REGIONE LIGURIA

CITTÀ METROPOLITANA DI GENOVA

COMUNE DI MONTOGGIO

ADEGUAMENTO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO CARPI TRAMITE L'ESECUZIONE DI UN CANALE DEVIATORE DELLA PORTATA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

BARTOLOMEO VISCONTI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Ingegnere
30.09.2024 11:27:43 GMT+01:00

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONA

Mandataria:

EDes Earth Design

Dott. Ing. Bartolomeo VISCONTI

Dott. Ing. Chiara PALESE

Mandanti:

enarch

ENARCH S.r.l.
Dott. Ing. Paolo RUGGIERI
Dott. Arch. Grazia PRASSA

Dott. Ing. Vittorio Schettini

Studio di Ingegneria Curcio e Remonda

Dott. For. Elena Pittana

Dott. Archeol. Fabrizio Del Prete

EDes Ingegneri Associati P.IVA 10759750010
Via Postumia 49, 10142 Torino Tel. +39 011.0262900
www.edesconsulting.eu edes@edesconsulting.eu

Elaborato		*Revisione*			*Redatto*	*Controllato e approvato*
3		0	FEB.2024	Prima emissione		Ing. Bartolomeo VISCONTI
Scala	-					
Codice	23034-P21-0_CALC					

COMMITTENTE
Comune di Montoggio

REGIONE LIGURIA **COMUNE DI MONTOGGIO** **CITTÀ METROPOLITANA DI GENOVA**

COMUNE DI MONTOGGIO

ADEGUAMENTO DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO CARPI TRAMITE L'ESECUZIONE DI UN CANALE DEVIATORE DELLA PORTATA

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO

INDICE

1. PREMESSA ... 1

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA ... 2

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO ... 5

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ... 5

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI ... 6

5.1. Indagini Geognostiche e Sismiche ... 6

5.2. Stima dei Parametri Geotecnici ... 10

5.3. Stima dei Parametri Sismici ... 11

6. PARATIA ... 16

6.1. Modellazione ... 16

6.1.1 Fasi costruttive ... 18

6.2. Analisi dei carichi ... 20

6.2.1 Carichi Permanenti Strutturali ... 20

6.2.2 Carichi Permanenti Non Strutturali ... 20

6.2.3 Carichi variabili da Traffico – sovraccarico sulle paratie ... 21

6.3. Combinazioni delle azioni 22
6.3.1 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti 22
6.3.2 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti nella progettazione geotecnica 23
6.4. Risultati 26
6.5. Verifiche 32
6.5.1 Verifiche strutturali micropali verticali (STR) 32
6.5.2 Verifiche strutturali Puntoni (STR) 33
6.5.3 Verifiche Capacità portante Micropali verticali (GEO) 34
6.5.4 Verifiche di stabilità globale 35
7. NUOVO PONTE SU RIO ROSATA 38
7.1. Modellazione della struttura 38
7.2. Analisi dei carichi 39
7.2.1 Carichi permanenti strutturali 39
7.2.2 Carichi permanenti portati 39
7.2.3 Azioni variabili da traffico 40
7.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione 41
7.2.2 Reazioni vincolari 41
7.2.3 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti 42
7.3. Risultati 44
7.4. Verifiche 53
7.4.1 Verifiche allo SLU per pressoflessione in direzione Longitudinale 53
7.4.1 Verifiche allo SLU per flessione in direzione Trasversale 54
7.4.2 Verifiche allo SLU per taglio 55

1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori del progetto di Adeguamento del tratto terminale del Rio Carpi tramite l'esecuzione di canale deviatore della portata, ubicato nel centro cittadino del Comune di Montoggio (GE), la presente relazione tratta i calcoli di dimensionamento dei manufatti principali costituenti l'opera. Nella fattispecie, si riportano i risultati di progettazione e verifiche condotti per una sezione del manufatto scatolare in cemento armato costituente il corpo del canale, per il ponticello in cemento di nuova costruzione sul Rio Carpi e per le opere geotecniche accessorie alle fasi di cantiere.

L'intervento consiste nella posa ed iniezione delle opere di sostegno in micropali, con il successivo sbancamento per fasi della porzione di terreno interessata dal progetto; seguiranno la posa del manufatto scatolare e il ripristino della sede stradale.

La procedura operativa prevede di realizzare due paratie composte da micropali verticali, di diverso diametro e profondità, come opere di sostegno temporanee accessorie allo scavo della nuova sede del canale deviatore.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere oggetto della presente relazione, come accennato, sono costituite dal manufatto scatolare in cemento armato, dalle paratie di micropali ad esso accessorie e dalla soletta costituente il nuovo ponte sul Rio Carpi. Per quanto concerne il tratto di canale interrato, e dunque il manufatto scatolare, si è scelta la sezione tipologica n.210 sulla quale condurre l'analisi.

Tali opere si configurano come segue:

- *Manufatto scatolare*: per quanto concerne il tratto di canale interrato, si è scelta la sezione tipologica n.210 sulla quale condurre l'analisi. Questo segmento si sviluppa al di sotto del sedime di Piazza Balilla, ed è costituito da una sezione a scatolare di dimensioni 6.00 x 3.50 *m*, realizzata con paratia di micropali su entrambe le sponde, scavo della sezione e realizzazione di pareti e soletta di fondo in c.a. gettato in opera, completata da un solaio in lastre prefabbricate alveolari 36+9 *cm*; la lunghezza di questo tratto è di circa 23.5 *m*;
- *Paratie di micropali*: i manufatti accessori allo scavo presenti nella sezione d'interesse si configurano come due paratie tra loro uguali poste a circa 7 *m* l'una dall'altra. I micropali raggiungono profondità pari a circa 9 *m* dal piano campagna, hanno diametro di perforazione pari a 220 *mm* e armatura Φ168.3, per uno spessore di 10 *mm.* L'interasse tra ciascun micropalo è pari a 0,4 *m*; in testa alla paratia si predisporrà un cordolo di collegamento dei micropali in c.a. di dimensioni 0,6 x 0,6 *m*. L'opera geotecnica in oggetto sarà, in fase di cantiere, coadiuvata dalla presenza di puntoni provvisori posizionati in corrispondenza dei cordoli di testa, i quali saranno costituiti da un'armatura tubolare di diametro Φ139.7 per uno spessore di 8 *mm*, e saranno rimossi una volta completata la posa del manufatto scatolare;
- *Nuovo ponte su Rio Carpi*: l'opera di nuova costruzione consiste in un ponticello a tracciato obliquo, costituito da una soletta in cemento armato di luce pari a circa 7,0 *m*, spessore 0,45 *m* e larghezza pari a circa 5.5 *m.*

Si riportano di seguito alcuni disegni dell'opera.

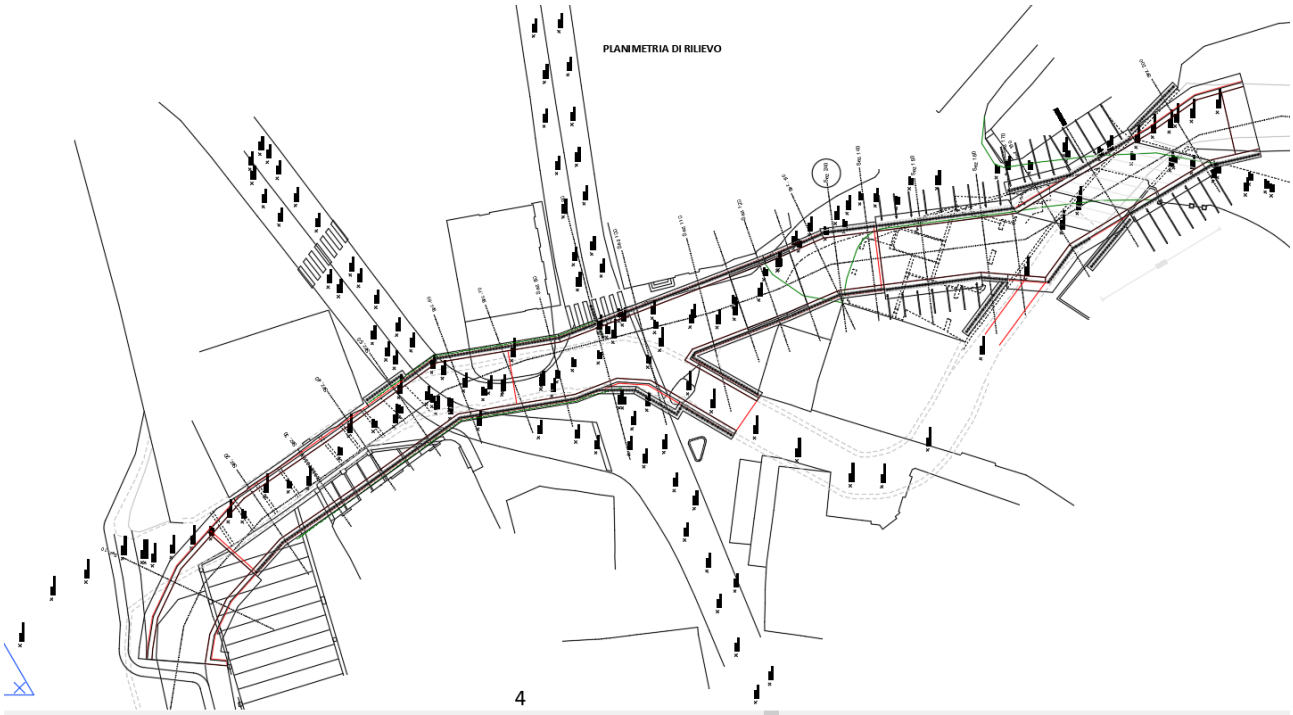


Figura 2.1 Vista in Pianta del sottopasso

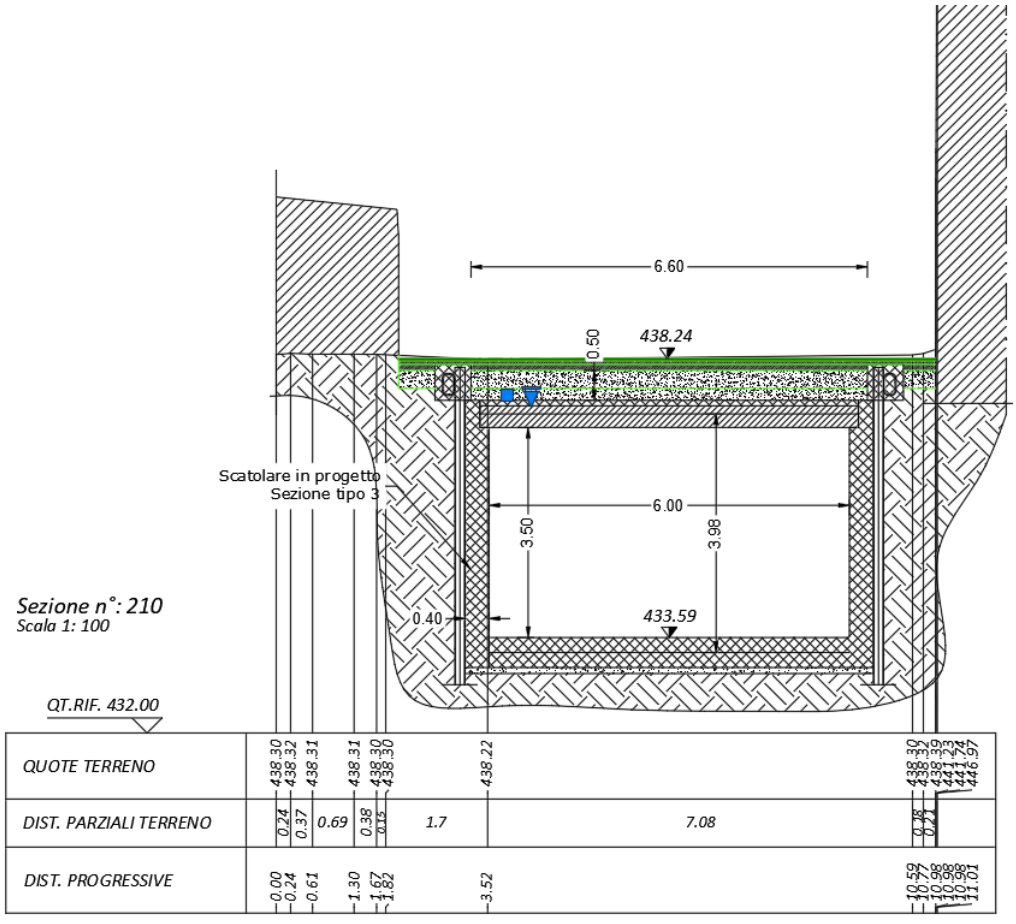


Figura 2.2 Sezione 210

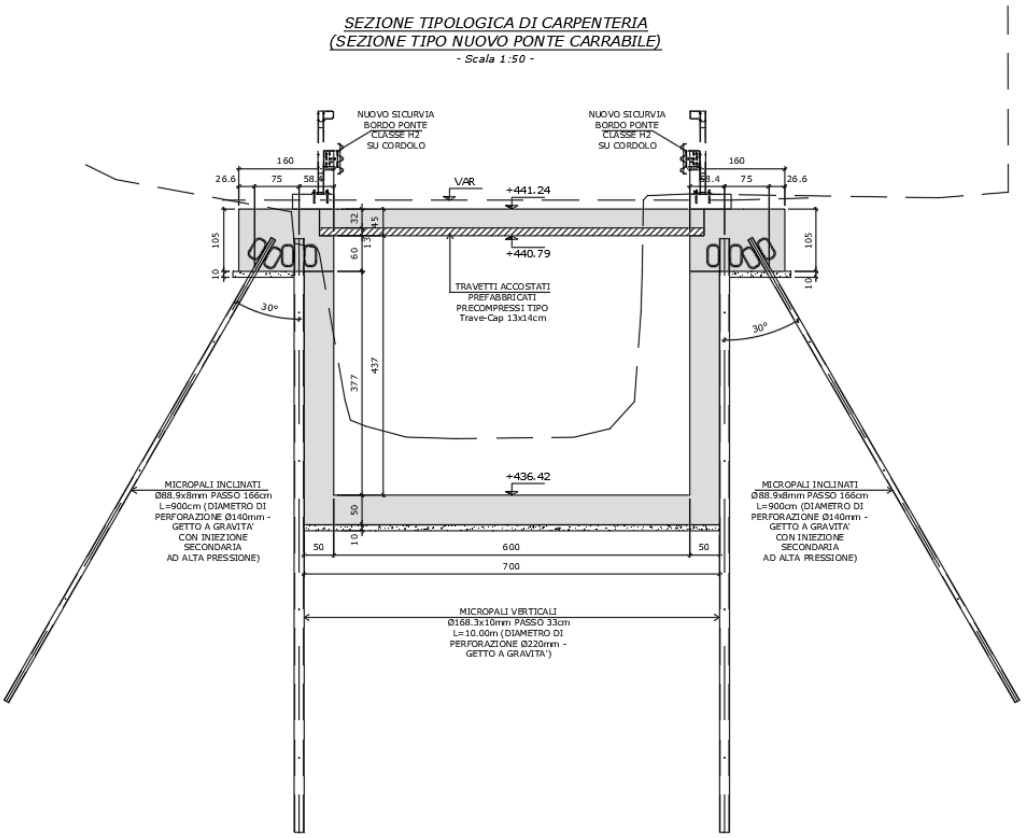


Figura 2.3: Sezione 190 - Nuovo Ponte su Rio Carpi

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[1]. D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 – "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

[2]. CIRCOLARE Min. Infrastrutture 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

[3]. UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[4]. CNR-DT 207 R1/2018– Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per Cordolo e Micropali

Classe di resistenza	C25/30	
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	SCC/S5	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	30.0 N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	25.0 N/mm^2
Resistenza media a compressione	fcm	33 N/mm^2
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	fcd	14.17 N/mm^2
Resistenza media a trazione	fctm	2.56 N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	fctk,5%	1.80 N/mm^2
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	Ecm	31476 N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	σc	15 N/mm^2

Acciaio d'armatura Lenta:

Classe di acciaio	B450	
Tensione caratteristica di rottura	ftk	540 N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450 N/mm^2
Resistenza di progetto	fyd	391.3 N/mm^2
Modulo di elasticità	Es	210000 N/mm2
Tensione massima di trazione in esercizio (comb.SLE)	σs	360.0 N/mm^2

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Le caratteristiche geotecniche degli strati di terreno in fondazione sono state assunte a partire da quanto indicato nella Relazione Geologica redatta dallo Studio Associato *Delucchi*&*Maldotti* e nella Relazione Geologica redatta da *EDes* nell'ambito della progettazione di fattibilità tecnica/economica/definitiva/esecutiva con CSE e Direzione lavori dell'intervento denominato: "*Adeguamento del tratto terminale del Rio Carpi tramite l'esecuzione di un canale deviatore della portata*".

5.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE E SISMICHE

La campagna d'indagine geognostica effettuata ha previsto 3 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT in avanzamento e una prova di prospezione sismica a rifrazione con MASW.

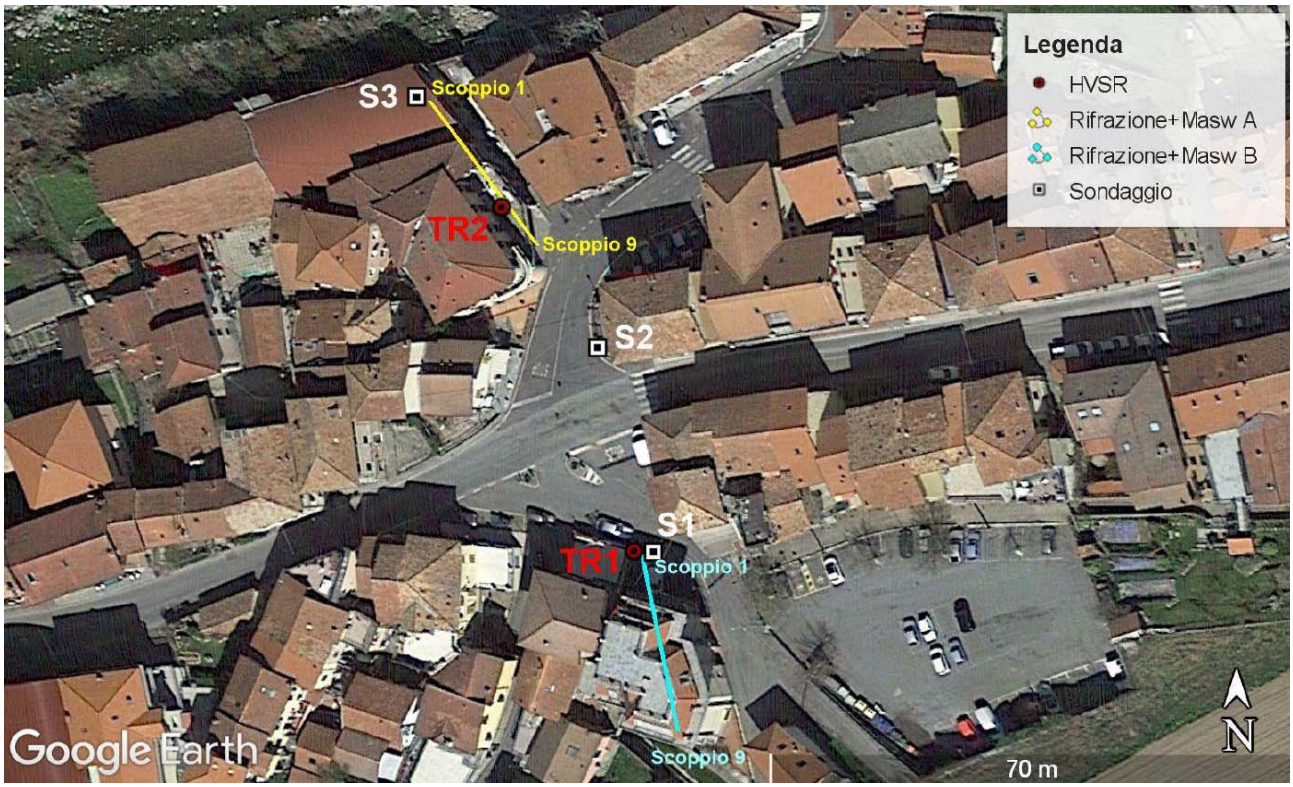


Figura 5.1 Ubicazione Indagini

Si rilevano sequenze stratiformi di sabbie, limi sabbiosi talora debolmente argillosi, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose, disposte a lenti nastriformi e nello specifico sulla base delle risultanze geognostiche (stratigrafia correlata a indagini SPT e sezione sismo-stratigrafica), si sono discretizzati i seguenti orizzonti geologico-geotecnici.

Tabella 5-1 Orizzonti Geologico-Geotecnici

Orizzonte A	*Terreni di riporto e/o variamente rimaneggiati per lo più connessi con la sede stradale: ghiaia sabbiosa sciolta.*
Orizzonte B	*Depositi ghiaiosi sabbioso-limosi, a comportamento granulare, a media consistenza*
Orizzonte C	*Livello superficiale alterato e frantumato del substrato roccioso*
Orizzonte D	*Substrato roccioso: Argilliti di Montoggio*

Tabella 5-2 Risultanze Prove SPT – Sondaggio S1

Sondaggio S1 (Piazza Balilla)

	Profondità (m)	Materiale	SPT
	0.00÷0.10	Pavimentazione stradale, asfalto bituminoso	-
	0.10÷1.00	Terreno di riporto: depositi ghiaioso-sabbiosi, di colore grigio – marroncino chiaro	-
	1.00÷4.50	Depositi ghiaioso sabbiosi con ciottoli, pietrisco e pietrame, di colore grigio chiaro	21-23-26 28-25-27
	4.50÷5.00	Livello superficiale alterato, degradato e fratturato del substrato roccioso	31-33-29
	5.00÷10.00	Substrato roccioso costituito da argilliti di colore grigio/grigio scuro lucente, da poco fratturato a completamente fratturato, con presenza di intercalazioni di strati torbiditici ("Argilliti di Montoggio")	-

Tabella 5-3 Risultanze Prove SPT – Sondaggio S2

Sondaggio S2 (Via IV Novembre fermata autobus)

	Profondità (m)	Materiale	SPT
	0.00÷1.00	Terreno di riporto: depositi ghiaioso-sabbiosi, poco addensati, con ciottoli, pietrisco e pietrame, di colore grigio molto chiaro. Presenza di un trovante tra -0,9 m e 1,0 m	-
	1.00÷4.80	Depositi ghiaioso sabbiosi debolmente limosi, mediamente addensati con ciottoli, pietrisco e pietrame, di colore bruno	11-13-15 18-20-19
	4.80÷10.00	Substrato roccioso costituito da argilliti di colore grigio/grigio scuro lucente, da poco fratturato a completamente fratturato, con presenza di intercalazioni di strati torbiditici ("Argilliti di Montoggio")	-

Tabella 5-4 Risultanze Prove SPT – Sondaggio S3

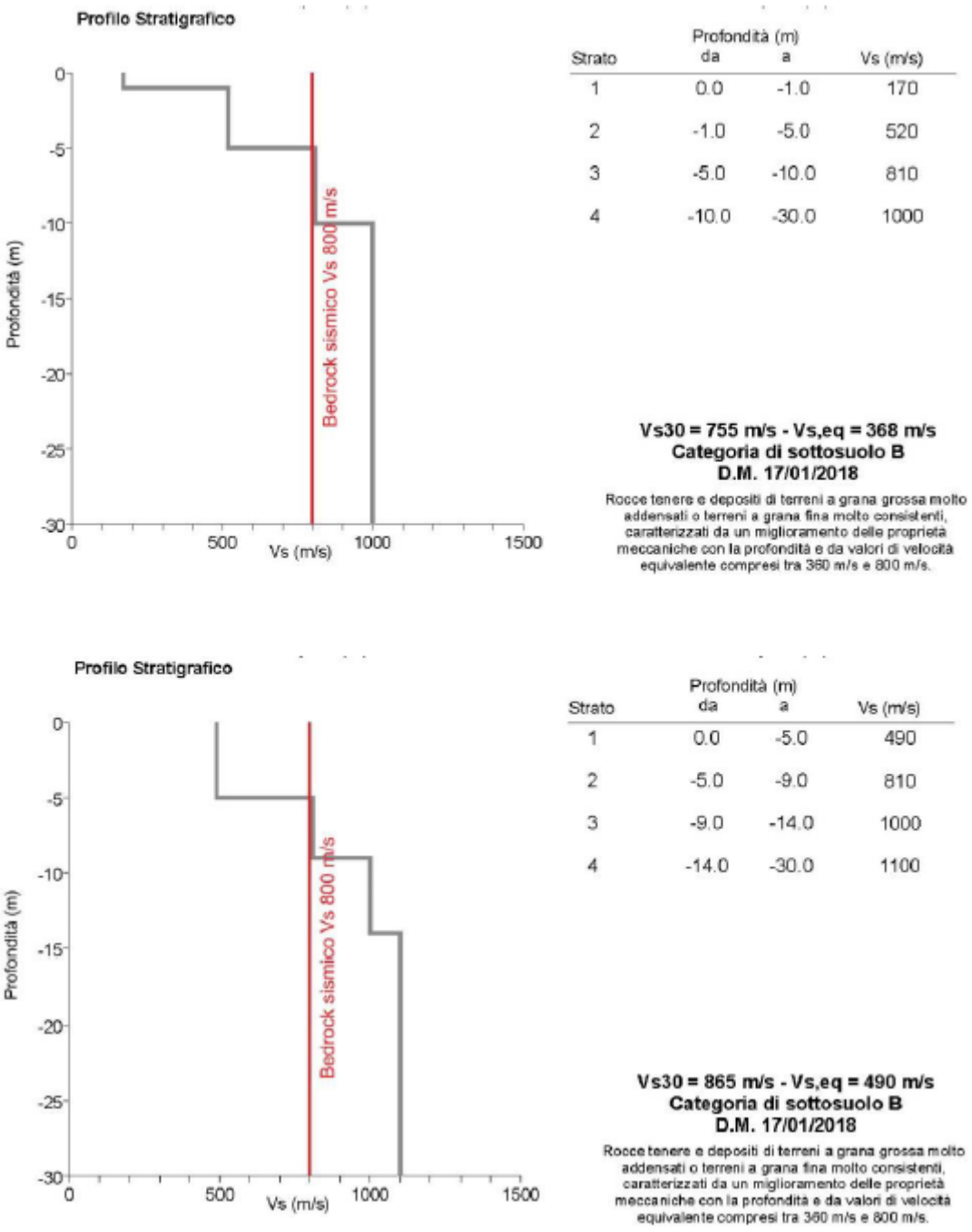
Sondaggio S3 (lato foce)

	Profondità (m)	Materiale	SPT
	0.00÷1.00	Terreno di riporto: depositi ghiaioso-sabbiosi, poco addensati, con ciottoli, pietrisco e pietrame, di colore grigio molto chiaro. Presenza di un trovante tra -0,9 m e 1,0 m	-
	1.00÷5.30	Depositi ghiaioso sabbiosi debolmente limosi, mediamente addensati con ciottoli, pietrisco e pietrame, di colore bruno	11-13-15 18-20-19
	5.30÷10.00	Substrato roccioso costituito da argilliti di colore grigio/grigio scuro lucente, da poco fratturato a completamente fratturato, con presenza di intercalazioni di strati torbiditici ("Argilliti di Montoggio")	-

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si è fatto riferimento all'approccio semplificato che si fonda sulla classificazione del sottosuolo in funzione delle condizioni stratigrafiche e dei valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Sulla base del sistema stratigrafico definito sulla base delle velocità di propagazione delle onde sismiche "S" ottenute dalle indagini sismiche, e di seguito riportato:



Strato	Profondità (m) da	a	Vs (m/s)
1	0.0	-1.0	170
2	-1.0	-5.0	520
3	-5.0	-10.0	810
4	-10.0	-30.0	1000

Vs30 = 755 m/s - Vs,eq = 368 m/s
Categoria di sottosuolo B
D.M. 17/01/2018

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Strato	Profondità (m) da	a	Vs (m/s)
1	0.0	-5.0	490
2	-5.0	-9.0	810
3	-9.0	-14.0	1000
4	-14.0	-30.0	1100

Vs30 = 865 m/s - Vs,eq = 490 m/s
Categoria di sottosuolo B
D.M. 17/01/2018

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Figura 5.2 Profili delle onde sismiche Vs in relazione alla profondità relativa alle indagini di tipo MASW.

In alto Stesa A (nord), in basso Stesa B (sud) (settembre 2023)

I dati provenienti dalle indagini, i cui profili delle velocità delle "onde S" sono riepilogati in Figura 21, evidenziano velocità VS30 = 368 m/s (Stesa A) e VS30 = 490 m/s (Stesa B). Sulla base di quanto valutato, è ragionevole ascrivere il terreno di fondazione, al ***profilo stratigrafico B***:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Individuata la categoria del sottosuolo, si procede alla valutazione delle condizioni topografiche al fine di valutare l'amplificazione sismica locale (tabella seguente).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Il sito in esame appartiene alla ***categoria T1.***

5.2. STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito i parametri geotecnici del terreno in funzione delle principali unità litologiche precedentemente individuate.

Tabella 5-5 Parametri Geotecnici

	Profondità (m)	Materiali	N_{SPT}	γ' (kN/m³)	ϕ' (°)	ϕ_{CV} (°)	Dr (%)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Es (MPa)
A	0.00÷1.00	Materiale di riporto: ghiaia sabbiosa sciolta	-	18.0	25	22	65	0	-	9
B	1.00÷5.30	Depositi ghiaiosi sabbioso-limosi con ciottoli	20÷40	19.5	31-39	28-34	55-100	0	-	32-47
C	1.00÷5.00 (Sondaggio S1)	Livello superficiale alterato del substrato roccioso	49÷62	24	41-44	36-38	100	0	-	52-61
D	5.30÷10.00	Substrato roccioso: Argilliti di Montoggio	-	26	33.5	-		17	-	-

5.3. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI

L'opera in oggetto è situata nel comune di Montoggio (GE), Rosata le cui coordinate geografiche sono le seguenti:

- Latitudine: 44° 51' 35.5"N

- Longitudine: 9° 04' 48.6" E

Per il calcolo sismico si adottano i seguenti parametri:

- Vita nominale della costruzione: 50 anni

- Classe d'uso: II

- Coefficiente cu: 1

- Periodo di riferimento VR: 50 anni

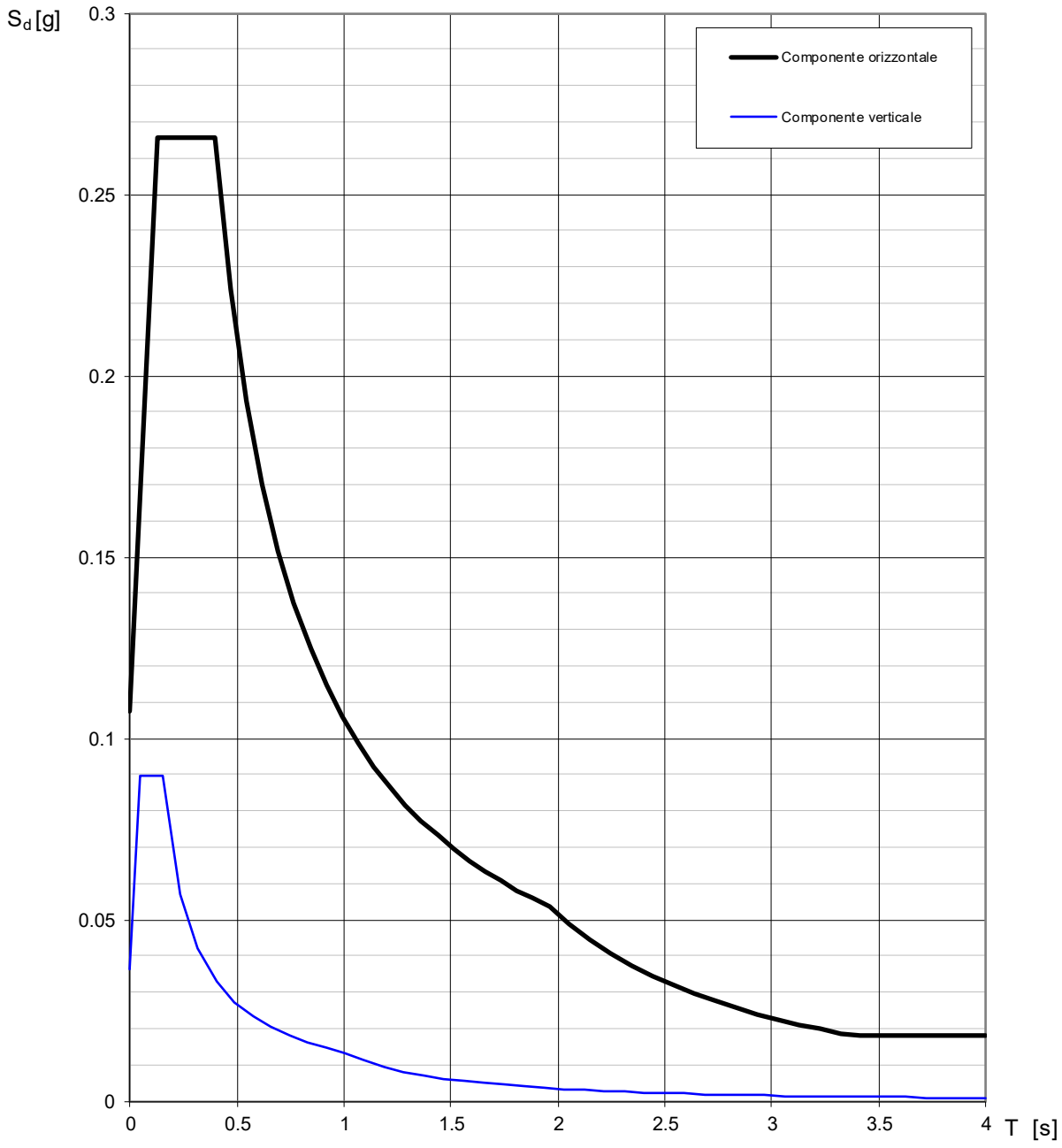
- Profilo stratigrafico: tipo B

- Categoria topografica: T1

- Accelerazione sismica al suolo P.G.A. (SLV): ag=0.090g

- Valore del fattore di comportamento: q=1

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.090 g
F_o	2.472
T_C^*	0.279 s
S_S	1.200
C_C	1.420
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.396 s
T_D	1.958 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-18 Eq. 3.2.3)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-18 Eq. 3.2.6)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-18 Eq. 3.2.5)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-18 Eq. 3.2.7)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

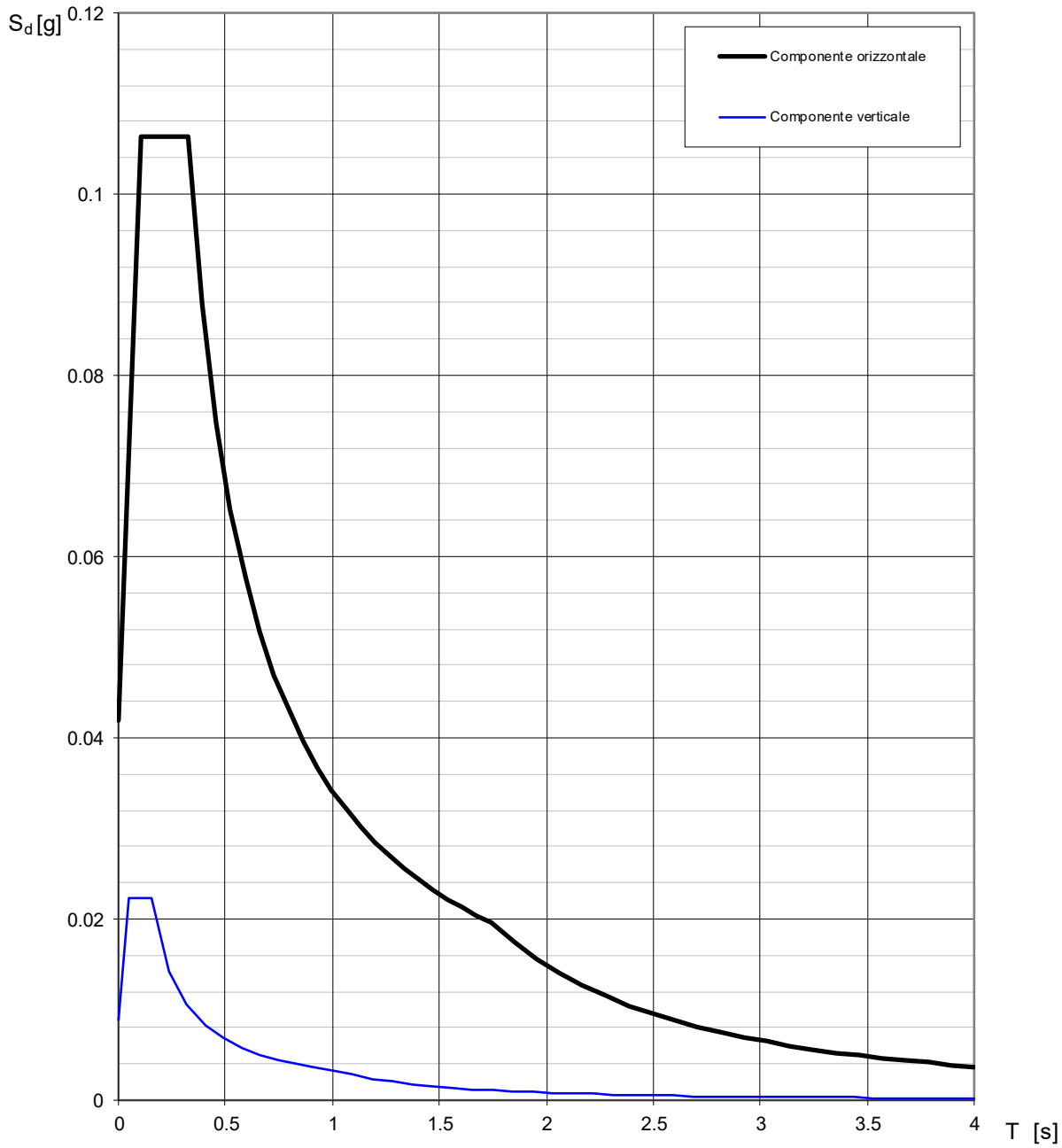
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.108
T_B ←	0.132	0.266
T_C ←	0.396	0.266
	0.470	0.224
	0.545	0.193
	0.619	0.170
	0.693	0.152
	0.768	0.137
	0.842	0.125
	0.917	0.115
	0.991	0.106
	1.065	0.099
	1.140	0.092
	1.214	0.087
	1.289	0.082
	1.363	0.077
	1.438	0.073
	1.512	0.070
	1.586	0.066
	1.661	0.063
	1.735	0.061
	1.810	0.058
	1.884	0.056
T_D ←	1.958	0.054
	2.056	0.049
	2.153	0.044
	2.250	0.041
	2.347	0.037
	2.445	0.034
	2.542	0.032
	2.639	0.030
	2.736	0.028
	2.833	0.026
	2.931	0.024
	3.028	0.022
	3.125	0.021
	3.222	0.020
	3.319	0.019
	3.417	0.018
	3.514	0.018
	3.611	0.018
	3.708	0.018
	3.806	0.018
	3.903	0.018
	4.000	0.018

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.035 g
F_o	2.532
T_C^*	0.215 s
S_S	1.200
C_C	1.496
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.107 s
T_C	0.321 s
T_D	1.740 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-18 Eq. 3.2.3)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-18 Eq. 3.2.6)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-18 Eq. 3.2.5)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-18 Eq. 3.2.7)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.042
T_B ←	0.107	0.106
T_C ←	0.321	0.106
	0.389	0.088
	0.456	0.075
	0.524	0.065
	0.591	0.058
	0.659	0.052
	0.727	0.047
	0.794	0.043
	0.862	0.040
	0.929	0.037
	0.997	0.034
	1.064	0.032
	1.132	0.030
	1.199	0.028
	1.267	0.027
	1.335	0.026
	1.402	0.024
	1.470	0.023
	1.537	0.022
	1.605	0.021
	1.672	0.020
T_D ←	1.740	0.020
	1.848	0.017
	1.955	0.016
	2.063	0.014
	2.170	0.013
	2.278	0.011
	2.386	0.010
	2.493	0.010
	2.601	0.009
	2.709	0.008
	2.816	0.007
	2.924	0.007
	3.031	0.006
	3.139	0.006
	3.247	0.006
	3.354	0.005
	3.462	0.005
	3.570	0.005
	3.677	0.004
	3.785	0.004
	3.892	0.004
	4.000	0.004

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

6. PARATIA

Per lo studio e la verifica delle paratie è stato utilizzato il software di calcolo non lineare "Paratie Plus 2024" di Harpaceas, Versione 24.0. PARATIE PLUS che è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da paratie flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie di scavo e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall'utente.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2024 consente l'applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 2018.

Per quanto riguarda le analisi di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, PARATIE PLUS offre la possibilità di calcolare la stabilità complessiva del versante in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile. Questo tipo di verifica prende in esame la configurazione di scavo o, più in generale, del pendio, nella generica fase, prescindendo dalla sequenza costruttiva precedente. Questa tecnica, infatti, appartiene all'ambito dei metodi all'equilibrio limite che operano, di fatto, indipendentemente dal comportamento deformativo dell'opera, o meglio, che prescindono dalla successione temporale delle deformazioni reversibili o irreversibili sviluppatesi prima della configurazione esaminata.

6.1. MODELLAZIONE

Per quel che riguarda la caratterizzazione geotecnica del sito, si fa riferimento a quanto riportato precedentemente, ma con alcune considerazioni aggiuntive che semplificano la simulazione. Anzitutto, come anticipato, si è considerata la sola sezione n. 210 dell'opera: in corrispondenza di essa, le indagini geognostiche mostrano la sola presenza dei termini A, C e D, il che ha reso possibile trascurare i depositi ghiaiosi dell'orizzonte B ai fini del calcolo. In secondo luogo, il livello superficiale frantumato del substrato di argillite è stato trattato come un materiale granulare attritivo.

L'opera in oggetto è stata modellata con l'utilizzo di elementi di tipo *beam* per la simulazione dei pali verticali, mentre i per i puntoni provvisori si è utilizzato l'elemento *strut*, reagente solo a compressione. La testa dei pali è infine bloccata mediante un cordolo di sezione rettangolare 0,6 x 0,6m. Di seguito si riportano le proprietà statiche delle sezioni dei due elementi.

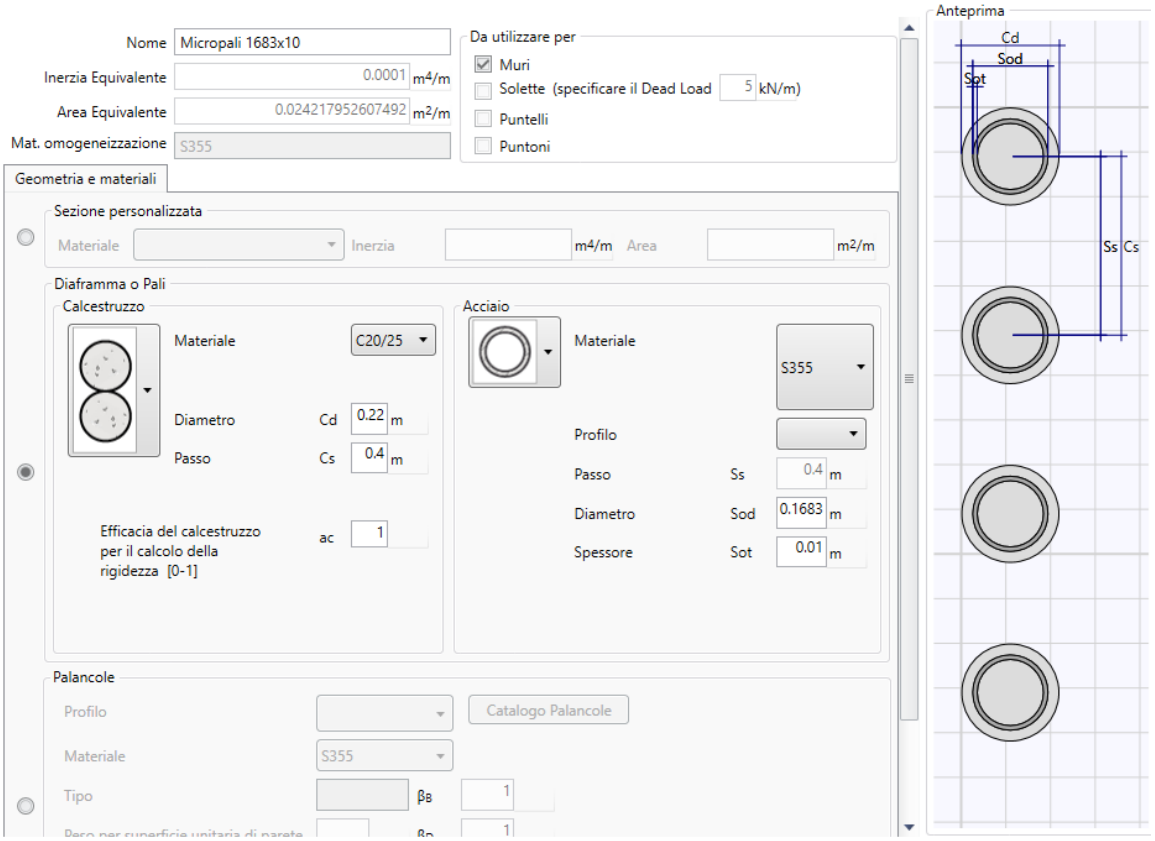


Figura 6.1: Proprietà statiche Micropali Φ168.3

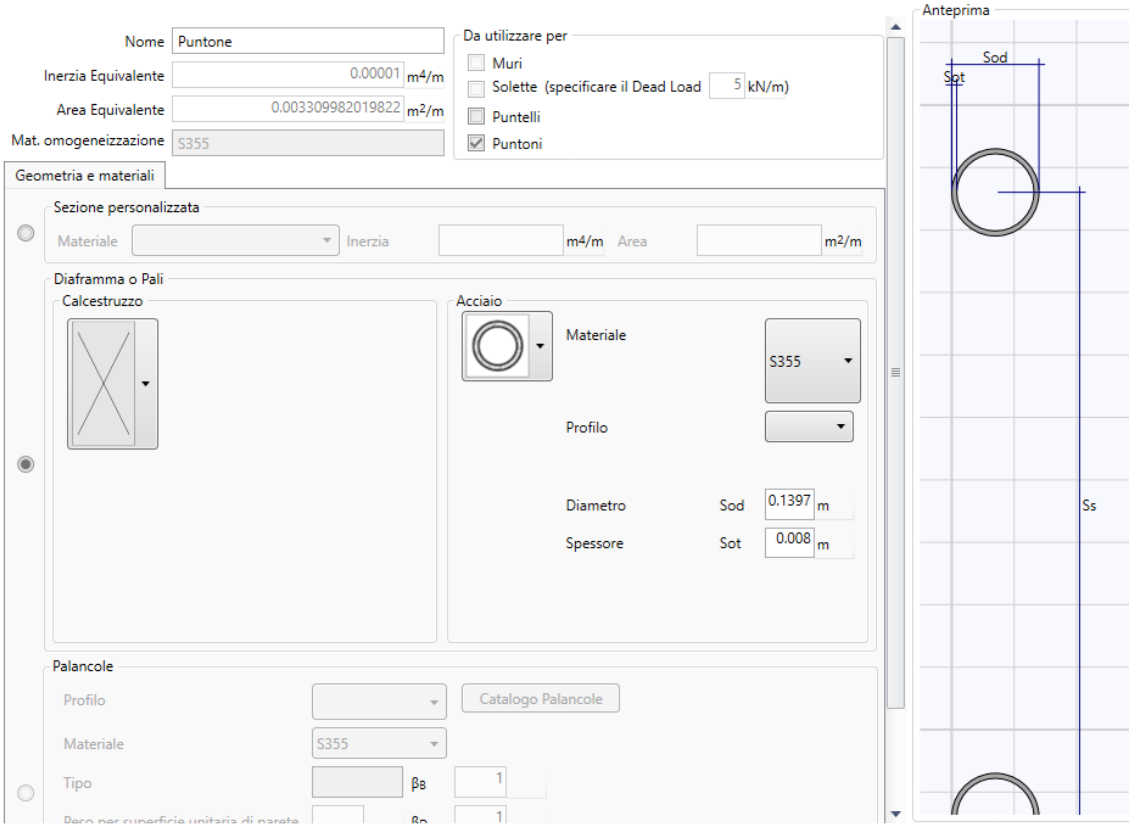


Figura 6.2: Proprietà statiche Puntoni Φ139.7 (strut)

6.1.1 Fasi costruttive

La simulazione dell'intervento su Paratie Plus 24.0 è stata scandita secondo 2 fasi costruttive che ricalcano effettivamente la procedura di realizzazione dell'opera in questione. Esse sono organizzate nel seguente modo:

- *Fase 1*: perforazione, inserimento delle membrature in acciaio ed iniezione dei micropali;

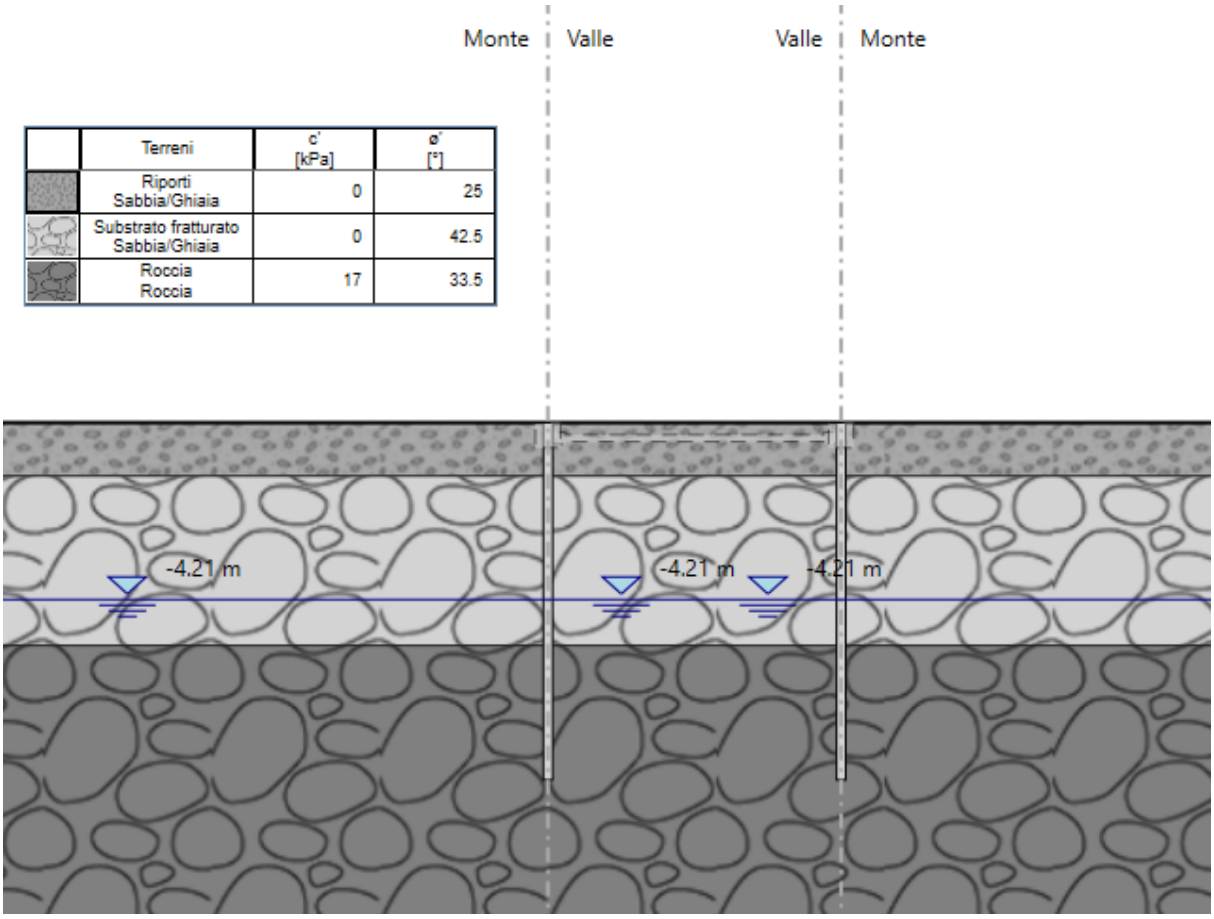


Figura 6.3: Fase 1

- *Fase 2*: sbancamento del rilevato, installazione puntoni e preparazione piano di posa dello scatolare;

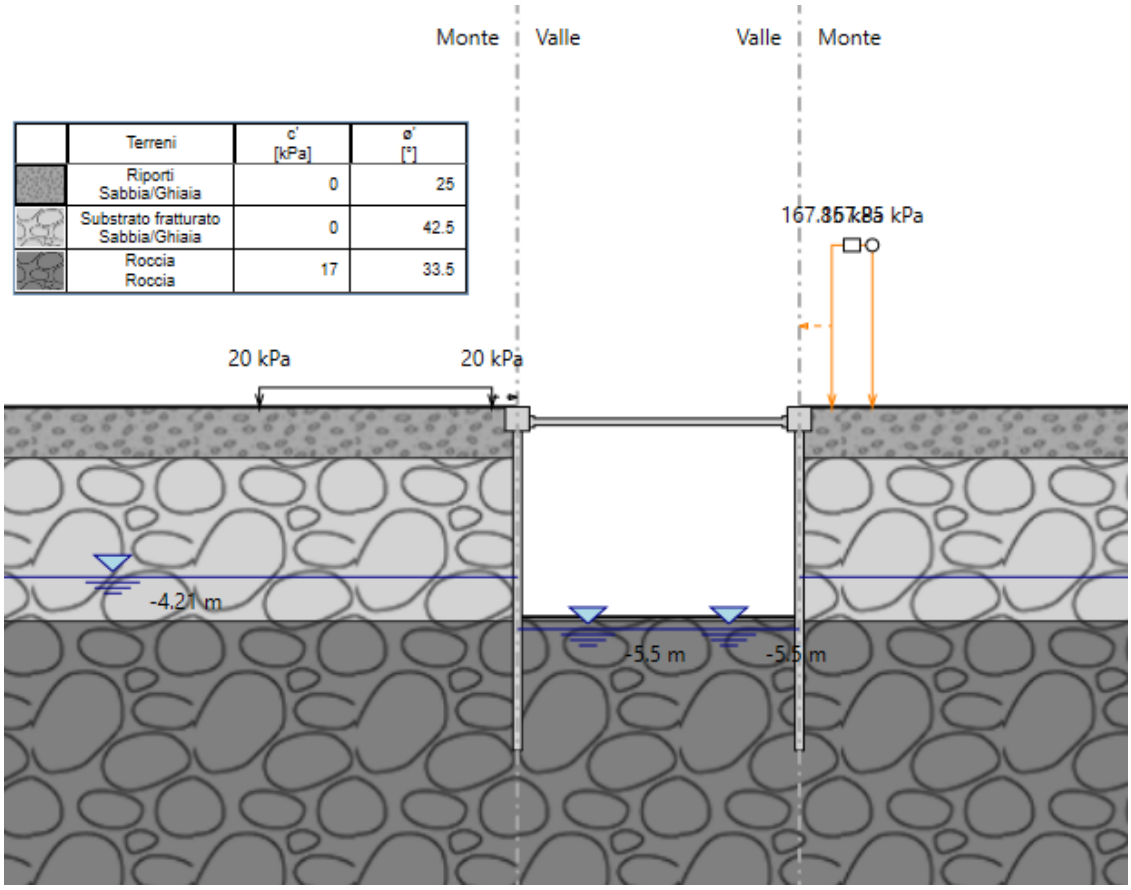


Figura 6.4: Fase 2

6.2. ANALISI DEI CARICHI

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo. Ai fini delle verifiche di sicurezza, effettuate con il metodo semi-probabilistico agli stati limite, i valori dei carichi qui di seguito riportati, vengono assunti come caratteristici per la determinazione delle azioni di progetto.

6.2.1 Carichi Permanenti Strutturali

I pesi propri degli elementi componenti la struttura sono valutati in base alle dimensioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti, qui di seguito riportati:

- Calcestruzzo armato 25.0 kN/m^3

6.2.2 Carichi Permanenti Non Strutturali

I carichi verticali permanenti non strutturali presi in considerazione ai fini del calcolo sono i seguenti:

- *Fabbricato sul lato destro dell'opera*: data la presenza di un edificio ad uso residenziale in prossimità della sezione d'interesse, il quale sommariamente ha dimensioni in pianta pari a 8,2 x 8,8 *m* per un'altezza di circa 10.5 *m*, si è proceduto all'analisi dei carichi di tale fabbricato al fine di estrapolare un valore dell'azione ad esso legata. I carichi considerati sono i seguenti:
  - *Muro portante esterno*: spessore 0,6 *m, γ* = 1800 *kg/m³;*
  - *Tetto*: inclinazione di 30° sull'orizzontale, γ = 150 *kg/m²;*
  - *Tegole:* γ = 60 *kg/m²*;
  - *Solai*: per ciascuno dei quattro solai si sono considerati:
    - *Peso proprio*: γ = 300 *kg/m²;*
    - *Pavimentazione*: γ = 100 *kg/m²;*
    - *Accidentale*: γ = 200 *kg/m²*;

  Calcolato il peso totale dell'edificio, si è tenuto esclusivamente conto del carico gravante sul muro portante esterno affacciato sull'area d'interesse, ottenendo in tal modo un valore pari a circa 168 *kN/m*.

Le condizioni di carico appena citate sono state applicate a monte delle due paratie in micropali.

6.2.3 Carichi variabili da Traffico – sovraccarico sulle paratie

La presenza del carico stradale a tergo della struttura determina un sovraccarico laterale sui micropali: in favore di sicurezza, per la determinazione di tale sovraspinta, si è considerato il valore convenzionale Q_{sk} = 20kN/m^2.

6.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.3.1 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti

In accordo con le Norme Tecniche per le costruzioni 2018, vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico a secondo il paragrafo §2.5.3:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi (SLU)

  $\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta *rara*, impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) irreversibili:

  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione frequente impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) reversibili:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limiti ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \ldots$

- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

  $G_1 + G_2 + \Sigma_j \psi_{2j} Q_{kj}$

6.3.2 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti nella progettazione geotecnica

I coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di progetto delle resistenze possono essere determinati in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale di sicurezza specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per quanto riguarda i coefficienti parziali di resistenza globale, sono considerati nelle presente trattazione, i coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tab.6.8.I) e i coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II).

Tab. 6.8.I - *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

In accordo con quanto esplicitato nel capitolo 6.5.3.1.2 delle NTC 2018, sono state eseguite per le varie sezioni di interesse, le verifiche di sicurezza, applicando le opportune combinazioni di coefficienti di sicurezza, per i seguenti stati limite:

VERIFICHE PARATIE SLU (GEO)	**Combinazione**
Collasso per carico verticale Berlinese	A1+M1+R3
Instabilità Globale	A2+M2+R2

VERIFICHE PARATIE SLU (STR)	**Combinazione**
Raggiungimento resistenza Puntoni (Compressione)	A1+M1+R1
Raggiungimento resistenza Paratia (Pressoflessione)	A1+M1+R1
Raggiungimento resistenza Paratia (Taglio)	A1+M1+R1
Instabilità Puntoni	A2+M2+R2

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti di resistenza globale del gruppo R1 pari all'unità.

In particolare, nella circolare C.6.5.3.1.2, si specifica che nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali invece, l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nel caso specifico, essendo la paratia costituita da una berlinese di micropali soggetta a carichi verticali, la verifica del collasso per carico verticale è stata trattata seguendo quanto specificato per i pali di fondazione nel capitolo 6.4.3.1 delle NTC2018, nel quale si afferma che tale verifica deve essere effettuata secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II.

In particolare, per la presente trattazione, la resistenza caratteristica R_k del palo singolo è stata dedotta con l'impiego di relazioni empiriche (Metodo Bustamante & Doix) che utilizza direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche).

In questo caso, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine (Capitolo 6.4.3.1.1).

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Tab. 6.4.IV - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

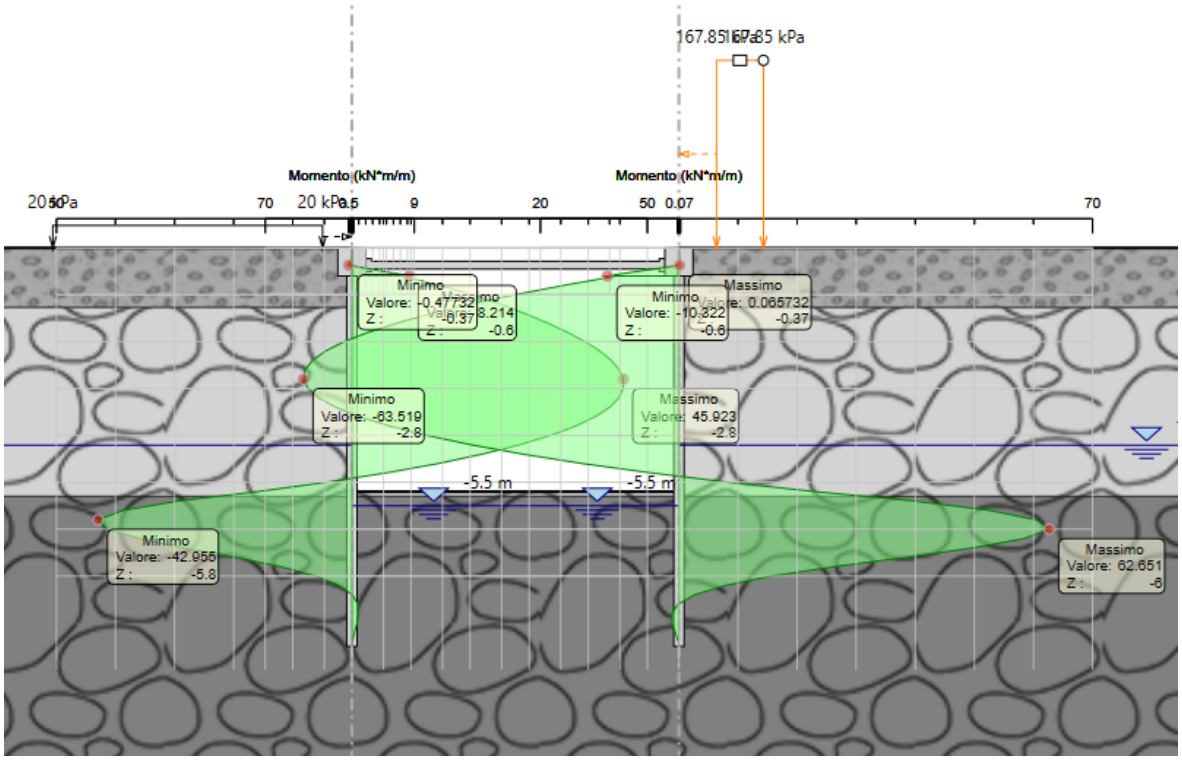
Per le paratie inoltre, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento. Per l'opera in esame, come riportato in precedenza, sono stati adottati dei

micropali inclinati come ancoraggi e pertanto, la verifica a sfilamento di quest'ultimi, è stata trattata come collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione (Capitolo 6.4.3.1 delle NTC2018), adottando di conseguenza la combinazione A1+M1+R3.

6.4. RISULTATI

Si riportano i diagrammi di momento e taglio in combinazione A1+M1:

- Fase 2:
  Momento flettente



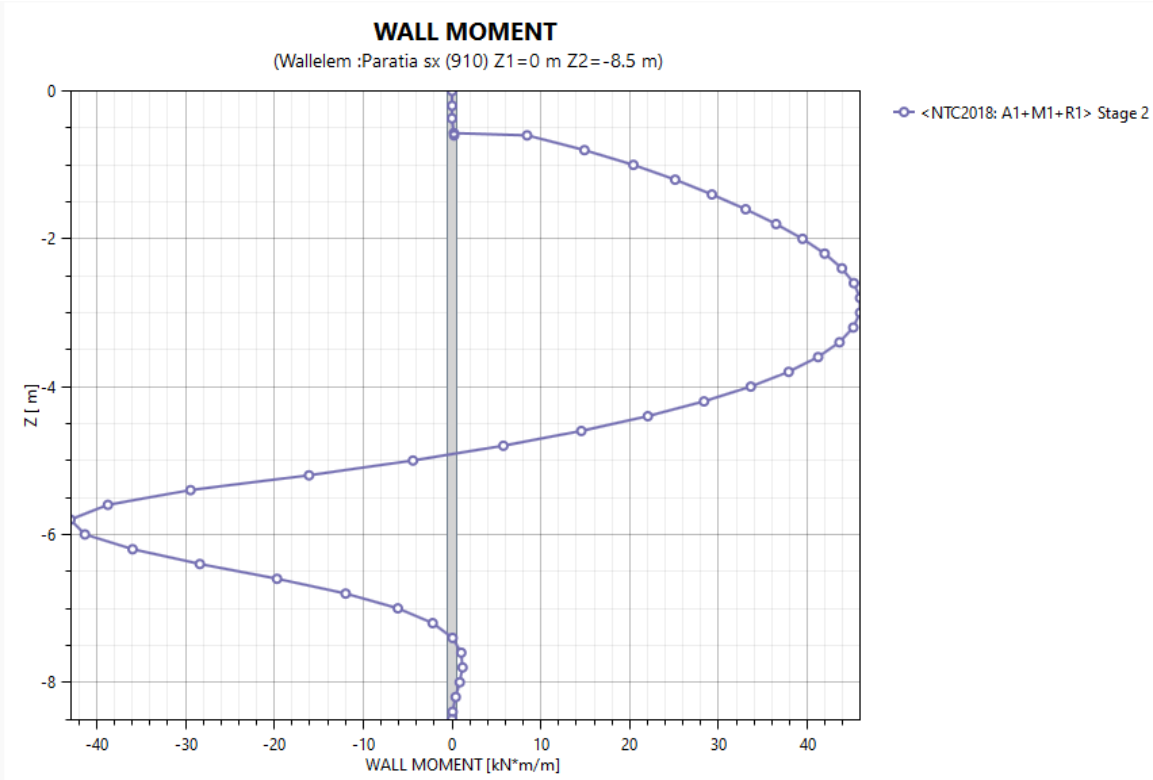


Figura 6.5: Momento flettente Paratia sisnistra combinazione A1+M1

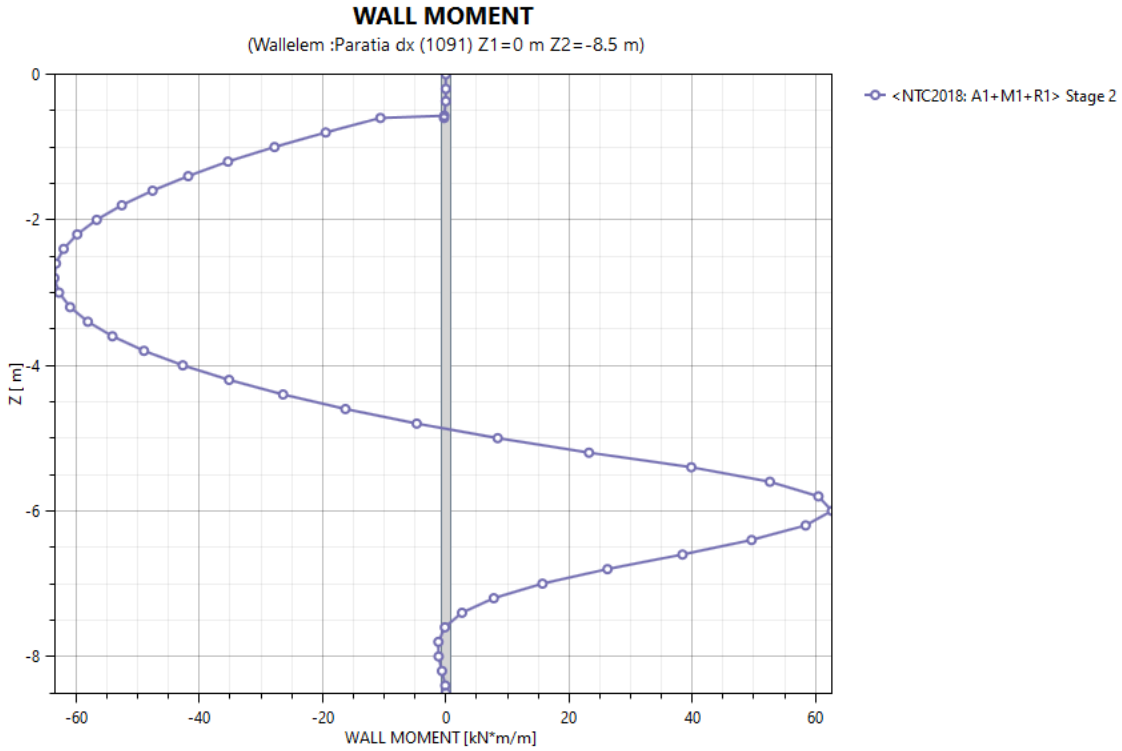
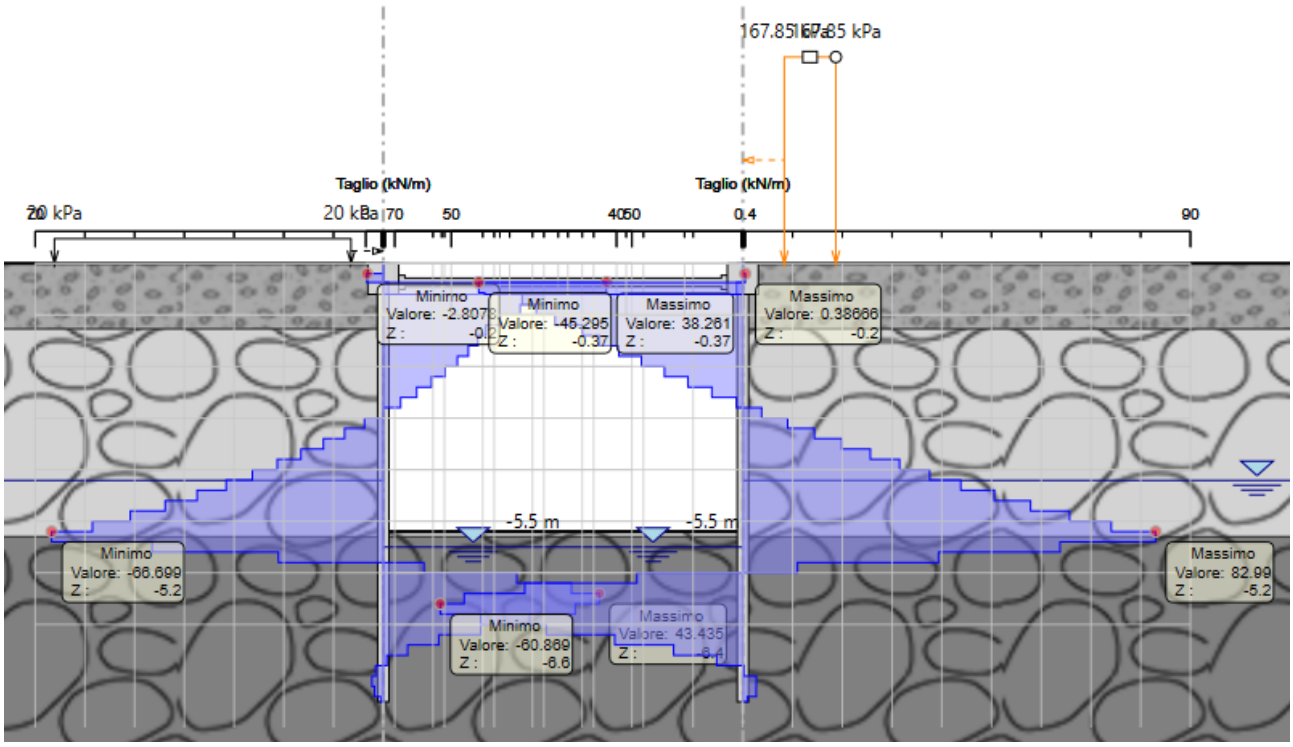


Figura 6.6: Momento flettente Paratia destra combinazione A1+M1

Taglio



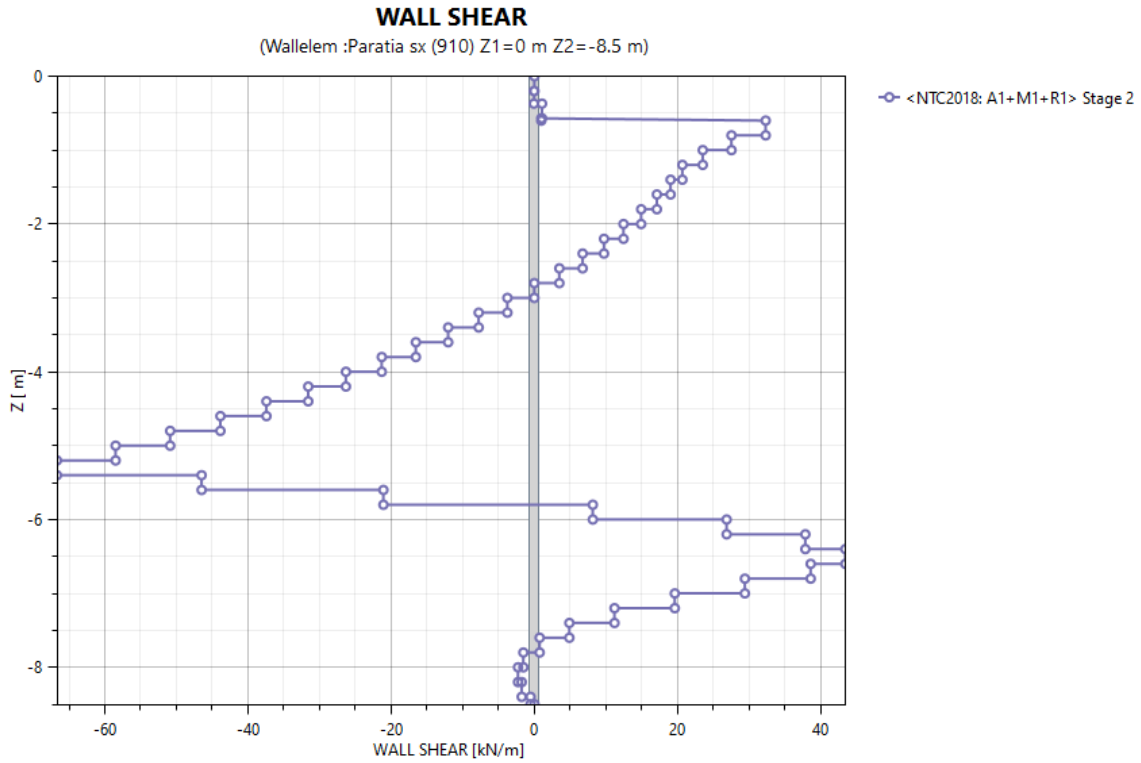


Figura 6.7: Sollecitazione tagliante Paratia sinistra combinazione A1+M1

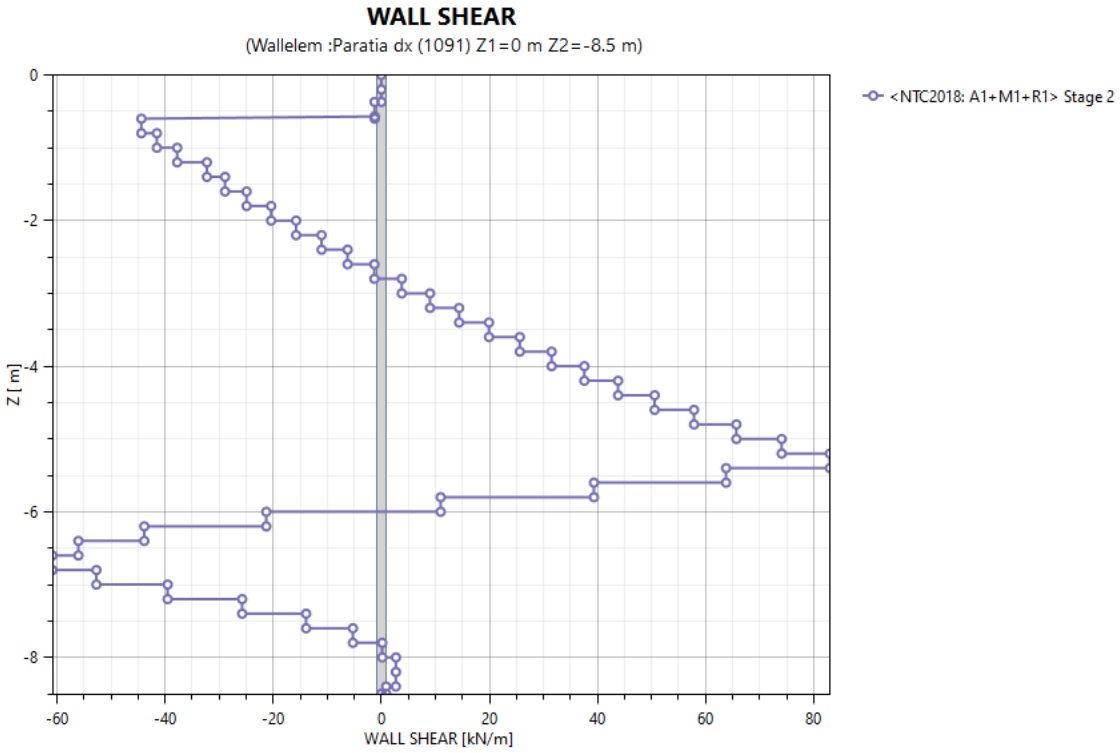


Figura 6.8: Sollecitazione tagliante Paratia destra combinazione A1+M1

Reazioni sui supporti

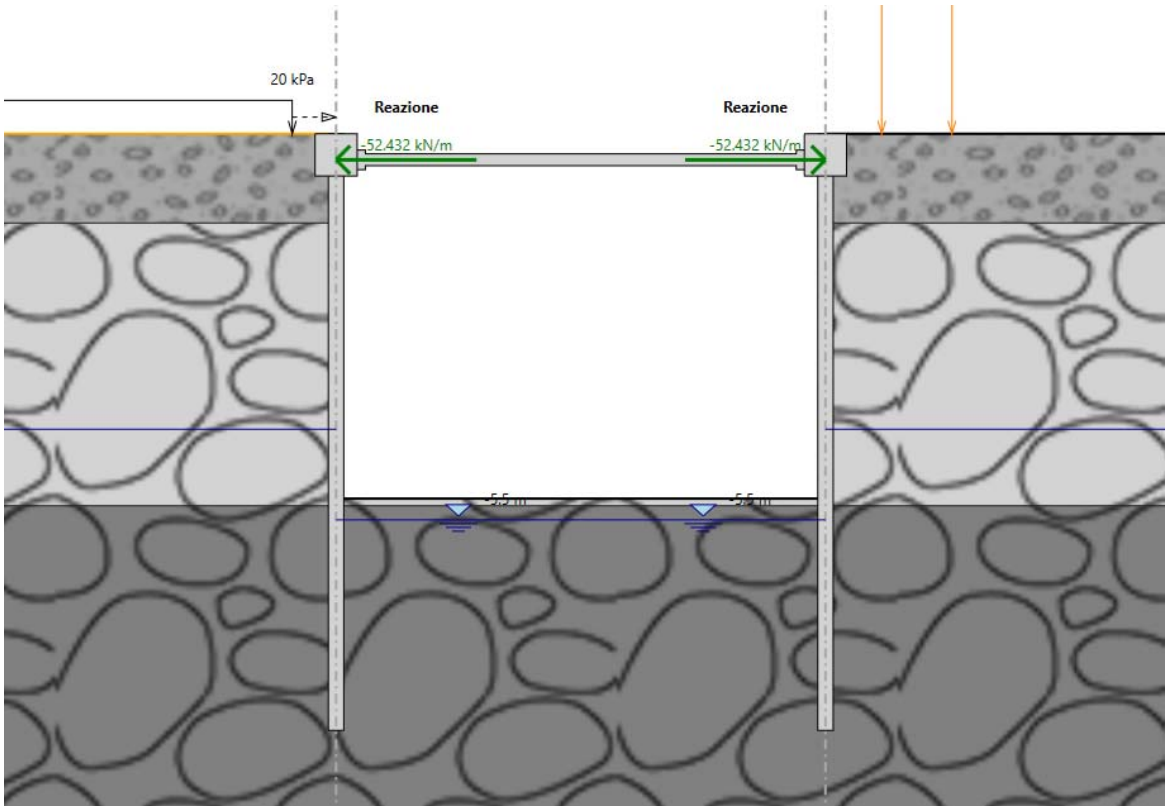


Figura 6.9: Valori di sforzo normale sui pali inclinati in combinazione A1+M1+R1

Lo sforzo normale, agente sui micropali della berlinese, viene calcolato come somma dei carichi verticali dati dalla sovrastruttura e della componente verticale della reazione del tirante.

Lo sforzo normale (N_{Sda}) trasmesso dalla sovrastruttura in combinazione A1+M1+R1, è ottenuto a partire carichi caratteristici calcolati nel paragrafo §6.2**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, moltiplicati per gli opportuni coefficienti di sicurezza:

N_{Sda} = 1,3*(Q_{1k+} Q_{2k+})= 1,3*(9+168) =230,1 kN/m

N_{Sda} = 230,1 kN/m reazione vincolare trasmessa dalla sovrastruttura per una striscia di larghezza unitaria (compressione)

N_{Sda} = 230,1*0,4+8,07(peso palo)=100 kN sforzo normale agente sul singolo micropalo (compressione)

In sintesi, le sollecitazioni massime presenti nei micropali verticali e nei micropali inclinati secondo la combinazione A1+M1+R1, sono di seguito riportate:

Tabella 6-1 Sollecitazioni di progetto nei micropali in combinazione A1+M1+R1

Micropali Berlinese		
Sforzo normale da carichi verticali (compressione)	N_{sda} [kN/m]	230,1
Sforzo normale su singolo palo	N_{sdtot} [kN]	100,11
Momento flettente al metro lineare	M_{sd} [kNm/m]	63,5
Momento flettente su singolo palo	M_{sd} [kNm]	25,4
Taglio al metro lineare	V_{sd} [kN/m]	82,9
Taglio su singolo palo	V_{sd} [kN]	33,2
Sforzo Assiale nel singolo Puntone	N_{sdtot} [kN]	157,3

6.5. VERIFICHE

6.5.1 Verifiche strutturali micropali verticali (STR)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L= 8.5 m

Diametro esterno	Φe=	168.3	mm
Diametro interno	Φi=	148.3	mm
Diamentro del foro	Φh=	220	mm
Spessore	s=	10	mm
Peso unitario tubo in acciaio	g_s=	39.1	kg/m
Momento di inerzia	J=	15639839.0	mm^4
Area	A=	4973.1	mm^2
Modulo di resistenza	W=	185856.672	mm^3

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Qualità dell'acciaio: S 355

Tensione caratteristica di rottura	fuk=	510.0	Mpa
Tensione di snervamento caratteristica	fyk=	355.0	MPa
Coefficiente di sicurezza	γs=	1.05	
Tensione di snervamento di calcolo	fyd=	338.1	MPa

SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI

		A1+M1+R1	
Sforzo normale	N_{Sd}=	100.11	kN
Momento flettente	M_{Sd}=	25.40	kNm
Taglio	V_{Sd}=	33.20	kN

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W}$$

Tensione normale massima	σ_{max}=	156.79	Mpa
Verifica	σ_{max}/f_{yd}=	0.46	Verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO

$$\tau = \frac{2 \cdot V_{sd}}{A}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

Tensione tangenziale massima	τ=	13.4	Mpa
Tensione equivalente	σ_{id}=	158.5	MPa
Verifica	σ_{id}/f_{yd}=	0.47	Verifica soddisfatta

Figura 6.10: Risultati verifiche a pressoflessione e taglio per pali verticali

Il fattore di sicurezza minimo risulta **FS=1/0.46=2.17. La verifica risulta soddisfatta.**

6.5.2 Verifiche strutturali Puntoni (STR)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE L= 8.5 m

Diametro esterno	$\Phi e=$	139.7	mm
Diametro interno	$\Phi i=$	123.7	mm
Diamentro del foro	$\Phi h=$	220	mm
Spessore	$s=$	8	mm
Peso unitario tubo in acciaio	$g_s=$	26.0	kg/m
Momento di inerzia	$J=$	7202889.1	mm^4
Area	$A=$	3310.0	mm^2
Modulo di resistenza	$W=$	103119.386	mm^3

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Qualità dell'acciaio: S 355

Tensione caratteristica di rottura	$fuk=$	510.0	Mpa
Tensione di snervamento caratteristica	$fyk=$	355.0	MPa
Coefficiente di sicurezza	$\gamma s=$	1.05	
Tensione di snervamento di calcolo	$fyd=$	338.1	MPa

SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI

		A1+M1+R1	
Sforzo normale	$N_{Sd}=$	157.30	kN
Momento flettente	$M_{Sd}=$	0.00	kNm
Taglio	$V_{Sd}=$	0.00	kN

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Tensione normale massima	$\sigma_{max}=$	47.52	Mpa
Verifica	$\sigma_{max}/f_{yd}=$	0.14	Verifica soddisfatta

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W}$$

Figura 6.11: Risultati verifiche a pressoflessione per micropali inclinati

Il fattore di sicurezza minimo risulta **FS=1/0.14=7.14. La verifica risulta soddisfatta.**

6.5.3 Verifiche Capacità portante Micropali verticali (GEO)

METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			
Sforzo normale di calcolo a trazione	N_{Sd}=	0	kN
Sforzo normale di calcolo a compressione	N_{Sd}=	25.6	kN

Micropile Emb inside Foundati	0	m
Total Micropile Length =	8.5	m

CARATTERISTICHE DEI MICROPALI			
Diametro esterno	Φe=	168.3	mm
Diametro interno	Φi=	148.3	mm
Diametro del foro	Φh=	220	mm
Spessore	s=	10	mm
Area tubo di acciaio	As=	5771.11	mm^2
Peso unitario tubo in acciaio	g_s =	45.36	kg/m
Peso unitario acciaio + cls	g_{sc} =	126.0	kg/m

RESISTENZE A COMPRESSIONE			
Resistenza a compressione ultima CLS	fc=	25000	kN/m^2
Resistenza a compressione monoassiale Roccia	qum=	0	kN/m^2
min(0.05 fc ; 0.05 qum)		0.0	kN/m^2
Ipotesi di Rocce notevolmente fratturate		SI	
qs di progetto (Thorne 1977)		0	kN/m^2

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA		
MODALITA' DI INIEZIONE	IRS	INIEZIONE RIPETUTA SELETTIVA

Note: qs is the shear strengt

Profondità [m]		ΔL	Litotipo	STATO	N_{SPT}	Pl	qs	α	Q_{lat}
da	a	[m]	-	-	-	[kN/m²]	[kN/m²]	-	[kN]
0.0	1.3	1.3	Sabbie Ghiaie	ATTIVO	0	0.00	67.20	1.45	85.53
1.3	5.3	4	Sabbie Ghiaie	ATTIVO	33.5	########	234.88	1.45	941.57
5.3	8.5	3.2	Rocce alterate o fratturate	ATTIVO	0	0.00	0.00	1.20	0.00
0.0	0.0	0	Argille Limi	NON ATTIVO	0	-	-	-	-
								$Q_{L,tot}$=	1027

NUMERO DI VERTICALI INDAGATE: 3

APPROCCIO NORMATIVO: APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

numero di verticali indagate	ξ_{a3}	ξ_{a4}
1	1.7	1.7
2	1.65	1.55
3	1.6	1.48
4	1.55	1.42
5	1.50	1.34
7	1.45	1.28
>=10	1.40	1.21

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Resistenza caratteristica laterale	$Q_{L,K}$=	641.94	kN
Resistenza caratteristica alla punta	$Q_{P,K}$=	96.29	kN
Peso proprio del micropalo	$W_{m,k}$=	10.67	kN

Qp,k	0.00	kN

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO			
Resistenza di progetto laterale a trazione	$Q_{L,d}$=	401.21	kN
Resistenza di progetto laterale a compressione	$Q_{L,d}$=	442.71	kN
Resistenza di progetto alla punta	$Q_{P,d}$=	56.64	kN
Peso proprio del micropalo	$W_{m,d}$=	10.67	kN
Resistenza di progetto totale a trazione	R_d=	411.88	kN
Resistenza di progetto totale a compressione	R_d=	488.69	kN

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE		
N_{Sd}/R_d=	0.05	Verifica soddisfatta

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE A TRAZIONE		
N_{Sd}/R_d=	0.00	Verifica soddisfatta

Figura 6.12: Risultati verifiche di capacità portante del terreno per i pali verticali

Il fattore di sicurezza minimo risulta **FS=1/0.39=2,56. La verifica risulta soddisfatta.**

6.5.4 Verifiche di stabilità globale

L'analisi di stabilità è stata svolta in corrispondenza della massima altezza di scavo raggiunta, considerando la combinazione A2+M2+R2 e applicando due metodi in particolare:

- Metodo di Bishop semplificato
- Metodo di Morgenstern & Price

Entrambi i metodi appartengono alla famiglia dei metodi all'equilibrio limite e si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo di una potenziale superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza. Variando secondo diversi criteri la superficie di scorrimento, è possibile determinare la configurazione associata al coefficiente di sicurezza minimo.

Il calcolo del conseguente fattore di sicurezza è stato effettuato per un numero finito di superfici di scivolamento circolari, ricadenti nell'area di interesse, facendo variare la posizione del centro della circonferenza e l'ampiezza del raggio. Di seguiti sono esposti i risultati ottenuti:

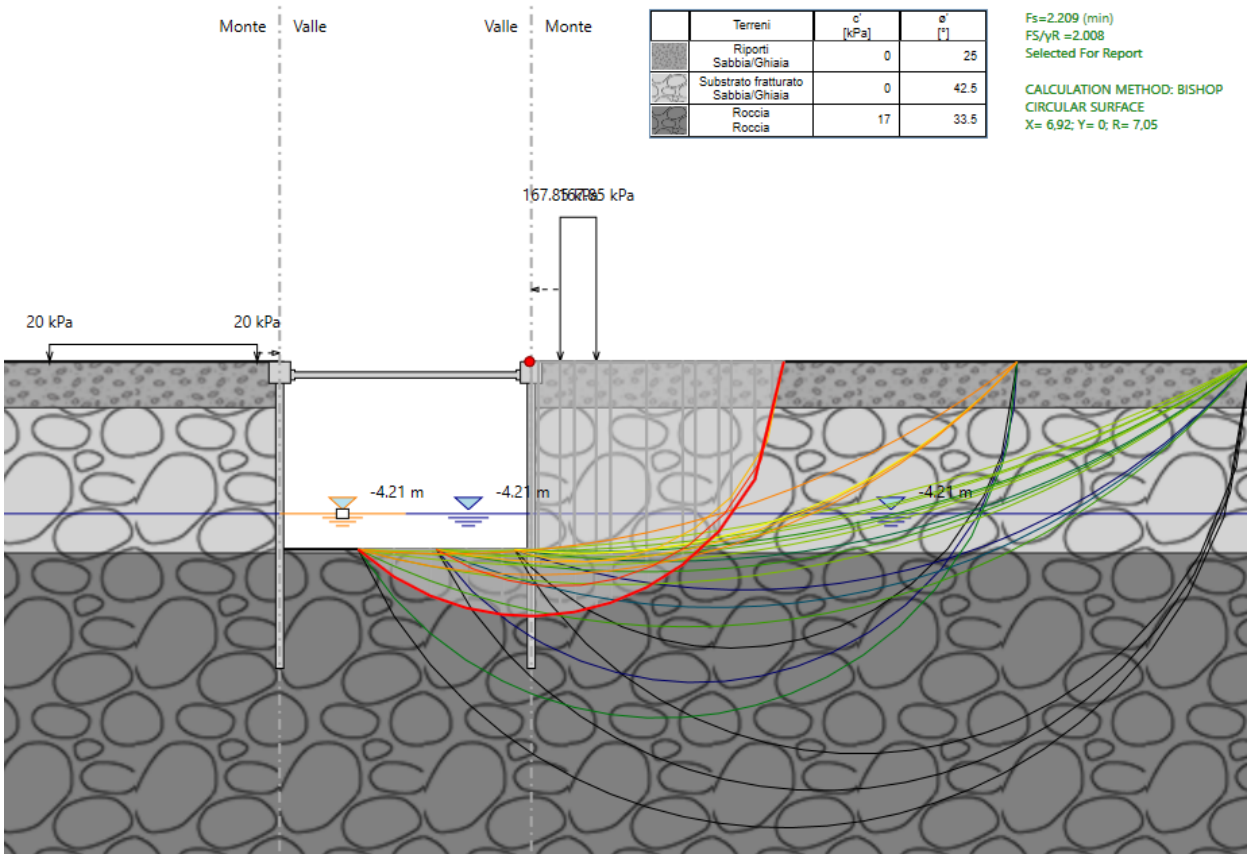


Figura 6.13: Metodo di Bishop semplificato: superfici di scivolamento e fattore di sicurezza

Tabella 6-2 Caratteristiche delle superfici di scivolamento analizzate con il metodo Bishop semplificato

Metodo di Bishop semplificato						
Sup	FS	I	Iterazioni	Xc	Zc	R
VALID	2.209	0	17	6.9209	0	7.0458
VALID	2.423	0	17	7.7465	4.44E-16	6.2201
VALID	2.847	0	17	4.6955	20.6	25.924
VALID	2.873	0	17	7.146	11.992	17.899
VALID	3.066	0	17	7.8117	11.555	17.112
VALID	3.098	0	18	8.4226	1.33E-15	5.544
VALID	3.468	0	17	8.3755	11.042	16.35
VALID	3.944	0	17	4.5801	44.742	50
VALID	4.007	0	17	6.1669	37.194	42.583
VALID	4.027	0	17	7.7816	29.514	35.165

Seguendo la combinazione A2+M2+R2, la verifica può ritenersi soddisfatta se il minore fattore di sicurezza minimo calcolato, risulta essere maggiore di $\gamma_R = 1{,}1$.

$$FS_{min} = 2{,}209 > 1{,}1$$

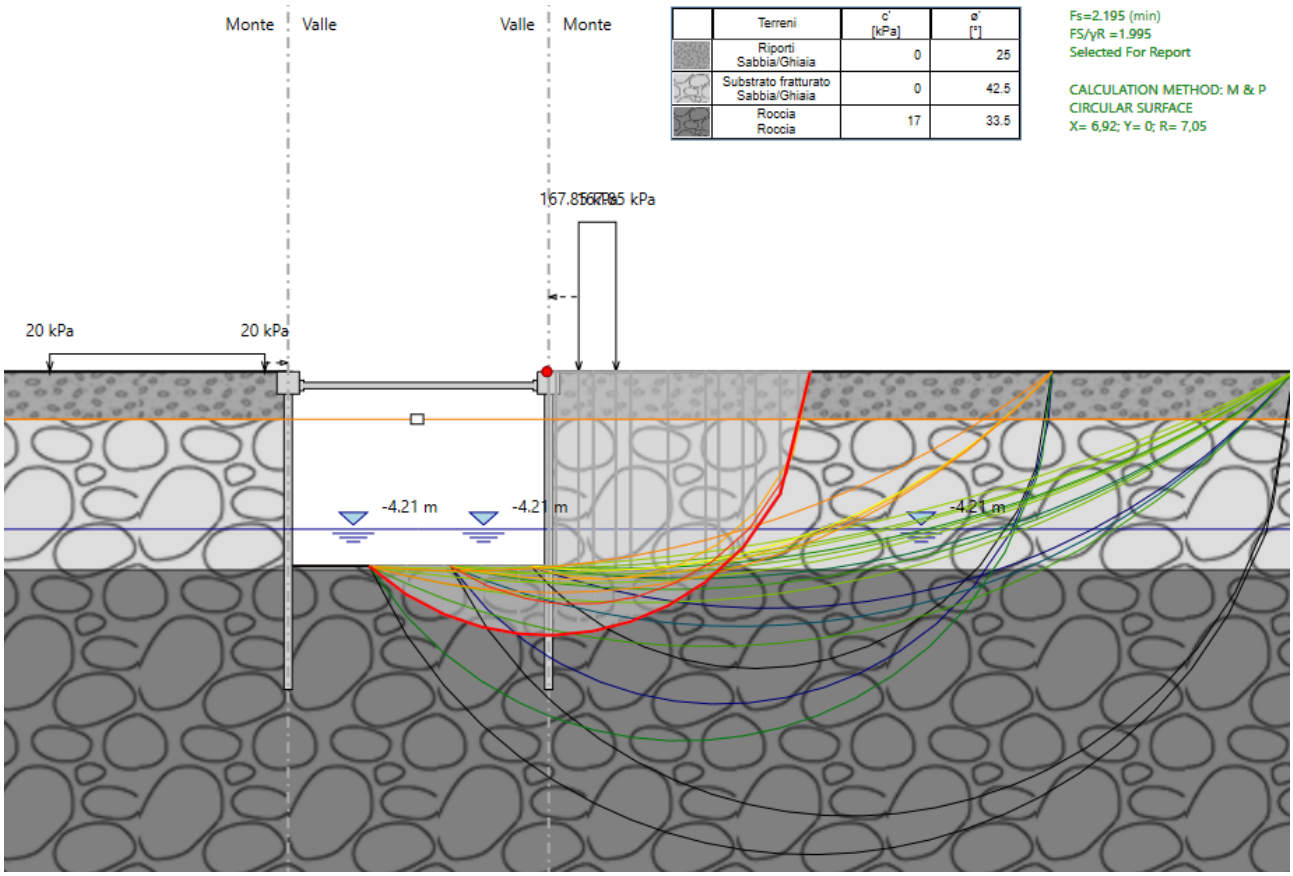


Figura 6.14: Metodo di Morgenstern Price: superfici di scivolamento e fattore di sicurezza

Tabella 6-3 Caratteristiche delle superfici di scivolamento analizzate con il metodo di Morgenstern & Price

Metodo di Bishop semplificato						
Sup	FS	I	Iterazioni	Xc	Zc	R
VALID	2.195	0	4	6.9209	0	7.0458
VALID	2.378	0	5	7.7465	4.44E-16	6.2201
VALID	2.847	0	5	4.6955	20.6	25.924
VALID	2.854	0	4	7.146	11.992	17.899
VALID	3.01	0	6	8.4226	1.33E-15	5.544
VALID	3.045	0	4	7.8117	11.555	17.112
VALID	3.464	0	4	8.3755	11.042	16.35
VALID	3.947	0	4	4.5801	44.742	50
VALID	4.001	0	4	6.1669	37.194	42.583

VALID	4.015	0	3	7.7816	29.514	35.165

Seguendo la combinazione A2+M2+R2, la verifica può ritenersi soddisfatta se il minore fattore di sicurezza minimo calcolato, risulta essere maggiore di $\gamma_R = 1{,}1$.

$$FS_{min} = 2{,}195 > 1{,}1$$

7. NUOVO PONTE SU RIO ROSATA

7.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il calcolo dell'impalcato è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti Midas Gen 2023.

I modelli costruiti sono 2, di tipo spaziale agli elementi finiti, e si differenziano per la tipologia di condizioni al contorno implementate:

- *Modello* 1: soletta in semplice appoggio sulle spalle;
- *Modello* 2: soletta incastrata alle estremità;

La soletta, infine, è stata modellata mediante elementi *plate*, attribuendo loro le relative caratteristiche geometriche e di sezione.

Il software permette di definire delle linee di carico viaggiante sulle quali i carichi vengono movimentati longitudinalmente come da Normativa.

Nella figura seguente è riportata una rappresentazione tridimensionale del modello dell'impalcato.

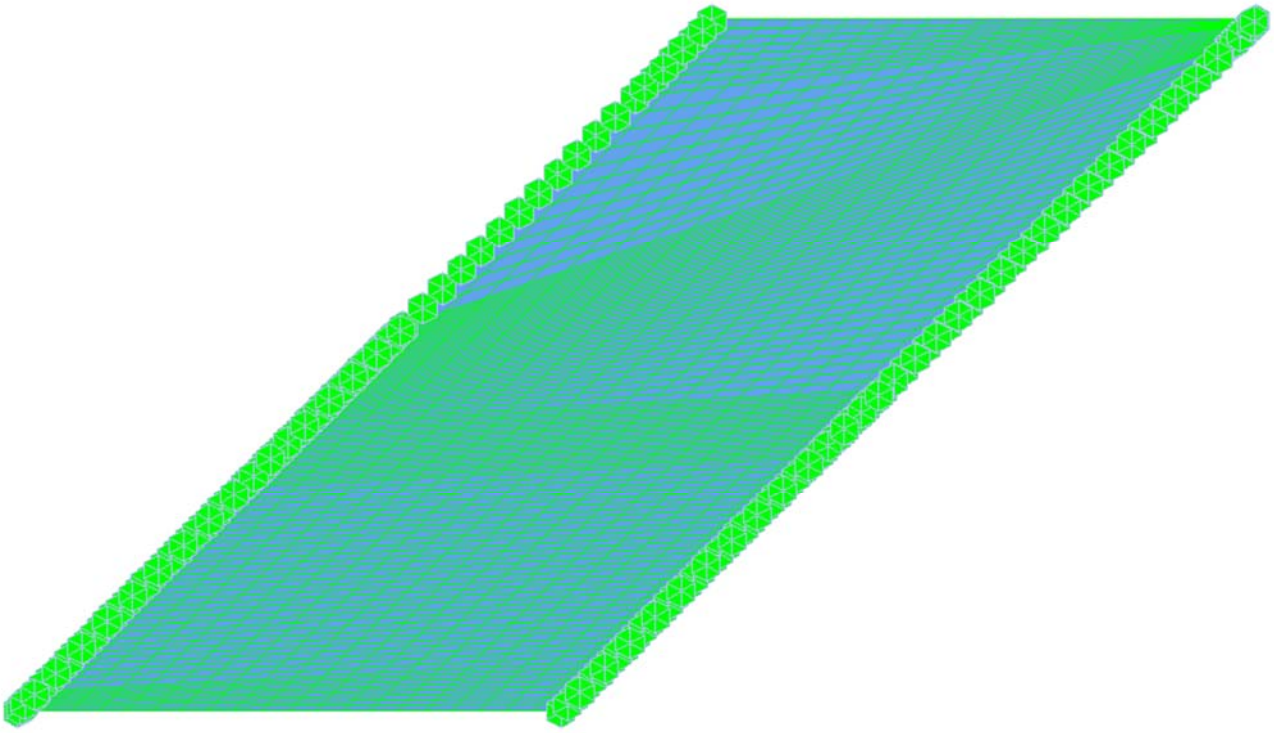


Figura 7.1 - Schema impalcato – Modello 3D

7.2. ANALISI DEI CARICHI

Si analizzano il peso proprio degli elementi strutturali, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili da traffico. Gli ulteriori carichi (vento, sisma, ecc.) non vengono analizzati in quanto ***non*** oggetto della presente verifica.

7.2.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono calcolati in modo automatico dal codice di calcolo e tradotti in carichi sugli elementi previa definizione delle caratteristiche meccaniche di tutti i materiali impiegati nel modello. Il peso proprio della soletta è anch'esso calcolato in modo automatico.

7.2.2 Carichi permanenti portati

I seguenti carichi permanenti portati, ricavati dalla relazione di calcolo del progetto costruttivo predisposto dall'Impresa, sono stati ottenuti moltiplicando il peso specifico del materiale per la sezione dell'elemento o per lo spessore dello strato.

- Pavimentazione: 3.00 kN/m^2

- Barriera di sicurezza: 1.50 kN/m
- Cordolo: 4.5 KN/m

7.2.3 Azioni variabili da traffico

Con riferimento al par. 5.1.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni [2], la carreggiata è stata autonomamente suddivisa in corsie convenzionali di larghezza 3m e sottoposta agli schemi di carico di cui al punto 5.1.3.3.5 di [2]. In particolare, con riferimento allo schema di carico 1 si sono considerati i seguenti carichi concentrati e distribuiti, disposti nelle situazioni opportune al fine di indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Q_{1k}: due assi da 300 kN (interassi 1.2 x 2.0);

Q_{2k}: due assi da 200 kN (interassi 1.2 x 2.0);

q_{1k}: carico linearmente distribuito sull'intera corsia occupata dal Q_{1k}, 9 kN/mq;

q_{2k}: carico linearmente distribuito sull'intera corsia occupata dal Q_{2k}, 2.5 kN/mq;

q_{4k}: carico linearmente distribuito sulla rimanente larghezza della corsia, 2.5 kN/mq.

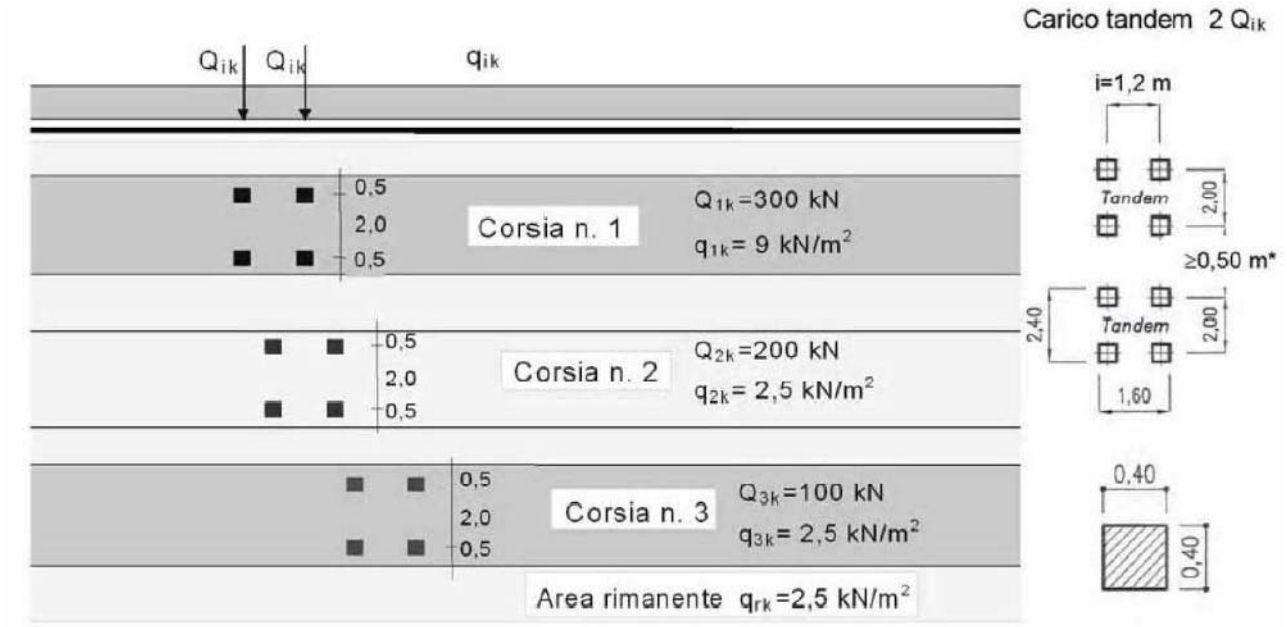


Figura 7.1 Schema di carico 1

7.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, e risulta quindi pari a:

$q_3 = 0.6 \cdot (2\ Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900$ kN

dove:

Q_{1k} = 300 kN carico concentrato corsia n.1

q_{1k} = 9 kN/m^2 carico distribuito corsia n.1

w_1 = 3 m larghezza corsia n.1

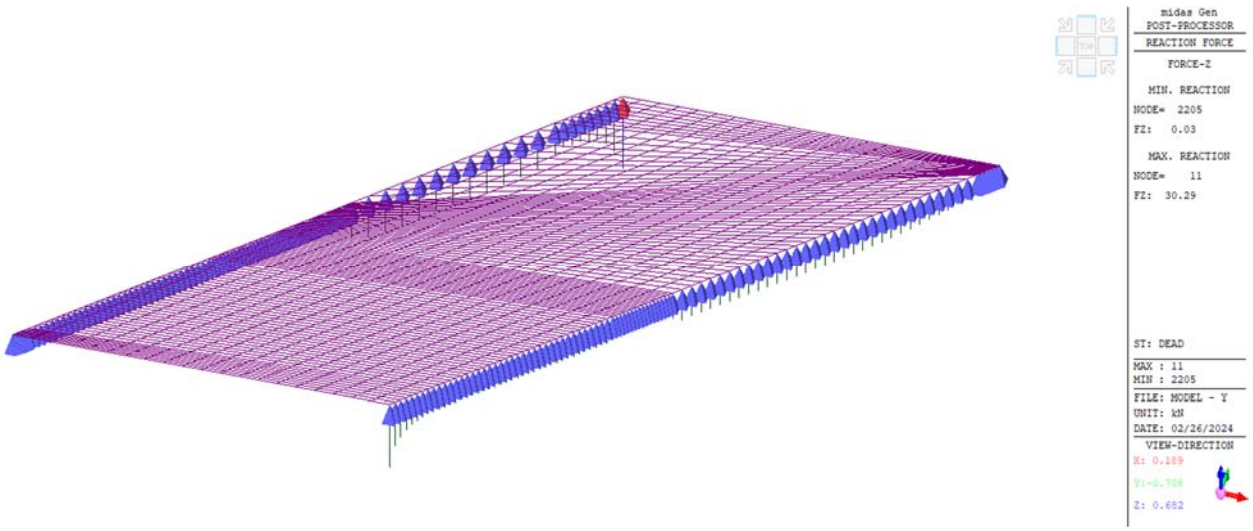
L = 8.80 m lunghezza lorda dell'impalcato

$q_3 = 0.6 \cdot (2x300) + 0.10 \cdot 9.0 \cdot 3 \cdot 8.66 = 383.38$ kN

7.2.2 Reazioni vincolari

Le reazioni vincolari sono mostrate nella tabella sottostante, è stato preso in considerazione una striscia di spalla più sollecitata per il dimensionamento e verifica dei micropali (nodi *4 2789to3064by55*).

	Reazioni Vincolari dei nodi	**Reazioni vincolari totali**
Condizione	Fz [kN/m]	Fz [kN]
Pesi propri travi + soletta G_1	73.54	1034.52
Permanente non strutturale G_2	34.24	411.84
Azioni variabili da traffico Q_1	493.98	4544.12



7.2.3 Definizione delle combinazioni e dei coefficienti

In accordo con le Norme Tecniche per le costruzioni 2018, vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico a secondo il paragrafo §2.5.3:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi (SLU)

  $\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta *rara*, impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) irreversibili:

  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione frequente impiegata per gli stati limiti di esercizio (SLE) reversibili:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limiti ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \ldots$

- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \Sigma_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico a SLU sono

riportati nella tabella seguente:

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

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni 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, 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

I valori dei coefficienti di combinazione per le combinazioni di carico a SLU e a SLE sono

riportati nella tabella seguente:

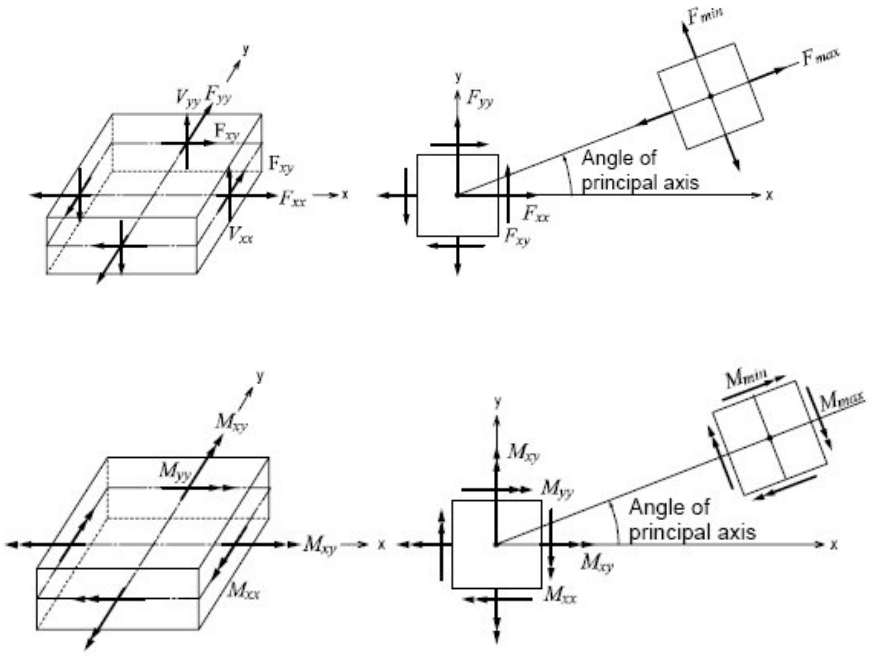
Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

7.3. RISULTATI

Si riporta di seguito un confronto in termini di massimo momento flettente fra i risultati ottenuti dal modello con lo schema strutturale appoggio - appoggio e quelli ottenuti tramite il modello di calcolo con lo schema strutturale incastro-incastro.

Nello schema riportato nella figura seguente vengono rappresentate le convenzioni relative alle sollecitazioni sugli elementi plate fornite dal programma ad elementi finiti utilizzato:



Il confronto viene eseguito per i carichi di:

- Peso proprio travi e soletta G_1
- Permanente non strutturale G_2
- Azione variabili da traffico (carichi verticali q_1)
- Combinazione fondamentale (SLU)

Direzione Longitudinale Mxx	**MODELLO IN APPOGGIO**	**MODELLO CON INCASTRO**
Condizione	M_{MEZZ} (+) [kNm]	M_{APP} (-) [kNm]
Pesi propri travi + soletta G_1	48.69	-31.23
Permanente non strutturale G_2	22.90	-13.80
Azioni variabili da traffico Q_1	167.78	-140.60
SLE	204.30	-218.04
SLU	300.97	-263.19

Tabella 7.1 Sollecitazioni flettenti

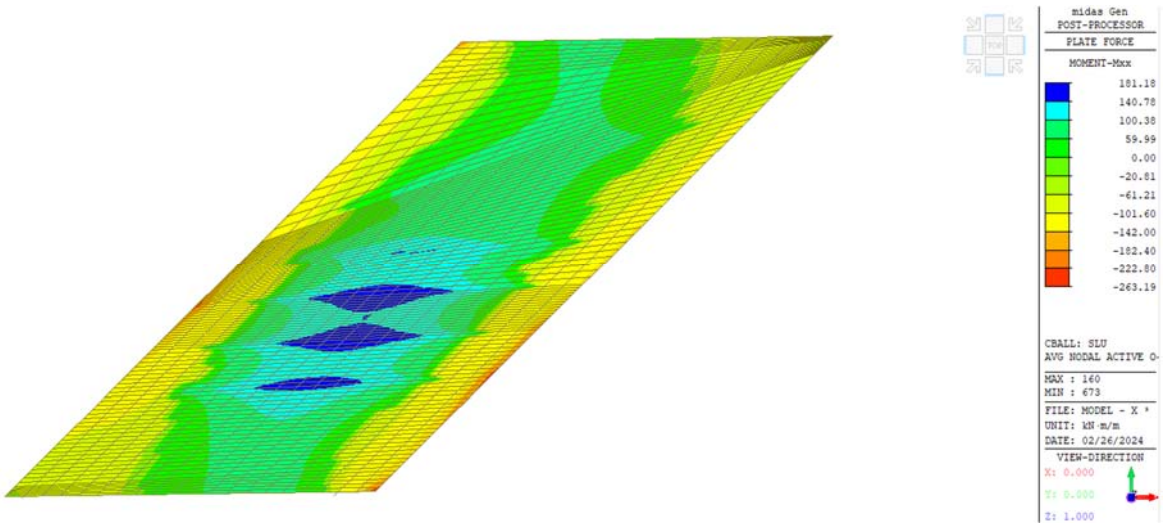


Figura 7.2 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale Inc-Inc

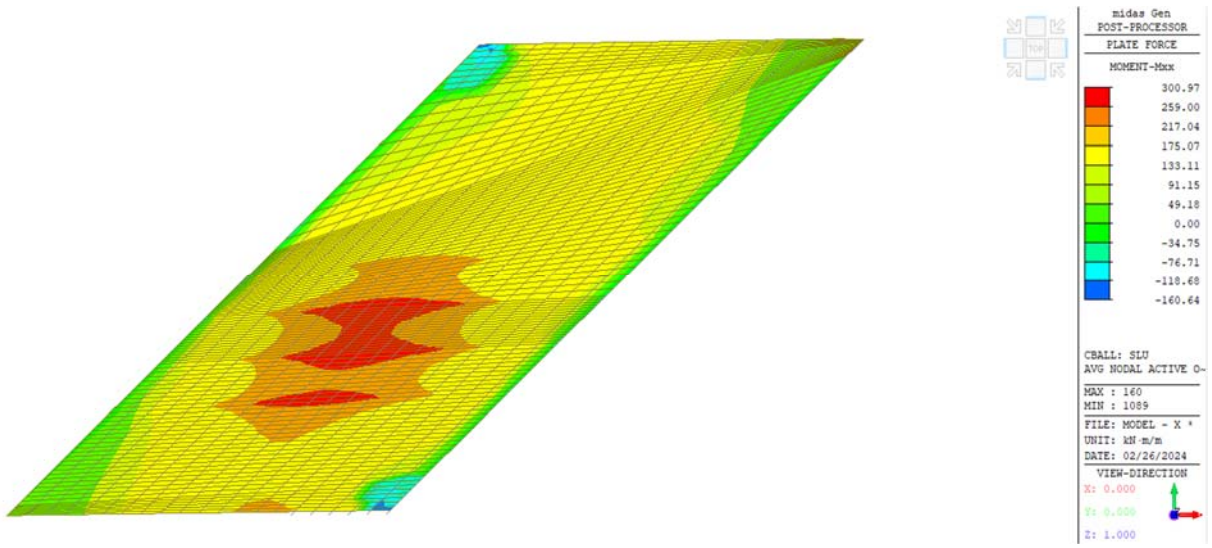


Figura 7.3 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale App-App

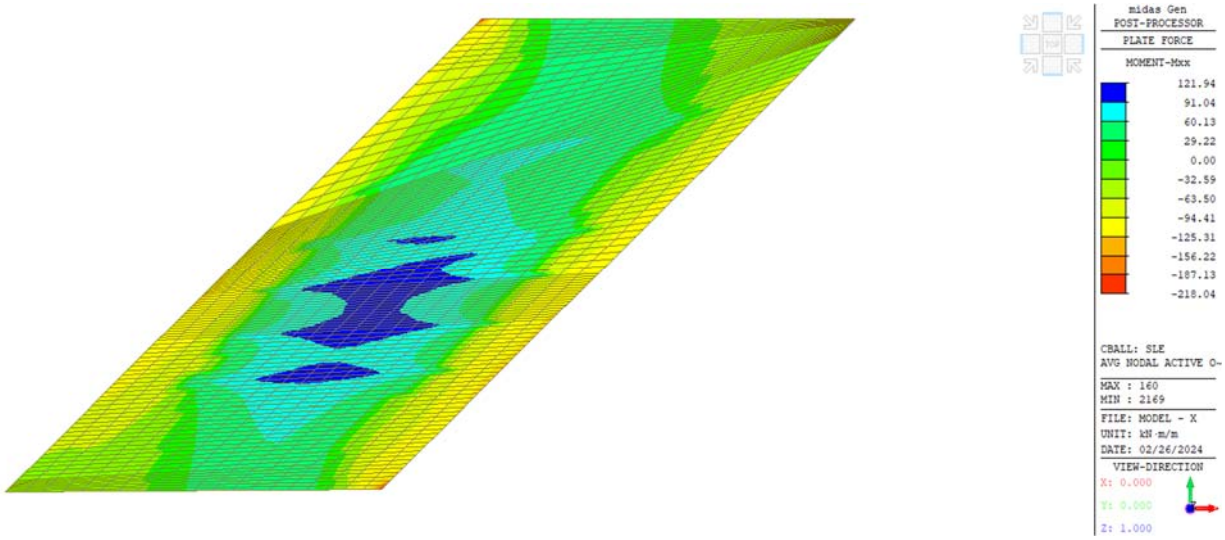


Figura 7.4 Momento flettente sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale Inc-Inc

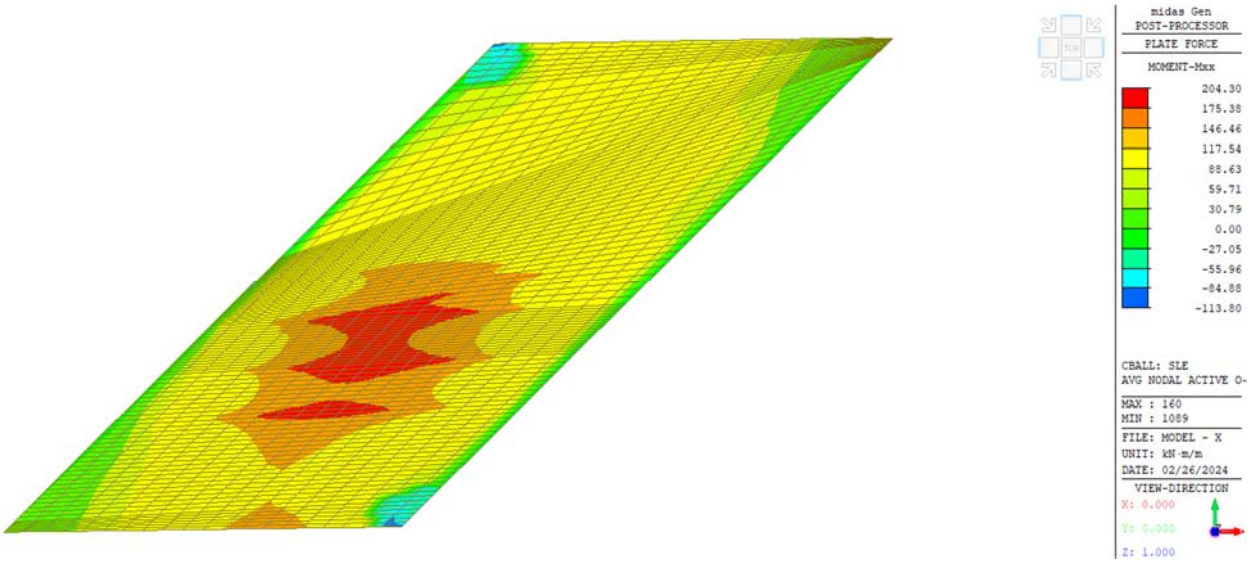


Figura 7.5 Momento flettente sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale App-App

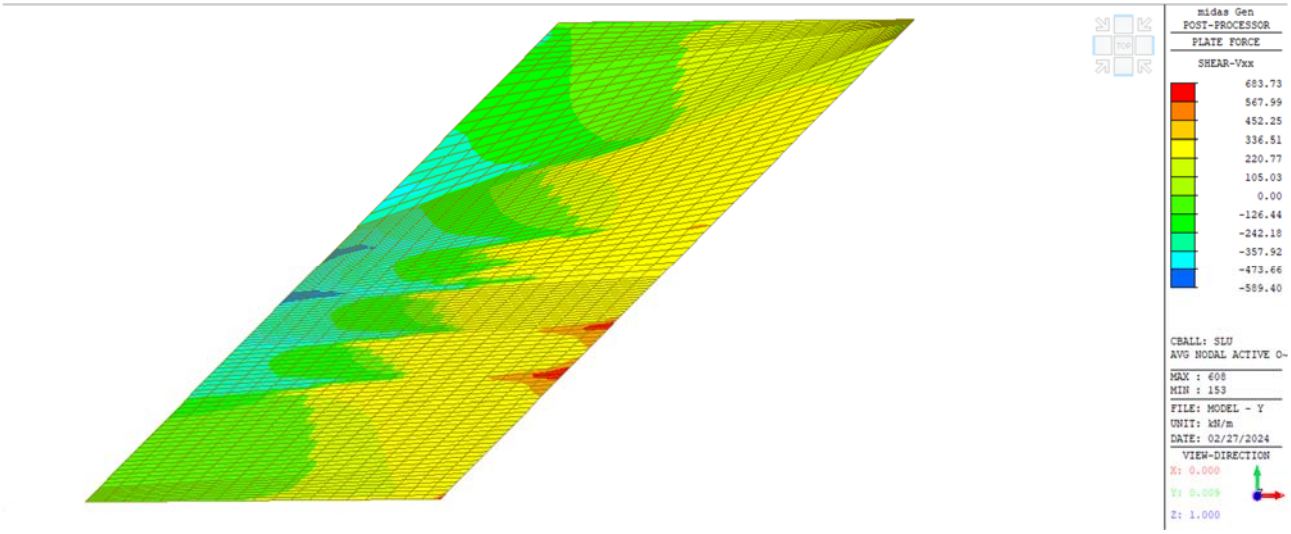


Figura 7.6 Taglio Vxx sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale Inc-Inc

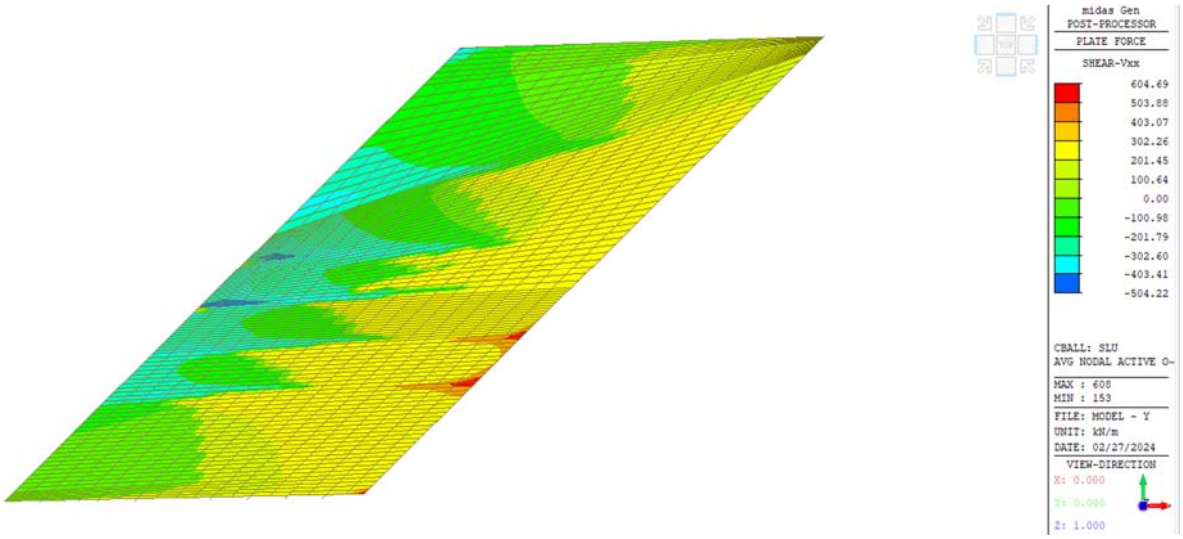


Figura 7.7 Taglio Vxx sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale App-App

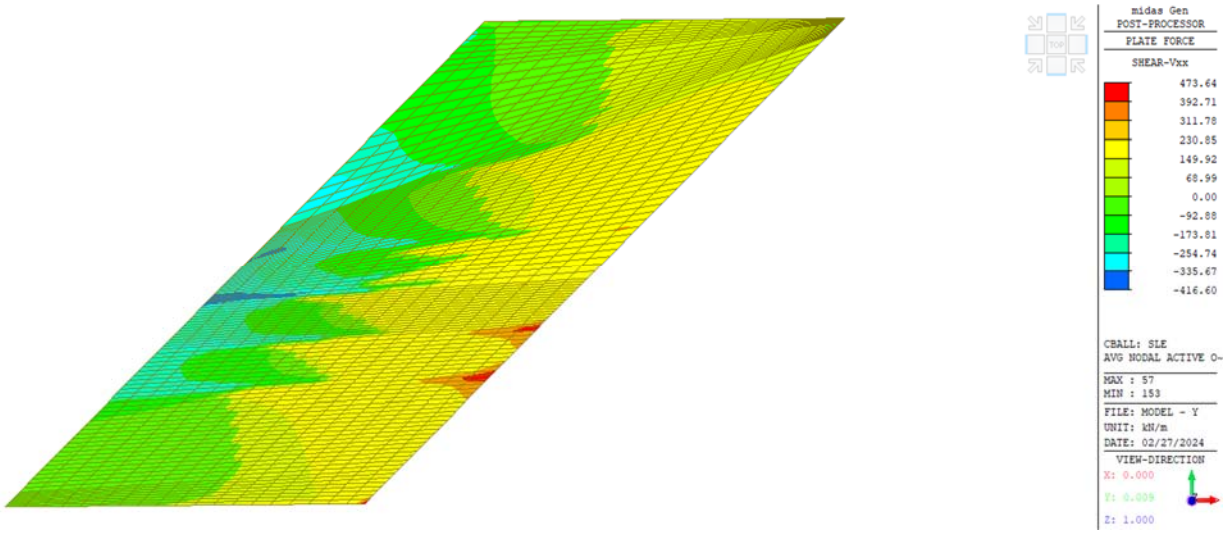


Figura 7.8 Taglio Vxx sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale Inc-Inc

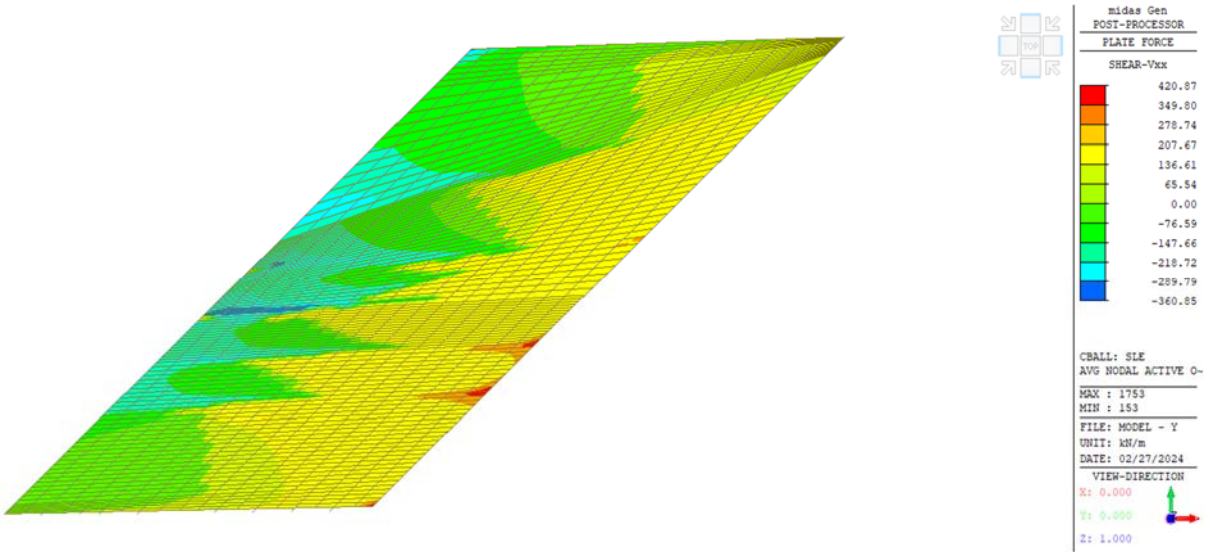


Figura 7.9 Taglio Vxx sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale App-App

Direzione Trasversale Myy	**MODELLO DI APPOGGIO**	**MODELLO DI INCASTRO**
Condizione	M_{MEZZ} (+) [kNm/m]	M_{MEZZ} (+) [kNm/m]
Pesi propri travi + soletta G_1	25.3	8.11
Permanente non strutturale G_2	13.4	3.7
Azioni variabili da traffico Q_1	150.9	101.2
SLE	185.5	112.8
SLU	257.8	152.8

Tabella 7.2 Sollecitazioni flettenti

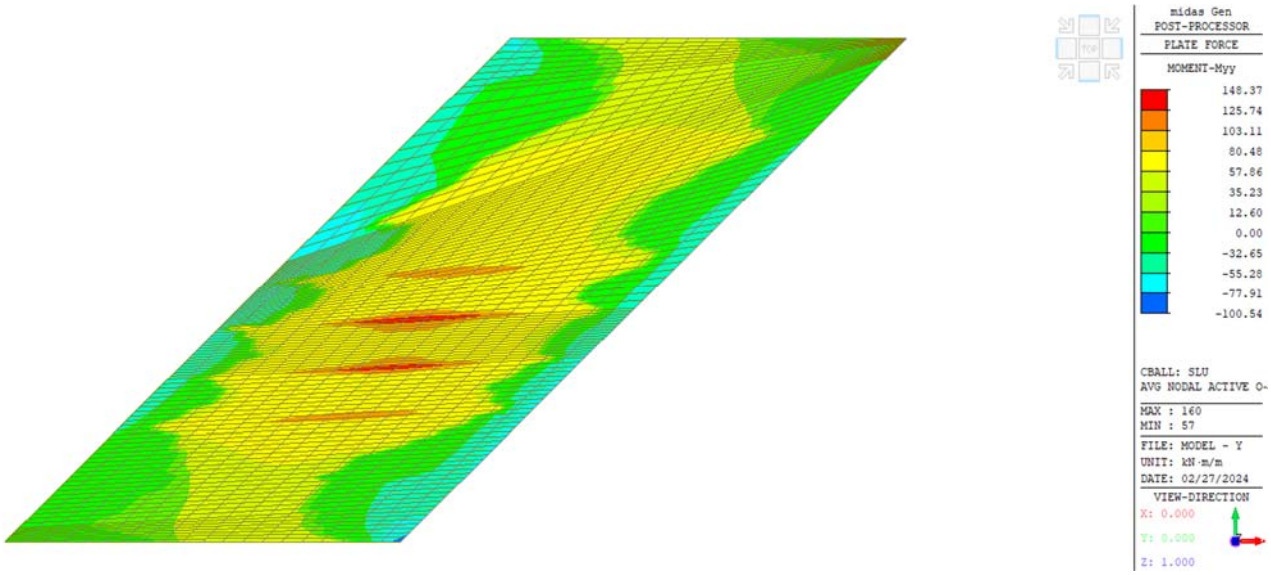


Figura 7.10 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale Inc-Inc

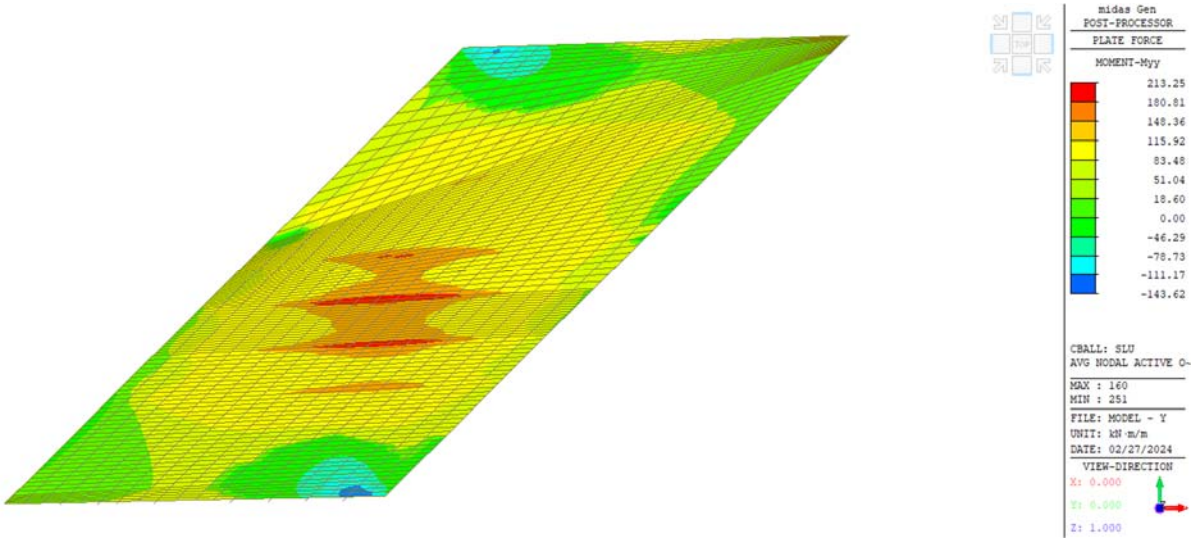


Figura 7.11 Momento flettente sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale App-App

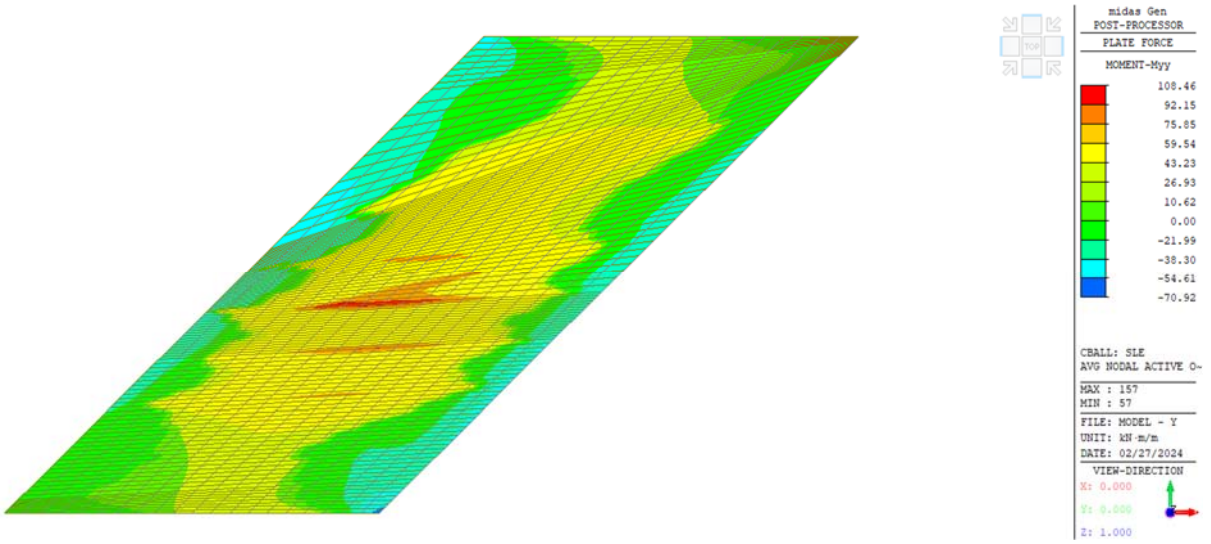


Figura 7.12 Momento flettente sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale Inc-Inc

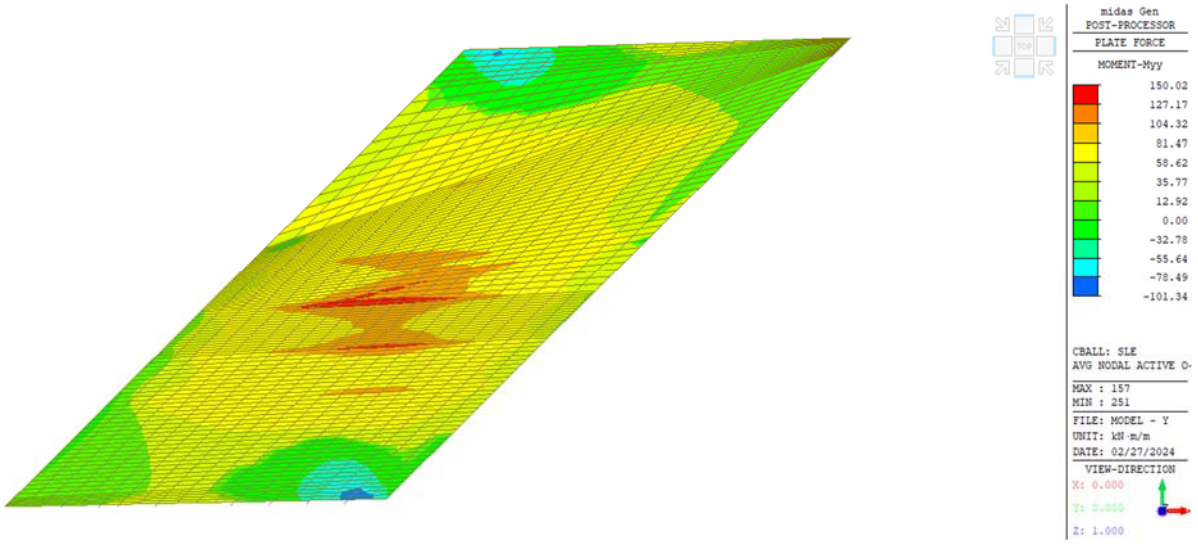


Figura 7.13 Momento flettente sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale App-App

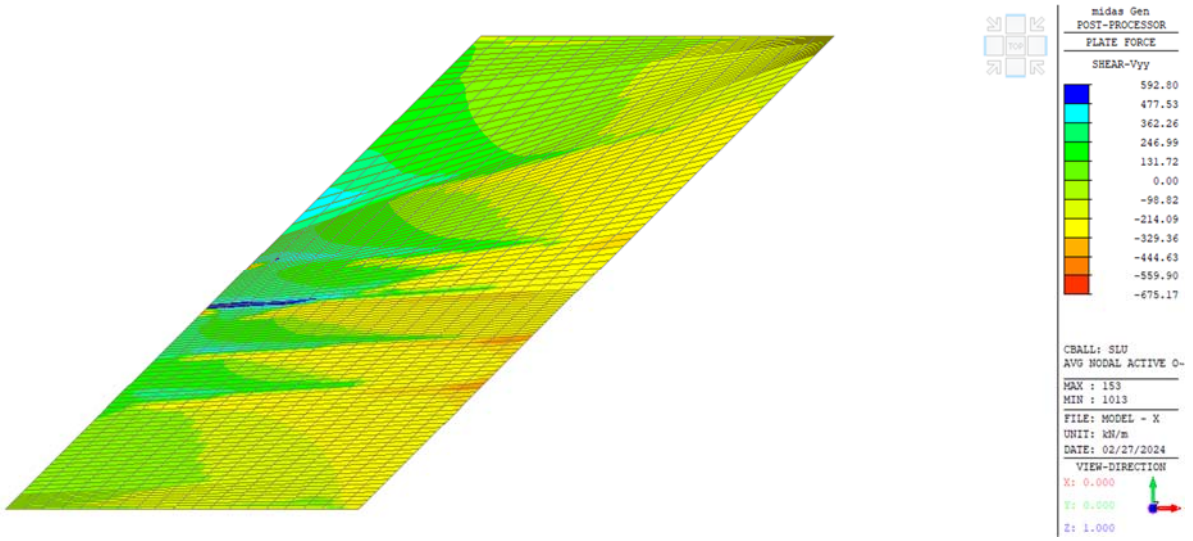


Figura 7.14 Taglio Vyy sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale Inc-Inc

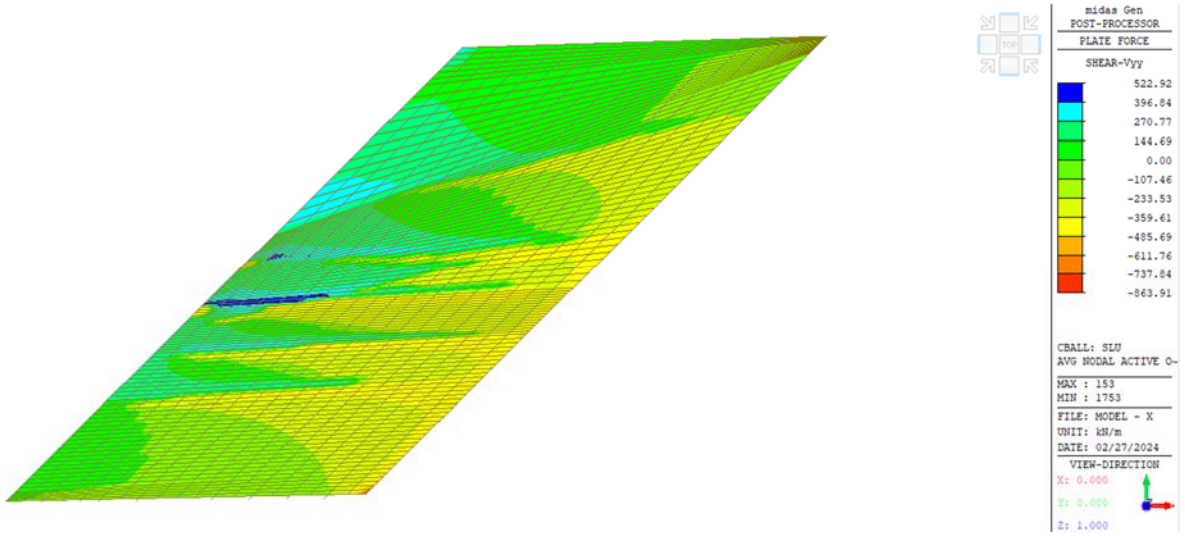


Figura 7.15 Taglio Vyy sull'impalcato allo SLU – Schema strutturale App-App

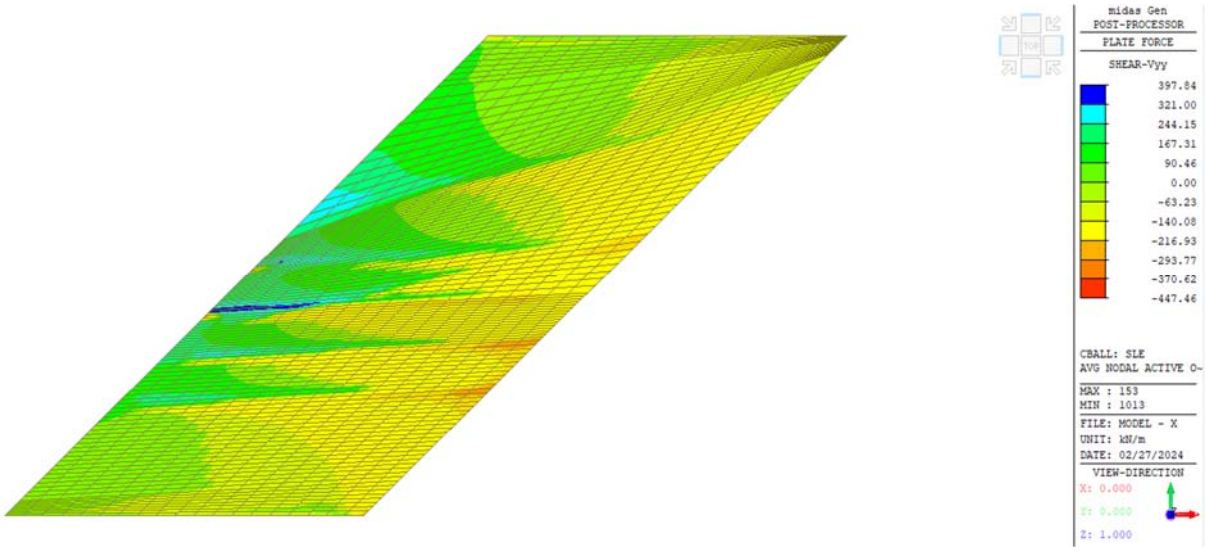


Figura 7.16 Taglio Vyy sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale Inc-Inc

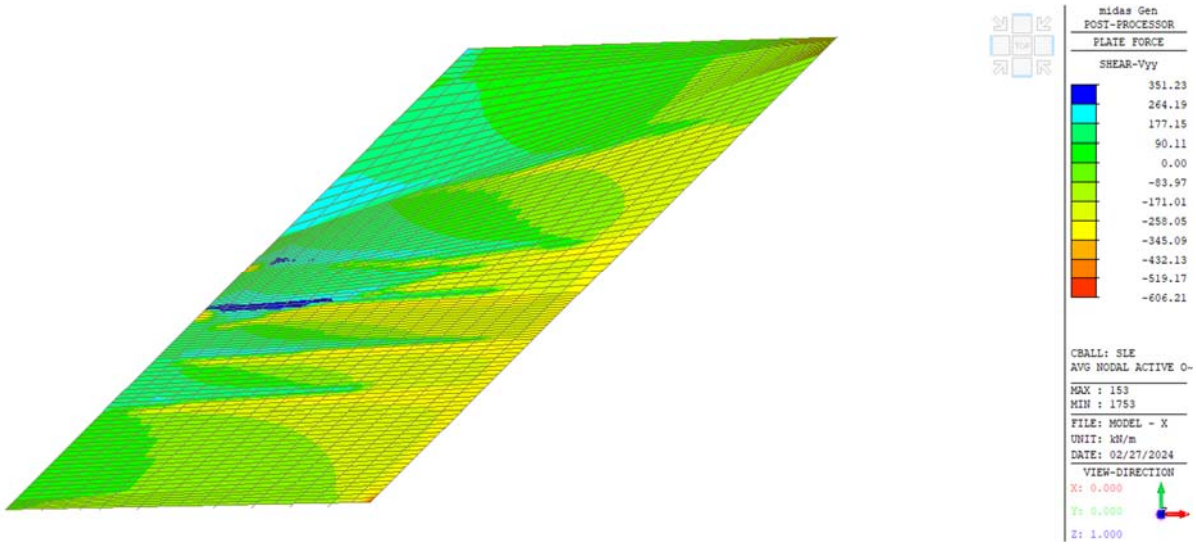


Figura 7.17 Taglio Vyy sull'impalcato allo SLE – Schema strutturale App-App

7.4. VERIFICHE

Si presentano nel seguito le verifiche per pressoflessione e taglio dell'impalcato, condotte per le combinazioni di carico statiche a SLU.

7.4.1 Verifiche allo SLU per pressoflessione in direzione Longitudinale

Come verifica preliminare si può osservare che i momenti massimi di servizio della sezione resistente del solettone (kNm) risultano maggiori al momento flettente ricavato con la combinazione allo stato limite ultimo.

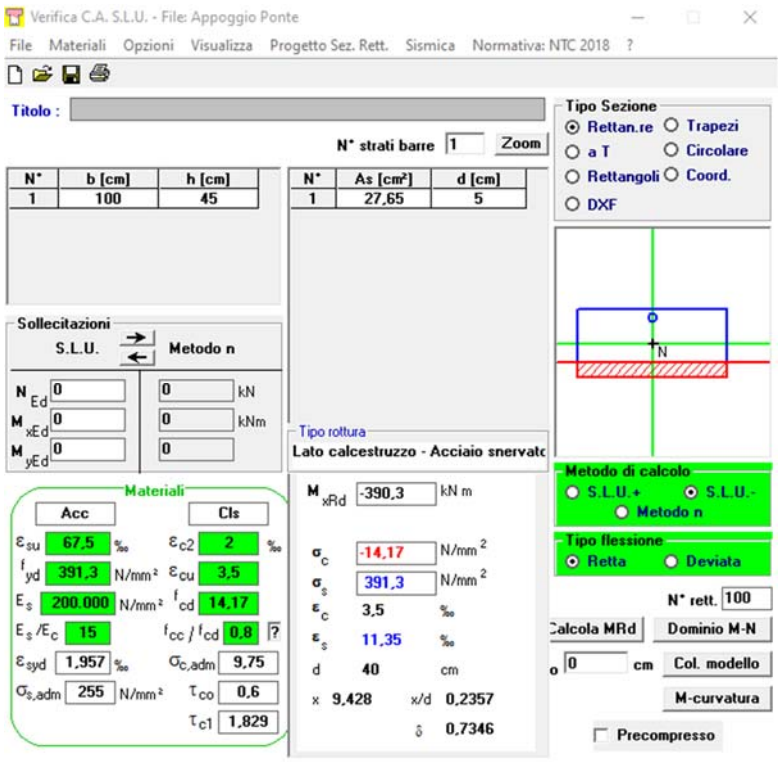


Figura 7.18: Resistenza a flessione -

Risulta che il momento resistente M_{Rd}=- 390.3 kNm/m > M_{Ed}=-264 kNm/m

7.4.1 Verifiche allo SLU per flessione in direzione Trasversale

Considerando una sezione larga 1m armata con 5Φ16 superiori e 6Φ24 inferiori, si ha:

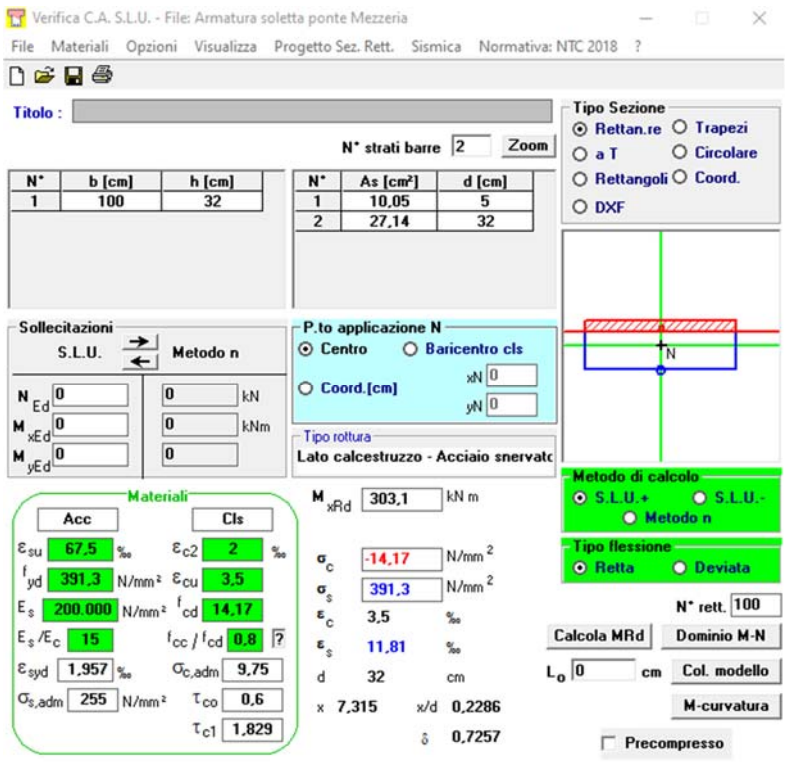


Figura 7.19: Resistenza a flessione - 5Φ16 + 6Φ24

Risulta che il momento resistente M_{Rd}= 303.1 kNm/m > M_{Ed}= 300.97 kNm/m.

7.4.2 Verifiche allo SLU per taglio

Le verifiche a Stato Limite Ultimo a taglio nelle combinazioni allo SLU sono state condotte in accordo al paragrafo §4.1.2.3.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. La verifica di resistenza (SLU) risulta soddisfatta a seguito del rispetto della diseguaglianza:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \max \{[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \; ; \; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\}$$

con

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \, f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0{,}02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0{,}2\ f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza a taglio è valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio ed è pari a:

$$V_{Rsd}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\ \alpha + \text{ctg}\ \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento ai campi di compressione del calcestruzzo d'anima, la resistenza a taglio di

calcolo è invece pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\ \alpha + \text{ctg}\ \theta)/(1 + \text{ctg}^2\ \theta)$$

dove:

d altezza utile della sezione

A_{sw} area armatura trasversale

s interasse tra due armature trasversali consecutive

f_{yd} = 391.3 MPa resistenza di calcolo armatura trasversale

α = 90° angolo di inclinazione armature trasversale rispetto asse trave

θ angolo di inclinazione puntoni calcestruzzo rispetto asse trave (tra 21.8° e 45°)

b_w larghezza minima della sezione

$\nu \cdot f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (ν=0.5)

α_c coefficiente maggiorativo pari a:

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 < \sigma_{cp} < 0.25\ f_{cd}$

$\alpha_c = 1.25$ per $0.25 < \sigma_{cp} < 0.5\ f_{cd}$

$\alpha_c = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza a taglio risulta quindi condizionata dalla minore delle due resistenze relative rispettivamente alla resistenza dell'armatura trasversale e dei campi di compressione del calcestruzzo:

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

CALCESTRUZZO		ACCIAIO STAFFE VERTICALI		GEOMETRIA SEZIONE	
R_{CK} [MPa]	30	f_{yk} [MPa]	450.0	bw [cm]	100.0
f_{ck} [MPa]	24.9	γ_s [-]	1.15	H [cm]	45.0
γ_M [-]	1.5	f_{yd} [MPa]	391.3	c [cm]	5.0
α_{cc} [-]	0.85	FC [-]	1.00	d [cm]	40.0
f_{cd} [MPa]	14.11				
f'_{cd} [MPa]	7.06				
FC [-]	1.00				

ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURE INCLINATE			
STAFFE VERTICALI	SI	ARMATURE INCLINATE	NO		
α°	90.00	α°	-		
θ [°]	21.80	θ [°]	-		
cotgθ	2.50	cotgθ	-		
Φ staffe [mm]	12	Φ barre [mm]	-		
n° braccia	4	n° barre	-		
A_{sw}[mm²]	452.4	A_{sw}[mm²]	-		
s [mm]	150	s [mm]	-		
σ_{cp} [MPa]	0.0	σ_{cp} [MPa]	-		
α_c [-]	1.0	α_c [-]	-		
eq. [4.1.27]	***VRsd [kN]***	***1062.21***	**VRd [kN]**	**875.75**	
eq. [4.1.28]	***VRcd [kN]***	***875.75***			

RESISTENZA AL TAGLIO

863.91 kN
98.65 %
verifica soddisfatta