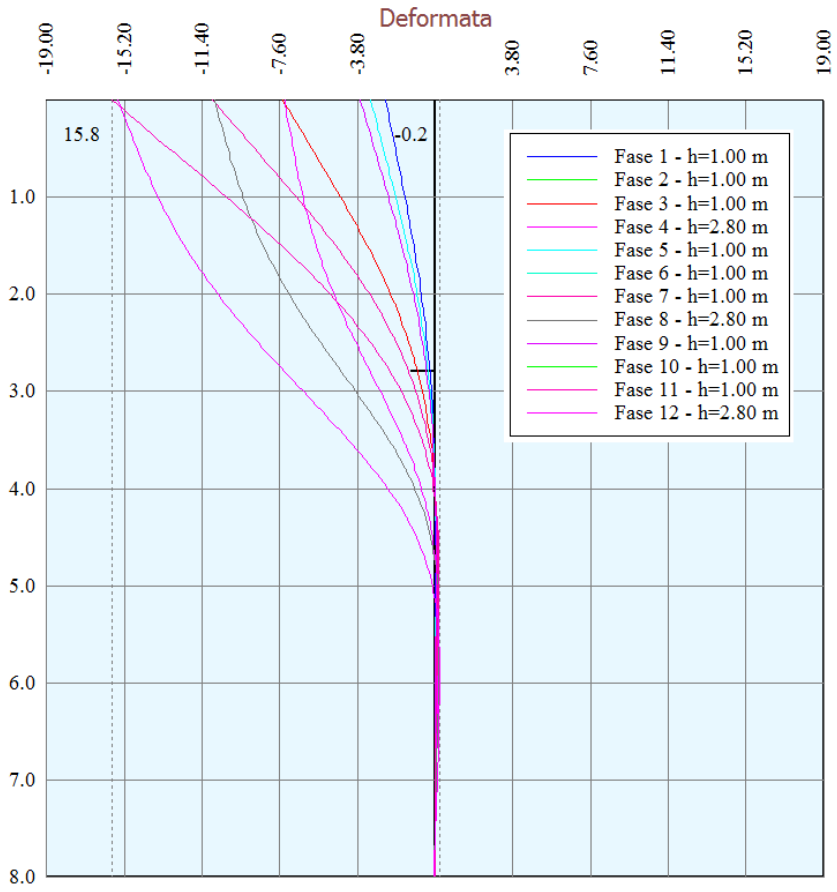
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 3.44, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



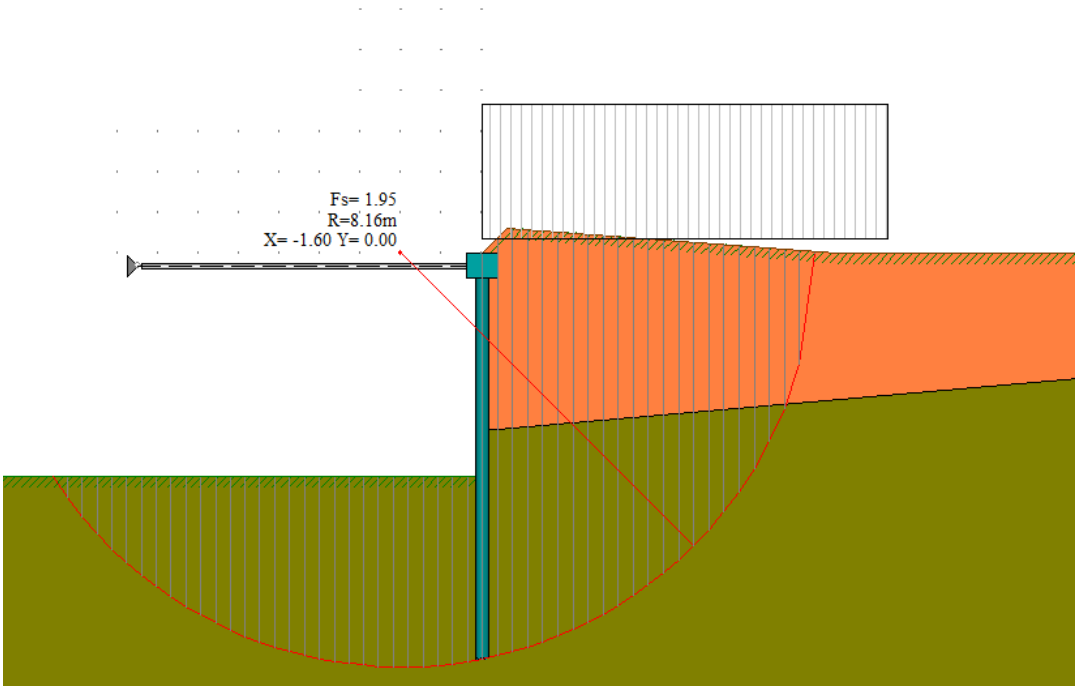
5.6.3 **Paratia sez. n° 32**



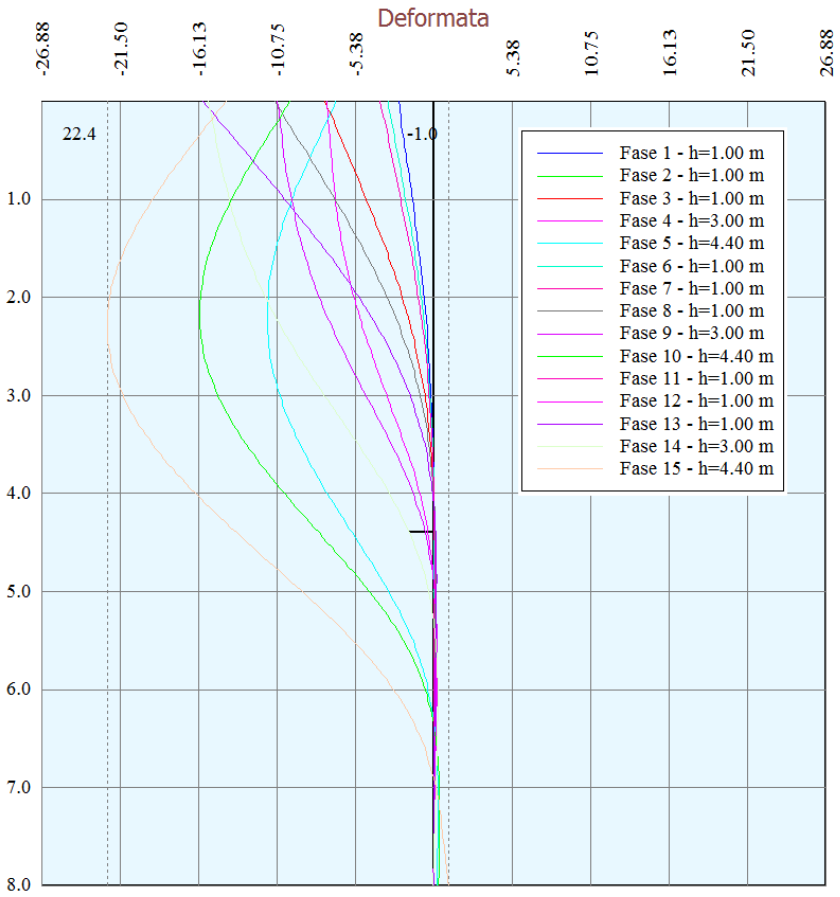
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2,97, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



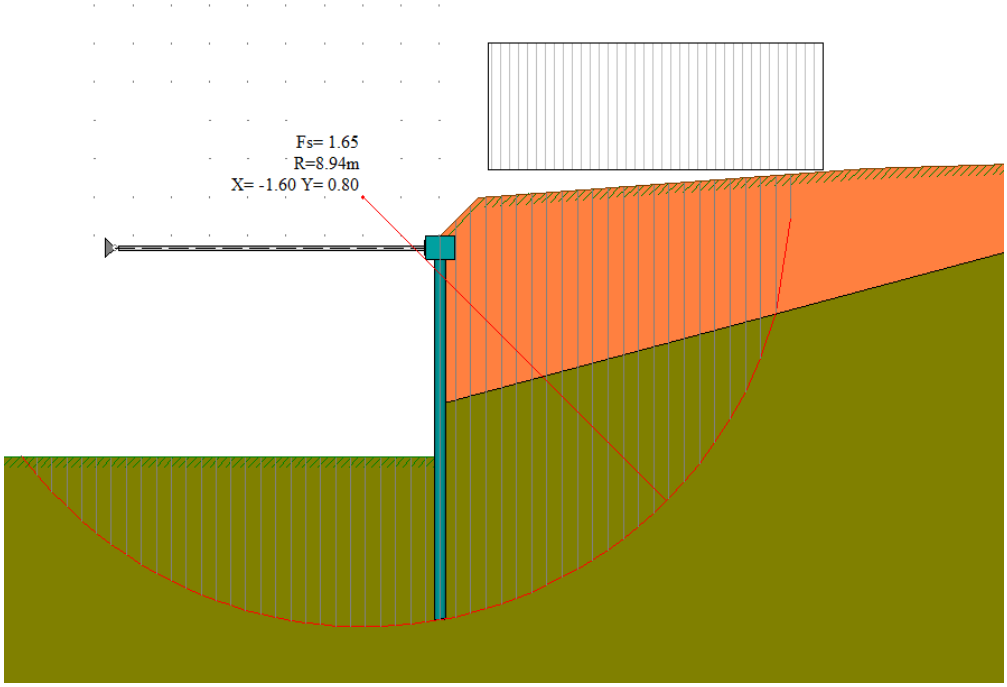
5.6.4 **Paratia sez. n° 31**



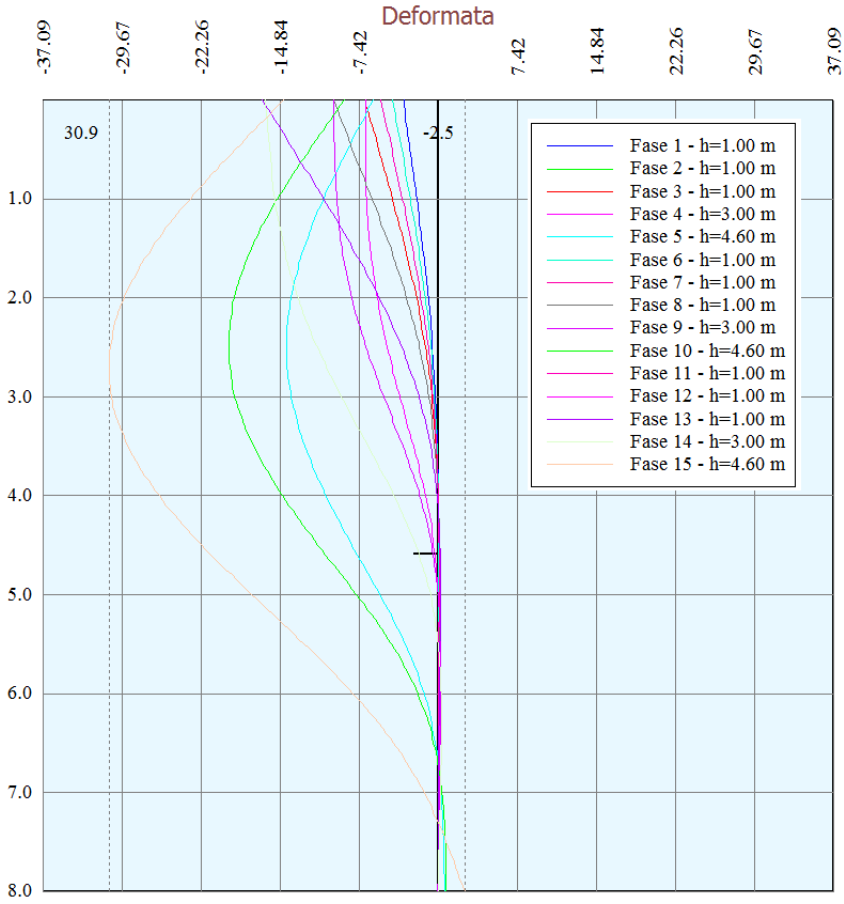
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,95, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



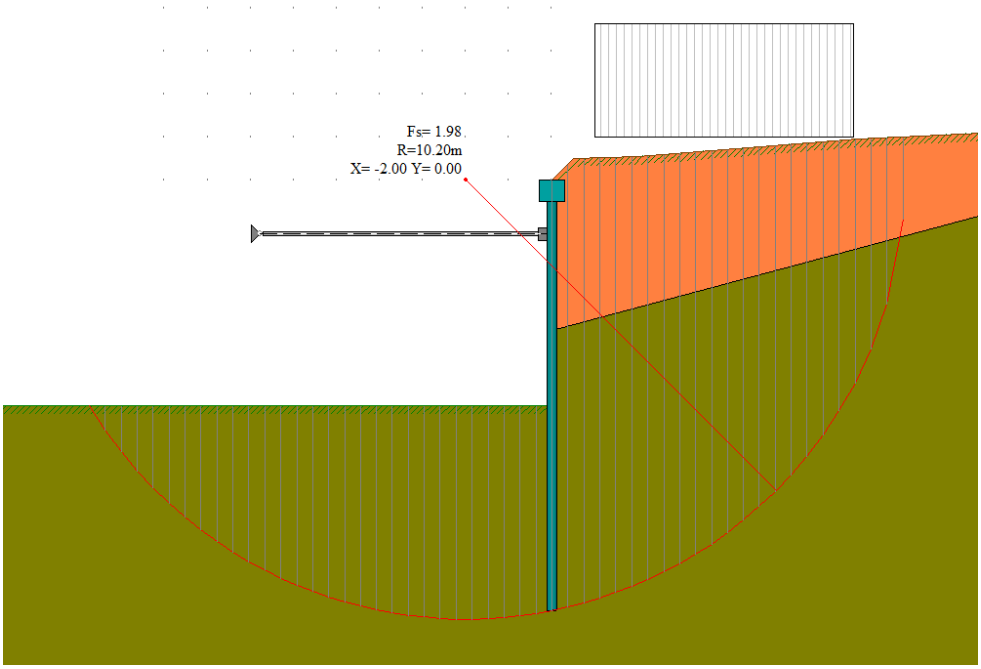
5.6.5 **Paratia sez. n° 30.1**



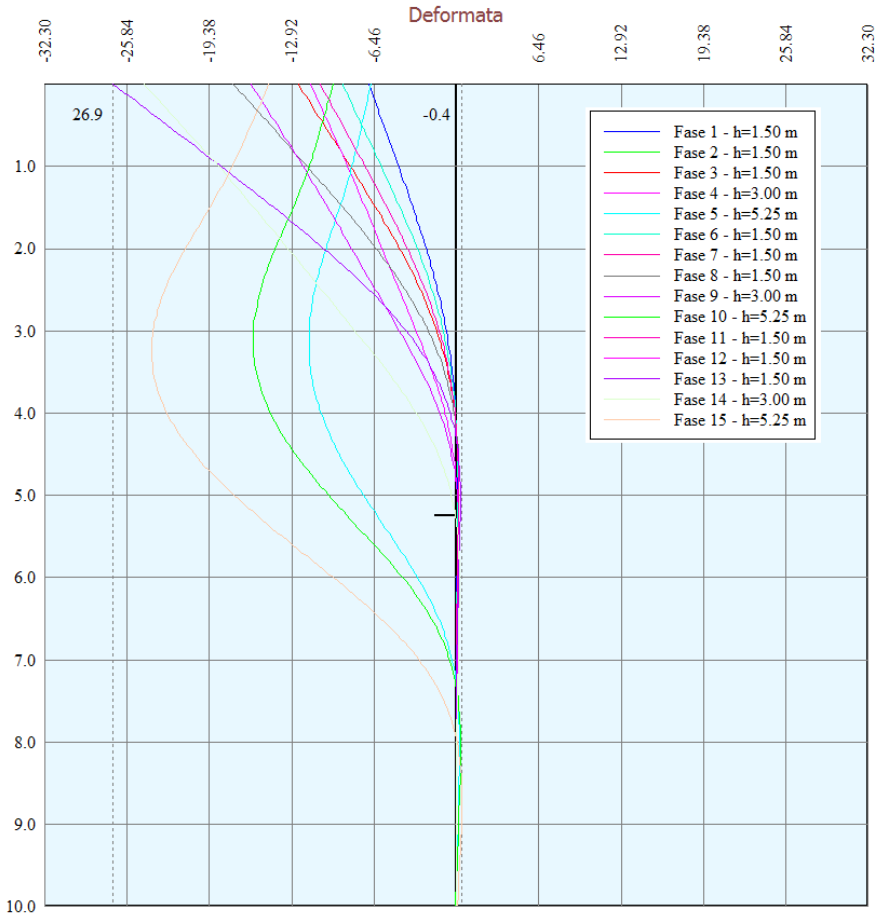
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,65, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



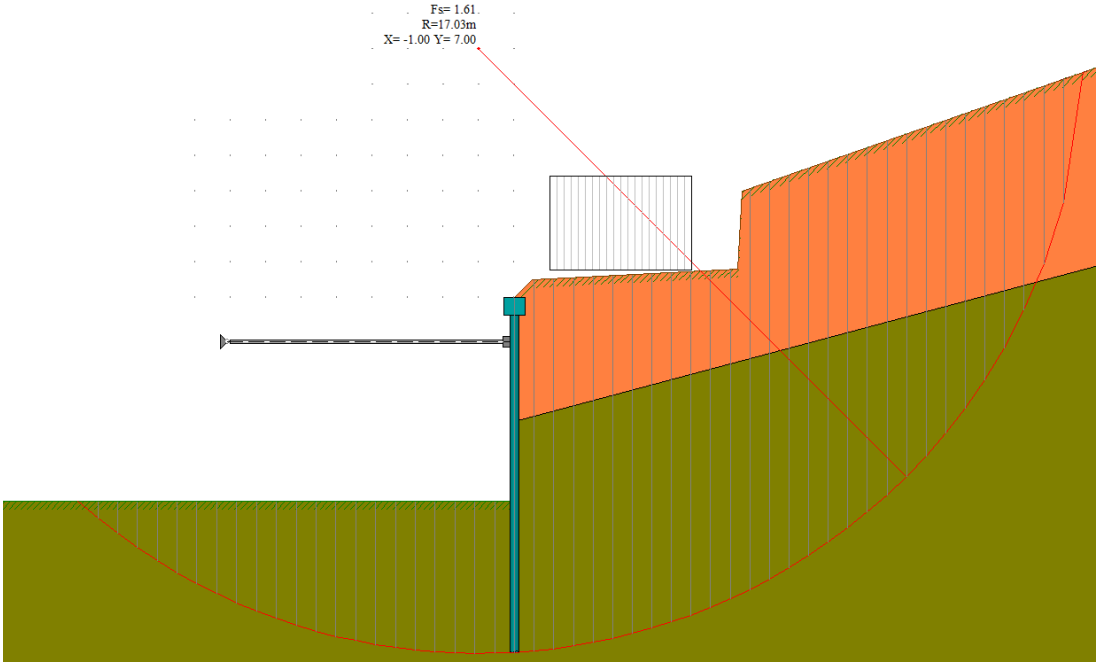
5.6.6 **Paratia sez. n° 30**



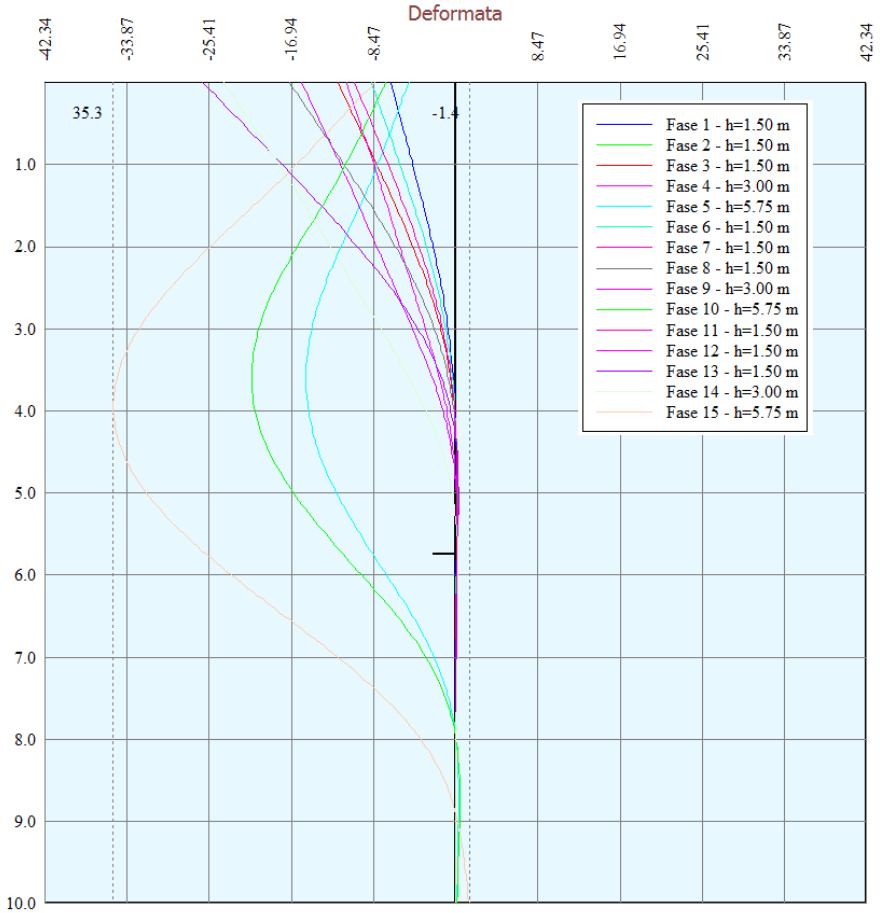
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,98, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



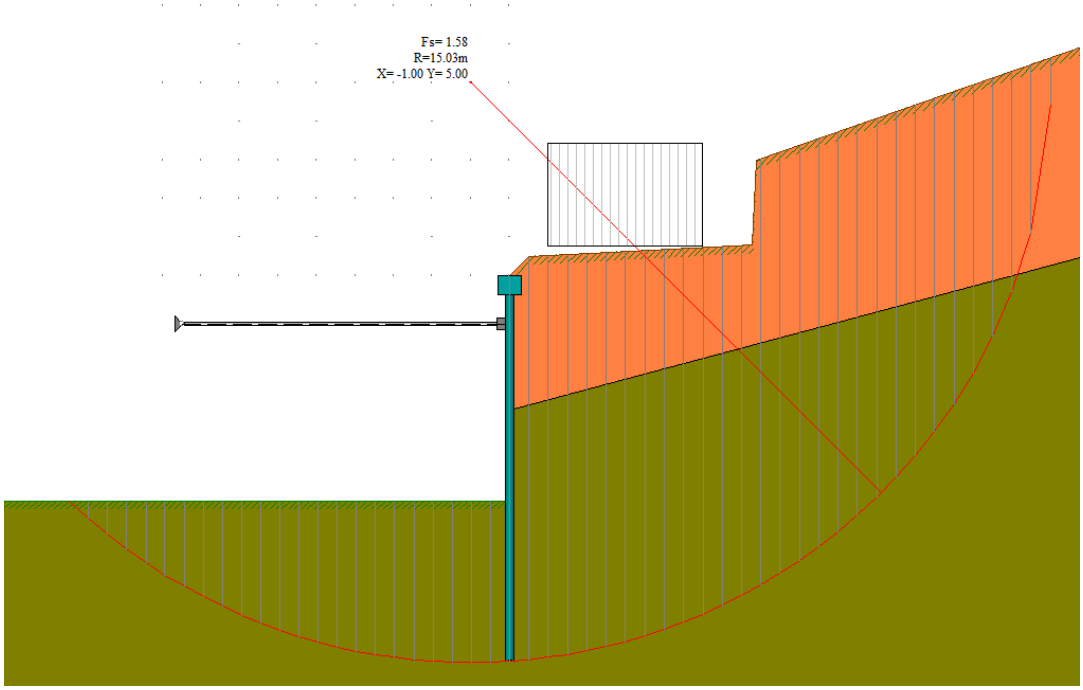
5.6.7 **Paratia sez. n° 29**



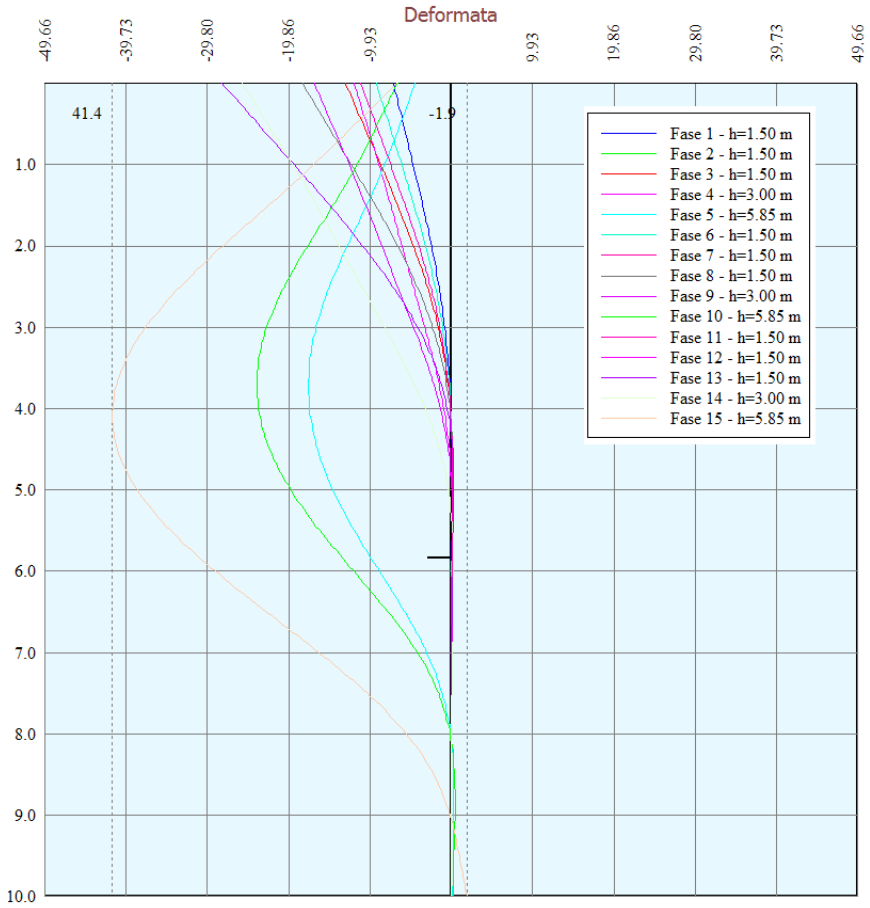
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,61, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



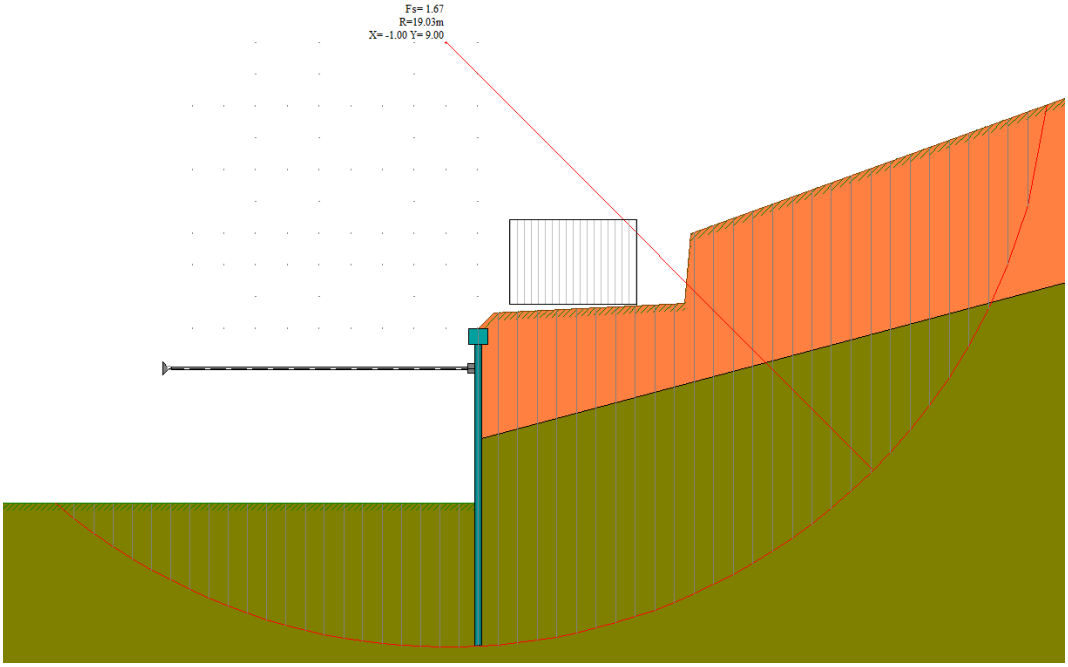
5.6.8 **Paratia sez. n° 28**



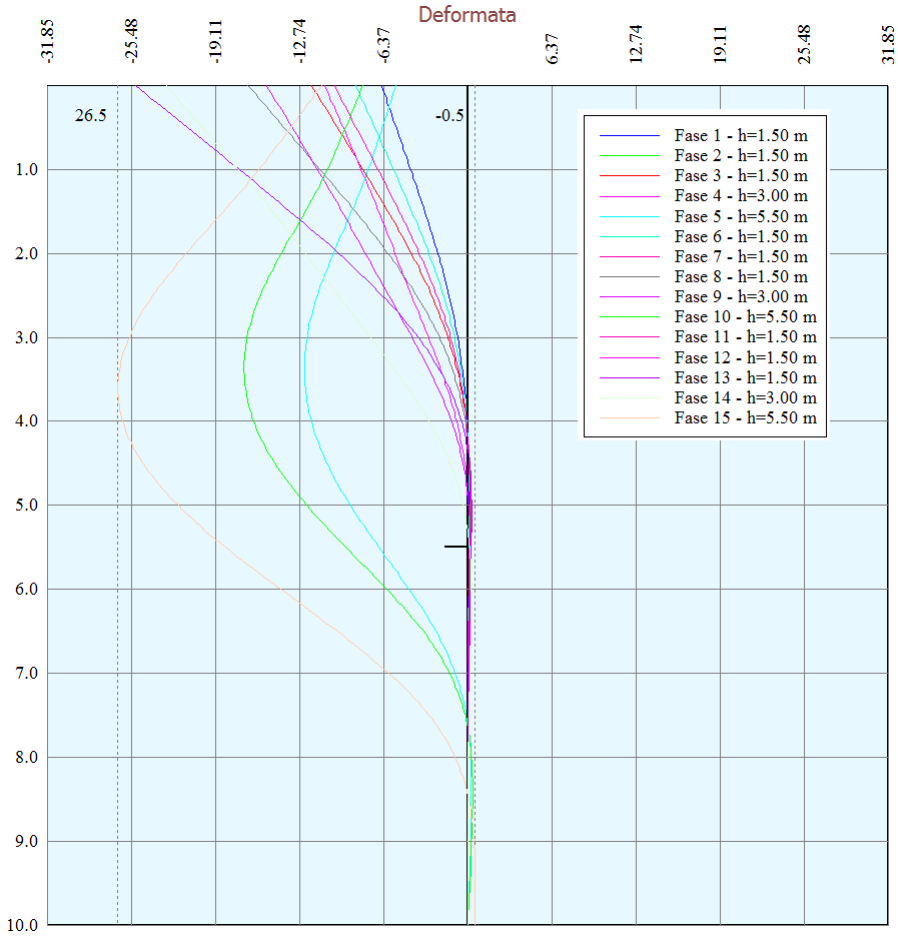
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,58, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



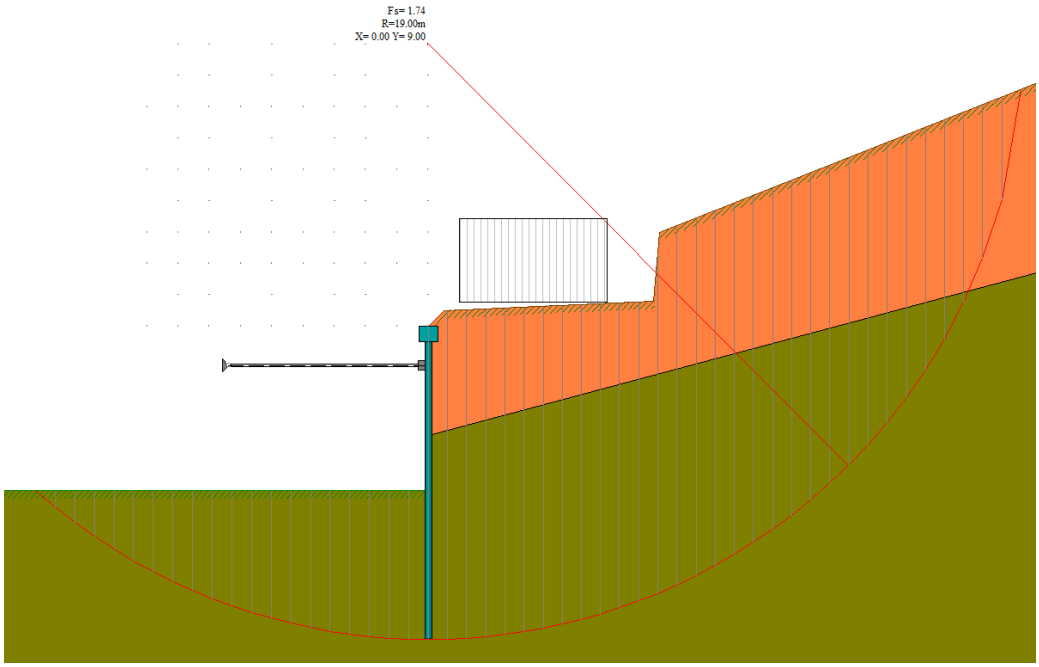
5.6.9 **Paratia sez. n° 27**



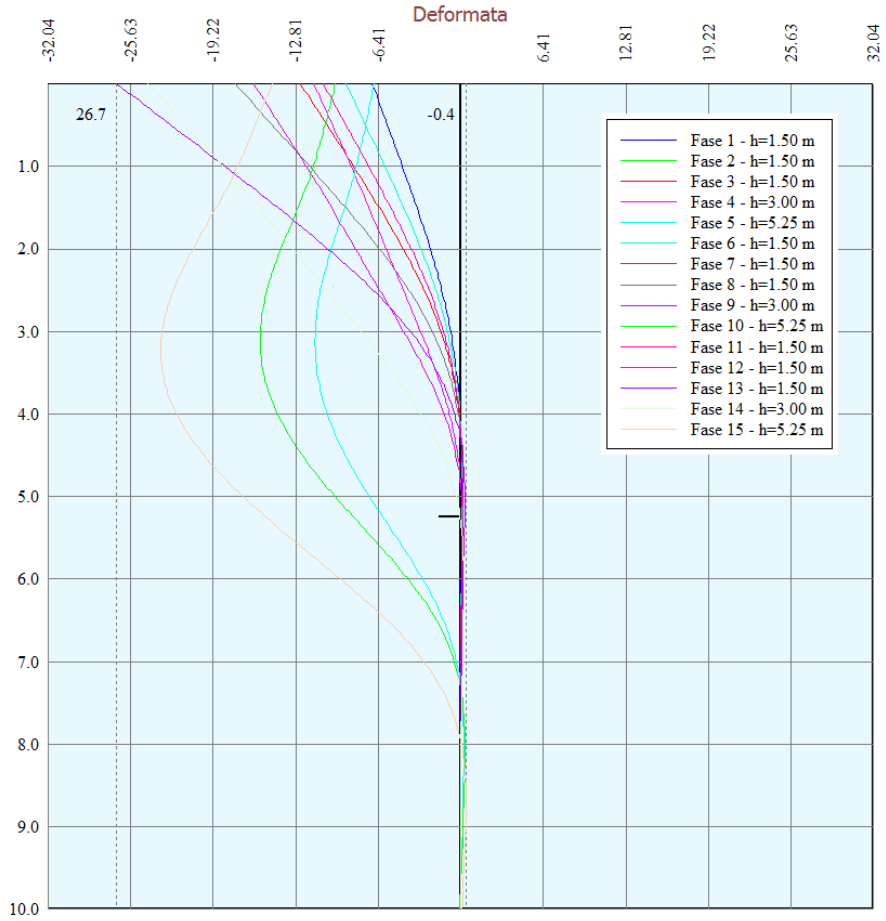
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,67, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



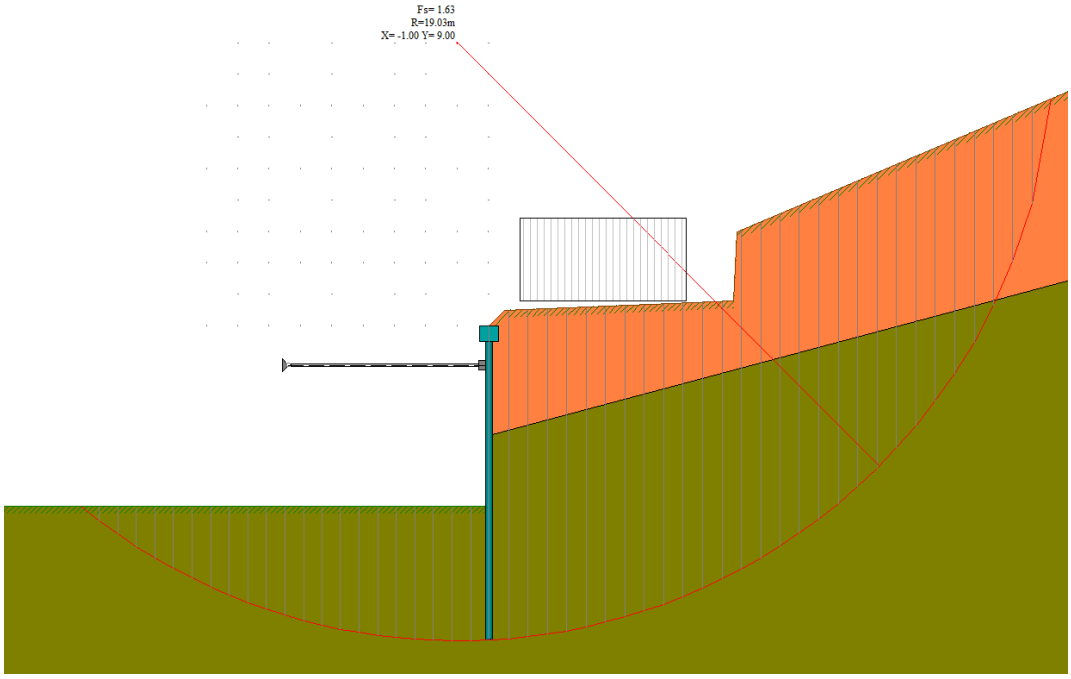
5.6.10 **Paratia sez. n° 26**



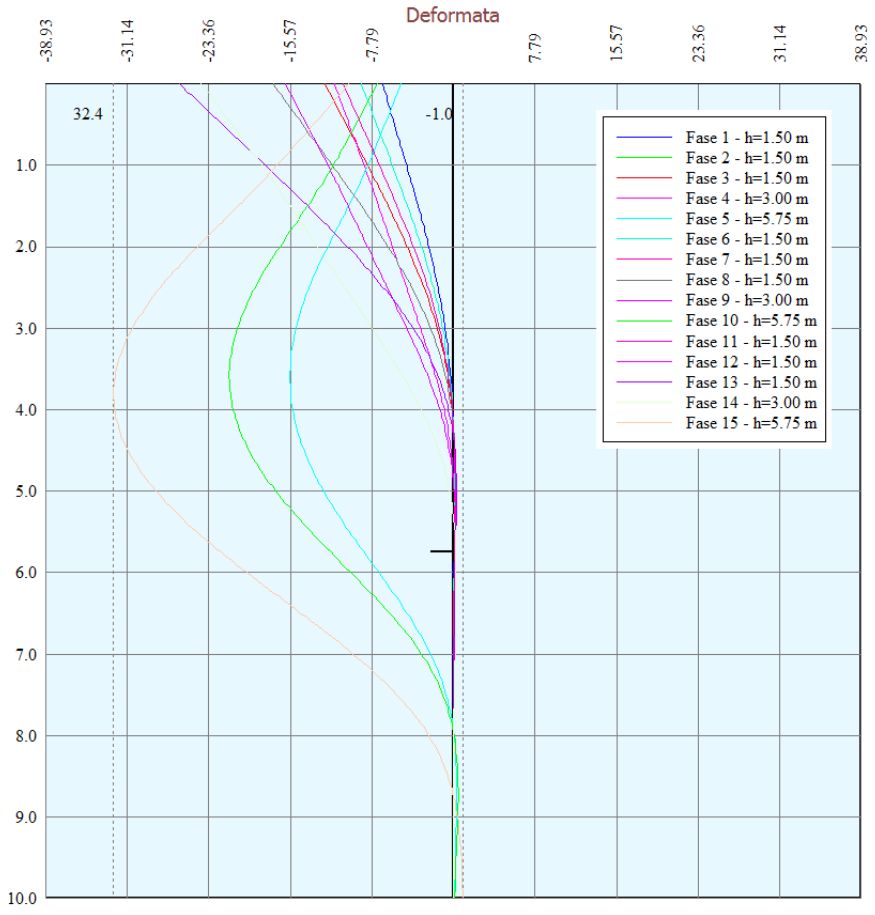
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,74, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



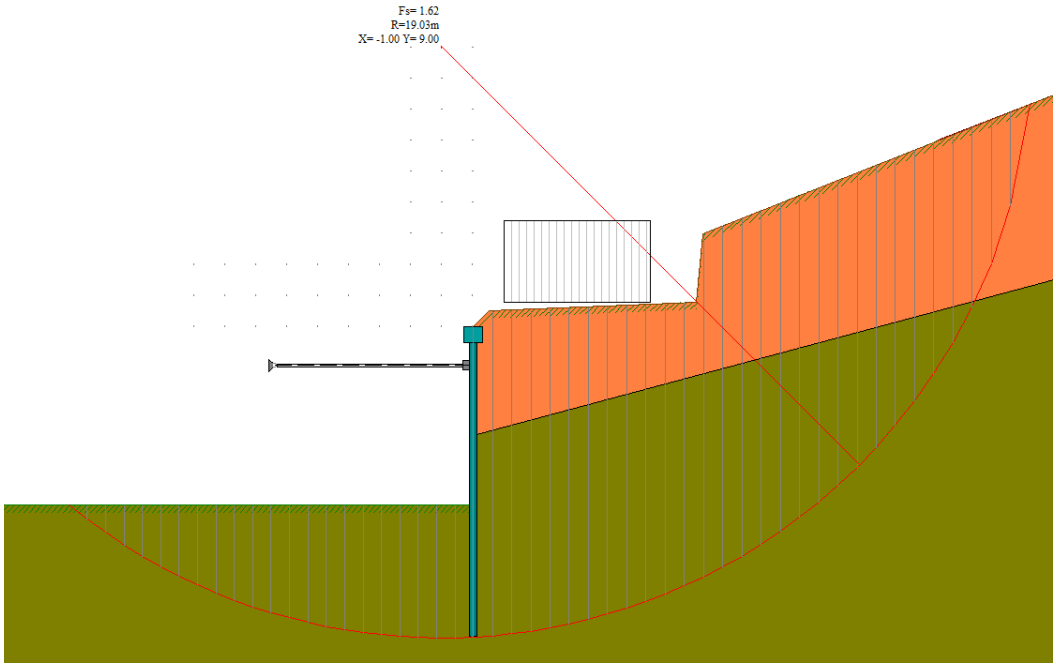
5.6.11 **Paratia sez. n° 25.1**



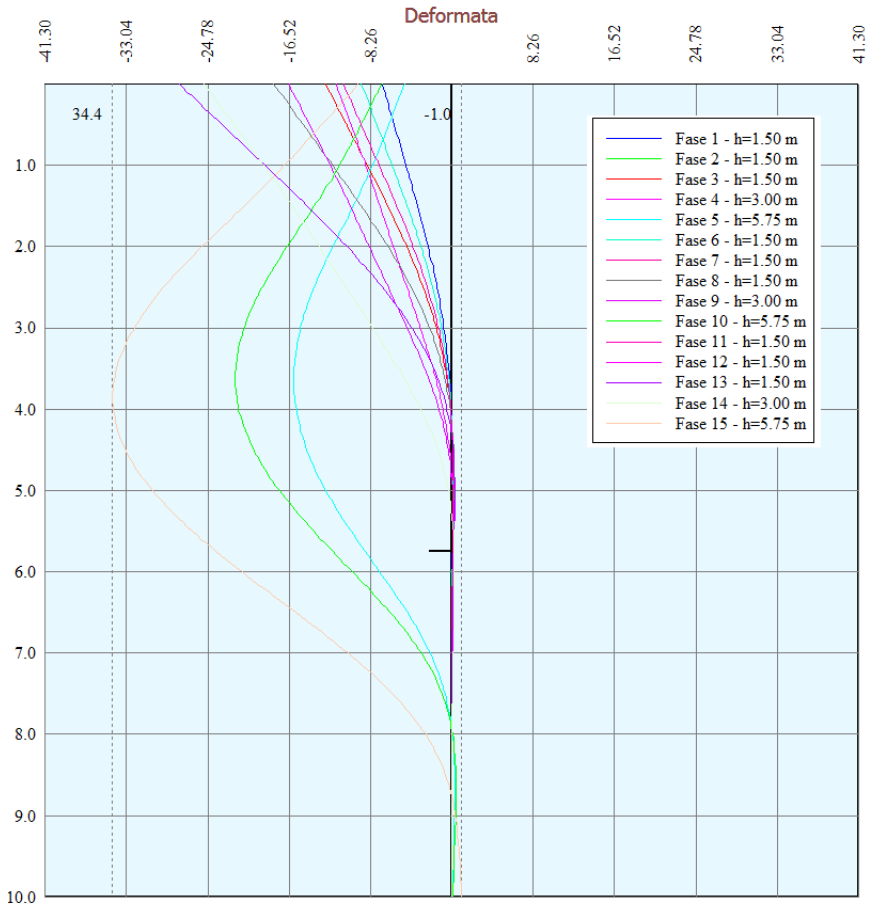
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,63, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



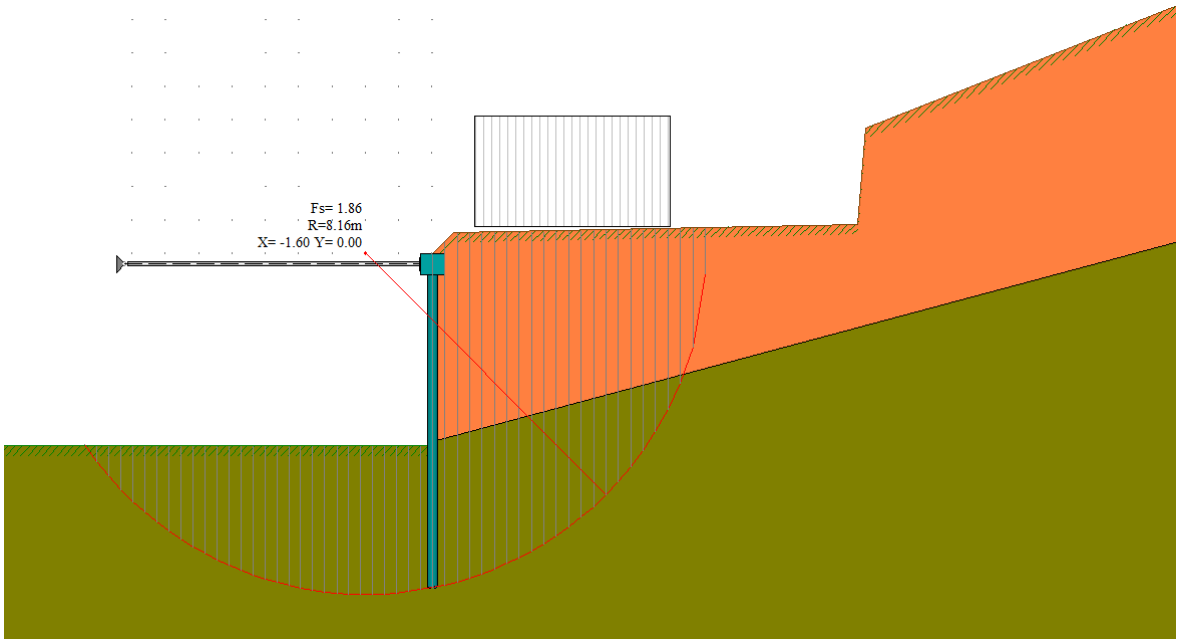
5.6.12 **Paratia sez. n° 25**



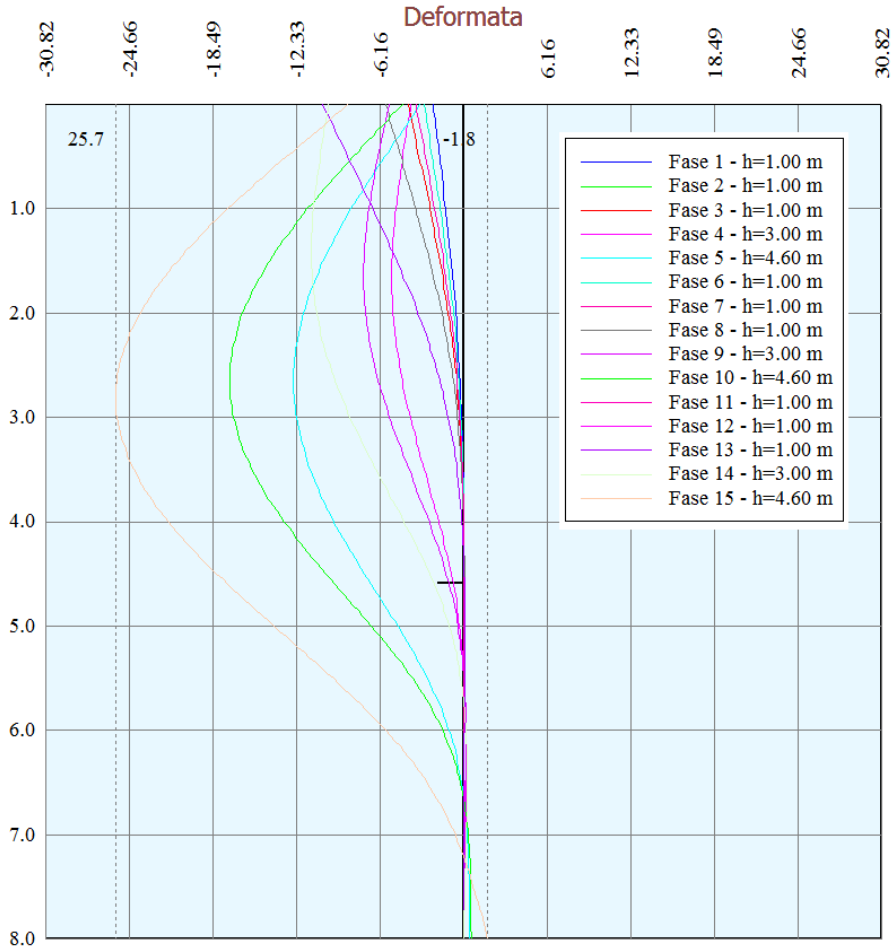
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,62, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



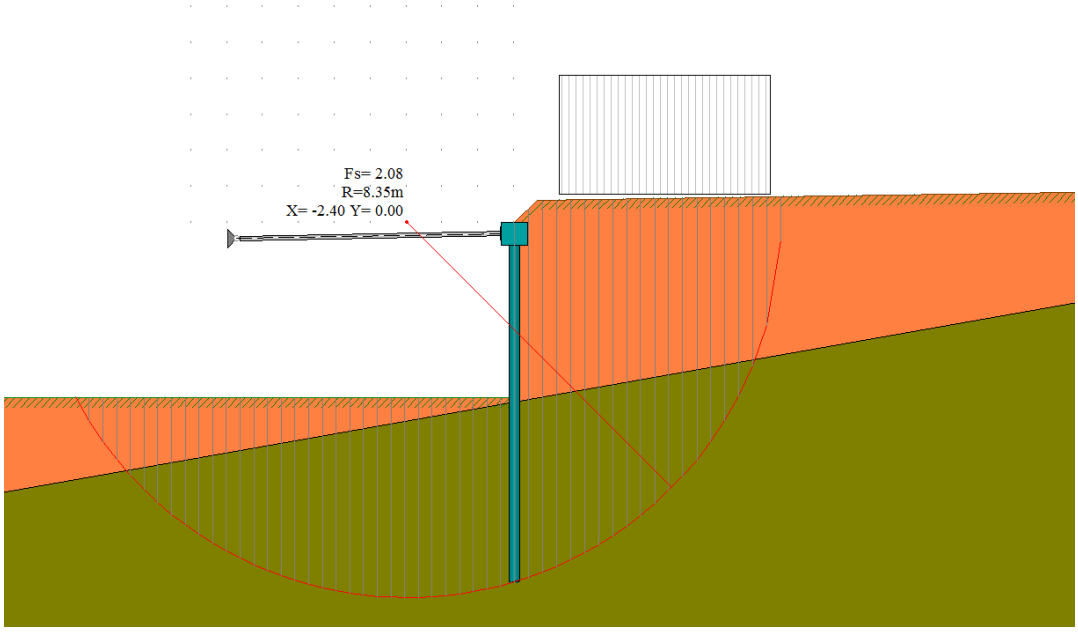
5.6.13 **Paratia sez. n° 23**



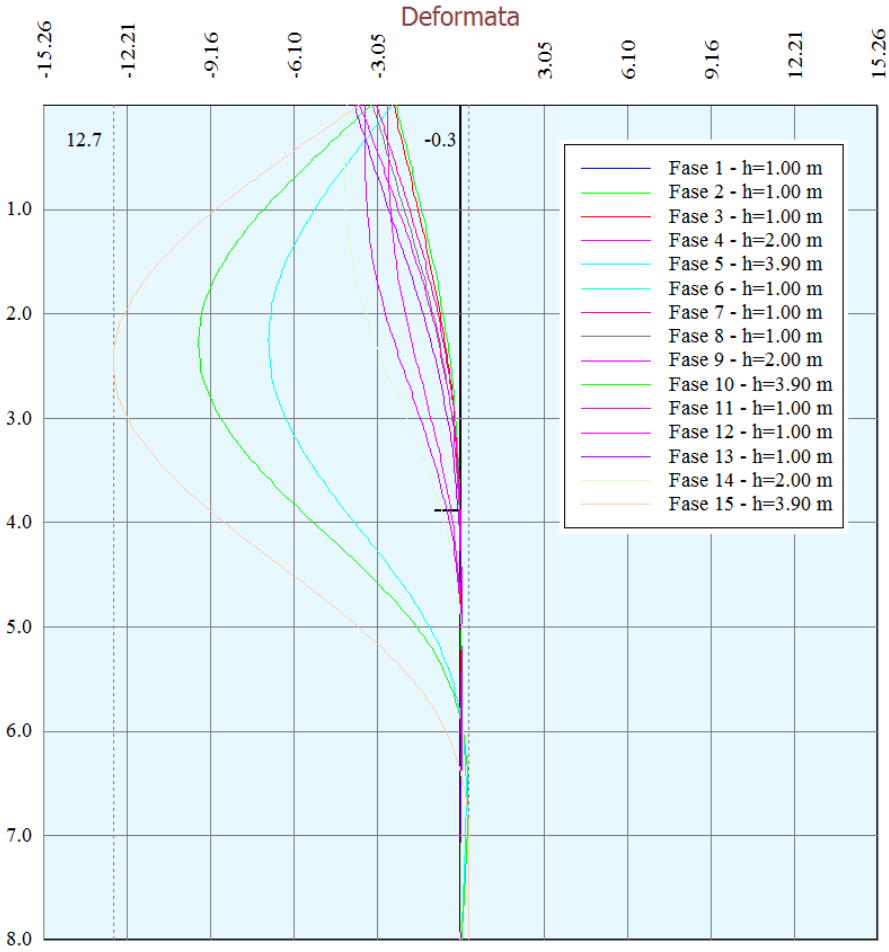
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,86, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



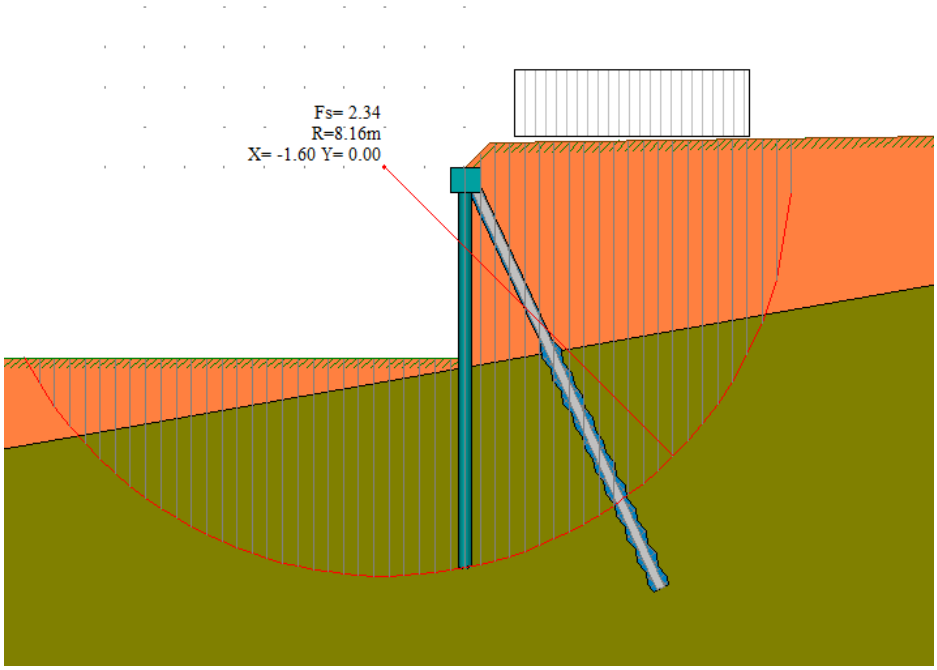
5.6.14 **Paratia sez. n° 22**



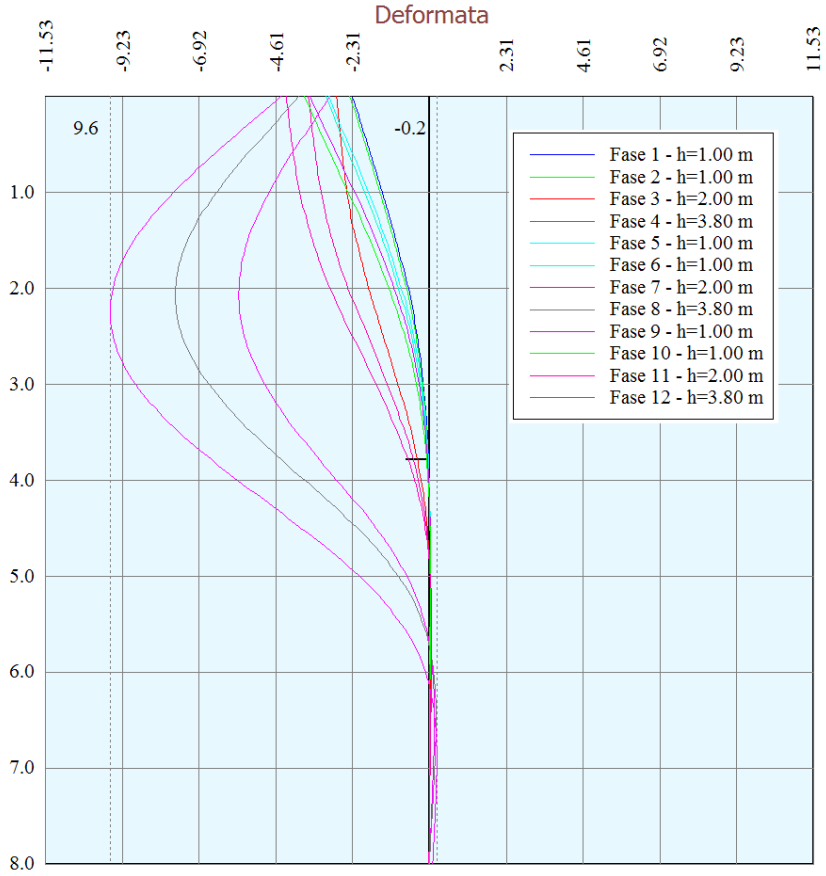
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,86, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



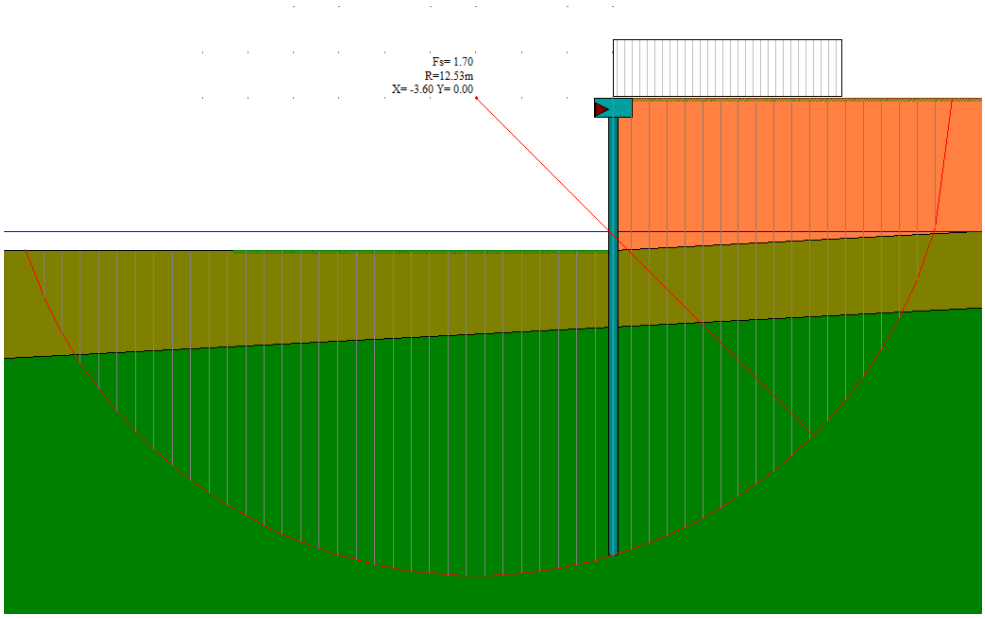
5.6.15 **Paratia sez. n° 20**



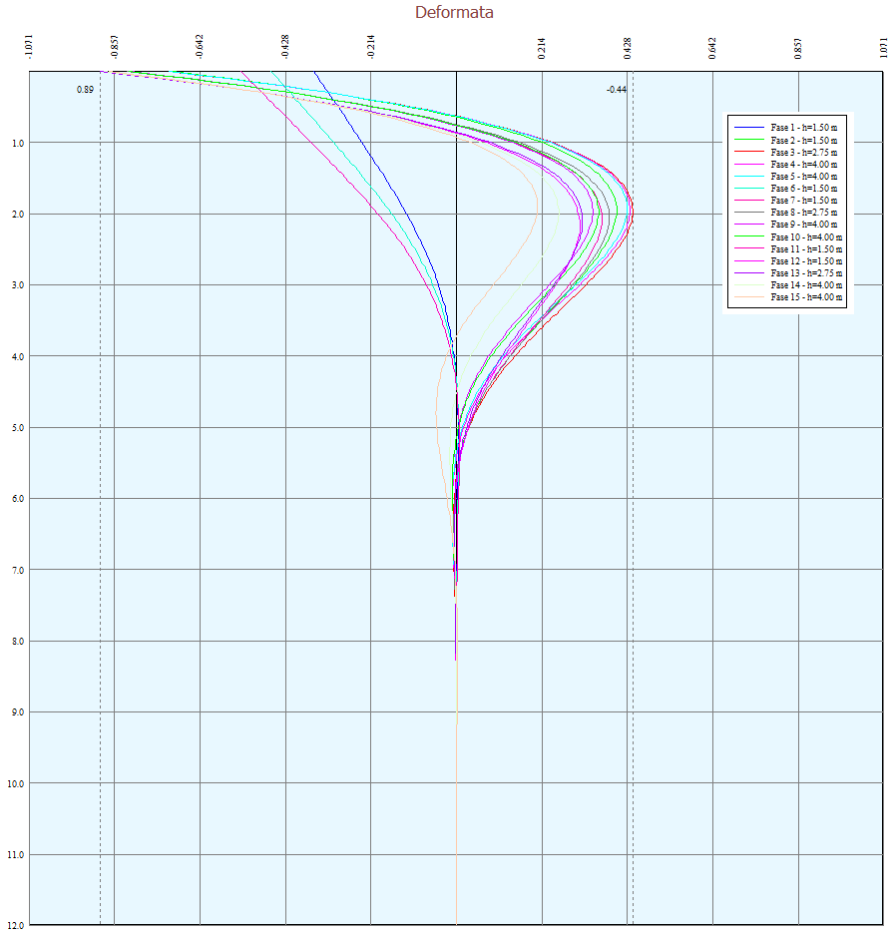
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.34, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



5.6.16 **Paratie in corrispondenza della soletta ribassata**

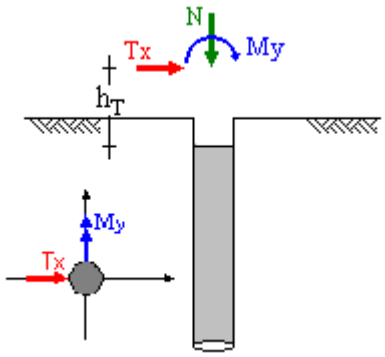


Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,70, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.

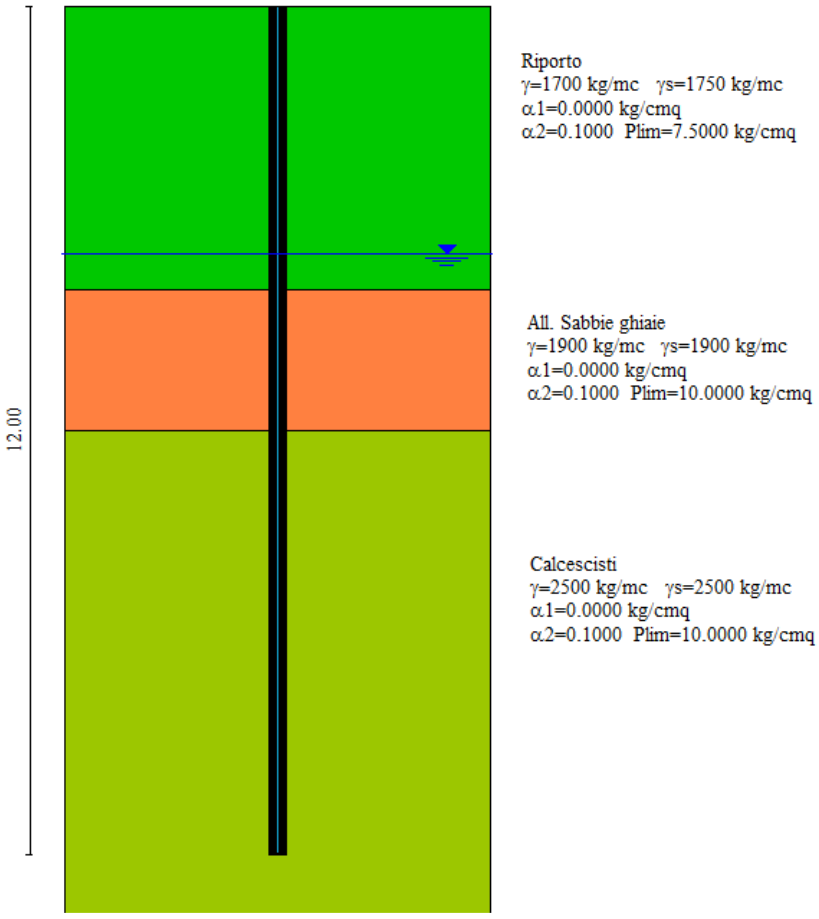


Oltre all'analisi dell'opera di sostegno, poiché quest'ultima durante la fase di scavo dovrà sostenere la soletta fintanto che la parte inferiore dello scatolare non verrà ultimata; la determinazione della portanza del micropalo, risulta necessaria per accertare che la lunghezza del micropalo sia sufficiente a trasferire al terreno i carichi verticali applicati.
i carichi applicati al micropalo sono stati determinati considerando il gli sforzi al metro e dividendoli per il numero di pali in un metro, dai calcoli, le sollecitazioni che vanno su un palo sono riportate nella figura seguente.

Sforzo Normale [kg]	16100.00
Momento My [kgm]	0.00
Taglio Tx [kg]	5422.50
h (altezza taglio) [m]	0.00



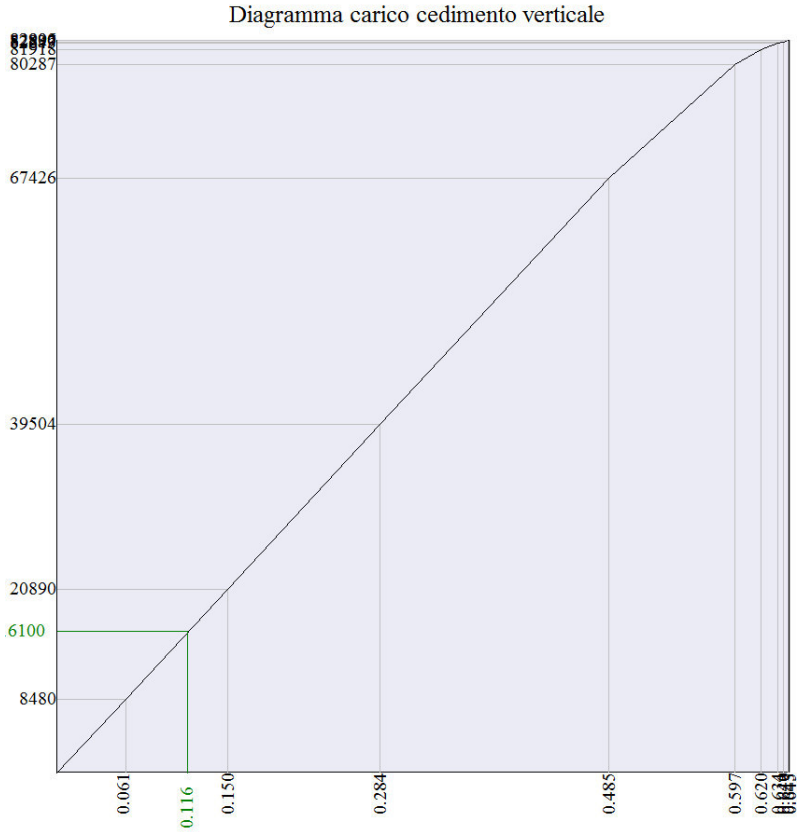
Per la determinazione della portanza del micropalo è stata utilizzata la teoria di Bustamante e Doix, considerando la sola portanza laterale.
Per l'espletamento della verifica è stato utilizzato il software Carl 12, il cui modello è riportato di seguito.



L’esito delle verifiche condotte viene riassunto nel successivo report.

Geometria palo					
L =	12.00 m	D =	24.00 cm		
Portanza verticale					
Pp min =	0 kg	Pp med =	0 kg		
Pl min =	82938 kg	Pl med =	82938 kg		
Wp =	1628 kg				
Pd =	40795 kg	N =	16100 kg	η =	2.53
Coefficienti di capacità portante					
Nc =	--	Nq =	--		
N'c =	--	N'q =	--		
Portanza trasversale					
Tu =	10757 kg	T =	5423 kg	η =	1.98
Mu =	0 kgm				
Armatura palo (primo tratto)					
Armatura palo (secondo tratto) - y =					
Cedimenti					
w =	0.116 cm	u =	3.082 cm		

Nella figura seguente si riporta la curva carico verticale – cedimenti, per la sollecitazione di calcolo verticale sul micropalo, il cedimento dello stesso risulta pari a 1.16 mm.

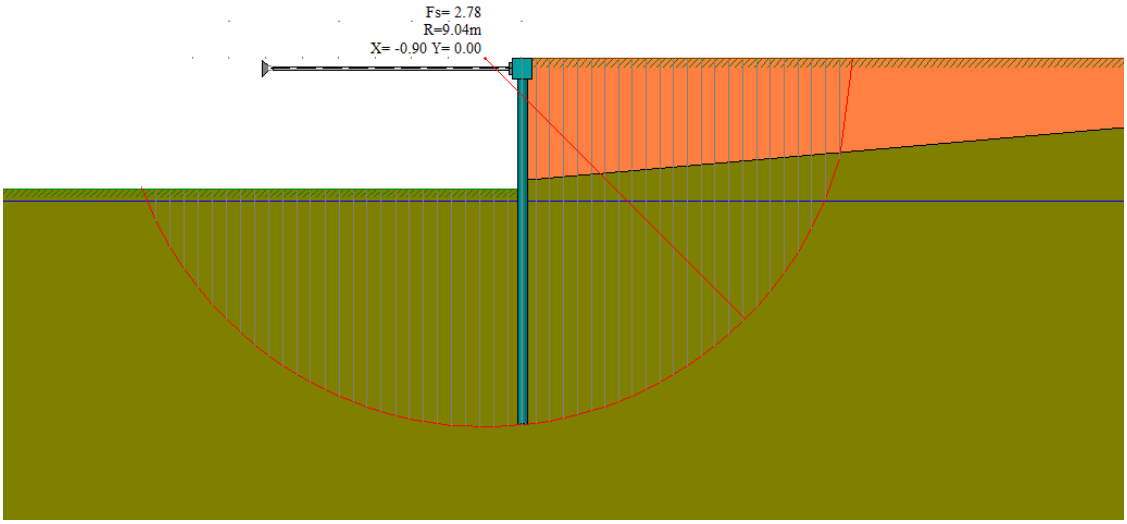


Le verifiche condotte hanno fornito esito positivo, rispettando tutte le prescrizioni normative.

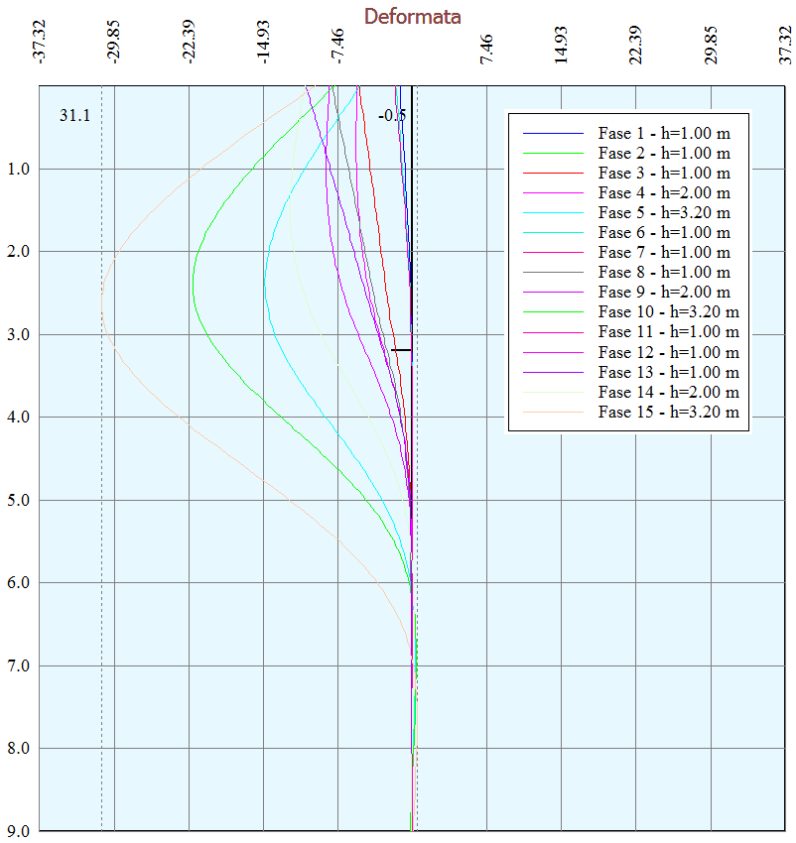
5.7 OPERE DI SOSTEGNO RIO MONFERRATO

Di seguito vengono riportate le verifiche svolte in ambito geotecnico per le opere di sostegno previste per il primo tratto del nuovo scatolare del Rio Monferrato.

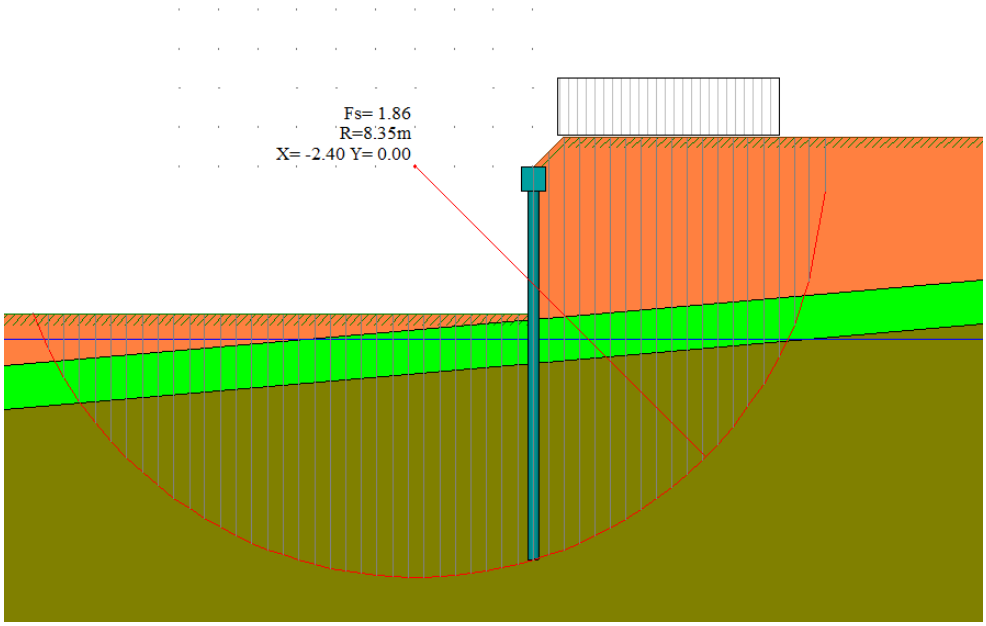
5.7.1 **Paratia sez. 107**



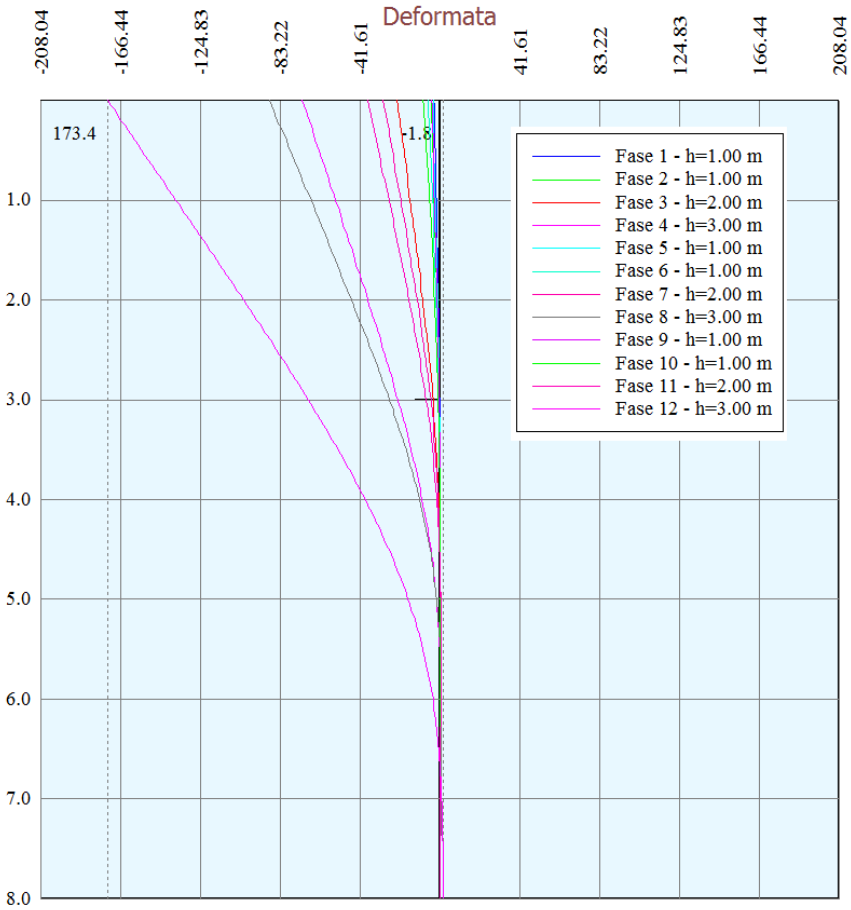
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.78, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



5.7.2 **Paratia sez. 102**



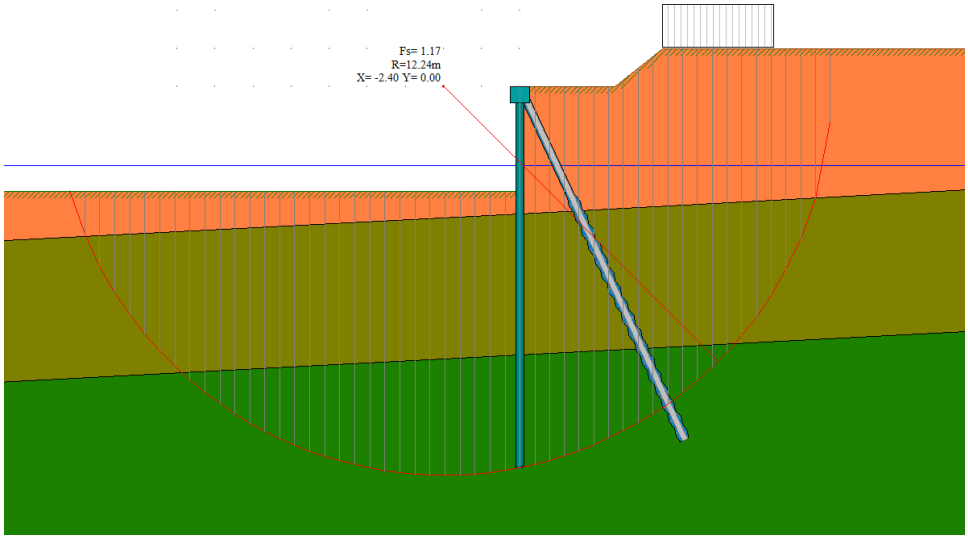
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,86, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.

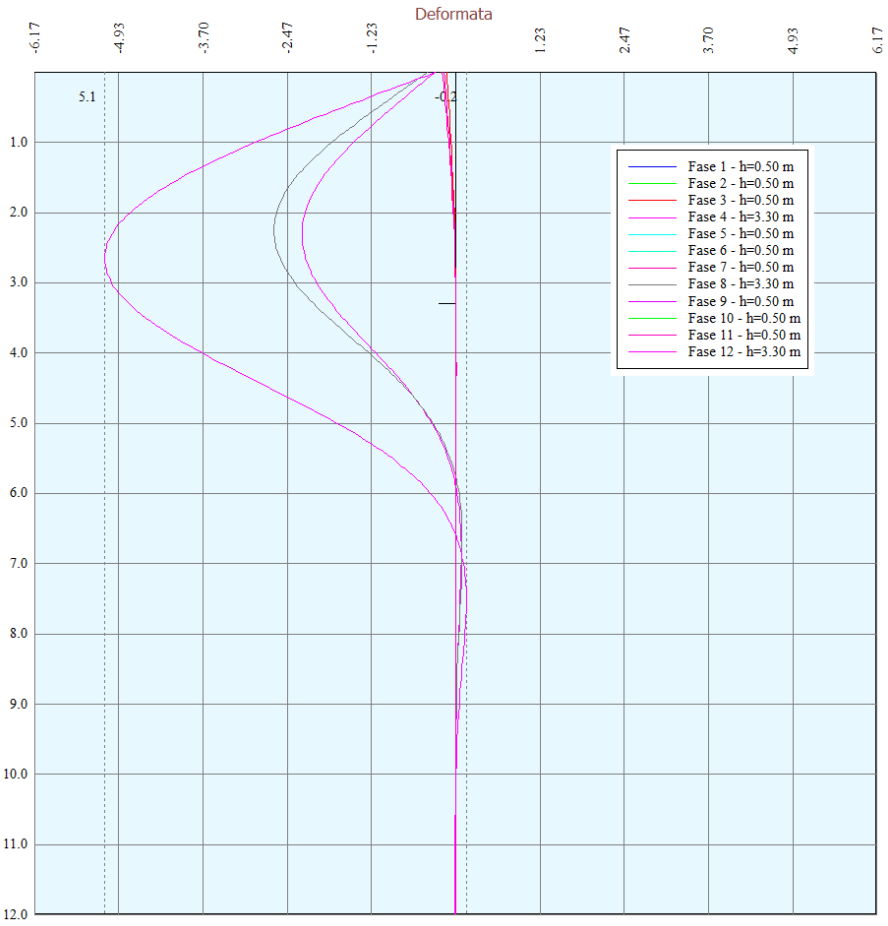


5.8 OPERE DI SOSTEGNO ALL'INTERNO DELL'EX AREA MULTEDO

Di seguito vengono riportate le verifiche svolte in ambito geotecnico per le opere di sostegno previste all'interno dell'ex area Multedo.

5.8.1 **Paratia sez. n° 13**



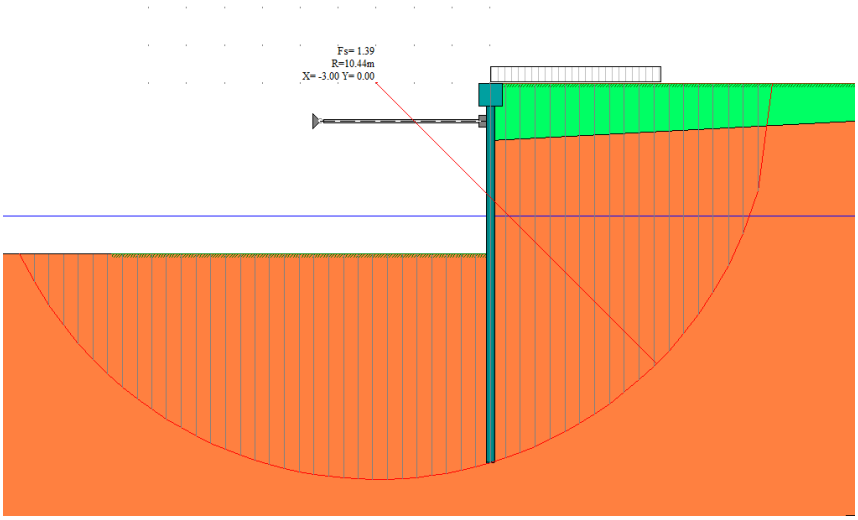


5.9 CANTIERE A: MICROTUNNELLING SOTTO LA LINEA FERROVIARIA, CAMERA DI SPINTA E DI RICEZIONE.

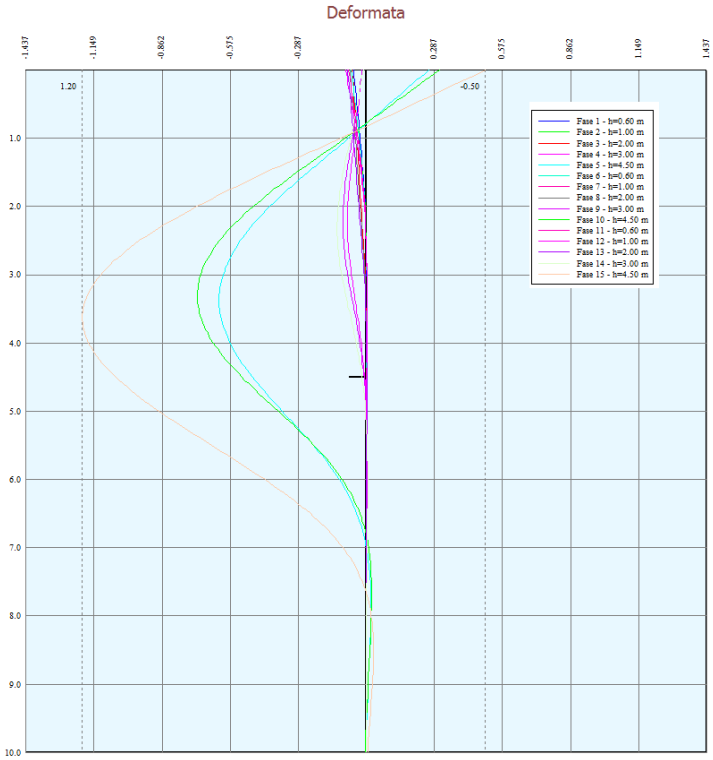
Di seguito vengono riportate le verifiche svolte in ambito geotecnico per le opere di sostegno previste per la realizzazione del microtunnelling sotto la linea ferroviaria.

5.9.1 Camera di spinta

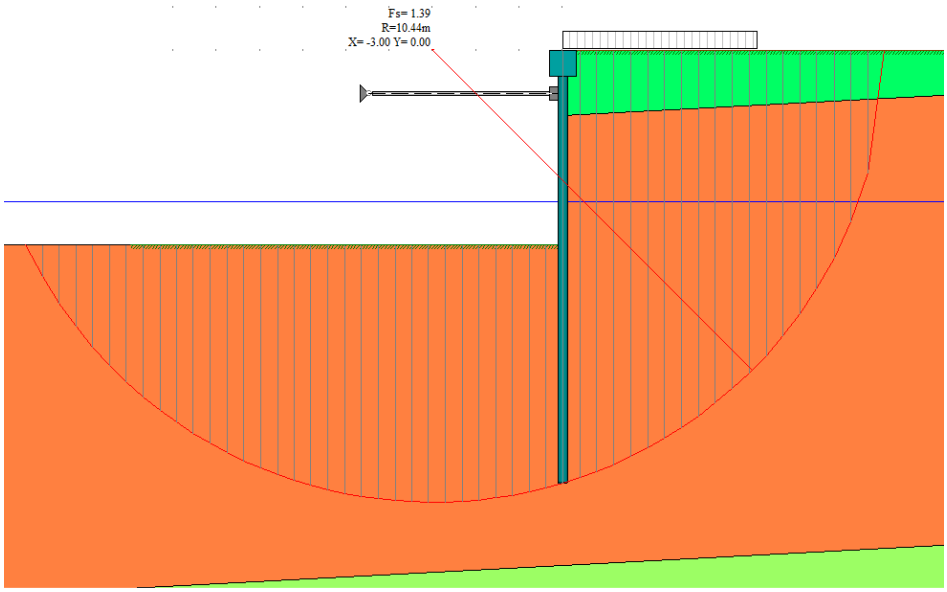
5.9.1.1 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 4.50 m



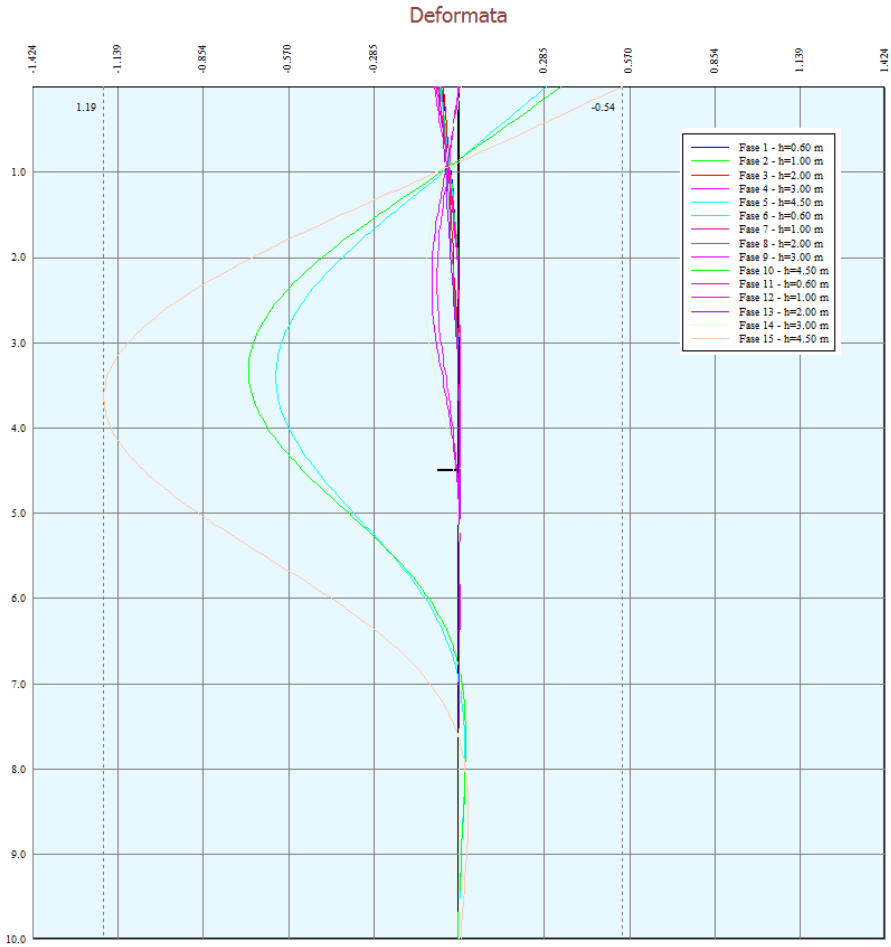
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,39, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



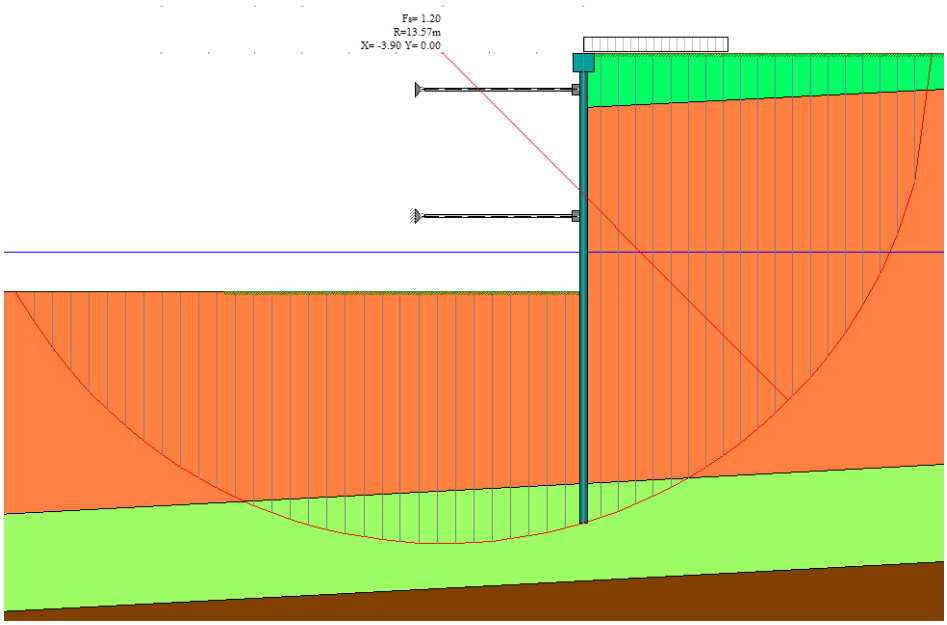
5.9.1.2 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 4.50 m



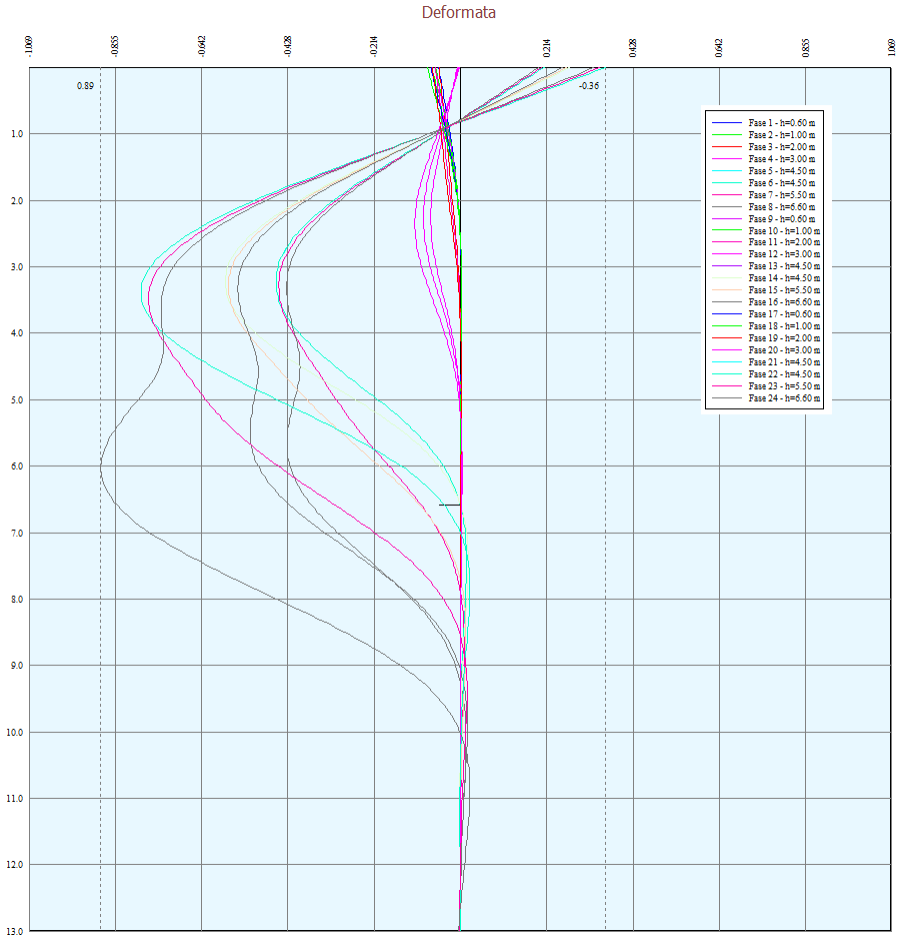
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,39, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



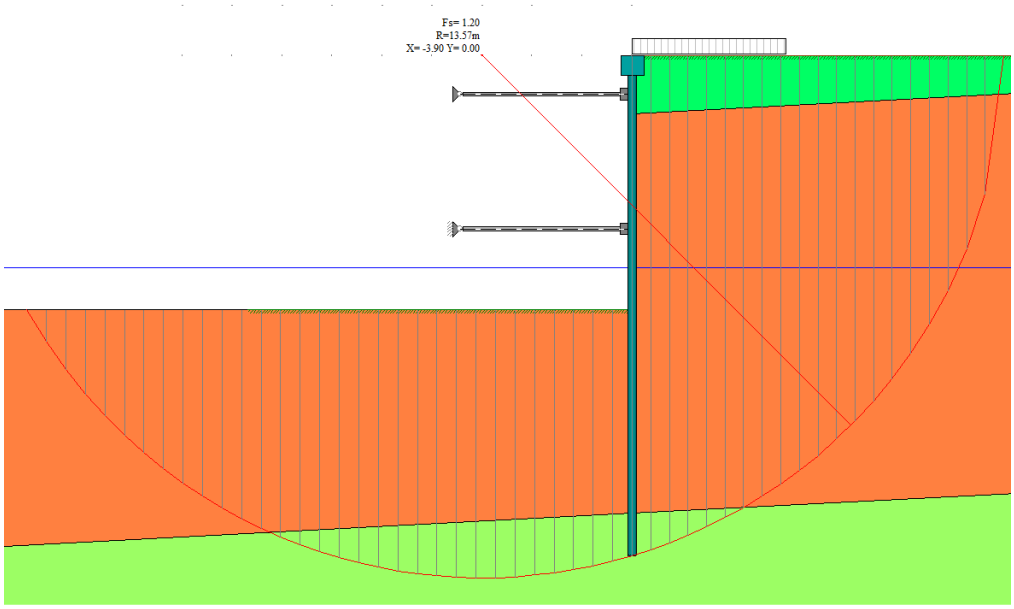
5.9.1.3 Paratia lato lungo con altezza dello scavo pari a 6.60 m



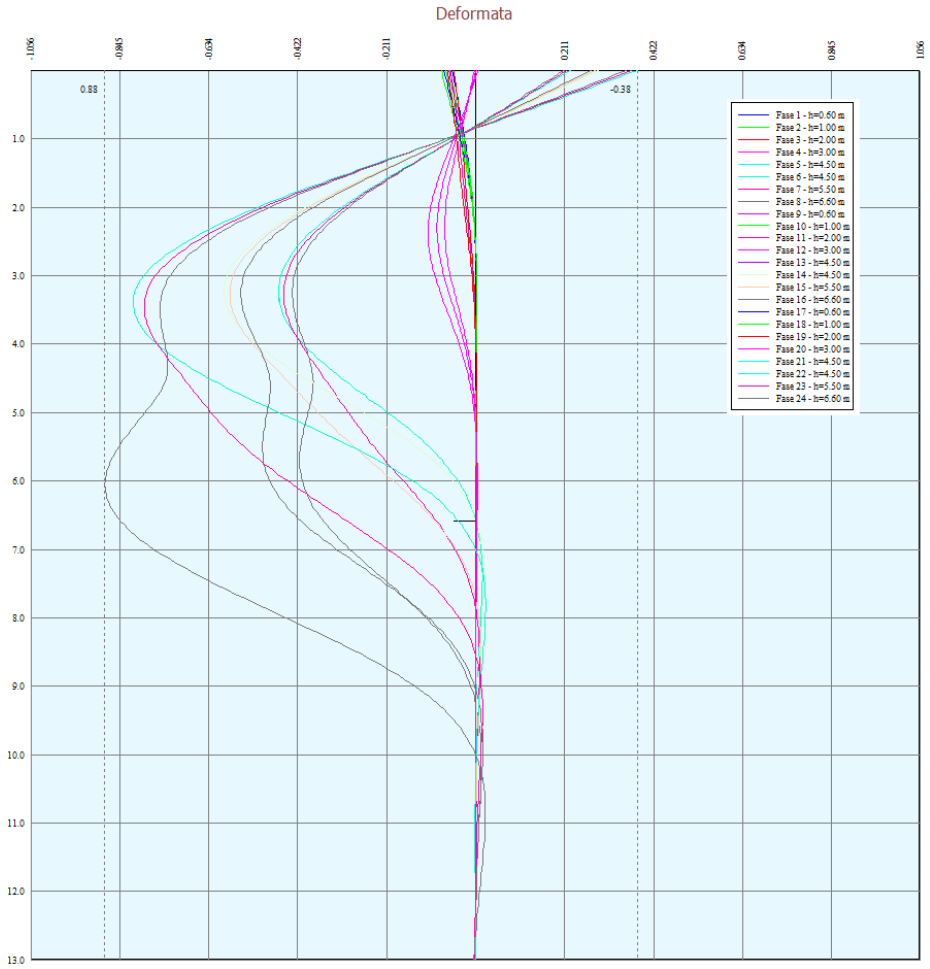
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,20, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



5.9.1.4 Paratia lato corto con altezza dello scavo pari a 6.60 m



Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,20, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



All'interno della camera di spinta, una volta terminate le operazioni di scavo e posa dei tunnel con la collocazione delle rispettive condotte, prima del riempimento dello scavo, tra l'oleodotto ed il nuovo tratto di acquedotto, sarà predisposta una doppia fila di gabbionate in rete metallica. I gabbioni saranno organizzati su due file per un'altezza pari a 4.00 m (quattro gabbioni). Questa soluzione risulterà propedeutica per la successiva fase di cantierizzazione, nella quale è previsto lo scavo al di fuori della camera di spinta per la realizzazione del nuovo scatolare di progetto. Infatti, in questa fase, poiché lo scavo avverrà al di fuori della paratia, per non avere problemi di stabilità della stessa sarà necessario togliere del terreno anche all'interno della camera; i gabbioni a questo punto risulteranno necessari per impedire che si verifichino cedimenti che potrebbero provocare danni alle condotte dell'oleodotto. Nel modello considerato per la verifica della gabbionata metallica, non è stato tenuto conto della presenza della paratia andando a favore di sicurezza. La gabbionata metallica risulterà collocata all'incirca in corrispondenza della mezzeria del lato corto della paratia; avendo quest'ultimo lunghezza pari a 9.30 m, a tergo della gabbionata sarà presente una porzione di terreno lunga circa 2.80m, che eserciterà una spinta minore rispetto a quella considerata nel modello di calcolo.
Le verifiche condotte riguardano il ribaltamento, lo scorrimento e la capacità portante dell'intera opera di sostegno; per le verifiche interne, è stato controllato il ribaltamento e lo scorrimento relativo per i tre ordini di gabbionate. La verifica alla stabilità globale non è stata eseguita, poiché poco significativa, in quanto, le potenziali superfici di scorrimento che si genereranno sul terreno, saranno contrastate dalla presenza dei micropali della paratia collocati sia a tergo sia anteriormente alla gabbionata.

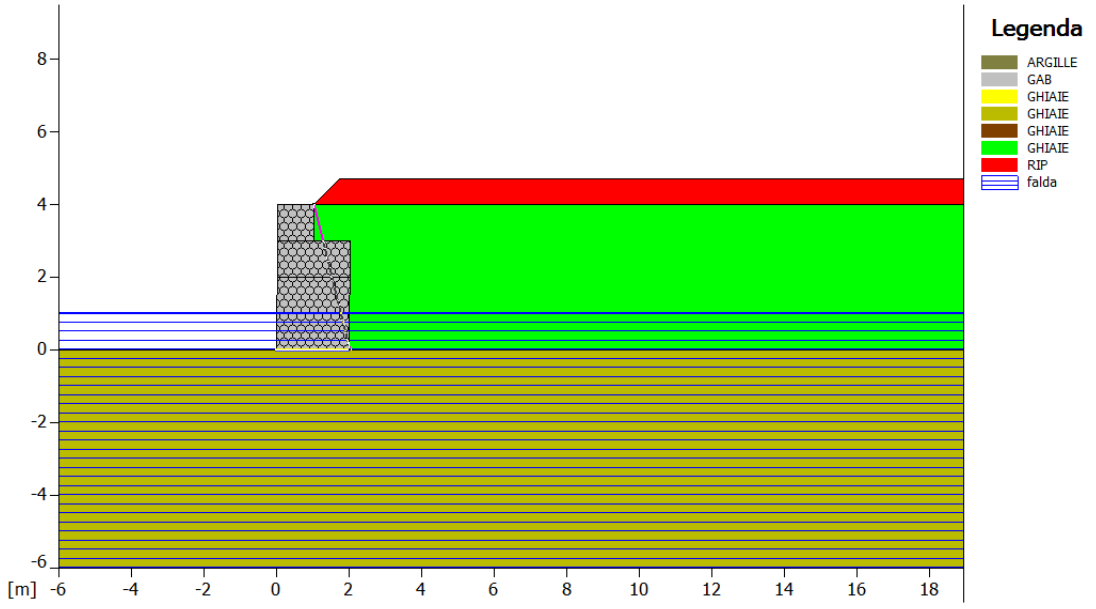


Figura 5.3 – Modello della gabbionata.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni considerati sono elencate di seguito:

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : **ARGILLE** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 10.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito [°] : 28.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 19.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **GAB** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 33.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 18.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 19.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **GHIAIE** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 36.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 19.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **GHIAIE** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 36.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 19.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **GHIAIE** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 36.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 19.00

Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **GHIAIE** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 36.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 19.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 20.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : **RIP** Descrizione :
Classe coesione : Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione [kN/m²] : 0.00
Classe d'attrito : Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito [°] : 33.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru) : 0.00
Classe di peso : Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda [kN/m³] : 17.00
Peso specifico in falda [kN/m³] : 18.00

Modulo elastico [kN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: GHIAIE Descrizione:
Terreno : GHIAIE

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
-100.00	0.00	100.00	0.00				

Strato: GHIAIE Descrizione:
Terreno : GHIAIE

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
2.00	0.00	2.00	0.00	100.00	0.00		

Strato: GHIAIE Descrizione:
Terreno : GHIAIE

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
2.00	0.00	2.00	1.00	100.00	1.00		

PROFILI FALDE FREATICHE

Falda: falda Descrizione:

X [m]	Y [m]	Y [m]	P [kN/m²]	X [m]	Y [m]	Y [m]	P [kN/m²]
-100.00	1.00			-4.00	1.00		

5.00 1.00 100.00 1.00

MURI IN GABBIONI

Muro : gab
Coordinate Origine [m] : Ascissa = 0.00 Ordinata= -0.00
Rotazione muro [°] = 0.00

Materiale riempimento gabbioni : GAB
Terreno di riempimento a tergo : GHIAIE
Terreno di copertura : RIP
Terreno di fondazione : GHIAIE

Strato	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Distanza [m]	Pu [kN/m³]
1	2.00	1.00	0.00	61.31
2	2.00	1.00	0.00	61.31
3	2.00	1.00	0.00	61.31
4	1.00	1.00	0.00	61.31

Gabbioni senza diaframmi
Maglia 10x12 Diametro filo 2,7 [mm]
Classe Pu : Pu

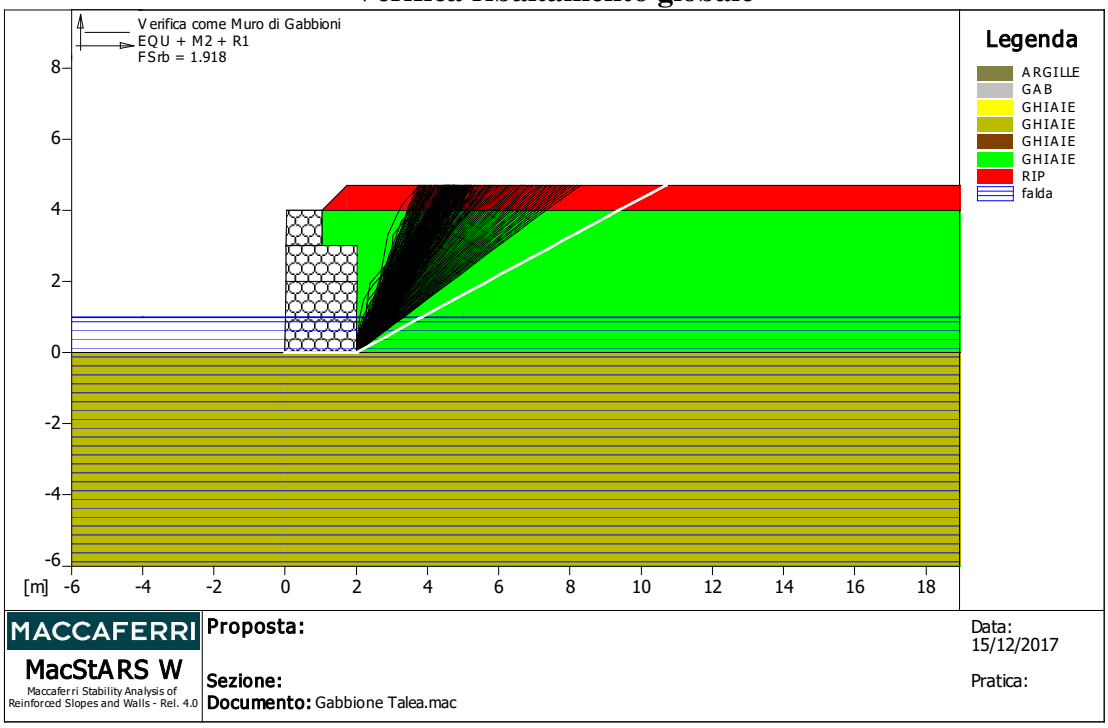
Parametri per il calcolo della capacità portante con Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof
Affondamento fondazione [m] : 0.00
Inclinazione pendio a valle [°] : 0.00

Profilo di ricopertura:

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
-0.00	0.00	1.00	0.01	1.70	0.70	100.00	0.70

Di seguito sono riassunte le verifiche condotte sulla gabbionata in oggetto.

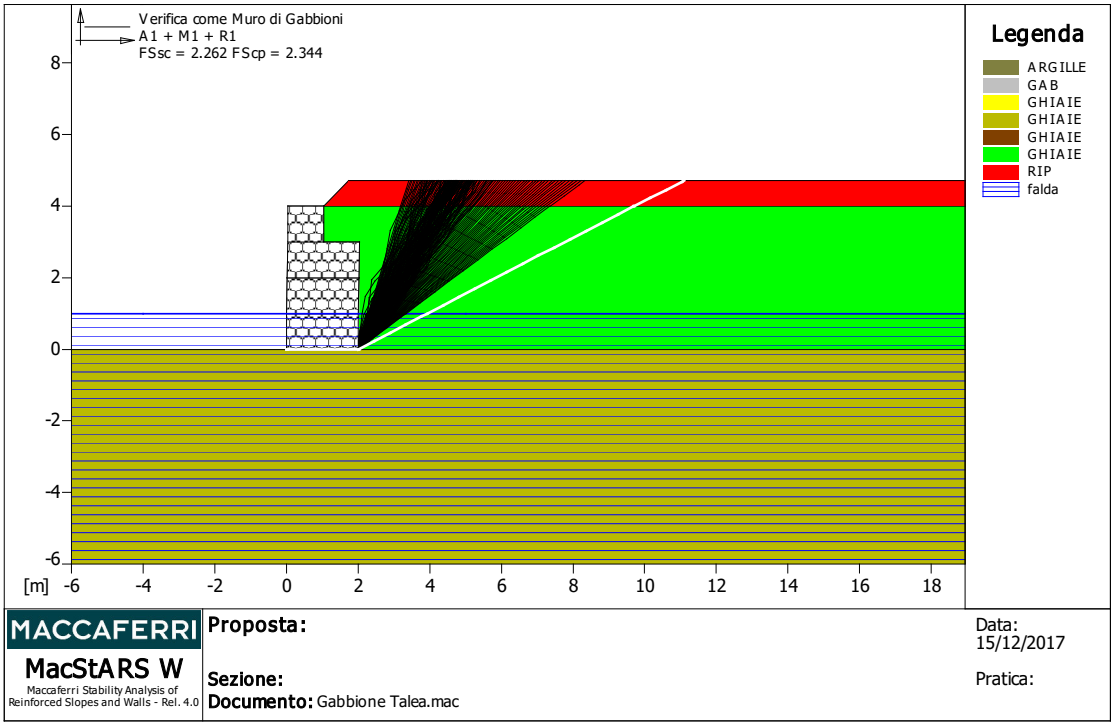
Verifica ribaltamento globale



Verifica come muro di sostegno :
Combinazione di carico : EQU + M2 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Momento Stabilizzante [kN*m/m] : 143.61
Momento Instabilizzante [kN*m/m] : 74.85
Classe momento : Coeff. parziale R - Ribaltamento
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.918

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R – Ribaltamento

Verifica scorrimento e capacità portante globale



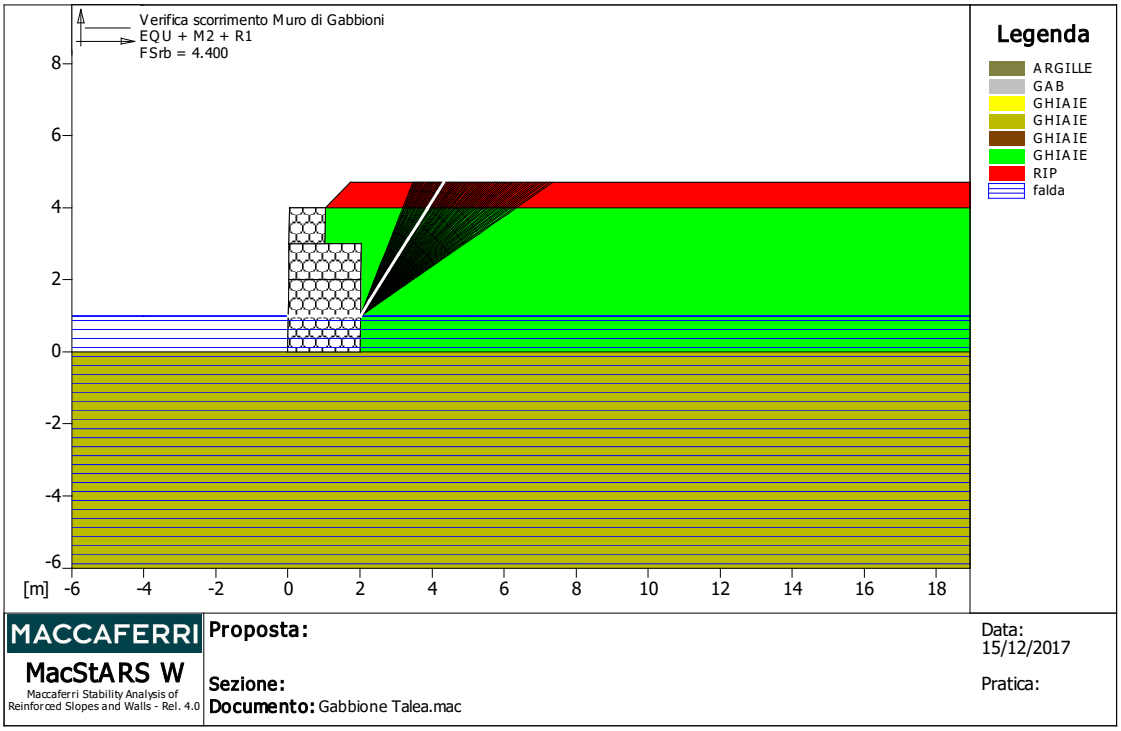
Verifica come muro di sostegno :
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Forza Stabilizzante [kN/m]: 105.23
Forza Instabilizzante [kN/m]: 46.52
Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 2.262
Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

Pressione ultima [kN/m²] : 277.54
Pressione media agente [kN/m²] : 118.42
Classe pressione : Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante : 2.344
Fondazione equivalente [m] : 1.28
Eccentricità forza normale [m] : 0.36
Braccio momento [m] : 1.41
Forza normale [kN] : 144.84
Pressione estremo di valle [kN/m²] : 150.32
Pressione estremo di monte [kN/m²] : 0.00

Fattore	Classe
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante

Verifica ribaltamento, corso n° 1

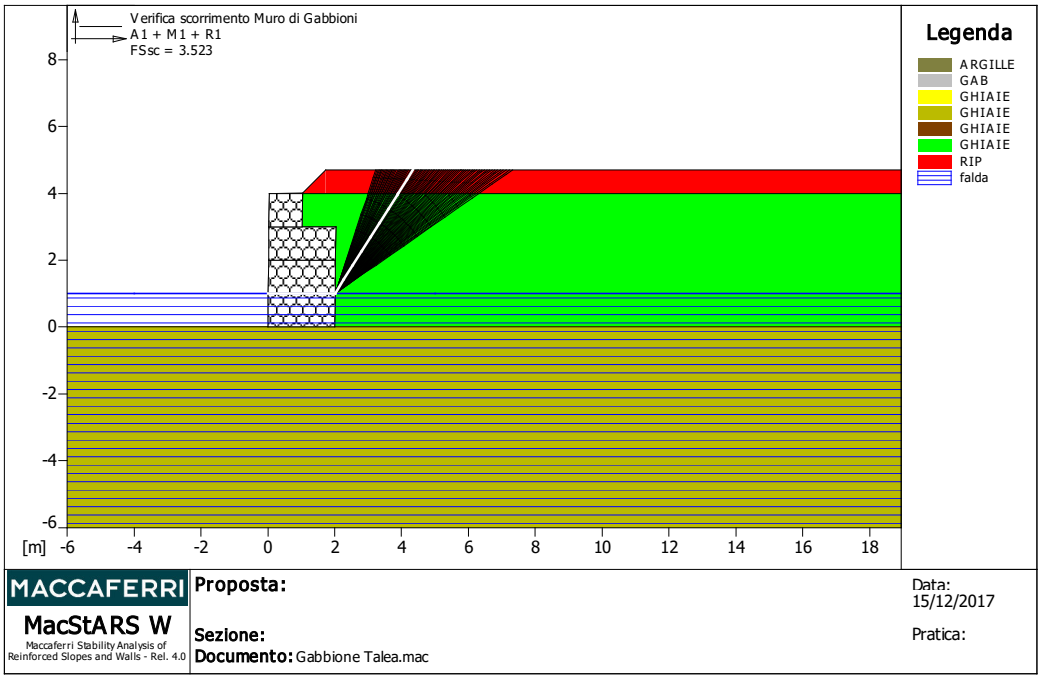


Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : EQU + M2 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Momento Stabilizzante [kN*m/m] : 156.35
Momento Instabilizzante [kN*m/m] : 35.54
Classe momento : Coeff. parziale R - Ribaltamento
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 4.400

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

1.25 Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90 Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00 Coeff. parziale R – Ribaltamento

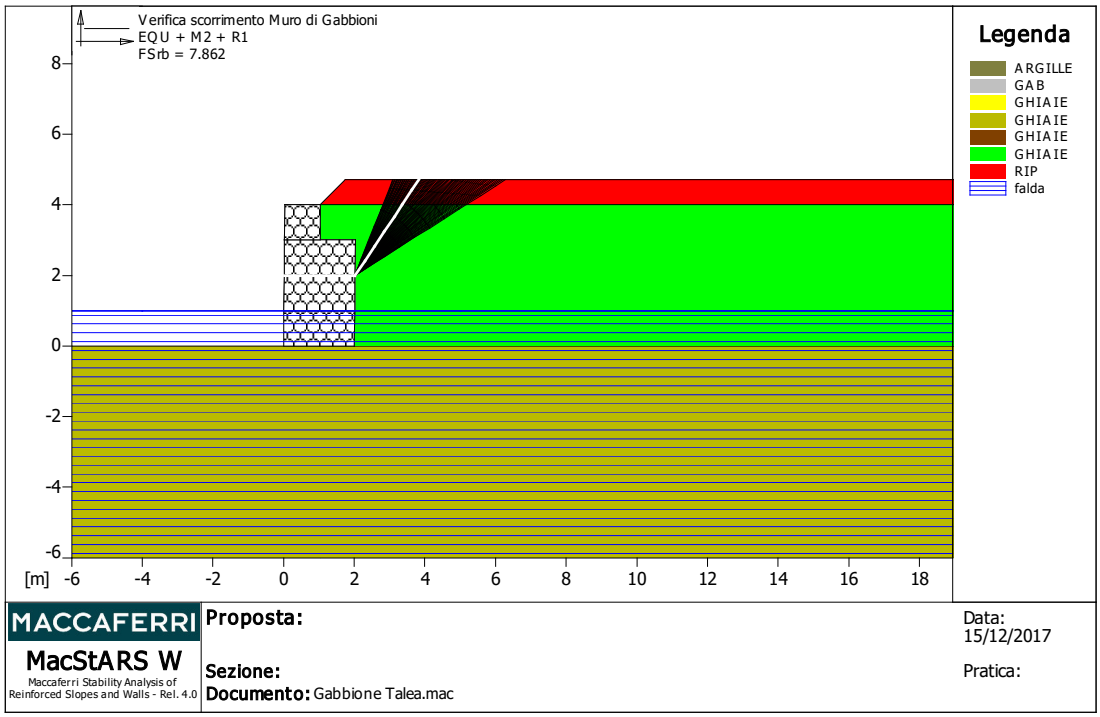
Verifica scorrimento, corso n° 1



Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Forza Stabilizzante [kN/m]: 86.73
Forza Instabilizzante [kN/m]: 24.62
Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 3.523

Fattore Classe
1.00 Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00 Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00 Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00 Coeff. parziale R – Scorrimento

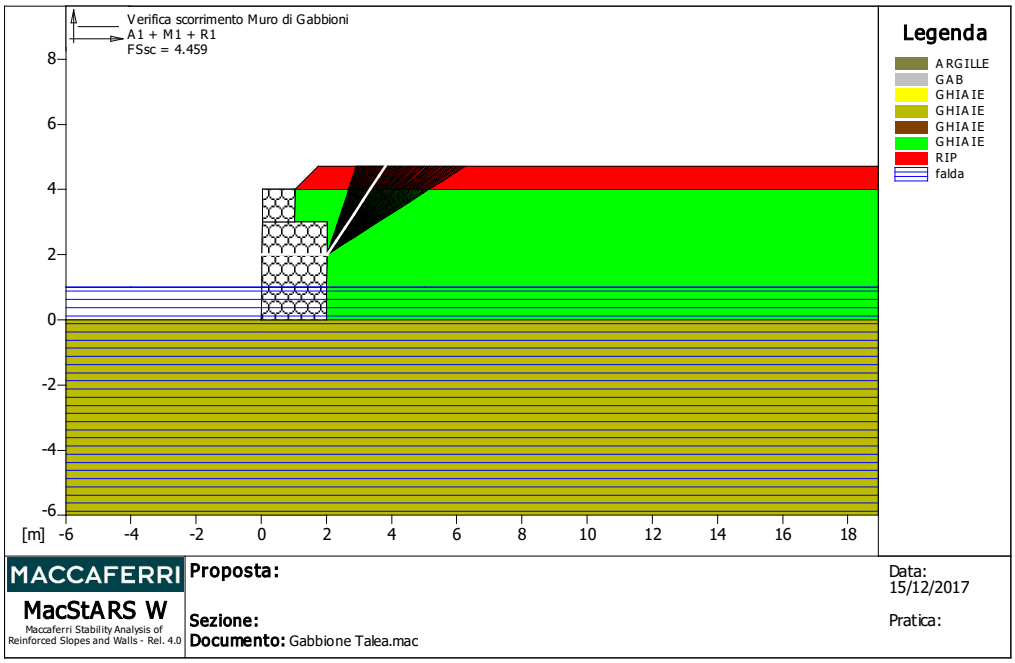
Verifica ribaltamento, corso n° 2



Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : EQU + M2 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Momento Stabilizzante [kN*m/m] : 112.82
Momento Instabilizzante [kN*m/m] : 14.35
Classe momento : Coeff. parziale R - Ribaltamento
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 7.862

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento

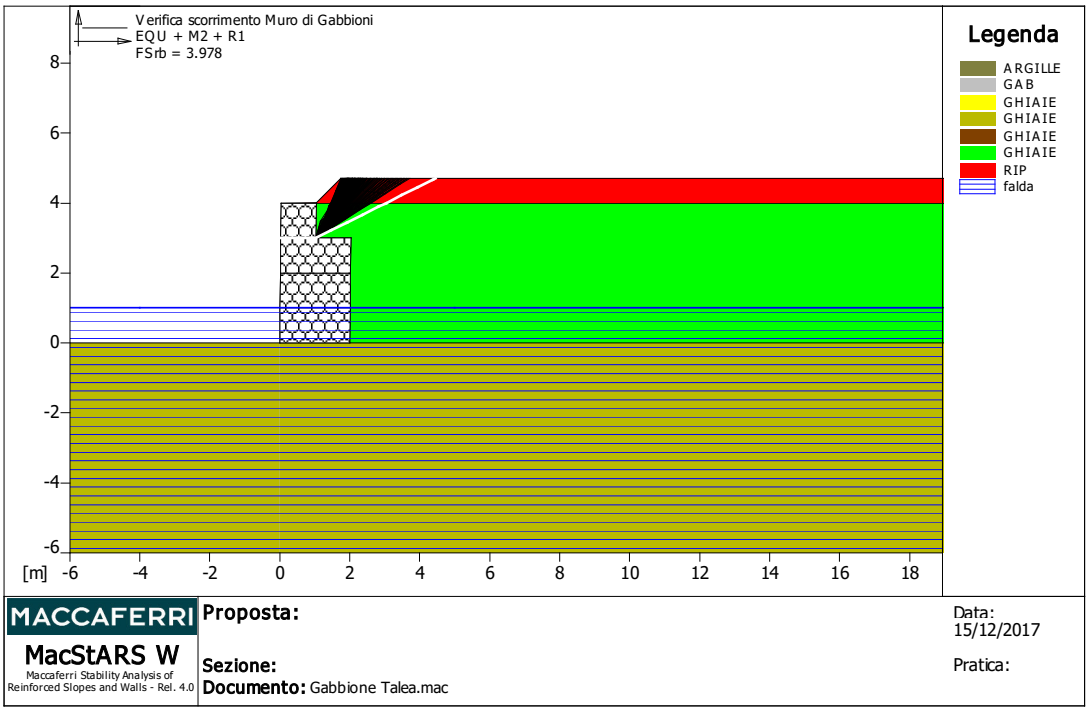
Verifica scorrimento, corso n° 2



Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Forza Stabilizzante [kN/m]: 58.21
Forza Instabilizzante [kN/m]: 13.05
Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 4.459

Fattore	Classe
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento

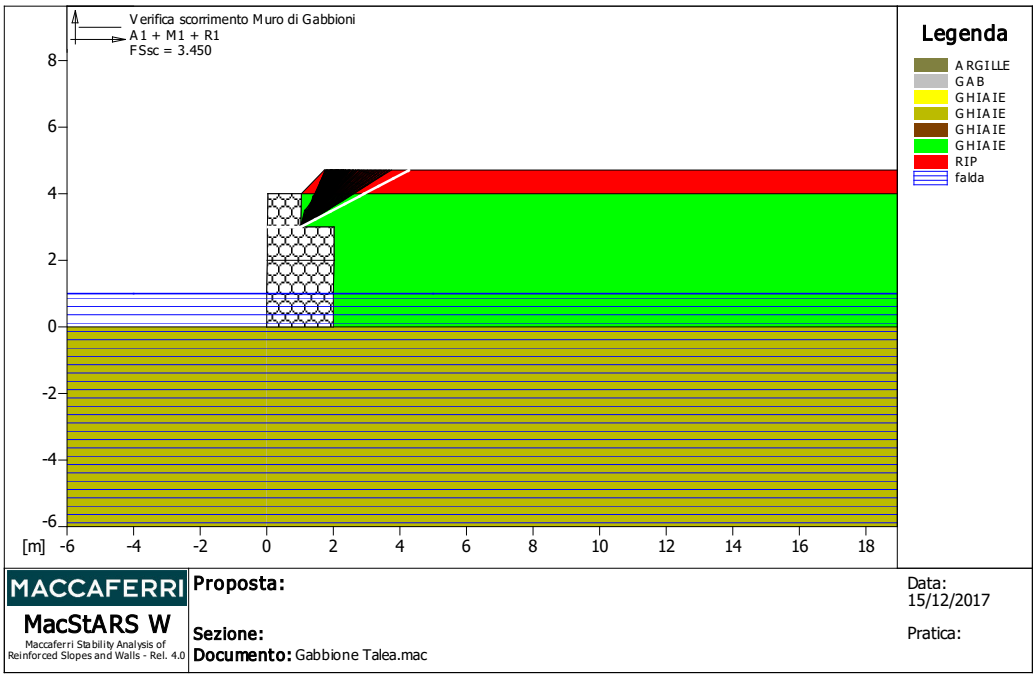
Verifica ribaltamento, corso n° 3



Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : EQU + M2 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Momento Stabilizzante [kN*m/m] : 12.23
Momento Instabilizzante [kN*m/m] : 3.07
Classe momento : Coeff. parziale R - Ribaltamento
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 3.978

Fattore	Classe
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento

Verifica scorrimento, corso n° 3



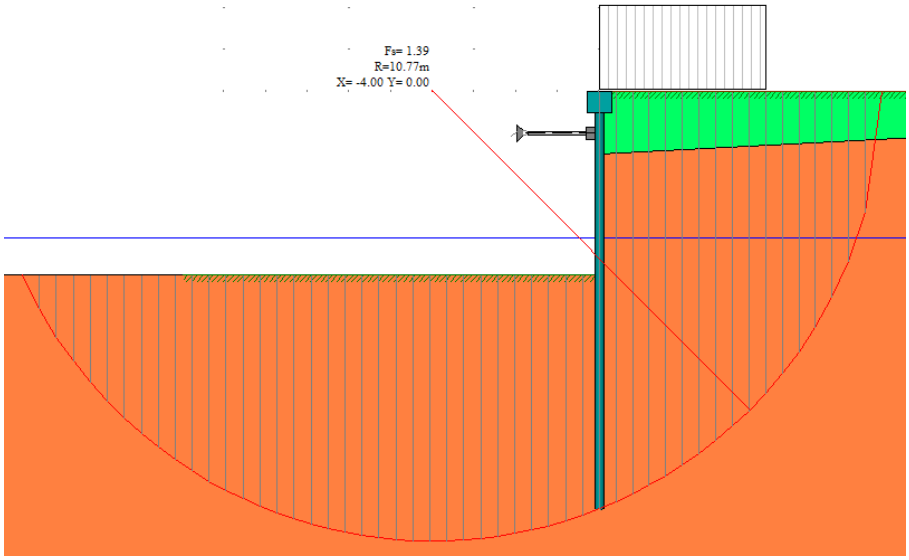
Verifica di resistenza interna :
Combinazione di carico : A1 + M1 + R1
Stabilità verificata sul blocco : gab
Forza Stabilizzante [kN/m]: 13.51
Forza Instabilizzante [kN/m]: 3.91
Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 3.450

Fattore	Classe
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento

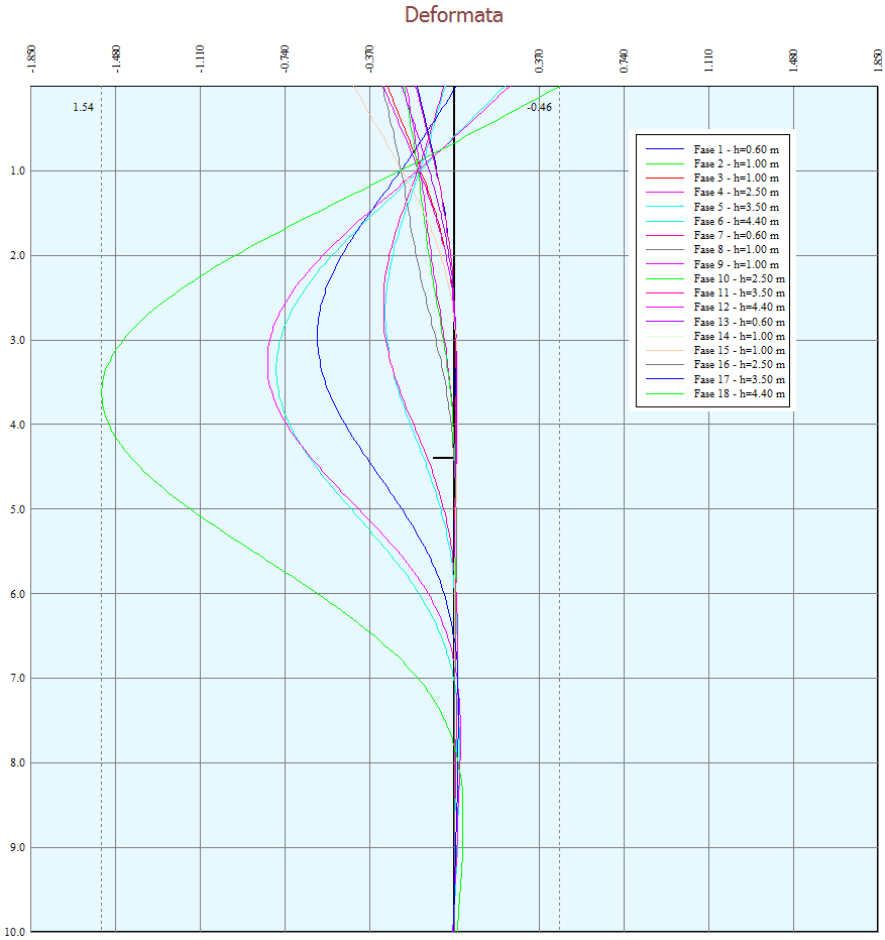
Com'è possibile notare dai report, le verifiche hanno fornito esito positivo; i minimi fattori di sicurezza per le verifiche eseguite sono risultati superiori al minimo previsto dalla normativa.

5.9.2 Camera di ricezione

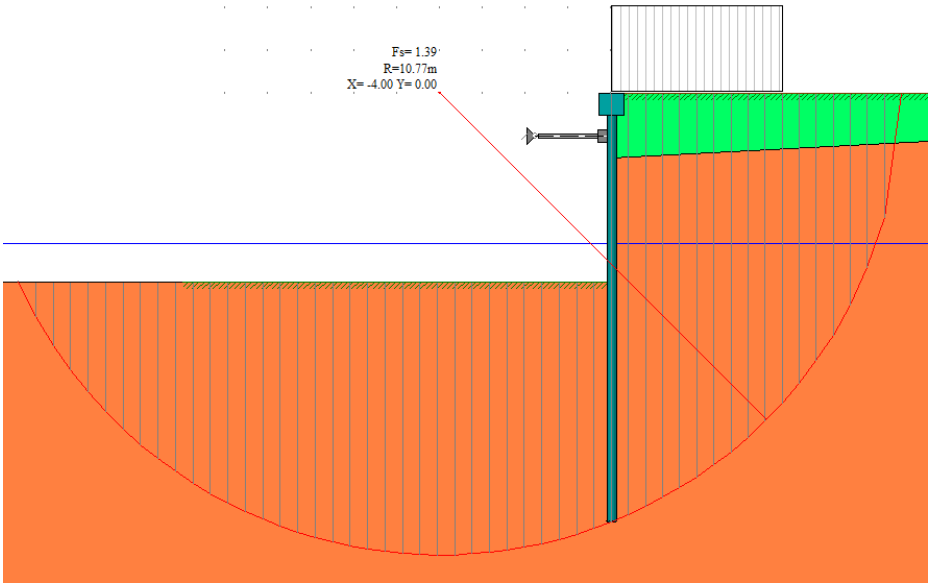
5.9.2.1 Paratia lato lungo in prossimità della strada



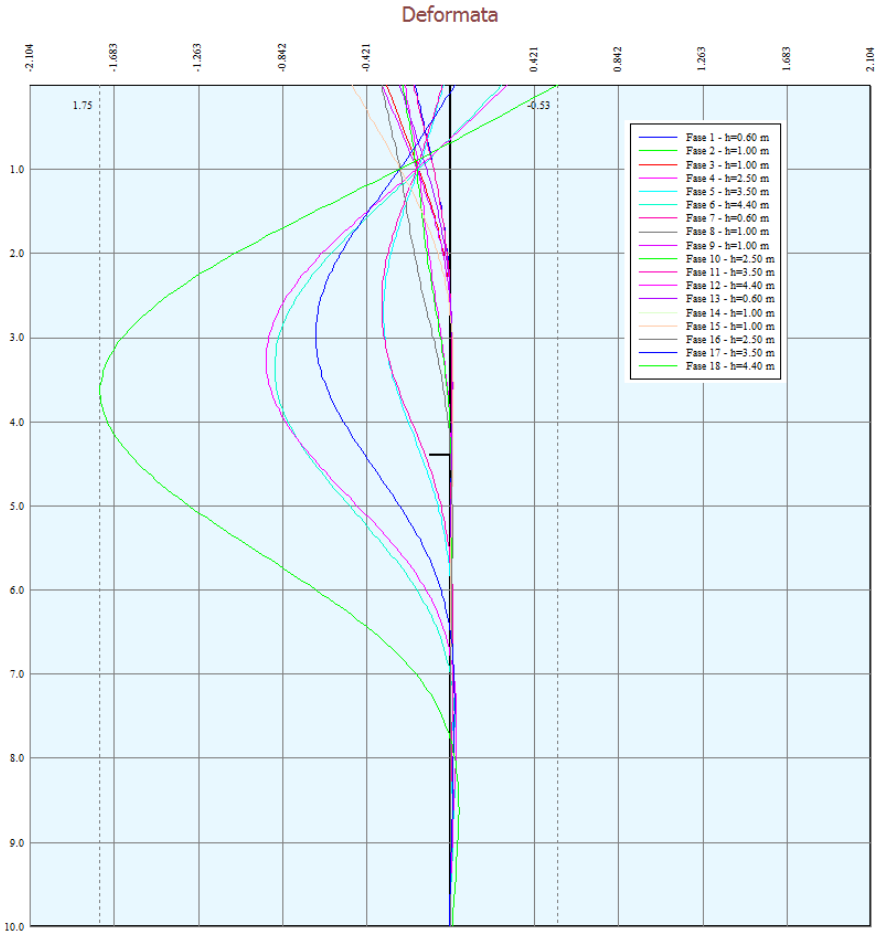
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,39, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



5.9.2.2 Paratia lato corto in prossimità dell'oleodotto



Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1,39, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



5.10 SCATOLARI IN C.A.

Per le sezioni stratigrafiche da considerare, si è fatto riferimento all'ubicazione della tipologia di opera considerata. Per gli scatolari in corrispondenza della zona A gli strati considerati saranno:

- **ZONA A**
  - Strato 1 – Terreno di riporto per uno spessore pari a circa 4.00 m;
  - Strato 2 Calcescisti: estesa al sottostante volume Significativo.

Per gli scatolari in corrispondenza della zona B gli strati considerati saranno:

- **ZONA B**
  - Strato 1 – Terreno di riporto per uno spessore pari a circa 4.00 m;
  - Strato 2 Ghiaia con sabbia: per uno spessore pari a circa 3.00 m;
  - Strato 3 Ghiaia con ciottoli e sabbia: per uno spessore pari a circa 2.50 m;
  - Strato 4 Sabbia fine limosa: per uno spessore pari a circa 3.00 m;
  - Strato 6 Brecce ofiolitiche: estesa al sottostante volume Significativo.

Dalle sezioni stratigrafiche suindicate, tenendo conto delle quote di imposta dei manufatti, si ricava che la fondazione degli scatolari in oggetto, per la zona A ricadrà all'interno dello strato 2 (calcescisti); mentre per la zona B, la fondazione ricadrà in corrispondenza dello strato 2 (Ghiaia con sabbia).

5.11 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO)

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le verifiche GEO relativamente alle fondazioni superficiali, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) par. 6.4.2.1. delle NTC08 - DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 (condizioni non sismiche).

In ambito di Stato Limite Ultimo sono stati svolti i seguenti controlli di normativa:

- collasso per carico limite verticale dell'insieme fondazione - terreno;

La capacità portante del terreno per carichi verticali è stata valutata utilizzando la formula di Meyerhoff, ritenuta maggiormente affidabile per le tipologie geologiche presenti.
I cedimenti sono stati valutati mediante il software con un valore della costante di sottofondo pari a k_1 = 2.50 kg/cmq*cm.

5.11.1 **approccio di verifica adottato in ambito geotecnico**

Scatolari in C.A.
La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 definisce Approccio 2 al par. 6.4.2.1, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- verifiche di collasso per carico limite verticale dell'insieme fondazione - terreno:
    - A1 – M1 – R3

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.30	1.00
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" – "R2" – "R3" indicati nelle Tab. 6.4.I e qui riassunti

Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff.R3
Capacità portante fondazione	γ_{R}	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	γ_{R}	1.00	1.10	1.10

Per le verifiche di portanza delle fondazioni dei nuovi scatolari, si farà riferimento sostanzialmente a 3 tipologie, nello specifico si avrà:

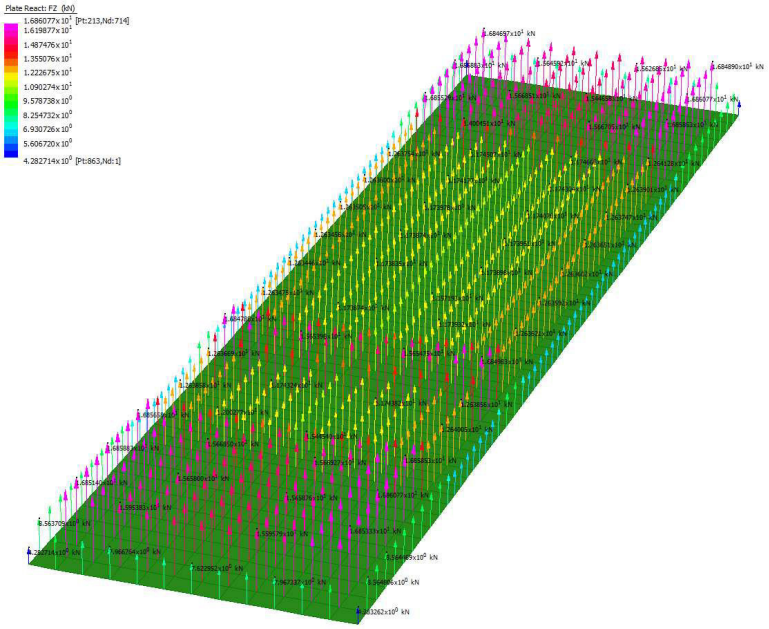
- Scatolare sul Rio Marotto a monte dell'intersezione, per tale manufatto si prenderà in considerazione il tipologico che presenta larghezza interna pari a 6.00 m;
- Scatolare sul Rio monferrato a monte dell'incrocio, quest'ultimo avrà larghezza interna pari a 4.50 m;
- Scatolare a valle dell'incrocio, la larghezza interna per tale manufatto risulta pari a 8.00m.

Si riportano di seguito le verifiche di portanza della fondazione per le tipologie considerate:

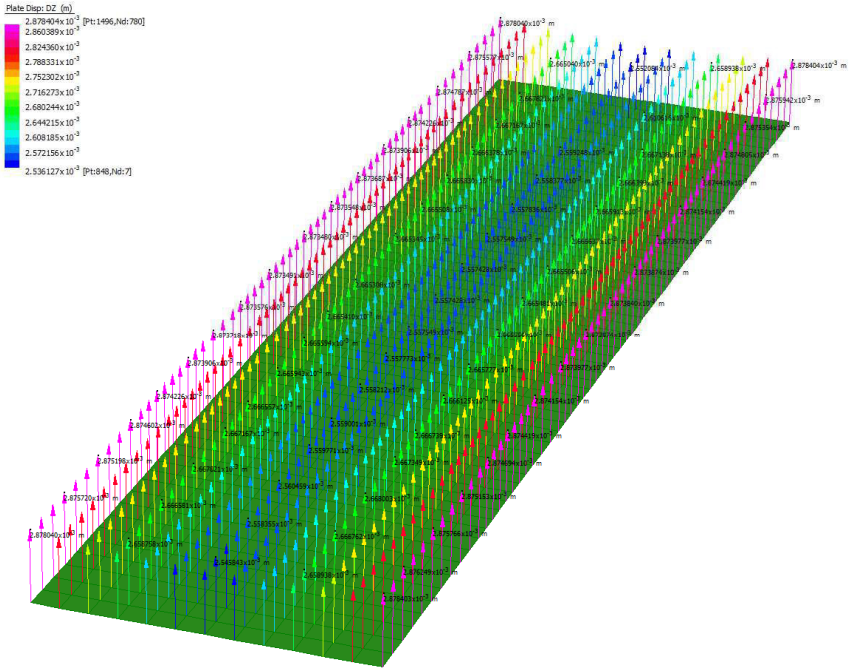
5.11.2 **Scatolare sul rio Monferrato a monte della confluenza**

5.11.2.1 Verifiche di portanza della fondazione

Le verifiche di portanza della fondazione del nuovo scatolare è stata condotta utilizzando la teoria di Meyerhoff. Il terreno di posa della fondazione, tenuto conto dell'ubicazione dell'opera è stato considerato quello dello strato 2 (calcescisti) per la zona A; e quello dello strato 2 (Ghiaia con sabbia) per la zona B. La quota di imposta della fondazione è stata fissata ad una profondità pari a 4.0 metri.



L'abbassamento massimo verticale della struttura per lo stato limite di esercizio risulta pari a 2.88 mm, come indicato nella mappatura seguente.



La massima pressione sul terreno risulta essere pari a circa σ_t = 1.24 kg/cm^2., determinata moltiplicando la costante elastica del terreno considerata (2.5 kg/cm^2 x cm) per il massimo abbassamento verticale della fondazione relativo alla combinazione considerata, che risulta pari a 4.96 mm
Tale platea ha una lunghezza di 20 m, una larghezza di 4.50 m.
Di seguito si riporta l'esito della verifica.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)								
Angolo di attrito interno del terreno:	ϕ°=	**36**	=	0.6283	RAD			
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)$=	37.75	=>	37					
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi$=	50.59	=>	50					
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)$=	44.43	=>	44					
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**4.5**	**L(m)=**	**20**		
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.85**				
sc=1+0.20*Kp*(B/L)=	1.17							
$sq=s\gamma$=1+0.10*Kp*(B/L)=	1.09							
Determinazione dei fattori di profondità								
dc=1+0.20*(Kp)^(1/2)*(B/L)	1.09							
$dq=d\gamma$=1+0.10*(Kp)^(1/2)*(B/L)=	1.04							
Determinazione fattori di inclinazione:			θ°=	**0**	=	0.0000	RAD	
ic=iq=(1-θ/90)^2=	1.00							
ig=(1-θ/ϕ)^2=	1.00							
Determinazione della portanza massima limite.								
Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:			D(m)=	**4**				
Peso specifico del terreno:	γ=	**2500**	Kg/m^3 = KN/m^3	25				
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0				
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma$=				7006.48	KPa=Kg/cmq		70.06	
Coefficiente di riduzione	γ_r=	**2.3**						
$R_d=q_{lim}/\gamma_R$=		**30.46**	Kg/cmq					

In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 1.24 kg/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 1.24 < 30.46 kg/cm^2.

La verifica di portanza per il tratto di scatolare che ricadrà in corrispondenza della zona B, interessando lo strato 2 (ghiaie con sabbia), è riportata di seguito.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)								
Angolo di attrito interno del terreno:	$\phi°=$	**36**	=	0.6283	RAD			
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)=$	37.75	=>	37					
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi=$	50.59	=>	50					
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)=$	44.43	=>	44					
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**4.5**	**L(m)=**	**20**		
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.85**				
$sc=1+0.20*Kp*(B/L)=$	1.17							
$sq=s\gamma=1+0.10*Kp*(B/L)=$	1.09							
Determinazione dei fattori di profondità								
$dc=1+0.20*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)$	1.09							
$dq=d\gamma=1+0.10*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)=$	1.04							
Determinazione fattori di inclinazione:			$\theta°=$	**0**	=	0.0000	RAD	
$ic=iq=(1-\theta/90)^2=$	1.00							
$ig=(1-\theta/\phi)^2=$	1.00							
Determinazione della portanza massima limite.								
Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:		D(m)=	**4**					
Peso specifico del terreno:	$\gamma=$	**1900**	$Kg/m^3 = KN/m^3$	19				
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0				
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma=$				5324.92	KPa=Kg/cmq		53.25	
Coefficiente di riduzione	$\gamma_R=$	**2.3**						
$R_d=q_{lim}/\gamma_R=$		**23.15**	Kg/cmq					

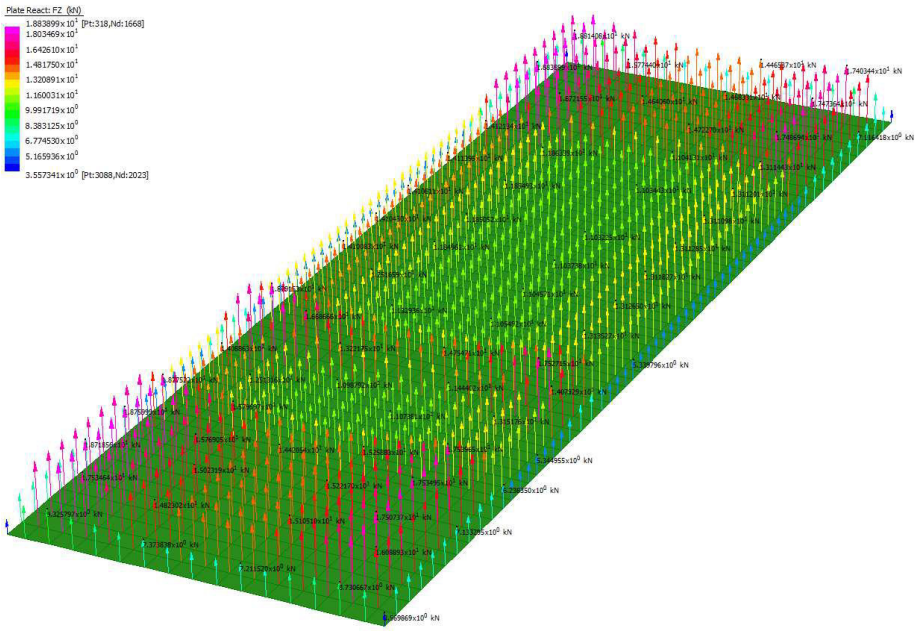
In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 1.24 kg/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 1.24 < 23.15 kg/cm^2.

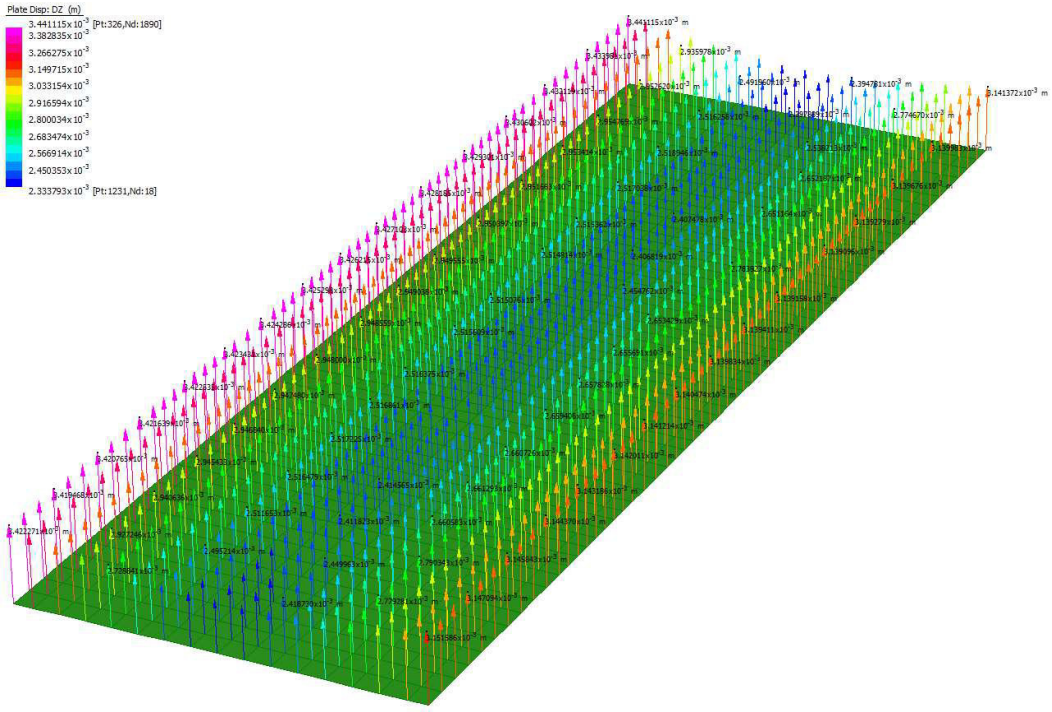
5.11.3 **Scatolare sul Rio Marotto a monte della confluenza**

5.11.3.1 Verifiche di portanza della fondazione

Le verifiche di portanza della fondazione del nuovo scatolare è stata condotta utilizzando la teoria di Meyerhoff. Il terreno di posa della fondazione, tenuto conto dell'ubicazione dell'opera è stato considerato quello dello strato 2 (calcescisti) per la zona A; e quello dello strato 2 (Ghiaia con sabbia) per la zona B la quota di imposta della fondazione è stata fissata ad una profondità pari a 4.0 metri.



L'abbassamento massimo verticale della struttura per lo stato limite di esercizio risulta pari a 3.44 mm, come indicato nella mappatura seguente.



La massima pressione sul terreno risulta essere pari a circa σ_t = 1.44 kg/cm^2., determinata moltiplicando la costante elastica del terreno considerata (2.5 kg/cm^2 x cm) per il massimo abbassamento verticale della fondazione relativo alla combinazione considerata, che risulta pari a 5.77 mm
Tale platea ha una lunghezza di 20 m, una larghezza di 6.00 m.
Di seguito si riporta l'esito della verifica.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)								
Angolo di attrito interno del terreno:	ϕ°=	**36**	=	0.6283	RAD			
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)$=	37.75	=>	37					
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi$=	50.59	=>	50					
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)$=	44.43	=>	44					
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**6**	**L(m)=**	**20**		
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.85**				
sc=1+0.20*Kp*(B/L)=	1.23							
$sq=s\gamma$=1+0.10*Kp*(B/L)=	1.12							
Determinazione dei fattori di profondità								
dc=1+0.20*(Kp)^(1/2)*(B/L)	1.12							
$dq=d\gamma$=1+0.10*(Kp)^(1/2)*(B/L)=	1.06							
Determinazione fattori di inclinazione:			θ°=	**0**	=	0.0000	RAD	
ic=iq=(1-θ/90)^2=	1.00							
ig=(1-θ/ϕ)^2=	1.00							
Determinazione della portanza massima limite.								
Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:			D(m)=	**4**				
Peso specifico del terreno:	γ=	**2500**	Kg/m^3 = KN/m^3	25				
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0				
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma$=				8268.66	KPa=Kg/cmq		82.69	
Coefficiente di riduzione	γ_R=	**2.3**						
$R_d=q_{lim}/\gamma_R$=		**35.95**	Kg/cmq					

In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 1.44 kg/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 1.44 < 35.95 kg/cm^2.

La verifica di portanza per il tratto di scatolare che ricadrà in corrispondenza della zona B, interessando lo strato 2 (ghiaie con sabbia), è riportata di seguito.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)								
Angolo di attrito interno del terreno:	$\phi°=$	**36**	=	0.6283	RAD			
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)=$	37.75	=>	37					
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi=$	50.59	=>	50					
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)=$	44.43	=>	44					
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**6**	**L(m)=**	**20**		
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.85**				
$sc=1+0.20*Kp*(B/L)=$	1.23							
$sq=s\gamma=1+0.10*Kp*(B/L)=$	1.12							
Determinazione dei fattori di profondità								
$dc=1+0.20*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)$	1.12							
$dq=d\gamma=1+0.10*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)=$	1.06							
Determinazione fattori di inclinazione:			$\theta°=$	**0**	=	0.0000	RAD	
$ic=iq=(1-\theta/90)^2=$	1.00							
$ig=(1-\theta/\phi)^2=$	1.00							
Determinazione della portanza massima limite.								
Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:			$D(m)=$	**4**				
Peso specifico del terreno:	$\gamma=$	**1900**	$Kg/m^3 = KN/m^3$	19				
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0				
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma=$				6284.18	KPa=Kg/cmq		62.84	
Coefficiente di riduzione	$\gamma r=$	**2.3**						
$R_d=q_{lim}/\gamma_R=$		**27.32**	Kg/cmq					

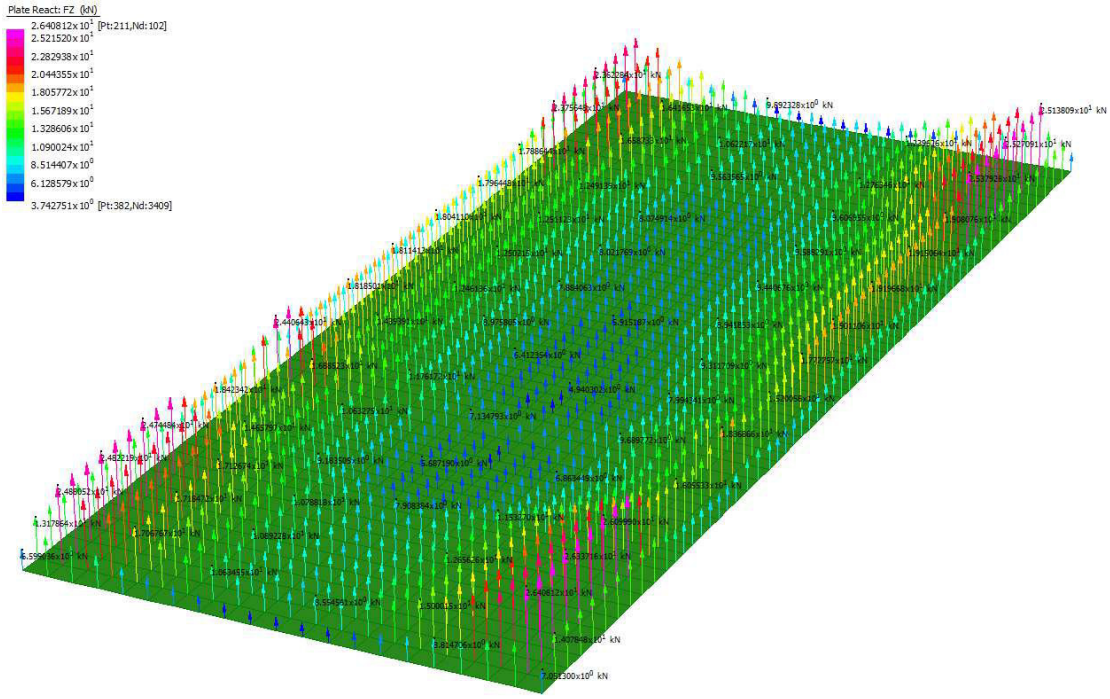
In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 1.44 kg/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 1.44 < 27.32 kg/cm^2.

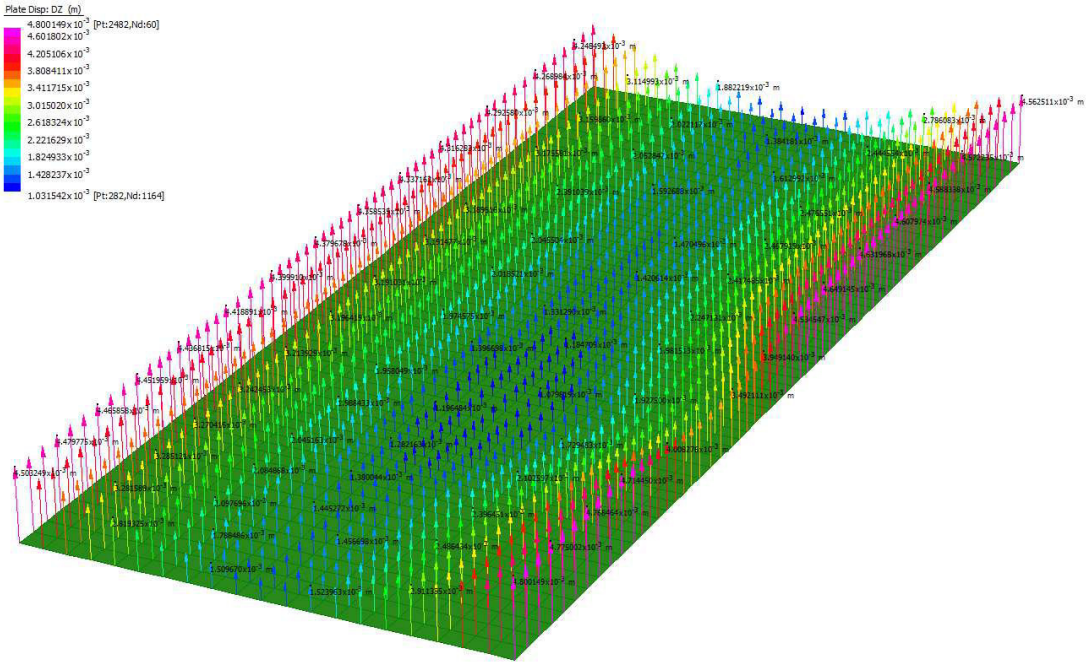
5.11.4 **Scatolare unico a valle della confluenza**

5.11.4.1 Verifiche di portanza della fondazione

Le verifiche di portanza della fondazione del nuovo scatolare è stata condotta utilizzando la teoria di Meyerhoff. Il terreno di posa della fondazione, tenuto conto dell'ubicazione dell'opera è stato considerato quello dello strato 2 (Ghiaia con sabbia) per la zona B; la quota di imposta della fondazione è stata fissata ad una profondità pari a 4.0 metri.



L'abbassamento massimo verticale della struttura per lo stato limite di esercizio risulta pari a 4.80 mm, come indicato nella mappatura seguente.



La massima pressione sul terreno risulta essere pari a circa σ_t = 1.94 kg/cm^2., determinata moltiplicando la costante elastica del terreno considerata (2.5 kg/cm^2 x cm) per il massimo abbassamento verticale della fondazione relativo alla combinazione considerata, che risulta pari a 7.74 mm
Tale platea ha una lunghezza di 20 m, una larghezza di 8.00 m.
Di seguito si riporta l'esito della verifica.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)								
Angolo di attrito interno del terreno:	ϕ°=	**36**	=	0.6283	RAD			
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)$=	37.75	=>	37					
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi$=	50.59	=>	50					
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)$=	44.43	=>	44					
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**8**	**L(m)=**	**20**		
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.85**				
sc=1+0.20*Kp*(B/L)=	1.31							
$sq=s\gamma$=1+0.10*Kp*(B/L)=	1.15							
Determinazione dei fattori di profondità								
dc=1+0.20*(Kp)^(1/2)*(B/L)	1.16							
$dq=d\gamma$=1+0.10*(Kp)^(1/2)*(B/L)=	1.08							
Determinazione fattori di inclinazione:			θ°=	**0**	=	0.0000	RAD	
ic=iq=(1-θ/90)^2=	1.00							
$ig=(1-\theta/\phi)^2$=	1.00							
Determinazione della portanza massima limite.								
Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:		D(m)=	**4**					
Peso specifico del terreno:	γ=	**1900**	Kg/m^3 = KN/m^3	19				
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0				
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma$=				7662.21	KPa=Kg/cmq		76.62	
Coefficiente di riduzione	γ_R=	**2.3**						
$R_d=q_{lim}/\gamma_R$=		**33.31**	Kg/cmq					

In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 1.93 kg/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 1.93 < 33.31 kg/cm^2.

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

6.1.1 Strutture in c.a.

La progettazione dei nuovi scatolari è stata svolta mediante delle analisi elastiche lineari impiegando elementi di tipo monodimensionale ("beam") e bidimensionale ("plate"). Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto in campo elastico lineare.

6.1.2 Paratie

6.1.2.1 Caratteristiche del modello

6.1.2.1.1 Introduzione

Le paratie di micropali sono state verificate con dei modelli di calcolo a sé stanti rispetto al solaio di copertura.

- La singola paratia di micropali è stata modellata come libera di ruotare e di traslare in testa:
  - alla spinta attiva del terreno posto a monte
  - alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte del micropalo.
  - all'azione sismica.

6.1.2.1.2 Schematizzazione della paratia

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzata come corpo rigido.
Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato $Q = S / i_p$, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.

La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

6.1.2.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).
La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

L'analisi dello schema statico qui descritto viene svolta in ambito non lineare tenendo conto dell'equilibrio delle spinte, della mobilitazione delle molle e della relativa plasticizzazione.

6.2 VERIFICHE SVOLTE

6.2.1 Strutture in c.a.

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Stati Limite Ultimi

    La verifica delle sezioni in C.A. è stata svolta in ambito non lineare supponendo il calcestruzzo non reagente a trazione ed ipotizzando:
    - per il calcestruzzo un comportamento elasto – plastico con limite di deformazione a compressione del 3.5 ‰.
    - per l'acciaio d'armatura un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica di portanza della fondazione
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica dei cedimenti

6.2.2 Paratie

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Verifica delle sezioni in acciaio è stato svolto in ambito lineare ipotizzando per l'acciaio dell'armatura tubolare un comportamento elastico – indefinitamente plastico.
- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
    - verifica a ribaltamento dell'opera di sostegno.
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica della compatibilità dei cedimenti (orizzontali e verticali).

6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.
Si rimanda ai precedenti paragrafi della relazione per una più esaustiva trattazione sulle regole di combinazione delle azioni, mentre si rimanda all'output dei programmi di calcolo per un più dettagliato elenco delle combinazioni impiegate in sede di verifica.

6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

6.4.1 Scatolari in C.A.

Il calcolo è stato svolto con il programma di calcolo agli elementi finiti STRAUS 7 (vers. 2.4.6), regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering. La modellazione della struttura in acciaio della passerella e del ponte provvisorio è stata eseguita utilizzando elementi "beam", mentre i fornici considerando elementi "plate". Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.
La documentazione è reperibile agli indirizzi web:

www.straus7.com
www.strand7.com

Per il caso in esame i risultati sono stati verificati controllando le sezioni maggiormente sollecitate con schemi semplificati. I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello.

6.4.2 Scatolari in C.A.

Con riferimento agli scatolari, la progettazione – verifica delle strutture in C.A., in ambito strutturale, è stata condotta con l'ausilio del software "MODEST" Versione 8.3, prodotto da "Tecnisoft" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.
Il programma MODEST è dedicato all'analisi ed al calcolo di strutture in C.A, acciaio, legno e muratura.
ModeSt opera in un unico ambiente grafico, in cui viene effettuata l'introduzione della geometria e dei carichi, il calcolo delle sollecitazioni, la visualizzazione dei risultati, il dimensionamento e la verifica degli elementi in c.a., acciaio, legno e muratura per giungere fino ai disegni esecutivi ed alla relazione di calcolo.
Apposite procedure consentono di effettuare l'analisi dei carichi dovuti al vento ed alla neve.
In fase di calcolo è possibile eseguire l'analisi sismica statica o dinamica in campo lineare o non lineare ai sensi del D.M. 08 ed ottenere informazioni grafiche e numeriche su tutti i risultati del calcolo. È prevista anche l'analisi non lineare di tipo pushover per strutture in cemento armato e acciaio e in muratura.
Il programma MODEST una volta modellata la struttura, si interfaccia con i solutori XFINEST o SAP per la risoluzione della struttura inserita.
Sia il progetto degli elementi in c.a. che la verifica di quelli in acciaio o in legno vengono gestiti tramite appositi criteri di progetto e verifica che permettono al progettista di impostare i parametri più idonei alle proprie esigenze.
Vengono progettate automaticamente le armature di travi, pilastri, nuclei, solette, platee, plinti
L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.
Per ulteriori informazioni si rimanda al sito del produttore.

http://www.tecnisoft.it

I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello.

6.4.3 **Paratie**

Con riferimento alle paratie, la progettazione – verifica delle strutture in C.A., sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "PAC12.0" Versione 12.01a, prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Il programma PAC è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.
Per il profilo del terreno, PAC consente la definizione per punti con possibilità di inserire sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.
La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle.
PAC permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).
Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, PAC calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (problema di Progetto) con i metodi classici (diagramma di spinta attiva, resistenza passiva, controspinta). E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli Eurocodici. PAC, inoltre, consente di analizzare la paratia con il metodo delle molle equivalenti.
La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (problema di Verifica). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).
Nel programma PAC è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella fase di Verifica è possibile effettuare l'analisi per fasi di scavo. PAC esegue, inoltre, l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.
L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., PAC esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'Utente La verifica delle sezioni può essere eseguita con il metodo delle Tensioni Ammissibili oppure con il metodo degli Stati Limite Ultimi. A conclusione dell'analisi e prima di effettuare la stampa degli elaborati, PAC consente, in un ambiente grafico integrato, la visualizzazione di tutti i risultati ottenuti.