

Tronco

A52 - TANGENZIALE NORD DI MILANO

Oggetto

Potenziamento interconnessione A4-A52 ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e svincolo Monza S. Alessandro - Opera connessa Olimpiadi 2026

CUP:

-

Fase progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

LA CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

LA CONCESSIONARIA



MILANO SERRAVALLE
MILANO TANGENZIALI S.p.A
IL DIRETTORE TECNICO
dott. ing. Giuseppe Colombo

Il progettista



Descrizione elaborato

STR - PARTE STRUTTURALE E GEOTECNICA

Relazione di calcolo tratto TR02 interferenza con galleria esistente

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	28/02/2023	EMISSIONE	M.Tomasin	M.Mariani	M.Mariani
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-
E	-	-	-	-	-

Codifica elaborato

5	0	2	3	E	S	T	R	1	0	2	R	0	X	X	T	R	0	2	X	A
Codice				Fase	Ambito			Progressivo	Tipo	Lotto	Zona		Opera			Tratto	Rev			

Scala

-

POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4 RAMO DI SVINCOLO
TRA A4 DIR. TORINO E A52 DIR. RHO E SVINCOLO MONZA S.
ALESSANDRO – OPERA CONNESSA OLIMPIADI 2026

POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4

Relazione di calcolo tratto TR02 interferenza con galleria esistente

	Description	Phase
Project	POTENZIAMENTO INTERCONNESSIONE A52 – A4	-
Client		-
Document ID		A

	Author	Rev
Written	Michele Civiero	00A
Verified	Michele Civiero	00A
Approved	Paolo Cucino	00A

This document is the property of SWS and may only be used for the purpose for which it is supplied. Reproduction or use of the information thereon, in whole or in part, is strictly prohibited without the express written permission of SWS.

Status and History of the Document

Revision	Description of main modifications	Date
00A	Preliminary delivery of the document	08/03/2023

INDICE

1	GENERALITA'	5
	1.1 Inquadramento generale dell'opera	5
	1.2 Oggetto specifico della relazione	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
	2.1 Normativa di riferimento	6
	2.2 Elaborati di riferimento	6
	2.3 Software utilizzati	6
3	INDAGINI STORICA DELLA GALLERIA esistente	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
	4.1 Specifiche tecniche dei materiali esistenti	14
	4.2 Specifiche tecniche dei materiali utilizzati	14
	4.3 Classe di esposizione e copriferri	16
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	17
	5.1 Inquadramento geologico	17
	5.2 Inquadramento geomorfologico	17
	5.3 Inquadramento idrogeologico	18
	5.4 Indagini geotecniche	18
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	20
	6.1 Pericolosità sismica	20
	6.2 RISPOSTA SISMICA	22
	6.2.1 <i>Categoria di sottosuolo e categoria topografica</i>	24
	6.2.2 <i>Azione sismica di progetto</i>	25
7	ANALISI STRUTTURALE	26
	7.1 SEZIONE DI CALCOLO	26
	7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	26
	7.3 Azioni della neve	28
	7.4 Azione sismica	29
	7.5 AZIONI	30
	7.6 RESISTENZE	30
	7.7 ANALISI CARICHI	31
	7.8 RISULTATI DELLE ANALISI	33
8	CONCLUSIONI	45

1 GENERALITA'

1.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione è la progettazione degli interventi di potenziamento dell'interconnessione A52 – A4 relativamente allo snodo di collegamento tra la A4 e la SS36 funzionale alle Olimpiadi del 2026. In particolare, sono stati sintetizzati gli aspetti progettuali principali per la tratta di opera compresa tra le progressive km. 0+580 e km. 0+613 circa, analizzando l'interferenza con le strutture esistenti della galleria San Rocco per un tratto di circa 24m.

L'andamento del tracciato risulta pressoché parallelo all'attuale galleria San Rocco, lungo il ramo 1 del corpo stradale principale. L'opera consiste in un tratto a trincea con diaframmi in c.a. gettati in opera per il lato nord, soletta di fondo che costituisce la fondazione del muro di irrigidimento da realizzarsi in corrispondenza del piedritto laterale della Galleria esistente San Rocco.

Per quanto concerne le fasi costruttive, si prevede di realizzare l'opera mediante il metodo Milano, consentendo di minimizzare i volumi di scavo e di conseguenza le interferenze con la viabilità locale.

1.2 OGGETTO SPECIFICO DELLA RELAZIONE

Nel presente documento si riportano le caratteristiche delle opere esistenti interferenti le fasi realizzative degli interventi di potenziamento dell'interconnessione A52 -A4 relativamente allo snodo di collegamento tra A4 e la SS36, e le relative soluzioni progettuali proposte nell'ambito della progettazione. Vengono descritte e verificate le parti strutturali costituenti l'opera sopracitata e vengono definite le modalità di esecuzione della stessa.

Le verifiche sono state condotte in accordo con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC2018 (Rif. [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2019 (Rif. [2]).

L'elaborato in oggetto è stato realizzato con lo scopo di definire nella zona di interesse:

- Le soluzioni progettuali e soddisfare le verifiche di dimensionamento delle opere di sostegno e della galleria artificiale e le verifiche sulle opere esistente nella configurazione di scavo e finale dell'opera nel suo complesso;

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2018 Istruzione per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norma tecniche per le costruzioni”;

2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

- [3] Elaborato 5023 P GEO 001 R 0 XX XXXX X A “Relazione geologica – geotecnica – sismica” a supporto dello studio di fattibilità tecnica ed economica;
- [4] Elaborato “Sezioni geotecniche parallele al tracciato LA, LB, LC e LD” - “Consulenza geologica ed esecuzioni indagini geognostiche da espletarsi nell’ambito della progettazione definitiva - esecutiva per il Potenziamento interconnessione A52-A4 ramo di svincolo tra A4 dir. Torino e A52 dir. Rho e svincolo Monza S. Alessandro - opera connessa Olimpiadi 2026”, Rev. 0 – Aprile 2022;
- [5] Elaborato 4115 E STR 103R 5 D0 GA01 2 A “Analisi di vulnerabilità statica e sismica San Rocco – pk. 4+603 – Relazione interpretativa delle indagini”;
- [6] Elaborato 4115 E STR 101R 5 D0 GA01 2 A “ Analisi di vulnerabilità statica e sismica San Rocco – pk. 4+603 – Relazione di Vulnerabilità”.

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi alle opere in esame e riportati in elenco elaborati.

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

I documenti correlati, la cui lettura è consigliata per allargare la conoscenza dell’ambito del quale il presente documento si inquadra, sono:

- [7] MIDAS Gen 2022– Manuale d’uso

3 INDAGINI STORICA DELLA GALLERIA ESISTENTE

La galleria artificiale San Rocco fa parte della Tangenziale Nord di Milano (AA52) ed è lunga circa 500 metri. La viabilità in copertura non ha subito modifiche significative rispetto al progetto originale. Ci sono quattro attraversamenti in copertura, di cui tre stradali e uno ferroviario che utilizza un sovrappasso strutturale. Nel documento [5] è presentata l'analisi di vulnerabilità della galleria artificiale e le analisi hanno preso in considerazione l'attraversamento di Via Guglielmo Marconi identificandolo come la sezione più critica su cui condurre le verifiche. La scelta risulta tale in quanto la strada, a due corsie per senso di marcia, attraversa la galleria trasversalmente nel punto in cui gli elementi strutturali della copertura hanno maggiore luce. Dalle verifiche svolte i carichi del traffico costituiscono una delle sfide maggiori per la struttura esistente. L'analisi condotta in precedenza si sono occupate di analizzare la sezione trasversale corrente, che è caratterizzata da larghezza totale pari a 28.5m con due canne identiche costituite da diaframmi laterali, piedritti centrali, posizionati in modo speculare, e due travi di copertura prefabbricate di luce 12.5m. La nuova costruzione, necessaria per il potenziamento comporta l'interferenza con una porzione di tale manufatto. In particolare, l'interferenza è localizzata nel tratto più a ovest della galleria, in prossimità dell'attraversamento ferroviario. In questa zona, a causa della preesistente presenza dell'infrastruttura ferroviaria si rese necessario adottare l'installazione di un manufatto a spinta, costruito in due conci e spinti uno dal lato Est (Milano) e l'altro dal lato ovest (Meda).

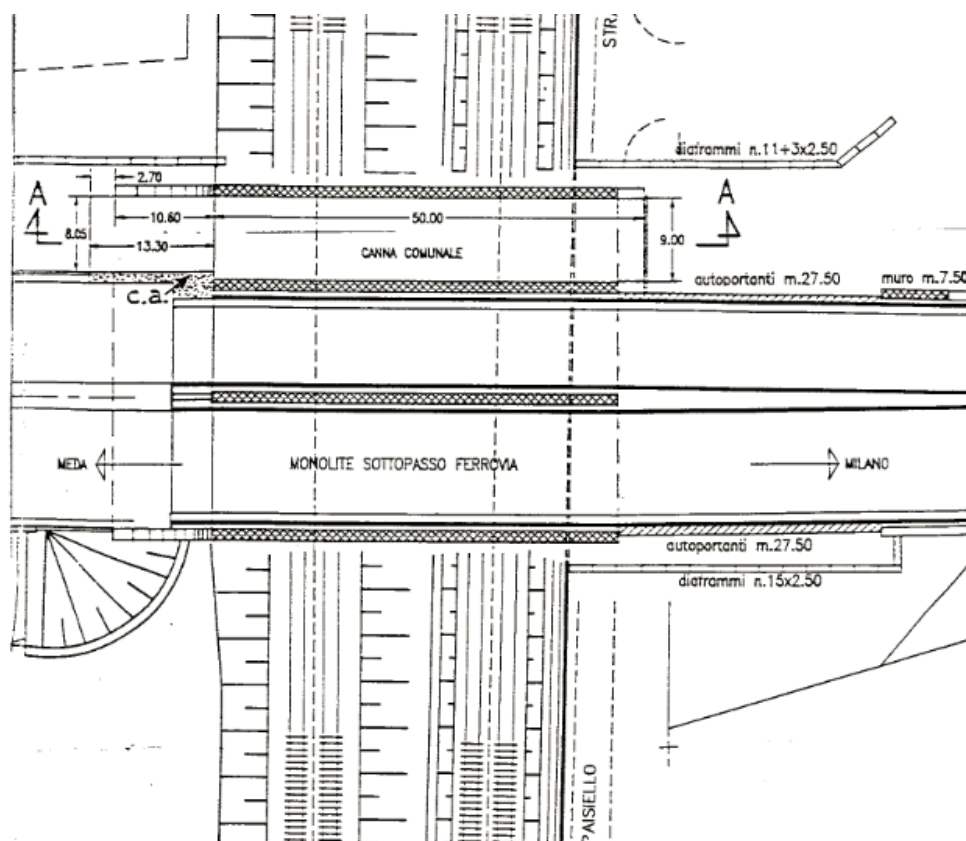


Figura 3-1: Estratto tavole di progetto originali con indicazione della zona di installazione dei monoliti.

Mentre il lato indicato in figura 3 come Meda, nel layout stradale definitivo si trovava a cielo aperto il tratto direzione Milano faceva già parte del tratto in galleria. La realizzazione della galleria artificiale in questa zona è

caratterizzata da una zona di transizione geometrica di raccordo tra le dimensioni del monolite e le dimensioni della sezione a correre realizzata con la tecnica top down. Questo tratto di artificiale è stato realizzato mediante l'impiego di piedritti autoportanti, con prefabbricazione ibrida costituita da due piedritti laterali, con post tensione, un piedritto centrale costituito da due casseri a perdere resi solidali con un getto di completamento ed la copertura costituita da travi prefabbricate, pre e post tese, a nervatura rovescia con getto di completamento in opera. Nella immagine che segue si riportano le due sezioni di progetto caratterizzate da luci differenti che si raccordano appunto tra i due manufatti principali.

Sezione tipo tratto compreso tra sez. 259b-259c

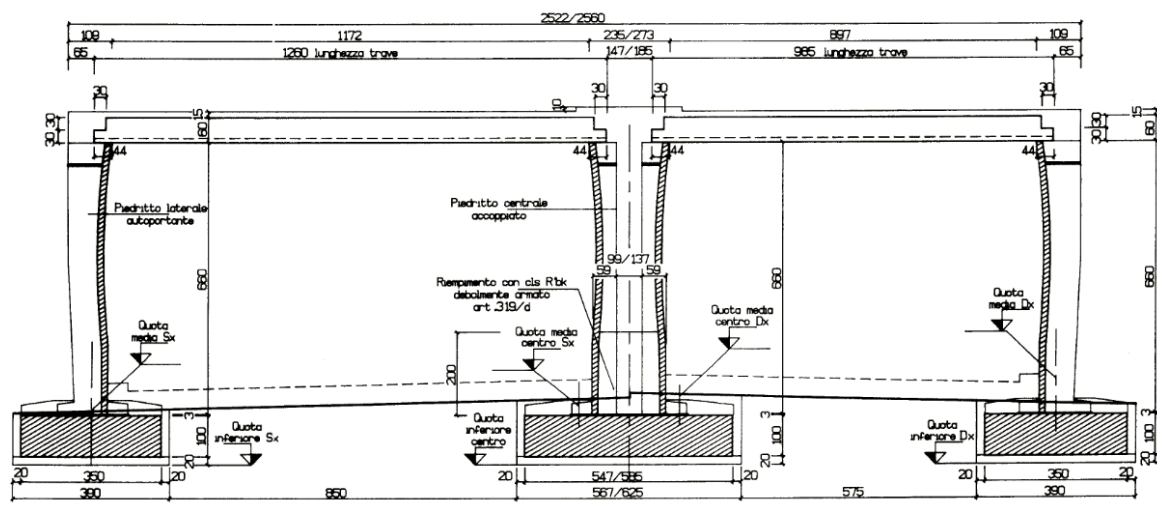


Figura 3-2: Estratto tavole di progetto originali Sezione tipo tratto con elementi prefabbricati autoportanti

Sezione tipo tratto compreso tra sez. 259c-259d

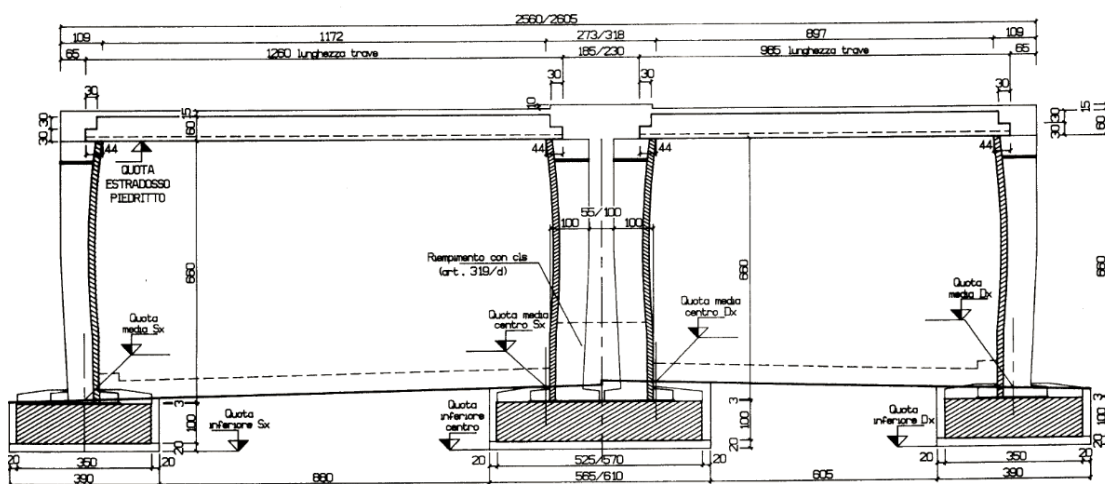
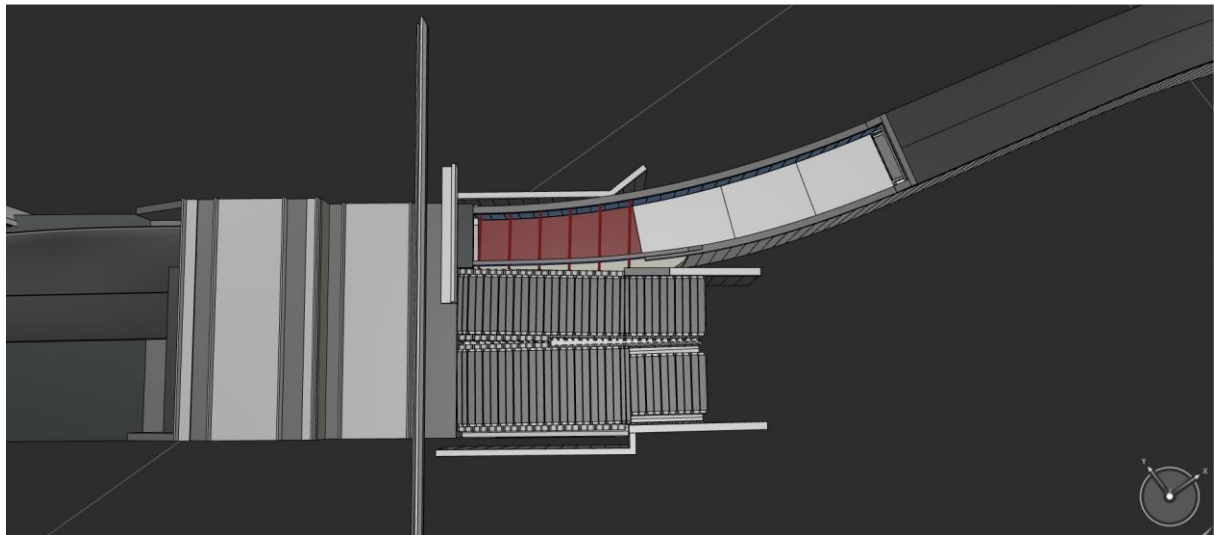
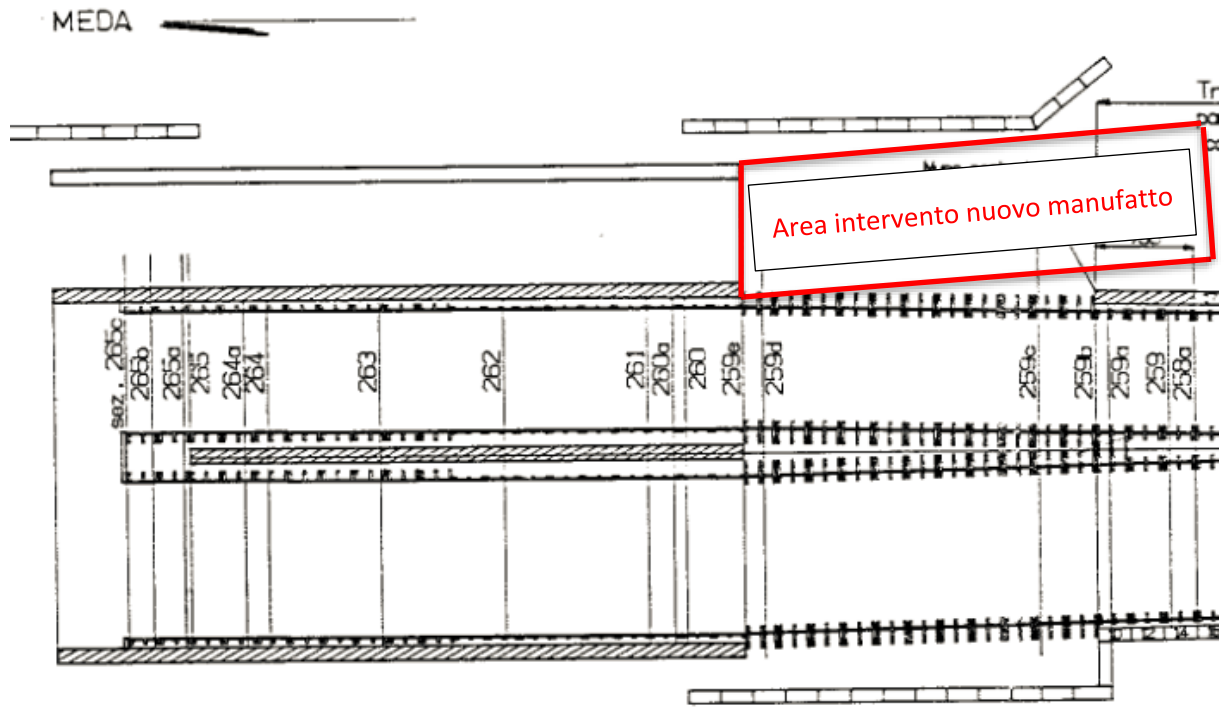


Figura 3-3: Estratto tavole di progetto originali Sezione tipo tratto con elementi prefabbricati autoportanti

Il nuovo manufatto si va ad inserire tra i diaframmi esistenti posti a Nord ed il piedritto laterale sino ad andare in tangenza con lo stesso raccordandosi con canna comunale esistente, come schematizzato nell'immagine che segue.



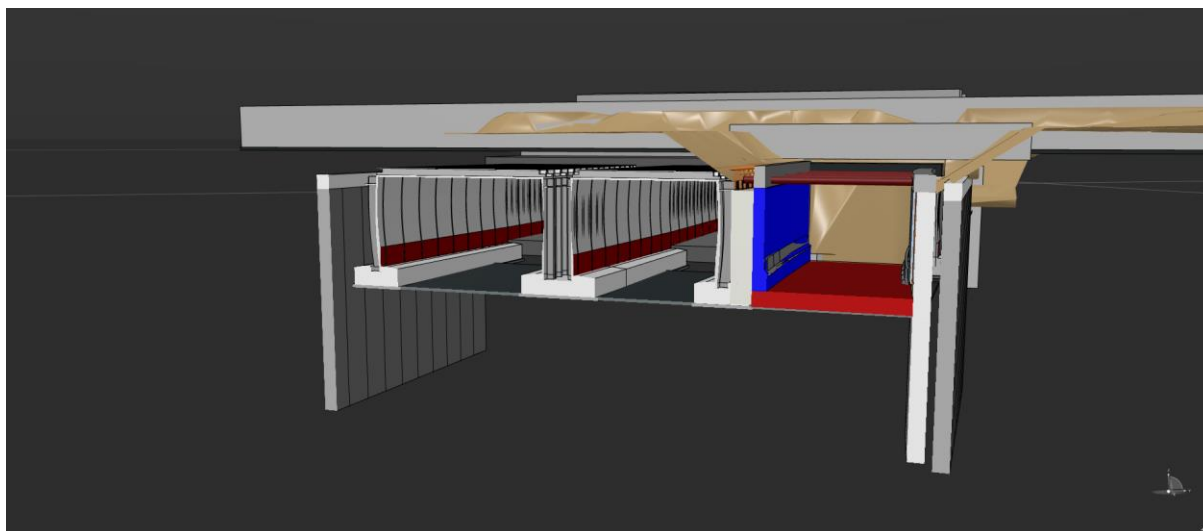
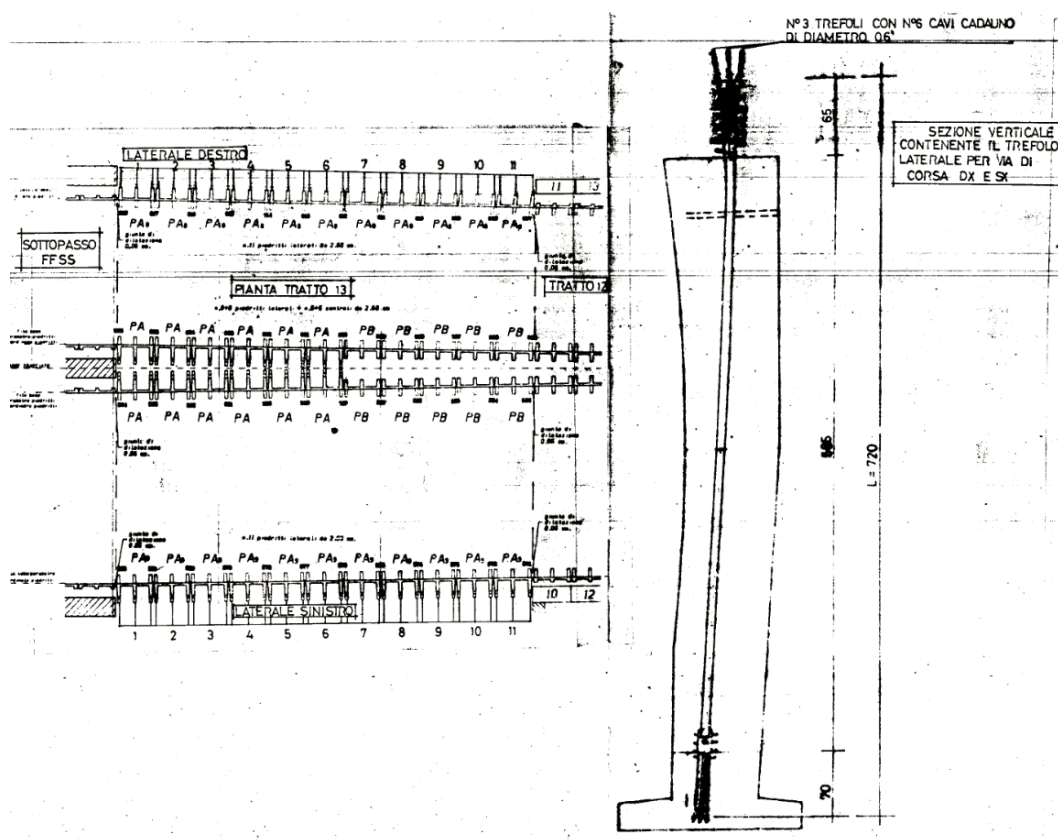


Figura 3-4: Schematizzazione della zona di interferenza con il manufatto esistente.

Nella figura che segue sono riportati i dettagli dei piedritti laterali, che prevedono il getto di completamento e la post tensione, questi elementi hanno sezione variabili, composta da tre nervature e un paramento di 14-16 cm di spessore. Questi elementi contengono un sistema di post-tensione, costituito da tre trefoli con sei cavi diametro 0.6”.



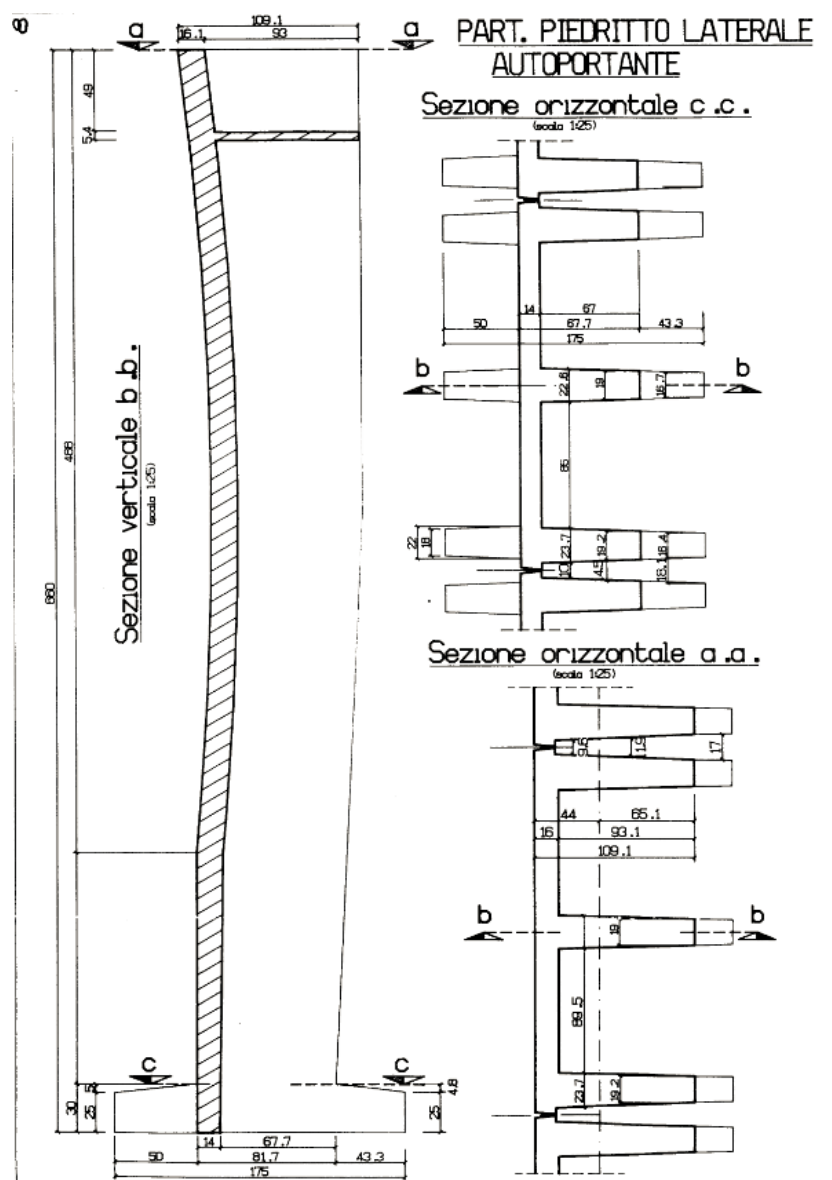


Figura 3-5: particolare costruttivo dei piedritti laterali

Il piedritto centrale è costituito anche esso da un pannello di 249 cm con tre nervature e sezione variabile lungo lo sviluppo in altezza. Dai disegni non risulta esserci precompressione ma i due elementi una volta affiancati prevedevano il successivo getto di completamento mediante l'impiego di fori per il pompaggio del cls, rendendoli monolitici.

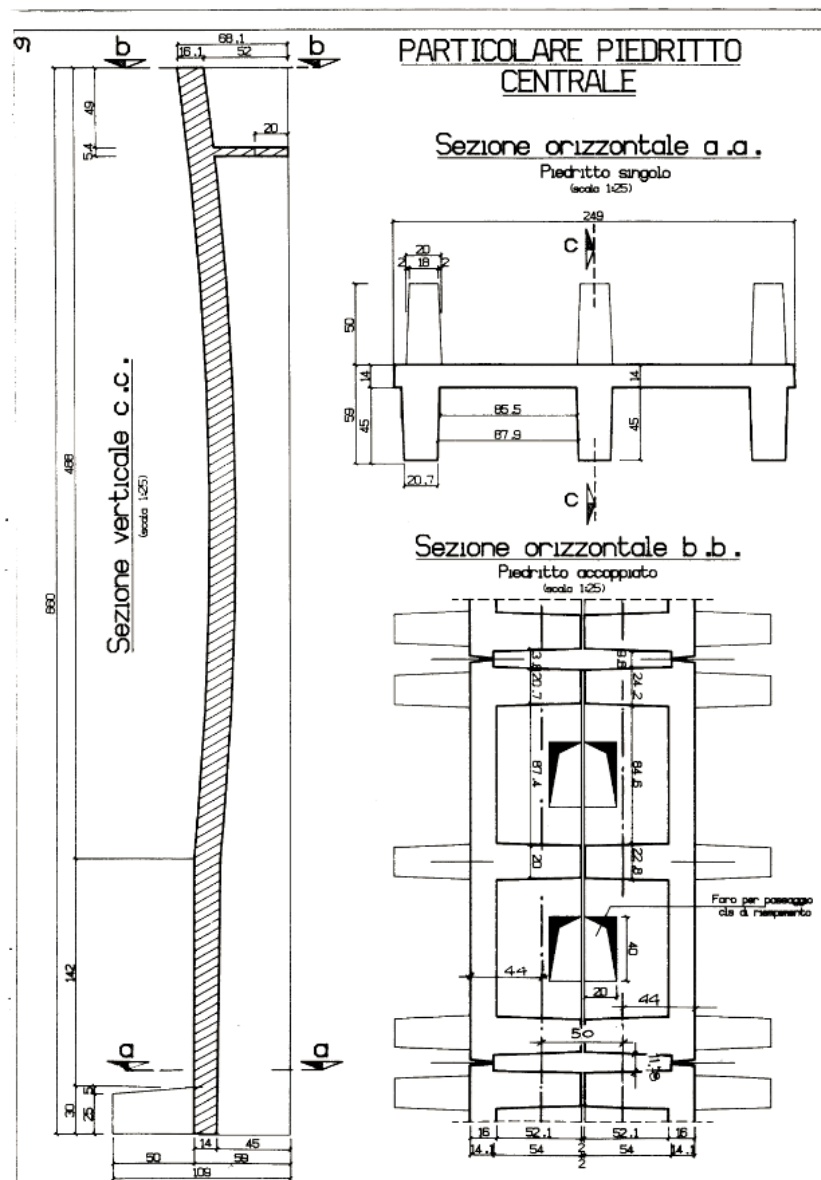


Figura 3-6: particolare costruttivo dei piedritti centrali;

Le travi di copertura riferendosi ai dettagli costruttivi risultano essere travi prefabbricate pre e post tese. Queste hanno una sezione a tre nervature, di spessore variabile, che contengono le guaine dove sono alloggiati i cavi di post-tensione ad andamento curvilineo, costituiti da trefoli 0.6". La piattabanda inferiore ha uno spessore di 12 cm all'interno della quale è presente il sistema di pre tensione costituito da 12 trefoli da 0.5" localizzati agli appoggi di lunghezza 1.2m. L'altezza totale è di 60 cm e viene completata da una soletta collaborante di 15 cm gettata in opera. Dai disegni progettuali i nodi piedritto centrale e nodo laterale non presentano dettagli tali da garantire la continuità, considerando tali configurazioni per le travi di copertura si è ipotizzata la presenza di un nodo a cerniera.

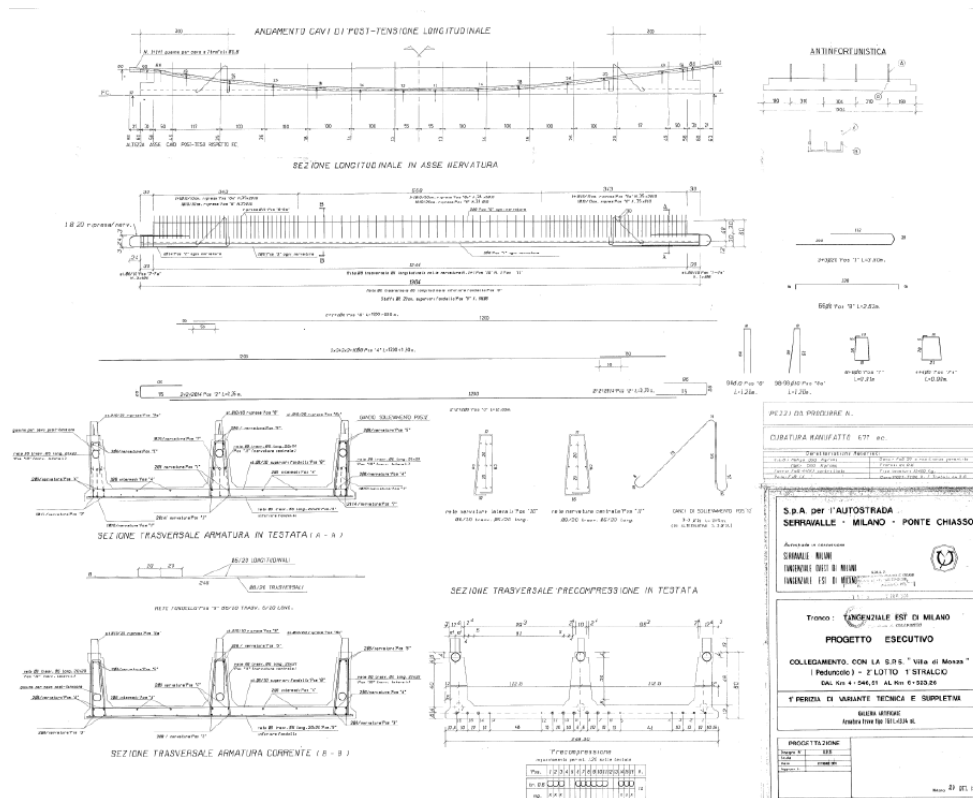


Figura 3-7: particolare costruttivo travi di copertura;

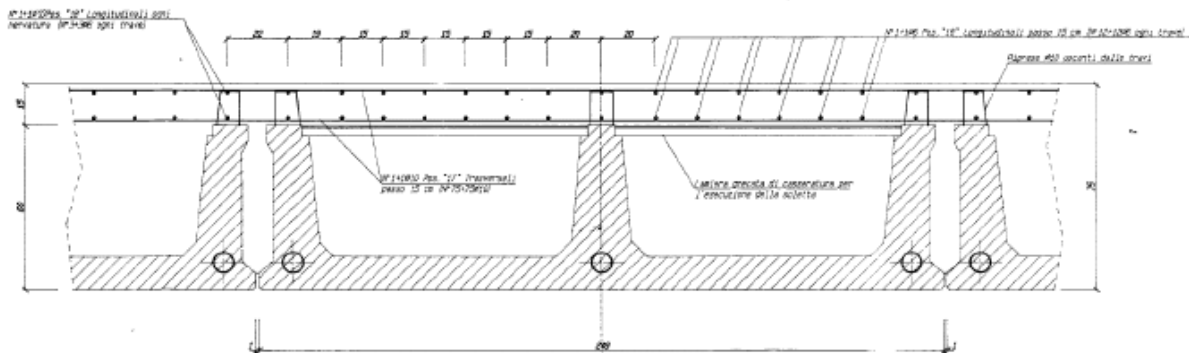


Figura 3-8: sezione trasversale delle travi di copertura L=2.5m;

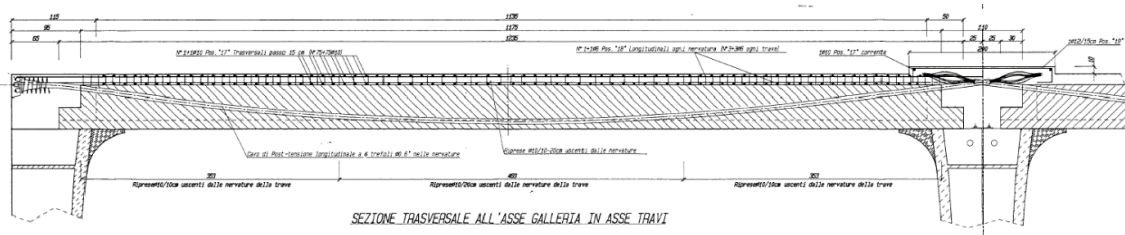


Figura 3-9: particolari costruttivi delle travi di copertura (sezione longitudinale)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 SPECIFICHE TECNICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle verifiche relative alle opere esistenti, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, questi valori sono stati dedotti dalle indagini condotte sull'opera esistente e riportati nel documento [5]

CALCESTRUZZO (NTC18 11.2.10)			
Travi prefabbricate		Piedritti	
R_{ck} =	50.6 MPa	R_{ck} =	66.2 MPa
f_{ck} =	42.0 MPa	f_{ck} =	55.0 MPa
f_{ctm} =	3.62 MPa	f_{ctm} =	4.34 MPa
$f_{ctk0.05}$ =	2.54 MPa	$f_{ctk0.05}$ =	3.04 MPa
E_c =	35000 MPa	E_c =	35000 MPa
γ_{cis} =	1.5	γ_{cis} =	1.5
f_{cd} =	28.0 MPa	f_{cd} =	36.7 MPa
f_{ctd} =	1.69 MPa	f_{ctd} =	2.02 MPa
Soletta di completamento			
$R_{ck,soi}$ =	45.5 MPa	Fattore omogeneizzazione 0.7	
$f_{ck,soi}$ =	37.8 MPa	$n=f_{cd}/f_{cd,soi}$	
γ_{cis} =	1.5		
$f_{cd,soi}$ =	25.2 MPa		
Spessore omogeneizzato		0.15-0.7=0.11 m	
Diaframmi laterali			
R_{ck} =	R_{ck} =	30.0 MPa	
f_{ck} =	f_{ck} =	25.0 MPa	
f_{ctm} =	f_{ctm} =	2.56 MPa	
$f_{ctk0.05}$ =	$f_{ctk0.05}$ =	1.8 MPa	
E_c =	E_c =	31000 MPa	
γ_{cis} =	γ_{cis} =	1.5	
f_{cd} =	f_{cd} =	16.7 MPa	
f_{ctd} =	f_{ctd} =	1.2 MPa	

ACCIAIO	
Acciaio d'armatura	
f_{yd} =	473 MPa
f_{td} =	513 MPa
Trefoli	
f_{pk} =	1860 MPa
$f_{p0.1k}$ =	1670 MPa
γ_s =	1.15
f_{pd} =	1452 MPa

Tabella 4-1: Specifiche tecniche materiali – Manufatti esistenti;

dalle analisi condotte il fattore di confidenza collegato al livello di conoscenza LC3 raggiunto porta ad avere $FC=1$

4.2 SPECIFICHE TECNICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche.

Nella tabella che segue si riportano in sintesi le classi dei materiali impiegati per l'analisi strutturale:

Calcestruzzo per muro e cordolo	
Classe di resistenza	C35/45
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	45 MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	43 MPa
Resistenza a trazione assiale	3.2 MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	19.8 MPa

Modulo di Young a 28 giorni	34077 MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	15.70 MPa
Verifiche a fessurazione	w = 0.2 mm

Tabella 4-2: Specifiche tecniche materiali – Muro e cordolo

Calcestruzzo per soletta inferiore	
Classe di resistenza	C35/45
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	45 MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	43 MPa
Resistenza a trazione assiale	3.2 MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	19.8 MPa
Modulo di Young a 28 giorni	34077 MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	15.7 MPa
Verifiche a fessurazione	w = 0.2 mm

Tabella 4-3: Specifiche tecniche materiali – Solette superiore e inferiore

Calcestruzzo alleggerito per riempimento a tergo del muro	
Classe di resistenza minima (UNI EN 206:2016)	LC20/22
Classe di massa per unità di volume – massima	D 1,8

Tabella 4-4: Specifiche tecniche materiali – Calcestruzzo alleggerito per riempimento;

Acciaio per barre d'armatura	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	450 MPa
Resistenza di progetto	391.3 MPa
Modulo di Young	210 GPa

Tabella 4-5: Specifiche tecniche materiali – Acciaio per barre d'armatura

Acciaio per puntoni provvisori	
Tipo	S 355
Tensione caratteristica di rottura	510 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	355 MPa
Resistenza di progetto	338 MPa

Modulo di Young	210 GPa
-----------------	---------

Tabella 4-6: Specifiche tecniche materiali – Acciaio per puntoni provvisori

4.3 CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito la classe di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

<i>Calcestruzzo per cordoli e muro</i>	
Classe di esposizione	XF2
Descrizione dell'ambiente	Moderata saturazione di acqua, con impiego di agenti antigelo
Copriferro nominale	45 mm

Tabella 4-7: Classe di esposizione e copriferro –cordoli

<i>Calcestruzzo per solette inferiore</i>	
Classe di esposizione	XD3
Descrizione dell'ambiente	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua
Copriferro nominale	45 mm

Tabella 4-8: Classe di esposizione e copriferro – Solette inferiore

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e la sintesi della caratterizzazione e modellazione geotecnica.

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto di studio si colloca nell'alta fascia della Pianura Padana centro-settentrionale. La geologia del territorio è caratterizzata da morfogenesi fluviale-fluvioglaciale, depositi sedimentari con giacitura sub-orizzontale e spessore chilometrico, di età pliocenico-quadernaria.

In dettaglio, l'area è caratterizzata dalla presenza di unità formazionali attribuite al Riss (Diluvium medio) e al Wurm (Diluvium recente), periodo in cui è avvenuta erosione dei depositi quadernari fluvioglaciali denominati Mindel (Diluvium antico) e conseguente deposizione di sedimenti caratterizzati da profili di alterazione moderatamente evoluti.

La litologia dell'area risulta essere piuttosto omogenea. Le principali litologie sono costituite da ghiaie a supporto clastico, in matrice sabbiosa o sabbioso limosa, da massive a grossolanamente stratificate a sabbie limose e/o sabbie ghiaiose. Le unità più recenti appartengono alle dinamiche fluviali del Fiume Lambro, costituite in parte dal rimaneggiamento dei depositi preesistenti e che non presentano alterazione superficiale.

Secondo la classificazione più recente dal punto di vista geologico i depositi quadernari affioranti vengono distinti in Unità (Alloformazioni) che non hanno alcun riferimento temporale. I depositi alluvionali che progradano sulla pianura sono un esempio che ben definisce la diacronia tipica delle Unità Allostratigrafiche.

Le formazioni vengono distinte in base al loro bacino di origine: nell'area interessata dai tracciati delle due ipotesi progettuali, la maggior parte delle formazioni presenti appartengono al Bacino dell'Adda. Di seguito vengono elencate e descritte sommariamente le formazioni presenti:

Unità non distinte in base al bacino di appartenenza:

Sistema del Po – Unità Post Glaciale (POI): sedimenti costituiti da sabbie ghiaiose e sabbie limoso ghiaiose, passanti verso il basso a ghiaie; alternanze di ghiaie e sedimenti sabbioso limosi con quantità variabili di ghiaie. Si denota la presenza di sedimenti limosi e limoso sabbiosi privi di clasti, di spessore metrico.

Unità del bacino dell'Adda:

Allogruppo di Besante – Supersintema di Besnate: depositi fluvioglaciali, costituiti da ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbioso o sabbioso limosa, clasti poligenici da arrotondati a subarrotondati, caratterizzati da profili di alterazione moderatamente evoluti. Il grado di alterazione si attenua in direzione Sud. Si distinguono:

- Unità di Guanzate (BEZ): caratteristiche litologiche molto simili a quelle attribuite al Supersintema, tuttavia supportano differenti sequenze sommitali. Sono presenti, molto discontinuamente, depositi limosi rubefatti, a contenuto variabile di sabbie e argilla, con clasti sparsi;
- Sintema di Cantù (LCN): Ghiaie e sabbie stratificate, limi di esondazione (depositi fluvioglaciali e alluvionali).

5.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico il territorio si diversifica sulla base delle caratteristiche morfologiche in quattro "ambiti":

- Ambito dei Terrazzi Antichi: superficie rilevate rispetto alla piana principale, terrazzate, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali;

- Ambito della Piana Principale: superfici stabili, legate a dinamiche fluvioglaciali e fluviali caratterizzate da ghiaie a supporto clastico in matrice sabbiosa o sabbiosa limosa;
- Ambito dei Terrazzi Vallivi: superfici marginali della valle del F. Lambro, rilevato rispetto alle precedenti, controllate da dinamiche fluviali recenti;
- Ambito della Valle del F. Lambro: superfici morfologicamente controllate dalle dinamiche fluviali attuali e recenti.

Gli interventi in esame si sviluppano nell'area meridionale del territorio comunale di Monza, a cavallo tra l'ambito della Valle del F. Lambro e quello della Pianura Principale, interessando le unità del Sintema del Po (POI) e l'Unità di Guanzate (BEZ – Allogruppo di Besnate).

5.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Le Unità riconosciute nel territorio di Monza sono di seguito descritte dalla più superficiale alla più profonda:

Gruppo Acquifero A: (Olocene-Pleistocene medio) corrispondente all'incirca all'unità ghiaioso-sabbiosa.

Gruppo Acquifero B: (Pleistocene Medio) corrispondente all'insieme delle unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie.

Gruppo Acquifero C: costituita da potenti successioni di argille grigie e gialle, talora fossilifere e torbose, caratterizzata da una discreta continuità laterale, a cui si alternano subordinati livelli di sabbie, ghiaie sabbiose ad alto contenuto argilloso e livelli di conglomerati.

L'andamento generale della piezometria nel territorio comunale è caratterizzato da un flusso prevalente con direzione NNE-SSW. L'andamento della falda, riferito a settembre 2014, attribuisce all'area in esame una quota piezometrica compresa tra i 135 e 130 m s.l.m. con direzione di flusso Sud-vergente.

5.4 INDAGINI GEOTECNICHE

La caratterizzazione geologica di dettaglio dell'area è stata realizzata tramite prove in sito di tipo diretto (prove penetrometriche dinamiche DPSH) e di tipo indiretto (prove MASW/Re.Mi). Le indagini condotte sono state le seguenti:

Esecuzione in sito di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH per la valutazione delle caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni;

Esecuzione di n. 2 stendimenti sismici con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi, per la definizione della categoria sismica del sottosuolo in funzione della velocità V_{seq} ai sensi delle NTC 2018.

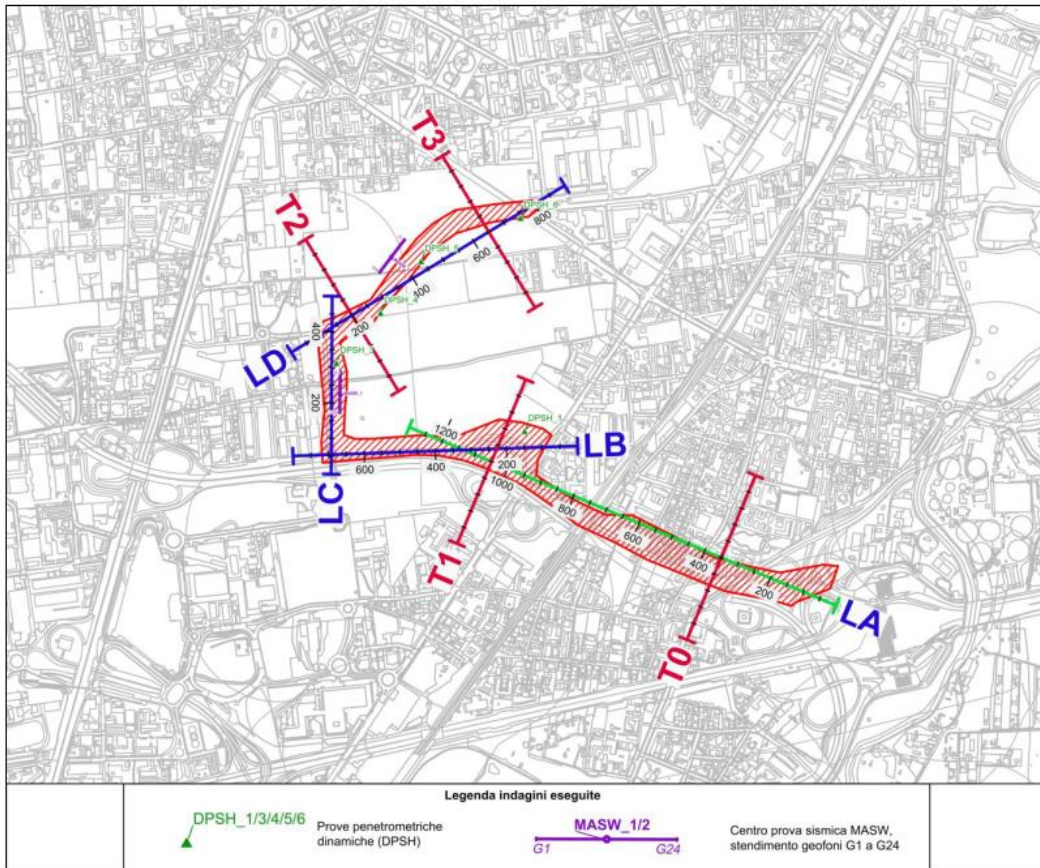


Figura 5-1: Indagini eseguite (Rif. [3]).

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

6.1 PERICOLOSITÀ SISMICA

La pericolosità sismica di un territorio è funzione di un complesso insieme di parametri naturali e rappresenta la probabilità che un evento sismico di data intensità si manifesti in una certa area in un determinato intervallo di tempo.

A seguito della riclassificazione sismica del territorio nazionale scaturita dal progetto S1 dell'INGV – DPC, si dispone di parametri sismici di riferimento aggiornati e di maggior dettaglio rispetto alla classificazione macrosismica nazionale cui faceva riferimento il D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996. La rappresentazione di sintesi delle caratteristiche sismologiche e sismogenetiche del territorio è contenuta nella “Mappa di pericolosità Sismica” dell'Italia. Questa, riportata in Figura 6-1, costituisce oggi la base di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche di progetto sul sito in esame secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018).

In Figura 6-2 viene riportato il modello di pericolosità sismica prodotto dal progetto S1 (MPS04-S1). Nello specifico, sulla griglia sono riportati i valori dell'azione sismica di base, a_g , per l'area in esame. Dalla figura è possibile notare che per il comune di Monza è definita un'azione sismica di base compresa tra 0.05 e 0.075 g.



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All. 1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ($V_{s,0} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

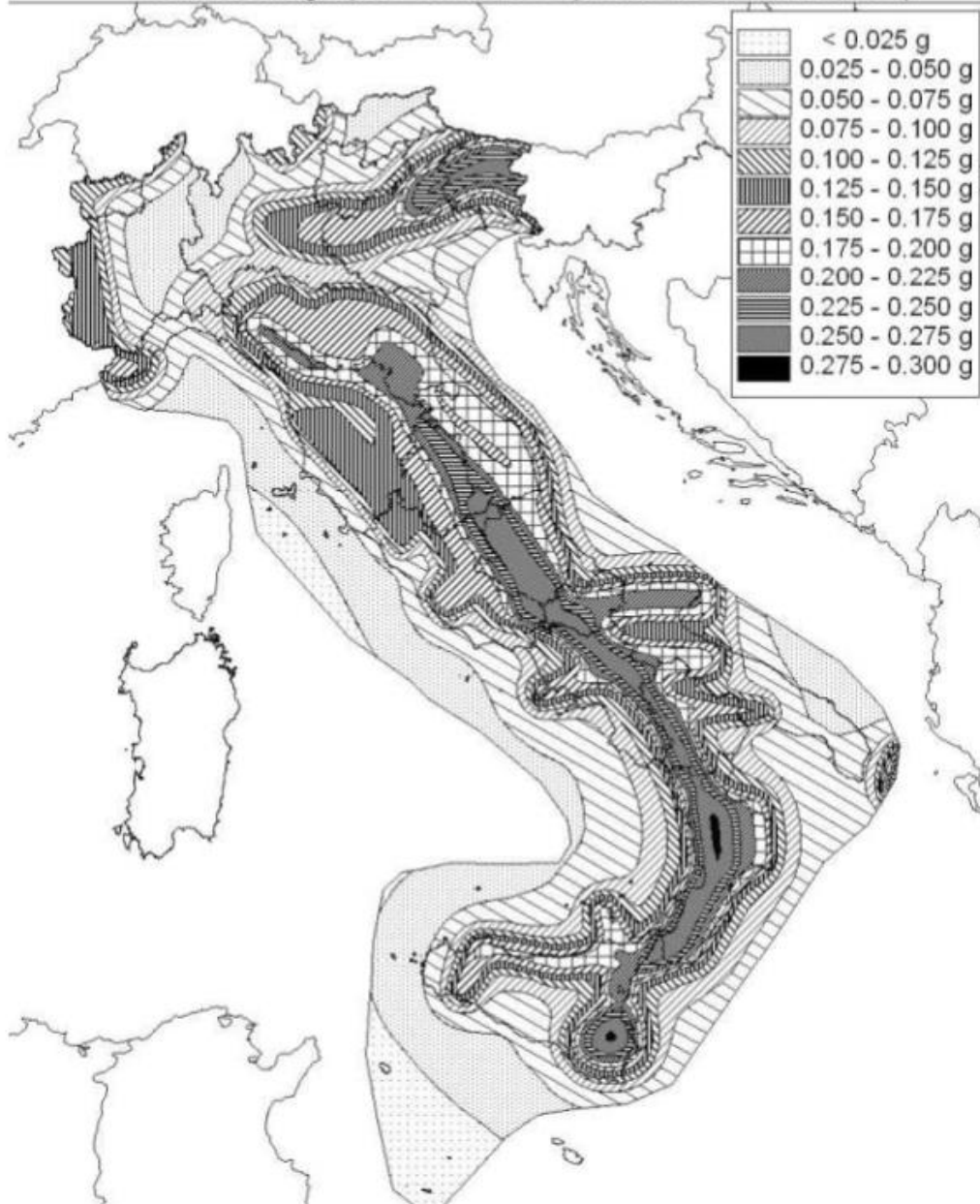


Figura 6-1: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

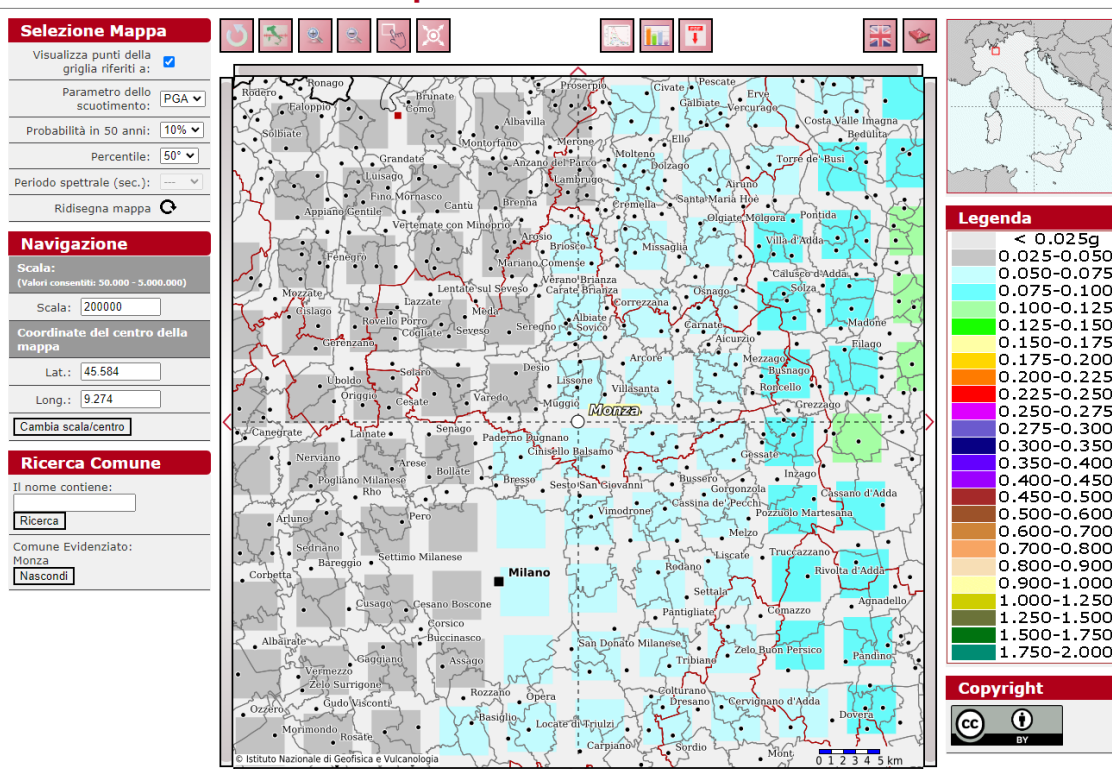


Figura 6-2: Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 dell'area di studio, in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV 2006).

6.2 RISPOSTA SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalle pericolosità sismica di base in condizione ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti in termini di accelerazione orizzontale massima, a_g , di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, F_0 , e del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale, T_c^* . I risultati sono forniti per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno, T_R , compresi in un intervallo di riferimento pari almeno a 45 – 1462 anni.

Pertanto, per individuare le corrispondenti azioni sismiche occorre determinare per la singola opera:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Fissata la vita di riferimento, V_R , il tempo di ritorno è esprimibile in funzione di P_{VR} con la seguente espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come segue:

$$V_R = V_N C_U$$

Dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso.

Per le opere d'arte del presente progetto si ha: $V_N = 100$ anni; classe d'uso IV: $C_U = 2.00$. Nel caso in esame risulta dunque, con riferimento ai diversi stati limite:

Stati limite		Tempo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	120	0.035	2.578	0.226
	SLD	201	0.041	2.594	0.251
Stati limite ultimi	SLV	1898	0.079	2.704	0.308
	SLC	2475	0.085	2.723	0.312

Tabella 6-1: Parametri della pericolosità sismica.

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, a_g , l'accelerazione di picco, a_{max} , è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_S S_T \frac{a_g}{g}$$

dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g .

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera.

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

6.2.1 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

La nuova Normativa Tecnica per le Costruzioni prevede, relativamente alla caratterizzazione sismica di un sito (D.M. 17/01/18 – Capitolo 3.2.2), la determinazione del valore $V_{s,30}$ inteso come velocità media di propagazione delle onde di taglio (S) entro i primi 30 m di profondità. Suddetto parametro, definito sulla base di misure dirette dei valori di V_s , è ricavabile mediante la seguente relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Si riportano nel seguito le categorie di sottosuolo previste dalla normativa tecnica vigente.

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

Tabella 6-2: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II – NTC18).

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica in corrispondenza delle principali opere lungo il tracciato sono stati eseguiti n° 2 stendimenti sismici con acquisizione prova tipo MASW/Re.Mi. L'elaborazione dei dati acquisiti ha consentito la ricostruzione del modello stratigrafico in funzione delle velocità sismiche V_s e la determinazione del parametro $V_{s,30} = 366$ m/s e $V_{s,30} = 342$ m/s per la prova MASW 1 e MASW 2 rispettivamente (Rif. [3]).

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azioni sismiche di progetto (Tab. 3.2.II, NTC 2018), la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo "B" nel primo caso e di tipo "C" nel secondo. In via cautelativa, a favore di sicurezza, si è deciso di considerare la categoria di sottosuolo nella **Categoria C**.

Di seguito si allega il modello stratigrafico in funzione delle velocità V_s con riportati il valore del parametro $V_{s,30}$ e la categoria sismica del suolo di fondazione.

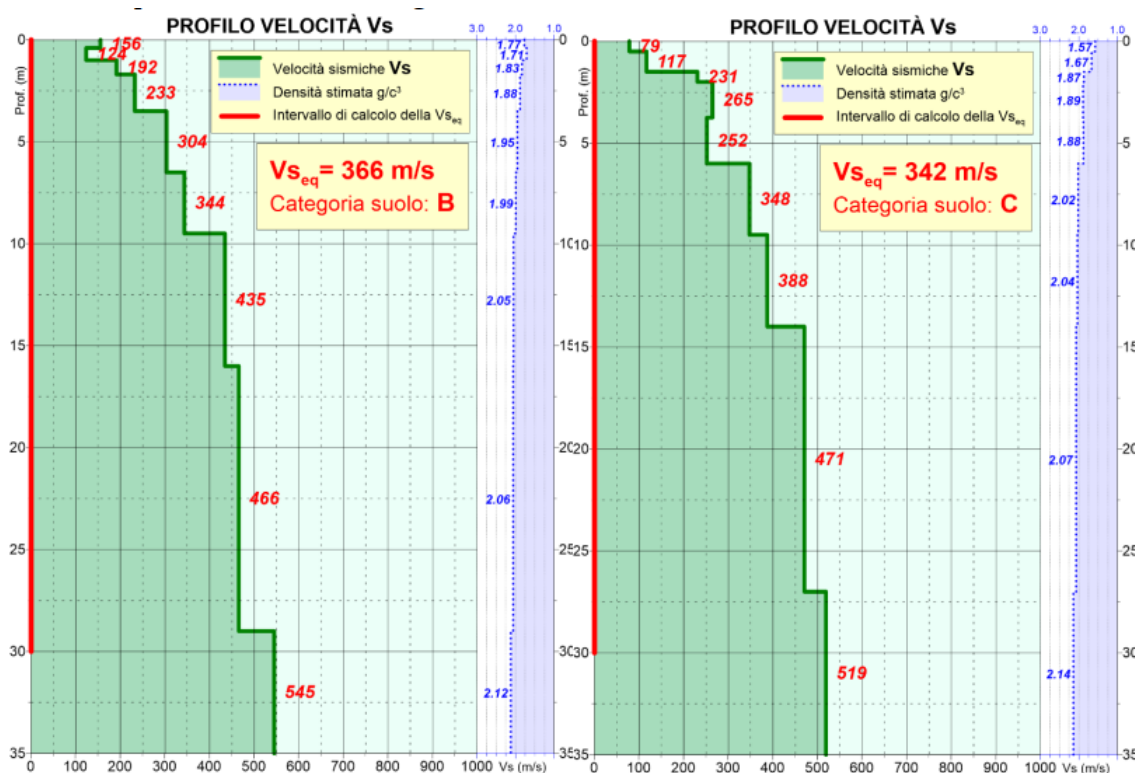


Figura 6-3: Categoria sismica del suolo di fondazione, rielaborazione prove MASW (Rif. [3]).

Le condizioni topografiche dell'area in esame sono state valutate con riferimento al punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018 ovvero:

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

Tabella 6-3: Categorie topografiche (Tab. 3.2.III – NTC18).

Per le opere in esame è possibile definire una categoria topografica T1 corrispondente ad una superficie pianeggiante o ad un pendio leggermente acclive (inclinazione media $\leq 15^\circ$).

6.2.2 Azione sismica di progetto

A conclusione del capitolo riguardante la caratterizzazione sismica del sito si riportano sinteticamente i parametri scelti per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) per le opere d'arte definitive del presente progetto si ha:

- azione sismica di base: $a_g = 0.079 g$;
- coefficiente di amplificazione spettrale: $F_0 = 2.704$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.5$;
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.0$;
- accelerazione orizzontale massima attesa al sito: $a_{max} = 0.1185 g$.

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 SEZIONE DI CALCOLO

La sezione oggetto di studio è posta alla progressiva km. 0+610 a ridosso della presenza del manufatto a spinta.

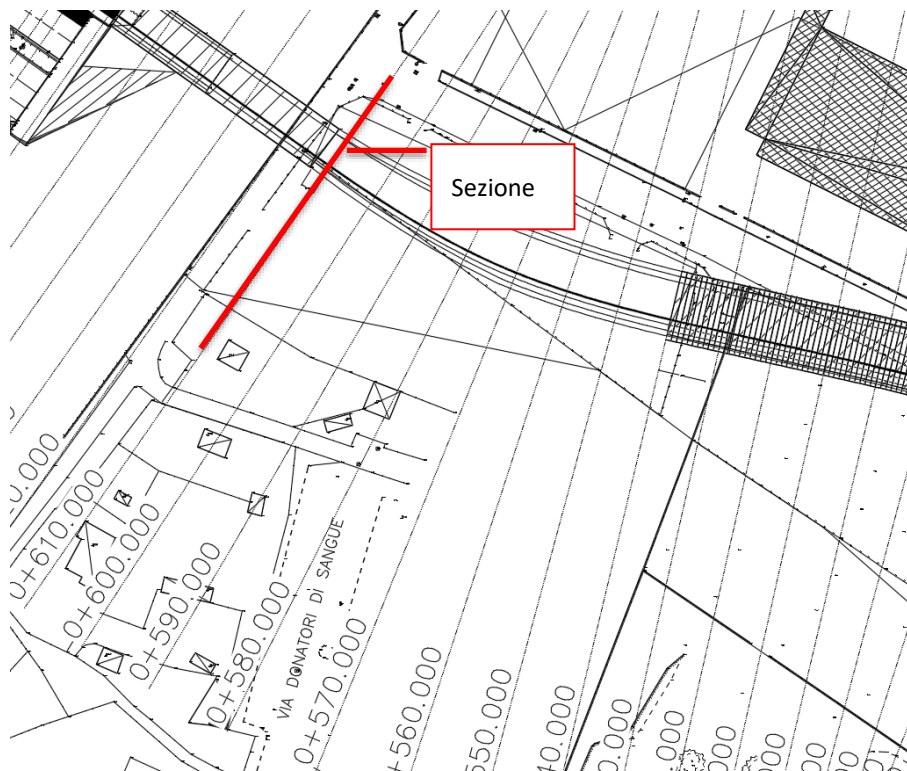


Figura 7-1: Vista in pianta tracciato e sezione di verifica.

7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle strutture sono state condotte con il programma di calcolo Midas Gen.

L'opera esistente oggetto dell'analisi è costituita da elementi prefabbricati dello spessore di 2.5m, si è dunque implementato un modello ad elementi finiti in Midas Gen facendo riferimento ad una sezione tipologica dello spessore di 2.5m, comprendente le due canne della galleria. Come visto dalle indicazioni progettuali dell'opera esistente, il tratto analizzato presenta una geometria variabile. In particolare, variano, le dimensioni dei piedritti centrali e le luci delle canne. A favore di sicurezza la struttura esistente è stata schematizzata adottando le dimensioni minori per gli elementi portanti e le luci maggiori per le coperture.

Le travi prefabbricate esistenti di copertura sono a sezione variabile. Sono state definite sezioni equivalenti. Le caratteristiche delle sezioni di calcolo sono riportate qui di seguito, Larghezza numero tre nervature 16.5 cm altezza 57.6 cm altezza soletta di fondo di completamento 11cm.

In analogia a quanto riportato nel documento [5] si sono considerate le perdite di carico sia per la pretensione che post tensione andando a definire le seguenti azioni:

POST-TENSIONE				
N _p =	2770	kN	e _p =	0.08 m
PRE-TENSIONE				
N _p =	1230	kN	e _p =	0.14 m
PRECOMPRESSIONE TOTALE A TEMPO INFINITO				
N _p =	2770	kN	Campata: q _p =N _p ·8/L1 ² =	-12.0 kN/m
N _p =	4000	kN	Testata: q _p =N _p ·8/L1 ² =	0.0 kN/m

Tabella 7-1: Precompressione a tempo infinito della travi prefabbricate di copertura;

I piedritti centrali hanno dimensioni variabile, come descritto in precedenza si considera la dimensione minore e dunque una profondità di 2.5m per una larghezza trasversale di 2.0 m. I piedritti laterali hanno sezione rettangolare 0.67x2.5m anche in questo caso si è considerata la dimensione minore a favore di sicurezza. Come indicato in precedenza questi elementi presentano una post-tensione che in analogia alle travi di copertura la definizione delle forze di precompressione a tempo infinito porta a N_p= 2268 kN.

Durante le fasi realizzative del potenziamento si andrà parzialmente ad interferire con la galleria esistente andando a liberare la zona a nord della galleria stessa. Questo comporta una condizione di spinta asimmetrica del terreno. A favore di sicurezza si è considerata la situazione con spinta a riposo lato terreno massimizzando gli effetti dell'asimmetria del carico.

$$\sigma'_H = K_0 \sigma'_V \quad \text{pressione a riposo}$$

Questa pressione viene mantenuta costante e non viene fatta decrescere con le deformazione manifestate dalle strutture disaccoppiando, a favore di sicurezza l'interazione terreno struttura, in questo modo ci si aspetta di massimizzare gli effetti delle spinte.

Il modello di calcolo agli elementi finiti riproduce una porzione di galleria artificiale con le seguenti geometrie, canna sud con luce 12 metri canna nord con luce 9.25m, altezza piedritti 7 m, ricoprimento terreno 2 m. La zona d'interferenza non è soggetta a carichi stradali in copertura.

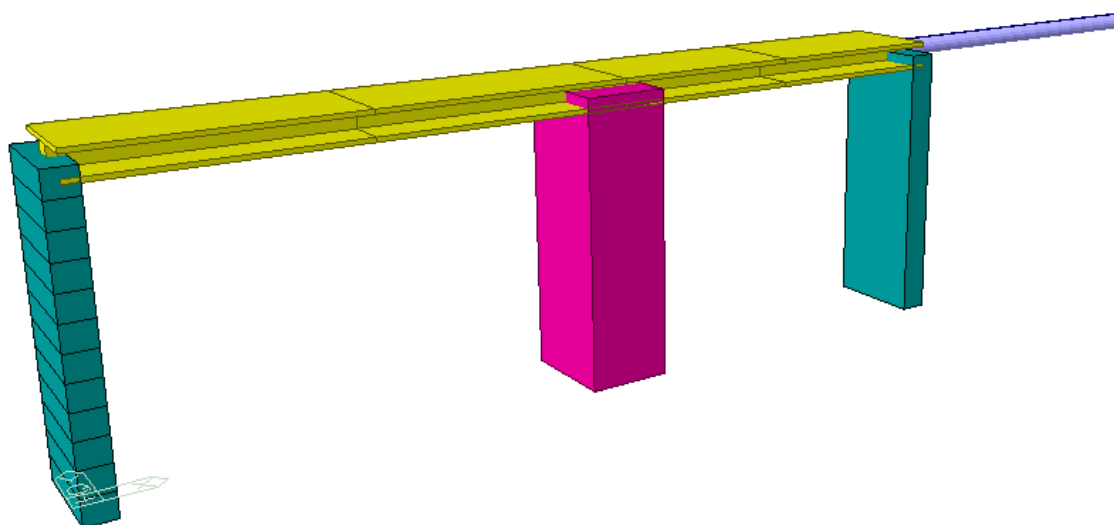


Figura 7-2: Vista in 3D modello di calcolo in fase di scavo.

Durante le fasi di scavo verrà installato un puntone temporaneo di sezione 457 mm spessore 12.5 mm, che andrà a contrastare le spinte asimmetriche sino alla costruzione del muro di rinfiando ed il suo riempimento a tergo tra il nuovo manufatto ed il piedritto laterale esistente.

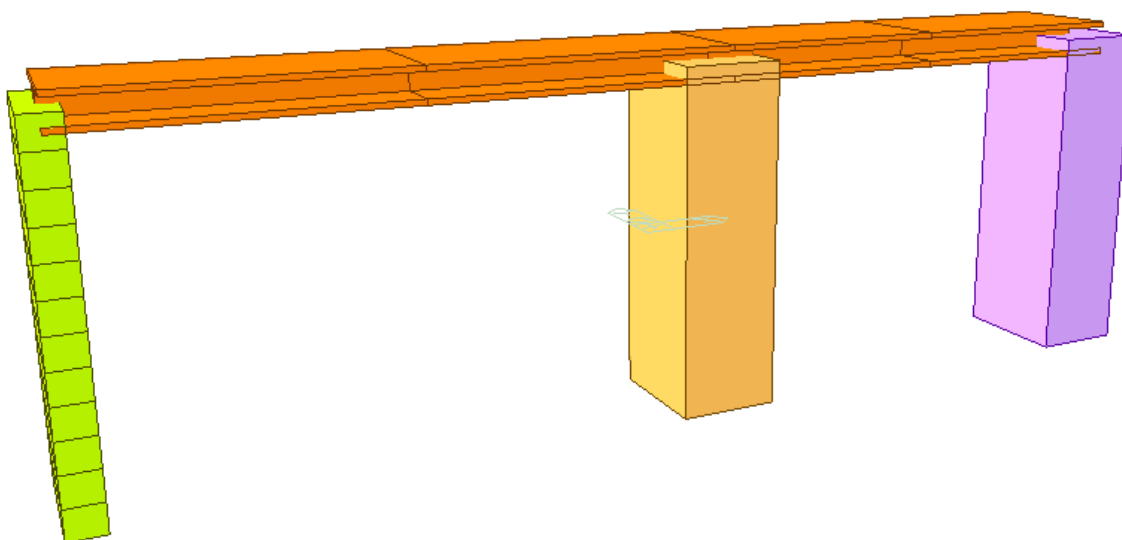


Figura 7-3: Vista in 3D modello di calcolo in fase finale.

Il puntone in analogia a quelli già predisposti per la TR02 avrà un interasse di 5 m nel modello si è provveduto a ridurre la propria rigidezza ($K = E \cdot A / L$) per l'interasse.

Come già discusso, considerando i dettagli costruttivi, e mantenendosi in favore di sicurezza, i vincoli tra travi e piedritti sono stati considerati come semplici appoggi nelle analisi.

La zona di interferenza con il manufatto esistente risulta essere anche una zona di transizione verso al soluzione presente nella tratta km 0+539 e km 0+580, soluzione presentata all'interno della relazione di calcolo STR059. In è particolare il diaframma lato nord, nella tratta oggetto della presente relazione, è soggetto alle stesse condizioni di carico rispetto alla sezione tipo U studiata in precedenza. Come indicato in precedenza, a favore di sicurezza non si sono considerati gli effetti dei diaframmi esistenti presenti in questa zona in quanto ritenute opere temporanee di cui non si ha evidenza dello stato di efficienza.

Per quanto riguarda il solettone di fondo anch'esso risulta verificato in accordo alle specifiche di carico riportate nella precedente relazione di calcolo.

7.3 AZIONI DELLA NEVE

La determinazione del carico da neve è stata ricavata con i seguenti dati in accordo al par. 3.4 delle NTC:

- Regione Lombardia
- Provincia Milano
- Zona I Mediterranea

- Quota sul livello del mare $a_s= 160$ m
- Copertura piana
- Coefficiente di forma $\mu_i= 0.8$
- Coefficiente di esposizione $C_e= 1.0$
- Coefficiente termico $C_t=1.0$

Il carico di neve al suola è pari a 1.5 kN/m^2 considerando i coefficienti correttivi il carico caratteristico da neve da impiegare nelle condizioni di carico risulta pari a 1.2 kN/m^2 .

7.4 AZIONE SISMICA

La modellazione sismica viene effettuata attraverso la teoria di Wood (1973). Questo metodo fornisce la sovrappinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da potere assumere che il terreno, si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche sia durante il sisma.

È stato utilizzato il metodo pseudo – statico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale e verticale secondo le prescrizioni di normativa:

$$k_h = \beta_m \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$
$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, a favore di sicurezza e in ipotesi di strutture rigide ed impedito di subire spostamenti relativi rispetto al terreno si assume $\beta_m= 1$.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood (1973) risulta essere:

$$\Delta S_E = k_h \gamma H_{scavo}$$

Dove:

γ = rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce;

H = rappresenta l'altezza della paratia compresa tra gli estradossi delle solette superiore e inferiore;

k_h = rappresenta il coefficiente di spinta in condizioni sismiche.

Per la simulazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse inerziali si fa riferimento al metodo pseudo-statico secondo quanto previsto dalla normativa vigente, applicando cioè alle masse ed ai carichi fissi e variabili eventualmente presenti, due azioni statiche equivalenti proporzionali al peso, ovvero all'intensità del carico secondo quanto di seguito indicato:

$$F_h = k_h W$$
$$F_v = k_v W$$

con:

W = peso della massa coinvolta / intensità del carico permanente;

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale.

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del D.M. 17/01/2018 e della Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. (Rif. [1] e Rif. [2]).

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbotto sono le seguenti:

- *Azioni permanenti strutturali (G_1):* peso proprio degli elementi strutturali;
- *Azioni permanenti non strutturali (G_2):* spinta del terreno a monte e a valle dell'opera, carico distribuito sul piano campagna a monte della struttura di sostegno al fine di simulare il piano campagna non orizzontale, eventuale carico distribuito dovuto agli edifici;
- *Azioni variabili (Q_k):* carico variabile sul piano campagna atto a simulare la presenza di sovraccarichi variabili in fase costruttiva legato alle varie fasi realizzative e al traffico veicolare sulla soletta superiore;
- *Azione sismica (E):* Accelerazione orizzontale e verticale.

7.5 AZIONI

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 7-2. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel paragrafo 2.6.1 dell'NTC2018. Si deve comunque intendere che il terreno costituisce carichi permanenti strutturali (γ_{G1}), il carico degli edifici come carichi permanenti non strutturali (γ_{G2}).

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

Tabella 7-2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC18).

7.6 RESISTENZE

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tabella 7-2 tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun'opera.

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

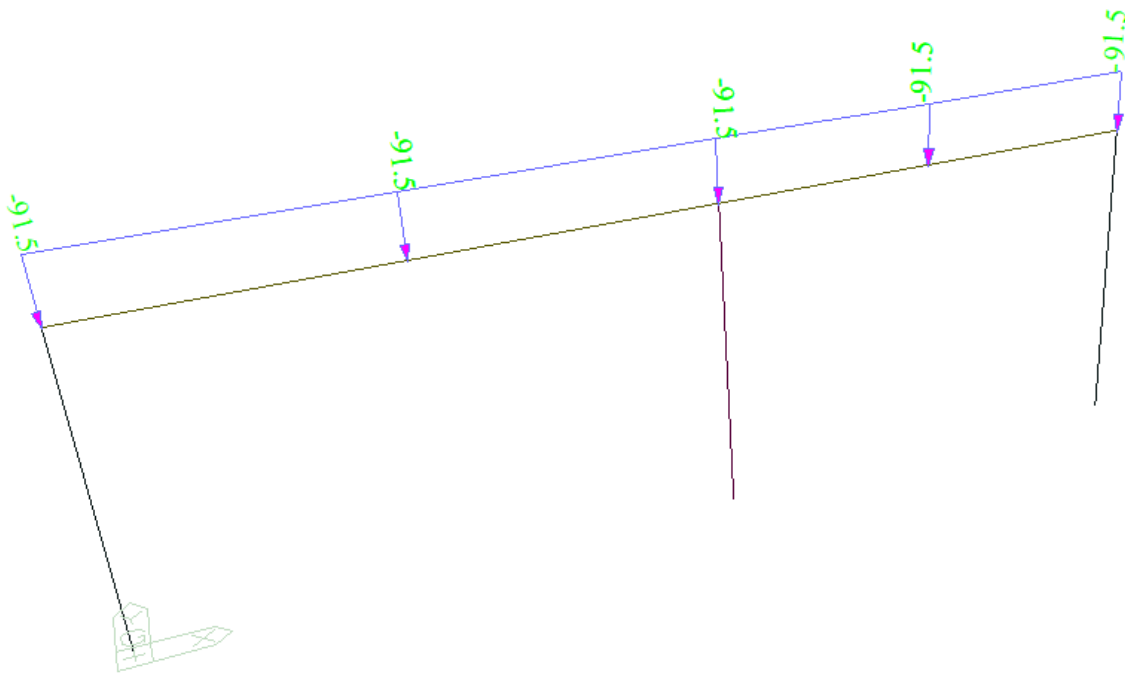
Tabella 7-3: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II – NTC18).

7.7 ANALISI CARICHI

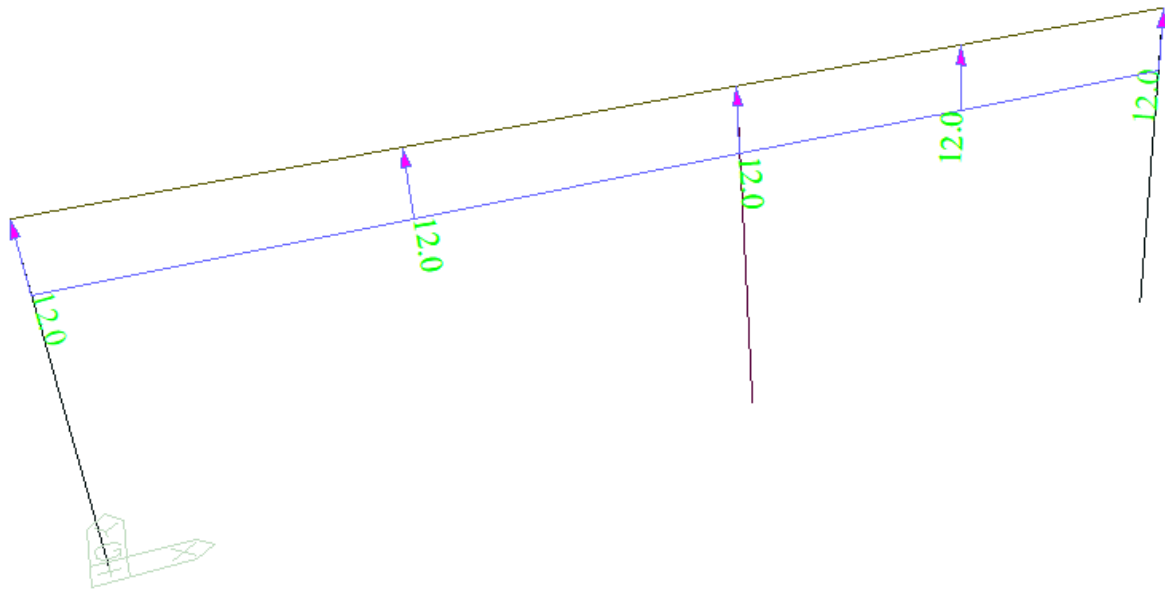
Si presentano i carichi che si sono considerati nell'analisi svolte. Il programma di calcolo computa automaticamente il peso proprio strutturale in base al volume e alla densità.

Peso proprio travi 22.4 kN/m

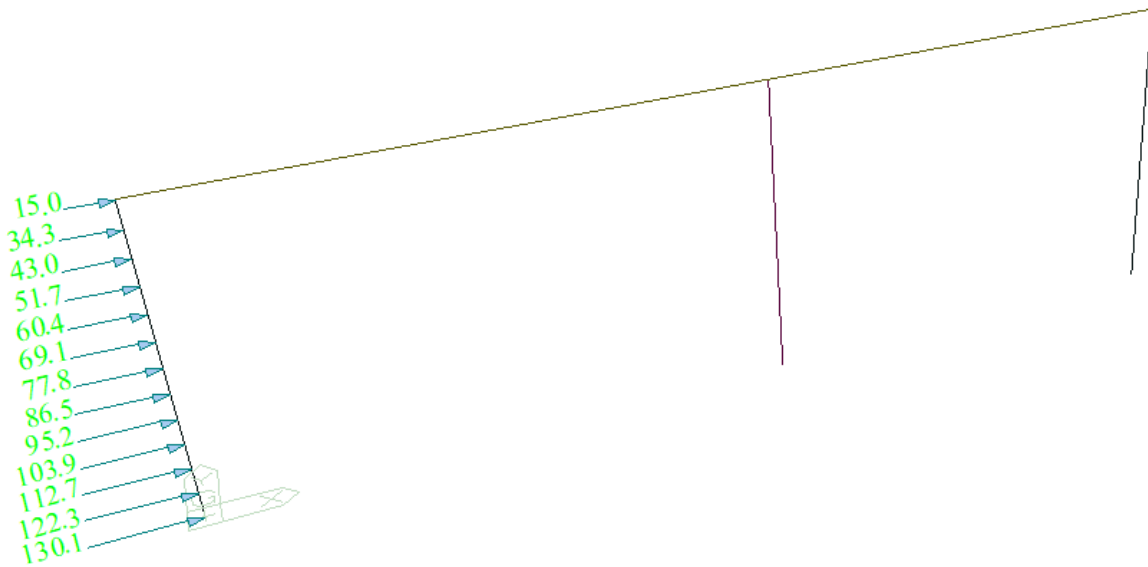
Peso proprio terreno in copertura 91.5 kN/m



Presollecitazione -12 kN/m

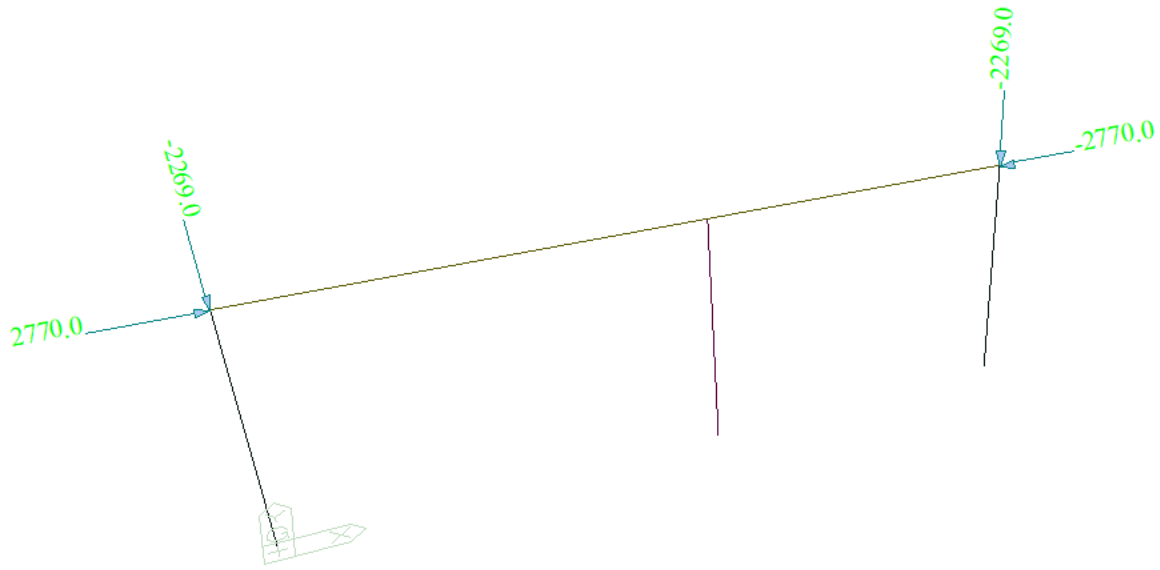


Spinta delle terre $k_0 \cdot \gamma = 0.56 \cdot 18.35 \text{ kN/m}^3$



Carico concentrato di compressione applicato ai nodi estremi delle travi 2770 kN

Carico di compressione applicato ai nodi estremi dei piedritti Laterali 2269 kN



7.8 RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente).

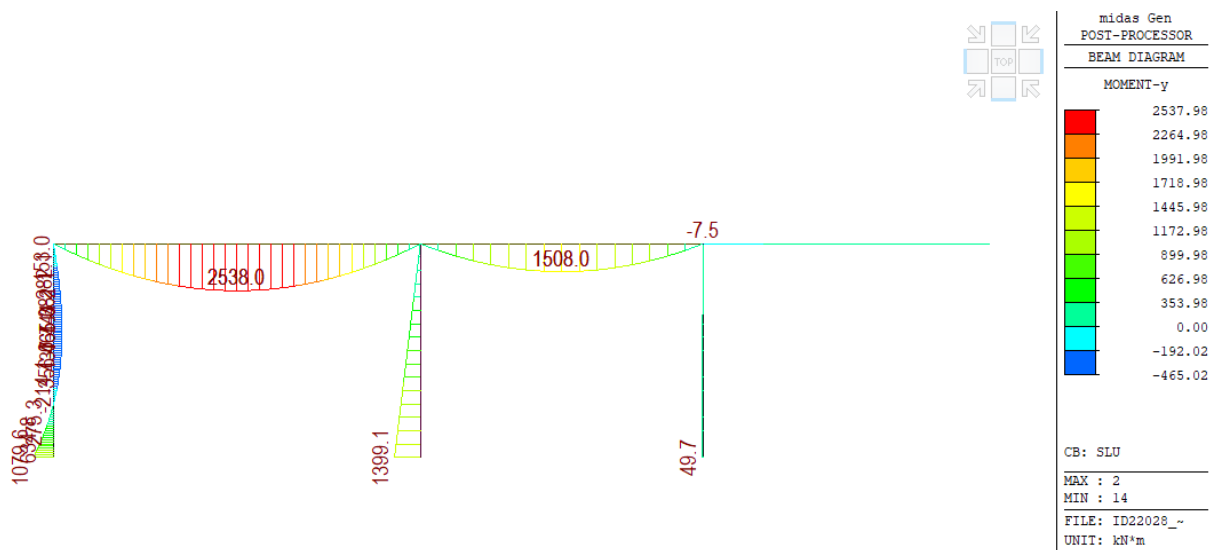


Figura 7-4: Andamento dei momenti sollecitanti SLU in fase 1 – con puntone;

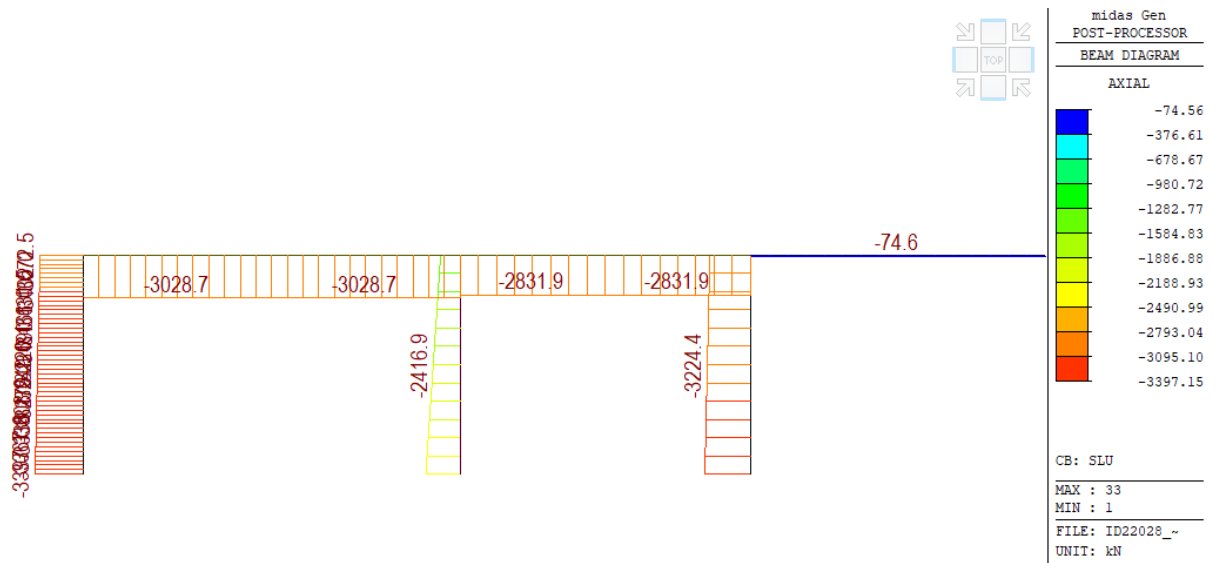


Figura 7-5: Andamento dei carichi assiali sollecitanti SLU in fase 1 – con puntone;

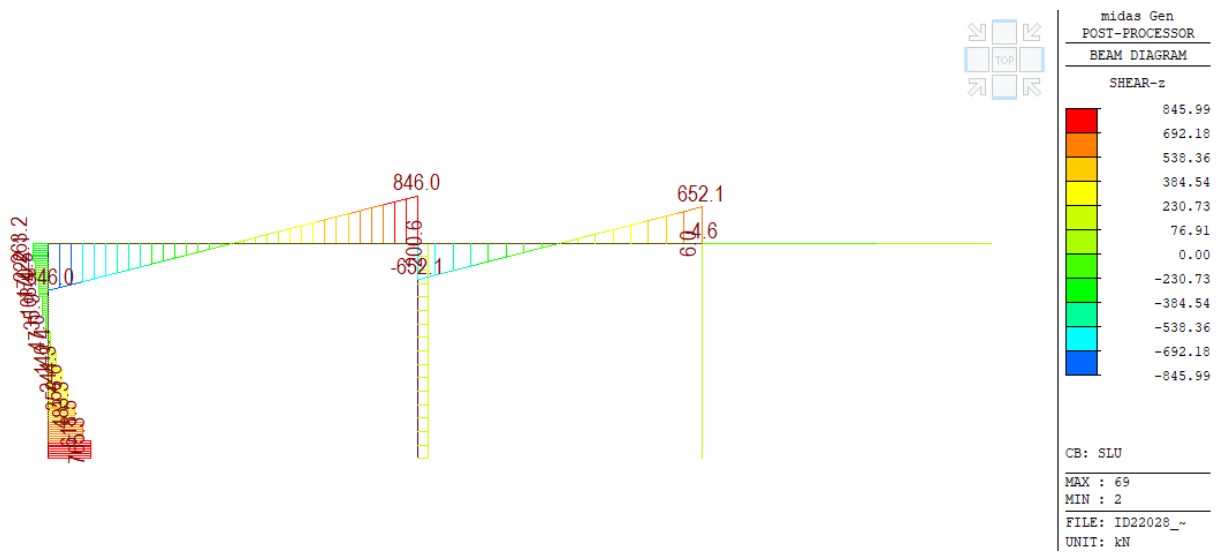


Figura 7-6: Andamento dei carichi taglio sollecitanti SLU in fase 1 – con puntone;

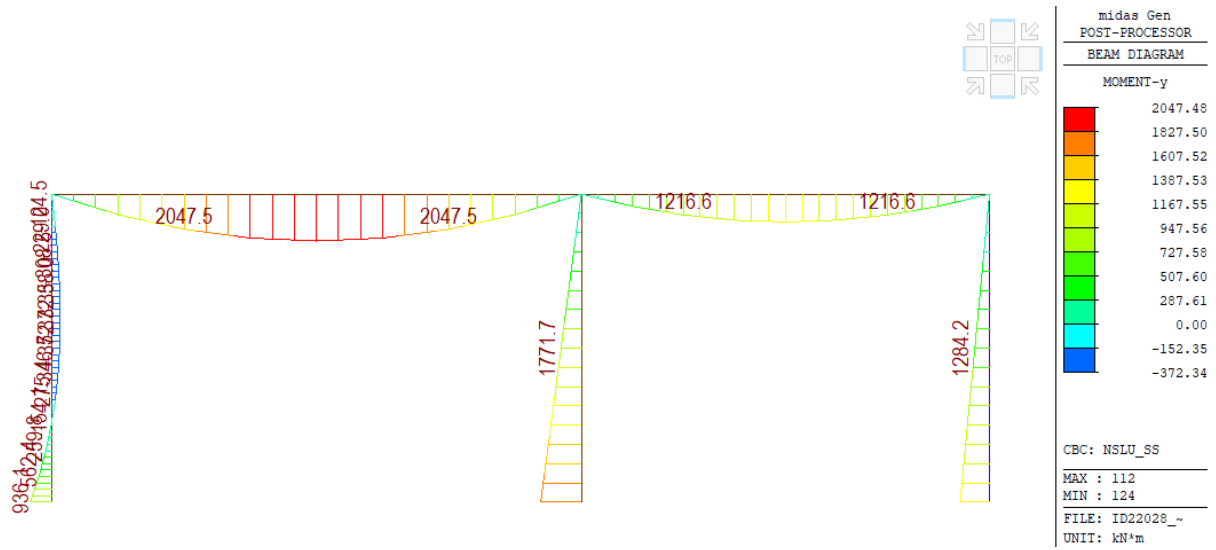


Figura 7-7: Andamento dei momenti sollecitanti SLU in fase finale;

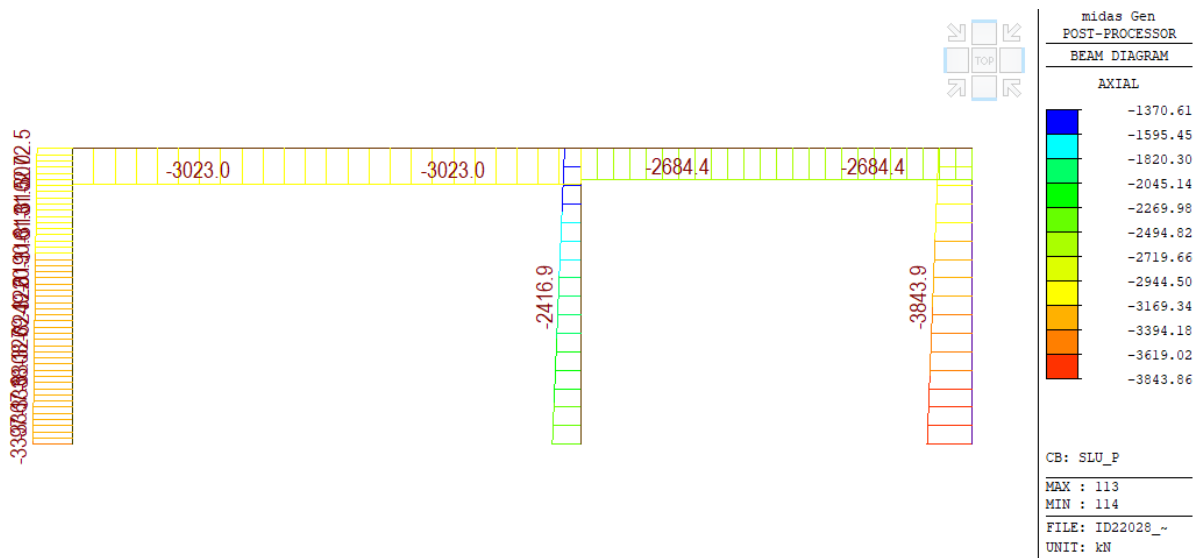


Figura 7-8: Andamento dei azioni assiali sollecitanti SLU in fase finale;

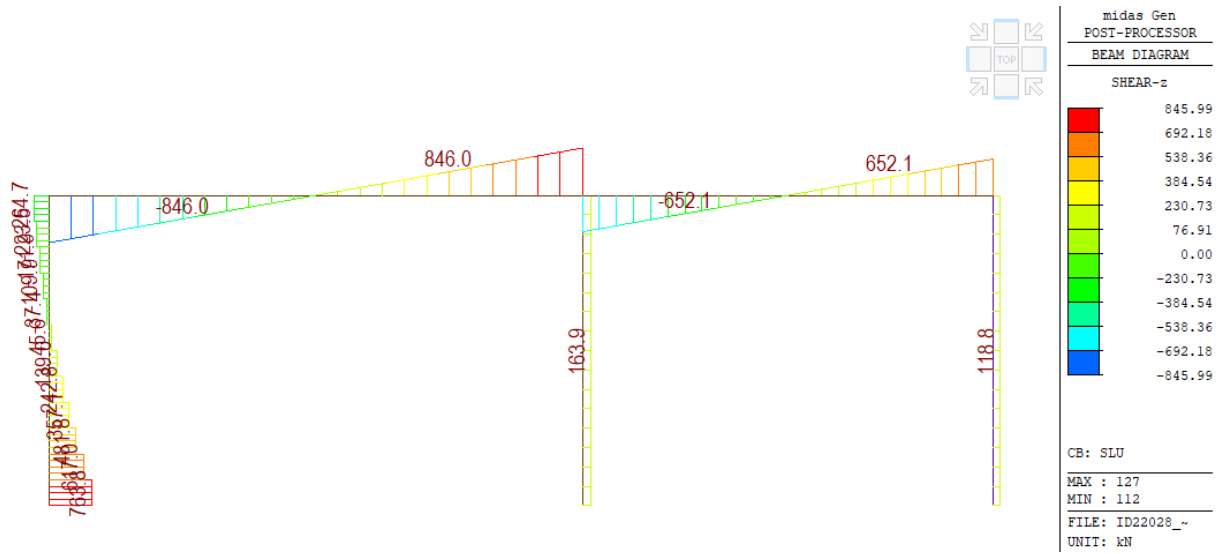


Figura 7-9: Andamento dei azioni taglio sollecitanti SLU in fase finale;

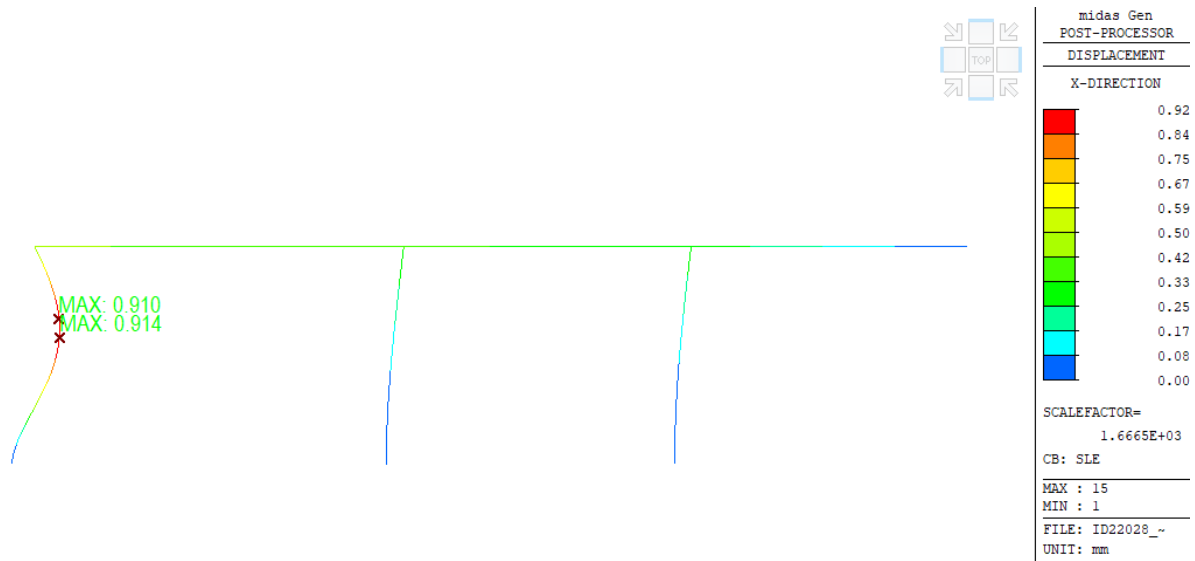


Figura 7-10: Massimo spostamento laterale in fase 1 in mm;

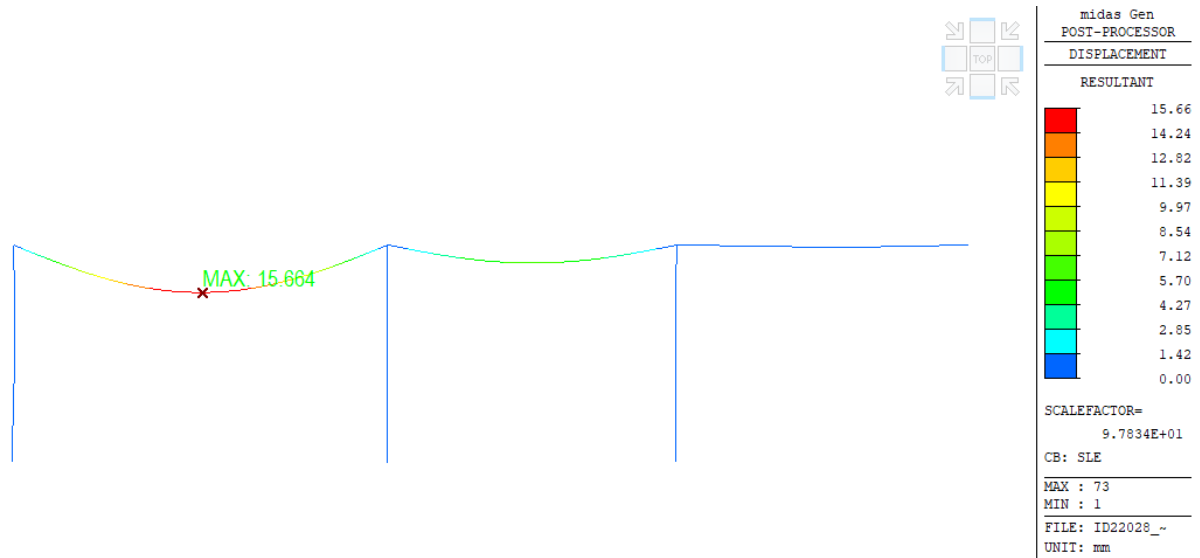


Figura 7-11: Massimo spostamento verticale in fase 1 in mm;

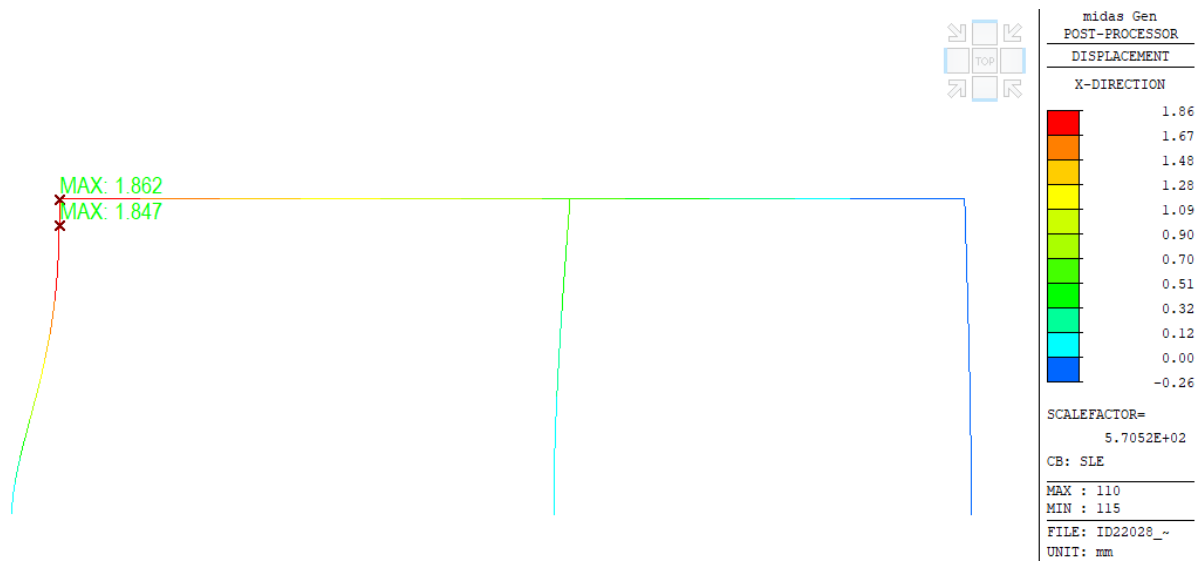


Figura 7-12: Massimo spostamento laterale in fase finale in mm;

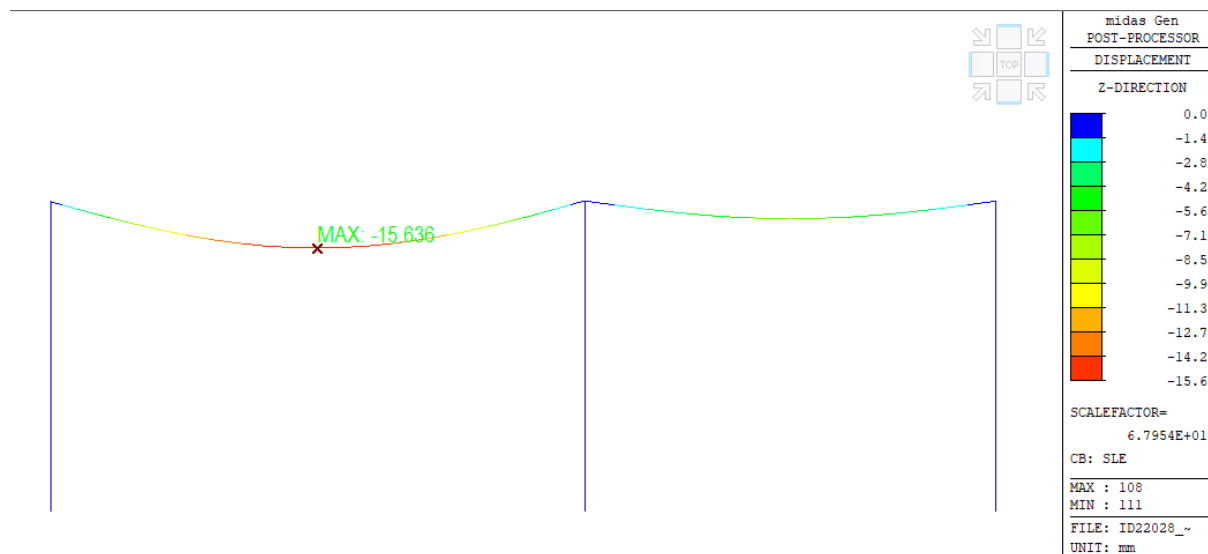


Figura 7-13: Massimo spostamento verticale in fase finale in mm;

	M	N	V
	kN/m	kN	kN
Piedritto laterale	1079	3224	760
Piedritto centrale	1399	2416	163
Trave di copertura	2538		846
Muro laterale	1284		118

Tabella 7-4: Azioni sollecitanti di verifica

7.8.1.1 Verifiche STR – Trave di copertura

Si riporta la verifica della trave prefabbricata di copertura, si fa notare che questo elemento per via dello schema statico adottato, con la presenza delle discontinuità nel nodo con i piedritti non è influenzato dalle interferenze realizzative dell’opera di potenziamento. Le azioni agenti sono dunque relative alle condizioni già in essere. Ci si riferisce alle verifiche già condotte nella relazione di vulnerabilità, a cui si rimanda per completezza, le verifiche condotte lato flessione portano a definire un momento resistente pari a 3334 kNm, quindi si ha un coefficiente di sicurezza pari a 1.31, la verifica risulta soddisfatta.

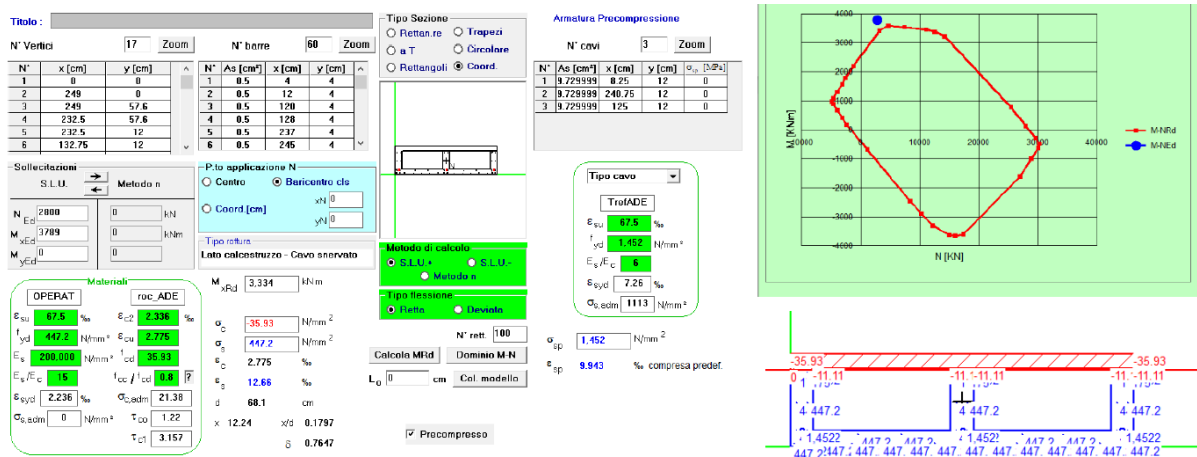


Figura 7-14: Resistenza a flessione delle travi di copertura;

Nel caso di verifica a taglio la relazione di vulnerabilità porta a un taglio resistente pari a $V_{rd}=731$ kN in corrispondenza degli appoggi con un taglio agente pari a 846 kN, il coefficiente di verifica risulta 0.86, VERIFICA NON SODDISFATTA.

Al fine di garantire la capacità di carico a taglio della trave di copertura, considerando che gli interventi di tipo locale possono essere particolarmente onerosi si ritiene necessario ridurre i carichi dovuti al terreno di riporto portando il ricoprimento ad un valore inferiore ad 1,8m, in questo modo la verifica a taglio risulta verificata e la struttura adeguata.

7.8.1.2 Verifiche STR – piedritto laterale

Anche per il piedritto laterale l'azione massima non è indotta dalla modifica statica dovuta all'asimmetria del carico, la spinta del terreno genera un momento massimo $M_{ed}= 1079$ knm mentre il momento resistente risulta pari a $M_{rd}=1718$ kNm con un coefficiente di sicurezza pari a 1.59.

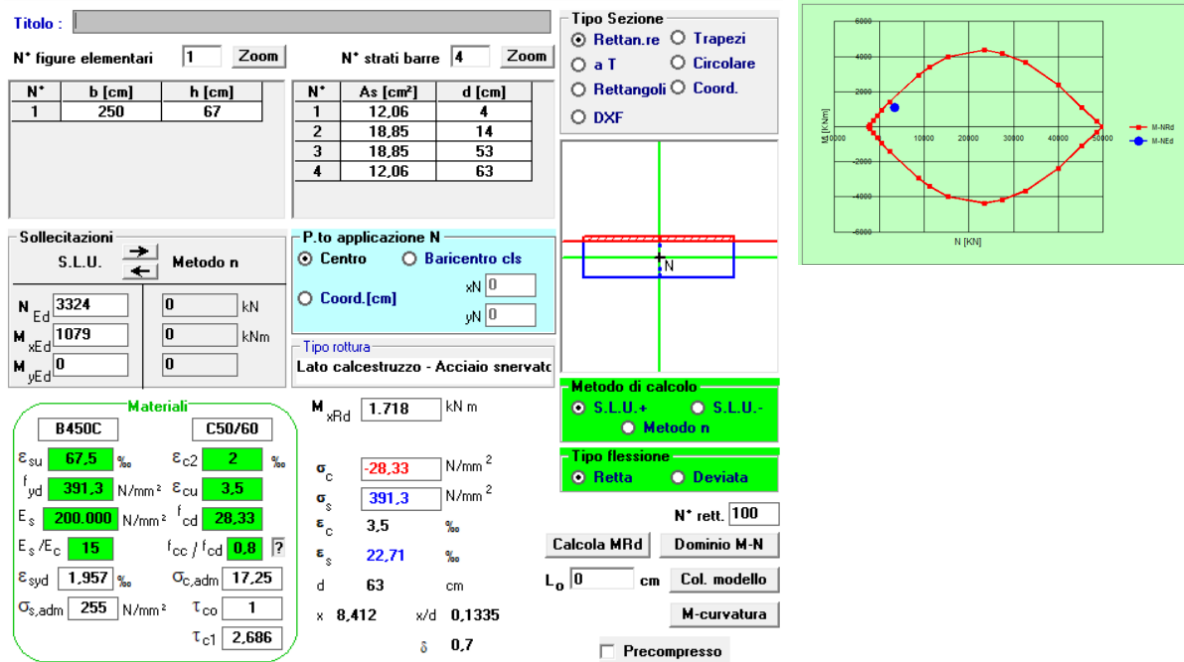


Figura 7-15: Resistenza a flessione piedritto laterale;

A taglio la sezione presenta una staffatura al piede costituita da staffe diametro 8 mm passo 100 mm, considerando le resistenti dedotte durante le analisi di assestamento la resistenza a taglio risulta pari a V_{rd}=1629.49 rispetto ad un taglio agente di 760 kN, con fattore di sicurezza pari a 2.14.

bw	375 mm
d	730 mm
Ac	1537500 mm ²
N _p =	3324 kN
σ _c	2,16 MPa
f _{ck}	42
γ _c	1,5
α	90
A _{sW}	301,44 mm ²
f _{ys}	473,1 MPa
s	100 mm
V _{rsd}	1629,49 kN

Figura 7-16: Resistenza a taglio piedritto laterale;

7.8.1.3 Verifiche STR – piedritto centrale

In questo caso il piedritto centrale subisce un incremento di carico dovuto all'asimmetria che lo induce ad un aumento di azioni agenti sia in termini di momento che azioni taglianti.

L'armatura a taglio presente nell'elemento è doppia rispetto al piedritto laterale essendo due elementi accoppiati e poi resi collaboranti dal getto di riempimento. Il taglio agente pari a $V_{ed} = 163$ kN è inferiore al taglio precedentemente definito.

Il momento massimo agente risulta invece pari a $M_{ed} = 1399$ kNm mentre il momento resistente è pari a M_{Rd}

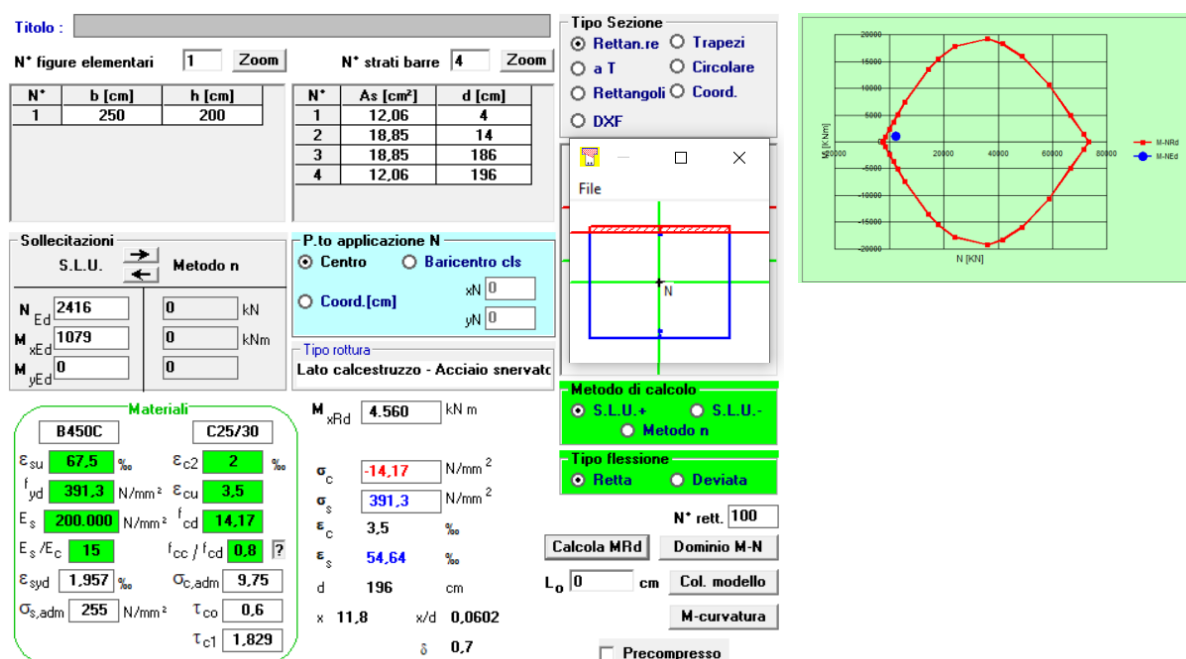


Figura 7-17: Resistenza a flessione piedritto centrale;

7.8.1.4 Verifiche STR – muro

In configurazione finale verrà rimosso il punto e le spinte asimmetriche si scaricheranno sul muro caratterizzato da uno spessore pari a 70 cm. A tergo dello stesso verrà predisposto un getto di riempimento di calcestruzzo alleggerito strutturale in grado di trasferire con continuità le azioni dal piedritto esistente alla nuova opera.

A favore di sicurezza non si considera collaborante in alcun modo le due strutture e si ipotizzando che le azioni gravino unicamente sul muro di nuova realizzazione.

Il momento agente è pari a 1284 kNm mentre il taglio agente è pari a 118 kN.

Risulta un coefficiente di sicurezza a flessione pari a 1.57 e a taglio pari a 6.25.

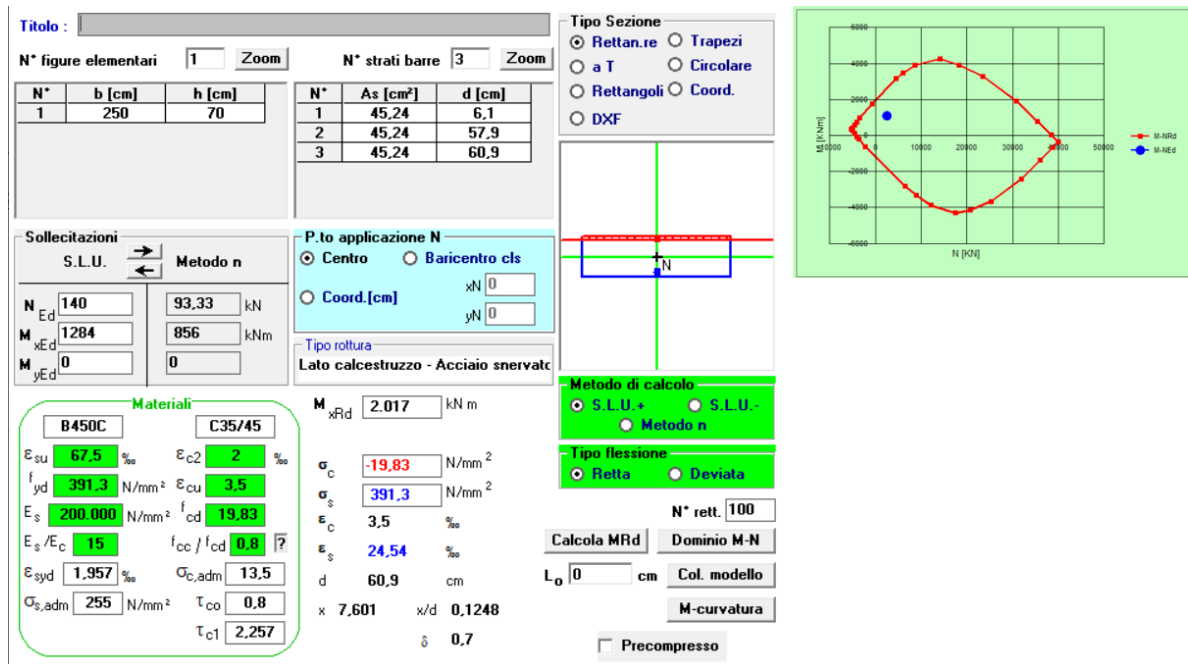
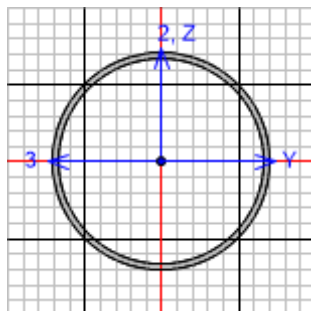


Figura 7-18: Resistenza a flessione muro;

bw	2500 mm
d	690 mm
Ac	1725000 mm ²
Np=	140 kN
σ_c	0,08 MPa
f_{ck}	35
γ_c	1,5
α	90
A_{sw}	1507,2 mm ²
f_{ys}	473,1 MPa
s	1000 mm
Vrsd	770,10 kN

7.8.1.5 Verifiche– Puntone

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del puntone:



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 1 X Mid: 0. Combo: ECC1 Design Type: Beam
 Length: 11.05 Y Mid: 0. Shape: CHHF457X12.5 Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 11.05 Z Mid: 0. Class: Class 2

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95 Prin. Axis Angle =
 0. deg

Aeff=0.018 Av,2=0.011 Av,3=0.011 eNy=0. eNz=0.
 A=0.018 Iy=4.310E-04 iy=0.157 Wel,y=0.002 Weff,y=0.002
 It=8.630E-04 Iz=4.310E-04 iz=0.157 Wel,z=0.002 Weff,z=0.002
 Iw=0. Iyz=0. h=0.457 Wpl,y=0.002
 E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	Ted
11.05	-1082.733	-1.834E-14	-2.842E-14	7.442	75.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.783 = 0.254 + sqrt[(0.017)^2 + (0.529)^2] < 0.95 OK

$$= \frac{NEd}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{\sqrt{(k_{zy} (My,Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} My, Rk/\gamma_{M1}))^2 + (k_{zz} (Mz,Ed + NEd e_{Nz}) / (Mz, Rk/\gamma_{M1}))^2}}{N_{cr,T}}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-1082.733	5916.667	5916.667

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	5916.667	6426.	1415101.779	7315.965	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	a	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Y-Y Braced	a	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Z-Z	a	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Z-Z Braced	a	7315.967	0.922	1.	0.72	4257.84
Torsional TF	a	7315.965	0.922	1.	0.72	4257.839

MOMENT DESIGN

	MEd	MEd, span	Mm,Ed	Meq,Ed

	Moment	Moment	Moment	Moment			
Y-Y	0.	20.559	13.682	17.787			
Z-Z	0.	414.375	207.188	310.781			
	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity			
Y-Y	835.095	835.095	835.095	835.095			
Z-Z	835.095	835.095	835.095	835.095			
LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.188	PhiLT 0.513	ChiLT 1.	Iw 0.	Mcr 24709.091
Factors	kw 1.	Psi 1.132	C2 0.459	C3 0.525			
	za 0.229	zs 0.	zg 0.229	zz 0.	zj 0.		
Factors		kyy 1.124	kyz 0.639	kzy 0.675	kzz 1.065		
2-Axis		Ved Force 7.442	Vpl, Rd Capacity 2174.685	Ved/Vpl, Rd Ratio 0.003	rho Factor 1.		
3-Axis		75.	2174.685	0.034	1.		
SHEAR DESIGN							
2-Axis		VEd Force 7.442	TEd Torsion 0.	Vc, Rd Capacity 2174.685	Stress Ratio 0.003	Status Check OK	
3-Axis		75.	0.	2174.685	0.034	OK	
2-Axis		Vpl, Rd Capacity 2174.685	Eta Factor 1.2	Lambdabar Ratio 0.	Chi Factor 1.		
3-Axis		2174.685	1.2	0.	1.		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
2-2 (V2)		V2 Left 9.675	V2 Right 9.675				

8 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati sintetizzati gli aspetti principali della progettazione degli interventi di potenziamento dell'interconnessione A52 – A4 relativamente allo snodo di collegamento tra la A4 e la SS36 funzionale alle Olimpiadi del 2026. In particolare, sono stati sintetizzati gli aspetti progettuali principali per la zona di interferenza con la galleria esistente San Rocco.

Le soluzioni progettuali sono state verificate nelle condizioni ritenute più significative per il comportamento delle opere. Definite le sezioni di calcolo sono state condotte le verifiche previste dalla Normativa vigente a dimostrazione dell'adeguatezza e dell'efficacia delle soluzioni progettuali proposte, sia in fase costruttiva, sia nella configurazione finale ed in condizioni sismiche.

