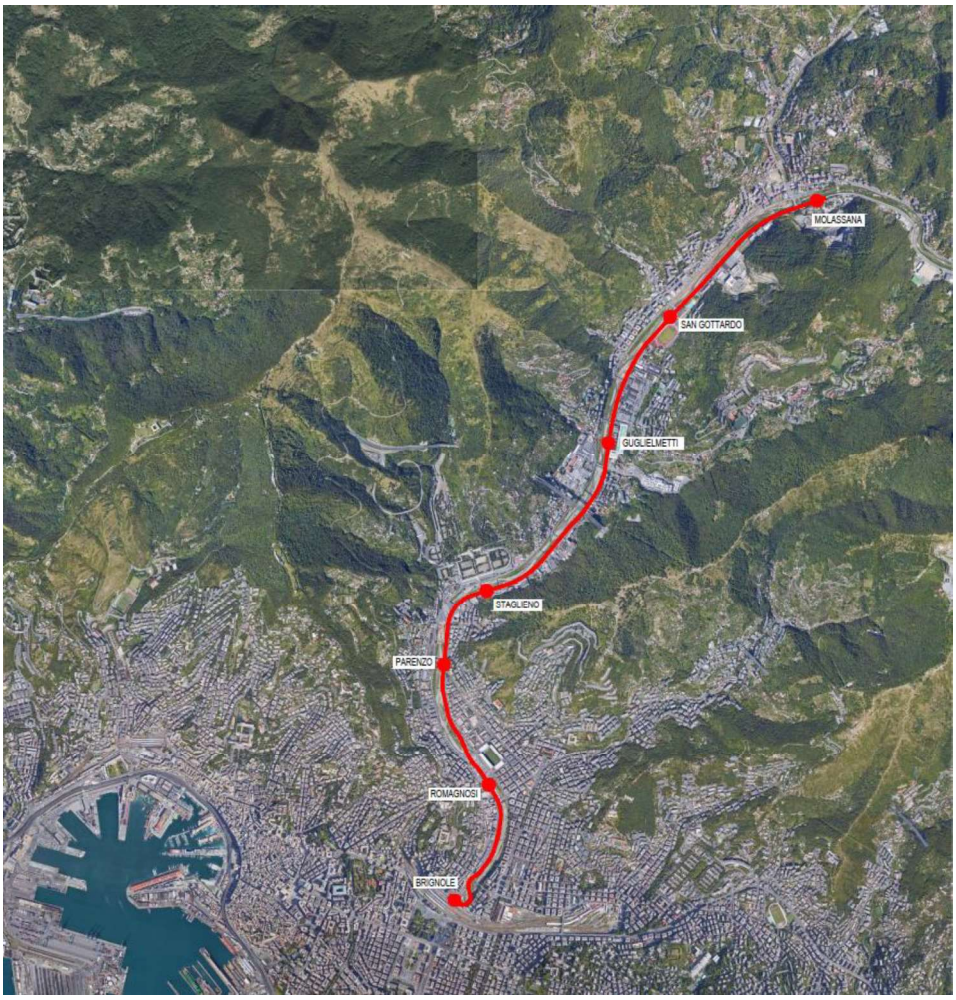
Comune di Genova

SKYMETRO

PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA IN VALBISAGNO

CUP B39J22001360001 CIG 9262977270

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
(D.lgs. n. 36 / 2023)



OPERE DI LINEA
VIADOTTO DI LINEA
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Commessa	Fase	Lotto	Disciplina	WBS	Tipo	Numero	Foglio	Rev.
MGE1	PR	LV	STR	MVI	R	001	00	C

SYSTRA SOTECNI SYSTRA SYSTRA SWS ITALFERR architecna LAND

Rev.	Descrizione	Nome		Data
A	Emissione	Redatto	T. Acciardo	10/10/2023
		Verificato	D. Maturi	10/10/2023
		Approvato	E. Calatozzo	10/10/2023
		Autorizzato	P. Marchetti	10/10/2023
B	Aggiornamento fondazioni	Redatto	T. Acciardo	25/10/2023
		Verificato	D. Maturi	25/10/2023
		Approvato	E. Calatozzo	25/10/2023
		Autorizzato	P. Marchetti	25/10/2023
C	Aggiornamento fondazioni in zona Scolmatore del Bisango	Redatto	T. Acciardo	31/10/2023
		Verificato	D. Maturi	31/10/2023
		Approvato	E. Calatozzo	31/10/2023
		Autorizzato	P. Marchetti	31/10/2023
D		Redatto		
		Verificato		
		Approvato		
		Autorizzato		

INDICE

1.	**PREMESSA**	**8**
1.1	**CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE**	**8**
2.	**CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'OPERA**	**10**
3.	**RIFERIMENTI NORMATIVI**	**13**
4.	**MATERIALI UTILIZZATI**	**14**
4.1	**CALCESTRUZZO MAGRONE**	**14**
4.2	**CALCESTRUZZO FONDAZIONI**	**14**
4.3	**CALCESTRUZZO ELEVAZIONI**	**14**
4.4	**CALCESTRUZZO SOLETTA IMPALCATO**	**14**
4.1	**ACCIAIO**	**15**
4.1.1	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	15
4.1.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA	15
4.1.3	PIOLI DI COLLEGAMENTO	15
4.1.4	UNIONI BULLONATE (A TAGLIO)	15
4.1.5	UNIONI SALDATE	15
5.	**ANALISI DEI CARICHI**	**16**
5.1	**PESO PROPRIO**	**16**
5.2	**CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**	**17**
5.3	**AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO**	**18**
5.3.1	FORZA LONGITUDINALE FRENAMENTO/AVVIO	19
5.3.2	SERPEGGIO	19
5.4	**CARICO VARIABILE FOLLA**	**19**
5.5	**AZIONE DEL VENTO**	**20**
5.6	**AZIONE DELLA TEMPERATURA**	**21**
5.7	**AZIONE DA RITIRO E VISCOSITÀ**	**21**
5.8	**SPINTA DEL TERRENO**	**21**
5.9	**AZIONE VARIABILE**	**22**
5.10	**INCREMENTO DINAMICO SPINTA DEL TERRENO (WOOD)**	**23**
5.11	**AZIONE SISMICA**	**24**
5.11.1	VITA NOMINALE	24
5.11.2	CLASSE D'USO	24
5.11.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	25
5.11.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	26

5.11.5 CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL SITO 27
5.11.6 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA 27
5.11.7 MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 28
5.11.8 FATTORE DI STRUTTURA 29
5.11.9 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO 29

6. COMBINAZIONI DI CARICO 32

7. MODELLO DI CALCOLO 34

8. CALCOLO IMPALCATO 36

8.1 GEOMETRIA E MODELLAZIONE 36
8.2 COMPUTO CARPENTERIE METALLICHE 38
8.3 IMPALCATO L=45 M 38
8.4 IMPALCATO CURVILINEO L=32 M – R=150 M 38
8.5 IMPALCATO RETTILINEO L=32 M 39
8.6 SOLLECITAZIONI IMPALCATO SLU 40
8.6.1 IMPALCATO L=45 M 40
8.6.2 IMPALCATO CURVILINEO L=32 M – R=150 M 41
8.6.3 IMPALCATO RETTILINEO L=32 M 42
8.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE 43
8.8 VERIFICA DELLE TRAVI TRASVERSALI 44
8.9 VERIFICA DI DEFORMAZIONE DA CARICHI DA TRAFFICO 45
8.9.1 IMPALCATO L=45M 45
8.9.2 IMPALCATO CURVILINEO L=32M – R=150M 45
8.9.3 IMPALCATO RETTILINEO L=32M 46

9. CALCOLO SOTTOSTRUTTURE 47

9.1 PILE – ZONA CORRENTE 47
9.1.1 SOLLECITAZIONI SLU 47
9.1.2 SOLLECITAZIONI SLV 49
9.1.3 REAZIONI IN FONDAZIONE 51
9.1.4 VERIFICHE SLU 52
9.1.5 VERIFICA SLV 60
9.1.6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 66
9.1.7 DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI 66
9.1.8 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 68
9.1.9 VERIFICHE GEOTECNICHE 70
9.2 PILE IN AREA SCOLMATORE DEL BISAGNO 71
9.2.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 71
9.2.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 74
9.2.3 AZIONI DI PROGETTO SUI MICROPALI 75
9.2.3.1 Sollecitazioni ad estradosso plinto 75

9.2.3.2 Sollecitazioni ad intradosso plinto 76
9.2.3.3 Azioni assiali di progetto sui micropali 77
9.2.3.4 Azioni di taglio 77
9.2.3.5 Verifiche geotecniche e strutturali 77
9.2.3.5.1 Verifica del carico limite verticale **Errore. Il segnalibro non è definito.**
9.2.3.5.2 Verifica della capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico 78
9.2.3.5.3 Verifica del carico limite orizzontale 80
9.2.3.5.4 Verifica del carico limite orizzontale in direzione longitudinale (direzione X) 81
9.2.3.5.4.1 Calcolo del momento di plasticizzazione del micropalo 81
9.2.3.5.4.2 Carico limite orizzontale 82
9.2.3.5.5 Verifica del carico limite orizzontale in direzione trasversale (direzione Y) 85
9.2.3.5.6 Verifica strutturale del micropalo di fondazione 86

10. APPENDICE – INVILUPPO SOLLECITAZIONI TRAVI PRINCIPALI IMPALCATO 88

10.1 IMPALCATO L=45 M 88

10.2 IMPALCATO CURVILINEO L=32M – R=150M 91

10.3 IMPALCATO RETTILINEO L=32M 94

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1. Sezione impalcato 10
Figura 2. Trave e trasverso impalcato 11
Figura 3. Pila lungo linea 12
Figura 4. G1 - Carichi permanenti strutturali 16
Figura 5. G2 - Carichi permanenti non strutturali 17
Figura 6. Schema carichi variabili da traffico 18
Figura 7. Carichi variabile folla sui binari laterali 19
Figura 8. Spinta statica del terreno 21
Figura 9. Spinta dovuta al carico variabile 22
Figura 10. Sovraspinta sismica 23
Figura 11. §2.4.2 D.M. 17/01/2018 25
Figura 12. Tabella 2.4.II D.M. 17/01/2018 25
Figura 13. Spettro SLV 30
Figura 14. Parametri sismici SLV 31
Figura 15. Vista longitudinale e isometrica impalcato 34
Figura 16. Vista assonometrica pulvino 35
Figura 17. Pila opere di linea 35
Figura 18. Rappresentazione modello 3D 36
Figura 19. Carpenterie metalliche impalcato L=45m 38
Figura 20. Carpenterie metalliche impalcato curvilineo L=32m – R=150m 38
Figura 21. Carpenterie metalliche impalcato rettilineo L=32m 39
Figura 22. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato da 45 m 40
Figura 23. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato curvilineo da 32 m – R=150 m 41
Figura 24. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato rettilineo da 32 m 42
Figura 25. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato L=45 m 45
Figura 26. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato curvilineo L=32m – R=150 m 45
Figura 27. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato rettilineo L=32m 46
Figura 28. Diagramma momento flettente My inviluppo SLU 47
Figura 29. Diagramma momento flettente Mz inviluppo SLU 48
Figura 30. Diagramma sforzo assiale inviluppo SLU 48
Figura 31. Diagramma momento flettente My inviluppo SLV 49
Figura 32. Diagramma momento flettente Mz inviluppo SLV 49
Figura 33. Diagramma sforzo assiale inviluppo SLV 50
Figura 34. Reazioni – sistema di riferimento 51
Figura 35. Schema con identificazione delle sezioni Pila corrente 52
Figura 36. Pianta delle sottostrutture e della fondazione 67
Figura 37. Schema fondazione – sezione trasversale rispetto all'asse del viadotto 68
Figura 38. Sezione trasversale della pila nella zona dello Scolmatore del Bisagno 72
Figura 39. Pianta generale con indicazione delle opere della fondazione e dello Scolmatore 73
Figura 40. Pianta generale con indicazione dei micropali sub-orizzontali 73
Figura 41. Pianta e sezioni del plinto su micropali 74

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.	Rapporto modulare – C35	21
Tabella 2.	Tabella 2.4.I D.M. 17/01/2018	24
Tabella 3.	Tabella Probabilità di superamento	26
Tabella 4.	Tabelle 3.2. V – 3.2.VI D.M. 17/01/2018	28
Tabella 5.	Tabelle 5.1.VI D.M. 17/01/2018	32
Tabella 6.	Tabelle 5.1.V D.M. 17/01/2018	33
Tabella 7.	Scarichi fondazione	51
Tabella 8.	Riepilogo risultati verifica SLU SEZ A	55
Tabella 9.	Riepilogo risultati verifica SLU SEZ B	59
Tabella 10.	Riepilogo risultati verifica SLV SEZ A	62
Tabella 11.	Riepilogo risultati verifica SLV SEZ B	65
Tabella 12.	Parametri geotecnici unità stratigrafiche	66

1. PREMESSA

La tratta in progetto costituisce il prolungamento della linea metropolitana di Genova esistente. La nuova tratta comprende sei nuove stazioni ed è lunga circa 6,9 km.

La diramazione dall'esistente avviene ad est della stazione di Brignole, all'inizio dell'attuale tronchino di inversione dei treni. Qui è previsto l'inserimento dei due deviatoi che si distaccano dalla linea attuale, che è previsto proseguirà verso la stazione di Martinez attualmente in corso di realizzazione. La linea si porta quindi lungo la Val Bisagno portandosi per un brevissimo tratto in sponda sinistra e passare poi con un'opera di scavalco del Torrente alla sponda destra. Qui proseguirà fino alla stazione Romagnosi, per poi portarsi di nuovo in sponda sinistra attraversando di nuovo il Torrente in corrispondenza della copertura esistente del Bisagno, sfruttando l'ingombro delle strutture già realizzate. Da qui in poi la linea si tiene in sponda sinistra dove è prevista l'ubicazione delle stazioni Parenzo, Staglieno, Guglielmetti, San Gottardo e Molassana.

Le stazioni hanno una distanza media di circa 1,15 km e al termine della linea è previsto un tronchino per effettuare l'inversione dei treni, ma anche per far sostare i rotabili durante la notte.

In corrispondenza della stazione Molassana è previsto un polo intermodale, con parcheggi per auto private e dove verranno attestate in particolare le linee extraurbane provenienti da monte.

1.1 Criteri di progettazione strutturale

Il Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e la successiva Circolare Ministeriale 2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" adeguano le normative italiane agli standard degli Eurocodici Strutturali che rappresentano le più recenti ed innovative normative europee in materia di costruzioni.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella norma, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici, in particolare quindi agli Eurocodici con i relativi Annessi Tecnici Nazionali (DAN) che costituiscono il sistematico supporto applicativo delle stesse norme. Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale.

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. Si definisce stato limite la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze

per le quali è stata progettata. Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) ovvero capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali ovvero capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali il sisma (SLV e SLD).

2. CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione è costituita da un impalcato costituito da una struttura principale composta da due travi laterali in lamiera aventi H=2000 mm collegate da travi trasversali regolarmente distanziate di circa 2,5 m. Quest'ultime sostengono una soletta in calcestruzzo di circa 277 mm di spessore che si presume partecipi alla flessione trasversale dell'impalcato insieme a travi in acciaio in una sezione composita.

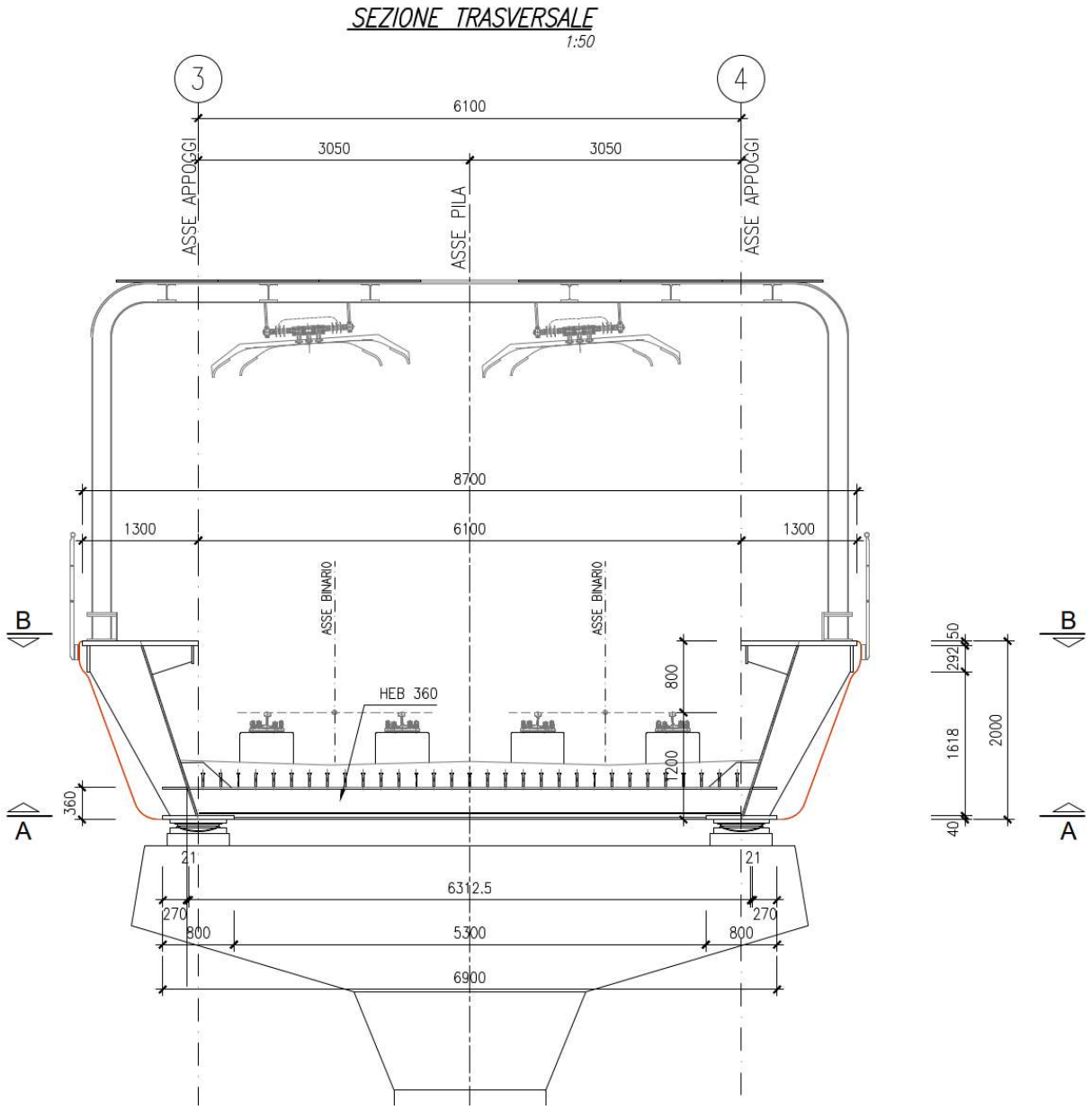


Figura 1. Sezione impalcato

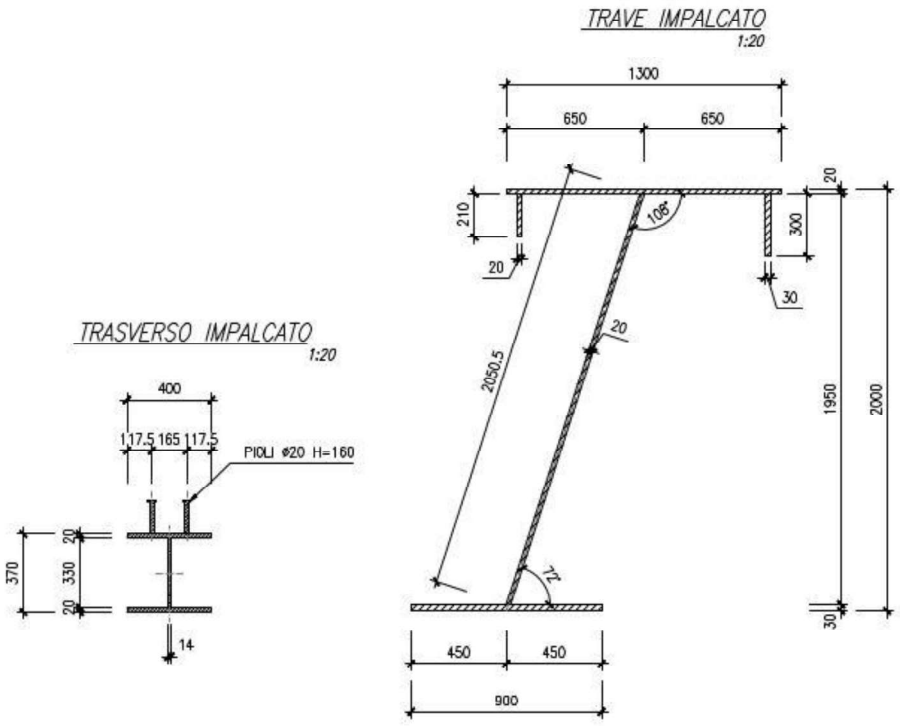


Figura 2. Trave e trasverso impalcato

Le pile sono poste a un interasse di 32m in zona corrente e 45m in alcuni punti singolari e sono sormontate da un pulvino in c.a. Hanno sezione circolare, con diametro pari a 1.7m, dalla testa fino al piano strada. Dal piano strada fino al plinto di fondazione le pile sono composte da una sezione quadrata con un setto posto lato torrente, come riportato nel dettaglio seguente.

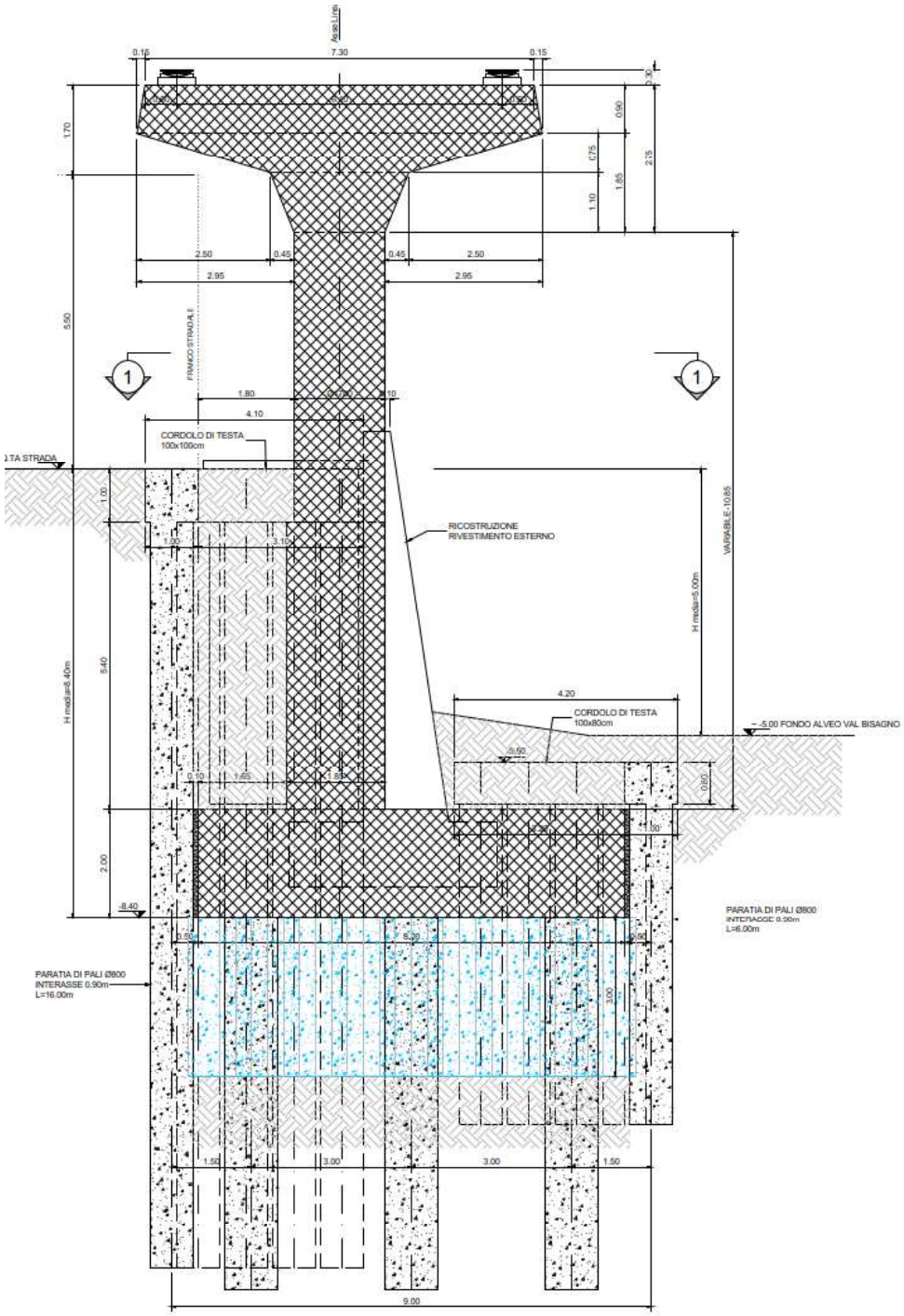


Figura 3. Pila lungo linea

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le verifiche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative:

- **D.M. 17/01/2018, n.8 Norme Tecniche per le costruzioni**
- **Circ. Min. 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per la costruzioni"» di cui al D.M. 17 gennaio 2018**
- Legge 05/11/1971, n.1086 Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
- UNI EN 1990 Basis of structural design
- UNI EN 1991-1-1 Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads.
- UNI EN 1991-1-4 Actions on structures - General actions - Wind actions
- UNI EN 1991-1-5 Actions on structures - General actions - Thermal actions
- UNI EN 1992-1-1 Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
- UNI EN 1992-2 Design of concrete structures -Bridges
- UNI EN 1993-1-1 Design of steel structures - General rules and rules for buildings
- UNI EN 1993-1-5 Design of steel structures – Plated structural elements.
- UNI EN 1993-1-8 Design of steel structures - Design of Joints
- UNI EN 1993-2 Design of steel structures - Steel Bridges
- UNI EN 1994-1-1 Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
- UNI EN 1994-2 Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

4. MATERIALI UTILIZZATI

4.1 Calcestruzzo magrone

CALCESTRUZZO MAGRO classe **C12/15**

4.2 Calcestruzzo fondazioni

CALCESTRUZZO classe **C28/35**

- Tipo di cemento CEM III÷V;
- Classe di esposizione ambientale: XC2+XA1;
- Rapporto A/C: ≤ 0.55;
- Dosaggio cemento = 320 kg/mc
- Copriferro minimo = 50 mm;
- Diametro massimo inerti: 32 mm.

4.3 Calcestruzzo elevazioni

CALCESTRUZZO classe **C32/40**

- Tipo di cemento CEM III÷V;
- Classe di esposizione ambientale: XC4+XD1;
- Rapporto A/C: ≤ 0.50;
- Classe di consistenza = S4
- Diametro massimo inerti: 32 mm.
- Copriferro minimo = 45 mm;

4.4 Calcestruzzo soletta impalcato

CALCESTRUZZO classe **C35/45**

- Tipo di cemento CEM III÷V;
- Classe di esposizione ambientale: XC4+XD1;
- Rapporto A/C: ≤ 0.50;
- Dosaggio cemento = 340 kg/mc
- Classe di consistenza = S4
- Diametro massimo inerti: 25 mm.
- Copriferro minimo = 40 mm;

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm^2
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm^2
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm^2

4.1.2 Acciaio da carpenteria

UNI EN 10025-5 S355 W	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
t ≤ 40mm	355	510
40 < t ≤ 80mm	335	490
80 < t ≤ 100mm	315	470
100 < t ≤ 150mm	295	450

4.1.3 Pioli di collegamento

Pioli elettrosaldati tipo Nelson	S235J2G3+C450 (ex ST 37-3K)	EN ISO13918

4.1.4 Unioni bullonate (a taglio)

Viti ad alta resistenza	Classe 10.9	UNI EN ISO 898/1
Dadi ad alta resistenza	Classe 10	UNI EN 898/2
Rosette	Acciaio C50	UNI EN 10083/2
Piastrine	Acciaio C50	UNI EN 10083/2

4.1.5 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo simmetriche (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

5. ANALISI DEI CARICHI

Le condizioni elementari di carico sono:

- peso proprio delle strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- azioni variabili da traffico;
- carico variabile folla;
- azioni del vento;
- azioni della temperatura;
- azione da ritiro e viscosità;
- spinta del terreno;
- azione variabile da traffico su terrapieno;
- peso del rinterro;
- inerzia del terreno;
- spinta sismica del terreno;
- azione sismica.

5.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali sono inseriti nei modelli di calcolo e sono funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale:

- γg cls armato = 25.0 kN/m3
- γg acciaio = 78.5 kN/m3

Il peso dell'impalcato è calcolato come segue:

- Impalcato =21 kN/m
- Soletta = 41 kN/m

- G1 = 62 kN/m

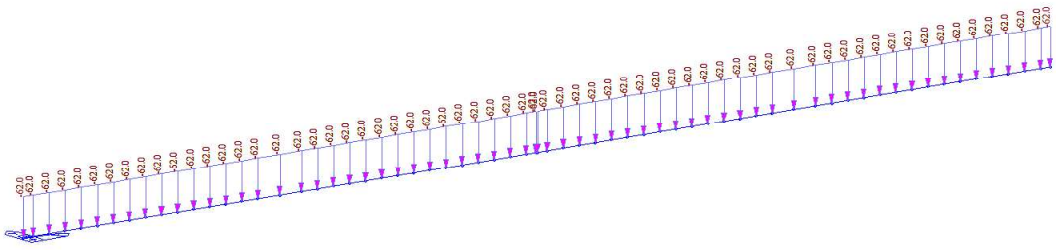


Figura 4. G1 - Carichi permanenti strutturali

5.2 Carichi permanenti non strutturali

Il peso proprio degli elementi non strutturali è direttamente applicato agli elementi strutturali, sotto forma di carico uniformemente distribuito. Nell'analisi sismica, i sovraccarichi permanenti sono considerati masse applicate agli elementi strutturali e partecipanti alla massa totale dell'impalcato.

- Rotaie = 2 kN/m
- Alimentazione = 1 kN/m
- Baggioli = 21 kN/m
- Cavi = 3 kN/m
- Parapetti = 1 kN/m
- Centine = 2.9 kN/m
- Pannelli fotovoltaici = 1.4022 kN/m
- Grigliato = 0.33 kN/m

- G2 = 33 kN/m

Il peso delle rotaie (1 kN/m per ciascun binario) e quello delle traversine (10,5 kN/m per ciascun binario) vengono applicati in corrispondenza dell'asse del binario.
Va precisato che oltre al peso proprio G2, sono stati presi in considerazione altri 3 kN/m per tenere conto delle strutture secondarie di sostegno ai pannelli fotovoltaici.

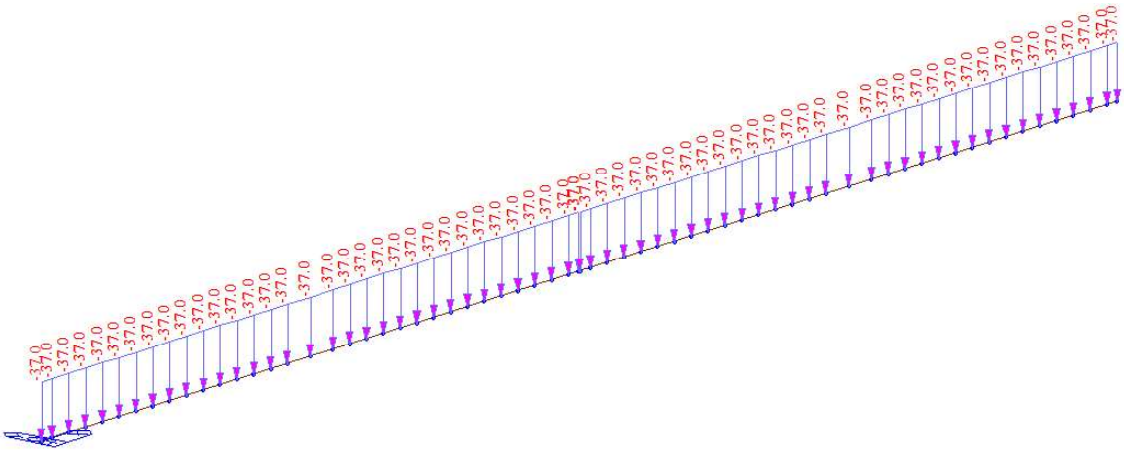
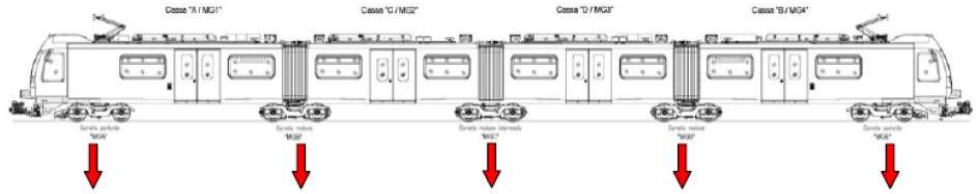


Figura 5. G2 - Carichi permanenti non strutturali

5.3 Azioni variabili da traffico

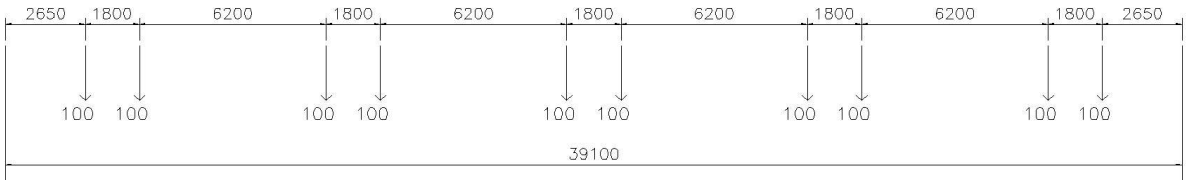
L'azione variabile da traffico è stata considerata facendo riferimento al seguente schema di carico:



Peso per Asse Carrello "MGA"	Peso per Asse Carrello "MGB"	Peso per Asse Carrello "MGC"	Peso per Asse Carrello "MGD"	Peso per Asse Carrello "MGE"
7.673 [kg]	8.865 [kg]	9.172 [kg]	8.817 [kg]	7.739 [kg]

Figura 6. Schema carichi variabili da traffico

In favore di sicurezza, è stato considerato un carico che prevede 100 kN per asse, disposto secondo lo schema in figura, in modo da tener conto dei diversi veicoli che transiteranno sulla linea.



I coefficienti di incremento dinamico Φ che aumentano l'intensità dei modelli di carico definiti in 5.2.2.2.1 si assumono pari a Φ_2 o Φ_3, in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \le \Phi_2 \le 1,67 \qquad [5.2.6]$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \le \Phi_3 \le 2,00 \qquad [5.2.7]$$

Φ_3 (30m) =1.14

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico β (inserito per tener conto del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in funzione della lunghezza caratteristica L_ϕ dell'elemento, dato da:

$\beta = 1,0$ per $L_\phi \le 8$ m ed $L_\phi > 90$ m

$\beta = 1,1$ per $8 \text{ m} < L_\phi \le 90$ m

β = 1.1

5.3.1 Forza longitudinale frenamento/avvio

L'azione di frenatura e accelerazione è stata considerata con una forza longitudinale di 8.7 kN/m applicata sulla trave ad U pari al 30% del carico verticale (si veda ACI 343.1R-12).

5.3.2 Serpeggio

L'azione di serpeggio applicata è la seguente:

- $F_{serpeggio}$ = 100 KN

5.4 Carico variabile folla

Viene preso in considerazione un carico superficiale di 5 kN/m² sui binari laterali sopra le travi della piastra principale:

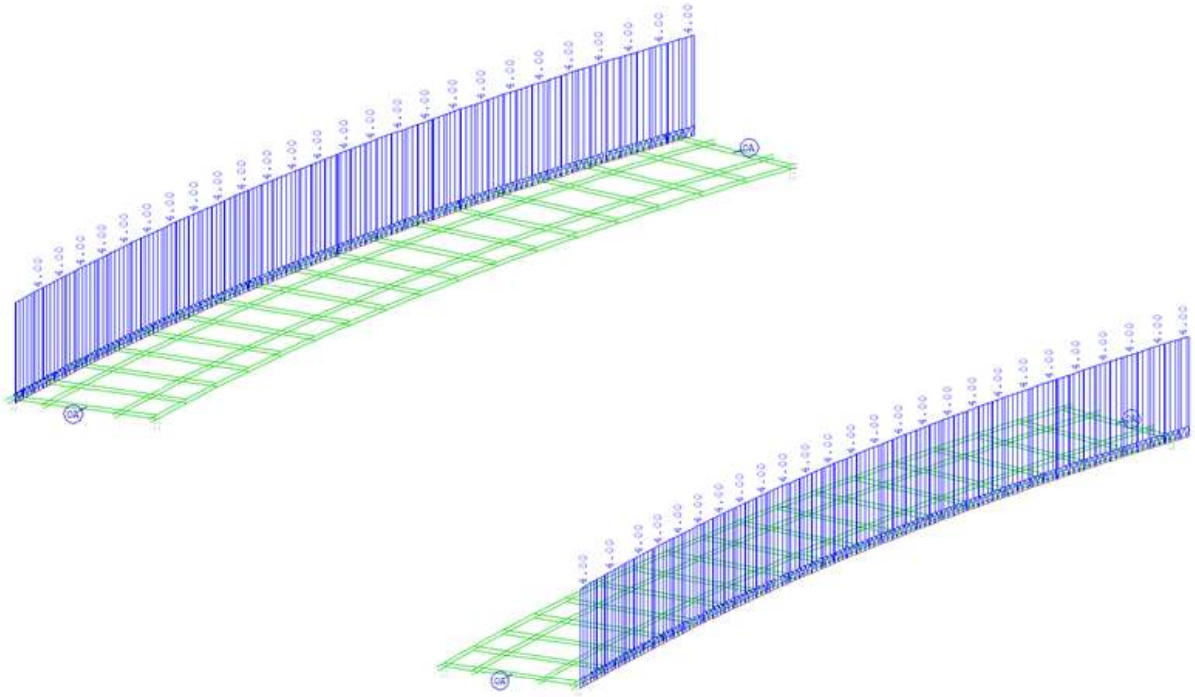


Figura 7. Carichi variabile folla sui binari laterali

5.5 Azione del Vento

Regione			Liguria	Zona 7
Altitudine sul livelo del mare	a_s =	30.0	[m]	

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 3.3.1 – *Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano*

3.3.1 Velocità base di riferimento

Velocità base di riferimento al livello del mare		$v_{b,0}$ =	28.0	[m/s]
parametri tabella 3.I		a_0 =	1000	[m]
parametri tabella 3.I		k_a =	0.54	[1/s]
Coefficiente di altitudine	c_a=1 per $a_s \le a_0$; c_a=1+k_a(a_s/a_0 -1) per a_s>a_0	c_a =	1.0	
Velocita base di riferimento	$v_b = v_{b,0} c_a$	v_b =	28.0	[m/s]

3.3.2 Velocità di riferimento

Periodo di ritorno		T_R =	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	$c_r = 0.75\ (1-0.2\ \ln(-\ln(1-1/T_R)))^{0.5}$	c_r =	1.00	
Velocita di riferimento di progetto	$v_r = v_b c_r$	v_r =	28.0	[m/s]

3.3.6 Pressione cinetica di riferimento

		ρ_{aria} =	1.25	[kg/m^3]
Pressione cinetica di riferimento	$q_r = 0.5\ \rho\ v_r^2$	**q_r =**	**0.49**	[kN/m^2]

3.3.7 Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità de terreno			D	
Distanza dalla costa e altitudine			mare-costa	
Categoria di esposizione del sito			III	
Coefficiente di topografia		c_t =	1.0	
Fattore di terreno		k_r =	0.20	
Lunghezza di rugosità		z_0 =	0.10	[m]
Altezza minima		z_{min} =	5.00	[m]
Coefficiente di esposizione	per $z > z_{min}$ $c_e(z) = k_r^2\ c_t\ \ln(z/z_0)\ (7+c_t \ln(z/z_0))$	z_{bar} =	12.7	[m]
	per $z \le z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$	$c_e(z)$ =	2.30	
Pressione cinetica di picco		**q_p =**	**1.13**	[kN/m^2]

- Vento in direzione trasversale

  Trasversalmente si tiene conto di un coefficiente di forza pari a 1,8 e 2,4 per gli effetti del vento sul ponte rispettivamente senza e con traffico.

- Vento in direzione verticale

In verticale viene preso in considerazione l'effetto del vento sui pannelli fotovoltaici senza traffico con un coefficiente di forza di 0,2.

5.6 Azione della temperatura

Essendo l'impalcato isostatico, gli effetti di un cambiamento uniforme di temperatura risultano trascurabili.

Il gradiente verticale di temperatura è considerato solo per le travi trasversali, le quali esercitano una variazione di temperatura di +/-10°C nella soletta dell'impalcato.

5.7 Azione da ritiro e viscosità

- Il creep viene considerato utilizzando un rapporto modulare nL a tempo infinito per il calcestruzzo:

Type of load	ψ_L	t_0 (days)	n_L
SIDL	1.10	28	16.40
Shrinkage	0.55	1	15.69
Live loads and Temperature		∞	6.16

Tabella 1.Rapporto modulare – C35

- Il valore del ritiro a tempo infinito (UR=80%): $\varepsilon = 2{,}52\ 10^4$ per calcestruzzo normale

5.8 Spinta del terreno

All'interno del modello, in corrispondenza delle pile interrate, è stata applicata un'azione triangolare rappresentativa la spinta del terreno avente un peso specifico pari a $\gamma = 19\ kN/m^3$ e un angolo d'attrito $\phi = 30°$.

$S_T = \gamma z k_0 B = 19\ kN/m3 * 6.4m * 0.5 * 5m = 304\ kN/m$

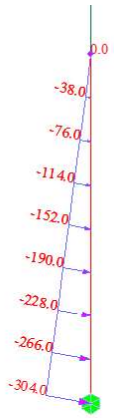


Figura 8. Spinta statica del terreno

5.9 Azione variabile

L'azione variabile sul terrapieno considerata è pari a 20 kPa.

$S_T = qk_0 B = 20 \text{ kN/m2} * 0.5 * 5\text{m} = 50 \text{ kN/m}$

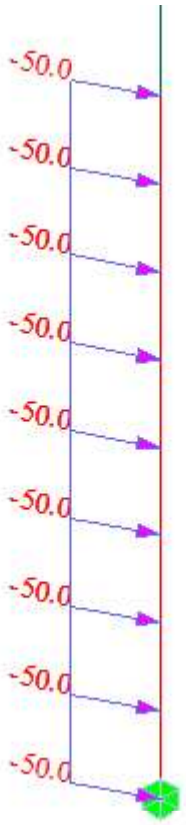


Figura 9. Spinta dovuta al carico variabile

5.10 Incremento dinamico spinta del terreno (Wood)

L'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

$\Delta Hsis = \gamma k_h H B = 19kN/m3 * 0.129 * 6.4m * 5m = 78.4 kN/m$

Con $k_h = \beta a_{max}/g = 1*0.086g*1.5 = 0.129g$

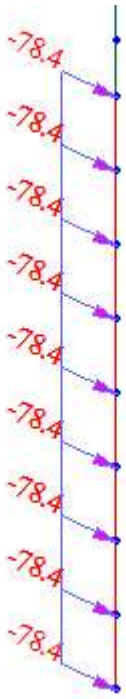


Figura 10. Sovraspinta sismica

5.11 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito e sottosuolo tipo C;

Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.11.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Il progetto è di un'opera ordinaria, appartenendo dunque al Tipo 2 - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2.Tabella 2.4.I D.M. 17/01/2018

Il tipo di costruzione 2 prevede una Vita Nominale **VN ≥ 50 anni.**

5.11.2 Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera individua il grado di prestazione atteso dalla struttura in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella fase di progetto questo concetto si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la struttura risulta importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse.

La Normativa suddivide gli edifici in quattro categorie e l'edificio in oggetto rientra in Classe III

- Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 11. §2.4.2 D.M. 17/01/2018

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito al variare della classe d'uso e vale 1.5.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Figura 12. Tabella 2.4.II D.M. 17/01/2018

5.11.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad una vita di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu. Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico si assume un valore pari a 1.5.

VR = VN x Cu = 50 anni x 1.5= 75 anni

Fissata la vita di riferimento VR, i due parametri TR e PVR sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln\left(1 - P_{V_R}\right)}$$

Le probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è pari all'83% nel caso di stato limite di operatività SLO, 63% nel caso dello stato limite di esercizio SLD mentre è pari al 10% nel caso dello stato limite ultimo SLV.

Tabella 3.2.I – *Probabilità di superamento* P_{V_R} *al variare dello stato limite considerato*

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 3.Tabella Probabilità di superamento



Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale VN =50
- periodo di riferimento pari a VR = 75

5.11.4 Caratterizzazione sismica del sito

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle Norme Tecniche:

Categoria A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria E: Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

Categoria S1: Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu,30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

Categoria S2: Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

In base alla stratigrafia considerata e ai dati delle prove disponibili indicati nelle indagini geologiche, in questa fase di progettazione si assume, che i terreni di progetto possono essere definiti appartenenti a terreni di **Categoria C**.

5.11.5 Caratterizzazione topografica del sito

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione

- T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati e inclinazione media i ≤ 15°;
- T2: Pendii con inclinazione media i > 15°;
- T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°;
- T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°;

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

5.11.6 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC-2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente S=SSxST e di CC in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che seguono.

Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 4.Tabelle 3.2. V – 3.2.VI D.M. 17/01/2018

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a ST = 1.00

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a SS = 1,50 (SLV)

5.11.7 Modellazione dell'azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018). Ai fini delle NTC2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra loro indipendenti (3.2.3 – NTC2018). Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di ag variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2018:

$$0 \le T \le T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

5.11.8 Fattore di struttura

Come già precedentemente accennato agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche dovute al sisma, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, tale aspetto è tenuto in conto riducendo gli spettri di risposta con il fattore di struttura q.

Calcolo del fattore di struttura in direzione X e Y

La struttura è stata considerata **non dissipativa**, pertanto il valore del fattore di struttura è pari a:

Fattore di struttura sisma orizzontale in direzione x e y: **q = 1.00** (struttura in campo elastico).

5.11.9 Azioni Sismiche di Progetto

Interpolando i valori rispetto ai tempi di ritorno per le azioni previste nel Comune di Genova si hanno i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.030	2.527	0.206
SLD	75	0.037	2.547	0.227
SLV	712	0.086	2.517	0.288
SLC	1462	0.111	2.501	0.295

- Per lo SLV (stato limite di salvaguardia della vita umana), per il sito in esame si ha:
  - Tr = 712 anni Periodo di ritorno
  - ag = 0.086 g Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido
  - F0 = 2.517 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro orizzontale

La risposta sismica locale in questa fase progettuale non viene presa in conto, pertanto, verranno adottati gli spettri suggeriti dalla normativa.

Si riportano gli spettri adottati:

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

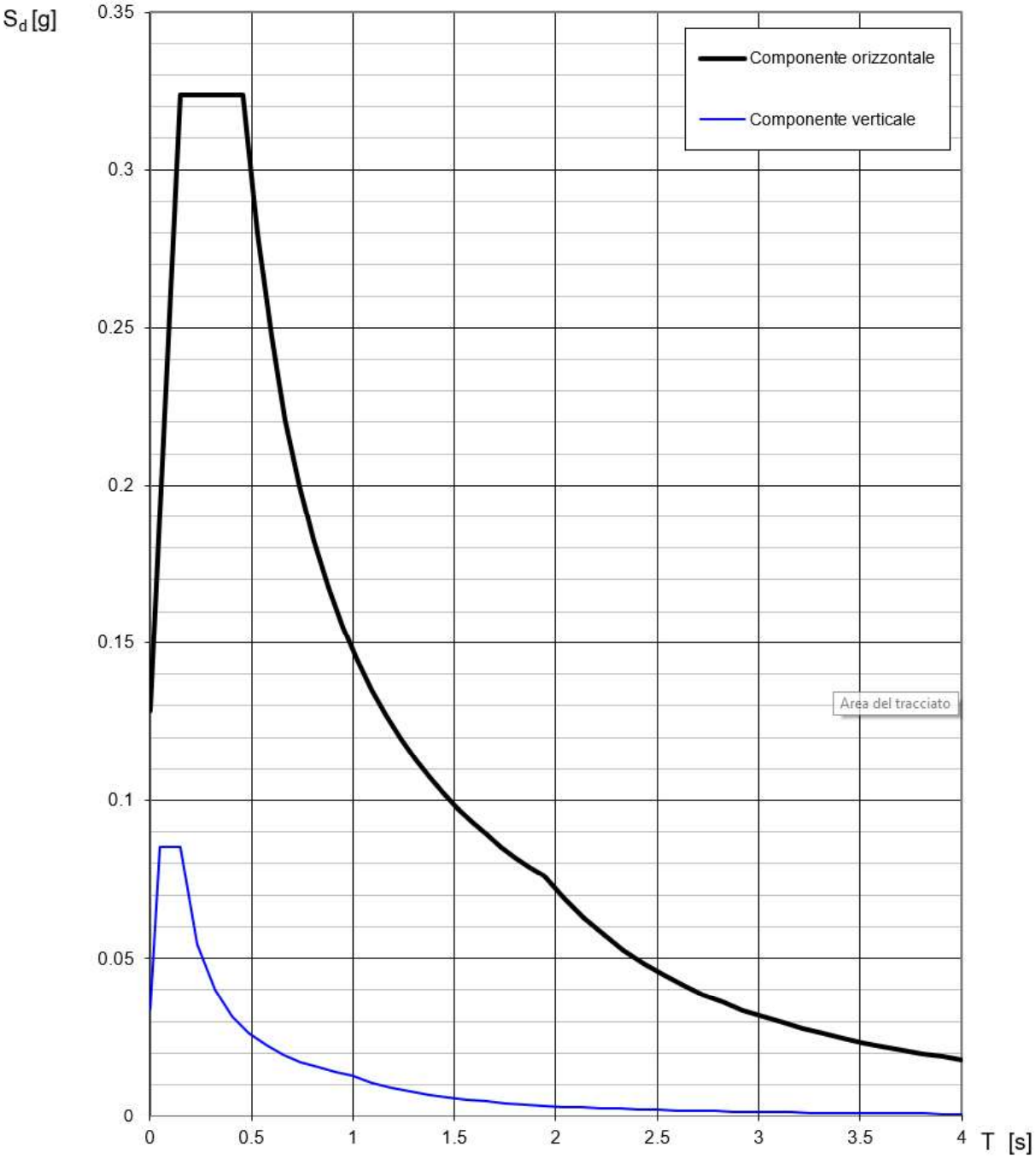


Figura 13. Spettro SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.086 g
F_o	2.517
T_C^*	0.288 s
S_S	1.500
C_C	1.583
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.456 s
T_D	1.943 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

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-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.129
T_B	0.152	0.324
T_C	0.456	0.324
	0.527	0.280
	0.598	0.247
	0.669	0.221
	0.739	0.200
	0.810	0.182
	0.881	0.168
	0.952	0.155
	1.023	0.144
	1.093	0.135
	1.164	0.127
	1.235	0.120
	1.306	0.113
	1.377	0.107
	1.447	0.102
	1.518	0.097
	1.589	0.093
	1.660	0.089
	1.730	0.085
	1.801	0.082
	1.872	0.079
T_D	1.943	0.076
	2.041	0.069
	2.139	0.063
	2.237	0.057
	2.335	0.053
	2.433	0.048
	2.531	0.045
	2.629	0.042
	2.726	0.039
	2.824	0.036
	2.922	0.034
	3.020	0.031
	3.118	0.029
	3.216	0.028
	3.314	0.026
	3.412	0.025
	3.510	0.023
	3.608	0.022
	3.706	0.021
	3.804	0.020
	3.902	0.019
	4.000	0.018

Figura 14. Parametri sismici SLV

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Verranno combinati i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

G1 + G2 + P + Qk1 + Ψ02Qk2 + Ψ03Qk3+ …

Combinazione frequente SLE

G1 + G2 + P + Ψ11Qk1 + Ψ22Qk2 + Ψ23Qk3 + …

Combinazione quasi permanente SLE

G1 + G2 + P + Ψ21Qk1 + Ψ22Qk2 + Ψ23Qk3 + …

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

E + G1 + G2 + P + Ψ21Qk1 + Ψ22Qk2 + …

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

Tabella 5.Tabelle 5.1.VI D.M. 17/01/2018

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2);

- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

Tab. 5.2.V - *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

Coefficiente			EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Ballast[3]	favorevoli sfavorevoli	γ_{B}	0,90 1,50	1,00 1,50	1,00 1,30
Azioni variabili da traffico[4]	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,45	0,00 1,45	0,00 1,25
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Precompressione	favorevole sfavorevole	γ_{P}	0,90 1,00[5]	1,00 1,00[6]	1,00 1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole sfavorevole	γ_{Ced}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tabella 6.Tabelle 5.1.V D.M. 17/01/2018

7. MODELLO DI CALCOLO

La modellazione strutturale delle sottostrutture è stata realizzata attraverso il software MIDAS Civil (codice seriale licenza CFENCIV0000703).

La modellazione 3D dell'impalcato è stata realizzata con il software Sofistik.

L'impalcato è stato modellato per ciascuna delle campate attraverso degli elementi tipo beam monodimensionali rappresentativi la trave ad U, la cui sezione presenta un'altezza costante lungo la parte centrale di ciascuna campata, mentre in corrispondenza degli appoggi assume un andamento variabile.

Per facilitare la comprensione della geometria dell'impalcato, riportiamo nel seguito una rappresentazione relativa una singola campata:

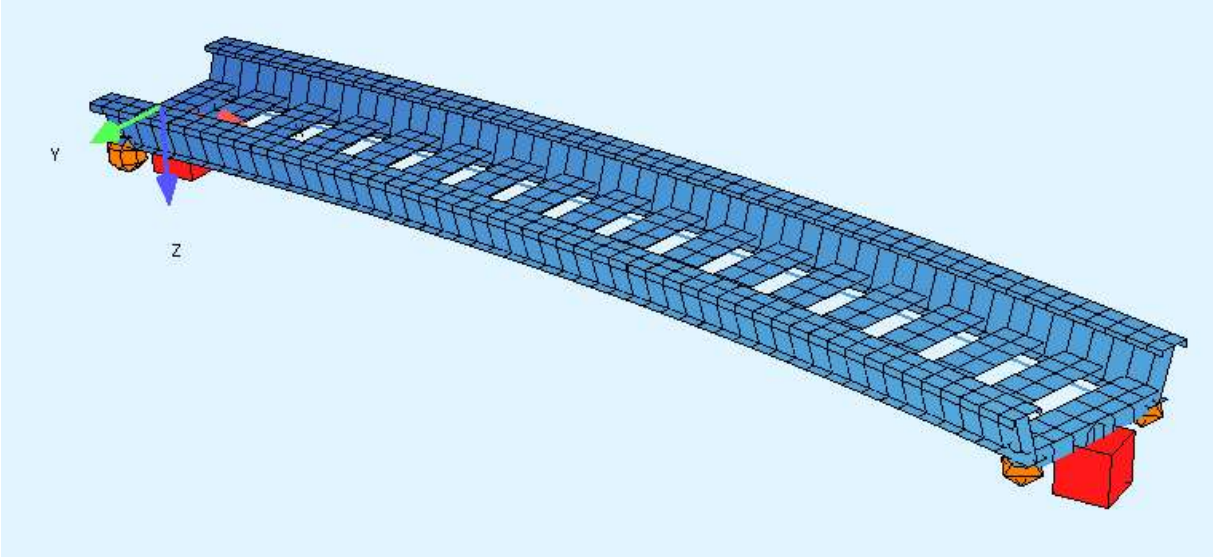


Figura 15. Vista longitudinale e isometrica impalcato

L'appoggio di ciascuna campata dell'impalcato alla struttura sottostante è schematizzato attraverso dei vincoli esterni rigid link collegati a dei vincoli elastici (elastic link) ai quali sono state assegnate rigidezze equivalenti ai dispositivi di appoggio secondo uno schema fisso-mobile.

L'incastro alla base di ciascuna delle pile del modello è schematizzato per mezzo di un vincolo "support" esterno avente tutti i gradi di libertà vincolati.

I pulvini sono stati modellati attraverso elementi beam monodimensionali al fine di schematizzare la geometria di ciascuno di essi, riportiamo nel seguito una rappresentazione 3d di un pulvino:

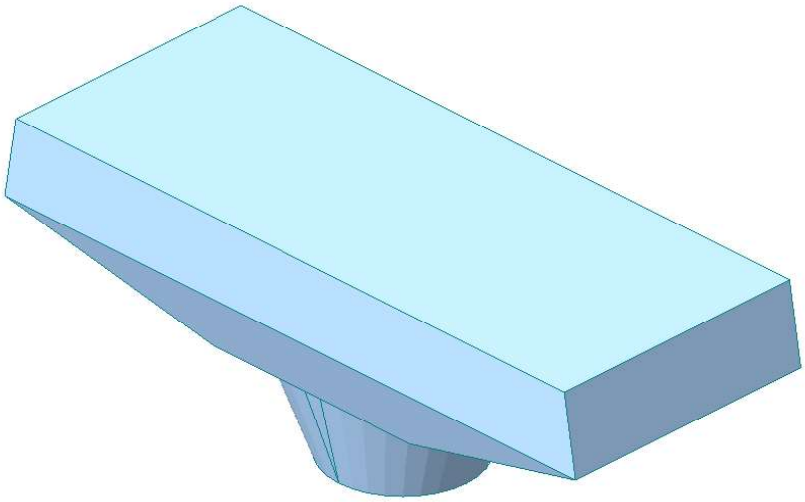


Figura 16. Vista assonometrica pulvino

Per quanto concerne la geometria delle pile, queste sono state modellate per mezzo di elementi beam monodimensionali, riportiamo nel seguito una rappresentazione estrapolata dal modello che ne chiarisca la geometria:

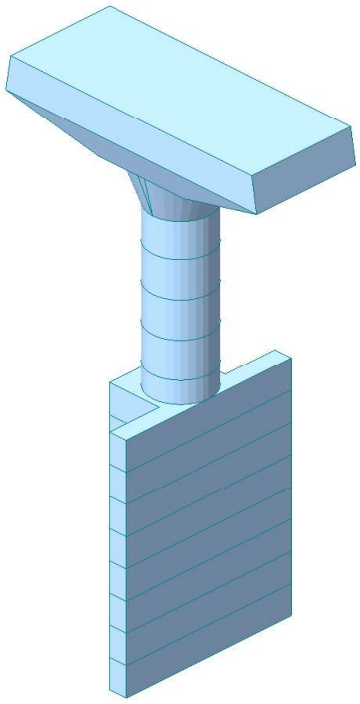


Figura 17. Pila opere di linea

8. CALCOLO IMPALCATO

8.1 Geometria e modellazione

Il modello 3D dell'impalcato è realizzato con il software Sofistik attraverso l'impiego di elementi beam.

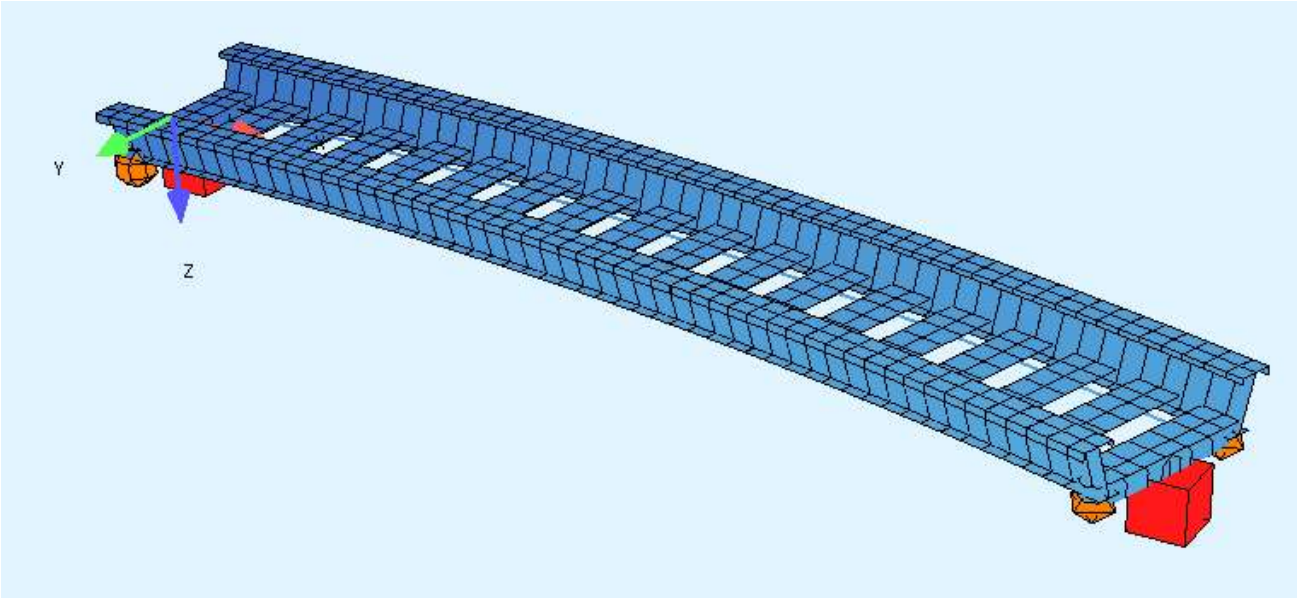
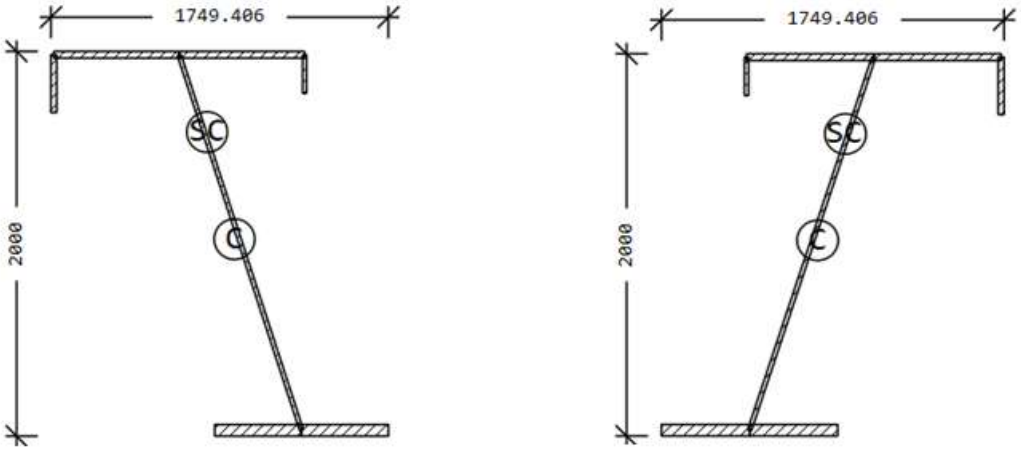
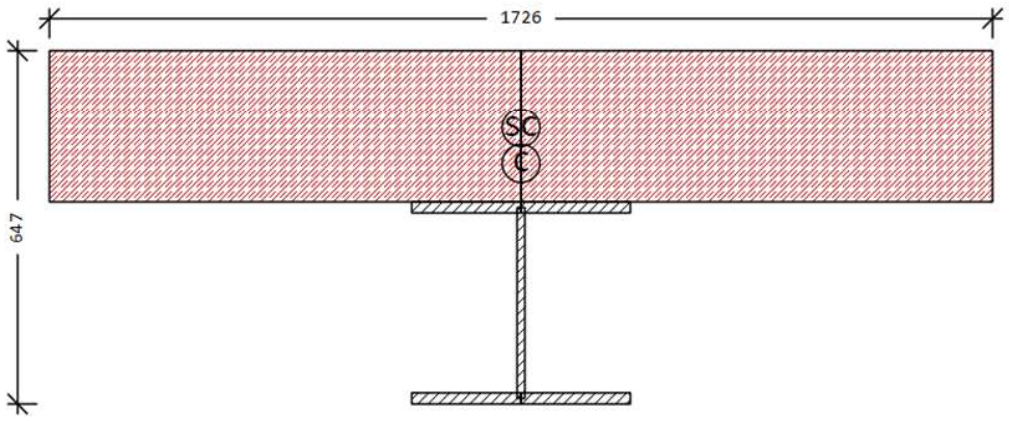


Figura 18. Rappresentazione modello 3D

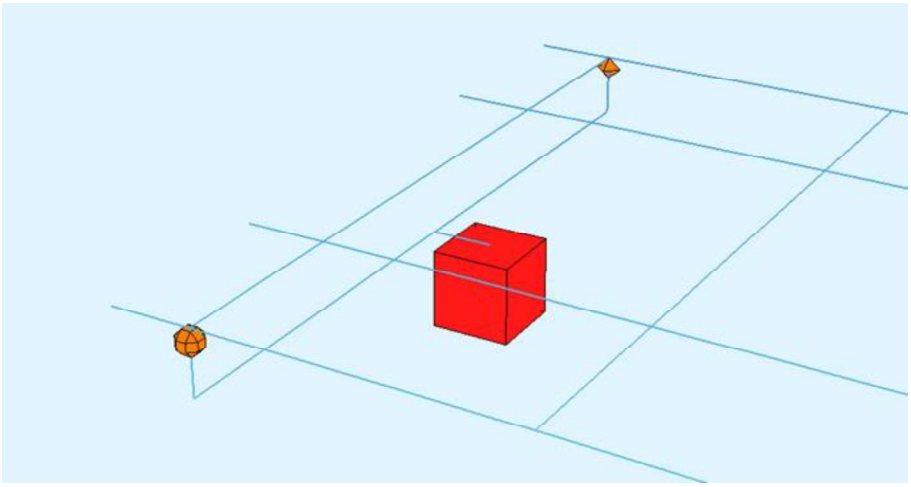
- Le travi principali laterali sono modellate attraverso la loro sezione trasversale lorda;



- Le travi trasversali sono modellate attraverso la loro sezione trasversale lorda in acciaio e la parte efficace della soletta dell'impalcato interessata da ciascuna trave;



- Gli appoggi sono rappresentati da due travi «rigide» con cerniera ad un'estremità (vedi figura sotto)



8.2 Computo Carpenterie metalliche

8.3 Impalcato L=45 m

Length at bridge's central axis	5 x 2.571m	7 x 2.571m	5 x 2.571m
Length at bridge's central axis [m]	12.855	17.997	12.855
Exterior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	35	45	35
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	60	70	60
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	20		
top flange stiffener right height	200		
top flange stiffener left thickness	30		
top flange stiffener left height	300		
Interior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	35	45	35
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	60	70	60
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	30		
top flange stiffener right height	300		
top flange stiffener left thickness	20		
top flange stiffener left height	200		
Linear Weight	**4.26 tons/ml**		

Figura 19. Carpenterie metalliche impalcato L=45m

8.4 Impalcato curvilineo L=32 m – R=150 m

Length at bridge's central axis	4 x 2.558m	4 x 2.558m	4 x 2.558m
Length at bridge's central axis [m]	10.232	10.232	10.232
Exterior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	20	20	20
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	30	30	30
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	20		
top flange stiffener right height	200		
top flange stiffener left thickness	20	30	20
top flange stiffener left height	300		
Interior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	20	20	20
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	30	30	30
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	20	30	20
top flange stiffener right height	300		
top flange stiffener left thickness	20		
top flange stiffener left height	200		
Linear Weight	**2.10 tons/ml**		

Figura 20. Carpenterie metalliche impalcato curvilineo L=32m – R=150m

8.5 Impalcato rettilineo L=32 m

Length at bridge's central axis	4 x 2.558m	4 x 2.558m	4 x 2.558m
Length at bridge's central axis [m]	10.232	10.232	10.232
Exterior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	20	20	20
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	30	30	30
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	20		
top flange stiffener right height	200		
top flange stiffener left thickness	20	30	20
top flange stiffener left height	300		
Interior plate girder			
top flange width	1300		
top flange thickness	20	20	20
web thickness	20	15	20
bot. Flange thickness	30	30	30
bot. Flange width	900		
top flange stiffener right thickness	20	30	20
top flange stiffener right height	300		
top flange stiffener left thickness	20		
top flange stiffener left height	200		
Linear Weight	**2.10 tons/ml**		

Figura 21. Carpenterie metalliche impalcato rettilineo L=32m

8.6 Sollecitazioni impalcato SLU

In questa fase limiteremo la sollecitazione di compressione a circa 300 MPa nelle due travi laterali in modo da tenere conto delle instabilità locali delle piastre di acciaio.

8.6.1 Impalcato L=45 m

La figura seguente mostra la distribuzione delle sollecitazioni di compressione/trazione lungo le travi laterali, rispettivamente esterne ed interne, per le combinazioni di carico più sfavorevoli:

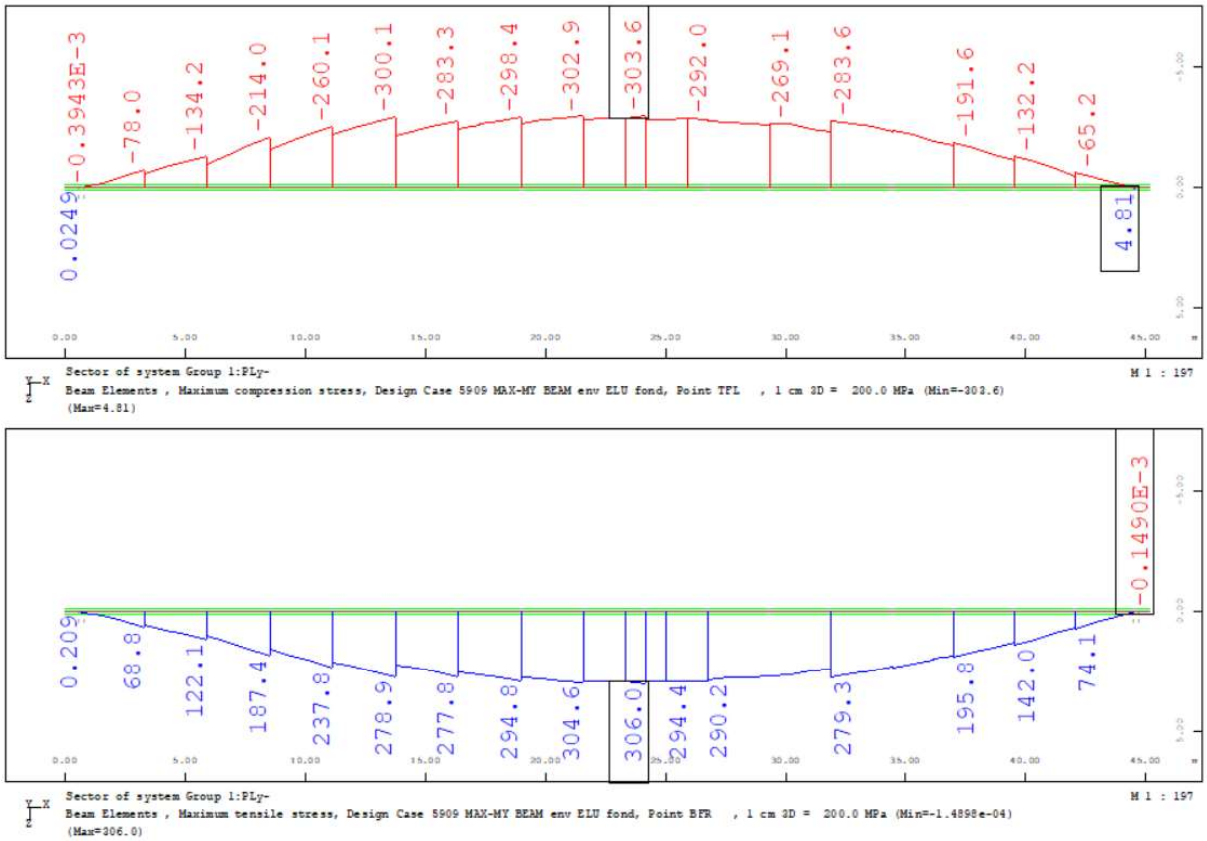


Figura 22. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato da 45 m

8.6.2 Impalcato curvilineo L=32 m – R=150 m

La figura seguente mostra la distribuzione delle sollecitazioni di compressione/trazione lungo le travi laterali, rispettivamente esterne ed interne, per le combinazioni di carico più sfavorevoli:

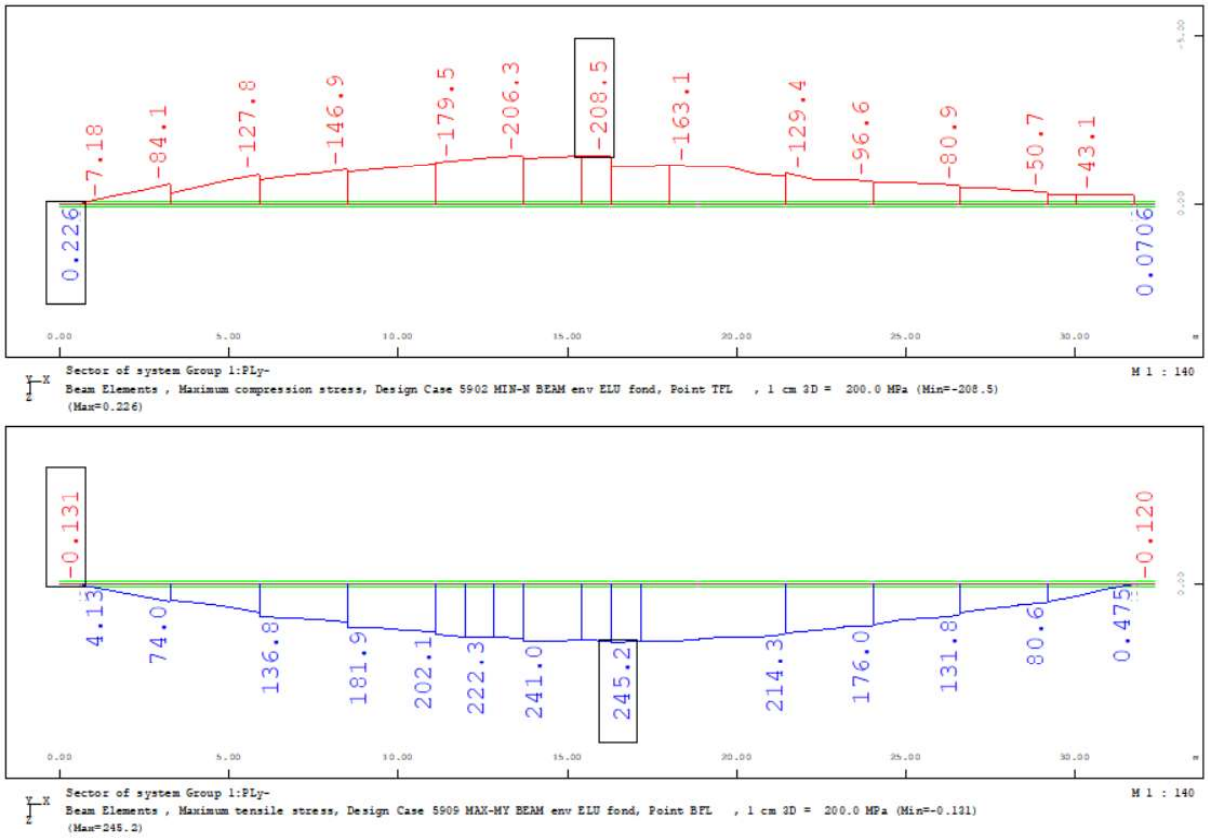


Figura 23. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato curvilineo da 32 m – R=150 m

8.6.3 Impalcato rettilineo L=32 m

La figura seguente mostra la distribuzione delle sollecitazioni di compressione/trazione lungo le travi laterali, rispettivamente esterne ed interne, per le combinazioni di carico più sfavorevoli:

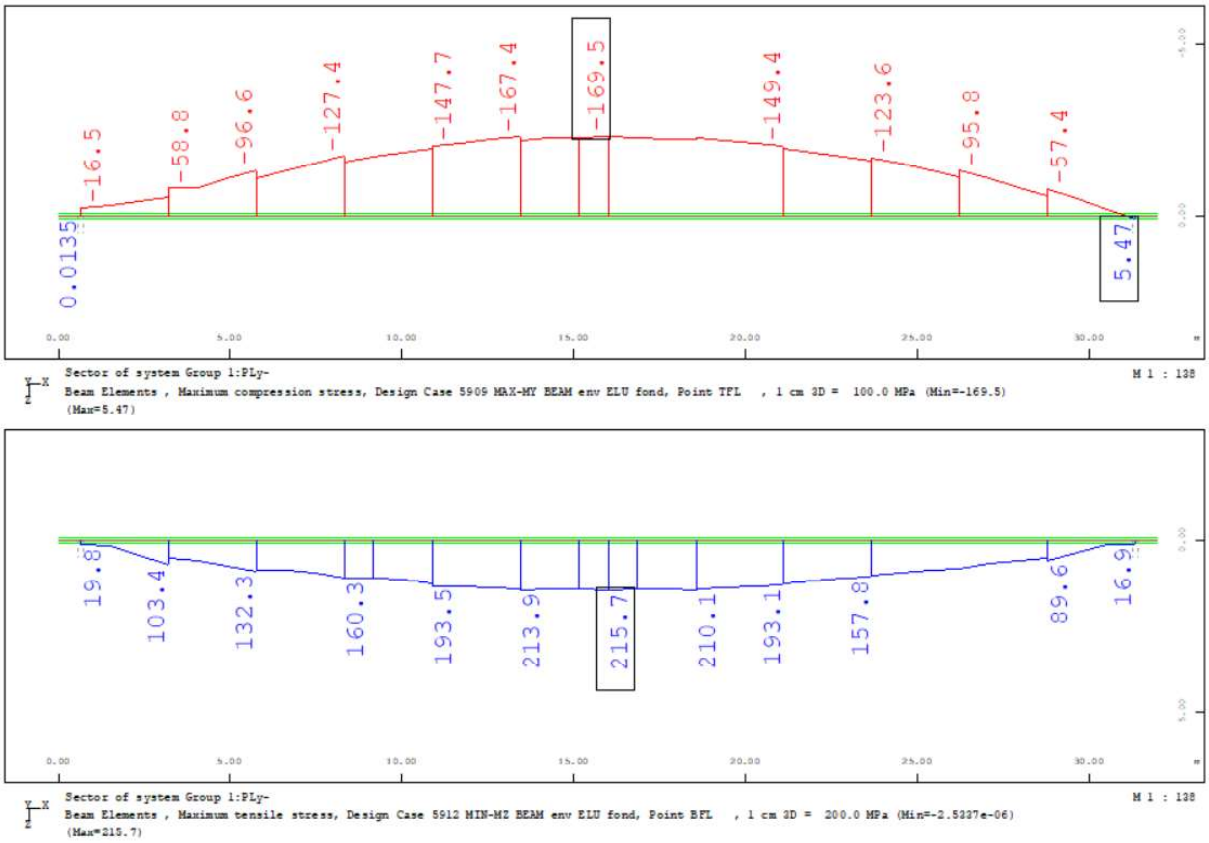
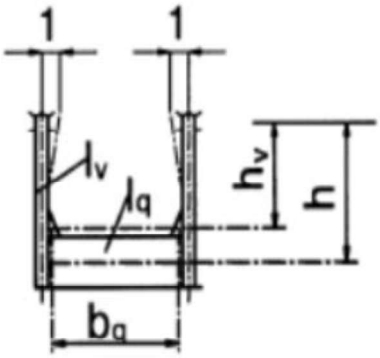


Figura 24. Distribuzione max/min delle sollecitazioni assiali nelle travi laterali per impalcato rettilineo da 32 m

8.7 Verifica di stabilità globale

Al fine di verificare l'instabilità torsionale laterale delle travi principali in acciaio (travi esterne) in servizio, torniamo allo studio dell'instabilità laterale dell'ala superiore compressa a metà campata. Si presuppone che la flangia sia supportata su cuscinetti elastici sugli irrigidimenti verticali e sui controventi che formano un telaio a forma di U. La stabilità laterale della trave è quindi legata alla rigidezza di questi telai, che valutiamo innanzitutto con la tabella D.3 – EN 1993-2.



$$C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$$

C= 32 350 kN/m

con h=2m, hv=1.63m, Iv=42 697cm4, Iq=392 219cm4 e bq=6.1m

In secondo luogo, calcoliamo il carico critico per l'instabilità laterale. La sollecitazione assiale media nella flangia superiore è 269MPa, ciò corrisponde ad una forza NEd = 19.233 MN. Si noti che le sollecitazioni assiali medie sono dovute a tutte le forze (NEd, My,Ed, Mz,Ed e il bi-momento Bw,Ed dovuto al momento di torsione secondario) nella sezione trasversale della trave principale in acciaio.

Troviamo un carico critico per l'instabilità: Ncr = 225.336 MN

e la resistenza all'instabilità della flangia superiore: $N_{b,Rd}$ = 20.701 MN (curva “d” e γ_{M1}=1.1)

$N_{Ed}/N_{b,Rd}$= 0.9 < 1.0 → OK

Nota: poiché le sollecitazioni assiali nelle ali superiori risultano essere maggiori nella configurazione d’impalcato avente L =45 m e raggio 150 m, è possibile affermare che tale verifica vale anche nei casi di impalcato avente L=32 m e raggio 150m, impalcato rettilineo avente L=32 m e L=16m

8.8 Verifica delle travi trasversali

In questo paragrafo, controlliamo che le sollecitazioni assiali e di taglio nelle piastre di acciaio rimangano al di sotto del limite di snervamento f_y/γ_{M0}. Le travi trasversali sono realizzate con travi composite (acciaio cls).

La luce angolare dell'impalcato avente lunghezza pari a 45 m e raggio di 150 m risulta essere significativa. Le travi trasversali, essendo incastrate in quelle principali, risultano essere caratterizzate da un significativo momento flettente negativo. Andremo ad eseguire le verifiche in due sezioni differenti delle seguenti travi: all'incasso senza calcestruzzo e armature e a metà campata con la soletta in calcestruzzo.

Momento flettente negativo:

SECTION CHARACTERISTICS							
		SW (steel+concrete)	Shrinkage	SIDL	Metro		
axial force	N_{Ed} =	-	- 120	-	-	kN	
bending moment	$M_{y,Ed}$ =	- 259	- 74	- 122	- 287	kN.m	
neutral axis	z_G =	185	185	185	185	mm	
gross area	A =	206,20	206,20	206,20	206,20	cm^2	
second moment of inertia	I_{yy} =	53 246	53 246	53 246	53 246	cm^4	
GROSS STRESSES : (+) compression (-) tension						Somme	
axial stress in upper flange	$\sigma_{x,Ed}$ =	-90	-20	-42	-100	-252	Mpa
axial stress in lower flange	$\sigma_{x,Ed}$ =	90	32	42	100	263	Mpa
axial stress in reinforcement (top)	$\sigma_{s,Ed}$ =	0	0	0	0	0	Mpa
axial stress in reinforcement (bottom)	$\sigma_{s,Ed}$ =	0	0	0	0	0	Mpa
axial stress in concrete (top)	$\sigma_{c,Ed}$ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Mpa
axial stress in concrete (bottom)	$\sigma_{c,Ed}$ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Mpa

Momento flettente positivo:

SECTION CHARACTERISTICS							
		SW (steel+concrete)	Shrinkage	SIDL	Metro		
axial force	N_{Ed} =	-	120	-	-	kN	
bending moment	$M_{y,Ed}$ =	111	- 74	68	437	kN.m	
neutral axis	z_G =	185	185	185	185	mm	
gross area	A =	206,20	206,20	206,20	206,20	cm^2	
second moment of inertia	I_{yy} =	53 246	53 246	53 246	53 246	cm^4	
GROSS STRESSES : (+) compression (-) tension						Somme	
axial stress in upper flange	$\sigma_{x,Ed}$ =	39	-32	24	152	182	Mpa
axial stress in lower flange	$\sigma_{x,Ed}$ =	-39	20	-24	-152	-194	Mpa
axial stress in reinforcement (top)	$\sigma_{s,Ed}$ =	0	0	0	0	0	Mpa
axial stress in reinforcement (bottom)	$\sigma_{s,Ed}$ =	0	0	0	0	0	Mpa
axial stress in concrete (top)	$\sigma_{c,Ed}$ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Mpa
axial stress in concrete (bottom)	$\sigma_{c,Ed}$ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Mpa

8.9 Verifica di deformazione da carichi da traffico

8.9.1 Impalcato L=45m

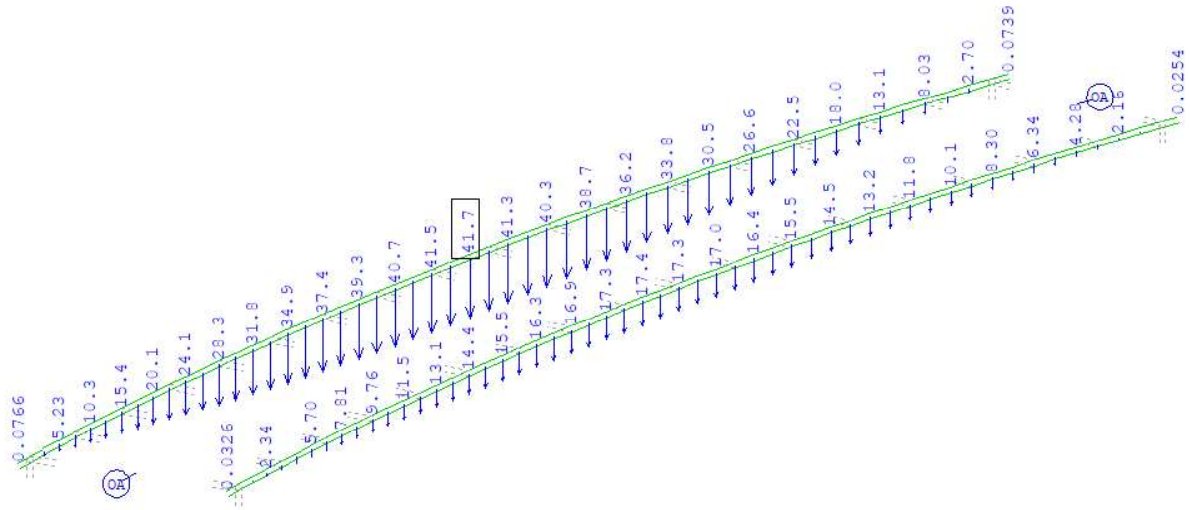


Figura 25. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato L=45 m

Lo spostamento massimo consentito è considerato L/800 = 57 mm. L'impalcato è conforme ai criteri di deformazione verticale.

8.9.2 Impalcato curvilineo L=32m – R=150m

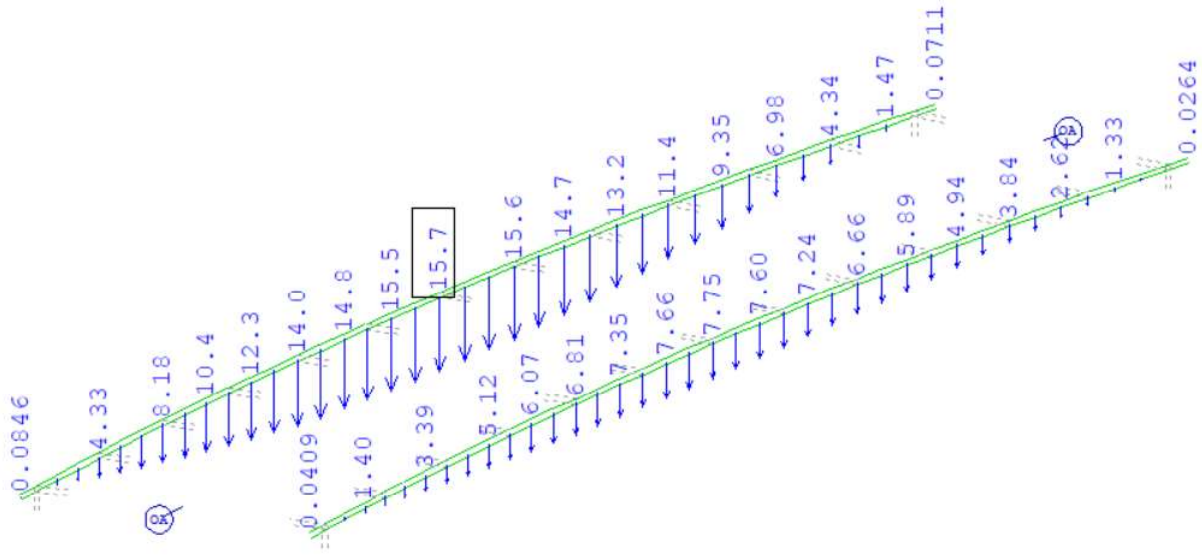


Figura 26. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato curvilineo L=32m – R=150 m

Lo spostamento massimo consentito è considerato L/800 = 40 mm. L'impalcato è conforme ai criteri di deformazione verticale.

8.9.3 Impalcato rettilineo L=32m

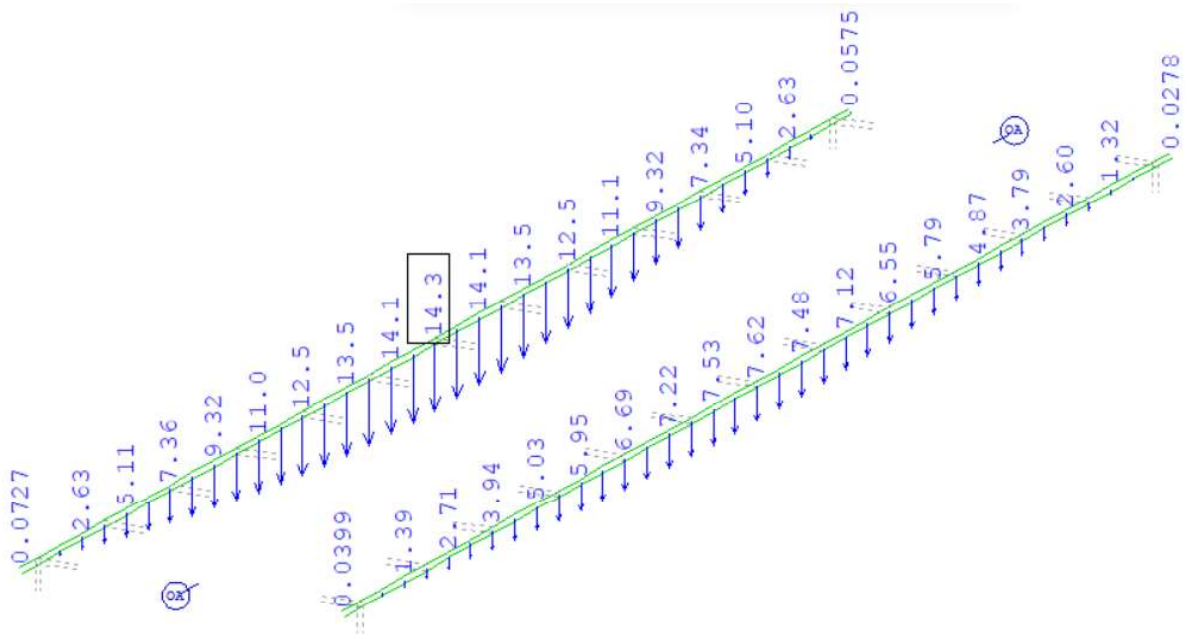


Figura 27. Spostamento verticale massimo da carichi di traffico impalcato rettilineo L=32m

Lo spostamento massimo consentito è considerato L/800 = 40 mm. L'impalcato è conforme ai criteri di deformazione verticale.

9. CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

9.1 Pile – zona corrente

9.1.1 Sollecitazioni SLU

Si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione dell'inviluppo delle combinazioni SLU.

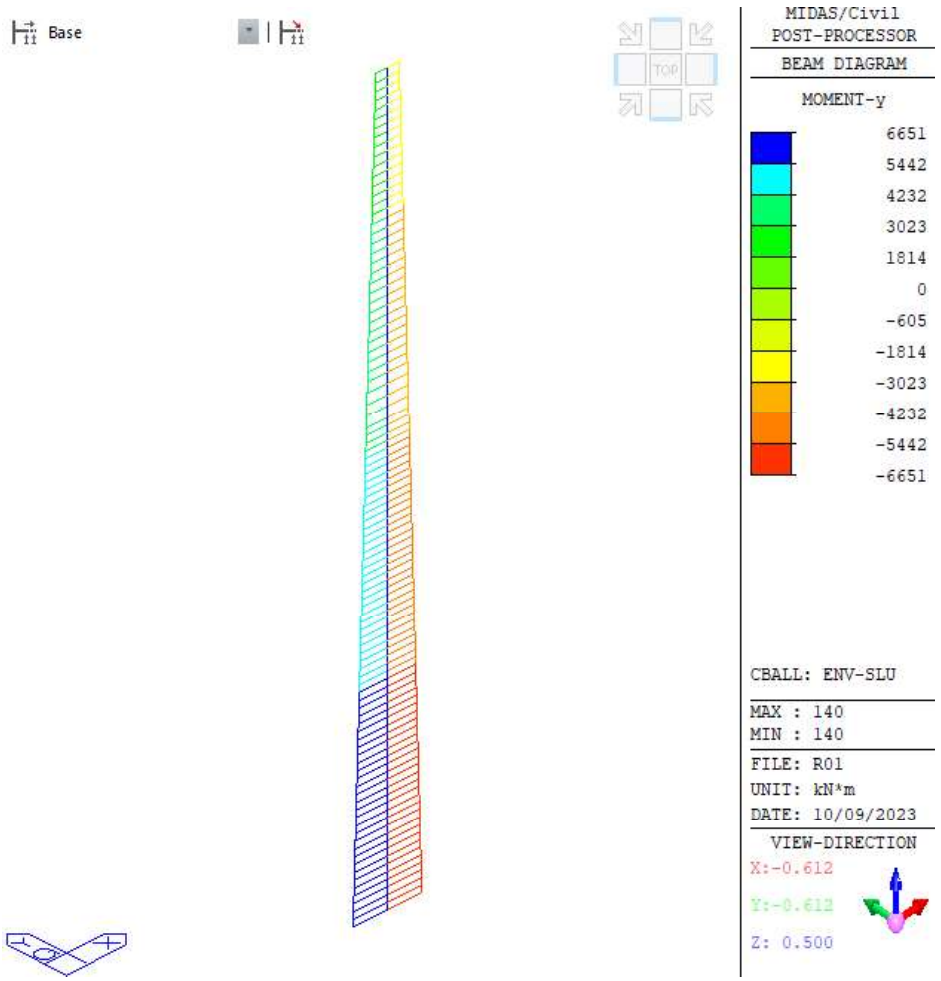


Figura 28. Diagramma momento flettente My inviluppo SLU

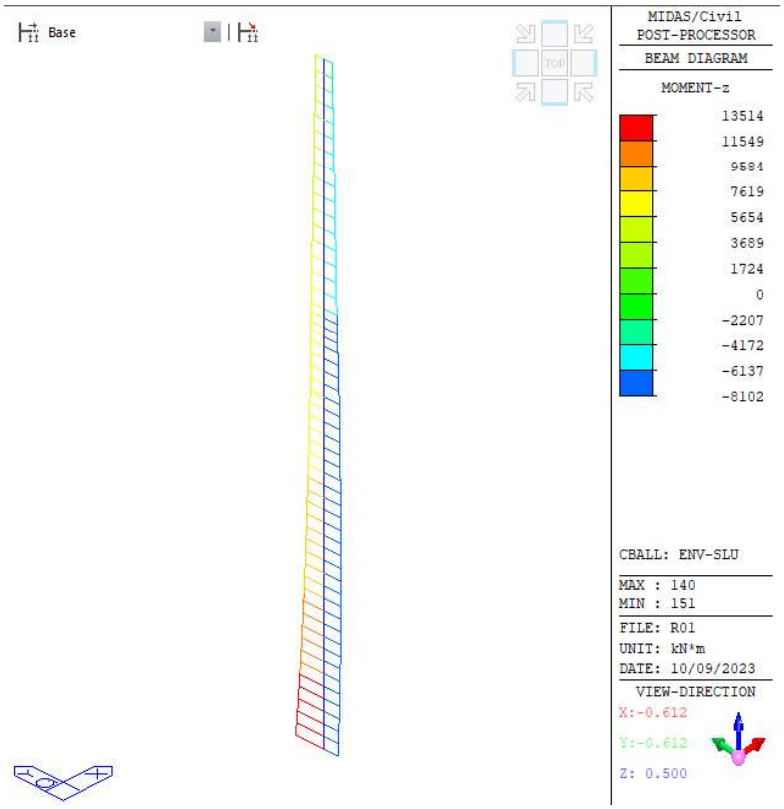


Figura 29. Diagramma momento flettente Mz inviluppo SLU

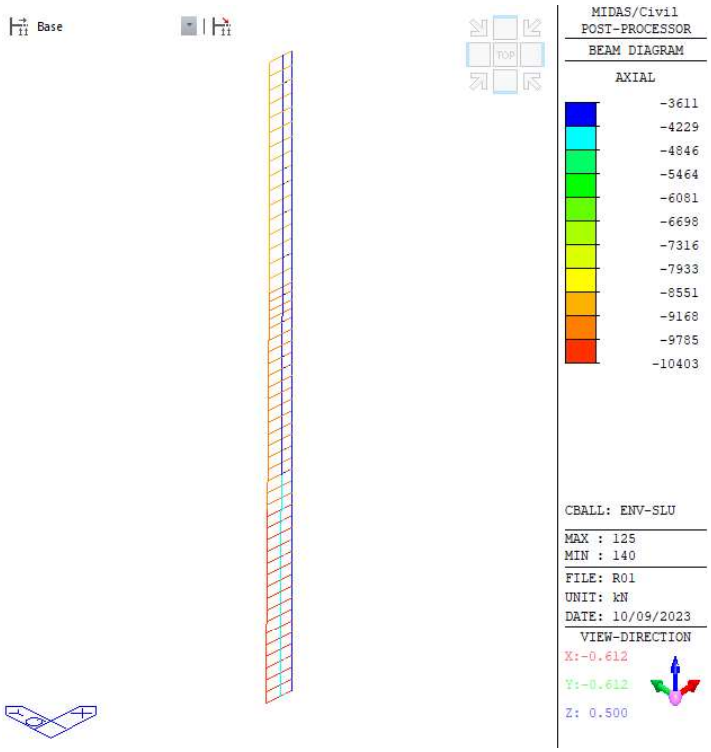


Figura 30. Diagramma sforzo assiale inviluppo SLU

9.1.2 Sollecitazioni SLV

Si riportano di seguito i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione dell'inviluppo delle combinazioni SLV.

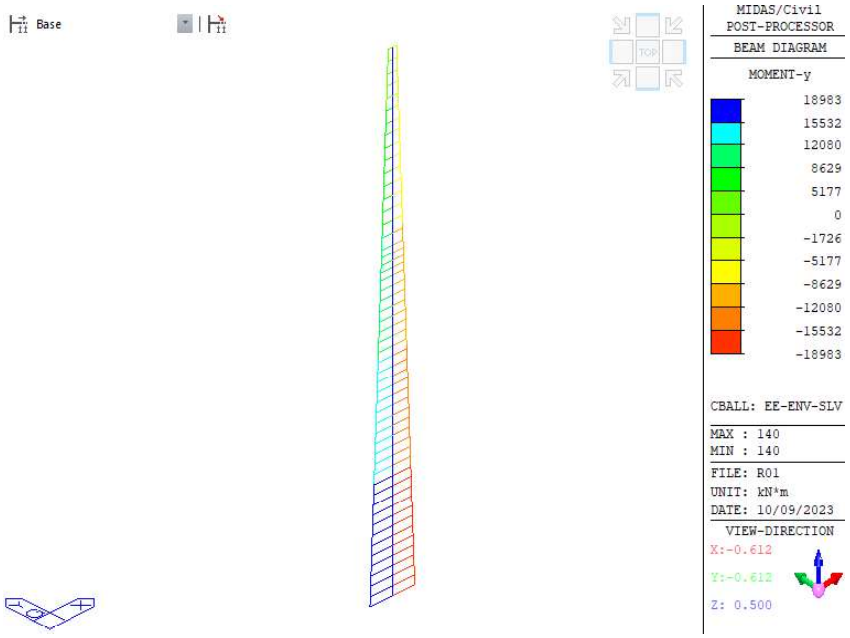


Figura 31. Diagramma momento flettente My inviluppo SLV

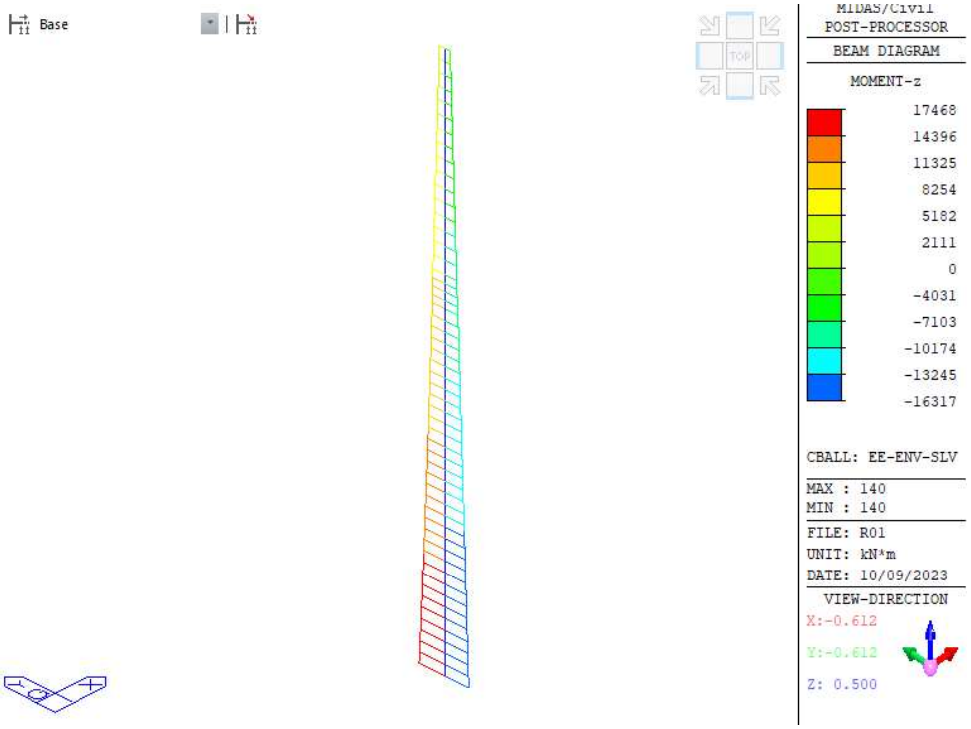


Figura 32. Diagramma momento flettente Mz inviluppo SLV

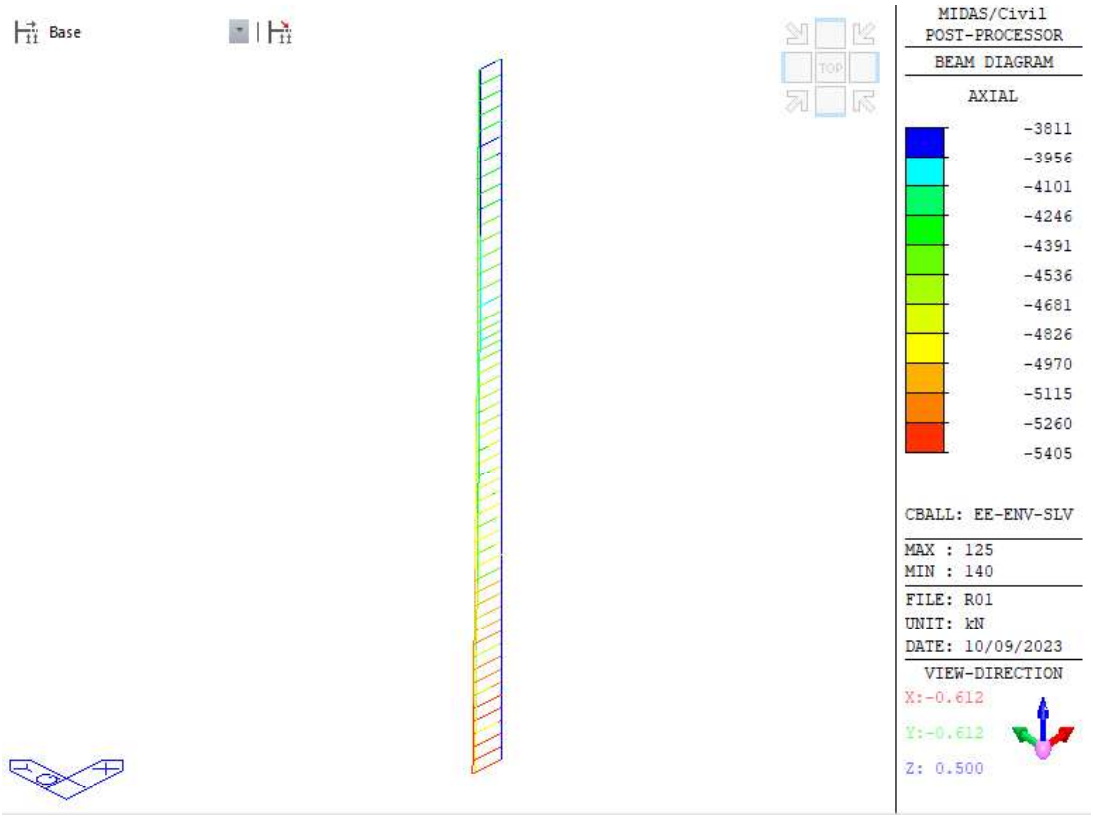


Figura 33. Diagramma sforzo assiale inviluppo SLV

9.1.3 Reazioni in fondazione

Si riportano di seguito le reazioni a intradosso plinto ottenute dal modello in MIDAS CIVIL, utili per il dimensionamento delle fondazioni.

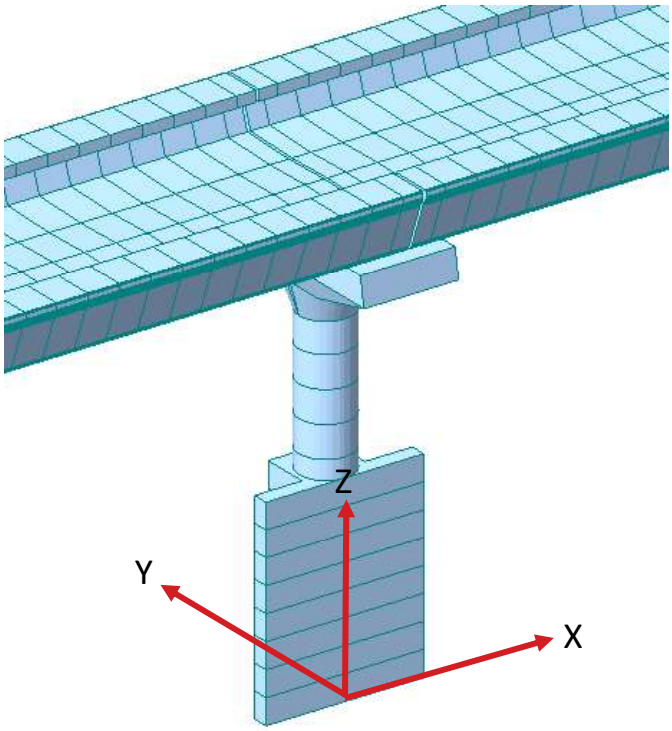


Figura 34. Reazioni – sistema di riferimento

COMBINAZIONE DI CARICO	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)	MX (KN*M)	MY (KN*M)	MZ (KN*M)
ENV- SLU (max)	400	2188	10403	6280	6651	551
ENV- SLU (min)	-400	1026	4749	-13860	-6651	-541
ENV- SLV (max)	1426	1654	5405	14431	18983	610
ENV- SLV (min)	-1426	-1152	4938	-16147	-18983	-603

Tabella 7.Scarichi fondazione

9.1.4 Verifiche SLU

Andremo all'interno del seguente paragrafo a riportare i risultati delle verifiche condotte in due sezioni della pila.

Per facilitare la comprensione delle sezioni oggetto di verifica riportiamo nel seguito un'illustrazione grafica:

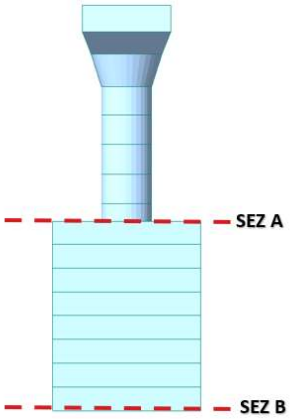
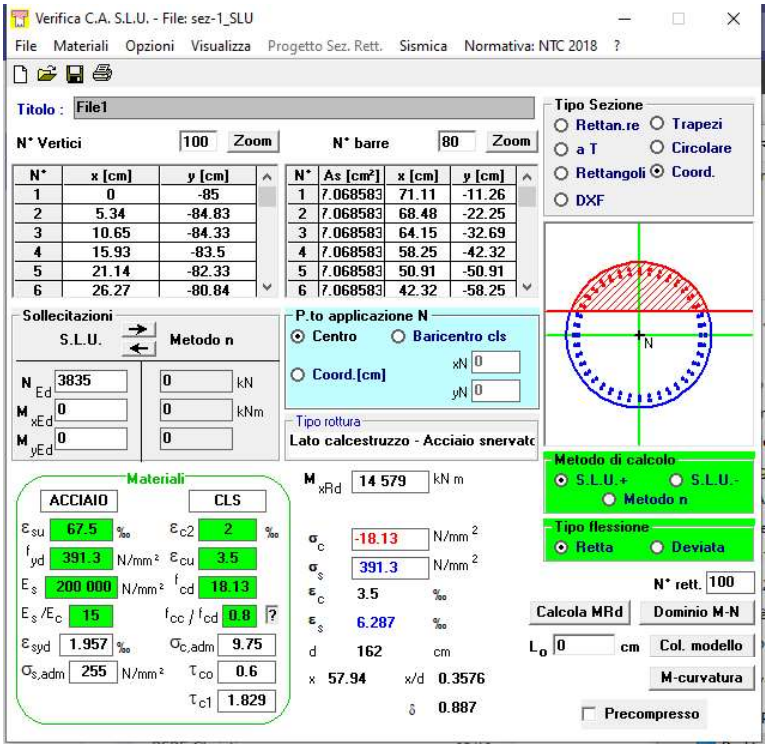


Figura 35. Schema con identificazione delle sezioni Pila corrente

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche in corrispondenza della sezione A della pila nelle condizioni SLU.



Noti i valori di Momento Resistente nelle due direzioni, è possibile procedere alla verifica della sezione, secondo quanto prescritto all'interno del par. 4.1.2.3.4.2 della NTC 2018:

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha}\leq 1 \qquad [4.1.19]$$

VERIFICA SLU SEZ A					
α	2				
COMBO	MedY	MedZ	Mrdy	Mrdz	D/C
SLU1.1	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU1.2	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU1.3	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU1.4	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU1.5	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU1.6	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU1.7	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU1.8	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU2.1	3080	6147	14579	14579	0.22
SLU2.2	3080	6128	14579	14579	0.22
SLU2.3	3080	6147	14579	14579	0.22
SLU2.4	3080	6128	14579	14579	0.22
SLU2.5	3080	6147	14579	14579	0.22
SLU2.6	3080	6128	14579	14579	0.22
SLU2.7	3080	6147	14579	14579	0.22
SLU2.8	3080	6128	14579	14579	0.22
SLU3.1	3850	5237	14579	14579	0.20
SLU3.2	3850	5218	14579	14579	0.20
SLU3.3	3850	5237	14579	14579	0.20

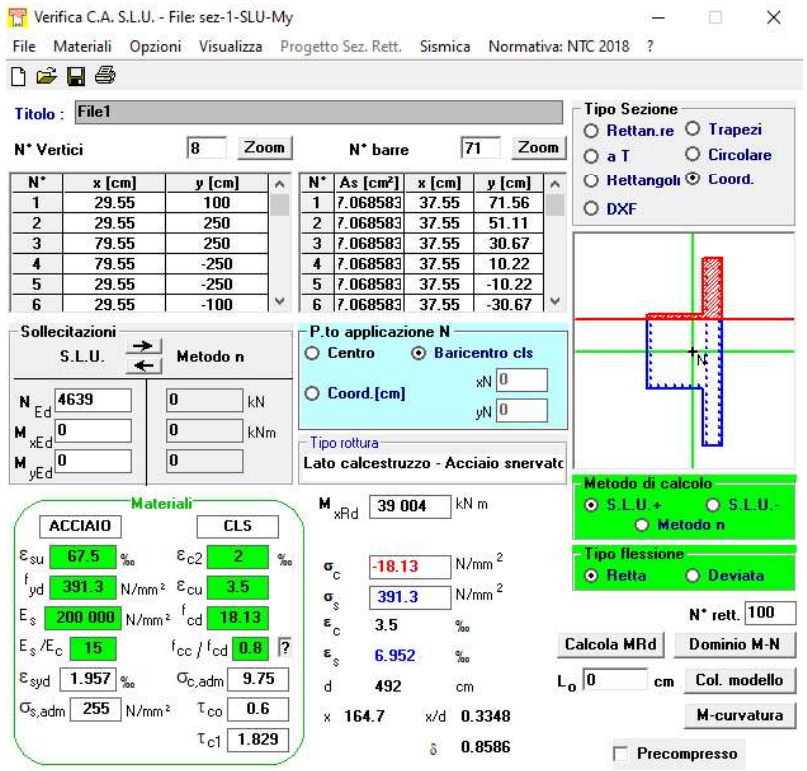
SLU3.4	3850	5218	14579	14579	0.20
SLU3.5	3850	5237	14579	14579	0.20
SLU3.6	3850	5218	14579	14579	0.20
SLU3.7	3850	5237	14579	14579	0.20
SLU3.8	3850	5218	14579	14579	0.20
SLU4.1	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU4.2	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU4.3	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU4.4	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU4.5	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU4.6	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU4.7	3080	4642	14579	14579	0.15
SLU4.8	3080	4624	14579	14579	0.15
SLU5.1	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU5.2	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU5.3	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU5.4	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU5.5	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU5.6	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU5.7	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU5.8	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU6.1	3080	6145	14579	14579	0.22
SLU6.2	3080	6131	14579	14579	0.22
SLU6.3	3080	6145	14579	14579	0.22
SLU6.4	3080	6131	14579	14579	0.22

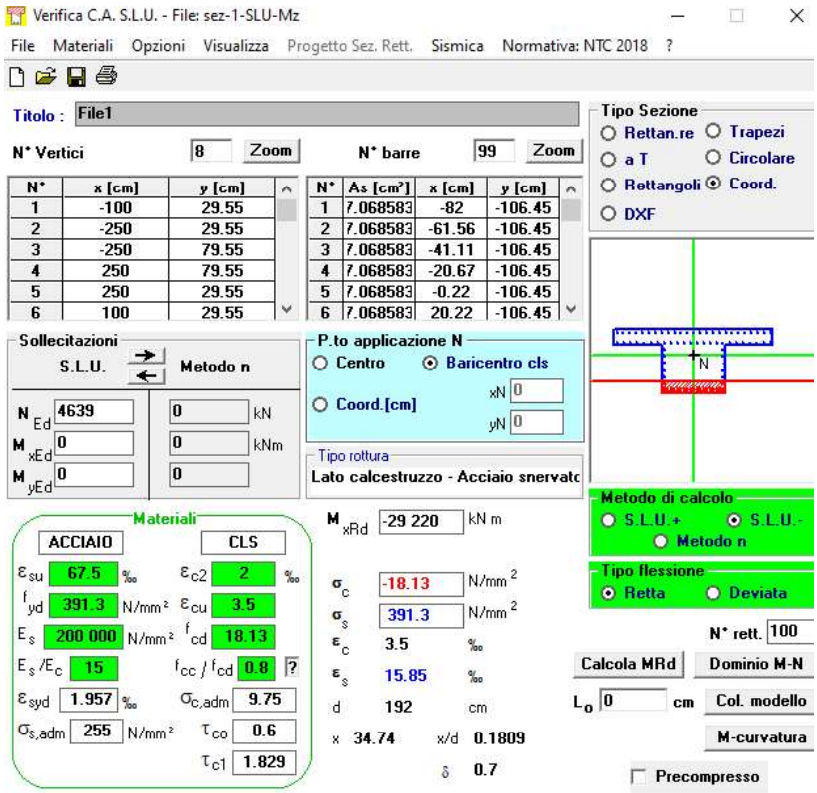
SLU6.5	3080	6145	14579	14579	0.22
SLU6.6	3080	6131	14579	14579	0.22
SLU6.7	3080	6145	14579	14579	0.22
SLU6.8	3080	6131	14579	14579	0.22
SLU7.1	3850	5235	14579	14579	0.20
SLU7.2	3850	5220	14579	14579	0.20
SLU7.3	3850	5235	14579	14579	0.20
SLU7.4	3850	5220	14579	14579	0.20
SLU7.5	3850	5235	14579	14579	0.20
SLU7.6	3850	5220	14579	14579	0.20
SLU7.7	3850	5235	14579	14579	0.20
SLU7.8	3850	5220	14579	14579	0.20
SLU8.1	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU8.2	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU8.3	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU8.4	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU8.5	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU8.6	3080	4626	14579	14579	0.15
SLU8.7	3080	4640	14579	14579	0.15
SLU8.8	3080	4626	14579	14579	0.15

Tabella 8.Riepilogo risultati verifica SLU SEZ A

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche in corrispondenza della sezione B della pila nelle condizioni SLU.





Noti i valori di Momento Resistente nelle due direzioni, è possibile procedere alla verifica della sezione, secondo quanto prescritto all'interno del par. 4.1.2.3.4.2 della NTC 2018:

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha} \leq 1 \qquad [4.1.19]$$

VERIFICA SLU SEZ B					
α	2				
COMBO	MedY	MedZ	Mrdy	Mrdz	D/C
SLU1.1	5065	9197	39004	29220	0.12
SLU1.2	5065	-4790	39004	29220	0.04
SLU1.3	-5065	9197	39004	29220	0.12
SLU1.4	-5065	-4790	39004	29220	0.04
SLU1.5	5065	9197	39004	29220	0.12
SLU1.6	5065	-4790	39004	29220	0.04
SLU1.7	-5065	9197	39004	29220	0.12
SLU1.8	-5065	-4790	39004	29220	0.04
SLU2.1	5065	11836	39004	29220	0.18
SLU2.2	5065	-7430	39004	29220	0.08
SLU2.3	-5065	11836	39004	29220	0.18
SLU2.4	-5065	-7430	39004	29220	0.08
SLU2.5	5065	11836	39004	29220	0.18
SLU2.6	5065	-7430	39004	29220	0.08
SLU2.7	-5065	11836	39004	29220	0.18
SLU2.8	-5065	-7430	39004	29220	0.08
SLU3.1	6331	9940	39004	29220	0.14
SLU3.2	6331	-5565	39004	29220	0.06
SLU3.3	-6331	9940	39004	29220	0.14

SLU3.4	-6331	-5565	39004	29220	0.06
SLU3.5	6331	9940	39004	29220	0.14
SLU3.6	6331	-5565	39004	29220	0.06
SLU3.7	-6331	9940	39004	29220	0.14
SLU3.8	-6331	-5565	39004	29220	0.06
SLU4.1	5065	9667	39004	29220	0.13
SLU4.2	5065	-4320	39004	29220	0.04
SLU4.3	-5065	9667	39004	29220	0.13
SLU4.4	-5065	-4320	39004	29220	0.04
SLU4.5	5065	9667	39004	29220	0.13
SLU4.6	5065	-4320	39004	29220	0.04
SLU4.7	-5065	9667	39004	29220	0.13
SLU4.8	-5065	-4320	39004	29220	0.04
SLU5.1	5065	9286	39004	29220	0.12
SLU5.2	5065	-4701	39004	29220	0.04
SLU5.3	-5065	9286	39004	29220	0.12
SLU5.4	-5065	-4701	39004	29220	0.04
SLU5.5	5065	9286	39004	29220	0.12
SLU5.6	5065	-4701	39004	29220	0.04
SLU5.7	-5065	9286	39004	29220	0.12
SLU5.8	-5065	-4701	39004	29220	0.04
SLU6.1	5065	11925	39004	29220	0.18
SLU6.2	5065	-7341	39004	29220	0.08
SLU6.3	-5065	11925	39004	29220	0.18
SLU6.4	-5065	-7341	39004	29220	0.08

SLU6.5	5065	11925	39004	29220	0.18
SLU6.6	5065	-7341	39004	29220	0.08
SLU6.7	-5065	11925	39004	29220	0.18
SLU6.8	-5065	-7341	39004	29220	0.08
SLU7.1	6331	10029	39004	29220	0.14
SLU7.2	6331	-5476	39004	29220	0.06
SLU7.3	-6331	10029	39004	29220	0.14
SLU7.4	-6331	-5476	39004	29220	0.06
SLU7.5	6331	10029	39004	29220	0.14
SLU7.6	6331	-5476	39004	29220	0.06
SLU7.7	-6331	10029	39004	29220	0.14
SLU7.8	-6331	-5476	39004	29220	0.06
SLU8.1	5065	9756	39004	29220	0.13
SLU8.2	5065	-4231	39004	29220	0.04
SLU8.3	-5065	9756	39004	29220	0.13
SLU8.4	-5065	-4231	39004	29220	0.04
SLU8.5	5065	9756	39004	29220	0.13
SLU8.6	5065	-4231	39004	29220	0.04
SLU8.7	-5065	9756	39004	29220	0.13
SLU8.8	-5065	-4231	39004	29220	0.04

Tabella 9.Riepilogo risultati verifica SLU SEZ B

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.5 Verifica SLV

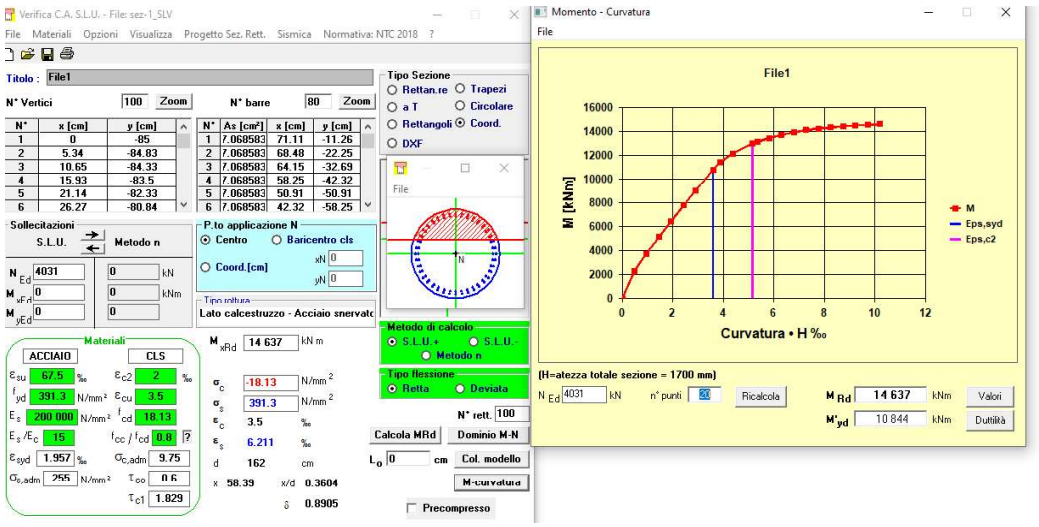
Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte in corrispondenza della sezione A e B della pila nelle condizioni SLV.

Il momento resistente per le verifiche allo SLV è assunto pari a M'_{yd}, corrispondente a Φ'_{yd} dato che la sezione deve essere in campo sostanzialmente elastico.

Infatti, per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (par. 7.2.2 NTC 2018).

Inoltre, per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico (par. 7.3.6.1 NTC2018).

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche in corrispondenza della sezione A della pila nelle condizioni SLV.



Noti i valori di Momento Resistente nelle due direzioni, è possibile procedere alla verifica della sezione, secondo quanto prescritto all'interno del par. 4.1.2.3.4.2 della NTC 2018:

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha}\le 1 \qquad [4.1.19]$$

VERIFICA SLV SEZ A					
α	2				
COMBO	MedY	MedZ	Mrdy'	Mrdz'	D/C

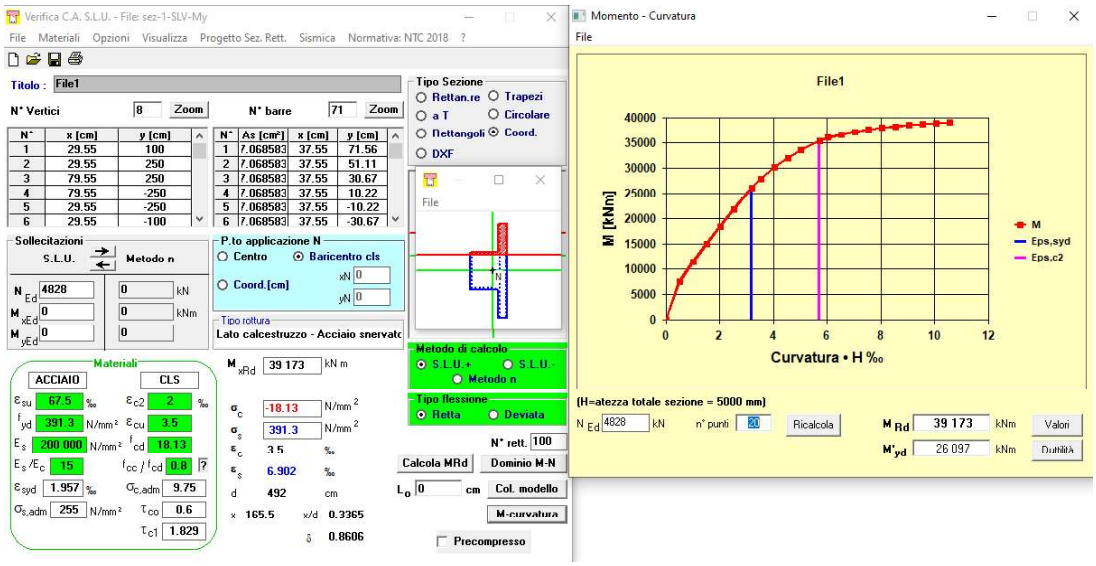
SLV_DRX01	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX02	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX03	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX04	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX05	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX06	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX07	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX08	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRY01	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY02	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY03	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY04	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY05	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY06	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY07	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY08	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRZ01	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ02	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ03	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ04	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ05	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ06	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ07	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ08	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRX01	9070	2441	10844	10844	0.75

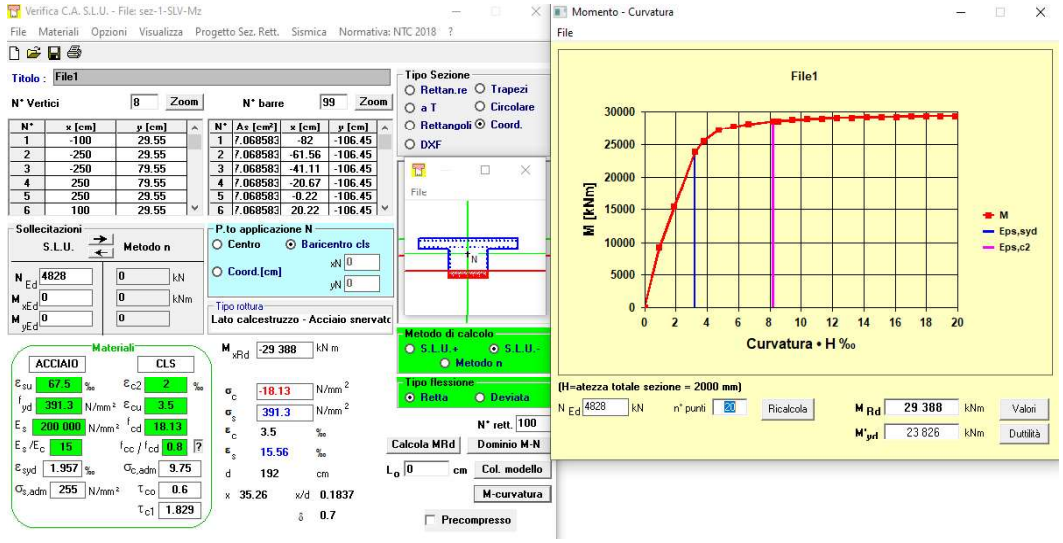
SLV_DRX02	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX03	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX04	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX05	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX06	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRX07	9070	2441	10844	10844	0.75
SLV_DRX08	9070	2431	10844	10844	0.75
SLV_DRY01	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY02	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY03	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY04	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY05	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY06	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRY07	2736	8113	10844	10844	0.62
SLV_DRY08	2736	8103	10844	10844	0.62
SLV_DRZ01	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ02	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ03	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ04	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ05	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ06	2758	2431	10844	10844	0.11
SLV_DRZ07	2758	2442	10844	10844	0.12
SLV_DRZ08	2758	2431	10844	10844	0.11

Tabella 10. Riepilogo risultati verifica SLV SEZ A

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche in corrispondenza della sezione B della pila nelle condizioni SLV.





Noti i valori di Momento Resistente nelle due direzioni, è possibile procedere alla verifica della sezione, secondo quanto prescritto all'interno del par. 4.1.2.3.4.2 della NTC 2018:

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha}\leq 1 \qquad [4.1.19]$$

VERIFICA SLV SEZ B					
α	2				
COMBO	MedY	MedZ	Mrdy	Mrdz	D/C

SLV_DRX01	17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX02	17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX03	-17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX04	-17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX05	17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX06	17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX07	-17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX08	-17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRY01	5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY02	5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY03	-5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY04	-5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY05	5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY06	5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY07	-5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY08	-5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRZ01	5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ02	5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ03	-5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ04	-5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ05	5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ06	5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ07	-5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ08	-5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRX01	17845	4698	26097	23826	0.51

SLV_DRX02	17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX03	-17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX04	-17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX05	17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX06	17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRX07	-17845	4698	26097	23826	0.51
SLV_DRX08	-17845	-4784	26097	23826	0.51
SLV_DRY01	5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY02	5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY03	-5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY04	-5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY05	5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY06	5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRY07	-5385	16173	26097	23826	0.50
SLV_DRY08	-5385	-15398	26097	23826	0.46
SLV_DRZ01	5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ02	5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ03	-5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ04	-5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ05	5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ06	5439	-4787	26097	23826	0.08
SLV_DRZ07	-5439	4701	26097	23826	0.08
SLV_DRZ08	-5439	-4787	26097	23826	0.08

Tabella 11. Riepilogo risultati verifica SLV SEZ B

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.6 Caratterizzazione geotecnica

In accordo a quanto indicato nella *relazione geotecnica* per le opere oggetto del presente documento si possono adottare la stratigrafia di calcolo ed i relativi parametri geotecnici definiti per la tratta di riferimento.

In particolare, nel seguito si riporta la tabella contenente la stratigrafia di progetto per le opere in esame ed i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Tabella 12. Parametri geotecnici unità stratigrafiche

UNITÀ	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]
Materiali di riporto/terreni rimaneggiati	19	30	0
Alluvioni grossolane	19,5	32	0
Formazione Monte Antola	22	42	80

9.1.7 Descrizione delle fondazioni

Basandosi sulle indagini svolte e sui dati disponibili in letteratura su aree vicine a quella di progetto in cui sono presenti le stesse unità stratigrafiche, è prevista l'installazione di fondazioni profonde, che puntano ad attestarsi nello stratto roccioso sottostante i depositi alluvionali che caratterizzano i primi strati del sottosuolo.

La fondazione tipologica prevede un plinto di dimensioni 5 m x 8 m poggiato su sei pali con diametro di 1 m. La fondazione prevede la preventiva realizzazione di uno strato di jet-grouting di circa 3 m, che serve a formare un tappo di fondo laddove il fondo scavo è previsto vada a trovarsi al di sotto del livello di falda. In tal caso i terreni, principalmente granulari e spesso anche di grossa granulometria, potrebbero non riuscire a bloccare le risalite d'acqua per il tempo necessario alla realizzazione dei pali e del plinto.

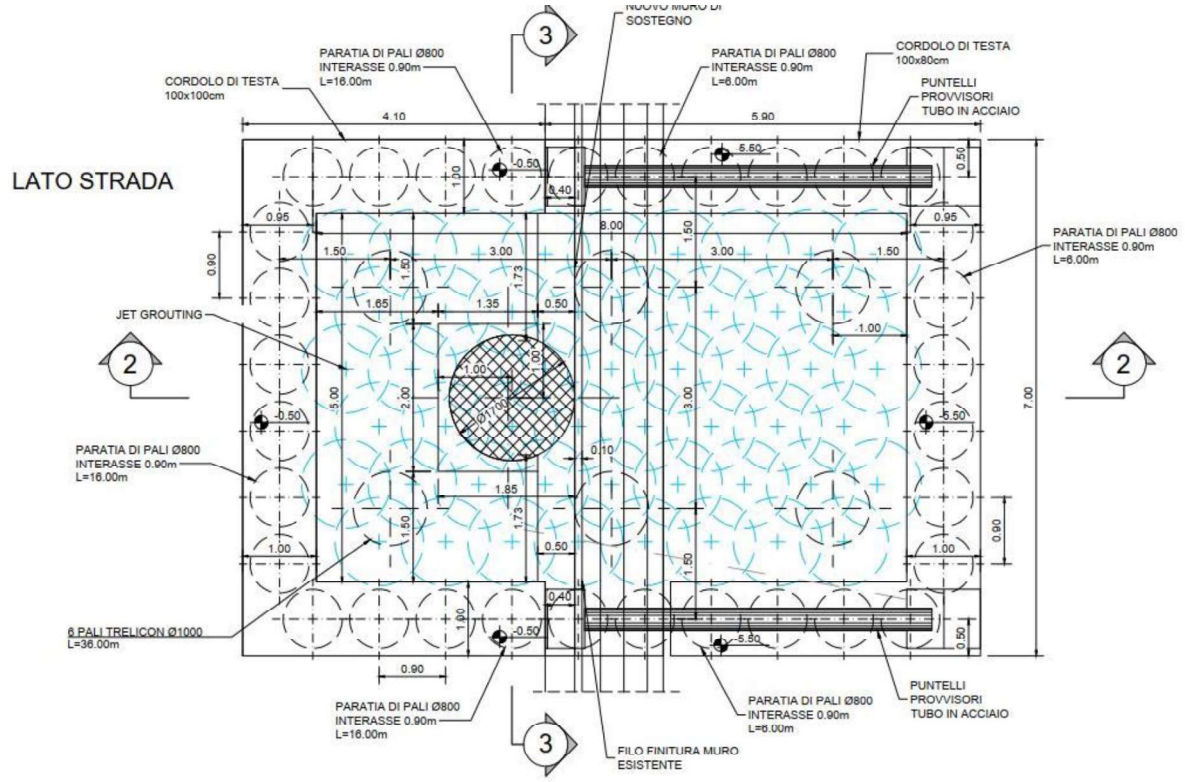


Figura 36. Pianta delle sottostrutture e della fondazione

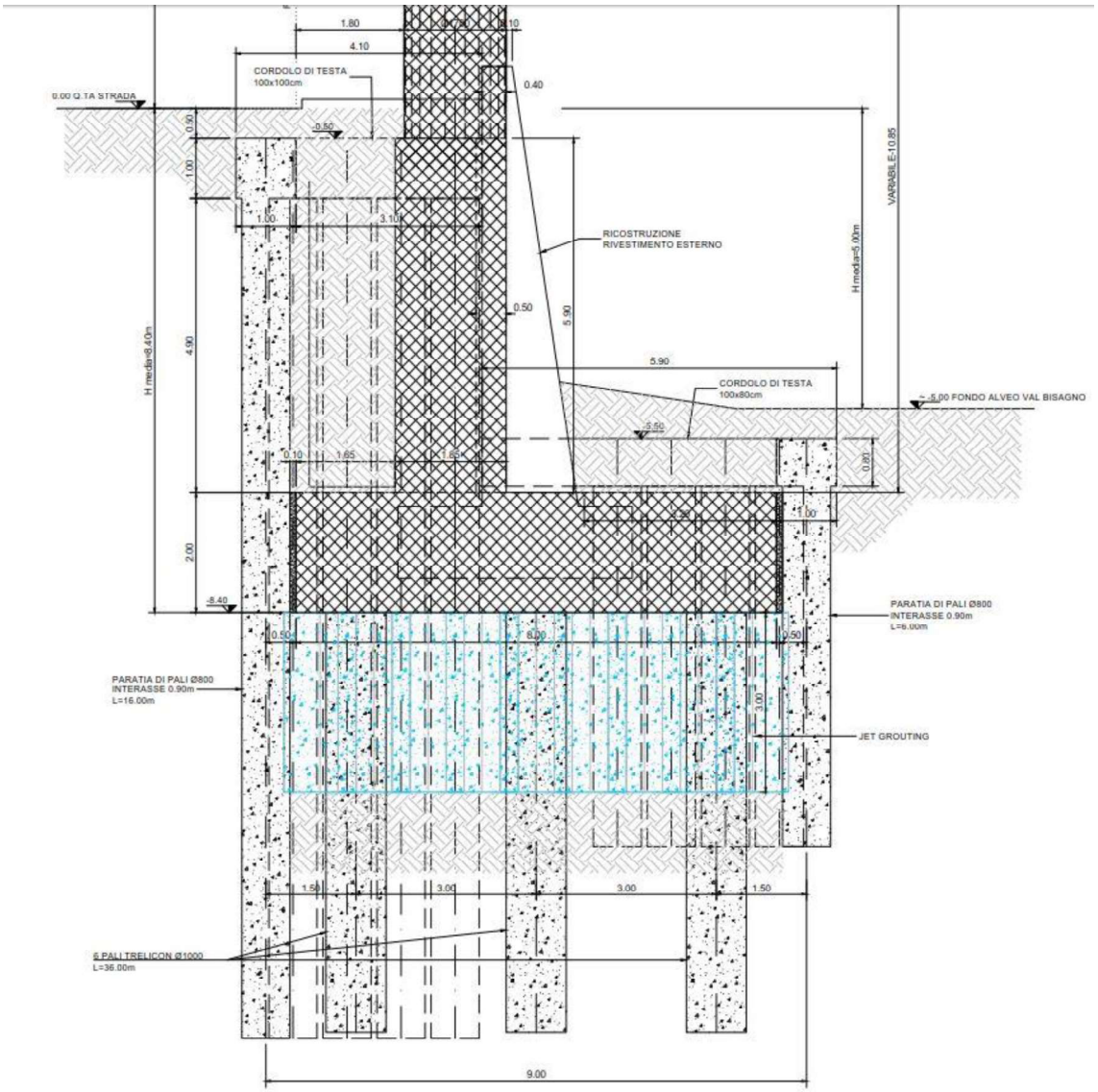


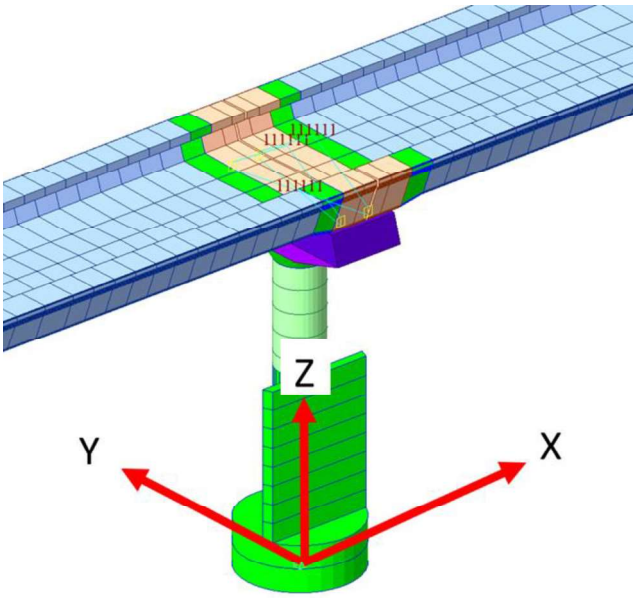
Figura 37. Schema fondazione – sezione trasversale rispetto all'asse del viadotto

La fase realizzativa prevede inizialmente l'esecuzione di un'opera di sostegno provvisoria costituita da una paratia di pali. Lato strada l'opera dovrà contenere un dislivello maggiore e il passaggio delle automobili a tergo. Lato Bisagno, invece, lo scavo sarà meno profondo e dovrà sostenere semplicemente la restante parte del fondo alveo. Dopodiché, giunti a fondo scavo, verranno realizzati i pali di fondazione e il relativo plinto.

Nel paragrafo successivo, le verifiche esibite sono quelle relative alla pila caratterizzata dalle condizioni di carico più gravose tra quelle in esame.

9.1.8 Analisi delle sollecitazioni

Nel seguito si riportano le azioni agenti ad estradosso plinto, gli inviluppi comprendono tutte le azioni strutturali e le spinte del terreno sia in fase statica che sismica, secondo lo schema riportato in figura:



Load	longitudinale FX (kN)	trasversale FY (kN)	verticale FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
EE-ENV-SLV(min)	-1521	-1220	5621	17207	-20317	-652
EE-ENV-SLV(max)	1521	1722	6125	-15489	20317	661

A questi si sommano i carichi derivanti dalla differenza di baricentro tra la pila e la fondazione e dal peso del plinto stesso. Questi portano a degli incrementi delle sollecitazioni. In particolare per ricentrare il carico sul plinto e portarlo all'intradosso, nelle due combinazioni prese in considerazione, si ottengono i momenti aggiuntivi, considerando un'eccentricità di 1,35 m in direzione y e l'altezza del plinto di 2 m:

- Mxx = -10029 kNm Myy = -3041 kNm
- Mxx = -11713 kNm Myy = 3041 kNm

A quanto ottenuto si somma il contributo dato dal carico verticale del terreno e del carico variabile in superficie dietro all'argine e, infine, il peso del plinto. Anche in questo caso il carico del terreno e quello variabile risultano decentrati rispetto alla fondazione, pertanto andranno riportati nel baricentro con i momenti conseguenti. È stato ipotizzato un carico del terreno per un'altezza di 6,4 m e un carico variabile in superficie conservativo di 20 kn/m^2. Il loro contributo porta a delle sollecitazioni aggiuntive di:

- N = 5194 kN Mxx = -3293 kNm Myy = 0 kNm
- N = 3574 kN Mxx = -2078 kNm Myy = 0 kNm

Le sollecitazioni complessive all'intradosso del plinto risultano pertanto:

Load	longitudinale V_x	trasversale V_y	verticale N	M_{xx}	M_{yy}
EE-ENV-SLV(min)	-1521	-1220	10816	3886	-23358
EE-ENV-SLV(max)	1521	1722	9699	-29280	23358

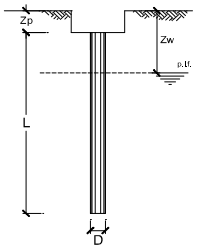
Che riportate al singolo palo portano al carico massimo di:

N = 7003 kN

9.1.9 Verifiche geotecniche

Le condizioni più gravose si manifestano nella combinazione definita EE-SLV (max). Si riportano di seguito le verifiche.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
ai sensi del D.M. 17/01/2018
OPERA: Pila viadotto



Diametro del palo (D):	1	(m)	
Quota testa palo dal p.c. (z_p):	3.5	(m)	
Area del palo (A_p):	0.785	(m^2)	
quota della falda dal p.c. (z_w):	-4	(m)	

CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:
§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018
Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di compressione di progetto	N_d (SLU)	7003	(kN)
	N_d (SLV)		(kN)
	N_d (SLE)		(kN)
	N_d (SLD)		(kN)

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:
§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018
Approccio 2: (A1+M1+R3)

Carico assiale di trazione di progetto	N_d (SLU)		(kN)
	N_d (SLV)		(kN)

Numero di strati 3

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Strato	Stratigrafia da	Stratigrafia a	Spess. da p.c.	Tipo di terreno	Parametri del terreno γ	c'	φ'	c_u	α	a	τ_{lim}
(-)	(m)	(m)	(m)		(kN/m³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)
1	0.00	4.00	4.00	RIPORTO	19	0	30	0			
2	4.00	35.00	31.00	ALLUVIONI GROSSOLANE	19.5	0	32	0			
3	35.00	100.00	65.00	RMAZIONE MONTE ANTO	22	80	42	0			

Fattori di correlazione 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

n°1 verticale

Lunghezza del palo (L_p):	36	(m)
Peso del palo (Pp):	707	(kN)
Profondità punta palo:	39.5	(m)

Strato	Spess. Strati_pal	distanza punta palo-strato successivo	
(-)	(m)	(m)	
1	0.50	0.00	
2	31.00	0.00	
3	4.50	60.50	ok,superiore a 3D

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

Resistenza alla base:	R_b =	12445	(kN)
Resistenza laterale:	R_s =	5417	(kN)
Resistenza totale:	$R_t=R_b+R_s$ =	**17862**	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A COMPRESSIONE
Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza alla base:	$R_{b,c}$ =	5422	(kN)
Resistenza laterale:	$R_{s,c}$ =	2771	(kN)
Resistenza compr.:	$R_{d,c}=R_{bc,}+R_{s,c}$=	**8193**	(kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE
Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 17/01/2018

Resistenza laterale:	$R_{s,t}$ =	-2549	(kN)
Resistenza traz.:	$R_{d,t}=R_{s,t}$=	**-2549**	(kN)

VERIFICA A COMPRESSIONE

	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (-)	
SLU - (A1+M1+R3)	7957	8193	1.03	$R_{d,c}/N_d \geq 1$
SLV - (EQK+M1+R3)			-	

VERIFICA A TRAZIONE

	$N_{d,t}$ (kN)	$R_{d,t}$ (kN)	FS (-)	
SLU - (A1+M1+R3)			-	$R_{d,t}/N_{d,t} \geq 1$
SLV - (EQK+M1+R3)			-	

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte, in seguito è riportata la tabella riepilogativa che illustra i principali passaggi per la verifica della fondazione a pozzo.

9.2 Pile in area scolmatore del Bisagno

Nella tratta San Gottardo – Molassana del percorso dello Skymetro, compresa tra le progressive 5+400.00 e 5+900.00, è necessario attraversare una parte di argine interessata dalle opere del nuovo Scolmatore del Torrente Bisagno. In particolare, tra le progressive 5+580.70 e 5+733.40, le strutture di sostegno relative all'opera di presa del nuovo Scolmatore prevedono l'impiego di uno e due ordini di tiranti permanenti ad un interasse di 1,80 m per una lunghezza di circa 150 m.

La Committenza ha espresso il requisito di conservare il tracciato dello Skymetro in corrispondenza dell'argine anche in questa zona.

La soluzione adottata per soddisfare questo requisito prevede di attraversare questo tratto mediante pile con fondazione profonda su micropali Ø300 realizzati nel volume libero di terreno tra i tiranti permanenti, nella zona della lunghezza libera dei tiranti.

I micropali, di lunghezza complessiva 25 m, sono armati con un profilo tubolare cavo Ø193.7 mm e spessore 16 mm.

Il progetto prevede di applicare una soluzione che eviti interazioni tra le strutture del viadotto Skymetro e quelle dello Scolmatore.

A questo scopo, in corrispondenza del plinto di fondazione viene realizzato un sistema di tiranti sub-orizzontali capaci di assorbire le azioni orizzontali trasmesse senza trasmetterle alle vicine opere dello Scolmatore.

Questi tiranti sono costituiti da un sistema di micropali Ø250 armati con un profilo circolare cavo Ø139.7 mm e spessore 12.5 mm.

Di seguito si riportano i calcoli di predimensionamento di queste opere di fondazione.

9.2.1 Descrizione dell'opera

Si riporta di seguito lo schema delle fondazioni della pila nel tratto interessato dalla presenza dello Scolmatore.

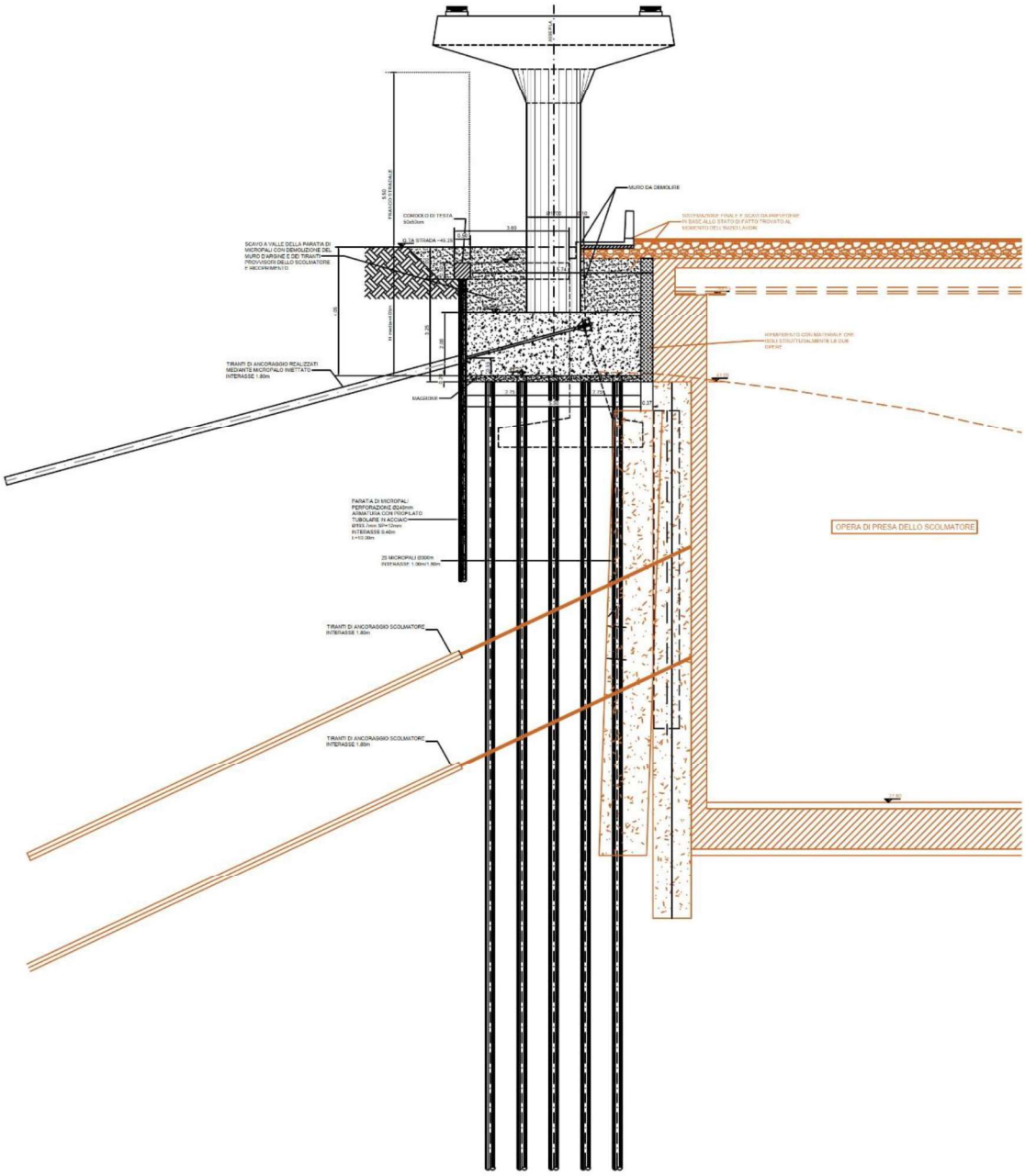


Figura 38. Sezione trasversale della pila nella zona dello Scolmatore del Bisagno

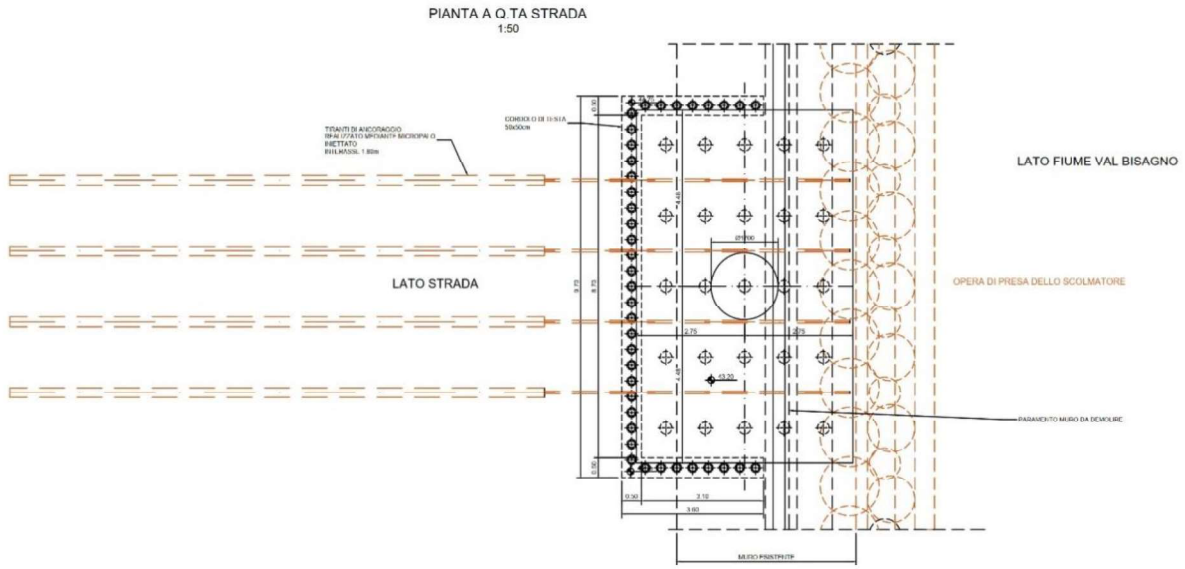


Figura 39. Pianta generale con indicazione delle opere della fondazione e dello Scolmatore

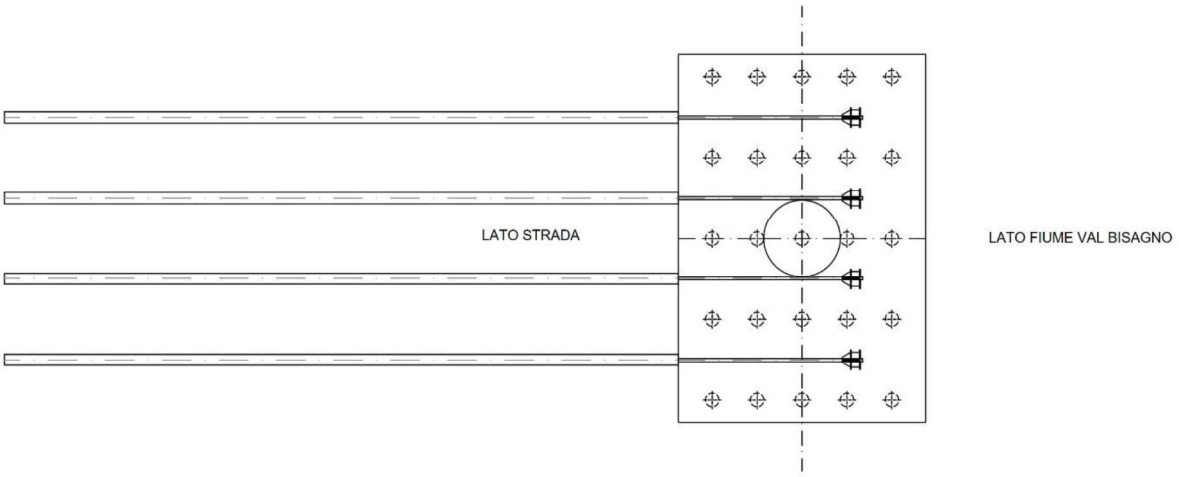


Figura 40. Pianta generale con indicazione dei micropali sub-orizzontali

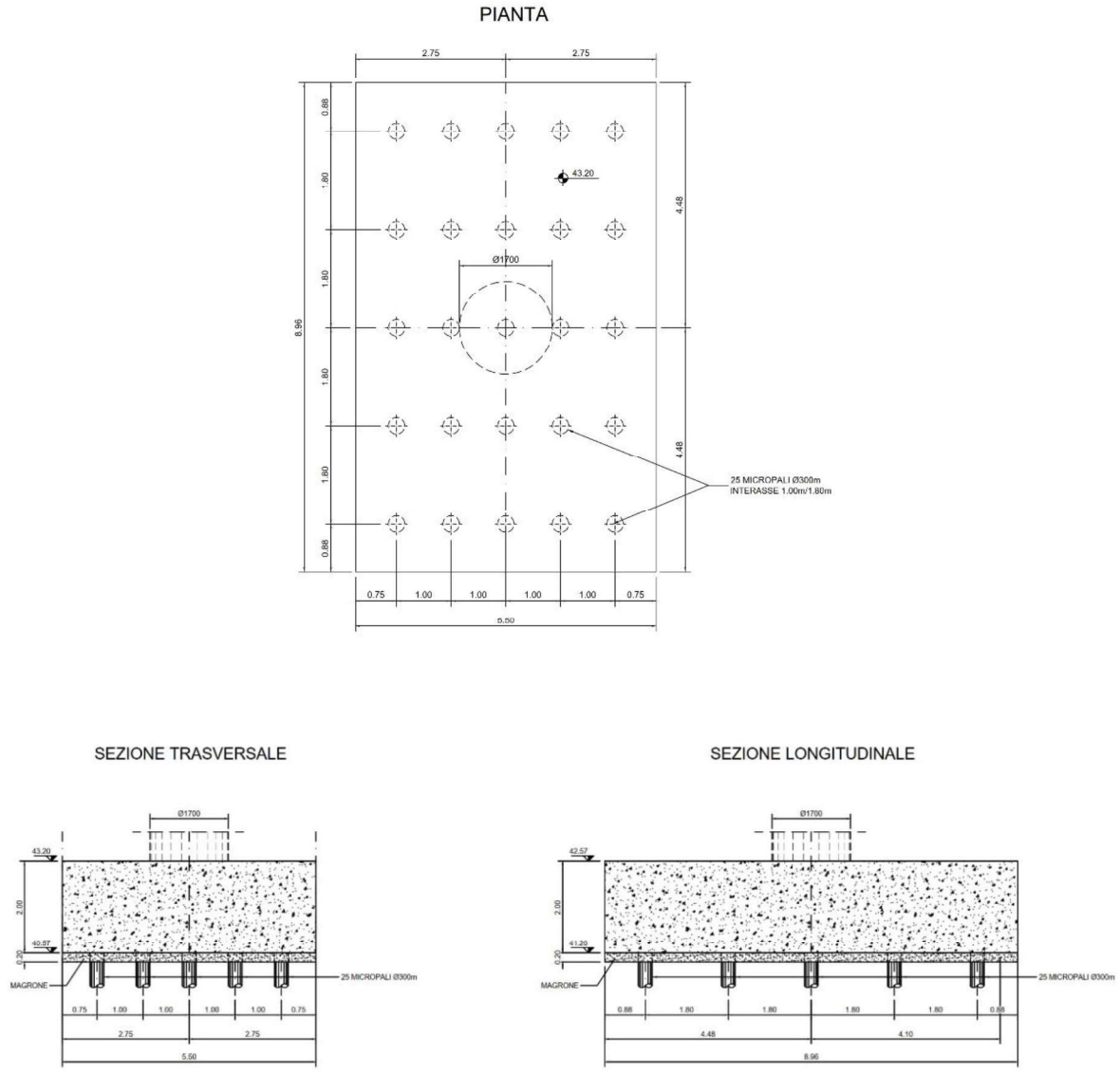


Figura 41. Pianta e sezioni del plinto su micropali

9.2.2 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica da utilizzare in fase di PFTE in corrispondenza del tratto in oggetto è stata definita a partire dalle indagini eseguite nella campagna relativa al presente incarico ed alle informazioni ricavate dal progetto dello Scolmatore.

I terreni relativi alle opere in oggetto sono stati caratterizzati cautelativamente dai seguenti spessori e parametri geotecnici.

Strato	Prof. sup.	Prof. inf.	Spessore	γ	ϕ'	c'	E

Unità		m da p.c.	m da p.c.	m	kN/m³	deg	kPa	MPa
Materiali di riporto	"rip"	0.00	8.50	8.50	19.0	29°	0.0	10
Alluvioni grossolane	"al1"	8.50	20.00	11.50	19.5	31°	0.0	15
Formazione del Monte Antola	"FMA"	20.00	-	-	22.0	41°	60.0	200

Ai fini del dimensionamento delle opere di fondazione in oggetto, si assume una quota del livello di falda a profondità di +7.50 m da p.c.

9.2.3 Azioni di progetto sui micropali

9.2.3.1 Sollecitazioni ad estradosso plinto

A partire dall'analisi strutturale condotta sulla pila tipo, sono state ricavate le caratteristiche di sollecitazione allo spiccato della fondazione, inteso come la quota di estradosso del plinto di fondazione.

La sintesi dei valori delle sollecitazioni di progetto allo SLU significative viene riportata nella tabella seguente:

Combinazione	F_X (kN)	F_Y (kN)	F_Z (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	M_Z (kNm)
SLU-1(max)	320.09	395.18	8769.15	5588.00	3912.36	461.54
SLU-1(min)	-320.09	-395.18	5868.25	-5588.00	-3912.36	-461.54
SLU-2(max)	320.09	577.09	8935.67	7559.06	3912.36	541.37
SLU-2(min)	-320.09	-577.09	5701.74	-7559.06	-3912.36	-541.37
SLU-3(max)	400.11	425.75	9368.06	6245.86	4890.45	546.98
SLU-3(min)	-400.11	-425.75	5866.83	-6245.86	-4890.45	-546.98
SLU-4(max)	320.09	395.18	8769.15	5588.00	3912.36	461.54
SLU-4(min)	-320.09	-395.18	5868.25	-5588.00	-3912.36	-461.54
SLU-5(max)	320.09	395.18	7050.37	5588.00	3912.36	461.54
SLU-5(min)	-320.09	-395.18	4149.48	-5588.00	-3912.36	-461.54
SLU-6(max)	320.09	577.09	7216.89	7559.06	3912.36	541.37
SLU-6(min)	-320.09	-577.09	3982.96	-7559.06	-3912.36	-541.37
SLU-7(max)	400.11	425.75	7649.29	6245.86	4890.45	546.98
SLU-7(min)	-400.11	-425.75	4148.06	-6245.86	-4890.45	-546.98
SLU-8(max)	320.09	395.18	7050.37	5588.00	3912.36	461.54

SLU-8(min)	-320.09	-395.18	4149.48	-5588.00	-3912.36	-461.54
EE_SLV_DRX(max)	1146.27	334.52	4603.09	3270.09	10343.96	163.96
EE_SLV_DRX(min)	-1146.27	-334.52	4206.79	-3270.09	-10343.96	-163.96
EE_SLV_DRY(max)	345.93	1114.51	4500.20	10899.35	3110.53	546.51
EE_SLV_DRY(min)	-345.93	-1114.51	4309.68	-10899.35	-3110.53	-546.51
EE_SLV_DRZ(max)	349.71	334.41	4619.28	3269.89	3132.01	163.95
EE_SLV_DRZ(min)	-349.71	-334.41	4190.60	-3269.89	-3132.01	-163.95
EE-ENV-SLV(max)	1146.27	1114.51	4619.28	10899.35	10343.96	546.51
EE-ENV-SLV(min)	-1146.27	-1114.51	4190.60	-10899.35	-10343.96	-546.51

In cui la direzione x è la direzione longitudinale del tracciato, la direzione y quella trasversale, la direzione z la verticale.

9.2.3.2 Sollecitazioni ad intradosso plinto

Alla quota di intradosso plinto si ha:

Combinazione	F_X (kN)	F_Y (kN)	F_Z (kN)	M_X (kNm)	M_Y (kNm)	M_Z (kNm)
SLU-1(max)	320.09	395.18	12234.15	5588.00	4552.54	461.54
SLU-1(min)	-320.09	-395.18	8343.25	-5588.00	-4552.54	-461.54
SLU-2(max)	320.09	577.09	12400.67	7559.06	4552.54	541.37
SLU-2(min)	-320.09	-577.09	8176.74	-7559.06	-4552.54	-541.37
SLU-3(max)	400.11	425.75	12833.06	6245.86	5690.67	546.98
SLU-3(min)	-400.11	-425.75	8341.83	-6245.86	-5690.67	-546.98
SLU-4(max)	320.09	395.18	12234.15	5588.00	4552.54	461.54
SLU-4(min)	-320.09	-395.18	8343.25	-5588.00	-4552.54	-461.54
SLU-5(max)	320.09	395.18	10515.37	5588.00	4552.54	461.54
SLU-5(min)	-320.09	-395.18	6624.48	-5588.00	-4552.54	-461.54
SLU-6(max)	320.09	577.09	10681.89	7559.06	4552.54	541.37
SLU-6(min)	-320.09	-577.09	6457.96	-7559.06	-4552.54	-541.37
SLU-7(max)	400.11	425.75	11114.29	6245.86	5690.67	546.98

SLU-7(min)	-400.11	-425.75	6623.06	-6245.86	-5690.67	-546.98
SLU-8(max)	320.09	395.18	10515.37	5588.00	4552.54	461.54
SLU-8(min)	-320.09	-395.18	6624.48	-5588.00	-4552.54	-461.54
EE_SLV_DRX(max)	1466.27	430.52	4603.09	3270.09	12956.50	163.96
EE_SLV_DRX(min)	-1466.27	-430.52	4206.79	-3270.09	-12316.50	-163.96
EE_SLV_DRY(max)	441.93	1434.51	4500.20	10899.35	4122.39	546.51
EE_SLV_DRY(min)	-441.93	-1434.51	4309.68	-10899.35	-3482.39	-546.51
EE_SLV_DRZ(max)	445.71	430.41	4619.28	3269.89	4151.42	163.95
EE_SLV_DRZ(min)	-445.71	-430.41	4190.60	-3269.89	-3511.42	-163.95
EE-ENV-SLV(max)	1466.27	1434.51	4619.28	10899.35	12956.50	546.51
EE-ENV-SLV(min)	-1466.27	-1434.51	4190.60	-10899.35	-12316.50	-546.51

9.2.3.3 Azioni assiali di progetto sui micropali

Sulla base dei carichi di progetto precedentemente illustrati, si hanno le seguenti azioni assiali di progetto sui micropali:

$N_{max,d}$ = 890 kN (di compressione)

$N_{min,d}$ = - 360 kN (di trazione)

9.2.3.4 Azioni di taglio

Le azioni orizzontali totali agenti alla base della fondazione risultano:

$F_{X,max}$ = 1466.27 kN

$F_{Y,max}$ = 1434.51 kN

9.2.3.5 Verifiche geotecniche e strutturali

Vengono condotte le seguenti verifiche sui micropali soggetti a carico assiale.

- Verifica del carico limite. Il carico limite dei micropali viene calcolato utilizzando il metodo di Bustamante e Doix.
- Verifica della capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico. La capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico viene calcolata con la teoria di Timoshenko.

Vengono inoltre condotte le verifiche rispetto alle azioni orizzontali:

- Verifica del carico limite orizzontale. Il calcolo del carico limite orizzontale viene sviluppato utilizzando la teoria di Broms.

- Verifica strutturale dell'armatura del micropalo.

Le verifiche allo stato limite ultimo vengono condotte con riferimento all'Approccio 2: (A1+M1+R3) [cfr. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018)].

Si adotta una lunghezza complessiva dei micropali di 25 m, con una profondità di penetrazione nell'unità "FMA" di 9 m.

A favore di sicurezza si considera una lunghezza utile del micropalo di 9 m, pari a quella più profonda, intestata nell'unità "FMA".

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

9.2.3.5.1 Verifica del carico limite verticale

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo:	D =	0.30	m
Lunghezza del micropalo:	L =	25.00	m
Micropalo tipo:		IGU	
Lunghezza utile:	L_u =	9.00	m
Valore del coefficiente α:	α =	1.1	
Diametro di calcolo:	D_s =	0.33	m
Resistenza tangenziale media all'interfaccia fra zona iniettata e terreno	s_m =	200	kPa
Fattore di correlazione	ξ =	1.7	
Resistenza tangenziale caratteristica fra zona iniettata e terreno	s_k =	117.65	kPa

Carico limite del micropalo:

Valore caratteristico della capacità portante per attrito laterale:	$Q_{l,k}$ =	1097.709	kN
Valore caratteristico della capacità portante alla punta:	$Q_{p,k}$ =	164.6564	kN
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in compressione:	γ_s =	1.15	
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza alla punta:	γ_b =	1.35	
Valore della capacità portante per attrito laterale di progetto:	$Q_{l,d}$ =	954.53	kN
Valore della capacità portante alla punta di progetto:	$Q_{p,d}$ =	121.97	kN
Carico limite di progetto in compressione:	Q_d =	1076.50	kN
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione:	γ_{st} =	1.25	
Carico limite di progetto in trazione:	$Q_{t,d}$ =	878.17	kN

Risulta, pertanto:

$Q_d = 1076.50$ kN > $N_{max,d} = 890$ kN (in compressione)

$Q_{t,d} = 878.17$ kN > $|N_{min,d}| = 360$ kN (in trazione)

9.2.3.5.2 Verifica della capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico

Capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico

Coefficiente di reazione laterale:	k_h =	20000	kN/m^3
Armatura del micropalo:		193.7 / 16	
Diametro esterno:	D_{arm} =	193.7	mm
Spessore:	s_{arm} =	16	mm
Momento d'inerzia della sezione di armatura:	J_{arm} =	35,542,570	mm^4
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E_{arm} =	210000	N/mm^2
Reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento [$\beta = k_h \times D_{arm}$]:	β =	3.87	N/mm^2
Carico limite [$P_k = 2 \times (\beta \times E_{arm} \times J_{arm})^{0.5}$]	P_k =	10754.59	kN
Azione assiale di progetto:	N_{Ed} =	890	kN
Fattore di sicurezza:	η =	12.08	

9.2.3.5.3 Verifica del carico limite orizzontale

Nel seguito, si considerano separatamente le risorse di resistenza alle azioni orizzontali rispettivamente in direzione longitudinale (direzione X) ed in direzione trasversale (direzione Y).

La resistenza alle azioni orizzontali longitudinali (in direzione X) è demandata al sistema di micropali di fondazione.

Si precisa che nelle verifiche del carico limite orizzontale della palificata, a favore di sicurezza, non si considera il contributo della reazione passiva del terreno a contrasto con la superficie laterale del plinto.

La resistenza alle azioni orizzontali trasversali (in direzione Y) è delegata ad un sistema aggiuntivo di micropali sub-orizzontali solidali al corpo del plinto. Questo allo scopo di evitare di produrre interazioni con le strutture dello Scolmatore.

9.2.3.5.4 Verifica del carico limite orizzontale in direzione longitudinale (direzione X)

9.2.3.5.4.1 Calcolo del momento di plasticizzazione del micropalo

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

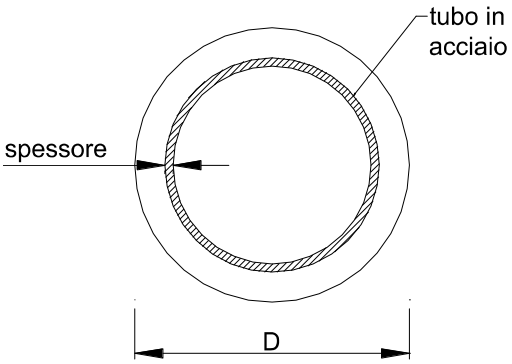
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 16.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C28/35

Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

γc = 1.5

α_{cc} = 0.85

fcd = α_{cc} fck / γc = 15.87 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308.7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0.147%

ε_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 171.7 (kN m)

Inserisci

9.2.3.5.4.2 Carico limite orizzontale

Carico limite orizzontale in terreno incoerente - Palo con testa impedita di ruotare

Caratteristiche del terreno

Peso dell'unità di volume:	γ =	19.00	kN/m^3
Angolo di attrito:	φ' =	29.00 0.506	° rad
Coesione:	c' =	0.00	kPa
Coefficiente di spinta passiva:	k_p =	2.88	
Profondità della falda da p.c.:	z_w =	0.00	m
Peso dell'unità di volume immerso:	γ' =	9.00	kN/m^3

Caratteristiche del palo

Profondità della testa palo da p.c.:	$z_{P,testa}$ =	4.00	m
Lunghezza del palo:	L_P =	25.00	m
Diametro del palo:	d_P =	0.30	m
Profondità della base palo da p.c.:	$z_{P,base}$ =	29.00	m
Momento di plasticizzazione del palo:	M_y =	171.74	kNm

Distribuzione delle pressioni orizzontali limite lungo il palo

Tensione verticale totale a quota testa palo:	$\sigma_v(z_{P,testa}) =$	76.00	kPa
Tensione verticale totale a quota base palo:	$\sigma_v(z_{P,base}) =$	551.00	kPa
Pressione idrostatica a quota testa palo:	$u(z_{P,testa}) =$	40.00	kPa
Pressione idrostatica a quota base palo:	$u(z_{P,base}) =$	290.00	kPa
Tensione verticale efficace a quota testa palo:	$\sigma'_v(z_{P,testa}) =$	36.00	kPa
Tensione verticale efficace a quota base palo:	$\sigma'_v(z_{P,base}) =$	261.00	kPa
Tensione orizzontale efficace a quota testa palo - Stato limite passivo:	$\sigma'_h(z_{P,testa}) =$	103.75	kPa
Tensione orizzontale efficace a quota base palo - Stato limte passivo:	$\sigma'_h(z_{P,base}) =$	752.22	kPa
Pressione orizzontale limite a quota testa palo:	$p(z_{P,testa}) =$	93.38	kN/m
Pressione orizzontale limite a quota base palo:	$p(z_{P,base}) =$	677.00	kN/m

Meccanismo di rottura del palo

Momento teorico prodotto in testa palo in condizioni limite:	$M_{u,th}$ =	150767.77	kNm
Il meccanismo di rottura è quello di palo:		Lungo	
Distanza tra le cerniere plastiche:	f =	2.31	m
Quota della seconda cerniera plastica:	z_f =	6.31	m
Tensione verticale totale a quota testa palo:	$\sigma_v(z_{P,testa})$ =	76.00	kPa
Tensione verticale totale a quota della seconda cerniera plastica:	$\sigma_v(z_f)$ =	119.80	kPa
Pressione idrostatica a quota testa palo:	$u(z_{P,testa})$ =	40.00	kPa
Pressione idrostatica a quota seconda cerniera plastica:	$u(z_f)$ =	63.05	kPa
Tensione verticale efficace a quota testa palo:	$\sigma'_v(z_{P,testa})$ =	36.00	kPa
Tensione verticale efficace a quota seconda cerniera plastica:	$\sigma'_v(z_f)$ =	56.75	kPa
Tensione orizzontale efficace a quota testa palo - Stato limite passivo:	$\sigma'_h(z_{P,testa})$ =	103.75	kPa
Tensione orizzontale efficace a quota seconda cerniera plastica - Stato limte passivo:	$\sigma'_h(z_f)$ =	163.55	kPa
Pressione orizzontale limite a quota testa palo:	$p(z_{P,testa})$ =	93.38	kN/m
Pressione orizzontale limite a quota seconda cerniera plastica:	$p(z_f)$ =	147.20	kN/m

Carico limite orizzontale

Carico orizzontale limite del palo singolo:	$H_{lim,1}$ =	**277.31**	kN
Fattore di efficienza:	η =	50%	
Valore medio del carico orizzontale limite:	H_{lim} =	**138.65**	kN
Fattore di correlazione:	ξ =	1.7	
Valore caratteristico del carico orizzontale limite:	$H_{lim,k}$ =	**81.56**	kN
Fattore di sicurezza globale:	γ_T =	1.3	
Valore di progetto del carico orizzontale limite:	$H_{lim,d}$ =	**62.74**	kN

$H_{limT,d} = H_{lim,d} \times n_{pali} = 62.74\ kN \times 25 = 1568.25\ kN$

Pertanto:

$H_{limT,d} = 1568.25\ kN > F_{X,max} = 1466.27\ kN$

9.2.3.5.5 Verifica del carico limite orizzontale in direzione trasversale (direzione Y)

Si riportano nel seguito i valori del carico limite in compressione ed in trazione dei micropali sub-orizzontali delegati a resistere alle azioni orizzontali trasversali.

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo:	D =	0.25	m
Lunghezza del micropalo:	L =	15.00	m
Micropalo tipo:		IRS	
Lunghezza utile:	L_u =	15.00	m
Valore del coefficiente α:	α =	1.4	
Diametro di calcolo:	D_s =	0.35	m
Resistenza tangenziale media all'interfaccia fra zona iniettata e terreno	s_m =	100	kPa
Fattore di correlazione	ξ =	1.7	
Resistenza tangenziale caratteristica fra zona iniettata e terreno	s_k =	58.82	kPa

Carico limite del micropalo:

Valore caratteristico della capacità portante per attrito laterale:	$Q_{l,k}$ =	970.20	kN
Valore caratteristico della capacità portante alla punta:	$Q_{p,k}$ =	0.00	kN
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in compressione:	γ_s =	1.15	
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza alla punta:	γ_b =	1.35	
Valore della capacità portante per attrito laterale di progetto:	$Q_{l,d}$ =	843.65	kN
Valore della capacità portante alla punta di progetto:	$Q_{p,d}$ =	0.00	kN
Carico limite di progetto in compressione:	Q_d =	843.65	kN
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione:	γ_{st} =	1.25	
Carico limite di progetto in trazione:	$Q_{t,d}$ =	776.16	kN

Il carico limite di progetto del sistema di micropali risulta pari a:

$H_{limT,d} = Q_{t,d} \times n_{iranti} = 776.16\ kN \times 4 = 3104.64\ kN$

Pertanto:

$H_{limT,d} = 3104.64\ kN > F_{Y,max} = 1434.51\ kN$

9.2.3.5.6 Verifica strutturale del micropalo di fondazione

Caratteristiche di sollecitazione in testa palo

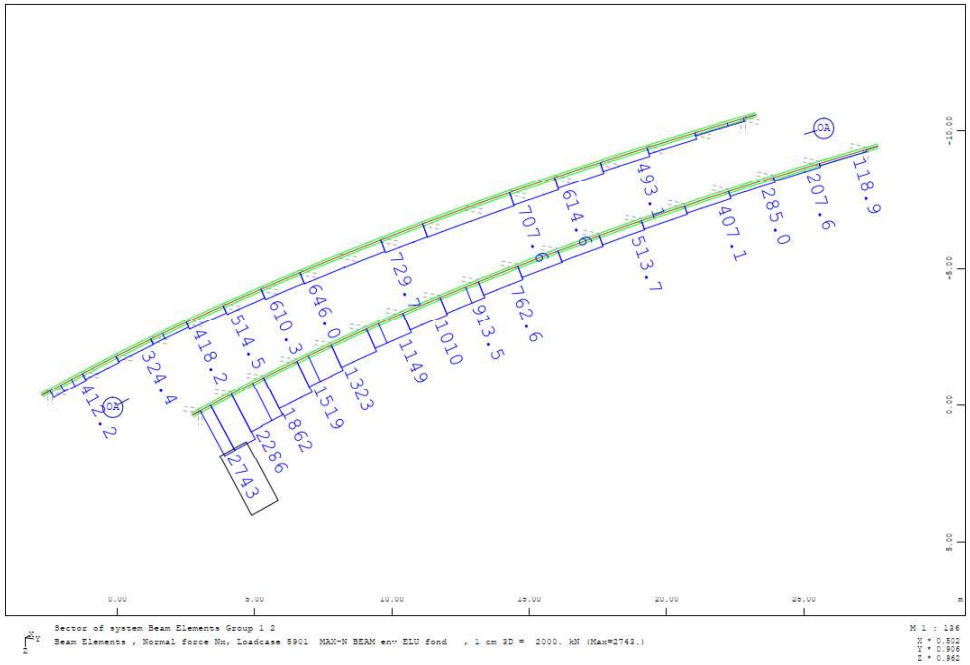
Fattore "b = [k D / (4 E_{arm} J_{arm})]$^{1/4}$":	b =	0.600	m^{-1}
Valore dell'azione normale di progetto:	N_{Ed} =	890.00	kN
Valore del taglio di progetto:	V_{Ed} =	58.65	kN
Momento flettente massimo:	M_{Ed} =	48.86	kNm

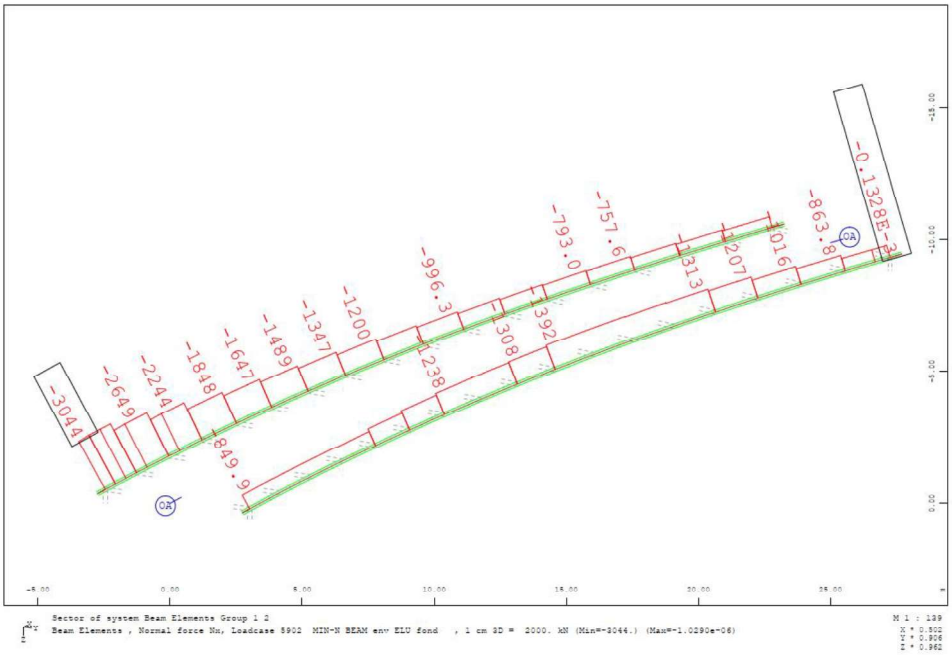
Verifica strutturale del micropalo

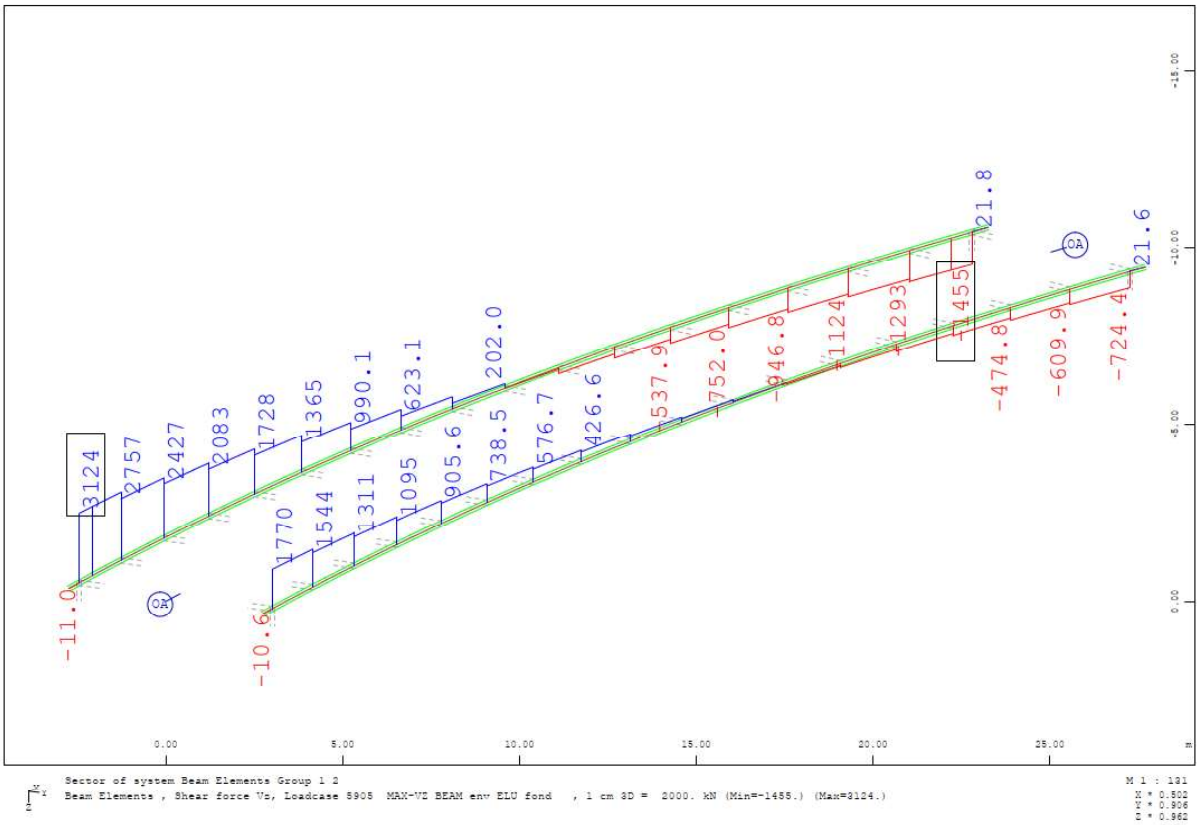
Area della sezione trasversale dell'armatura:	A_{arm} =	8932	mm^2
Momento d'inerzia:	J_{arm} =	35,542,570	mm^4
Modulo di resistenza:	W_{arm} =	366,985.75	mm^3
Tensione normale massima:	σ_d =	232.78	N/mm^2
Tensione tangenziale massima:	τ_d =	13.13	N/mm^2
Tensione ideale:	$\sigma_{id,d}$ =	233.89	N/mm^2

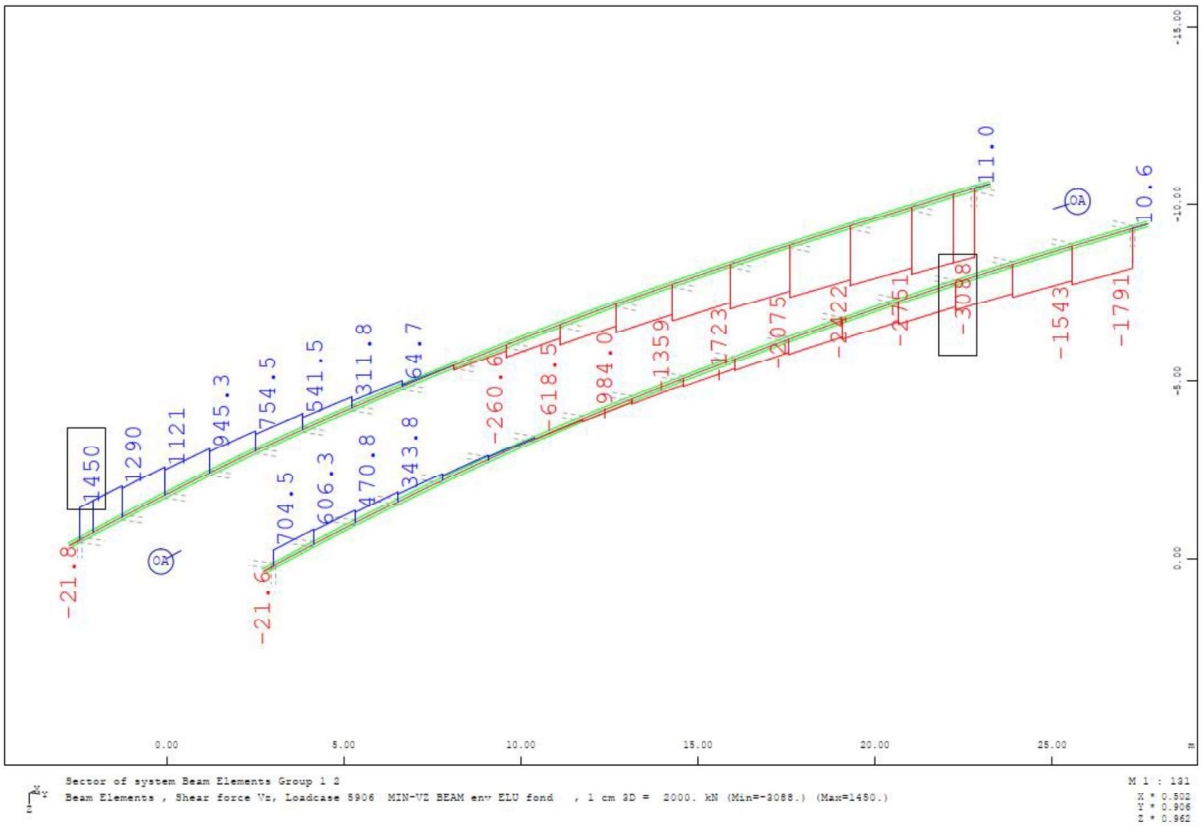
10. APPENDICE – INVILUPPO SOLLECITAZIONI TRAVI PRINCIPALI IMPALCATO

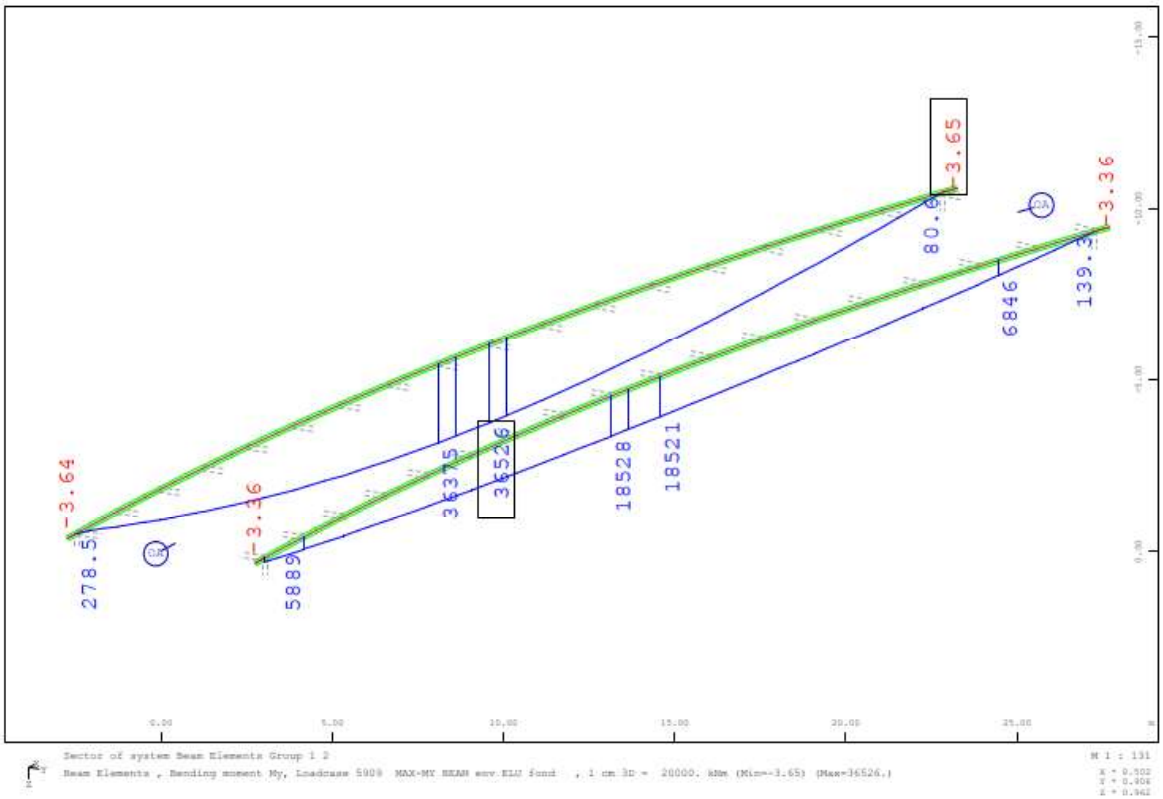
10.1 Impalcato L=45 m

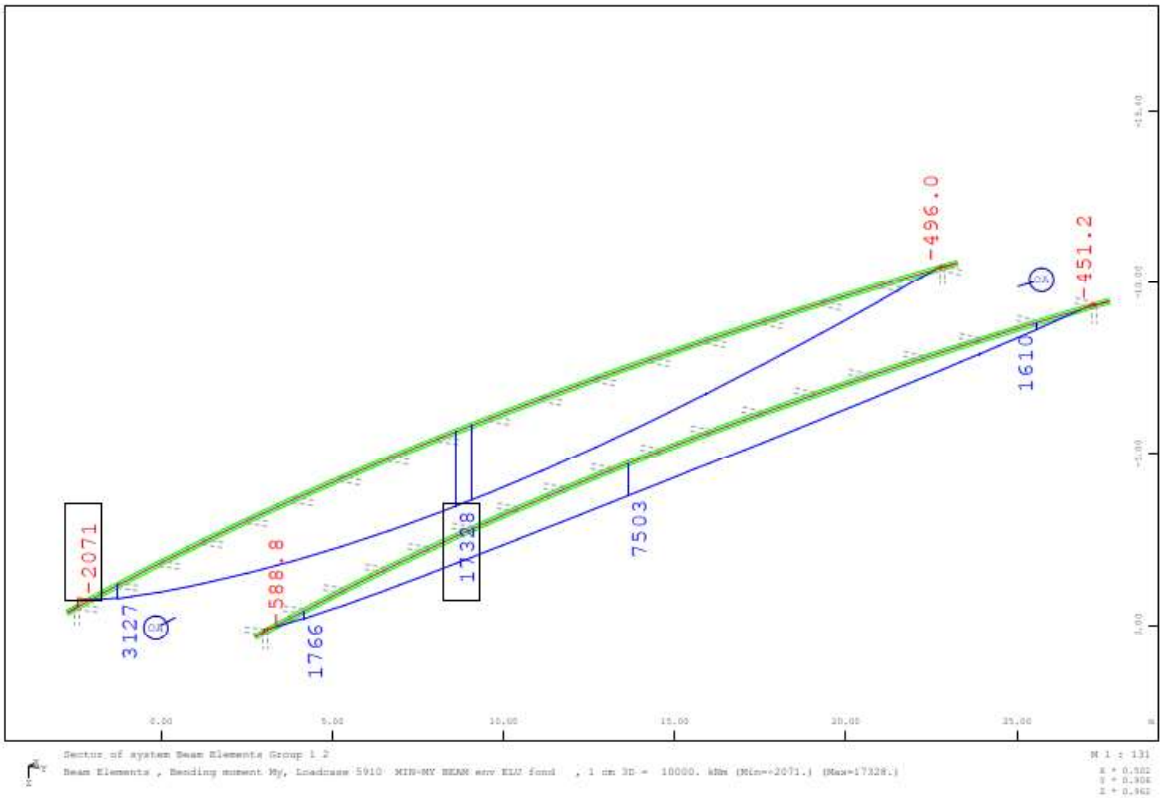




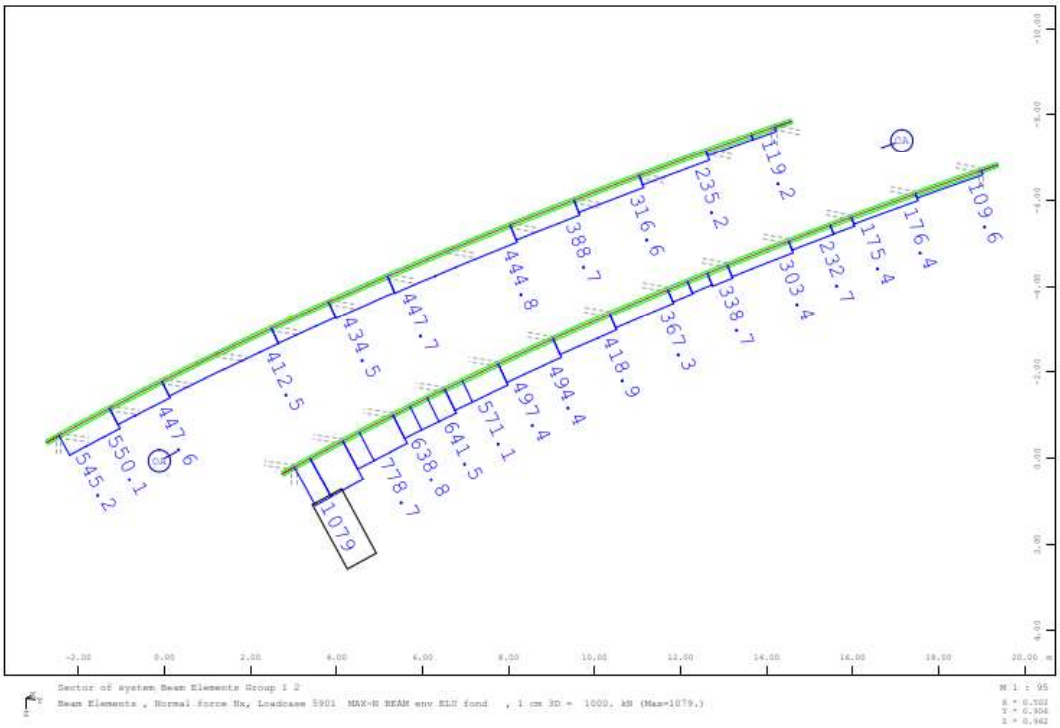

3124
2757
2427
2083
1728
1365
990.1
623.1
202.0
-11.0
1770
1544
1311
1095
905.6
738.5
576.7
426.6
537.9
752.0
946.8
1124
1293
1455
21.8
-474.8
-609.9
-724.4
21.6
-10.6
OA
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
m
-15.00
-10.00
-5.00
0.00
Sector of system Beam Elements Group 1 2
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 5905 MAX-VZ BEAM env ELU fond , 1 cm 3D = 2000. kN (Min=-1455.) (Max=3124.)
M 1 : 131
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

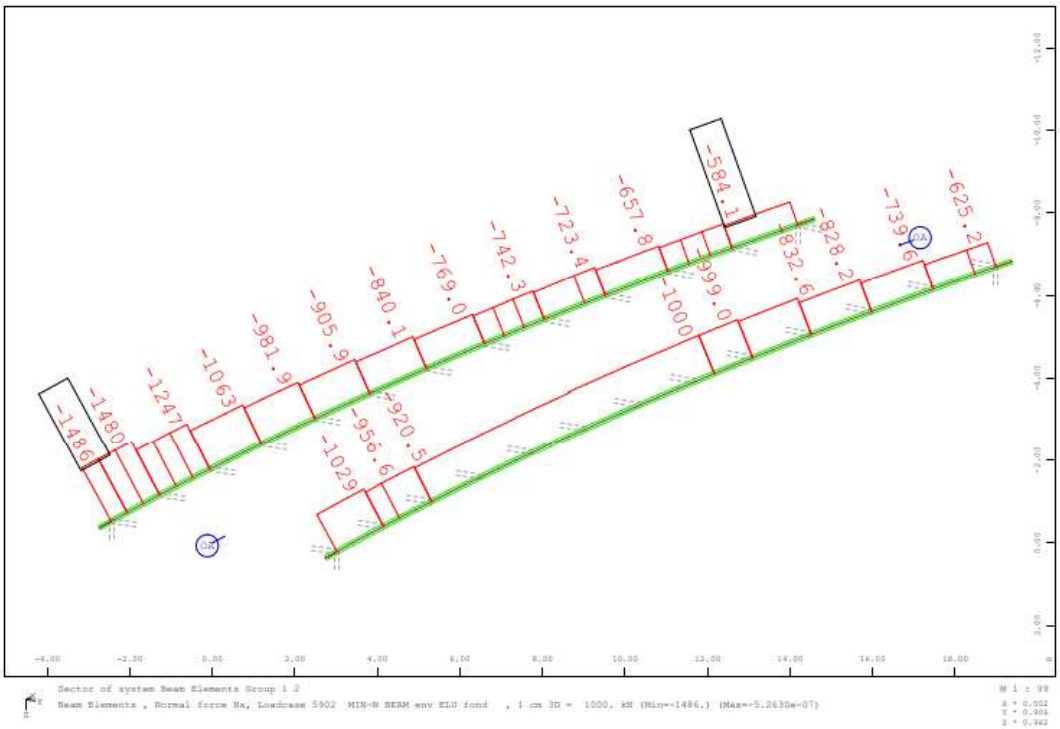

1450
1290
1121
945.3
754.5
541.5
311.8
64.7
-21.8
704.5
606.3
470.8
343.8
-260.6
-618.5
984.0
1359
1723
2075
2422
2751
3088
11.0
-1543
-1791
10.6
-21.6
OA
0.00
5.00
10.00
15.00
20.00
25.00
m
-15.00
-10.00
-5.00
0.00
Sector of system Beam Elements Group 1 2
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 5906 MIN-VZ BEAM env ELU fond , 1 cm 3D = 2000. kN (Min=-3088.) (Max=1450.)
M 1 : 131
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

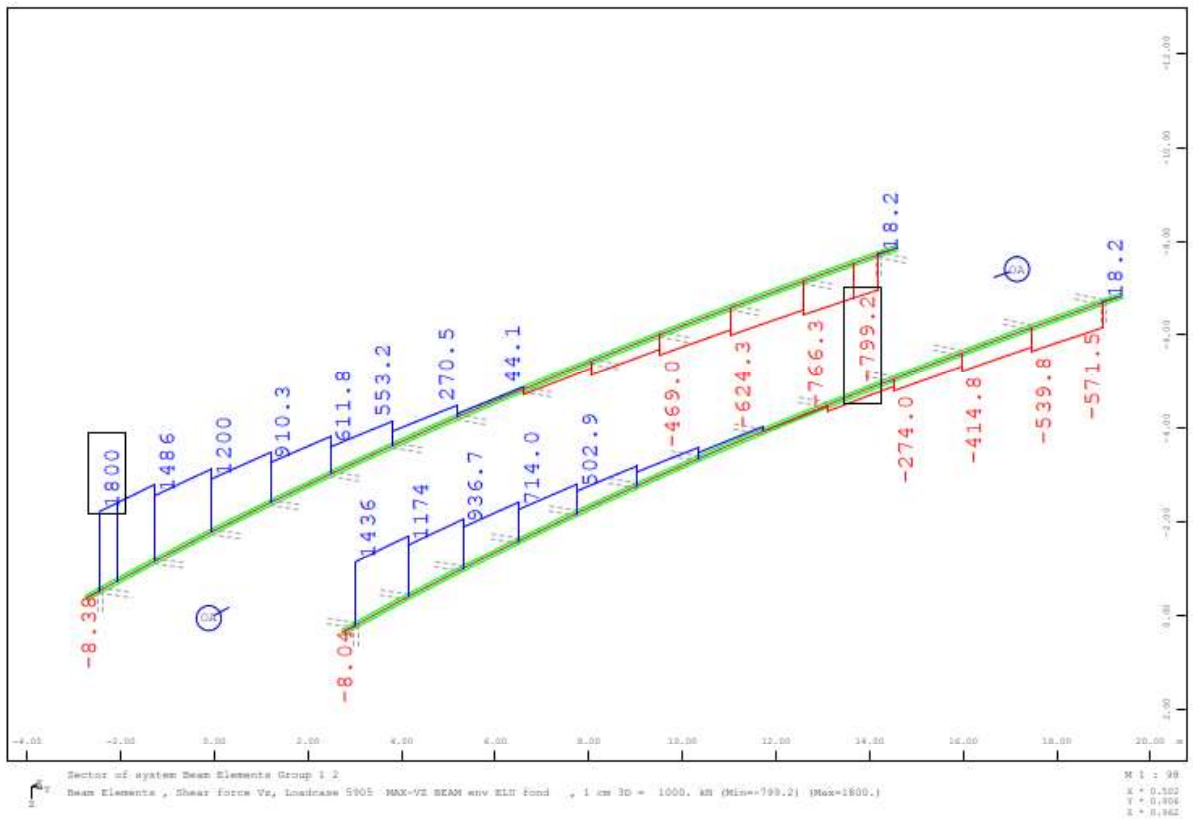

-3.64
278.5
-3.16
5889
36375
36526
18528
18521
80.9
-3.65
6846
139.3
-3.36

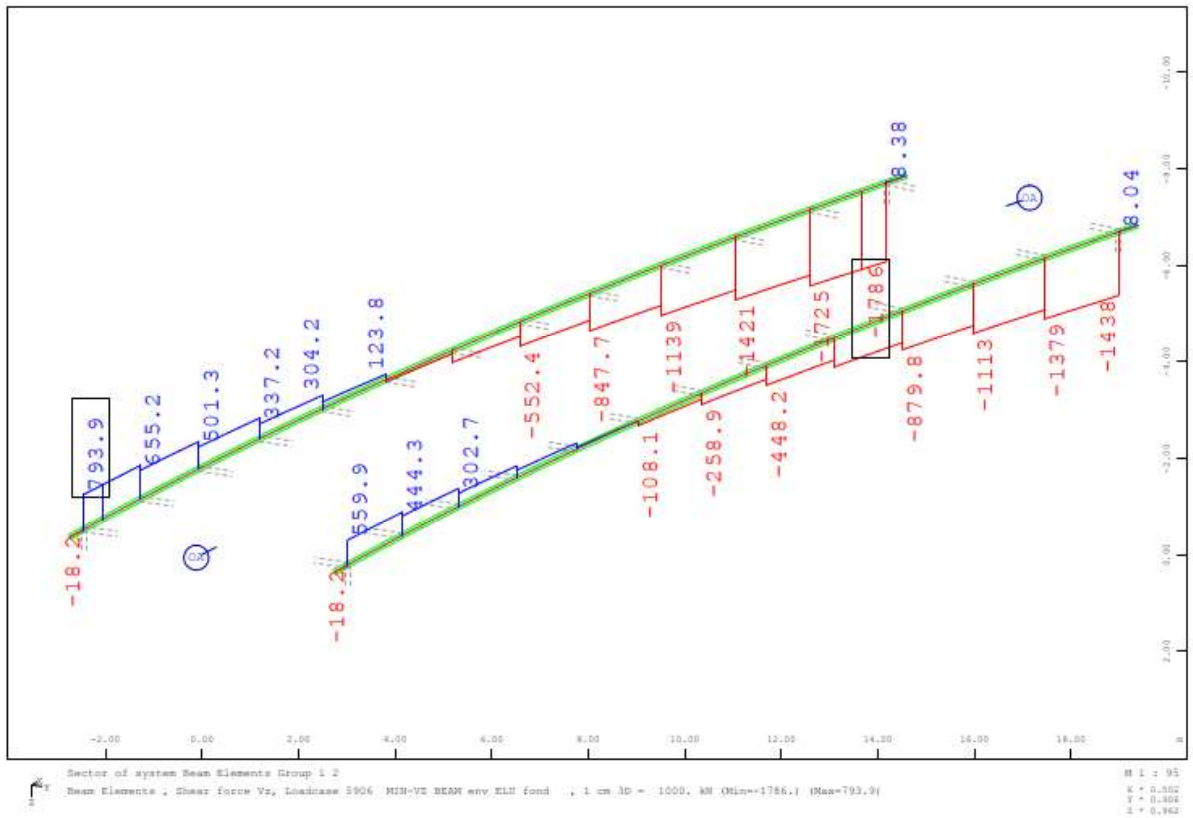

-2071
3127
-588.8
1766
17328
7503
-496.0
1610
-451.2

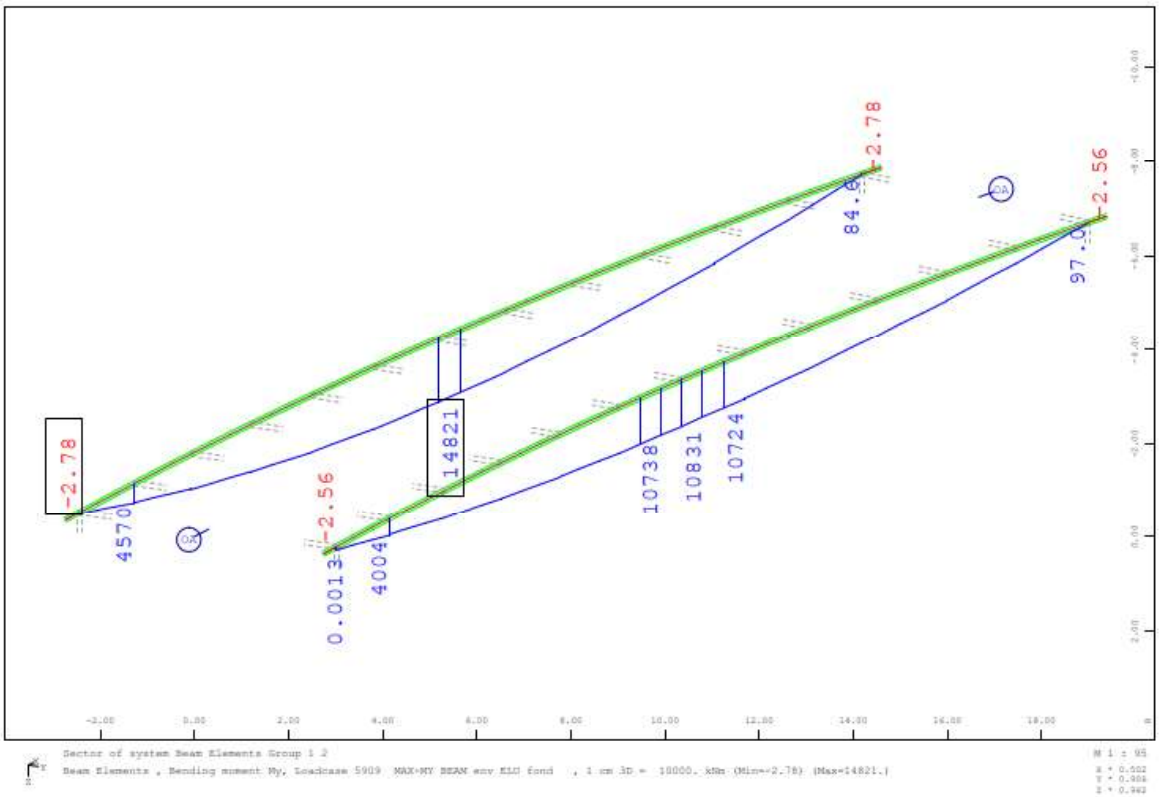
10.2 Impalcato curvilineo L=32m – R=150m

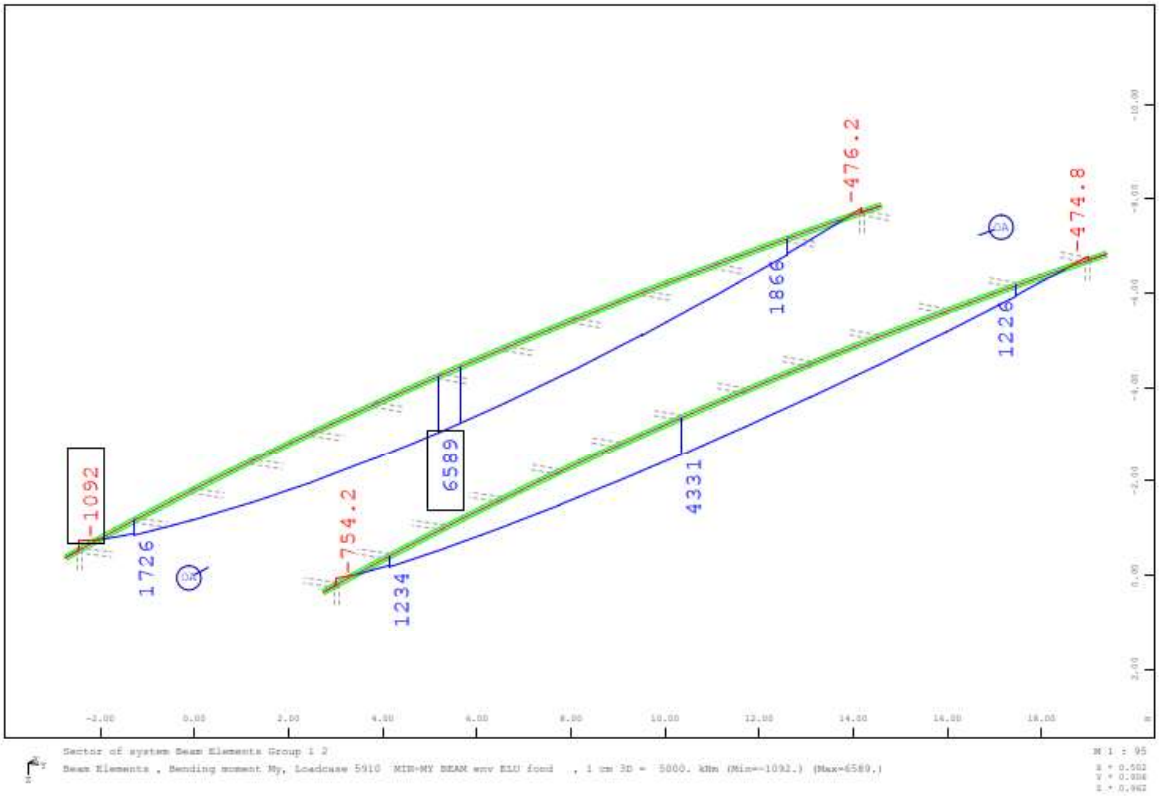




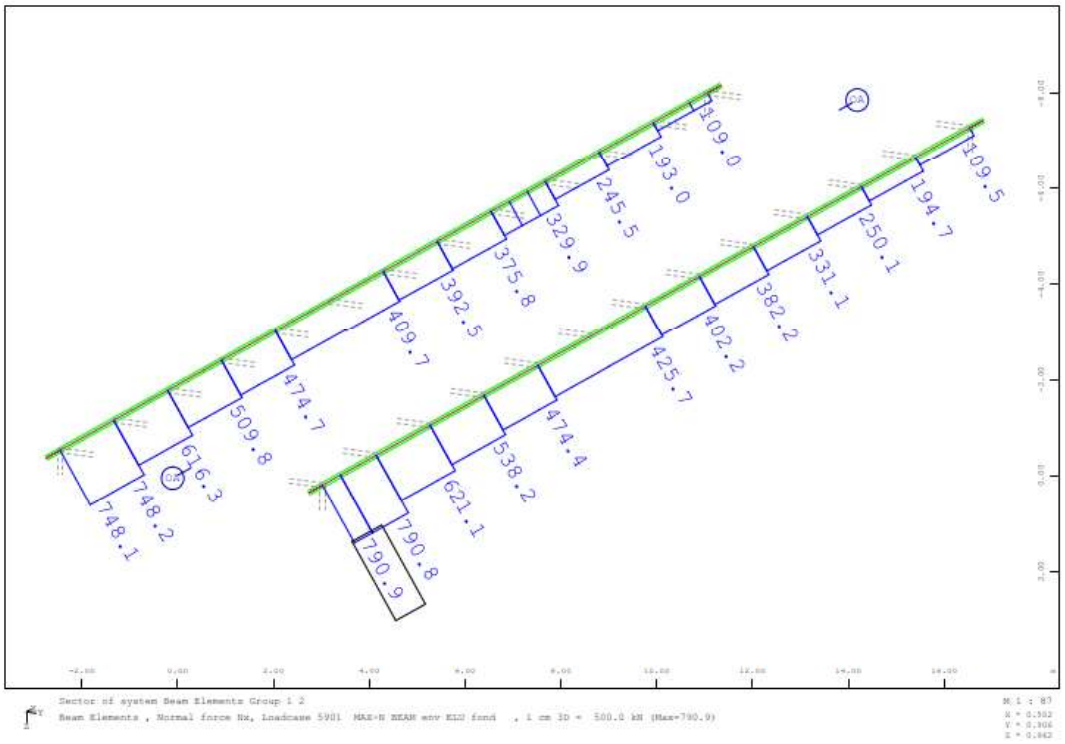

1800
1486
1200
910.3
611.8
553.2
270.5
44.1
-8.38
1436
1174
936.7
714.0
502.9
-8.04
-469.0
-624.3
-766.3
-799.2
18.2
-274.0
-414.8
-539.8
-571.5
18.2

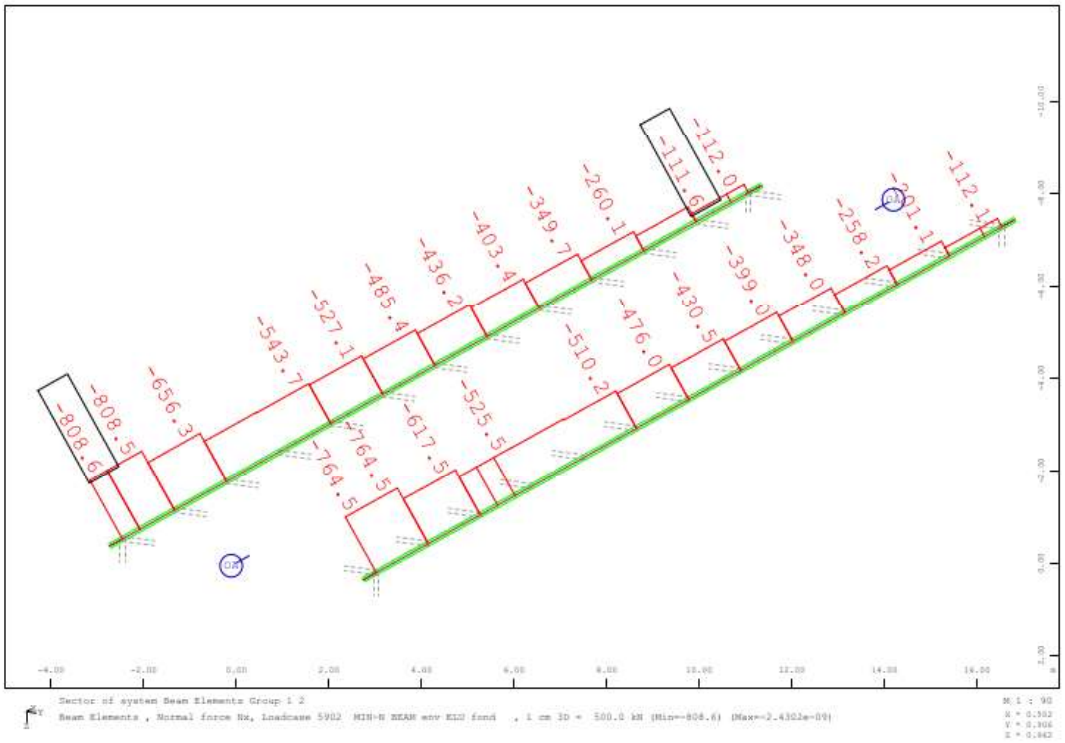

793.9
655.2
501.3
337.2
304.2
123.8
-18.2
659.9
444.3
302.7
-552.4
-847.7
-1139
-1421
-1725
-1786
8.38
-108.1
-258.9
-448.2
-879.8
-1113
-1379
-1438
8.04

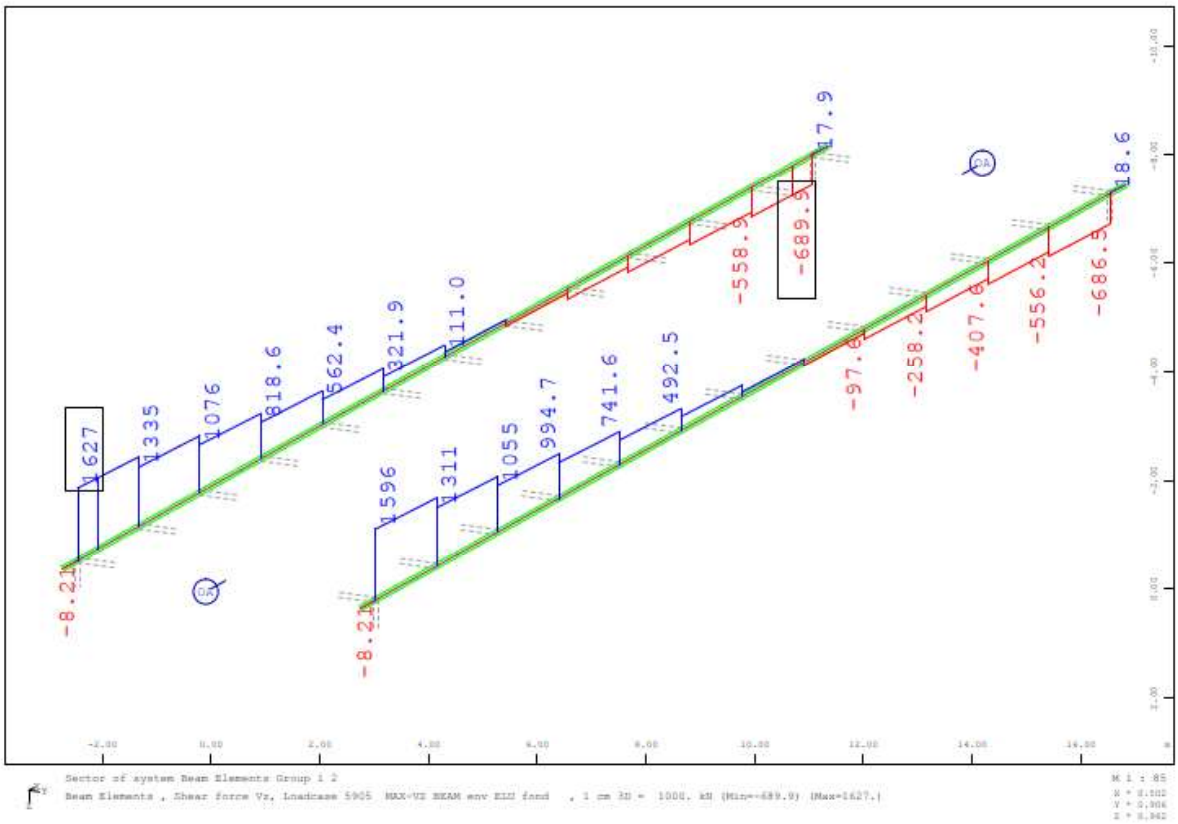

-2.78
4570
-2.56
0.00013
4004
14821
10738
10831
10724
84.6
-2.78
97.0
-2.56

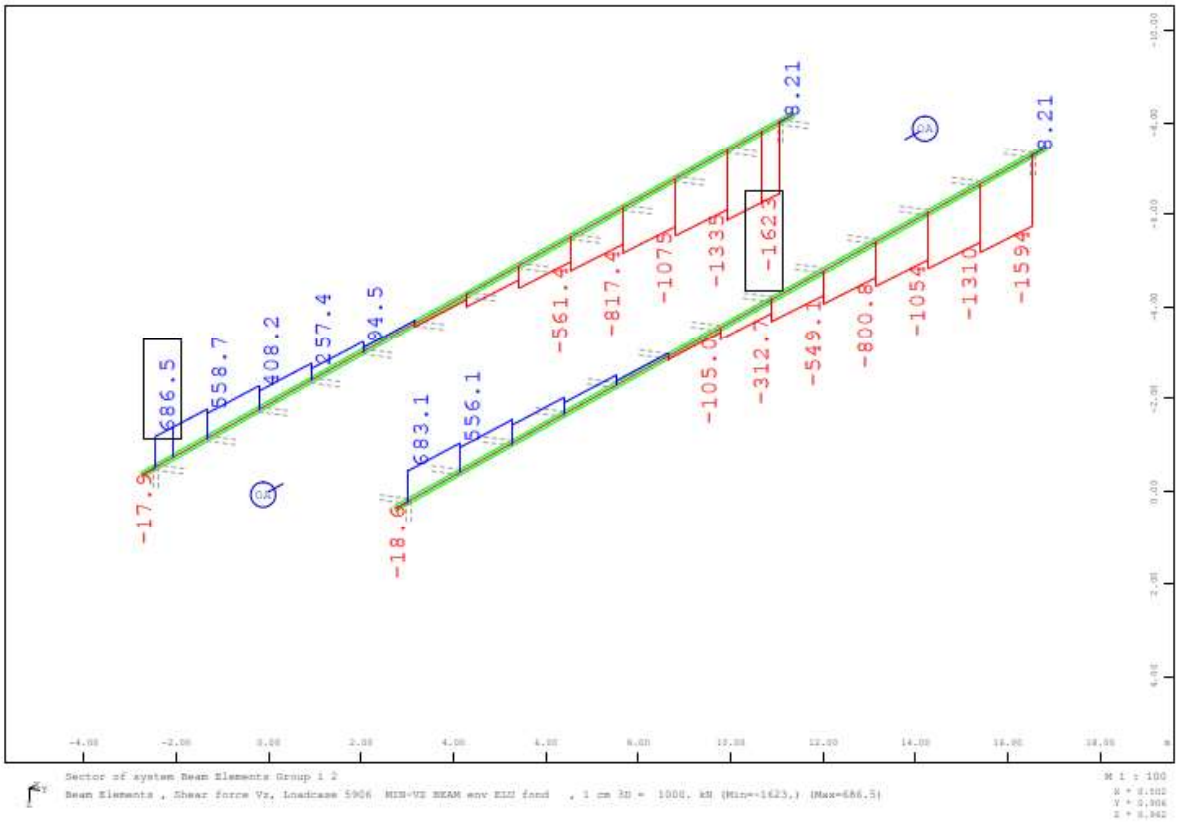

-1092
1726
-754.2
1234
6589
4331
1866
-476.2
1226
-474.8

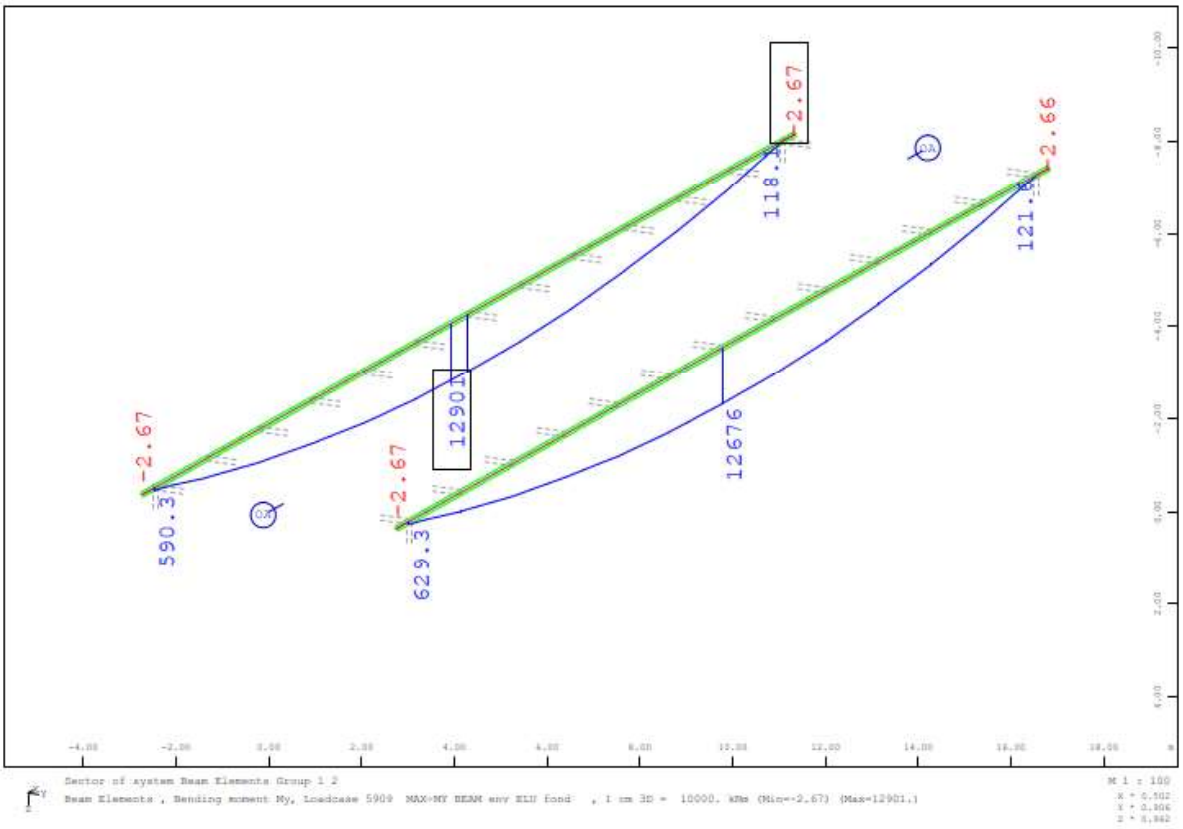
10.3 Impalcato rettilineo L=32m

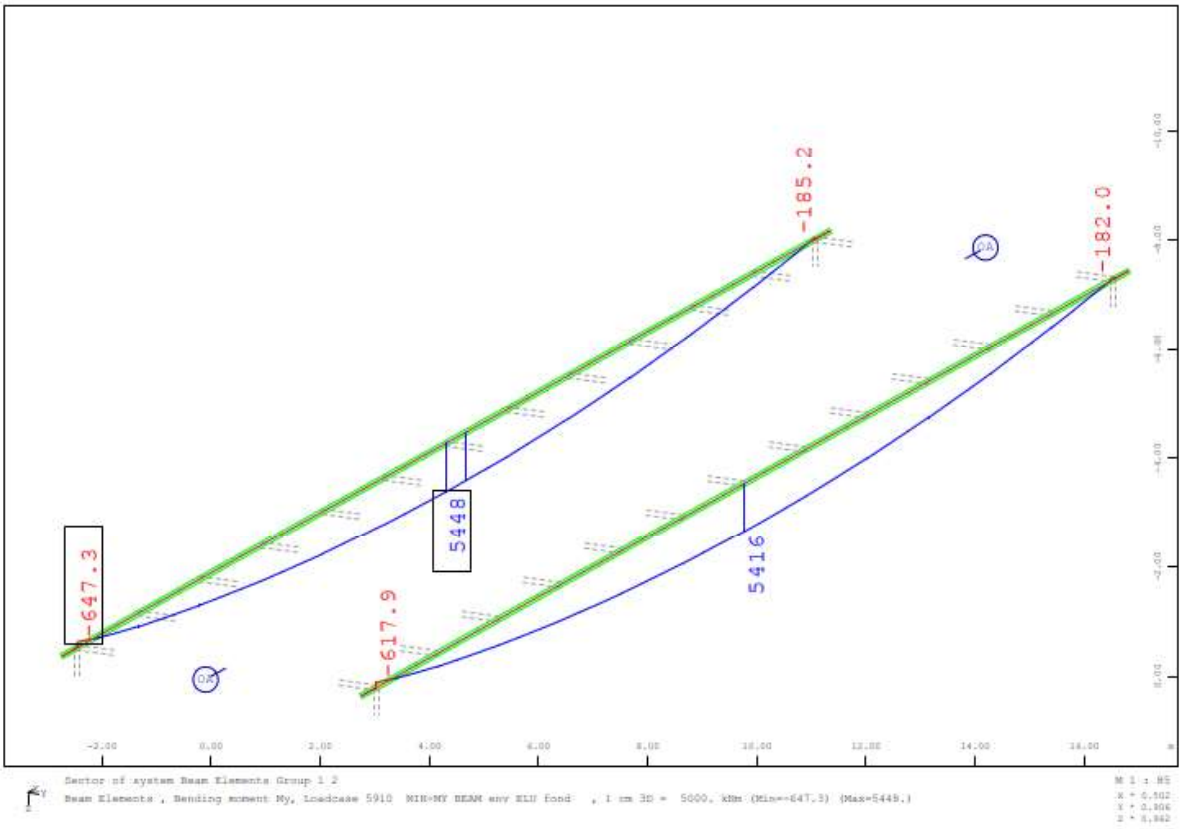





-8.21
1627
1335
1076
818.6
562.4
321.9
111.0
-558.9
-689.9
17.9
-97.6
-258.2
-407.6
-556.2
-686.9
18.6
-8.21
1596
1311
1055
994.7
741.6
492.5


-17.9
686.5
558.7
408.2
257.4
94.5
-561.4
-817.4
-1075
-1335
-1623
8.21
-18.6
683.1
556.1
-105.0
-312.7
-549.1
-800.6
-1054
-1310
-1594
8.21


-2.67
118.2
-2.67
121.8
-2.66
-2.67
590.3
12901
-2.67
629.3
12676


-185.2
-182.0
-647.3
5448
-617.9
5416