

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

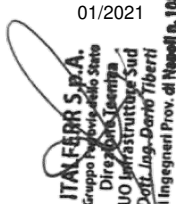
Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 5 F 0 1 D 7 8 R G O C 0 0 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	R. Oscurato	07/2019	A. Pagano	07/2019	F. Gernone	07/2019	D. Tiberti 01/2021
B	EMISSIONE A SEGUITO PARERE C.S.LL.PP.	M. B. Di Prima <i>M.B. Di Prima</i>	01/2021	S. Ballerini <i>SB</i>	01/2021	F. Gernone <i>F. Gernone</i>	01/2021	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Tecnica UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Danilo Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 16878

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 2 DI 25

## SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	5
4	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO FERROVIARIO.....	6
5	DEFINIZIONE LIMITI DI INTERVENTO DELLE OPERE CIVILI .....	7
6	CONSIDERAZIONI GENERALI SULLE OPERE CIVILI .....	8
7	TIPOLOGIE DI OPERE OGGETTO DI INTERVENTO .....	9
8	RILEVATI E TRINCEE ESISTENTI.....	10
8.1	INTEGRAZIONE VERIFICA DEI RILEVATI IN CONDIZIONI STATICHE .....	13
9	STRUTTURE IN C.A. DI LINEA E SOTTO BINARIO.....	15
9.1	INTEGRAZIONE VERIFICA DEI TOMBINI IN CONDIZIONI STATICHE.....	18
10	VERIFICHE AI SENSI DEL REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 .....	19
11	PIAZZALI E FABBRICATI .....	20
12	OPERE CIVILI – STAZIONE MATERA LA MARTELLA.....	23
13	ALTRE OPERE CIVILI DI LINEA .....	24
14	DOCUMENTAZIONE ALLEGATA .....	25

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 3 DI 25

## 1 PREMESSA

Il presente documento è emesso nell'ambito dello sviluppo della Progettazione Definitiva della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella, la cui attivazione consente il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto.

Il progetto prevede il completamento della linea a semplice binario elettrificata di circa 22 km, che attraversa i Comuni di Ferrandina, Pomarico, Miglionico e Matera con uno sviluppo prevalentemente in viadotti e galleria. Il corretto tracciato si dirama dalla linea Potenza-Metaponto mentre il tracciato deviato parte dalla stazione di Ferrandina in prosecuzione del III binario esistente, interessando opere già realizzate tra gli anni 1984 e 2000.

La presente Relazione riferisce in merito alle scelte progettuali e agli interventi previsti per la sede ferroviaria e per le Opere d'arti minori, esistenti o di nuova realizzazione.

A seguito del parere espresso dal C.S.LL.PP., dove si riporta *"che nel progetto definitivo debba necessariamente esservi coerenza tra opere nuove ed esistenti, e sia necessario effettuare una verifica esplicita della sicurezza delle opere esistenti ai sensi della normativa vigente in materia"*, si è provveduto a modificare la presente relazione e ad integrarla con le verifiche statiche eseguite sulle opere d'arte afferenti alla linea ferroviaria che non sono oggetto di miglioramento/adeguamento o di un rifacimento ex-novo. Tali integrazioni sono riportate al §8.1 per i rilevati e al §9.1 per i tombini.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 4 DI 25

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

[N.1] D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

[N.2] Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

[N.3] Linee guida per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera, 2017

[N.4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

[N.5] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea

[N.6] Regolamento (UE) N.1303/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea

[N.7] Decreto Ministeriale 28 Ottobre 2005 – Sicurezza nelle gallerie ferroviarie

[N.8] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.

[N.9] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[N.10] RFI DTC SI SP IFS 001 B – "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"



	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 5 DI 25

### 3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

#### [C.1] Progetto Esecutivo Originario

Elaborati Progetto Esecutivo relativo alla *"Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete F.S."* - 3° Atto integrativo alla Convenzione n°38/84.

#### [C.2] Certificato di collaudo statico delle Opere Minori

Certificato di Collaudo statico delle opere d'arte minori della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella redatto in ottemperanza alle norme vigenti all'epoca di costruzione delle strutture, dall'ing. Giuseppe Domenico Caruso e datato 08.01.2007.

#### [C.3] Controlli di accettazione materiali da costruzione

Estratti dei Verbali originari di constatazione del peso unitario delle barre d'acciaio e prove sul cls.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 6 DI 25

#### 4 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO FERROVIARIO

Il progetto prevede il completamento della nuova linea a semplice binario elettrificata, che, in corretto tracciato si dirama dalla linea Potenza – Metaponto e in tracciato deviato dalla stazione di Ferrandina come naturale prosecuzione del III binario, per uno sviluppo di circa 22 km fino a raggiungere il sito della nuova stazione di Matera La Martella attrezzata con quattro binari.

Il tracciato attraversa i Comuni di Ferrandina, Pomarico, Miglionico e Matera, facenti parte della provincia di Matera, Regione Basilicata.

Sono previsti due rami:

- **Ramo A** –utilizzato dai treni che percorrono in corretto tracciato gli itinerari Potenza/Roma – Matera La Martella e viceversa, con sviluppo complessivo di 19544 m.
- **Ramo B** – utilizzato dai treni che percorrono in deviato a 60 km/h gli itinerari Ferrandina/Metaponto – Matera La Martella e viceversa, e che si innesta sul III binario della stazione esistente di Ferrandina (PK 233+665 della linea Potenza C.le – Brindisi) con sviluppo complessivo di 2015 m.

La progressiva 0+000 è posizionata sul 3° binario della stazione di Ferrandina, a circa 33 m dalla fine dell’attuale marciapiedi. Il tracciato si sviluppa successivamente con un tratto di rettilineo, coincidente con l’attuale binario, per circa 370 m e termina con un tronchino di protezione. Sino alla progressiva 0+330.63 sono previsti interventi del solo riallineamento del binario, successivamente curvando in destra con una bicentrica di raggio 800 e 805 metri, inizia l’intervento di armamento che prevede la demolizione del tronchino e la realizzazione della sede su nuovo tracciato sino all’attuale Viadotto Basento.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 7 DI 25

## 5 DEFINIZIONE LIMITI DI INTERVENTO DELLE OPERE CIVILI

Alla luce della descrizione degli interventi al tracciato ferroviario precedentemente riportata, si rappresenta che:

- **Ramo A:** le Opere Civili, l'infrastruttura e la sede ferroviaria previste per questo tratto dalla pk 0+000 fino all'imbocco della Galleria Miglionico lato Ferrandina, sono di nuova realizzazione. Dall'imbocco della Galleria Miglionico lato Matera, si prevedono interventi di manutenzione straordinaria, adeguamento sismico, completamento e/o rifacimento delle opere d'arti e idrauliche di linea esistenti.
- **Ramo B:** oltre al completamento del rilevato RI23, si prevedono interventi relativi alle Opere Civili, all'infrastruttura e alla sede ferroviaria esistenti a partire dalla pk 0+330.63.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 8 DI 25

## 6 CONSIDERAZIONI GENERALI SULLE OPERE CIVILI

Come detto la gran parte delle strutture della linea Ferrandina-Matera risultano allo stato attuale completamente realizzate. In particolare, quasi tutte le opere minori, progettate sul finire degli anni '80 (Appalto di cui al 3° atto Integrativo alla convenzione n° 38/84), sono state costruite nella seconda metà degli anni '90. Per esse risulta redatto regolare Certificato di Collaudo datato 08.01.2007.

In ottemperanza a quanto riportato nel §8.1 delle NTC2018, si definisce costruzione esistente quella che abbia (alla data della valutazione di sicurezza/progetto di intervento), la struttura completamente realizzata. In tale caso rientrano senza meno le opere di cui trattasi.

In aggiunta al §8.1 della Circolare Esplicativa del 21.01.2019 viene riportato che in termini del tutto generali, con l'espressione *struttura completamente realizzata* può intendersi una struttura per la quale sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all'epoca della costruzione.

Poiché dunque, le strutture risultano completamente realizzate, le opere civili della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella possono definirsi *Costruzioni Esistenti*, ai sensi delle NTC2018.

La definizione del modello di riferimento, per le verifiche e gli interventi di miglioramento/ade-guamento sismico delle *Costruzioni Esistenti*, è esplicitata al §8 delle NTC2018 e dalla relativa Circolare del 11.02.2019.

Come riportato nelle citate norme, cardine di ogni azione progettuale è la conoscenza di una costruzione, che dipende, in generale, *dalla possibilità di effettuare indagini approfondite in relazione all'uso e alla natura/tipologia della costruzione stessa*. In virtù di questo, è stato condotto uno studio specialistico finalizzato al raggiungimento del più alto livello di conoscenza possibile (relativo a geometria, dettagli costruttivi, caratterizzazione dei materiali) di alcune opere particolari i cui risultati, per estrapolazione e analogia hanno condotto alla definizione di un approccio generale di valutazione delle opere civili minori esistenti.

Per dettagli sul percorso della conoscenza sopra citato, si rimanda alla relazione specialistica "IA5F01D78ROOC0000001A – Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili Minori esistenti".

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 9 DI 25

## 7 TIPOLOGIE DI OPERE OGGETTO DI INTERVENTO

Le opere d'arte e idrauliche di linea esistenti sono state interessate da studi e verifiche al fine di predisporre per le stesse interventi di:

- manutenzione straordinaria
- miglioramento/adeguamento sismico
- completamento e/o rifacimento totale dell'opera

Si riportano nel seguito le tipologie di intervento per le seguenti opere/parti d'opera:

- ✓ Rilevati e Trincee
- ✓ Strutture in c.a. sotto binario
- ✓ Opere di sostegno di linea

## 8 RILEVATI E TRINCEE ESISTENTI

Nel corso dello sviluppo del Progetto Definitivo sono stati effettuati diversi sopralluoghi tecnici, analizzando lo stato attuale della sede ferroviaria esistente. Si riportano di seguito alcune immagini che evidenziano quanto riscontrato in campo:



Fig. 1 a)



Fig. 2 b)

**Fig. 1 a) e Fig. 1 b):** Esempi di rilevato e trincea esistenti

Sono state previste due tipologie di intervento per il ripristino corticale della sede ferroviaria: Intervento Tipo A e Intervento Tipo B.

Nel riguardo seguente si riportano le lavorazioni previste per ambo i casi, esplicitate nelle immagini che seguono:

Lavorazioni da eseguire per il ripristino corticale superiore del corpo dei rilevati ferroviari esistenti:

Tipo A -

1. Scavo e conferimento a discarica dell'ultimo strato superiore di rilevato dello spessore di 100 cm;
2. Successiva rullatura fino ad ottenere un modulo di deformazione non inferiore a 400 daN/cm<sup>2</sup> del nuovo piano, con determinazione mediante prove di carico su piastra;
3. Ricostruzione dello strato di rilevato precedentemente rimosso e successiva realizzazione di supercompattato e sub ballast.

Qualora dopo l'intervento 1 l'estradosso presenti caratteristiche non idonee (ad esempio presenza di terreno vegetale, radici etc), o dopo l'intervento 2 sul piano di posa non si raggiunga il modulo di deformazione richiesto si procederà, ad insindacabile giudizio del D.L., alla rimozione progressiva di strati di spessore di 20 cm procedendo, sugli strati rimossi, con le modalità di cui ai precedenti punti 2 e 3.

Tipo B -

1. Scavo e conferimento a discarica dell'ultimo strato superiore di rilevato dello spessore di 42 cm;
2. Successiva rullatura fino ad ottenere un modulo di deformazione non inferiore a 400 daN/cm<sup>2</sup> del nuovo piano, con determinazione mediante prove di carico su piastra;
3. Realizzazione dell'eventuale strato di rilevato, supercompattato e sub ballast.

Qualora dopo l'intervento 1 l'estradosso presenti caratteristiche non idonee (ad esempio presenza di terreno vegetale, radici etc), o dopo l'intervento 2 sul piano di posa non si raggiunga il modulo di deformazione richiesto si procederà, ad insindacabile giudizio del D.L., alla rimozione progressiva di strati di spessore di 20 cm procedendo, sugli strati rimossi, con le modalità di cui ai precedenti punti 2 e 3.

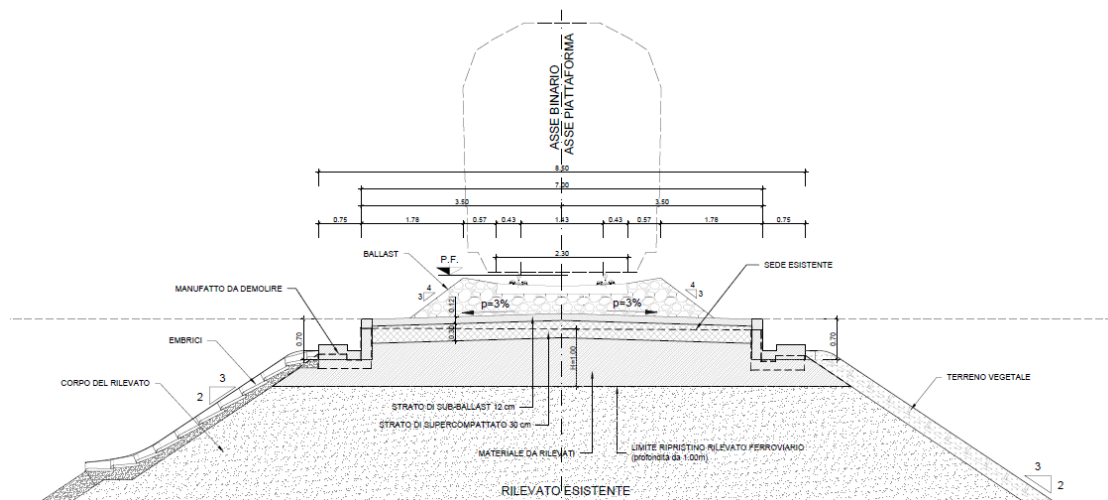


Fig. 2 a)

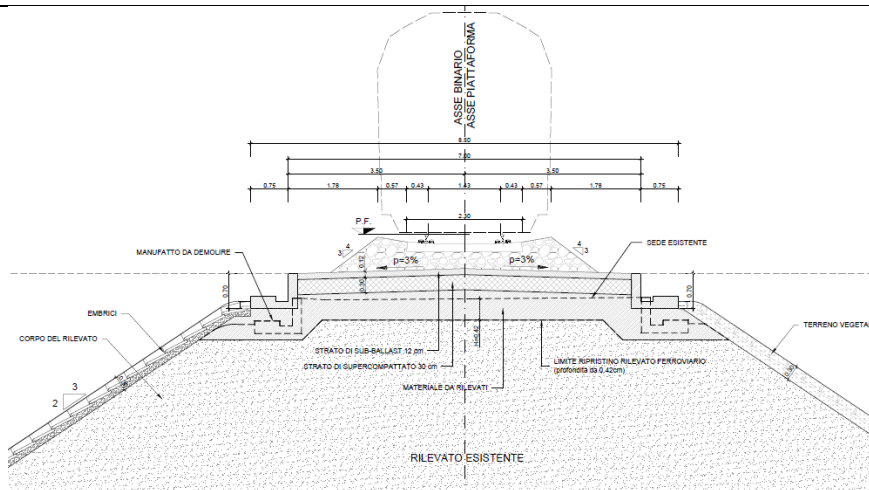


Fig. 2 b)

**Fig. 2 a) e Fig. 2 b): Intervento Tipo a e Tipo B**

Le parti del corpo stradale ferroviario interessati dai suddetti interventi sono di seguito elencati:

OPERA PRINCIPALE						Intervento tipologico su
Codice	Descrizione	pk iniziale	pk finale	pk storica iniziale	pk storica finale	piattaforma
RI01	RILEVATO	+0,00	1+057,35	-	-	NUOVO RILEVATO
RI02	RILEVATO	2+189,42	2+345,60	-	-	B
TR01	TRINCEA	8+904,39	9+087,30	8+690,50	8+922,50	B
RI03	RILEVATO	9+087,30	9+626,26	8+922,50	9+460,93	B
RI04	RILEVATO	9+656,28	9+768,50	9+490,93	9+603,50	B
TR02	TRINCEA	9+768,50	9+901,50	9+603,50	9+736,50	B
RI05	RILEVATO	9+901,50	10+418,00	9+736,50	10+253,00	B
TR03	TRINCEA	10+418,00	10+646,50	10+253,00		B
RI06	RILEVATO	10+646,50	11+568,97		11+403,29	B
RI07	RILEVATO	11+748,97	11+819,00	11+583,29	11+654,00	B
TR04	TRINCEA	11+819,00	12+070,00	11+654,00	11+905,00	B
RI08	RILEVATO	12+070,00	12+134,53	11+905,00	11+968,86	B
RI09	RILEVATO	12+704,51	12+950,91	12+538,86	12+785,29	B
RI10	RILEVATO	13+195,71	13+304,43	13+030,09		A
TR05	TRINCEA	13+304,43	13+427,93			A
RI11	RILEVATO	13+427,93	13+572,11		13+406,49	A
RI12	RILEVATO	13+752,11	14+006,61	13+586,49	13+840,99	A
RI13	RILEVATO	14+156,61	14+318,43	13+990,99		A
TR06	TRINCEA	14+318,43	14+904,91			A
RI14	RILEVATO	14+904,91	15+139,60		14+973,99	A
RI15	RILEVATO	16+030,51	16+191,01	15+864,99	16+025,49	A
RI16	RILEVATO	16+791,07	16+989,50	16+625,49	16+823,90	A
RI17	RILEVATO	17+259,50	17+377,90	17+093,90		A
TR07	TRINCEA	17+377,90	17+594,89			A
RI18	RILEVATO	17+594,89	17+664,82		17+499,24	A
RI19	RILEVATO	17+754,82	17+805,39	17+589,24		B
TR08	TRINCEA	17+805,39	17+971,89			B
RI20	RILEVATO	17+971,89	18+009,31		17+843,73	B
RI21	RILEVATO	18+369,35	18+411,89	18+203,73		B
TR09	TRINCEA	18+411,89	18+743,21			B
RI22	RILEVATO	18+743,21	18+826,06			B
RI23	RILEVATO	+0,00	+708,11	+0,00	+827,50	B (da completare)



	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 13 DI 25

## 8.1 INTEGRAZIONE VERIFICA DEI RILEVATI IN CONDIZIONI STATICHE

La relazione è stata riemessa in seguito alle osservazioni del CSLLPP. In particolare, sono stati aggiornati, rispetto al paragrafo precedente, i criteri relativi alle verifiche di sicurezza svolte per i rilevati ferroviari esistenti che, non ricorrendo ad alcuna situazione presente al capitolo 8.3 delle NTC2018 (tra le quali: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti; provati gravi errori di progetto o di costruzione;...), erano oggetto di adeguamento/miglioramento sismico relativamente alle sole verifiche sismiche (come riportato nella "Relazione di calcolo rilevati esistenti senza muri – IA5F01D78RHGE0005002A"). Per cui, in aggiunta a tali verifiche sismiche, di seguito si riportano le verifiche statiche condotte ai sensi delle NTC 2018 con il treno reale C3 (20 t/asse).

Si evidenzia che in progetto i rilevati aventi  $H > 5\text{m}$ , per i quali non risultavano soddisfatte le verifiche sismiche (*Relazione di calcolo rilevati esistenti senza muri – IA5F01D78RHGE0005002A*), sono stati adeguati con l'inserimento di una banca; con tale intervento gli stessi risultano verificati secondo le NTC2018 sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche (*Relazione di calcolo di adeguamento sismico rilevati esistenti senza muri – IA5F01D78RHGE0005003A*).

Per i rilevati di  $H \leq 5\text{m}$ , in progetto non sono previste banche in quanto risultavano soddisfatte le verifiche sismiche ai sensi delle NTC2018. Di seguito si mostra che le verifiche in condizioni statiche risultano soddisfatte con il treno di carico corrispondente alla categoria di peso assiale circolante C3.

Per semplicità si schematizza di seguito la geometria del rilevato e le caratteristiche geotecniche dei terreni. Per un maggiore dettaglio e per la definizione dei criteri di calcolo, si faccia riferimento alle relazioni di calcolo prima citate.

SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO				
Descrizione	Unità	$\gamma$ [kN/mc]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]
Corpo del Rilevato	R	20	0	38
Depositi terrazzati del fiume Bradano e sistema di masseria linzalata	U1E	18,5	11	24

- $H=5\text{m}$
- Testa piattaforma  $L= 7,00\text{ m}$
- Pendenza scarpate 2/3
- Falda a -3m da pc



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di  
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 RG	OC0000 001	B	14 DI 25

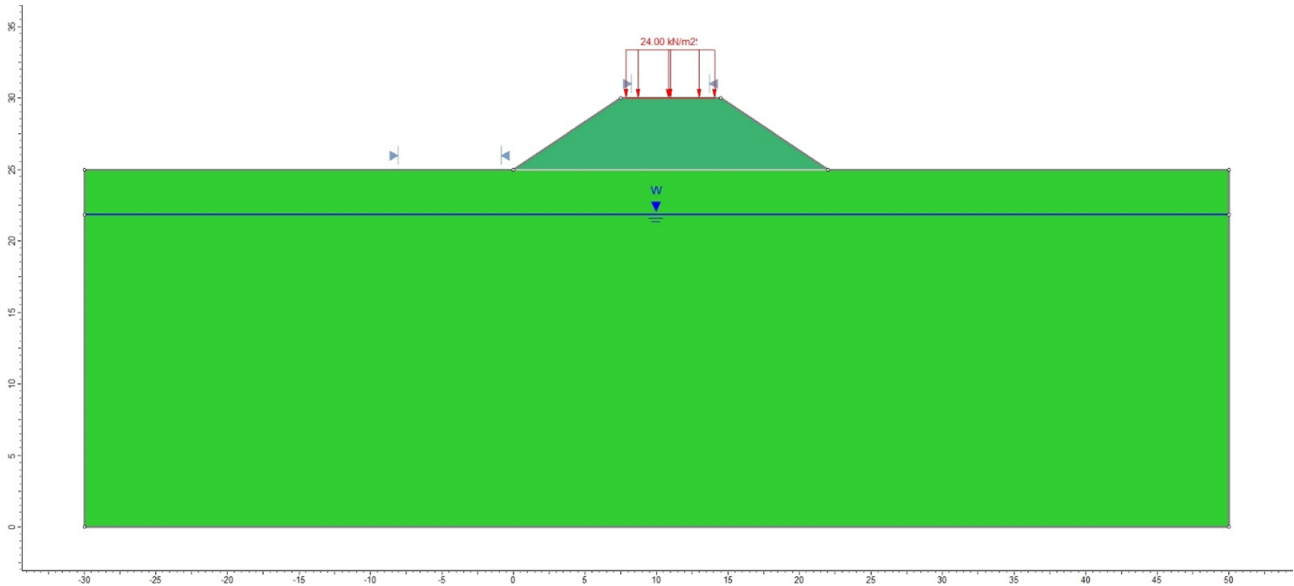


Figure 1 - Modello di calcolo con treno di carico reale C3.

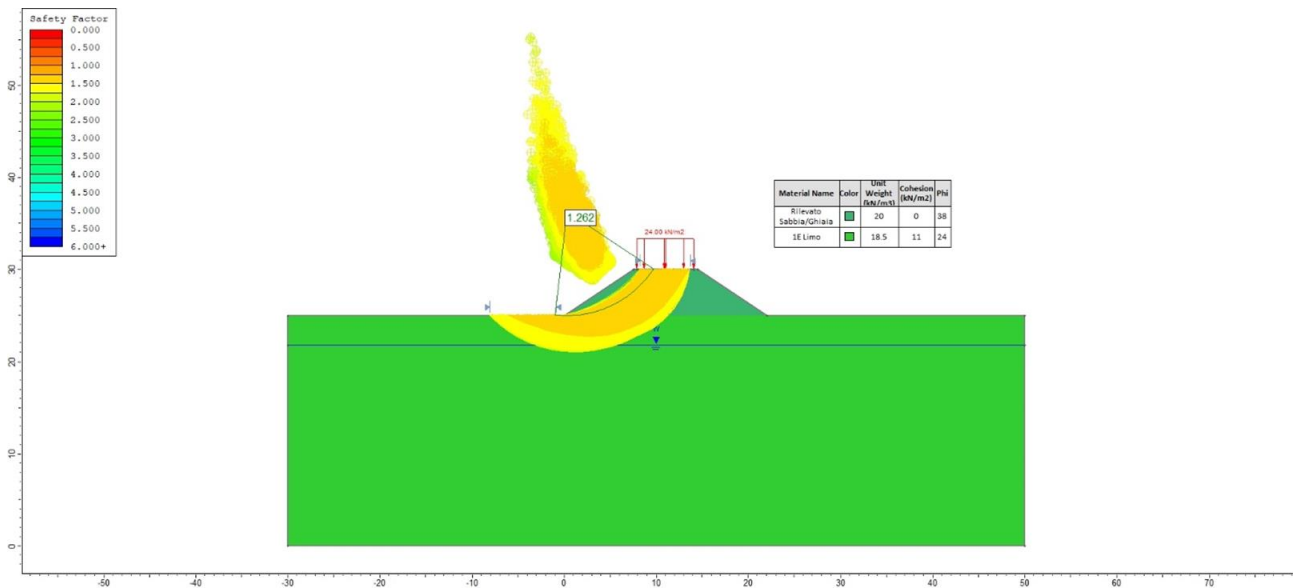


Figure 2 - Verifica SLU con treno di carico reale C3 (FS > 1,1).

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 15 DI 25

## 9 STRUTTURE IN C.A. DI LINEA E SOTTO BINARIO

Nel presente paragrafo si riferisce in merito percorso progettuale di verifica ed intervento per le opere minori, collaudate e non collaudate, esistenti sulla linea ferroviaria. In particolare, le opere interessate sono:

1. Opere idrauliche: tombini scatolari
2. Sottovia: SL01 (sottovia alla pk 18+971) e scatolare "Sottovia+Tombino" IN07 alla pk 9+936
3. Opere di Sostegno: Muri di Sottoscarpa e Muri di Controripa

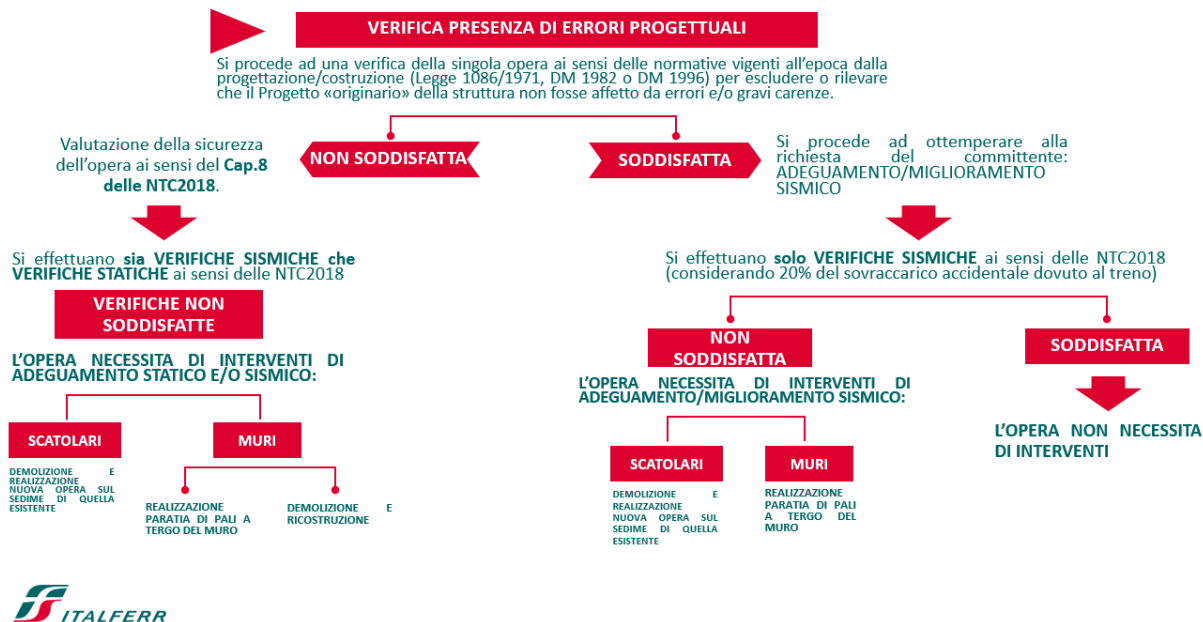
Per tutte le opere, si è proceduto *in primis* ad un'attenta analisi storico-documentale. Attraverso ricerche presso gli archivi di RFI, è stato possibile risalire al Progetto Esecutivo/costruttivo dell'epoca. Gli elaborati hanno permesso di risalire alle ipotesi di dimensionamento e verifica delle opere in oggetto, alle caratteristiche dimensionali assunte, ai dettagli costruttivi previsti.

Le indagini in campo, visive ed anche strumentali su alcune opere, hanno permesso di acquisire dati significativi in merito alla bontà delle caratteristiche geometriche e dei materiali da costruzioni.

Si precisa che, in questa fase progettuale, si è comunque scelto di fissare per tutte le opere un Livello di Conoscenza **LC1** da cui discende il Fattore di Confidenza **FC=1.35**. Difatti, anche per le opere non investigate con prove sulle strutture e sui materiali ai sensi delle NTC18, il risultato di quanto ottenuto non sarebbe cambiato anche laddove fosse stato raggiunto il livello **LC3**, fatta eccezione per il tombino IN14, come evidenziato nel paragrafo §9.1. La scelta operata è stata dunque non solo cautelativa ai fini tecnici ma anche ai fini economici.

Si riporta di seguito, schematicamente, il processo progettuale adottato per le opere in oggetto.

## OPERE ESISTENTI DI LINEA E SOTTO BINARIO



Il risultato del percorso progettuale precedentemente illustrato è sintetizzato nelle tabelle di seguito riportate. Si rimanda agli elaborati specifici per le verifiche di dettaglio.

### Opere scatolari: Tombini e Sottovia

OPERA	COLLAUDO	VERIFICA STATICA DM 1996	VERIFICA SISMICA DM 2018	INTERVENTO
IN05	SI	OK	NO	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN06	SI	OK	OK	NON NECESSITA DI INTERVENTO
IN07	NO	NO	-	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN08	SI	NO	-	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN09	SI	OK	NO	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN10	SI	OK	NO	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN11	SI	OK	OK	NON NECESSITA DI INTERVENTO
IN12	SI	NO	-	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN13	SI	NO	-	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA
IN14	SI	OK	OK	NON NECESSITA DI INTERVENTO
SL01	NO	NO	-	DEMOLIZIONE E PROGETTO NUOVA OPERA

Come riportato nella tabella sopra esposta si è proceduto, per le opere le cui verifiche hanno dato esito negativo, a una demolizione e riprogettazione vista la difficoltà e l'invasività sulle opere stesse di procedere con interventi di rinforzo a taglio.



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di  
Matera con la rete ferroviaria nazionale

**NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA**

Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 RG OC0000 001 B 17 DI 25

## Muri di Controripa e Sottoscarpa

OPERA	COLLAUDO	VERIFICA STATICA DM 1996	VERIFICA SISMICA DM 2018	INTERVENTO
MU51	(*)	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU52	(*)	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU53	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU54	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU55	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU56	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU57	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU58	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU59	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU60	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU61	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU62	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU63	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU64	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU65	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU66	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU67	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU68	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU69	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU70	SI	OK	OK	<i>NON NECESSITA DI INTERVENTO</i>
MU71	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU72	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU73	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA
MU74	SI	OK	NO	INSERIMENTO PARATIA

(\*) per una porzione limitata dei muri in oggetto (circa 60 m) non risulta redatto alcun Certificato di Collaudo statico

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 18 DI 25

## 9.1 INTEGRAZIONE VERIFICA DEI TOMBINI IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con il parere espresso dal C.S.LL.PP. si è proceduto con la verifica in condizioni statiche dei tombini idraulici IN06, IN11 e IN14 per i quali non è stato previsto alcun intervento di rinforzo/adeguamento strutturale poiché verificati in condizioni sismiche ai sensi del D.M. 2018.

Sono state dunque condotte le verifiche di sicurezza in condizioni statiche alle Tensioni Ammissibili con la normativa di progetto (DM 1996), utilizzando il carico da treno "Tipo A", e agli Stati Limite secondo la vigente normativa (DM 2018), considerando il treno realmente circolante C3 (20 t/asse). Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche ottenute, per i tombini IN06 e IN11, adottando un Livello di Conoscenza LC1.

TOMBINO AL KM 9+306 - IN06						
Normativa di riferimento	Treno di carico	Tensioni ammissibili			SLU	
		$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$
D.M. 09.01.1996	TIPO A	✓ 22%	✓ 21%	✓ 37%	-	-
D.M. 17.01.2018	C3	-	-	-	✓ 51%	✓ 99%

TOMBINO AL KM 14+959 - IN11						
Normativa di riferimento	Treno di carico	Tensioni ammissibili			SLU	
		$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$
D.M. 09.01.1996	TIPO A	✓ 27%	✓ 26%	✓ 49%	-	-
D.M. 17.01.2018	C3	-	-	-	✓ 59%	✓ 99%

Per il tombino IN14, invece, non risultano soddisfatte le verifiche a taglio con l'ipotesi di adottare un Livello di Conoscenza LC1. Avendo a disposizione tutta la documentazione progettuale storica dell'opera e predisponendo una opportuna campagna di indagini sui materiali è possibile raggiungere un Livello di Conoscenza LC3 ovvero un Fattore di Confidenza FC=1,00 per il quale risultano soddisfatte tutte le verifiche statiche dell'opera ai sensi delle NTC 2018.

TOMBINO AL KM 0+379 - IN14						
Normativa di riferimento	Treno di carico	Tensioni ammissibili			SLU	
		$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$
D.M. 09.01.1996	Tipo A	✓ 88%	✓ 66%	✓ 88%	-	-
D.M. 17.01.2018	C3	-	-	-	✓ 46%	✓ 99%

Per i dettagli delle sopracitate analisi si vedano i documenti allegati [A.1], [A.2] e [A.3].

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 19 DI 25

## 10 VERIFICHE AI SENSI DEL REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014

Nell'ambito della definizione e sviluppo del percorso progettuale relativo alle opere civili minori, di cui al paragrafo precedente, si è posta particolare attenzione alla verifica di quanto sviluppato rispetto ai requisiti di interoperabilità per il Sottosistema "Infrastruttura". L'immagine seguente illustra il percorso di verifica di tutte le opere in progetto per la tematica in oggetto:

### CONFORMITA' DEL PROGETTO AI REQUISITI DI INTEROPERABILITA' DI CUI AL REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014

#### ASSUNZIONE: LE OPERE GIA' REALIZZATE SONO CONSIDERATE OPERE ESISTENTI



	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RG	DOCUMENTO OC0000 001	REV. B	FOGLIO 20 DI 25

## 11 PIAZZALI E FABBRICATI

Allo scopo di ospitare le tecnologie di linea verranno realizzati i fabbricati riportati nella seguente tabella.

WBS	km	Ubicazione	Tipologia Fabbricati/Locali	B (m)	L (m)
FA02 A	2+380	PIAZZALE EMERGENZA LATO FERRANDINA	FABBRICATO PGEP	35,95	6,40
FA02 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA02 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA03 A	-	PIAZZALE FINESTRA INTERMEDIA	FABBRICATO PGEP	22,55	6,40
FA03 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 A	9+069,33	PIAZZALE EMERGENZA LATO LA MARTELLA	FABBRICATO PGEP	27,40	6,40
FA04 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA05 A	10+621,50	POSTO DI MOVIMENTO SAN GIULIANO	FABBRICATO IS1	34,60	7,60
FA05 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA07 A	-	FABBRICATI TECNOLOGICI STAZIONE FERRANDINA	FABBRICATO IS2	30,40	7,60
FA07 B			FABBRICATO E2	19,60	8,00
FA07 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00

Fatta eccezione per i fabbricati "Locale Pompe e Vasca" che sono costituiti da un piano fuori terra ed una vasca antincendio interrata, i fabbricati tecnologici elencati sono strutture monolivello in c.a. su fondazione diretta.

La necessità di prevedere detti Fabbricati Tecnologici è collegata a quanto previsto dalle norme in merito agli apprestamenti per la Sicurezza in galleria. Anche i piazzali dove sono allocati le strutture sono stati dimensionati in ottemperanza alle citate prescrizioni normative.

In aggiunta a quanto sopra si segnalano i piazzali e i basamenti in c.a. previsti per il posizionamento del GA2 e del PPT3 per la BTS lungo linea.

Al fine di consentire l'accesso ai mezzi di soccorso ai piazzali di emergenza, ovvero al personale tecnico per attività di servizio e manutenzione agli apparati tecnologici, sono state previste dedicate viabilità di seguito elencate:

- NV01: viabilità di accesso al piazzale di emergenza all'imbocco della Galleria Miglionico lato Ferrandina;
- NV02: viabilità di accesso al piazzale di emergenza in corrispondenza della finestra intermedia della Galleria Miglionico;



	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01	D 78 RG	OC0000 001	B	21 DI 25

- NV06: viabilità di accesso al piazzale di emergenza all’imbocco della Galleria Miglionico lato Matera;
- NV07: viabilità di accesso al P.M. San Giuliano;
- NV08: viabilità di accesso al PPT3.

Trattandosi di strade locali a destinazione particolare, il loro tracciamento prescinde dalle prescrizioni normative (D.M.6792 5.11.2001), le quali assumono solo carattere di indirizzo per la progettazione.

Per esse si è fatto riferimento al manuale di progettazione RFI 2019 parte II sezione IV Gallerie par. 4.7.3.4.3.5.

Nella progettazione dei tracciati si sono riscontrate diverse interferenze idrauliche risolte prevedendo opere in c.a. quali tombini scatolari, di cui alla tabella successiva, e, per la NV02, sono inoltre stati previsti due scavalchi monocampata con impalcati a cassoncini prefabbricati in c.a.p. di L=25 m e larghezza complessiva pari a 7.00 m (di cui 4.00 m relativi alla carreggiata stradale). Le sovrastrutture di tali viadotti stradali, denominati IV04 e IV05, poggiano su spalle in c.a. con fondazioni indirette.

<b>WBS</b>	<b>Descrizione</b>	<b>pk</b>
<b>IN16</b>	TOMBINO CIRCOLARE DN1500 - SOTTO NV01	+16,00
<b>IN17A</b>	TOMBINO SCATOLARE 3x2 - SOTTO NV01	+340,00
<b>IN17B</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV01	-
<b>IN17C</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV01	-
<b>IN18</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV02	+400,00
<b>IN19</b>	SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO CONCHE SOTTO IV04	1+006
<b>IN20</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV02	+609,00
<b>IN21</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV02	1+352
<b>IN22</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV02	1+534
<b>IN23</b>	TOMBINO SCATOLARE 2x2 - SOTTO NV02	1+862
<b>IN24</b>	SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO CONCHE SOTTO IV05	2+379
<b>IN25</b>	TOMBINO CIRCOLARE DN1500 - SOTTO NV02	2+185
<b>IN26</b>	TOMBINO CIRCOLARE DN1500 - SOTTO NV02	2+305
<b>IN27</b>	TOMBINO CIRCOLARE DN1500 - SOTTO NV02	-

*Elenco tombini idraulici stradali*

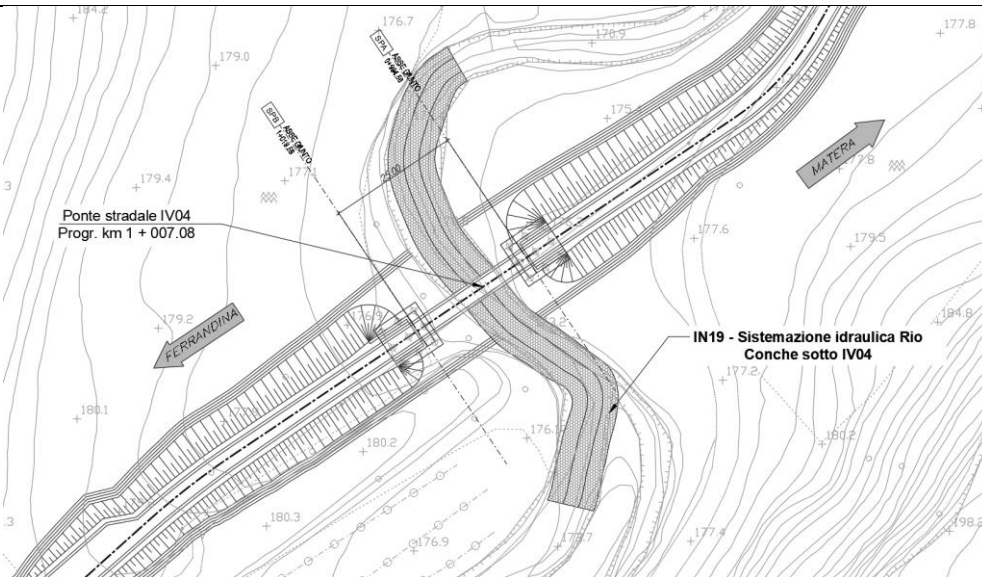


Fig. 3 a)

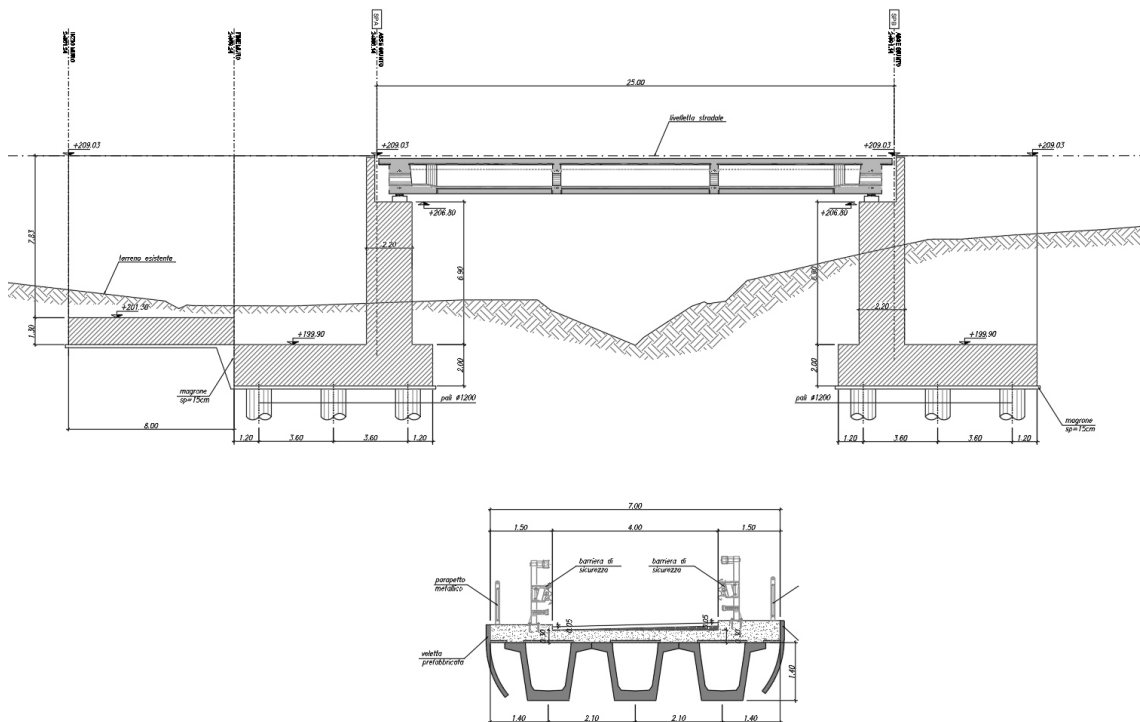


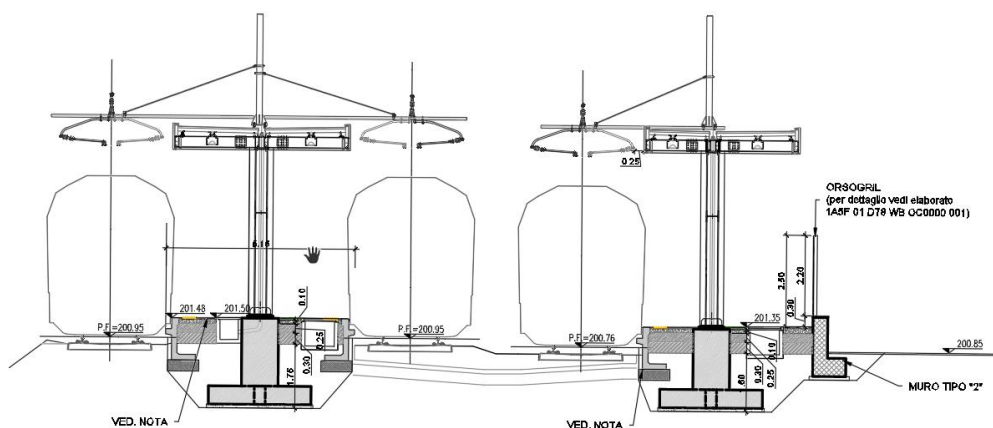
Fig. 3 b)

Fig. 3 a) e Fig. 3 b): Viadotti stradali IV04 e IV05

## 12 OPERE CIVILI – STAZIONE MATERA LA MARTELLA

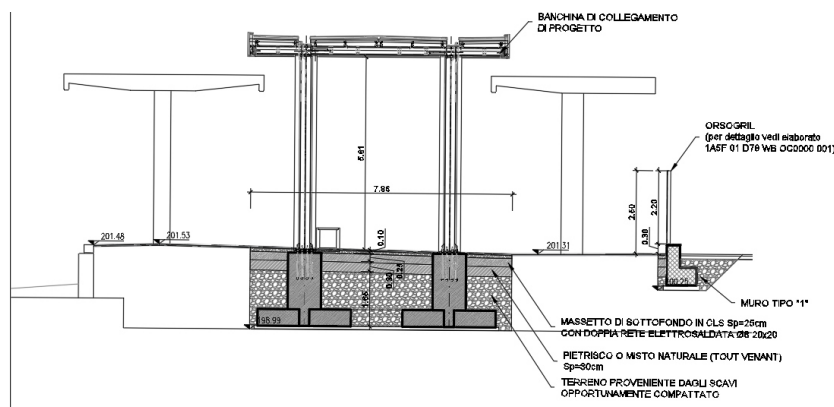
Rientra tra gli interventi previsti per il completamento della Stazione di Matera La Martella, l'allungamento delle banchine al fine di avere marciapiedi di lunghezza totale pari a 400m. Si prevede inoltre la copertura parziale di dette banchine predisponendo pensiline caratterizzate da elementi portanti metallici, in analogia quanto già in opera nella stazione.

Di seguito si riporta una sezione degli interventi previsti:



**Fig. 4** Marciapiedi e pensiline di stazione

Poiché si prevede che la Stazione di Matera La Martella si configuri nello stato di progetto come Stazione di Testa, si è predisposto il riempimento del sottopasso esistente con cls magro e la realizzazione di una banchina di collegamento tra il I e il II marciapiedi per consentire il deflusso dei passeggeri. Si riporta un dettaglio di seguito:



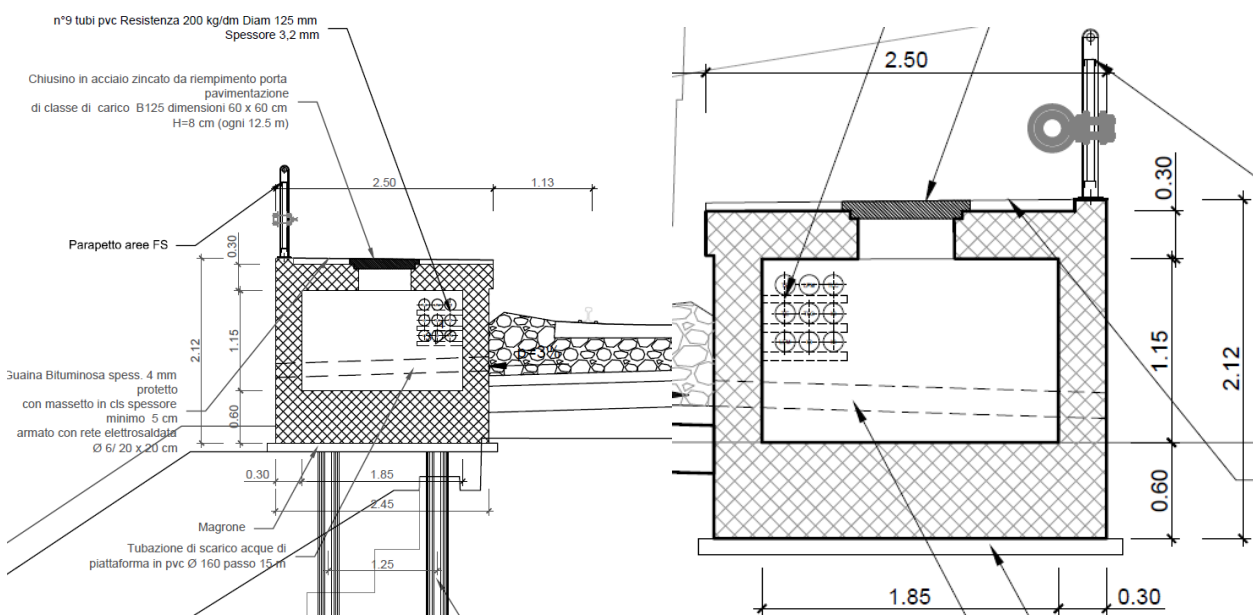
**Fig. 5** Banchina di collegamento

### 13 ALTRE OPERE CIVILI DI LINEA

Nell'ambito del Progetto Definitivo sono stati debitamente valutati anche aspetti legati ad azioni eccezionali quali l'incendio di un treno in galleria e urto per svio ferroviario.

Per il primo aspetto sono stati previsti gli imbocchi della galleria marciapiedi adibiti a via di fuga – FFP (*Fire Fighting Point*).

Le strutture, che consentono l'alloggiamento delle tubazioni antincendio e degli impianti tecnologici, sono opere scatolari in c.a. su fondazioni indirette (Tipo A) con micropali di interasse longitudinale 160 cm, perforazione  $\Phi 250$  ed  $L=9\text{m}$  e armatura tubolare  $\Phi 168,3 \times 8$ , oppure su fondazioni dirette (Tipo B).



**Fig. 6** Marciapiedi FFP Tipo A e Tipo B

In merito alla protezione di spalle/pile di cavalcaferrovia esistenti sono state condotte verifiche rispetto all'azione eccezionale da urto ferroviario, ai sensi delle normative vigenti.

Solamente nel caso del CVF esistente alla pk 9+450 è stato necessario prevedere l'inserimento di un muro di protezione in c.a. su fondazioni indirette.

Per tutti i dettagli si rimanda agli elaborati di progetto.

	<p><b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b></p> <p><b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b></p>					
<p><b>Relazione tecnica descrittiva delle Opere Civili</b></p>	<p>PROGETTO IA5F</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D 78 RG</p>	<p>DOCUMENTO OC0000 001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 25 DI 25</p>

#### **14 DOCUMENTAZIONE ALLEGATA**

[A.1] Relazione di calcolo in condizioni statiche del tombino IN06

[A.2] Relazione di calcolo in condizioni statiche del tombino IN11

[A.3] Relazione di calcolo in condizioni statiche del tombino IN14

## **[A.1] RELAZIONE DI CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE DEL TOMBINO IN06**

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE .....	4
2	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	5
3	DOCUMENTI CORRELATI.....	6
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	7
4.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	7
5	MATERIALI.....	9
5.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE.....	9
5.2	ARMATURE PRESENTI .....	10
6	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	12
7	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	15
7.1	AZIONI ELEMENTARI .....	15
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD).....	15
7.1.2	Peso del ricoprimento (PERM) .....	16
7.1.3	Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX) .....	17
7.1.4	Treno di carico (ACCM) .....	19
7.1.5	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX) .....	23
7.1.6	Frenatura ed avviamento (AVV) .....	28
7.1.7	Azioni termiche (TERM).....	29
7.1.8	Azioni dovute al ritiro (RITIRO) .....	30
7.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	31
7.2.1	Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili.....	31
7.2.2	Combinazioni per le verifiche agli stati limite .....	32
8	MODELLAZIONE SECONDO DM1996.....	35
8.1	SOLLECITAZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI .....	35
8.2	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A FLESSIONE SEMPLICE .....	36
8.3	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A PRESSOFLESSIONE.....	37
8.4	INDIVIDUAZIONE DELLA TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA .....	38

8.5	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	38
9	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D.....	39
9.1	SOLLECITAZIONI CON TRENO LM71 - ENV_SLU .....	39
9.2	SOLLECITAZIONI CON TRENO C3 - ENV_SLU .....	40
9.3	VERIFICA A FLESSIONE E A PRESSOFLESSIONE .....	41
9.3.1	Verifica a flessione semplice .....	42
9.3.2	Verifica a pressoflessione .....	44
9.4	VERIFICA A TAGLIO.....	45
9.5	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	46
10	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D.....	47
11	CONCLUSIONI .....	48



# 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si affronta il problema della verifica di sicurezza ai soli carichi statici dello scatolare in c.a. esistente situato alla progressiva 9+306,3 (progressiva storica 9+142,50) della linea ferroviaria "Ferrandina-Matera la Martella". Si specifica come, per quanto concerne la verifica di vulnerabilità sismica dell'opera in oggetto, si può far riferimento ai due elaborati progettuali "IA5F-01-D-78-CL-IN0600-001-A" e "IA5F-01-D-78-CL-IN0600-002-A" presenti in [C4].

Nello specifico, si è proceduto secondo il seguente iter di verifica:

- analisi della documentazione progettuale storica (relazioni di calcolo, elaborati grafici progettuali, relazioni di collaudo);
- studio dei risultati della campagna di indagine condotta su alcune opere a campione della medesima tratta ferroviaria;
- verifica del manufatto esistente secondo il D.M. del 09.01.1996;
- verifica secondo la normativa attualmente vigente, ovvero mediante le NTC di cui al D.M. del 17.01.2018.

Il primo passo risulta quello di inquadrare l'opera da un punto di vista storico, ricavando cioè l'anno della sua progettazione e realizzazione. Dalla documentazione a disposizione risulta come le opere che compongono la tratta in questione siano state progettate alla fine degli anni '80 del secolo scorso (alcuni elaborati fanno riferimento a un "Appalto di cui al 3° Atto Integrativo alla convenzione n°38/84") e costruite nella seconda metà degli anni '90, in quanto i certificati dei controlli di accettazione dei materiali e quelli di collaudo risalgono al biennio 1996-1997.

Dalle relazioni di calcolo, inoltre, appare evidente come ai fini progettuali si sia preso come riferimento il Decreto Ministeriale del 1° aprile 1983, che quindi è possibile ipotizzare come quello vigente alla data di redazione dei citati elaborati.

In tale relazione, dunque, a valle della ricostruzione geometrica e materica dell'opera, verranno riportati i risultati ottenuti dalle due differenti analisi, confrontati e commentati, ai fini di ottenere un quadro completo circa la sicurezza del manufatto nei confronti delle azioni statiche.

## 2 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [N1] **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N2] **Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM del 17 gennaio 2018;
- [N3] **RFI DTC SI MA IFS 001 D** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20.12.2019;
- [N4] **RFI DTC SI SP IFS 001 D** – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI del 20.12.2019
- [N5] **UNI EN 15528-2012** – Categorie delle linee per la gestione delle interfacce fra limiti di carico dei veicoli ed infrastrutture;
- [N6] **UNI EN 1991-2** – Azioni sulle strutture, parte 2: Carichi da traffico sui ponti, marzo 2005
- [N7] **Regolamento (UE) N. 1299/2014** della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- [N8] **Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776** della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione;
- [N9] **Decreto Ministeriale del 1 Aprile 1983** – Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- [N10] **Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996** – Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- [N11] **Circolare n. 54 “Nuovi sovraccarichi per il calcolo dei ponti metallici”** – Ministero dei Trasporti, Ferrovie dello Stato – Direzione Generale, Servizio Lavori e Costruzioni, 15 luglio 1945
- [N12] **Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera** – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale, Settembre 2017

### 3 DOCUMENTI CORRELATI

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [C1] **Progetto Esecutivo Originario** - Elaborati Progetto Esecutivo relativo alla “Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete FS” – 3° Atto integrativo alla Convenzione n° 38/84;
- [C2] **Certificato di collaudo statico delle Opere Minori** - Certificato di collaudo statico delle opere d'arte minori della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella redatto in ottemperanza alle norme vigenti all'epoca di costruzione delle strutture, dall'ing. Giuseppe Domenico Caruso e datato 08.01.2007;
- [C3] **Controlli di accettazione materiali da costruzione** - Estratti dei Verbali originari di constatazione del peso unitario delle carre d'acciaio e prove sul cls;
- [C4] **Progetto Definitivo “Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale”** – Vari elaborati specialistici;

## 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 4.1 Geometria della struttura

Il tombino esistente sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza tra piano del ferro ed estradosso soletta pari a circa 1,30 m, di cui 80 cm costituiti dal pacchetto di ballast e armamento e la parte restante di rinterro. Il manufatto ha luce interna pari a 2,00 m e un'altezza interna di 2,00 m, con piedritti e solette superiore e inferiore di spessore 35 cm. Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nelle verifiche, sottoelencate.

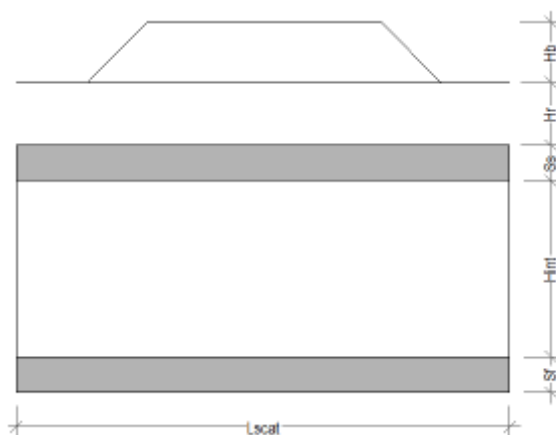


Figura 4.1 – Sezione longitudinale dello scatolare

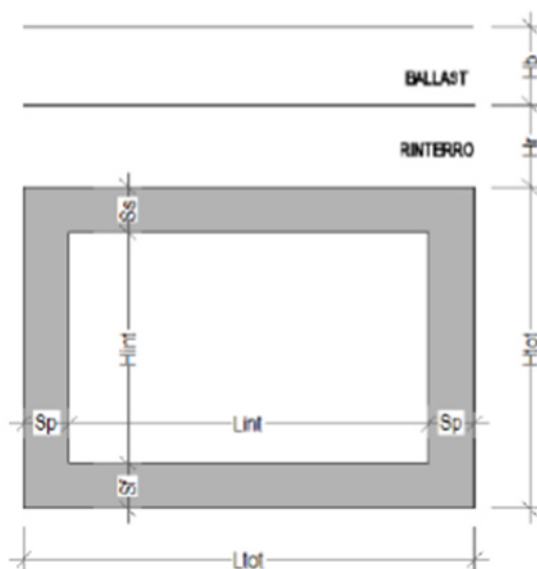


Figura 4.2 – Sezione trasversale dello scatolare

$H_b = 80 \text{ cm}$	altezza del ballast e dell'armamento;
$H_{tb} = 35 \text{ cm}$	spessore della traversina;
$L_{tb} = 2,30 \text{ m}$	altezza della traversina;
$H_r = 3,00 \text{ m}$	spessore del riempimento;
$L_{scat} = 9,40 \text{ m}$	dimensione longitudinale dello scatolare;
$L_{int} = 2,00 \text{ m}$	luce libera dello scatolare;
$s_s = 35 \text{ cm}$	spessore della soletta superiore;
$s_f = 35 \text{ cm}$	spessore della soletta di fondazione;
$s_p = 35 \text{ cm}$	spessore dei piedritti;
$L_{tot} = L_{int} + s_p + s_p = 2,70 \text{ m}$	Larghezza totale dello scatolare;
$H_{int} = 2,00 \text{ m}$	Altezza interna dello scatolare;
$H_{tot} = H_{int} + s_s + s_f = 2,70 \text{ m}$	Altezza totale dello scatolare;
$H_{ric} = H_b + H_r = 1,30 \text{ m}$	altezza del ricoprimento;
$b = 1,00 \text{ m}$	striscia di calcolo;
$h_{asse} = H_{int} + \frac{s_s}{2} + \frac{s_f}{2} = 2,35 \text{ m}$	Larghezza totale dello scatolare;
$l_{asse} = L_{int} + \frac{s_p}{2} + \frac{s_p}{2} = 2,35 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare;

## 5 MATERIALI

### 5.1 Caratteristiche dei materiali da costruzione

Per quanto riguarda i materiali impiegati nei seguenti calcoli si fa riferimento sia agli elaborati progettuali che a quanto evidenziato dalla campagna di indagine; si deve precisare che quest'ultima non ha riguardato direttamente il manufatto oggetto di studio, bensì un differente scatolare appartenente alla medesima tratta ferroviaria.

Secondo quanto riportato in [C1], per le strutture in elevazione in c.a. venne utilizzato un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche:

Opere in c.a.  
- Calcestruzzo:  
strutture in elevazione R'bk 250 kg/cmq c = 85 kg/cmq

L'acciaio utilizzato in fase di progettazione invece è del seguente tipo:

- Acciai:  
Feb 38 k (controllato) s = 2200 kg/cmq

Ai fini della verifica secondo [N10] alle Tensioni Ammissibili quindi, si hanno le seguenti limitazioni sulle tensioni normali e tangenziali:

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} [MPa] = 8,5 MPa$$
$$\sigma_s = 215 MPa$$
$$\tau_{c0} = 0,40 + \frac{R_{ck} - 15}{75} [MPa] = 0,53 MPa$$
$$\tau_{c1} = 1,40 + \frac{R_{ck} - 15}{35} [MPa] = 1,69 MPa$$

Nel caso in cui nel manufatto non siano previste opportune armature a taglio la tensione tangenziale massima nella sezione di calcolo dovrà risultare inferiore al valore limite  $\tau_{c0}$ ; tale tensione tangenziale non dovrà comunque essere superiore al massimo valore pari a  $\tau_{c1}$ .

Per quanto riguarda la verifica agli stati limite secondo DM18 si fa riferimento ai risultati ottenuti dalla campagna di indagine e in particolare a quanto indicato nel documento IASF-01-D-078-RO-OC0000-001-A "Relazione tecnica-descrittiva Indagini Opere Civili Minori esistenti" di [C4]. Si ottengono pertanto i seguenti valori delle tensioni di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio; a favore di sicurezza si è considerato un **livello di conoscenza LC1** e di conseguenza un **Fattore di Confidenza FC=1,35**, mentre il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  viene assunto unitario nel caso di meccanismi duttili:

$$f_{cd,dutt} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,00} = 18,52 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,frag} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,50} = 12,35 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,dutt} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,00} = 278 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,frag} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,15} = 242 \text{ MPa}$$

## 5.2 Armature presenti

La carpenteria del tombino è stata ricostruita a partire dall'elaborato progettuale storico messo a disposizione da RFI e riportato in [C1], consistente in un tombino tipologico replicato in tutte quelle chilometriche in cui si aveva a che fare con un'opera di dimensioni interne 2,00 x 2,00 m. L'immagine seguente mostra proprio un estratto di tale elaborato:

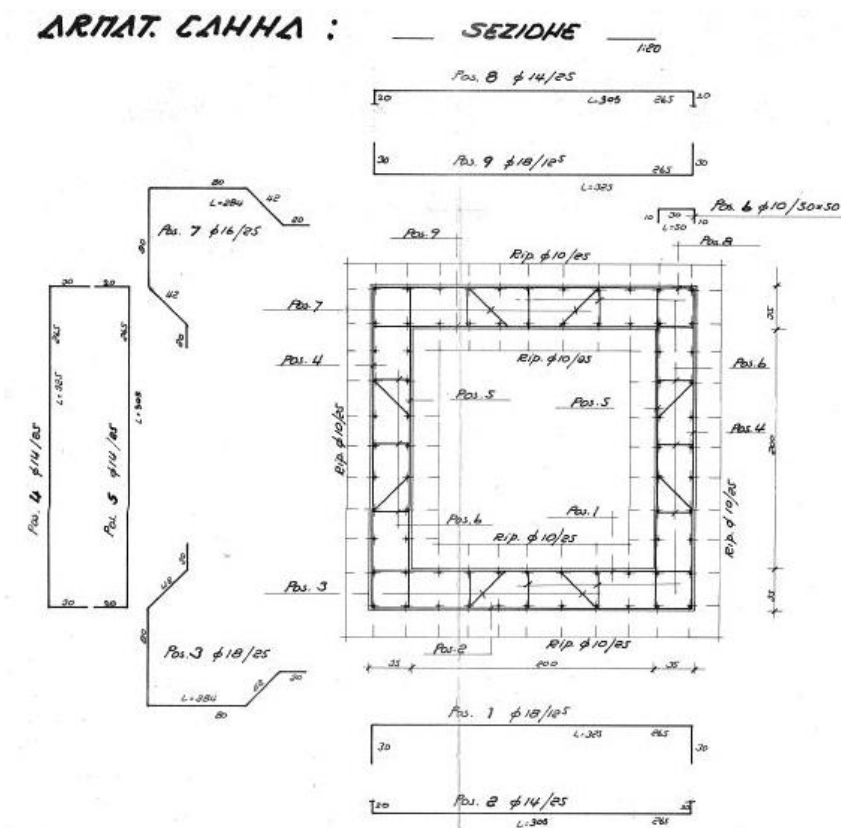


Figura 5.1 – Stralcio dell'elaborato progettuale relativo all'opera al km 9+936

Si ottiene quindi l'armatura superiore e inferiore relativa alle n. 6 sezioni di verifica evidenziate nella figura seguente, relativa a sezioni aventi base 1,00 m e altezza pari a quella dell'elemento indagato ( $s_s$ ,  $s_f$ ,  $s_p$  a seconda che si stia verificando la soletta superiore, quella di fondazione o uno dei due piedritti).

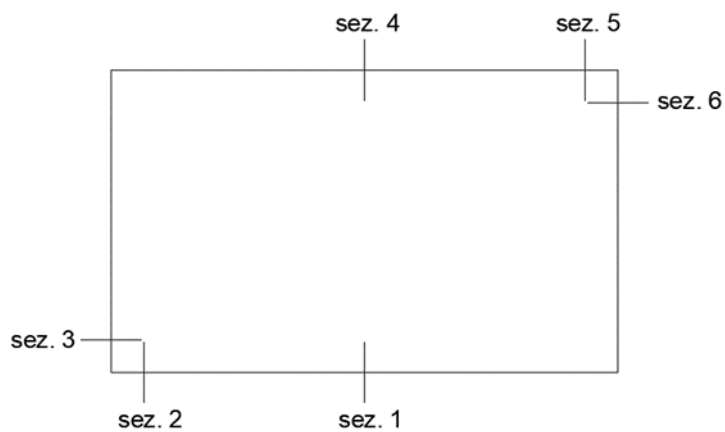


Figura 5.2 – Sezioni oggetto di verifica

Di conseguenza, una volta noto il diagramma del momento flettente per ciascuna delle analisi condotte in funzione della diversa normativa tecnica a cui si fa riferimento, sarà possibile individuare l'armatura longitudinale tesa e compressa, rispettivamente indicate con  $A_s$  e  $A'_s$ .



## 6 MODELLAZIONE ADOTTATA

Data la regolarità dell'opera in senso trasversale ai binari, è stata condotta una semplice analisi piana, modellando esclusivamente una porzione di 1 metro di struttura; il telaio chiuso, costituito da 4 aste di tipo "frame" aventi ciascuna base 100 cm e altezza 35 cm, è vincolato alla base con un letto di molle alla Winkler, avendo avuto cura di suddividere la soletta in 10 elementi.

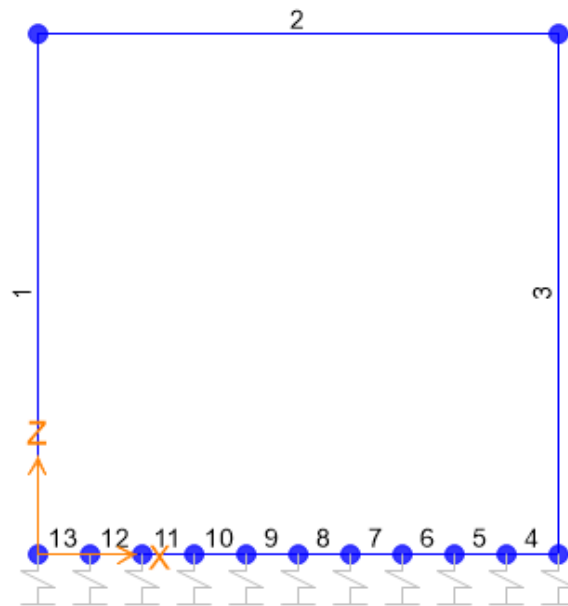


Figura 6.1 – Schema delle aste frame nel modello di calcolo

Per la rigidità delle molle si è fatto riferimento a quanto riportato nel documento *IA5F-01-D-78-RH-GE0005-001-A* "Relazione geotecnica generale" di [C4] a seguito della campagna di indagine condotta sull'intera tratta ferroviaria in oggetto. Tale tombino, nella fattispecie, risulta collocato su un terreno di riporto tipico per la realizzazione di rilevati ferroviari, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Unità R – riporto antropico dei rilevati ferroviari in progetto	
$\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_0 = 100\div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Figura 6.2 – Estratto della relazione geotecnica di cui al [C4]

Assumendo quindi un valore medio del modulo elastico a piccole deformazioni e riducendolo di 1/5 per ottenere quello elastico caratteristico del terreno, si ha  $E = 50 \text{ MPa}$ . Sfruttando la nota relazione per cui  $k_v = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$ , con  $c_t$  fattore di forma funzione della geometria della fondazione, si ottiene il seguente valore della costante di sottofondo:

$$k_v = 10000 \frac{kN}{m^3}$$

In funzione della posizione dei diversi nodi della soletta di fondazione è stata assegnata una diversa rigidità verticale, secondo lo schema presentato nel seguito.

#### NODI CENTRALI (6,7,8,9,10)

$$L_{inf,cent} = 0,235 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi centrali

$$k_{v,cent} = k_v \cdot L_{inf,cent} \cdot b = 2350 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi centrali

#### NODI INTERMEDI (4,5,11,12)

$$L_{inf,inter} = 0,235 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi intermedi

$$k_{v,inter} = 1,5 \cdot k_v \cdot L_{inf,inter} \cdot b = 3525 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi intermedi

#### NODI ESTREMITA' (3,13)

$$L_{inf,cent} = 0,293 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi di estremità

$$k_{v,estr} = 2,00 \cdot k_v \cdot L_{inf,estr} \cdot b = 5850 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi di estremità

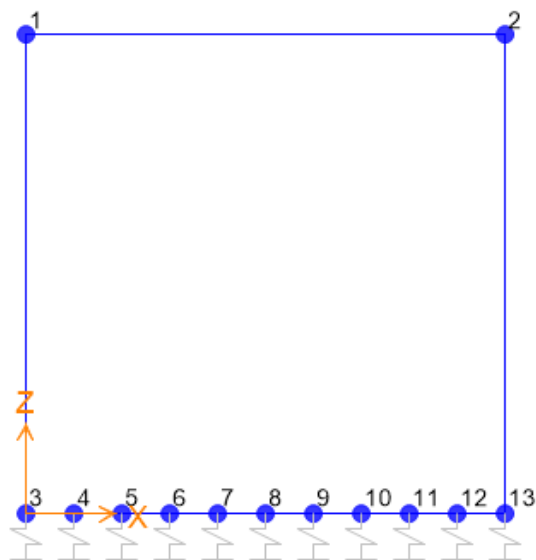


Figura 6.3 – Numerazione dei nodi nel modello di calcolo

Per un calcolo più approfondito, che tenga conto anche degli effetti di ripartizione della sollecitazione in senso trasversale tipici di una struttura spaziale come quella in esame, evitando quindi i picchi di sollecitazione che si possono ottenere nel modello 2D, è stato condotto anche un modello tridimensionale grazie ad elementi di tipo “shell”; il modello ottenuto è riportato nella figura seguente.

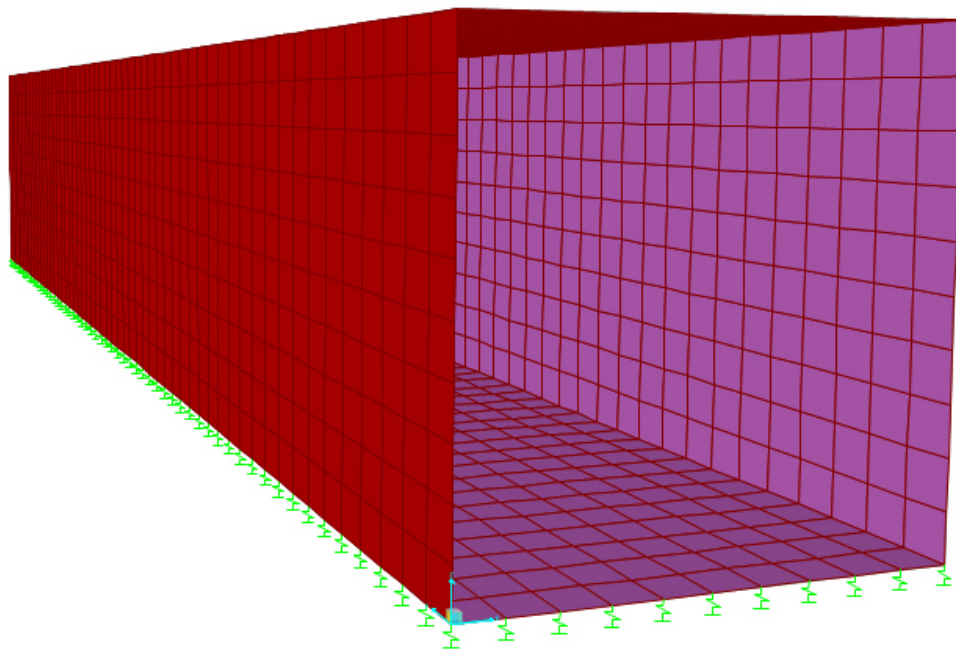


Figura 6.4 – Modello di calcolo 3D con elementi shell

Anche in questo caso la soletta di fondazione è stata vincolata a terra mediante un letto di molle alla Winkler, riproducendo il medesimo schema di variabilità della loro rigidezza lungo l'asse X.

## 7 AZIONI SULLA STRUTTURA

### 7.1 Azioni elementari

Le azioni considerate nell'analisi sono riassunte di seguito:

- **Carichi permanenti ( $G_k$ ):**
  - peso proprio degli elementi strutturali (DEAD);
  - peso del ricoprimento (ballast/armamento e rinterro) (PERM);
  - spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)
- **Carichi variabili ( $Q_k$ ):**
  - treno di carico (ACCM);
  - spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX);
  - frenatura e avviamento (AVV);
  - azioni termiche (TERM);
  - ritiro igrometrico (RITIRO)

I valori nel seguito evidenziati in grigio rappresentano le azioni applicate sul modello di calcolo, per cui di volta in volta si riportano delle immagini estratte proprio dal software di calcolo.

#### 7.1.1 *Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD)*

Il peso proprio della sezione scatolare del sottopasso (soletta superiore, piedritti, soletta inferiore) viene calcolato direttamente dal software facendo riferimento al peso per unità di volume del calcestruzzo armato.

$$\gamma_{ca} = 25 \frac{kN}{m^3} \quad \text{peso specifico del calcestruzzo armato}$$

$$p_s = \gamma_{ca} \cdot s_s \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta superiore}$$

$$p_f = \gamma_{ca} \cdot s_f \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta inferiore}$$

$$p_p = \gamma_{ca} \cdot s_p \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza del piedritto}$$

### 7.1.2 Peso del ricoprimento (PERM)

Il peso dell'armamento e del ballast è stato calcolato assumendo convenzionalmente, per linee in rettilineo, un peso per unità di volume pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ , applicato su tutta la larghezza dell'opera, per un'altezza media rilevata fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso riempimento pari a  $0.80 \text{ m}$ .

$$\gamma_b = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico convenzionale del ballast}$$

$$p_b = \gamma_b \cdot H_b \cdot b = 14,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del ballast}$$

$$\gamma_r = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico del terreno di rinterro}$$

$$p_r = \gamma_r \cdot H_r \cdot b = 10,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del rinterro}$$

$$g_2 = p_b + p_r = 24,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carico permanente totale}$$

$$G_2 = g_2 \cdot \frac{s_p}{2} = 4,27 \text{ kN} \quad \text{carico permanente da applicare ai nodi superiori}$$

Esclusivamente per il modello piano, si considera anche il carico concentrato  $G_2$  da applicare ai due nodi superiori della struttura, rappresentando il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante le due metà dei piedritti di sinistra e di destra che non vengono modellati.

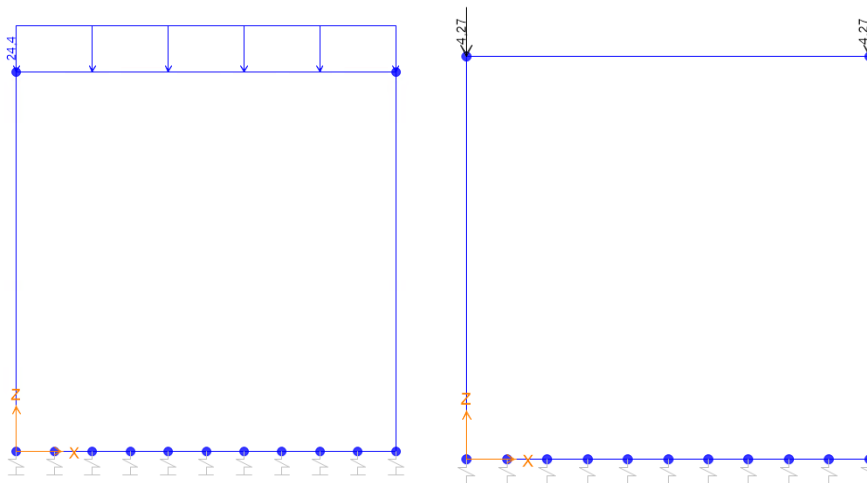


Figura 7.1 – Applicazione dei carichi PERM nel modello piano

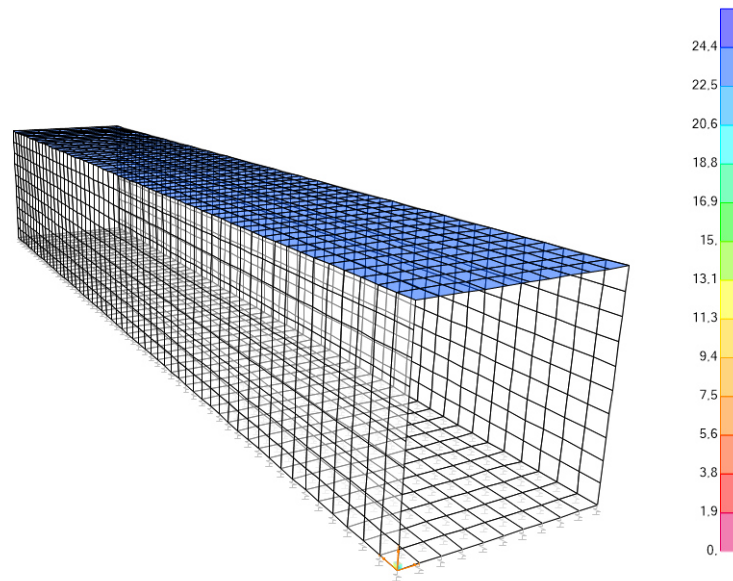


Figura 7.2 - Applicazione del carico PERM nel modello tridimensionale

### 7.1.3 Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)

Le spinte sui piedritti in fase statica devono essere determinate applicando un coefficiente di spinta  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$  essendo  $\varphi'$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti, in accordo a quanto riportato al §6 della presente relazione, in merito alle caratteristiche del terreno da rilevato ferroviario presente in sito.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume del terreno
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di attrito del terreno
$c' = 0$	coesione efficace del terreno
$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0,384$	coefficiente di spinta a riposo
$p_1 = k_0 \cdot g_2 = 9,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'estradosso della soletta superiore
$p_2 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot \frac{s_s}{2}) = 10,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta superiore
$p_3 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot (h_{asse} + \frac{s_s}{2})) = 28,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta di fondazione
$p_4 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot H_{tot}) = 30,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'intradosso della soletta di fondazione
$F_1 = \frac{(p_1+p_2) \cdot s_s/2}{2} = 1,76 \text{ kN}$	forza concentrata asse soletta superiore

$$F_2 = \frac{(p_3 + p_4) \cdot s_f}{2} = 5,15 \text{ kN}$$

forza concentrata asse soletta di fondazione

Esclusivamente per il modello piano, i carichi concentrati  $F_1$  e  $F_2$  rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata rispettivamente sulla metà superiore della soletta superiore e sulla metà inferiore della soletta di fondazione che non vengono modellati.

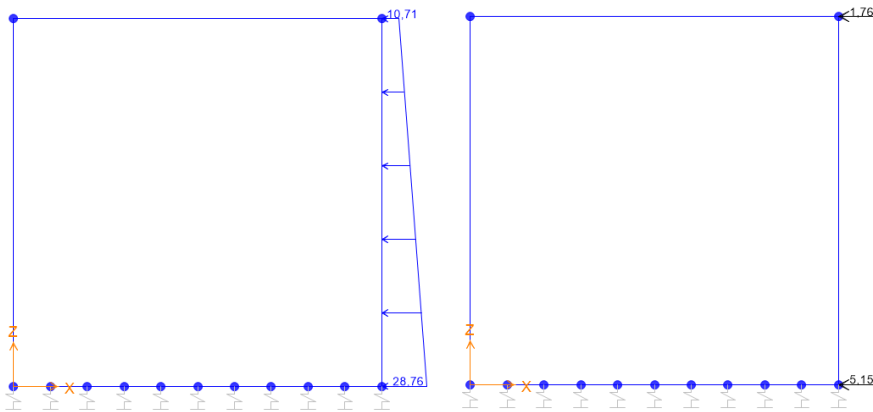


Figura 7.3 – Applicazione dei carichi SPTDX nel modello piano

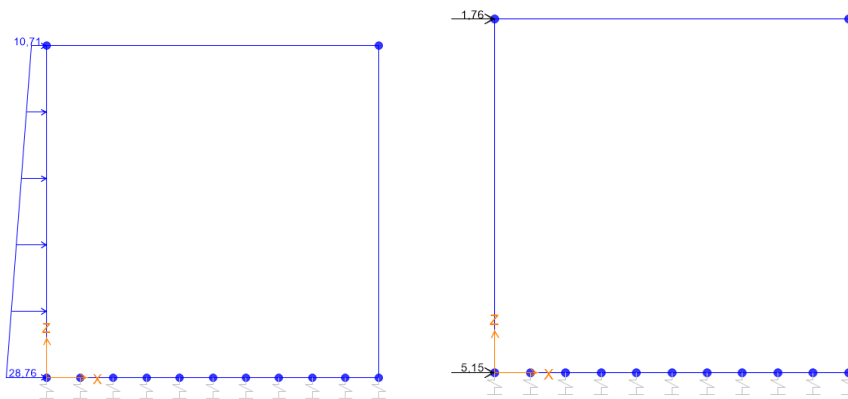


Figura 7.4 – Applicazione dei carichi SPTSX nel modello piano

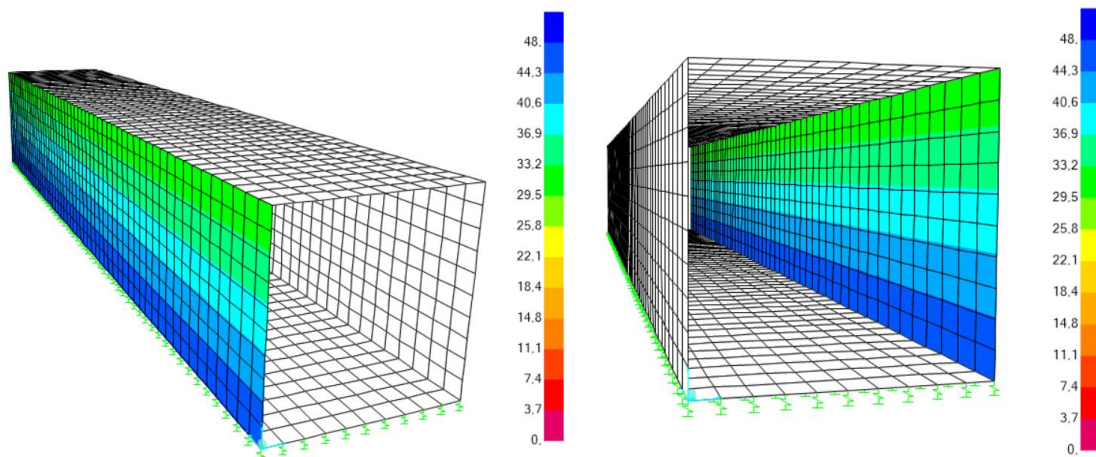


Figura 7.5 - Applicazione del carico SPTSX e SPTDX sul modello tridimensionale

### 7.1.4 Treno di carico (ACCM)

Il carico da traffico ferroviario deve essere opportunamente differenziato a seconda delle due normative tecniche considerate. Nell'analisi relativa all'applicazione del DM96 si fa riferimento a carichi ferroviari desunti in conformità al documento [N11]. Per la linea in oggetto la progettazione è avvenuta sulla base del treno di carico "Tipo A", rappresentato nella figura seguente.



Figura 7.6 – Treno di carico "Tipo A" e "Tipo B" della circolare n.54 del 1945

Data l'esigua dimensione trasversale del manufatto, si considera un carico agente corrispondente al passaggio di una sola delle due locomotive di Figura 7.6, avente lunghezza pari a 12,20 m, ottenendo un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_A = \frac{2 \cdot 180 \text{ ton} + 5 \cdot 25 \text{ ton}}{12,20 \text{ m}} = 13,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 132 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In ottemperanza a quanto riportato nel DM18, invece, si ha una duplice possibilità nel considerare il carico ferroviario agente sul tombino: in primo luogo è possibile considerare il modello di progetto secondo il treno LM71, utilizzato, a favore di sicurezza, nelle nuove progettazioni e costituito da quattro assi da 250 kN ciascuno ad interasse 1,60 e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata (vedi Figura 7.7), oppure si può considerare il treno di carico realmente circolante sulla linea che, in accordo con quanto evidenziato in [C4], corrisponde al carico C3, le cui caratteristiche sono riportate in Figura 7.8.

Si specifica che, date le caratteristiche geometriche dell'opera, risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno di progetto LM71 rispetto a quello del treno SW/2 che dunque non viene considerato nella presente relazione.



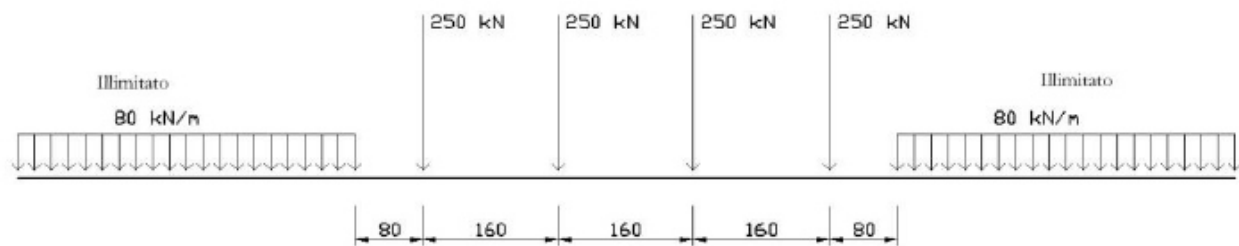
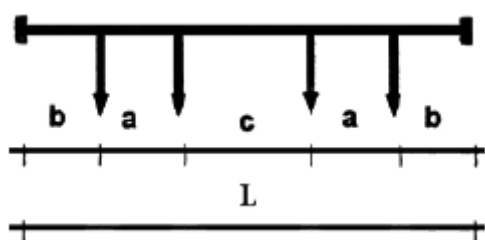


Figura 7.7 – Caratteristiche del treno di progetto LM71



Categoria	Carico					
	Per asse Pa [kN]	Per ml p [kN/m]	a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
A	160	48	1,80	1,50	6,75	13,35
B1	180	50	1,80	1,50	7,80	14,40
B2	180	64	1,80	1,50	4,65	11,25
C2	200	64	1,80	1,50	5,90	12,50
C3	200	72	1,80	1,50	4,50	11,10
C4	200	80	1,80	1,50	3,40	10,00
D2	225	64	1,80	1,50	7,45	14,05
D3	225	72	1,80	1,50	5,90	12,50
D4	225	80	1,80	1,50	4,65	11,25
E4	250	80	1,80	1,50	5,90	12,50
E5	250	88	1,80	1,50	4,75	11,35

Figura 7.8 – Caratteristiche di carico e geometriche del treno reale D4 e C3

Di conseguenza, viste le dimensioni esigue dell'opera è possibile, date le geometrie dei carri sopra esposte, considerare agenti al di sopra di essa solamente l'azione dovuta a n. 2 assi e verrà analizzata, secondo gli schemi di seguito proposti, sia la diffusione trasversale alla direzione dei binari che quella longitudinale dei due carichi concentrati:

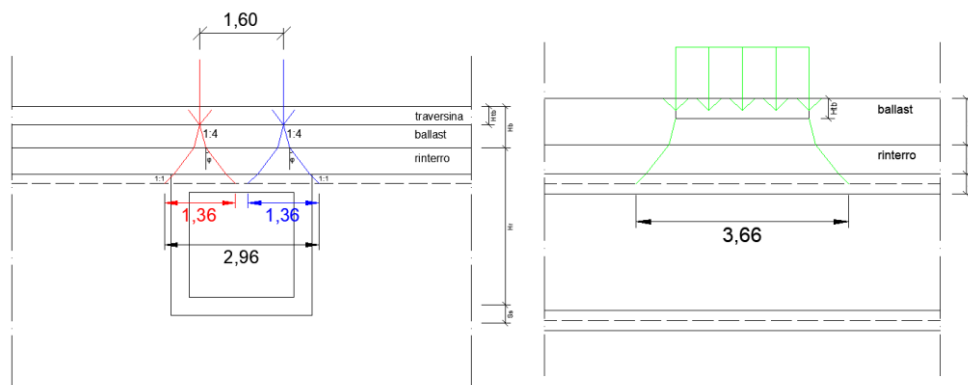


Figura 7.9 – Diffusione longitudinale (sx) e trasversale (dx) ai binari nel caso di carico da treno LM71

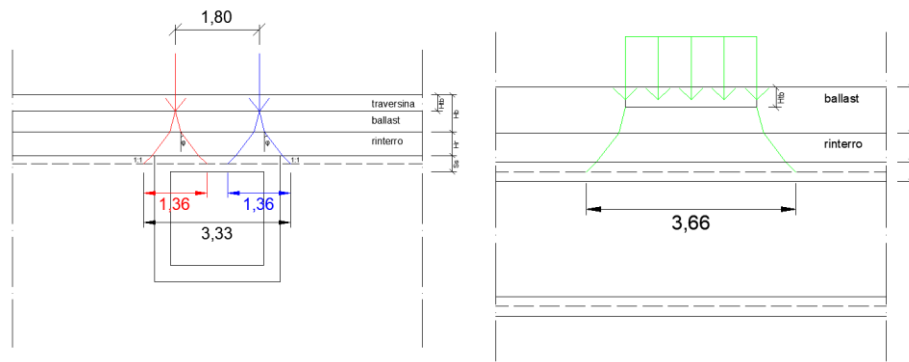


Figura 7.10 - Diffusione longitudinale (sx) e trasversale (dx) ai binari nel caso di carico da treno C3

Quindi si ha una diffusione pari a:

$$L_{diff,trasv} = L_{tb} + 2 \cdot \left( \frac{H_b - H_{tb}}{4} + H_r \cdot \tan(\varphi') + \frac{S_s}{2} \right) = 3,66 \text{ m}$$

$$L_{diff,long\_LM71} = 2,96 \text{ m}$$

$$L_{diff,long\_C3} = 3,33 \text{ m}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di incremento dinamico, per il treno di carico "Tipo A" si utilizza la seguente formulazione:

$$S = g_{1,ss} + g_2 = 33,15 \frac{kN}{m} \quad \text{totale dei carichi permanenti sulla soletta superiore}$$

$$P = \frac{q_A}{L_{diff,trasv}} \cdot b = 36,07 \frac{kN}{m} \quad \text{sovraccarico treno di carico "Tipo A"}$$

$$\Phi_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot l_{asse}} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}} = 1,38$$

Per il treno di carico di progetto LM 71, secondo quanto riportato in [N3] alla Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1, per solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari, ovvero sottovia di altezza libera < 5,00 m e luce < 8,00 m si può considerare, nel caso di linee a normale standard manutentivo, un coefficiente pari a:

$$\Phi_3 = 1,35$$

Nel caso di scatolari con copertura  $h$  maggiore di 1,00 m tale coefficiente può essere ridotto, ottenendo quindi:

$$\Phi_{3,rid} = \Phi_3 - \frac{h - 1,00}{10} = 1,32$$

Per il coefficiente dinamico reale corrispondente al treno di carico reale, avendo a che fare con una luce di calcolo inferiore ai 4,00 m ovvero al minimo valore per cui viene riportata la formulazione all'interno del Manuale di Progettazione RFI, si adotta un coefficiente dinamico pari a:

$$\varphi_{reale} = 2,00$$

Nel seguito, in conclusione, si riportano i tre carichi uniformemente distribuiti dovuti ai tre carichi da treno.

$$p_A = \frac{\Phi_A \cdot q_A}{L_{diff, trasv}} \cdot b = 49,77 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico "Tipo A"}$$

$$p_{LM71} = \frac{\alpha \cdot \Phi_{3,rid} \cdot q_{LM71}}{L_{diff, trasv} \cdot L_{diff, long_{LM71}}} \cdot b = 67,01 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di progetto LM 71}$$

$$p_{C3} = \frac{\Phi_{reale} \cdot q_{C3}}{L_{diff, trasv} \cdot L_{diff, long_{C3}}} \cdot b = 65,71 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico reale C3}$$

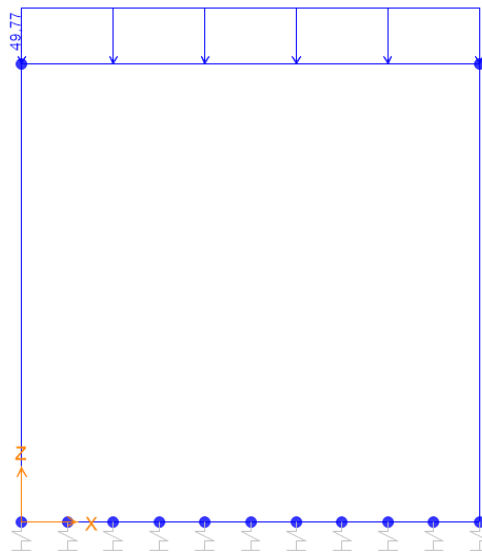


Figura 7.11 – Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno Tipo A

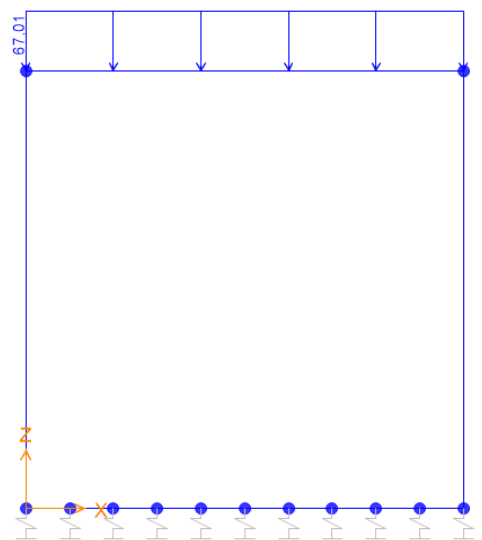


Figura 7.12 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno LM71

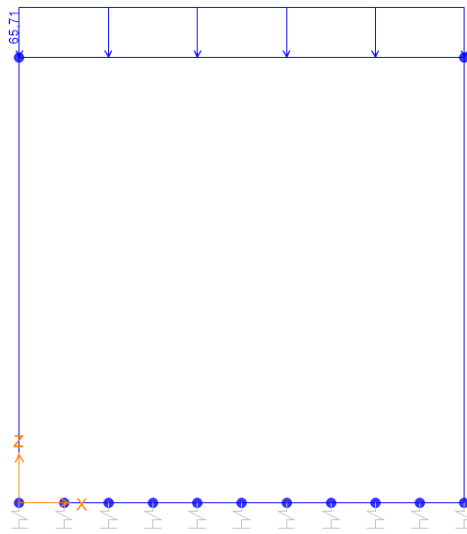


Figura 7.13 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno C3

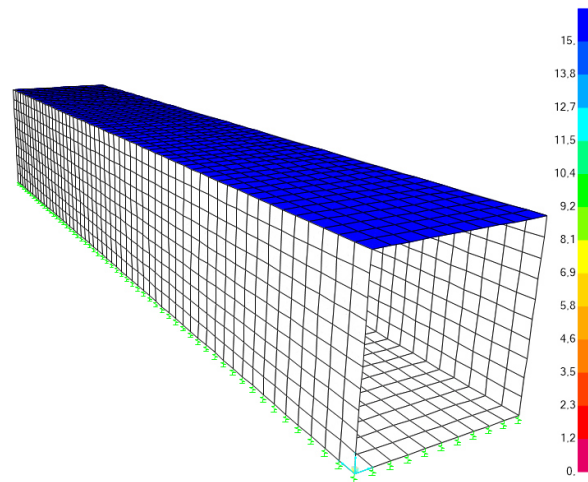


Figura 7.14 - Applicazione del carico ACCM nel modello tridimensionale – Treno C3

### 7.1.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Il sovraccarico prodotto dal passaggio del convoglio ferroviario sul rilevato provoca un incremento delle azioni di spinta in condizione statica sui due piedritti, rappresentabile mediante un carico uniformemente distribuito su di essi.

Anche in questo caso, esclusivamente per il modello piano, si applicano ulteriori due forze concentrate nei nodi superiori e inferiori ai fini di considerare anche l'aliquota di spinta agente sulle metà delle solette superiore e inferiori non presenti nel modello di calcolo.

**CARICO DA TRENO “TIPO A”**

$S_{qA} = k_0 \cdot \frac{q_A}{L_{diff,transv}} \cdot b = 13,85 \frac{kN}{m}$  carico uniformemente distribuito sui piedritti

$S_{qA,sup} = S_{qA,inf} = s_{qA} \cdot \frac{S_S}{2} = 2,42 kN$  carico orizzontale concentrato ai nodi

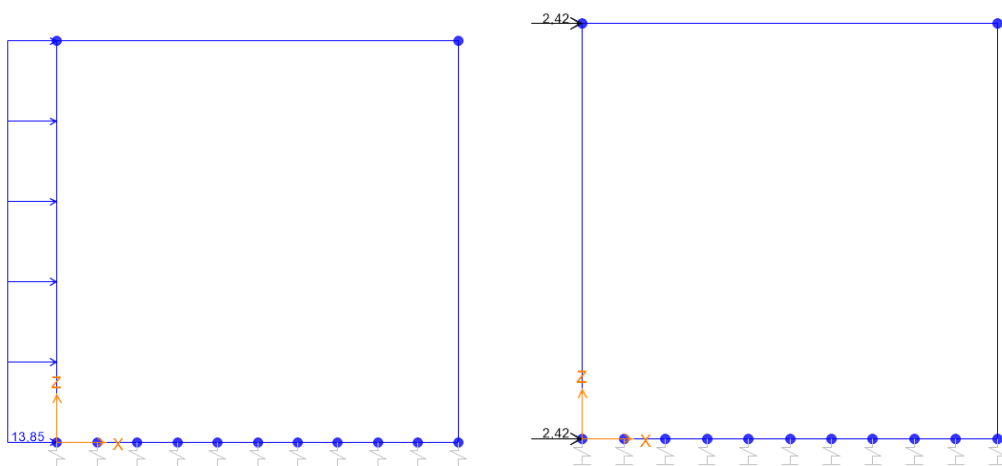


Figura 7.15 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno Tipo A

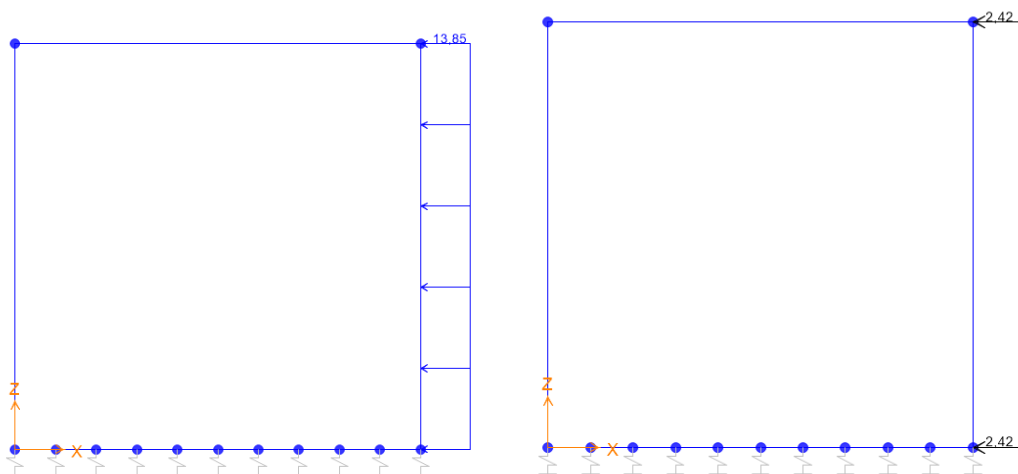


Figura 7.16 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno Tipo A

## CARICO DA TRENO LM 71

$$S_{qLM71} = k_0 \cdot \frac{\alpha \cdot q_{LM71}}{L_{diff,transv} \cdot L_{diff,longLM71}} \cdot b = 19,50 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qLM71,sup} = S_{qLM71,inf} = s_{qLM71} \cdot \frac{s_s}{2} = 3,41 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

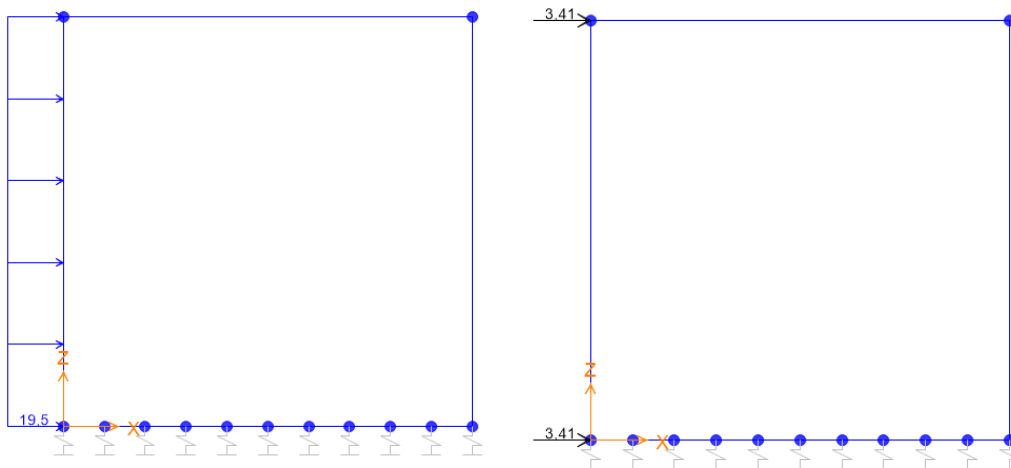


Figura 7.17 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno LM71

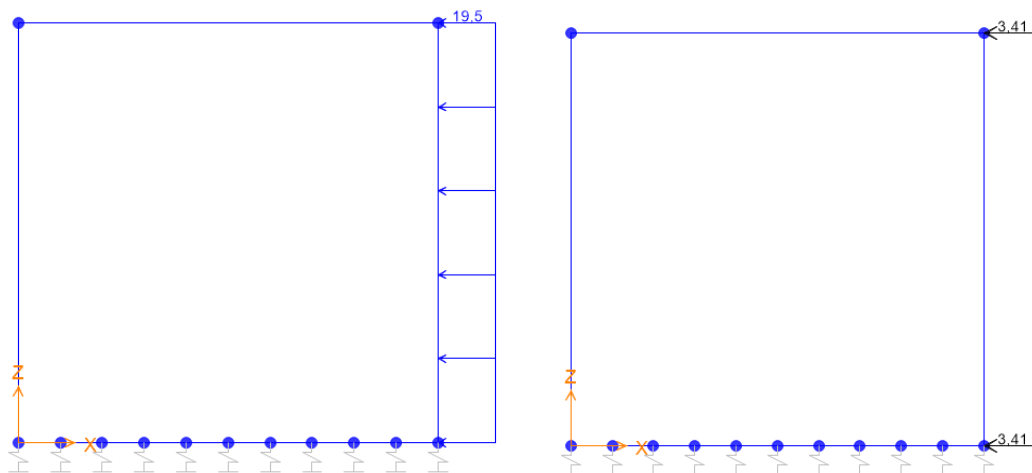


Figura 7.18 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno LM71

## CARICO DA TRENO C3

$$S_{qC3} = k_0 \cdot \frac{q_{C3}}{L_{diff,trasv} \cdot L_{diff,longLM71}} \cdot b = 12,60 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qC3,sup} = S_{qC3,inf} = s_{qC3} \cdot \frac{s_s}{2} = 0,50 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

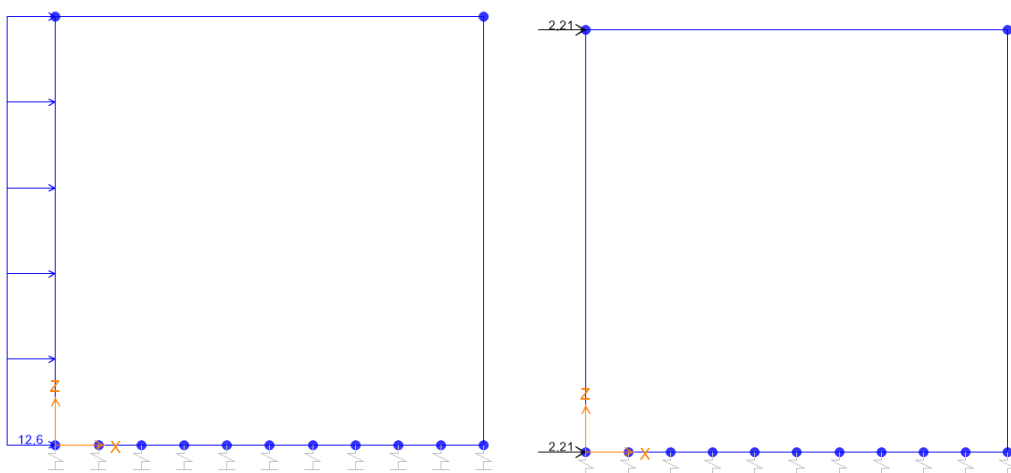


Figura 7.19 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno C3

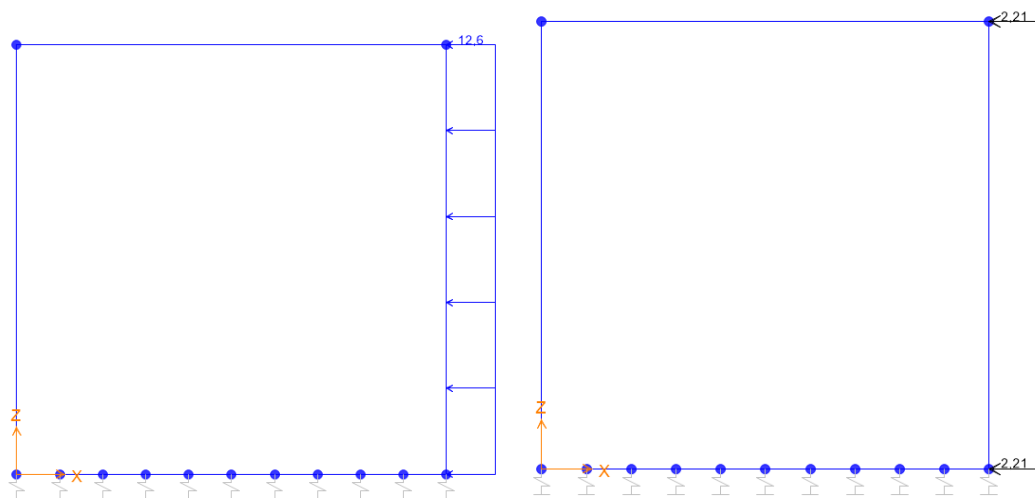


Figura 7.20 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno C3

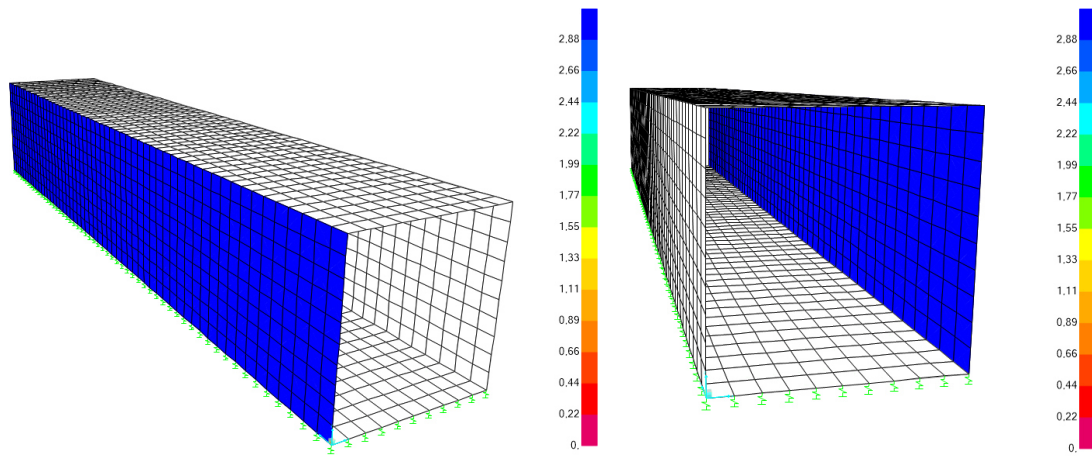


Figura 7.21 - Applicazione dei carichi SPACCSX e SPACCDX nel modello tridimensionale – Treno C3



### 7.1.6 Frenatura ed avviamento (AVV)

Secondo le prescrizioni riferite al DM96, la forza di avviamento e/o frenatura viene assunta pari a 1/5 del sovraccarico, ottenendo dunque:

$$q_{avv,96} = \frac{1}{5} \cdot p_A = 3,50 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM96}$$

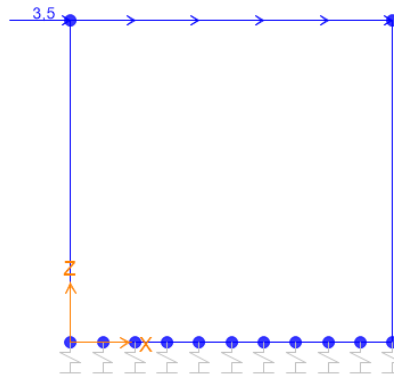


Figura 7.22 – Applicazione del carico AVV – Treno Tipo A

Per le NTC18, invece, si assume una forza di avviamento per il modello di carico LM 71 pari a 33 kN/m, che distribuita lungo la larghezza di diffusione restituirà la seguente azione:

$$q_{avv,LM71} = \frac{33,00 \text{ kN/m}}{L_{diff,trasv}} \cdot b = 9,01 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM18 per treno LM71}$$

Non si considera infine alcuna azione dovuta a fenomeni di avviamento e/o frenatura per il treno di carico reale D4 e C3.

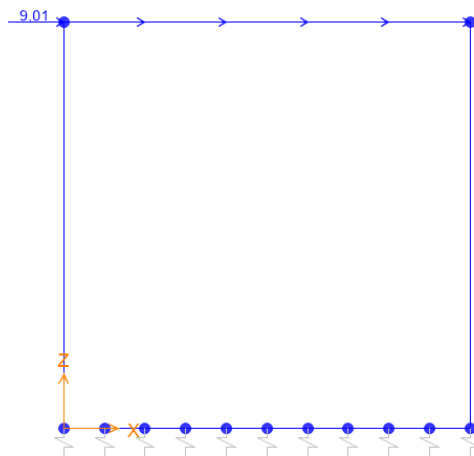


Figura 7.23 – Applicazione del carico AVV nel modello piano – Treno LM71

### 7.1.7 Azioni termiche (TERM)

Per quanto concerne gli aspetti legati ad azioni termiche, si considera, sulla soletta superiore, una variazione termica uniforme di  $\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$  ed una variazione termica differenziale fra intradosso ed estradosso pari a  $\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$ . Quindi:

$\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$  variazione termica uniforme sulla soletta superiore

$\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$  variazione termica differenziale sulla soletta superiore

$\delta T = \frac{\Delta T_{diff}}{s_s} = 14,29^\circ C/m$  gradiente termico intradosso/estradosso soletta

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

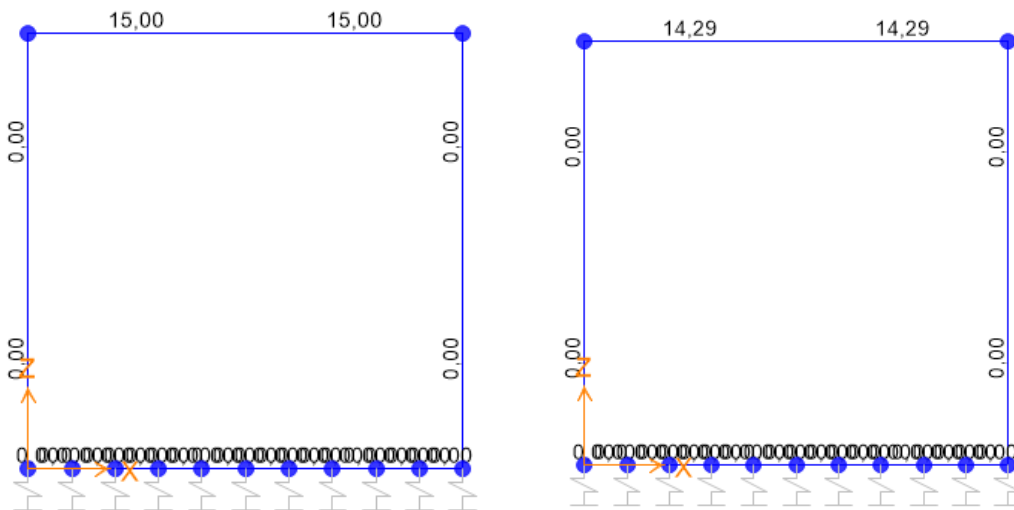


Figura 7.24 – Applicazione del carico TERM (allo stesso modo, anche le variazioni negative)

### 7.1.8 Azioni dovute al ritiro (RITIRO)

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

$$\Delta T_{ritiro} = -10,42^{\circ}C$$

variazione termica uniforme equivalente

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

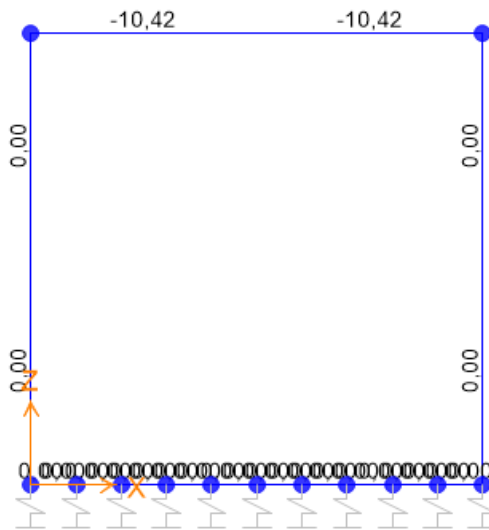


Figura 7.25 – Applicazione del carico RITIRO

## 7.2 Combinazione delle azioni

Una volta definite nel dettaglio tutte le condizioni di carico, è necessario combinarle opportunamente al fine di massimizzarne gli effetti sulla struttura e poter effettuare le relative verifiche di sicurezza. Chiaramente le due normative proposte affrontano il problema con degli approcci ben differenti, combinando anche le azioni in modo diverso. Si fa notare come nella tabella seguente, la condizione di carico “ENV\_TEMP” rappresenta l’involuppo di tutte le combinazioni effettuate per massimizzare gli effetti termici dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali.

DEAD	Peso proprio
PERM	Carichi permanenti
SPTSX	Spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
SPTDX	Spinta statica del terreno sul piedritto destro
ACCM	Carico accidentale da treno
SPACCSX	Spinta del carico accidentale sul piedritto sinistro
SPACCDX	Spinta del carico accidentale sul piedritto destro
AVV	Avviamento e frenatura
ENV_TEMP	Variazione termica sulla soletta superiore
RITIRO	Azione dovuta al ritiro igrometrico

Tabella 7.1 - Condizioni di carico

### 7.2.1 Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili

Alle tensioni ammissibili si hanno le seguenti 6 combinazioni di carico, in cui si tiene conto della spinta del terreno sbilanciata tra i due piedritti di destra e di sinistra; per la verifica della fessurazione, invece, si devono considerare la TA07 e la TA08.

COMBINAZIONI DI CARICO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (DM 1996)								
	TA01	TA02	TA03	TA04	TA05	TA06	TA07	TA08
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	0.6	0.6	1	1
SPTDX	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCSX	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCDX	1	1	0	0	0	0	0	0
AVV	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
ENV_TEMP	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabella 7.2 - Combinazioni di carico alle Tensioni Ammissibili

## 7.2.2 Combinazioni per le verifiche agli stati limite

In accordo con il DM18, gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario a formare quelli che vengono definiti “gruppi di carico”, secondo la Tabella 5.2.IV di [N1] e di seguito riportata. In ogni gruppo viene individuata un’azione dominante, che verrà considerata per intero, mentre per le altre azioni vengono definiti differenti coefficienti di combinazione. Ogni gruppo viene definito per massimizzare una precisa condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Ai fini delle verifiche allo SLU di interesse per la presente relazione di calcolo sono stati considerati i soli Gruppo 1 e Gruppo 3.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Tabella 7.3 - Tabella 5.2.IV delle NTC18 relativa ai gruppi di carico ferroviario

I gruppi di carico definiscono le azioni variabili, generalmente definite come  $Q_i$ ; i coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle seguenti tabelle, facendo riferimento alla combinazione A1 STR.

Coefficiente			EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 7.4 - Coefficienti parziali di sicurezza

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(3)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Tabella 7.5 - Coefficienti di combinazione

Ai fini della verifica di sicurezza nei confronti delle azioni statiche SLU, si considera la combinazione delle azioni fondamentale, secondo cui:

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

Le prime 16 combinazioni sono relative al gruppo 1 e gruppo 3, avendo cioè come carico dominante rispettivamente quello da treno verticale e quello dovuto all'avviamento/frenatura; nelle ultime tre combinazioni (SLU17, SLU18, SLU19) si vogliono massimizzare gli effetti della temperatura e del ritiro.

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM2018)										
	SLU1-gr1	SLU2-gr1	SLU3-gr1	SLU4-gr1	SLU5-gr1	SLU6	SLU7-gr1	SLU8	SLU9	SLU10
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
AVV	0.725	0.725	0.725	0.725	0.725	0	0.725	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	0	-0.90	0	0.90	-0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	0	0	1.20	1.20

Tabella 7.6 - Combinazioni di carico allo SLU (parte1)

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM 2018)									
	SLU11-gr3	SLU12-gr3	SLU13-gr3	SLU14-gr3	SLU15-gr3	SLU16-gr3	SLU17	SLU18	SLU19
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	-0.90	-1.50	1.50	0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	1.20	1.20	1.20

Tabella 7.7 - Combinazioni di carico allo SLU (parte 2)

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite di esercizio SLE, si è ritenuta come più significativa la combinazione rara, secondo cui:

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

COMBINAZIONI DI CARICO SLE (DM 2018)			
	SLE1	SLE2	SLE3
DEAD	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00
SPTDX	0.80	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.80
SPACCSX	0.80	0.80	0
SPACCDX	0.80	0.80	0.80
AVV	-0.80	0.80	-0.80
ENV_TEMP	-0.60	0.60	-0.60
RITIRO	0	0	1.00

Tabella 7.8 - Combinazioni di carico allo SLE

## 8 MODELLAZIONE SECONDO DM1996

### 8.1 Sollecitazioni alle tensioni ammissibili

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 1996 e combinandole opportunamente secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di inviluppo "ENV\_TA".

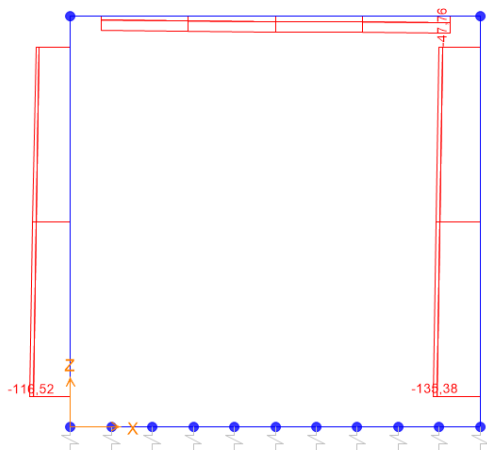


Figura 8.1 – Sforzo normale per l'inviluppo ENV\_TA

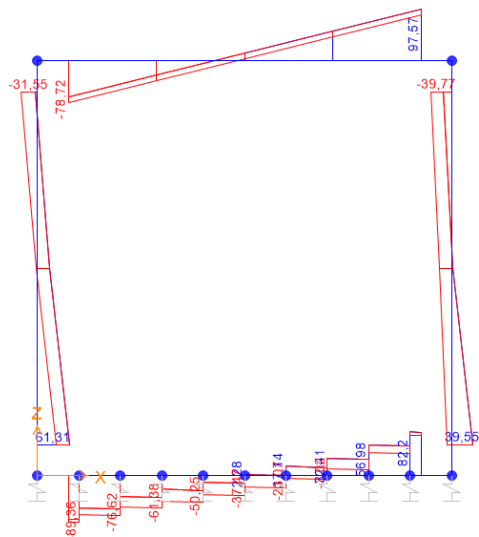


Figura 8.2 – Andamento del taglio per l'inviluppo ENV\_TA



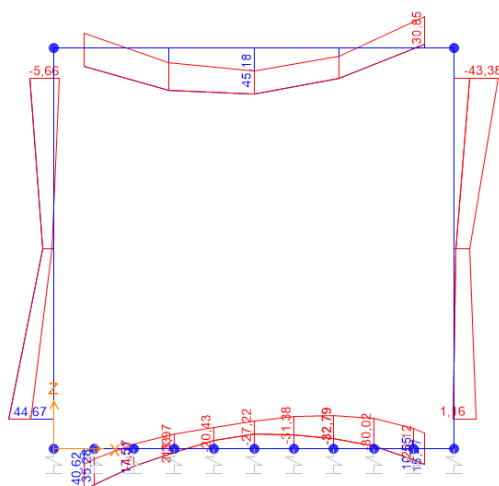


Figura 8.3 – Andamento del momento flettente per l'involucro ENV\_TA

SOLLECITAZIONI ENV_TA (TIPO A)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	27,2	37,42
sez. 2	0	40,62	89,36
sez. 3	116,52	44,67	61,31
sez. 4	44,26	45,18	14,97
sez. 5	47,76	30,85	97,57
sez. 6	117,91	43,38	39,77

Tabella 8.1 - Sollecitazioni alle TA per le sezioni di verifica

A seguito dei diagrammi delle sollecitazioni ottenute, in riferimento Figura 5.1 e Figura 5.2 relativa alle sezioni di verifica, è possibile definire il seguente schema dell'armatura tesa e compressa, fondamentale ai fini delle successive verifiche condotte.

	Numero barre	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Numero barre	$A_s'$ [mm <sup>2</sup> ]
sez 1	8 $\phi$ 18	2036	4 $\phi$ 14	616
sez 2	4 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 18	1634	8 $\phi$ 18	2036
sez 3	1 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 18	1172	1 $\phi$ 14	154
sez 4	8 $\phi$ 18	2036	4 $\phi$ 14	616
sez 5	4 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 16	1420	8 $\phi$ 18	2036
sez 6	1 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 16	958	1 $\phi$ 14	154

Tabella 8.2 - Schema delle armature tese e compresse nelle sezioni di verifica

## 8.2 Verifica sezione sottoposta a flessione semplice

Le sezioni 1 e 2 sono sottoposte, come possibile osservare dalla tabella riepilogativa delle sollecitazioni ottenute, a flessione semplice. Ai fini dell'individuazione delle massime tensioni normali agenti sul calcestruzzo e sull'acciaio, si procede come indicato nel seguito.

Nota la geometria e l'armatura presente nella sezione di calcolo, oltre che il momento flettente agente, si ricava dapprima la posizione dell'asse neutro:

$$x_c := \frac{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (A_{f1} \cdot h + A_{fc1} \cdot \delta)}{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})^2}} \right)$$

Quindi si valuta il momento di inerzia rispetto a tale asse:

$$I_c := \frac{b \cdot x_c^3}{3} + n \cdot A_{fc1} \cdot (x_c - \delta)^2 + n \cdot A_{f1} \cdot (h - x_c)^2$$

Applicando l'espressione di Navier (adottando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15 per l'acciaio) si ricavano le tensioni massime nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso, da confrontare con quelle ammissibili.

$$\sigma_c := \frac{M_1}{I_c} \cdot x_c$$

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_1}{I_c} \cdot (h - x_c)$$

### 8.3 Verifica sezione sottoposta a pressoflessione

Le altre sezioni oggetto di verifica sono invece sottoposte a momento flettente e sforzo assiale di compressione, risultando quindi pressoinflesse. Partendo dunque dalle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione della sezione e attraverso l'introduzione del momento statico e del momento d'inerzia della sezione omogeneizzata rispetto all'asse neutro, si ottiene la seguente equazione di 3° grado per l'individuazione dell'asse neutro  $x_n$  (rif. "il cemento armato" di A. Ghersi, Flaccovio Editore, 2010):

$$A \cdot x_n^3 + B \cdot x_n^2 + C \cdot x_n + D = 0$$

dove i quattro coefficienti sono legati alle caratteristiche geometriche della sezione e alle sollecitazioni agenti (mediante l'eccentricità del carico, ovvero il rapporto tra il momento flettente e lo sforzo normale).

Una volta nota la posizione dell'asse neutro risulta immediato il calcolo della massima tensione agente lato calcestruzzo e lato acciaio, da confrontare con le tensioni ammissibili.

## 8.4 Individuazione della tensione tangenziale massima

Per il calcolo della massima tensione tangenziale è possibile, in maniera intuitiva e rapida, sfruttare la formulazione proposta per sezione rettangolare con semplice armatura, dove si ottiene una relazione approssimata senza la necessità di individuare la posizione dell'asse neutro  $x_n$ , ovvero:

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot \left(d - \frac{x_n}{3}\right)} \approx \frac{V}{b \cdot 0,9 \cdot d}$$

## 8.5 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte e descritte nei precedenti paragrafi, si ottengono i risultati sotto riportati.

RISULTATI ANALISI T.A. SECONDO DM 1196 - TRENO DI CARICO "TIPO A"								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_TA	$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	12%	22%	22%	22%	15%	21%	<b>22%</b>
	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	8%	12%	20%	17%	13%	21%	<b>21%</b>
	$\tau_c/t_{c,0}$	14%	34%	23%	6%	37%	15%	<b>37%</b>

Tabella 8.3 – Risultati verifiche TA

Dalla tabella precedente è possibile notare come **le verifiche** condotte alle Tensioni Ammissibili secondo il DM 1996, utilizzando come carico accidentale il treno "Tipo A" e modellando la struttura in uno spazio 2D con elementi frame, **risultano tutte soddisfatte** e pienamente in accordo con i risultati già ottenuti nel documento *IA5F-01-D-78-CL-IN0600-001-A "Relazione di calcolo opera esistente ai sensi del D.M. '96"* di [C4] relativo alle verifiche sismiche condotte sul manufatto in oggetto ai sensi del medesimo quadro normativo.

Risulta quindi superfluo effettuare un'analisi tridimensionale dell'opera con le condizioni di carico specifiche per tale quadro normativo.

## 9 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 2018 e combinandole opportunamente in accordo con lo stato limite SLU si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di involucro "ENV\_SLU". Si precisa, inoltre, che tali risultati verranno riportati sia in riferimento all'applicazione del modello di treno di carico LM 71 che per il treno reale C3 per la struttura 2D, volendone studiare le differenze in termini di verifica di sicurezza.

### 9.1 Sollecitazioni con treno LM71 - ENV\_SLU

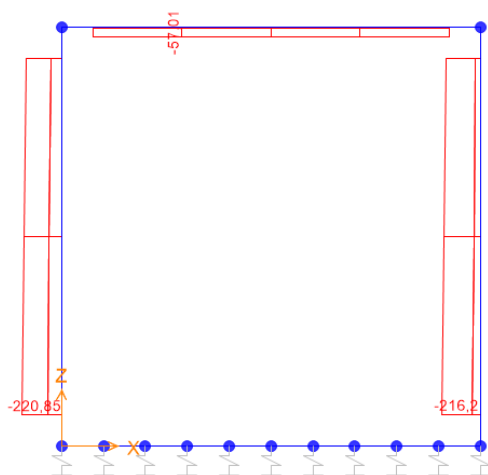


Figura 9.1 – Sforzo normale per l'involucro ENV\_SLU

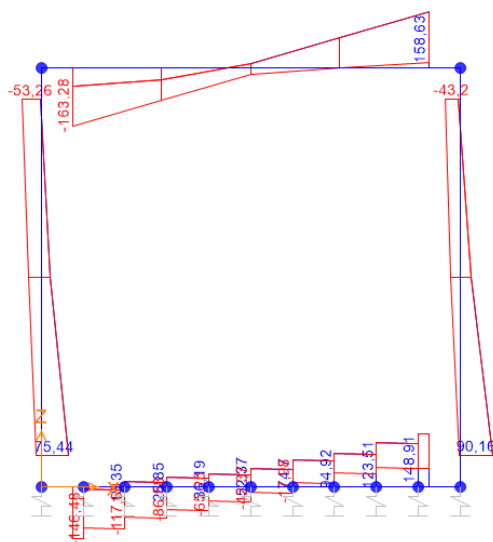


Figura 9.2 – Andamento del taglio per l'involucro ENV\_SLU

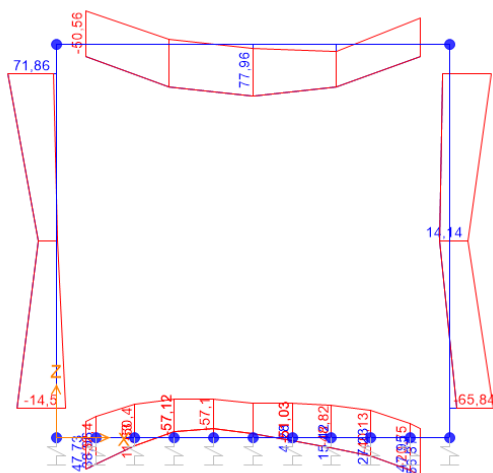


Figura 9.3 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU

## 9.2 Sollecitazioni con treno C3 - ENV\_SLU

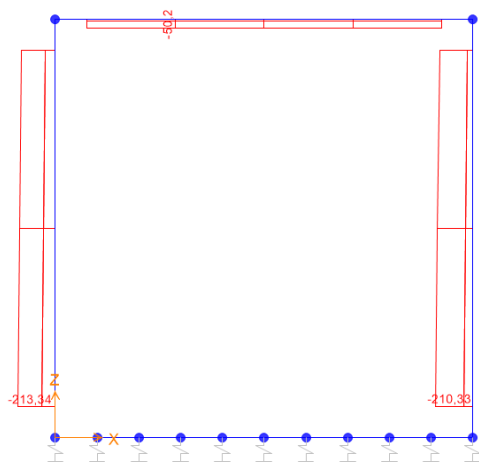


Figura 9.4 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLU

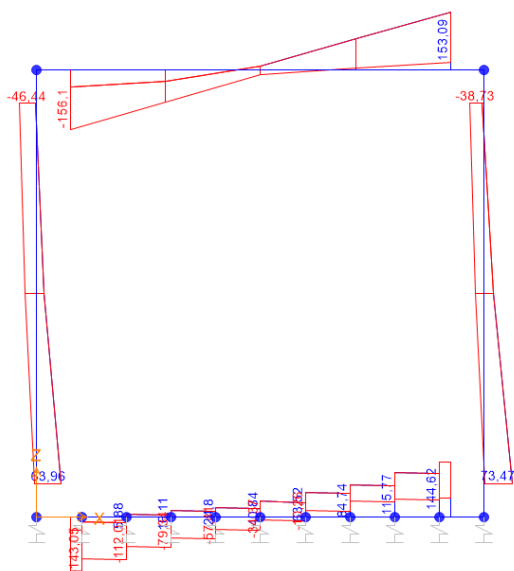


Figura 9.5 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLU

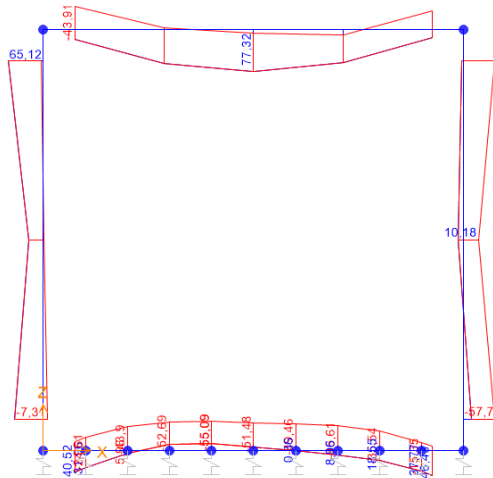


Figura 9.6 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (LM71)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	50,85	52,27
sez. 2	0	47,73	146,18
sez. 3	220,85	14,5	75,44
sez. 4	57,01	77,96	16,72
sez. 5	57,01	40,33	158,63
sez. 6	190,72	62,14	43,2

Tabella 9.1 - Sollecitazioni SLU per treno di progetto LM71 per le sezioni di verifica

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (C3)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	51,48	40,78
sez. 2	0	40,52	143,06
sez. 3	213,34	7,31	63,96
sez. 4	50,2	77,32	12,5
sez. 5	50,2	35,88	153,09
sez. 6	186,81	57,18	38,73

Tabella 9.2 - Sollecitazioni SLU per treno reale C3 per le sezioni di verifica

### 9.3 Verifica a flessione e a pressoflessione

Note le dimensioni geometriche delle sezioni, le armature (si faccia riferimento alla Tabella 8.2) e le sollecitazioni precedentemente riportate, si provvederà alla verifica a flessione o a pressoflessione delle n.6 sezioni di interesse.

Flessione e pressoflessione vengono considerati come meccanismi resistente duttili; le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al

livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali unitari per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

La verifica delle sezioni viene eseguita secondo il metodo degli stati limite basato sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- calcestruzzo non reagente a trazione;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

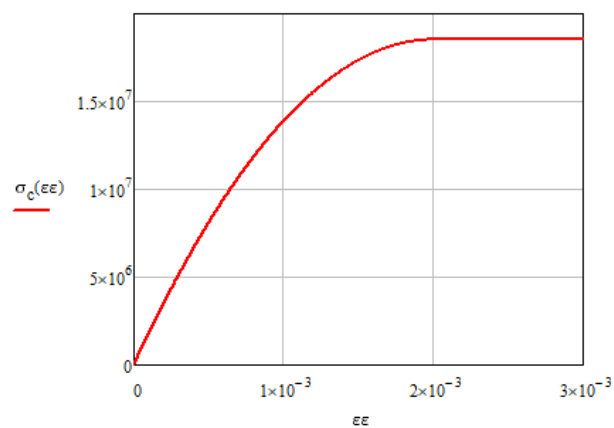
Nel seguito vengono riportati i metodi utilizzati rispettivamente per entrambe le verifiche dove, avendo a priori definito i legami costitutivi che governano il comportamento della sezione lato calcestruzzo e lato acciaio, è possibile imporre degli equilibri a traslazione (per ricavare la posizione dell'asse neutro) e a rotazione ai fini di individuare il momento resistente.

### 9.3.1 Verifica a flessione semplice

A partire dalla loro caratterizzazione meccanica, si definiscono i seguenti legami costitutivi, del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio:

$$\epsilon_{cu} := 0.0035 \quad \epsilon_{c2} := 0.002 \quad \text{par}(\epsilon) := f_{cd.dutt} \left[ \frac{2\epsilon}{\epsilon_{c2}} - \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right]$$

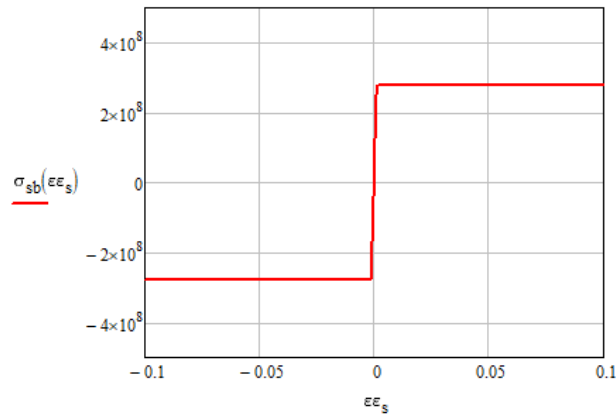
$$\sigma_c(\epsilon) := \text{if}[\epsilon < \epsilon_{c2}, \text{par}(\epsilon), f_{cd.dutt}]$$



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd,dutt}}{E_s} = 1.323 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{ud} := 0.01$$

$$\sigma_{sb}(\varepsilon) := \text{if}(|\varepsilon| < \varepsilon_{yd} \cdot E_s \cdot \varepsilon, \text{sign}(\varepsilon) \cdot f_{yd,dutt})$$



A questo punto, dopo aver definito l'andamento lineare delle deformazioni e quindi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, si impostano i due equilibri, a traslazione e rotazione, ricavando la posizione dell'asse neutro  $x_n$  e il momento resistente della sezione  $M_{res}$ :

$$\varepsilon(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu} y}{x_n} \quad \sigma_{scb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{stb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

$$f_b(x_n) := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf}$$

$$x_{nt} := \frac{h}{20}$$

$$x_n := \text{root}(f_b(x_{nt}), x_{nt})$$

$$M_{res} := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} \cdot (x_n - c) + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf} \cdot (x_n - d)$$



### 9.3.2 Verifica a pressoflessione

Per le sezioni interessate da pressoflessione (sez. 3-4-5-6) si procede alla seguente verifica, una volta noti i medesimi legami costitutivi dei materiali precedentemente illustrati. Ripercorrendo gli stessi passaggi visti precedentemente, si ottiene in questo caso, dato l'accoppiamento delle sollecitazioni flettente e assiale, un dominio di interazione M-N, nel seguito illustrato, a titolo di esempio, per la sez.3 relativa ai risultati di "ENV\_SLU" per il treno di progetto LM71.

$$\varepsilon_c(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \cdot y \quad \varepsilon_s(x_n, y) := \frac{-\varepsilon_{ud}}{x_n - d} \cdot y$$

$$x_{lim} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ud}} \cdot d = 0.143 \text{ m}$$

$$\varepsilon(x_n, y) := \text{if}(x_n < x_{lim}, \varepsilon_s(x_n, y), \varepsilon_c(x_n, y))$$

$$\sigma_{sc}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{st}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

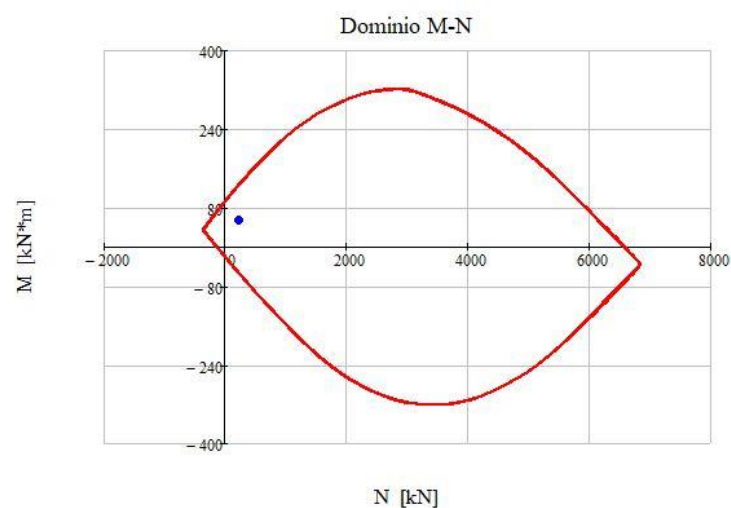
$$\text{sup}(x_n) := \text{if}(x_n < 0, 0, x_n) \quad \text{inf}(x_n) := \text{if}(x_n > h, x_n - h, 0)$$

$$N_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st}$$

$$M_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \cdot dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - d) - N_2(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$

$$N_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc}$$

$$M_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \cdot dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - d) - N_1(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$



L'individuazione del momento resistente della sezione avviene nel seguente modo:

Calcolo del fattore di sicurezza FS:

$x_{tent} := 10\text{cm}$	valore del l'asse neutro di tentativo
Given	
$N_2(x_{tent}) = N_{Ed}$	
$x_n := \text{Find}(x_{tent}) = 0.046\text{ m}$	valore del corrispondente asse neutro
$M_2(x_n) = 126.559\text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_u := M_2(x_n) = 126.559\text{ kN}\cdot\text{m}$	momento resistente per la posizione dell'asse neutro calcolata

## 9.4 Verifica a taglio

Il taglio viene considerato come un meccanismo resistente fragile, quindi le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali differenti per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

Nel caso di sezioni senza la presenza di opportuna armatura a taglio si procede alla verifica secondo quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 di [N1]. La resistenza di progetto a taglio si valuta come segue:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$f_{ck}$  espresso in MPa

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

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

$d$  altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$  tensione media di compressione nella sezione

$b_w$ 

larghezza minima della sezione (in mm)

Si ricorda che, come già descritto al §5.1 della presente relazione, si è assunto in prima battuta un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un  $FC=1,35$  per la riduzione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo utilizzate nelle verifiche a pressoflessione e taglio.

## 9.5 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti, sono stati ottenuti i seguenti risultati, riassunti nella seguente tabella.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - TRENO DI CARICO LM 71								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	31%	36%	11%	46%	28%	58%	58%
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	34%	103%	49%	10%	112%	30%	112%

Tabella 9.3 – Risultati verifiche SLU con treno LM71

Come possibile osservare, applicando il modello di carico di progetto secondo il treno LM71 al modello piano, ai sensi delle NTC18 **le verifiche SLU risultano non soddisfatte**. In particolare, le verifiche a flessione semplice e a pressoflessione danno esito positivo, con uno sfruttamento massimo del 65%; la verifica a taglio, invece, non è soddisfatta nelle due sezioni sez. 2 e sez. 5 che coinvolgono due differenti nodi della struttura scatolare.

Come già anticipato, sono state condotte ulteriori verifiche sempre in accordo con il DM 2018, applicando questa volta al moello piano un carico accidentale da treno reale C3 (supposto ad una velocità cautelativa di 100 km/h, in quanto in verità essa non può superare i 60 km/h secondo quanto riportato dal modello di esercizio di progetto nel documento “IA5F-01-D-16-RG-ES0000-001-A” *Relazione Tecnica* di [C4]). Anche in questo caso, i risultati sotto riportati mostrano un **esito negativo delle verifiche a taglio**.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - TRENO DI CARICO REALE C3								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	32%	30%	6%	46%	25%	54%	54%
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	27%	101%	42%	8%	108%	27%	108%

Tabella 9.4 - Risultati verifiche SLU con treno reale C3

Risulta quindi necessario approfondire le analisi effettuate, analizzando i risultati ottenuti tramite il modello 3D focalizzando l'attenzione sull'applicazione del carico da treno reale C3; da tale modello sarà possibile ottenere la reale distribuzione spaziale delle sollecitazioni agenti, ottenendo uno “sconto” sui picchi delle massime azioni rispetto al modello bidimensionale.

## 10 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti mediante la modellazione del tombino in uno spazio 3D con elementi shell, avendo applicato il carico da treno reale C3 in combinazione SLU. Come si può notare dalle tabelle precedentemente esposte, la verifica a taglio risulta particolarmente critica specialmente nelle due sezioni n.2 e n.5 riferite rispettivamente alla soletta inferiore e superiore; proprio in riferimento a queste due sezioni, si riporta il confronto tra la sollecitazione tagliante ottenuta con la modellazione piana e con quella tridimensionale, cogliendo un effetto di migrazione della sollecitazione altrimenti non osservabile:

	Modello <i>frame</i>		Modello <i>shell</i>	
	V <sub>Ed</sub> [kN]	SFR [%]	V <sub>Ed</sub> [kN]	SFR [%]
Sez. 2	143,06	101	140,05	99
Sez. 5	153,09	108	163,21	98

Tabella 10.1 – Confronto tra le sollecitazioni e i fattori di sfruttamento per le due modellazioni nelle sezioni critiche per il taglio

Ripercorrendo quindi le verifiche a taglio, con le stesse ipotesi sui materiali precedentemente indicate, si ottengono i seguenti risultati in termini di tassi di sfruttamento, opportunamente confrontati con quelli ricavati dalle precedenti analisi condotte, anche in riferimento alle analisi sismiche effettuate con il carico LM71 e riportate nel documento *IA5F-01-D-78-CL-IN0600-002-A* di [C4].

Normativa di riferimento	Treno di carico	Modello di calcolo	Tensioni ammissibili			SLV - analisi sismiche		SLU - analisi statiche	
			$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd</sub>
D.M. 09.01.1996	TIPO A	piano - <i>beam</i>	✓ 27%	✓ 26%	✓ 49%	-	-	-	-
D.M. 17.01.2018	LM71	piano - <i>beam</i>	-	-	-	✓ 65%	✓ 98%	✓ 65%	✗ 105%
D.M. 17.01.2018	C3	piano - <i>beam</i>	-	-	-	-	-	✓ 66%	✗ 108%
D.M. 17.01.2018	C3	3D - <i>shell</i>	-	-	-	-	-	✓ 59%	✓ 99%

Tabella 10.2 – Quadro riassuntivo delle verifiche di sicurezza condotte

Come si evince dalla tabella sopra esposta, le **verifiche a taglio** in condizioni SLU, in accordo con il DM2018 e considerando il carico da treno reale C3 con un'apposita analisi con elementi shell, **risultano soddisfatte**; si ribadisce ancora una volta come tutti i risultati fino ad ora evidenziati facciano riferimento ad una modellazione dei materiali esistenti avendo adottato un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un Fattore di Confidenza FC=1,35.

## 11 CONCLUSIONI

Nella presente relazione si è condotta una verifica di sicurezza ai soli carichi statici per lo scatolare in c.a. esistente ubicato al km 9+306,3 della Linea Ferroviaria Ferrandina-Matera la Martella.

Il manufatto, progettato nella metà degli anni '80 e realizzato, verosimilmente, nella decade successiva, è stato in questa fase verificato dapprima con le prescrizioni riportate nel Decreto Ministeriale del 09/01/1996 e quindi con quanto indicato nel Decreto Ministeriale del 20/02/2018. Oltre al differente approccio legato al metodo delle Tensioni Ammissibili nel primo caso e a quello semiprobabilistico degli Stati Limite nel secondo, vi sono notevoli differenze in termini di carichi agenti sulla struttura: seguendo le indicazioni del DM96 è stata considerata un'azione accidentale dovuta al carico ferroviario secondo lo schema di treno "Tipo A" mentre il DM18 ha introdotto dei modelli di progetto per cui si è considerato il treno tipo LM71. Ai fini di uno studio più approfondito è stato considerato, per le analisi ai sensi del DM18, anche il treno di carico reale C3.

Le verifiche condotte secondo le Tensioni Ammissibili hanno dato, come era lecito aspettarsi, esito positivo, in quanto l'opera in oggetto è stata progettata proprio in accordo con tale metodo, come si evince dalle relazioni di calcolo storiche rinvenute.

Passando, invece, all'approccio agli Stati Limite secondo DM18 si ha un netto peggioramento dell'esito delle verifiche, con tassi di sfruttamento che superano il valore unitario, non soddisfacendo in particolare le verifiche a taglio sia nel caso di treno di progetto LM71 che con quello reale C3; ciò è sicuramente dovuto ad una maggiore severità imposta dal normatore nei confronti di tale verifica, al fine di scongiurare l'instaurarsi di meccanismi di rottura fragili antecedenti a quelli duttili proprio in quelle porzioni di struttura più sensibili a tali fenomeni, come i nodi.

Solo mediante un'analisi con modello tridimensionale ad elementi shell le verifiche a taglio risultano soddisfatte per entrambi i treni di carico avendo a che fare con sollecitazioni agenti inferiori rispetto al caso piano, dovute a una redistribuzione degli sforzi in senso trasversale all'opera stessa.

Si vuole precisare, infine, come tutte le analisi sopra esposte siano influenzate dal grado di dettaglio e di approfondimento della conoscenza dell'opera: per tale sottovia, non avendo condotto alcuna indagine conoscitiva in sito, è stato adottato un Livello di Conoscenza LC1 a cui corrisponde un fattore di conoscenza  $FC=1,35$ , fortemente cautelativo nell'abbattere il valore della resistenza a compressione  $f_{cm}$  adottato (quest'ultima presa come valore minimo dagli elaborati progettuali storici e non a seguito di prove sui materiali). L'esecuzione di indagini strutturali atte a conoscere meglio le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti permetterebbe di avere un dato di input circa la resistenza a compressione del calcestruzzo più specifico per tale opera oltre che a diminuire il parametro FC, ottenendo quindi un vantaggio in termini di soddisfacimento delle verifiche di sicurezza.

## **[A.2] RELAZIONE DI CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE DEL TOMBINO IN11**

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE .....	4
2	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	5
3	DOCUMENTI CORRELATI.....	6
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	7
4.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	7
5	MATERIALI.....	9
5.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE.....	9
5.2	ARMATURE PRESENTI .....	10
6	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	12
7	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	15
7.1	AZIONI ELEMENTARI .....	15
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD).....	15
7.1.2	Peso del ricoprimento (PERM) .....	16
7.1.3	Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX) .....	17
7.1.4	Treno di carico (ACCM) .....	19
7.1.5	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX) .....	24
7.1.6	Frenatura ed avviamento (AVV) .....	28
7.1.7	Azioni termiche (TERM).....	29
7.1.8	Azioni dovute al ritiro (RITIRO) .....	29
7.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	31
7.2.1	Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili.....	31
7.2.2	Combinazioni per le verifiche agli stati limite .....	32
8	MODELLAZIONE SECONDO DM1996.....	35
8.1	SOLLECITAZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI .....	35
8.2	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A FLESSIONE SEMPLICE .....	37
8.3	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A PRESSOFLESSIONE.....	38
8.4	INDIVIDUAZIONE DELLA TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA .....	39

8.5	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	39
9	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D.....	40
9.1	SOLLECITAZIONI CON TRENO LM71 - ENV_SLU .....	40
9.2	SOLLECITAZIONI CON TRENO LM71 - ENV_SLE.....	41
9.3	SOLLECITAZIONI CON TRENO C3 - ENV_SLU .....	42
9.4	SOLLECITAZIONI CON TRENO C3 - ENV_SLE .....	44
9.5	VERIFICA A FLESSIONE E A PRESSOFLESSIONE .....	45
9.5.1	Verifica a flessione semplice .....	46
9.5.2	Verifica a pressoflessione .....	48
9.6	VERIFICA A TAGLIO.....	50
9.7	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	51
10	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D.....	52
11	CONCLUSIONI .....	54



# 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si affronta il problema della verifica di sicurezza ai soli carichi statici dello scatolare in c.a. esistente situato alla progressiva 14+959,42 (progressiva storica 14+794) della linea ferroviaria "Ferrandina-Matera la Martella". Si specifica come, per quanto concerne la verifica di vulnerabilità sismica dell'opera in oggetto, si può far riferimento ai due elaborati progettuali "IA5F-01-D-78-CL-IN1100-001-A" e "IA5F-01-D-78-CL-IN1100-002-A" presenti in [C4].

Nello specifico, si è proceduto secondo il seguente iter di verifica:

- analisi della documentazione progettuale storica (relazioni di calcolo, elaborati grafici progettuali, relazioni di collaudo);
- studio dei risultati della campagna di indagine condotta su alcune opere a campione della medesima tratta ferroviaria;
- verifica del manufatto esistente secondo il D.M. del 09.01.1996;
- verifica secondo la normativa attualmente vigente, ovvero mediante le NTC di cui al D.M. del 17.01.2018.

Il primo passo risulta quello di inquadrare l'opera da un punto di vista storico, ricavando cioè l'anno della sua progettazione e realizzazione. Dalla documentazione a disposizione risulta come le opere che compongono la tratta in questione siano state progettate alla fine degli anni '80 del secolo scorso (alcuni elaborati fanno riferimento a un "Appalto di cui al 3° Atto Integrativo alla convenzione n°38/84") e costruite nella seconda metà degli anni '90, in quanto i certificati dei controlli di accettazione dei materiali e quelli di collaudo risalgono al biennio 1996-1997.

Dalle relazioni di calcolo, inoltre, appare evidente come ai fini progettuali si sia preso come riferimento il Decreto Ministeriale del 1° aprile 1983, che quindi è possibile ipotizzare come quello vigente alla data di redazione dei citati elaborati.

In tale relazione, dunque, a valle della ricostruzione geometrica e materica dell'opera, verranno riportati i risultati ottenuti dalle due differenti analisi, confrontati e commentati, ai fini di ottenere un quadro completo circa la sicurezza del manufatto nei confronti delle azioni statiche.

## 2 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [N1] **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N2] **Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM del 17 gennaio 2018;
- [N3] **RFI DTC SI MA IFS 001 D** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20.12.2019;
- [N4] **RFI DTC SI SP IFS 001 D** – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI del 20.12.2019
- [N5] **UNI EN 15528-2012** – Categorie delle linee per la gestione delle interfacce fra limiti di carico dei veicoli ed infrastrutture;
- [N6] **UNI EN 1991-2** – Azioni sulle strutture, parte 2: Carichi da traffico sui ponti, marzo 2005
- [N7] **Regolamento (UE) N. 1299/2014** della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- [N8] **Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776** della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione;
- [N9] **Decreto Ministeriale del 1 Aprile 1983** – Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- [N10] **Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996** – Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- [N11] **Circolare n. 54 “Nuovi sovraccarichi per il calcolo dei ponti metallici”** – Ministero dei Trasporti, Ferrovie dello Stato – Direzione Generale, Servizio Lavori e Costruzioni, 15 luglio 1945
- [N12] **Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera** – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale, Settembre 2017

### 3 DOCUMENTI CORRELATI

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [C1] **Progetto Esecutivo Originario** - Elaborati Progetto Esecutivo relativo alla “Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete FS” – 3° Atto integrativo alla Convenzione n° 38/84;
- [C2] **Certificato di collaudo statico delle Opere Minori** - Certificato di collaudo statico delle opere d'arte minori della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella redatto in ottemperanza alle norme vigenti all'epoca di costruzione delle strutture, dall'ing. Giuseppe Domenico Caruso e datato 08.01.2007;
- [C3] **Controlli di accettazione materiali da costruzione** - Estratti dei Verbali originari di constatazione del peso unitario delle carre d'acciaio e prove sul cls;
- [C4] **Progetto Definitivo “Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale”** – Vari elaborati specialistici;

## 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 4.1 Geometria della struttura

Il tombino esistente sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza tra piano del ferro ed estradosso soletta pari a circa 3,80 m, di cui 80 cm costituiti dal pacchetto di ballast e armamento e la parte restante di rinterro. Il manufatto ha luce interna pari a 2,00 m e un'altezza interna di 2,00 m, con piedritti e solette superiore e inferiore di spessore 35 cm. Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nelle verifiche, sottoelencate.

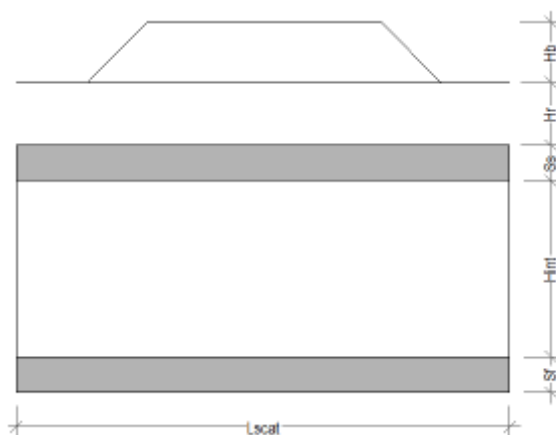


Figura 4.1 – Sezione longitudinale dello scatolare

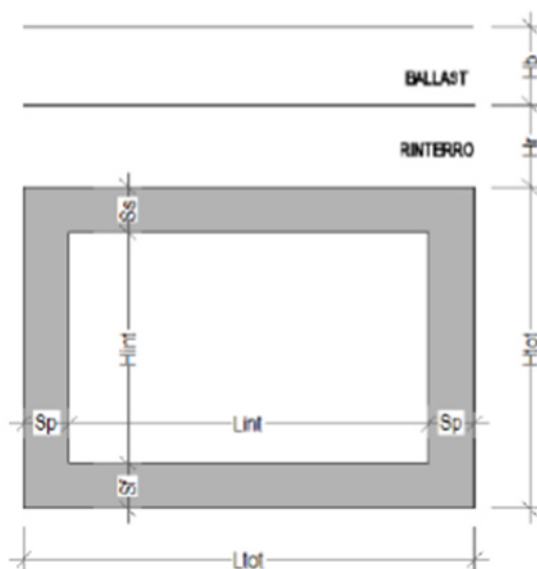


Figura 4.2 – Sezione trasversale dello scatolare

$H_b = 80 \text{ cm}$	altezza del ballast e dell'armamento;
$H_{tb} = 35 \text{ cm}$	spessore della traversina;
$L_{tb} = 2,30 \text{ m}$	altezza della traversina;
$H_r = 3,00 \text{ m}$	spessore del riempimento;
$L_{scat} = 13,11 \text{ m}$	dimensione longitudinale dello scatolare;
$L_{int} = 2,00 \text{ m}$	luce libera dello scatolare;
$s_s = 35 \text{ cm}$	spessore della soletta superiore;
$s_f = 35 \text{ cm}$	spessore della soletta di fondazione;
$s_p = 35 \text{ cm}$	spessore dei piedritti;
$L_{tot} = L_{int} + s_p + s_p = 2,70 \text{ m}$	Larghezza totale dello scatolare;
$H_{int} = 2,00 \text{ m}$	Altezza interna dello scatolare;
$H_{tot} = H_{int} + s_s + s_f = 2,70 \text{ m}$	Altezza totale dello scatolare;
$H_{ric} = H_b + H_r = 3,80 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare;
$b = 1,00 \text{ m}$	striscia di calcolo;
$h_{asse} = H_{int} + \frac{s_s}{2} + \frac{s_f}{2} = 2,35 \text{ m}$	Larghezza totale dello scatolare;
$l_{asse} = L_{int} + \frac{s_p}{2} + \frac{s_p}{2} = 2,35 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare;

## 5 MATERIALI

### 5.1 Caratteristiche dei materiali da costruzione

Per quanto riguarda i materiali impiegati nei seguenti calcoli si fa riferimento sia agli elaborati progettuali che a quanto evidenziato dalla campagna di indagine; si deve precisare che quest'ultima non ha riguardato direttamente il manufatto oggetto di studio, bensì un differente scatolare appartenente alla medesima tratta ferroviaria.

Secondo quanto riportato in [C1], per le strutture in elevazione in c.a. venne utilizzato un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche:

Opere in c.a.  
- Calcestruzzo:  
strutture in elevazione R'bk 250 kg/cmq c = 85 kg/cmq

L'acciaio utilizzato in fase di progettazione invece è del seguente tipo:

- Acciai:  
Feb 38 k (controllato) s = 2200 kg/cmq

Ai fini della verifica secondo [N10] alle Tensioni Ammissibili quindi, si hanno le seguenti limitazioni sulle tensioni normali e tangenziali:

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} [MPa] = 8,5 MPa$$
$$\sigma_s = 215 MPa$$
$$\tau_{c0} = 0,40 + \frac{R_{ck} - 15}{75} [MPa] = 0,53 MPa$$
$$\tau_{c1} = 1,40 + \frac{R_{ck} - 15}{35} [MPa] = 1,69 MPa$$

Nel caso in cui nel manufatto non siano previste opportune armature a taglio la tensione tangenziale massima nella sezione di calcolo dovrà risultare inferiore al valore limite  $\tau_{c0}$ ; tale tensione tangenziale non dovrà comunque essere superiore al massimo valore pari a  $\tau_{c1}$ .

Per quanto riguarda la verifica agli stati limite secondo DM18 si fa riferimento ai risultati ottenuti dalla campagna di indagine e in particolare a quanto indicato nel documento IASF-01-D-078-RO-OC0000-001-A "Relazione tecnica-descrittiva Indagini Opere Civili Minori esistenti" di [C4]. Si ottengono pertanto i seguenti valori delle tensioni di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio; a favore di sicurezza si è considerato un **livello di conoscenza LC1** e di conseguenza un **Fattore di Confidenza FC=1,35**, mentre il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  viene assunto unitario nel caso di meccanismi duttili:

$$f_{cd,dutt} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,00} = 18,52 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,frag} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,50} = 12,35 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,dutt} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,00} = 278 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,frag} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,15} = 242 \text{ MPa}$$

## 5.2 Armature presenti

La carpenteria del tombino è stata ricostruita a partire dall'elaborato progettuale storico messo a disposizione da RFI e riportato in [C1], consistente in un tombino tipologico replicato in tutte quelle chilometriche in cui si aveva a che fare con un'opera di dimensioni interne 2,00 x 2,00 m. L'immagine seguente mostra proprio un estratto di tale elaborato:

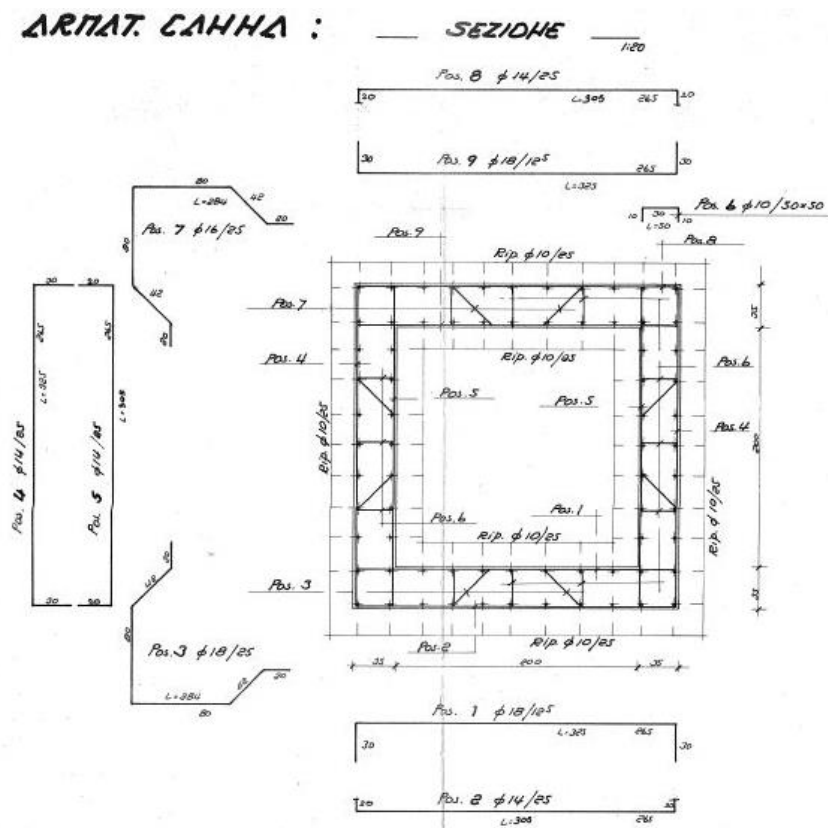


Figura 5.1 – Stralcio dell'elaborato progettuale relativo all'opera al km 9+936

Si ottiene quindi l'armatura superiore e inferiore relativa alle n. 6 sezioni di verifica evidenziate nella figura seguente, relativa a sezioni aventi base 1,00 m e altezza pari a quella dell'elemento indagato ( $s_s$ ,  $s_f$ ,  $s_p$  a seconda che si stia verificando la soletta superiore, quella di fondazione o uno dei due piedritti).

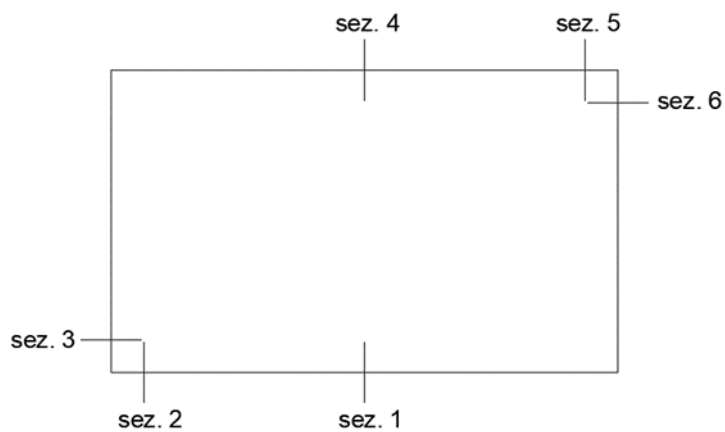


Figura 5.2 – Sezioni oggetto di verifica

Di conseguenza, una volta noto il diagramma del momento flettente per ciascuna delle analisi condotte in funzione della diversa normativa tecnica a cui si fa riferimento, sarà possibile individuare l'armatura longitudinale tesa e compressa, rispettivamente indicate con  $A_s$  e  $A'_s$ .



## 6 MODELLAZIONE ADOTTATA

Data la regolarità dell'opera in senso trasversale ai binari, è stata condotta una semplice analisi piana, modellando esclusivamente una porzione di 1 metro di struttura; il telaio chiuso, costituito da 4 aste di tipo "frame" aventi ciascuna base 100 cm e altezza 35 cm, è vincolato alla base con un letto di molle alla Winkler, avendo avuto cura di suddividere la soletta in 10 elementi.

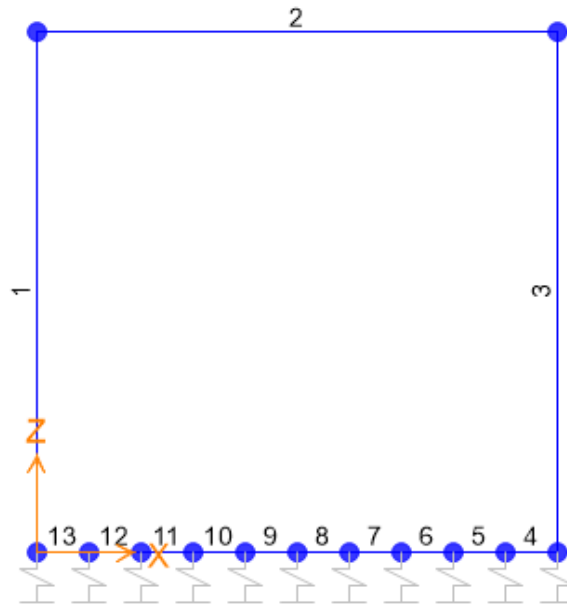


Figura 6.1 – Schema delle aste frame nel modello di calcolo

Per la rigidità delle molle si è fatto riferimento a quanto riportato nel documento *IA5F-01-D-78-RH-GE0005-001-A* "Relazione geotecnica generale" di [C4] a seguito della campagna di indagine condotta sull'intera tratta ferroviaria in oggetto. Tale tombino, nella fattispecie, risulta collocato su un terreno di riporto tipico per la realizzazione di rilevati ferroviari, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Unità R – riporto antropico dei rilevati ferroviari in progetto	
$\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_0 = 100\div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Figura 6.2 – Estratto della relazione geotecnica di cui al [C4]

Assumendo quindi un valore medio del modulo elastico a piccole deformazioni e riducendolo di 1/5 per ottenere quello elastico caratteristico del terreno, si ha  $E = 50 \text{ MPa}$ . Sfruttando la nota relazione per cui  $k_v = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$ , con  $c_t$  fattore di forma funzione della geometria della fondazione, si ottiene il seguente valore della costante di sottofondo:

$$k_v = 10000 \frac{kN}{m^3}$$

In funzione della posizione dei diversi nodi della soletta di fondazione è stata assegnata una diversa rigidezza verticale, secondo lo schema presentato nel seguito.

#### NODI CENTRALI (6,7,8,9,10)

$$L_{inf,cent} = 0,235 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi centrali

$$k_{v,cent} = k_v \cdot L_{inf,cent} \cdot b = 2350 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi centrali

#### NODI INTERMEDI (4,5,11,12)

$$L_{inf,inter} = 0,235 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi intermedi

$$k_{v,inter} = 1,5 \cdot k_v \cdot L_{inf,inter} \cdot b = 3525 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi intermedi

#### NODI ESTREMITA' (3,13)

$$L_{inf,cent} = 0,293 \text{ m}$$

lunghezza di influenza dei nodi di estremità

$$k_{v,estr} = 2,00 \cdot k_v \cdot L_{inf,estr} \cdot b = 5850 \text{ kN/m}$$

rigidezza delle molle verticali dei nodi di estremità

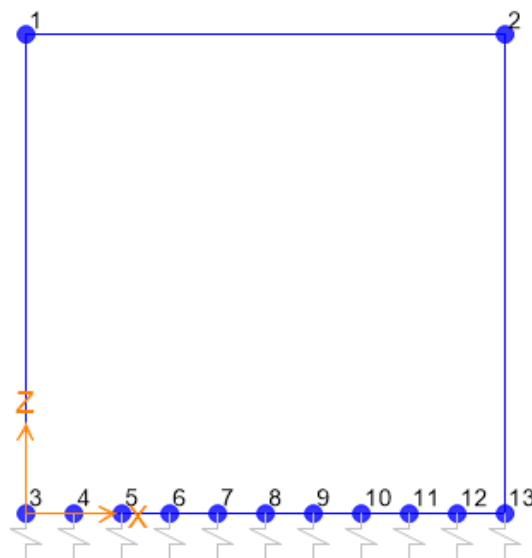


Figura 6.3 – Numerazione dei nodi nel modello di calcolo

Per un calcolo più approfondito, che tenga conto anche degli effetti di ripartizione della sollecitazione in senso trasversale tipici di una struttura spaziale come quella in esame, evitando quindi i picchi di sollecitazione che si possono ottenere nel modello 2D, è stato condotto anche un modello tridimensionale grazie ad elementi di tipo “shell”; il modello ottenuto è riportato nella figura seguente.

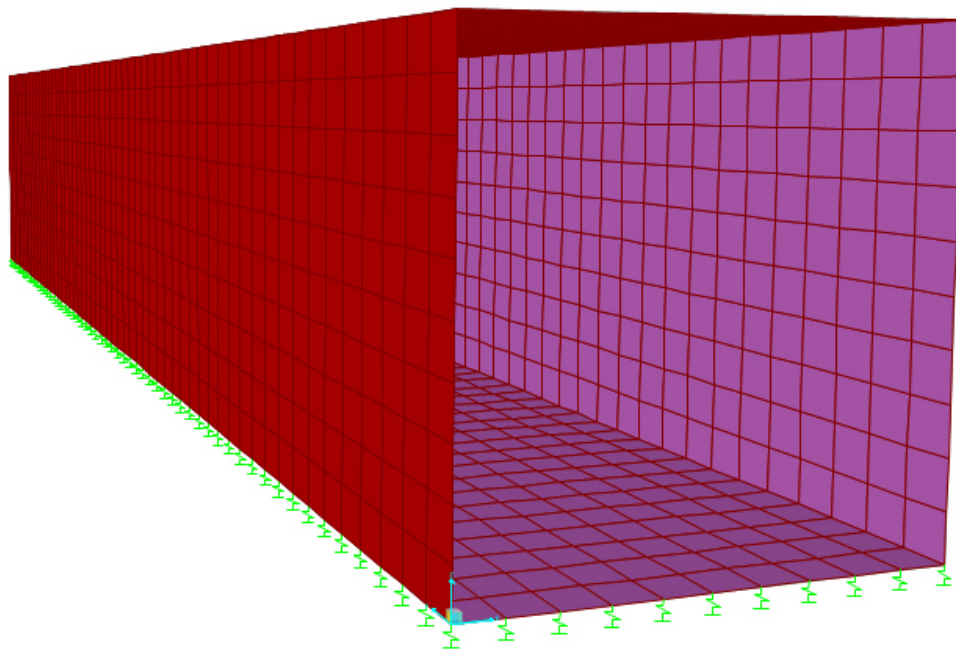


Figura 6.4 – Modello di calcolo 3D con elementi shell

Anche in questo caso la soletta di fondazione è stata vincolata a terra mediante un letto di molle alla Winkler, riproducendo il medesimo schema di variabilità della loro rigidezza lungo l'asse X.

## 7 AZIONI SULLA STRUTTURA

### 7.1 Azioni elementari

Le azioni considerate nell'analisi sono riassunte di seguito:

- **Carichi permanenti ( $G_k$ ):**
  - peso proprio degli elementi strutturali (DEAD);
  - peso del ricoprimento (ballast/armamento e rinterro) (PERM);
  - spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)
- **Carichi variabili ( $Q_k$ ):**
  - treno di carico (ACCM);
  - spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX);
  - frenatura e avviamento (AVV);
  - azioni termiche (TERM);
  - ritiro igrometrico (RITIRO)

I valori nel seguito evidenziati in grigio rappresentano le azioni applicate sul modello di calcolo, per cui di volta in volta si riportano delle immagini estratte proprio dal software di calcolo.

#### 7.1.1 *Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD)*

Il peso proprio della sezione scatolare del sottopasso (soletta superiore, piedritti, soletta inferiore) viene calcolato direttamente dal software facendo riferimento al peso per unità di volume del calcestruzzo armato.

$$\gamma_{ca} = 25 \frac{kN}{m^3} \quad \text{peso specifico del calcestruzzo armato}$$

$$p_s = \gamma_{ca} \cdot s_s \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta superiore}$$

$$p_f = \gamma_{ca} \cdot s_f \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta inferiore}$$

$$p_p = \gamma_{ca} \cdot s_p \cdot b = 8,75 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza del piedritto}$$

### 7.1.2 Peso del ricoprimento (PERM)

Il peso dell'armamento e del ballast è stato calcolato assumendo convenzionalmente, per linee in rettilineo, un peso per unità di volume pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ , applicato su tutta la larghezza dell'opera, per un'altezza media rilevata fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso riempimento pari a  $0.80 \text{ m}$ .

$$\gamma_b = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico convenzionale del ballast}$$

$$p_b = \gamma_b \cdot H_b \cdot b = 14,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del ballast}$$

$$\gamma_r = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico del terreno di rinterro}$$

$$p_r = \gamma_r \cdot H_r \cdot b = 60,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del rinterro}$$

$$g_2 = p_b + p_r = 74,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carico permanente totale}$$

$$G_2 = g_2 \cdot \frac{s_p}{2} = 13,02 \text{ kN} \quad \text{carico permanente da applicare ai nodi superiori}$$

Esclusivamente per il modello piano, si considera anche il carico concentrato  $G_2$  da applicare ai due nodi superiori della struttura, rappresentando il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante le due metà dei piedritti di sinistra e di destra che non vengono modellati.

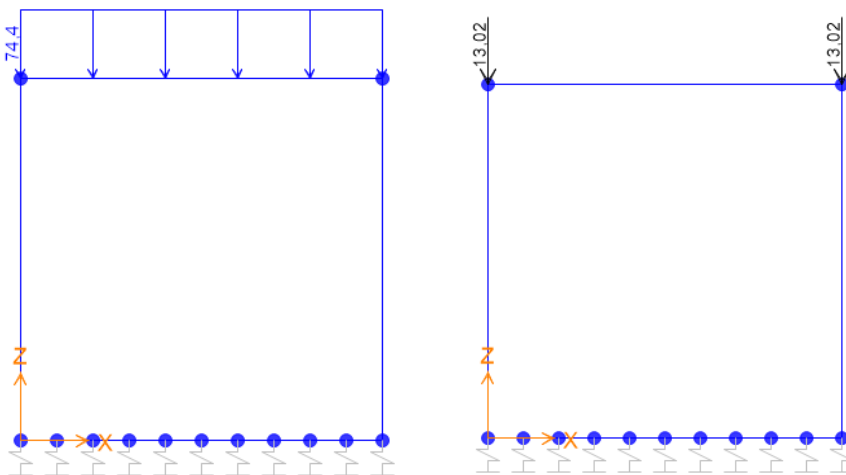


Figura 7.1 – Applicazione dei carichi PERM nel modello piano

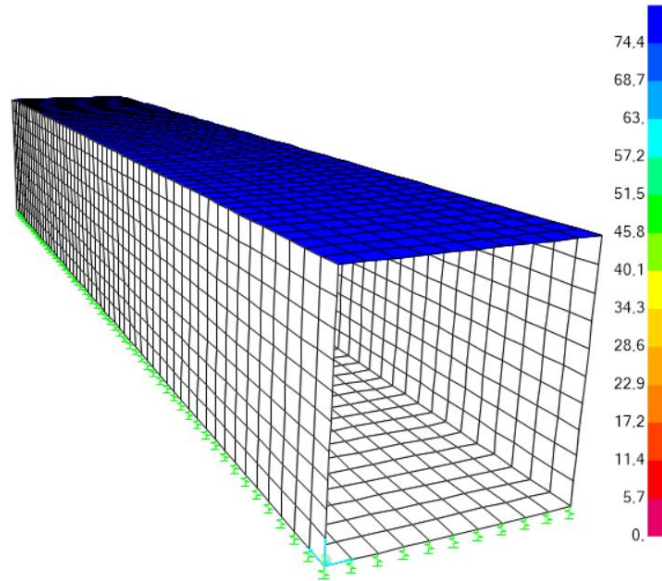


Figura 7.2 - Applicazione del carico PERM nel modello tridimensionale

### 7.1.3 Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)

Le spinte sui piedritti in fase statica devono essere determinate applicando un coefficiente di spinta  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$  essendo  $\varphi'$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti, in accordo a quanto riportato al §6 della presente relazione, in merito alle caratteristiche del terreno da rilevato ferroviario presente in sito.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume del terreno
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di attrito del terreno
$c' = 0$	coesione efficace del terreno
$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0,384$	coefficiente di spinta a riposo
$p_1 = k_0 \cdot g_2 = 28,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'estradosso della soletta superiore
$p_2 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot \frac{s_s}{2}) = 29,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta superiore
$p_3 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot (h_{asse} + \frac{s_s}{2})) = 47,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta di fondazione
$p_4 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot H_{tot}) = 49,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'intradosso della soletta di fondazione
$F_1 = \frac{(p_1 + p_2) \cdot s_s / 2}{2} = 5,12 \text{ kN}$	forza concentrata asse soletta superiore

$$F_2 = \frac{(p_3 + p_4) \cdot s_f}{2} = 8,51 \text{ kN} \quad \text{forza concentrata asse soletta di fondazione}$$

Esclusivamente per il modello piano, i carichi concentrati  $F_1$  e  $F_2$  rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata rispettivamente sulla metà superiore della soletta superiore e sulla metà inferiore della soletta di fondazione che non vengono modellati.

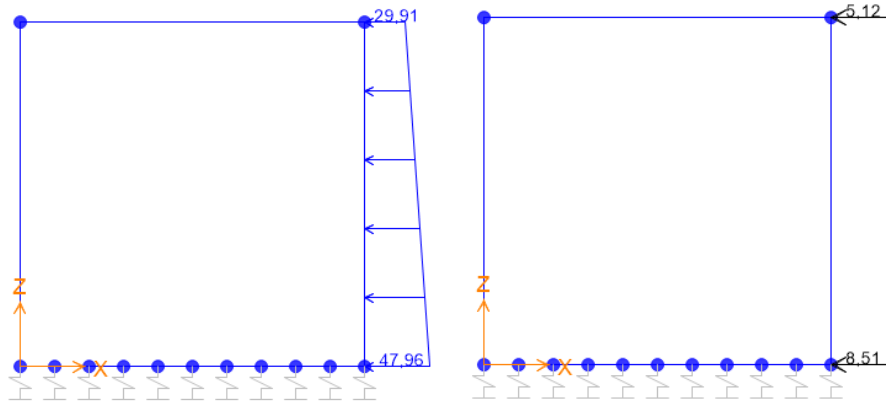


Figura 7.3 – Applicazione dei carichi SPTDX nel modello piano

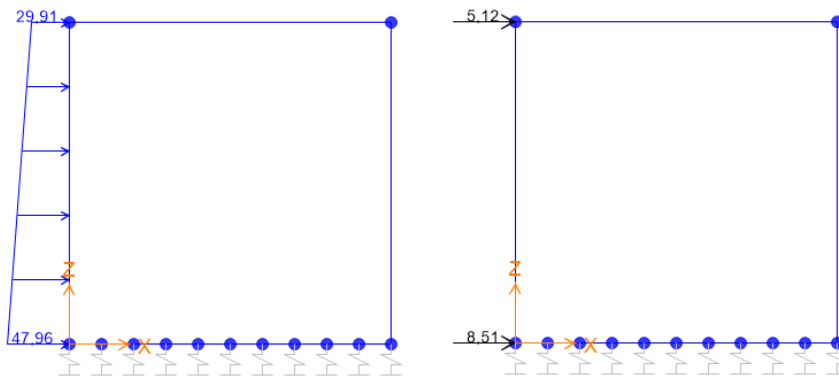


Figura 7.4 – Applicazione dei carichi SPTSX nel modello piano

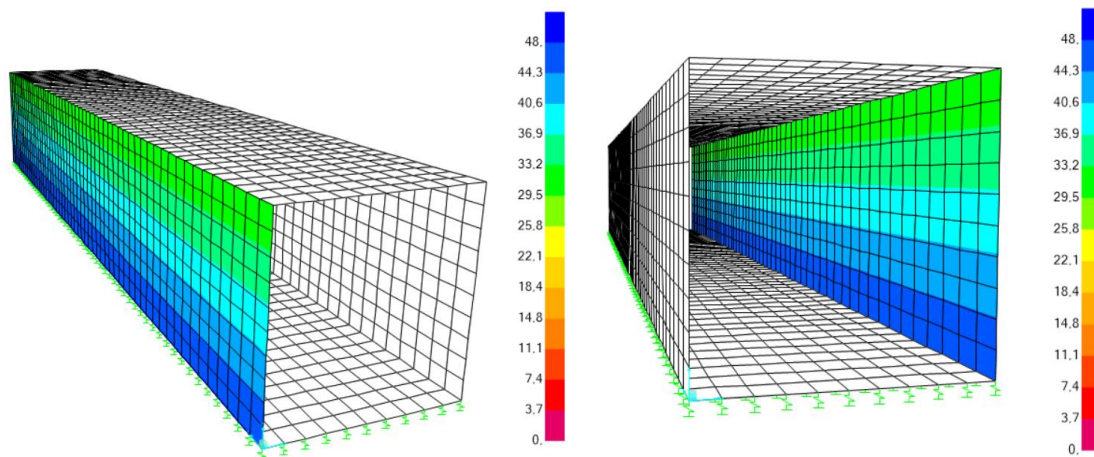


Figura 7.5 - Applicazione del carico SPTSX e SPTDX sul modello tridimensionale

### 7.1.4 Treno di carico (ACCM)

Il carico da traffico ferroviario deve essere opportunamente differenziato a seconda delle due normative tecniche considerate. Nell'analisi relativa all'applicazione del DM96 si fa riferimento a carichi ferroviari desunti in conformità al documento [N11]. Per la linea in oggetto la progettazione è avvenuta sulla base del treno di carico "Tipo A", rappresentato nella figura seguente.



Figura 7.6 – Treno di carico "Tipo A" e "Tipo B" della circolare n.54 del 1945

Data l'esigua dimensione trasversale del manufatto, si considera un carico agente corrispondente al passaggio di una sola delle due locomotive di Figura 7.6, avente lunghezza pari a 12,20 m, ottenendo un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_A = \frac{2 \cdot 180 \text{ ton} + 5 \cdot 25 \text{ ton}}{12,20 \text{ m}} = 13,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 132 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In ottemperanza a quanto riportato nel DM18, invece, si ha una duplice possibilità nel considerare il carico ferroviario agente sul tombino: in primo luogo è possibile considerare il modello di progetto secondo il treno LM71, utilizzato, a favore di sicurezza, nelle nuove progettazioni e costituito da quattro assi da 250 kN ciascuno ad interasse 1,60 e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata (vedi Figura 7.7), oppure si può considerare il treno di carico realmente circolante sulla linea che, in accordo con quanto evidenziato in [C4], corrisponde al carico C3, le cui caratteristiche sono riportate in Figura 7.8.

Si specifica che, date le caratteristiche geometriche dell'opera, risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno di progetto LM71 rispetto a quello del treno SW/2 che dunque non viene considerato nella presente relazione.



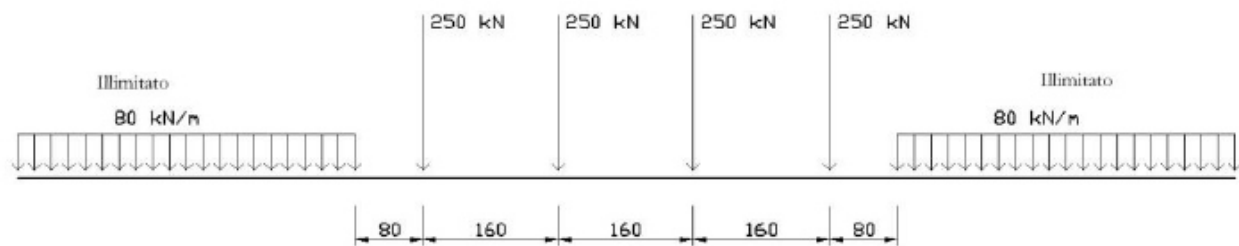
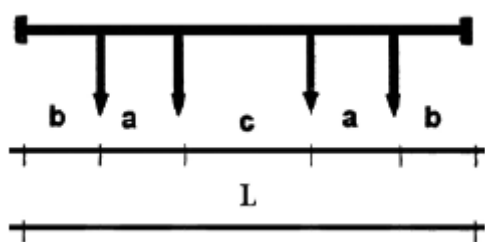


Figura 7.7 – Caratteristiche del treno di progetto LM71



Categoria	Carico					
	Per asse Pa [kN]	Per ml p [kN/m]	a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
A	160	48	1,80	1,50	6,75	13,35
B1	180	50	1,80	1,50	7,80	14,40
B2	180	64	1,80	1,50	4,65	11,25
C2	200	64	1,80	1,50	5,90	12,50
<b>C3</b>	<b>200</b>	<b>72</b>	<b>1,80</b>	<b>1,50</b>	<b>4,50</b>	<b>11,10</b>
C4	200	80	1,80	1,50	3,40	10,00
D2	225	64	1,80	1,50	7,45	14,05
D3	225	72	1,80	1,50	5,90	12,50
D4	225	80	1,80	1,50	4,65	11,25
E4	250	80	1,80	1,50	5,90	12,50
E5	250	88	1,80	1,50	4,75	11,35

Figura 7.8 – Caratteristiche di carico e geometriche del treno reale D4 e C3

Di conseguenza, viste le dimensioni esigue dell'opera è possibile, date le geometrie dei carri sopra esposte, considerare agenti al di sopra di essa solamente l'azione dovuta a n. 2 assi e verrà analizzata, secondo gli schemi di seguito proposti, sia la diffusione trasversale alla direzione dei binari che quella longitudinale dei due carichi concentrati:

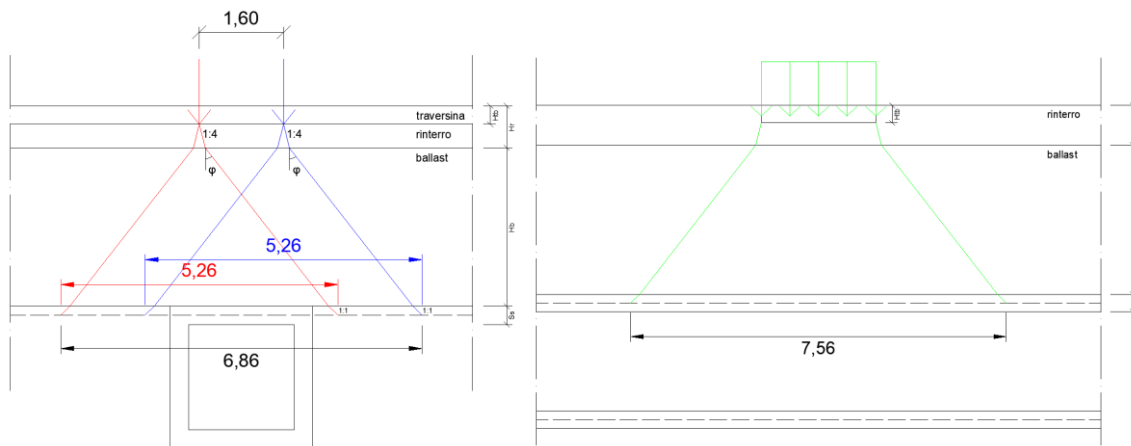


Figura 7.9 – Diffusione longitudinale (sx) e trasversale (dx) ai binari nel caso di carico da treno LM71

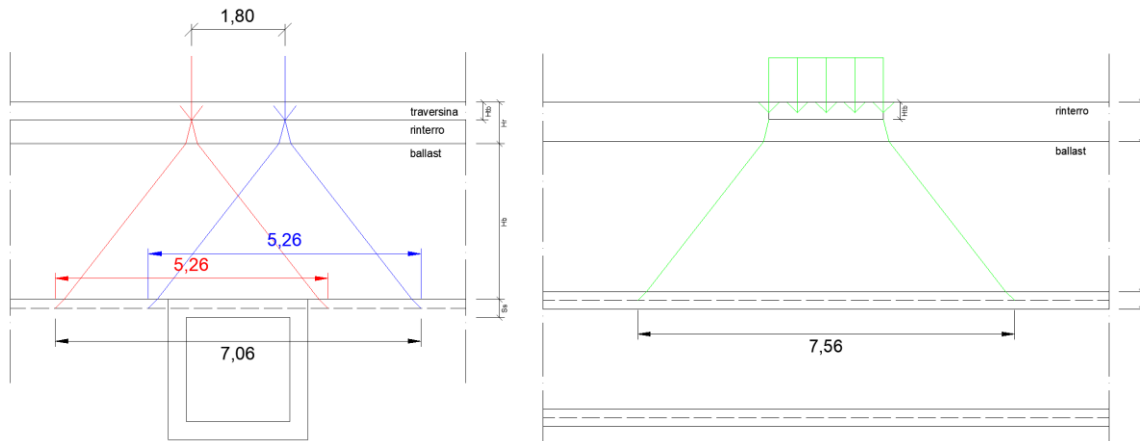


Figura 7.10 - Diffusione longitudinale (sx) e trasversale (dx) ai binari nel caso di carico da treno C3

Quindi si ha una diffusione pari a:

$$L_{diff,trasv} = L_{tb} + 2 \cdot \left( \frac{H_b - H_{tb}}{4} + H_r \cdot \tan(\varphi') + \frac{S_s}{2} \right) = 7,56 \text{ m}$$

$$L_{diff,long\_LM71} = 6,86 \text{ m}$$

$$L_{diff,long\_C3} = 7,06 \text{ m}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di incremento dinamico, per il treno di carico "Tipo A" si utilizza la seguente formulazione:

$$S = g_{1,ss} + g_2 = 83,15 \frac{kN}{m} \quad \text{totale dei carichi permanenti sulla soletta superiore}$$

$$P = \frac{q_A}{L_{diff,trasv}} \cdot b = 17,46 \frac{kN}{m} \quad \text{sovraccarico treno di carico "Tipo A"}$$

$$\Phi_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot l_{asse}} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}} = 1,60$$

Per il treno di carico di progetto LM 71, secondo quanto riportato in [N3] alla Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1, per solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari, ovvero sottovia di altezza libera < 5,00 m e luce < 8,00 m si può considerare, nel caso di linee a normale standard manutentivo, un coefficiente pari a:

$$\Phi_3 = 1,35$$

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m, come nel caso in esame, può assumersi un coefficiente di incrementato dinamico unitario.

$$\Phi_{3,rid} = 1,00$$

Per il coefficiente dinamico reale corrispondente al treno di carico reale, avendo a che fare con una luce di calcolo inferiore ai 4,00 m ovvero al minimo valore per cui viene riportata la formulazione all'interno del Mnauale di Progettazione RFI, si adotta un coefficiente dinamico pari a:

$$\varphi_{reale} = 2,00$$

Nel seguito, in conclusione, si riportano i tre carichi uniformemente distribuiti dovuti ai tre carichi da treno.

$$p_A = \frac{\Phi_A \cdot q_A}{L_{diff, trasv}} \cdot b = 27,94 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico "Tipo A"}$$

$$p_{LM71} = \frac{\alpha \cdot \Phi_{3,rid} \cdot q_{LM71}}{L_{diff, trasv} \cdot L_{diff, long_{LM71}}} \cdot b = 10,61 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di progetto LM 71}$$

$$p_{C3} = \frac{\Phi_{reale} \cdot q_{C3}}{L_{diff, trasv} \cdot L_{diff, long_{C3}}} \cdot b = 15,00 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico reale C3}$$

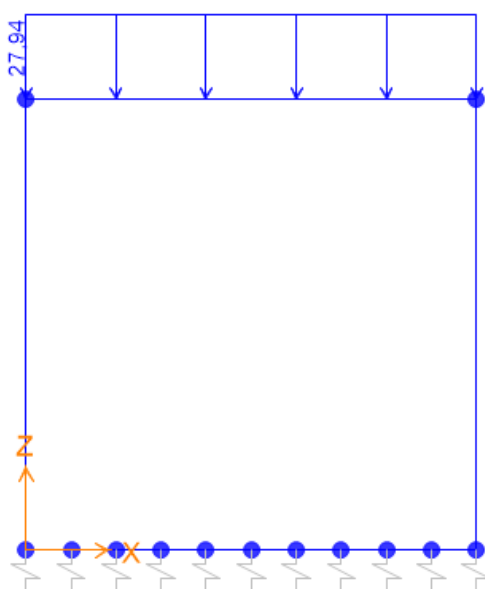


Figura 7.11 – Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno Tipo A

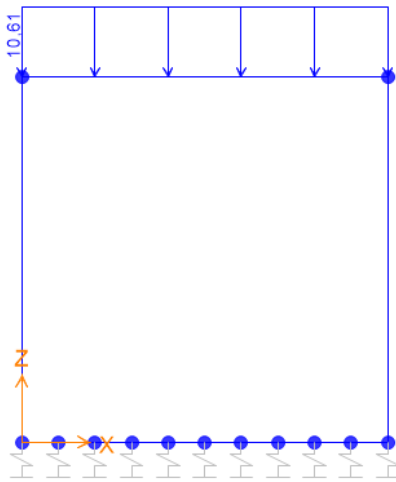


Figura 7.12 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno LM71

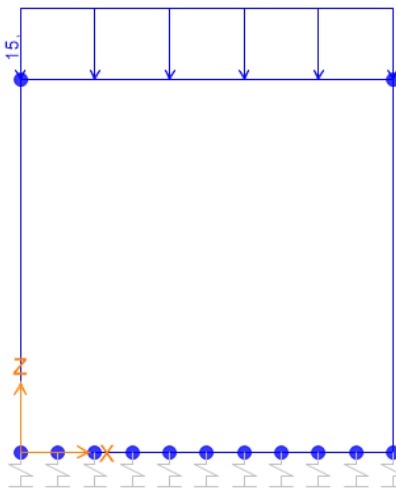


Figura 7.13 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno C3

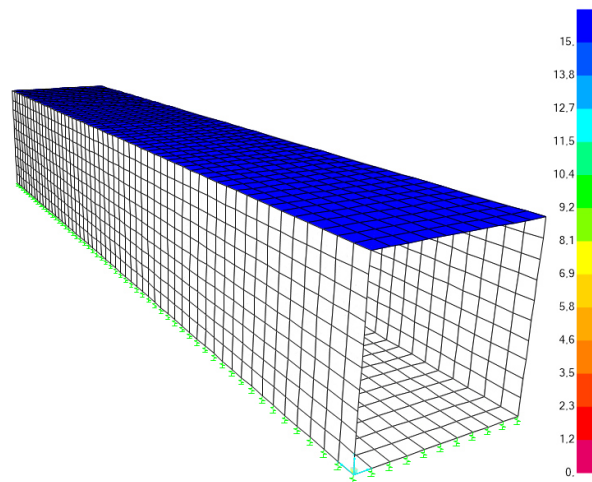


Figura 7.14 - Applicazione del carico ACCM nel modello tridimensionale – Treno C3

### 7.1.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Il sovraccarico prodotto dal passaggio del convoglio ferroviario sul rilevato provoca un incremento delle azioni di spinta in condizione statica sui due piedritti, rappresentabile mediante un carico uniformemente distribuito su di essi.

Anche in questo caso, esclusivamente per il modello piano, si applicano ulteriori due forze concentrate nei nodi superiori e inferiori ai fini di considerare anche l'aliquota di spinta agente sulle metà delle solette superiore e inferiore non presenti nel modello di calcolo.

#### CARICO DA TRENO "TIPO A"

$$s_{qA} = k_0 \cdot \frac{q_A}{L_{diff,transv}} \cdot b = 6,71 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qA,sup} = S_{qA,inf} = s_{qA} \cdot \frac{S_S}{2} = 1,17 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

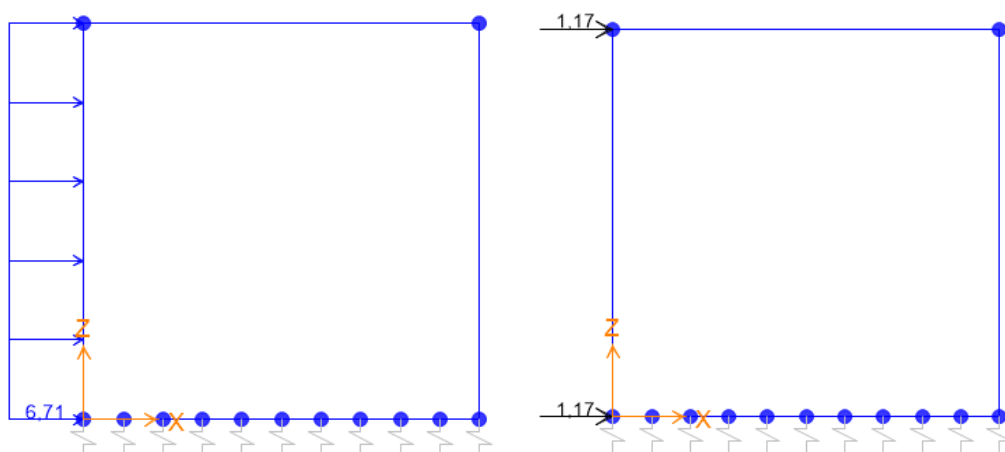


Figura 7.15 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno Tipo A

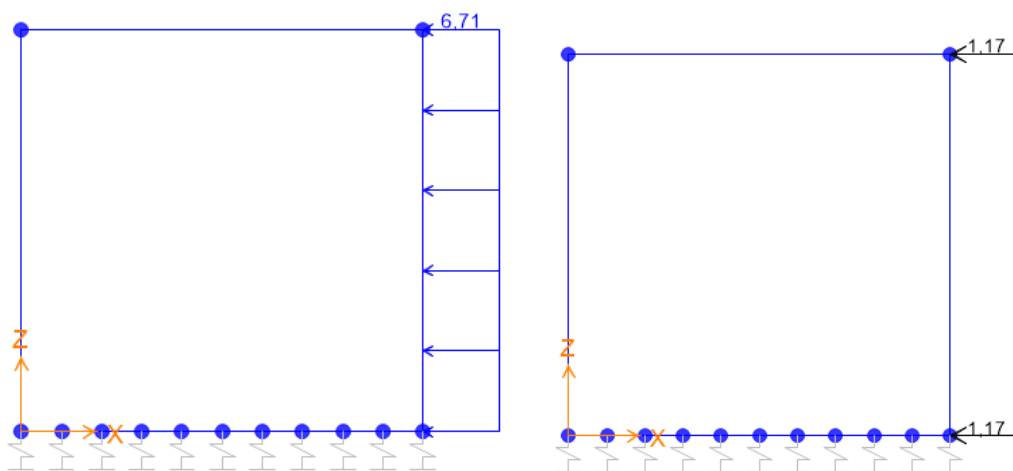


Figura 7.16 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno Tipo A

## CARICO DA TRENO LM 71

$$S_{qLM71} = k_0 \cdot \frac{\alpha \cdot q_{LM71}}{L_{diff,transv} \cdot L_{diff,longLM71}} \cdot b = 4,07 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qLM71,sup} = S_{qLM71,inf} = s_{qLM71} \cdot \frac{s_s}{2} = 0,71 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

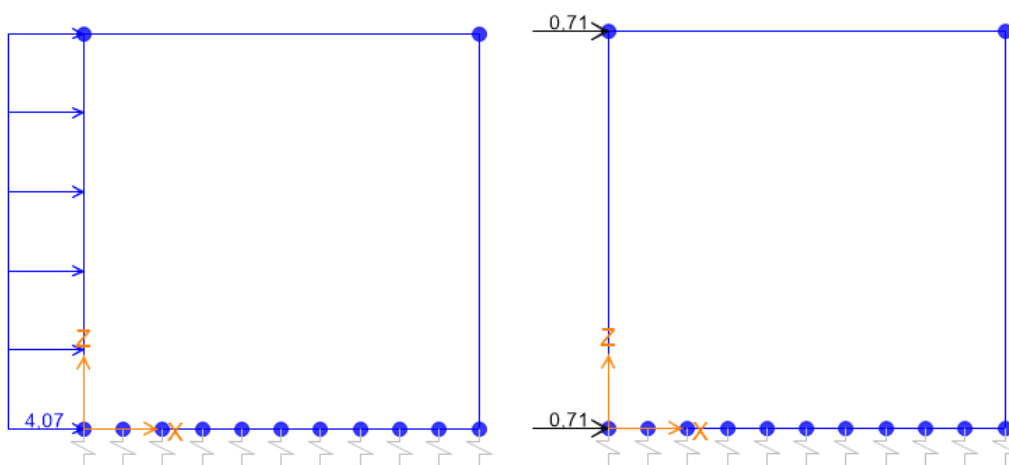


Figura 7.17 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno LM71

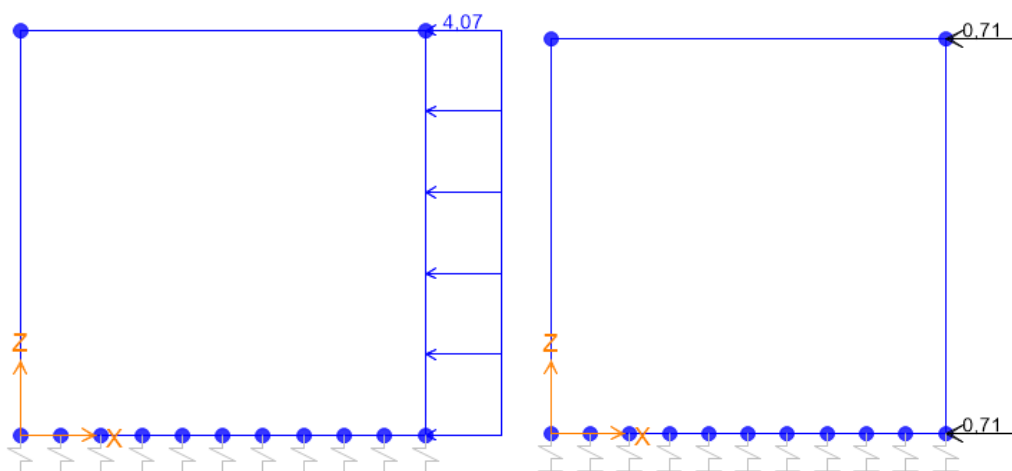


Figura 7.18 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno LM71

## CARICO DA TRENO C3

$$s_{qC3} = k_0 \cdot \frac{q_{C3}}{L_{diff,trasv} \cdot L_{diff,long_{LM71}}} \cdot b = 2,88 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qC3,sup} = S_{qC3,inf} = s_{qC3} \cdot \frac{s_s}{2} = 0,50 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

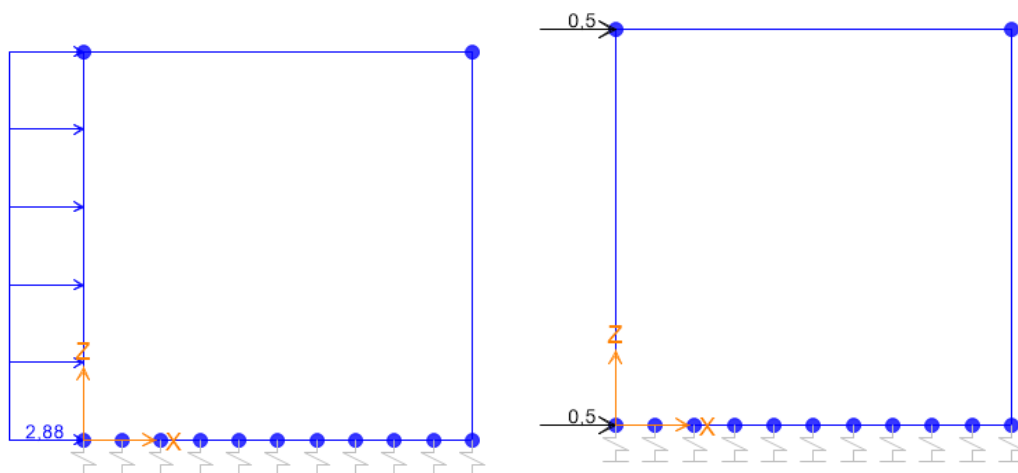


Figura 7.19 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno C3

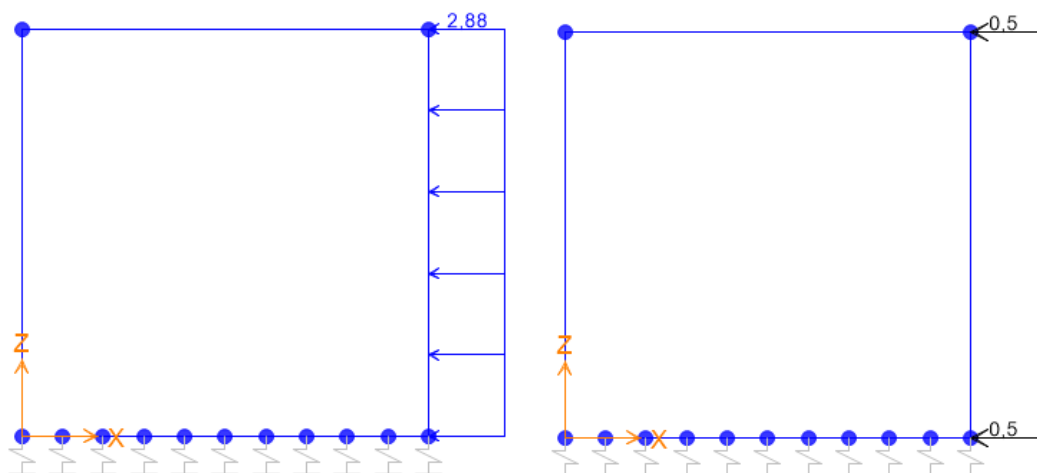


Figura 7.20 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno C3

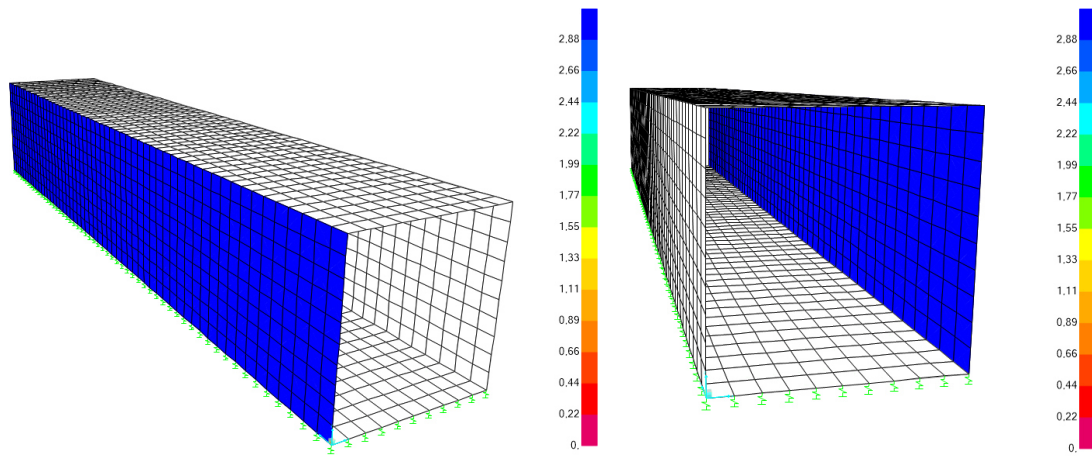


Figura 7.21 - Applicazione dei carichi SPACCSX e SPACCDX nel modello tridimensionale – Treno C3



### 7.1.6 Frenatura ed avviamento (AVV)

Secondo le prescrizioni riferite al DM96, la forza di avviamento e/o frenatura viene assunta pari a 1/5 del sovraccarico, ottenendo dunque:

$$q_{avv,96} = \frac{1}{5} \cdot p_A = 3,50 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM96}$$

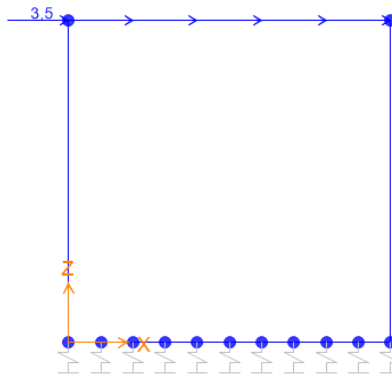


Figura 7.22 – Applicazione del carico AVV – Treno Tipo A

Per le NTC18, invece, si assume una forza di avviamento per il modello di carico LM 71 pari a 33 kN/m, che distribuita lungo la larghezza di diffusione restituirà la seguente azione:

$$q_{avv,LM71} = \frac{33,00 \text{ kN/m}}{L_{diff,trasv}} \cdot b = 4,37 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM18 per treno LM71}$$

Non si considera infine alcuna azione dovuta a fenomeni di avviamento e/o frenatura per il treno di carico reale D4 e C3.

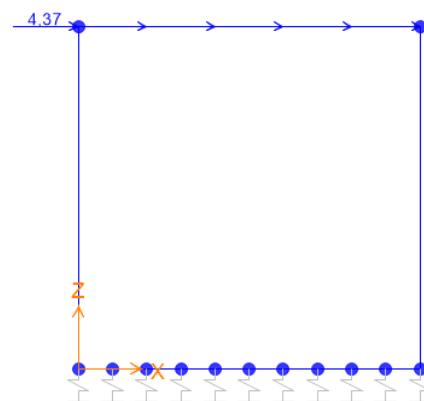


Figura 7.23 – Applicazione del carico AVV nel modello piano – Treno LM71

### 7.1.7 Azioni termiche (TERM)

Per quanto concerne gli aspetti legati ad azioni termiche, si considera, sulla soletta superiore, una variazione termica uniforme di  $\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$  ed una variazione termica differenziale fra intradosso ed estradosso pari a  $\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$ . Quindi:

$\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$  variazione termica uniforme sulla soletta superiore

$\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$  variazione termica differenziale sulla soletta superiore

$\delta T = \frac{\Delta T_{diff}}{s_s} = 14,29^\circ C/m$  gradiente termico intradosso/estradosso soletta

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

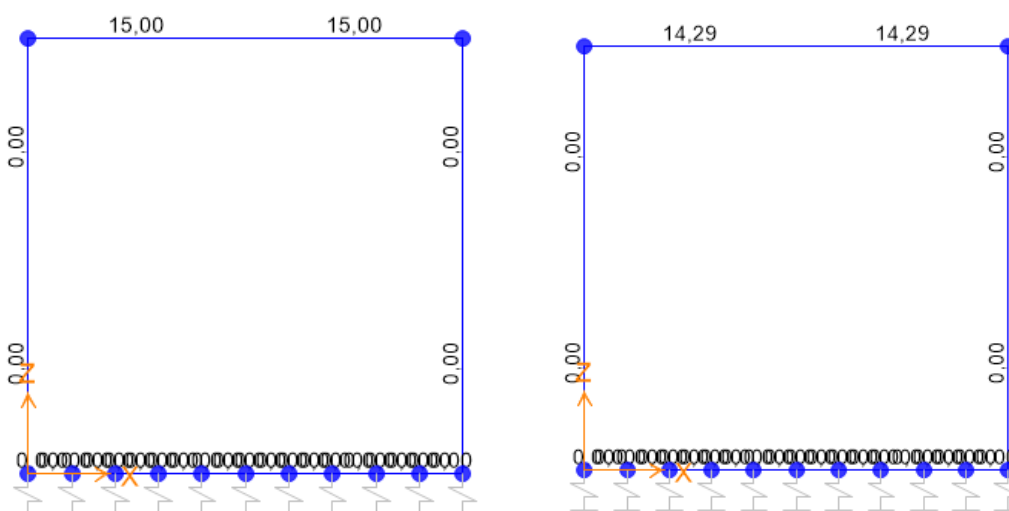


Figura 7.24 – Applicazione del carico TERM (allo stesso modo, anche le variazioni negative)

### 7.1.8 Azioni dovute al ritiro (RITIRO)

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

$\Delta T_{ritiro} = -10,42^\circ C$  variazione termica uniforme equivalente

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

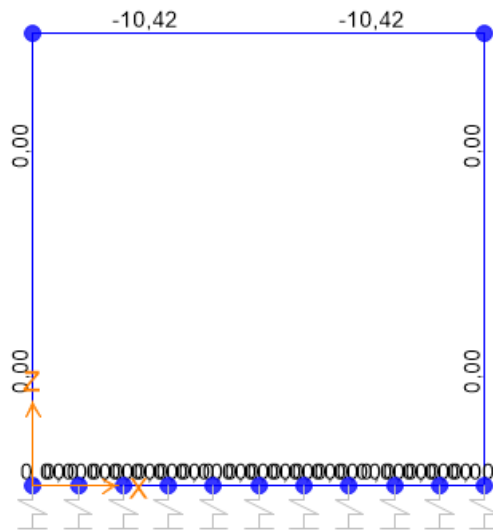


Figura 7.25 – Applicazione del carico RITIRO

## 7.2 Combinazione delle azioni

Una volta definite nel dettaglio tutte le condizioni di carico, è necessario combinarle opportunamente al fine di massimizzarne gli effetti sulla struttura e poter effettuare le relative verifiche di sicurezza. Chiaramente le due normative proposte affrontano il problema con degli approcci ben differenti, combinando anche le azioni in modo diverso. Si fa notare come nella tabella seguente, la condizione di carico “ENV\_TEMP” rappresenta l’involuppo di tutte le combinazioni effettuate per massimizzare gli effetti termici dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali.

DEAD	Peso proprio
PERM	Carichi permanenti
SPTSX	Spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
SPTDX	Spinta statica del terreno sul piedritto destro
ACCM	Carico accidentale da treno
SPACCSX	Spinta del carico accidentale sul piedritto sinistro
SPACCDX	Spinta del carico accidentale sul piedritto destro
AVV	Avviamento e frenatura
ENV_TEMP	Variazione termica sulla soletta superiore
RITIRO	Azione dovuta al ritiro igrometrico

Tabella 7.1 - Condizioni di carico

### 7.2.1 Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili

Alle tensioni ammissibili si hanno le seguenti 6 combinazioni di carico, in cui si tiene conto della spinta del terreno sbilanciata tra i due piedritti di destra e di sinistra; per la verifica della fessurazione, invece, si devono considerare la TA07 e la TA08.

COMBINAZIONI DI CARICO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (DM 1996)								
	TA01	TA02	TA03	TA04	TA05	TA06	TA07	TA08
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	0.6	0.6	1	1
SPTDX	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCSX	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCDX	1	1	0	0	0	0	0	0
AVV	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
ENV_TEMP	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabella 7.2 - Combinazioni di carico alle Tensioni Ammissibili

## 7.2.2 Combinazioni per le verifiche agli stati limite

In accordo con il DM18, gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario a formare quelli che vengono definiti “gruppi di carico”, secondo la Tabella 5.2.IV di [N1] e di seguito riportata. In ogni gruppo viene individuata un’azione dominante, che verrà considerata per intero, mentre per le altre azioni vengono definiti differenti coefficienti di combinazione. Ogni gruppo viene definito per massimizzare una precisa condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Ai fini delle verifiche allo SLU di interesse per la presente relazione di calcolo sono stati considerati i soli Gruppo 1 e Gruppo 3.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Tabella 7.3 - Tabella 5.2.IV delle NTC18 relativa ai gruppi di carico ferroviario

I gruppi di carico definiscono le azioni variabili, generalmente definite come  $Q_i$ ; i coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle seguenti tabelle, facendo riferimento alla combinazione A1 STR.

Coefficiente			EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 7.4 - Coefficienti parziali di sicurezza

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(3)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Tabella 7.5 - Coefficienti di combinazione

Ai fini della verifica di sicurezza nei confronti delle azioni statiche SLU, si considera la combinazione delle azioni fondamentale, secondo cui:

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

Le prime 16 combinazioni sono relative al gruppo 1 e gruppo 3, avendo cioè come carico dominante rispettivamente quello da treno verticale e quello dovuto all'avviamento/frenatura; nelle ultime tre combinazioni (SLU17, SLU18, SLU19) si vogliono massimizzare gli effetti della temperatura e del ritiro.

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM2018)										
	SLU1-gr1	SLU2-gr1	SLU3-gr1	SLU4-gr1	SLU5-gr1	SLU6	SLU7-gr1	SLU8	SLU9	SLU10
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
AVV	0.725	0.725	0.725	0.725	0.725	0	0.725	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	0	-0.90	0	0.90	-0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	0	0	1.20	1.20

Tabella 7.6 - Combinazioni di carico allo SLU (parte1)

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM 2018)									
	SLU11-gr3	SLU12-gr3	SLU13-gr3	SLU14-gr3	SLU15-gr3	SLU16-gr3	SLU17	SLU18	SLU19
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	-0.90	-1.50	1.50	0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	1.20	1.20	1.20

Tabella 7.7 - Combinazioni di carico allo SLU (parte 2)

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite di esercizio SLE, si è ritenuta come più significativa la combinazione rara, secondo cui:

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

COMBINAZIONI DI CARICO SLE (DM 2018)			
	SLE1	SLE2	SLE3
DEAD	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00
SPTDX	0.80	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.80
SPACCSX	0.80	0.80	0
SPACCDX	0.80	0.80	0.80
AVV	-0.80	0.80	-0.80
ENV_TEMP	-0.60	0.60	-0.60
RITIRO	0	0	1.00

Tabella 7.8 - Combinazioni di carico allo SLE

## 8 MODELLAZIONE SECONDO DM1996

### 8.1 Sollecitazioni alle tensioni ammissibili

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 1996 e combinandole opportunamente secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per le due combinazioni di involucro "ENV\_TA" e "ENV\_TA\_FESS".

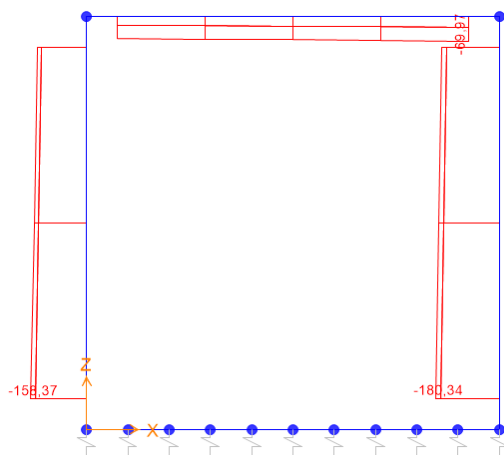


Figura 8.1 – Sforzo normale per l'involucro ENV\_TA

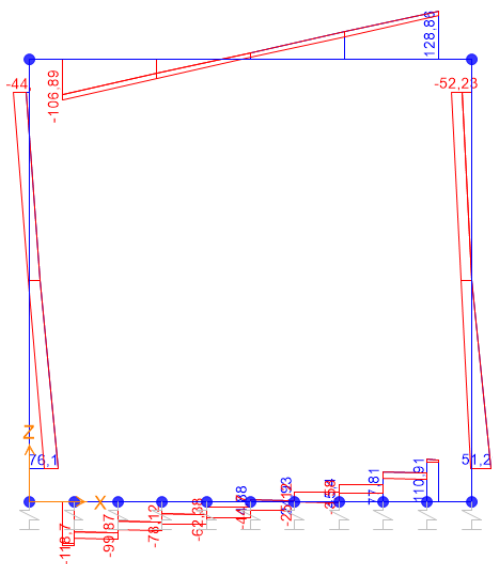


Figura 8.2 – Andamento del taglio per l'involucro ENV\_TA



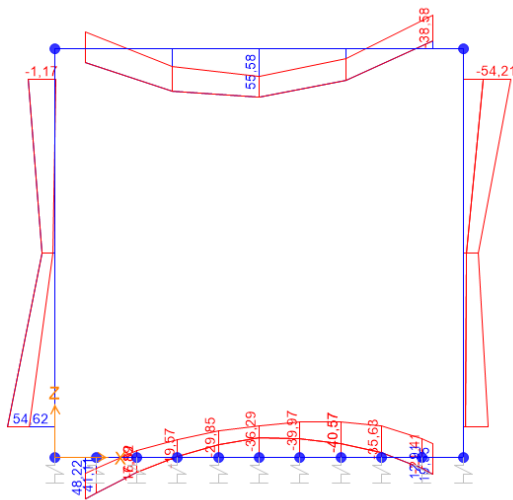


Figura 8.3 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_TA

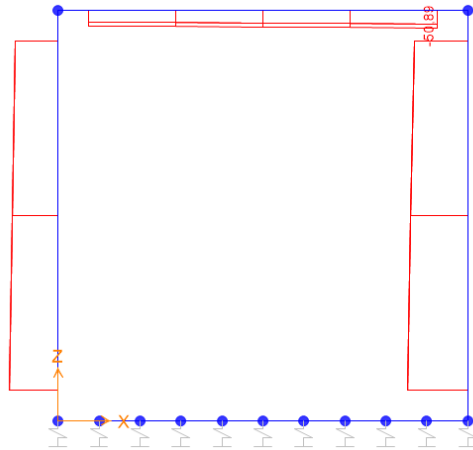


Figura 8.4 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_TA\_FESS

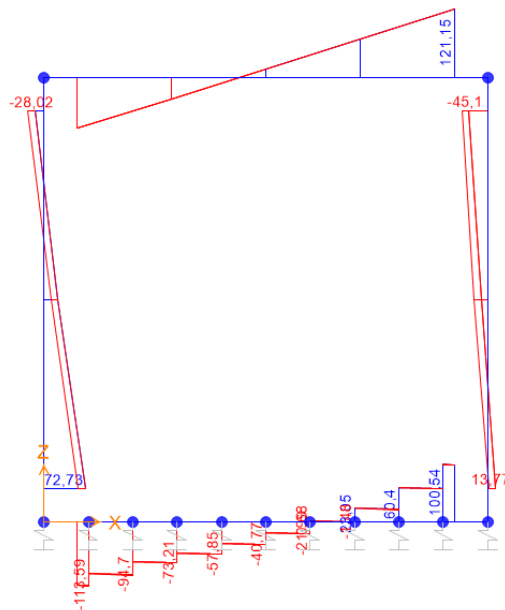


Figura 8.5 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_TA\_FESS

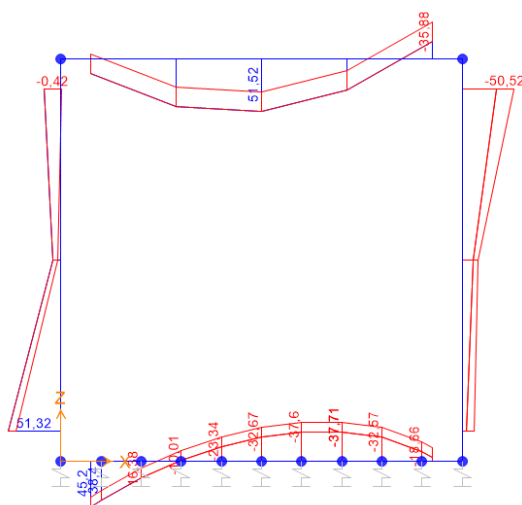


Figura 8.6 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_TA\_FESS

SOLLECITAZIONI ENV_TA				SOLLECITAZIONI ENV_TA_FESS			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	36,29	44,88	sez. 1	0	32,67	40,77
sez. 2	0	48,22	118,7	sez. 2	0	45,2	113,59
sez. 3	158,37	54,62	76,1	sez. 3	140,29	51,32	72,73
sez. 4	66,52	55,58	18,39	sez. 4	48,11	51,52	16,85
sez. 5	69,97	38,58	128,86	sez. 5	50,89	35,88	121,15
sez. 6	149,41	54,21	52,23	sez. 6	154,25	50,52	45,1

Tabella 8.1 - Sollecitazioni alle TA per le sezioni di verifica

A seguito dei diagrammi delle sollecitazioni ottenute, in riferimento Figura 5.1 e Figura 5.2 relativa alle sezioni di verifica, è possibile definire il seguente schema dell'armatura tesa e compressa, fondamentale ai fini delle successive verifiche condotte.

	Numero barre	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Numero barre	$A_s'$ [mm <sup>2</sup> ]
sez 1	8 $\phi$ 18	2036	4 $\phi$ 14	616
sez 2	4 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 18	1634	8 $\phi$ 18	2036
sez 3	1 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 18	1172	1 $\phi$ 14	154
sez 4	8 $\phi$ 18	2036	4 $\phi$ 14	616
sez 5	4 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 16	1420	8 $\phi$ 18	2036
sez 6	1 $\phi$ 14 + 4 $\phi$ 16	958	1 $\phi$ 14	154

Tabella 8.2 - Schema delle armature tese e compresse nelle sezioni di verifica

## 8.2 Verifica sezione sottoposta a flessione semplice

Le sezioni 1 e 2 sono sottoposte, come possibile osservare dalla tabella riepilogativa delle sollecitazioni ottenute, a flessione semplice. Ai fini dell'individuazione delle massime tensioni normali agenti sul calcestruzzo e sull'acciaio, si procede come indicato nel seguito.

Nota la geometria e l'armatura presente nella sezione di calcolo, oltre che il momento flettente agente, si ricava dapprima la posizione dell'asse neutro:

$$x_c := \frac{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (A_{f1} \cdot h + A_{fc1} \cdot \delta)}{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})^2}} \right)$$

Quindi si valuta il momento di inerzia rispetto a tale asse:

$$I_c := \frac{b \cdot x_c^3}{3} + n \cdot A_{fc1} \cdot (x_c - \delta)^2 + n \cdot A_{f1} \cdot (h - x_c)^2$$

Applicando l'espressione di Navier (adottando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15 per l'acciaio) si ricavano le tensioni massime nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso, da confrontare con quelle ammissibili.

$$\sigma_c := \frac{M_1}{I_c} \cdot x_c$$

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_1}{I_c} \cdot (h - x_c)$$

### 8.3 Verifica sezione sottoposta a pressoflessione

Le altre sezioni oggetto di verifica sono invece sottoposte a momento flettente e sforzo assiale di compressione, risultando quindi pressoinflesse. Partendo dunque dalle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione della sezione e attraverso l'introduzione del momento statico e del momento d'inerzia della sezione omogeneizzata rispetto all'asse neutro, si ottiene la seguente equazione di 3° grado per l'individuazione dell'asse neutro  $x_n$  (rif. "il cemento armato" di A. Ghersi, Flaccovio Editore, 2010):

$$A \cdot x_n^3 + B \cdot x_n^2 + C \cdot x_n + D = 0$$

dove i quattro coefficienti sono legati alle caratteristiche geometriche della sezione e alle sollecitazioni agenti (mediante l'eccentricità del carico, ovvero il rapporto tra il momento flettente e lo sforzo normale).

Una volta nota la posizione dell'asse neutro risulta immediato il calcolo della massima tensione agente lato calcestruzzo e lato acciaio, da confrontare con le tensioni ammissibili.

## 8.4 Individuazione della tensione tangenziale massima

Per il calcolo della massima tensione tangenziale è possibile, in maniera intuitiva e rapida, sfruttare la formulazione proposta per sezione rettangolare con semplice armatura, dove si ottiene una relazione approssimata senza la necessità di individuare la posizione dell'asse neutro  $x_n$ , ovvero:

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot \left(d - \frac{x_n}{3}\right)} \approx \frac{V}{b \cdot 0,9 \cdot d}$$

## 8.5 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte e descritte nei precedenti paragrafi, si ottengono i risultati sotto riportati.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 1996 - TRENO DI CARICO "TIPO A"								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_TA	$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	16%	27%	26%	27%	19%	26%	<b>27%</b>
	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	11%	14%	25%	22%	16%	26%	<b>26%</b>
	$\tau_c/\tau_{c,0}$	17%	45%	29%	7%	49%	20%	<b>49%</b>

Tabella 8.3 – Risultati verifiche TA

Dalla tabella precedente è possibile notare come **le verifiche** condotte alle Tensioni Ammissibili secondo il DM 1996, utilizzando come carico accidentale il treno "Tipo A" e modellando la struttura in uno spazio 2D con elementi frame, **risultano tutte soddisfatte** e pienamente in accordo con i risultati già ottenuti nel documento *IA5F-01-D-78-CL-IN1100-001-A "Relazione di calcolo opera esistente ai sensi del D.M. '96"* di [C4] relativo alle verifiche sismiche condotte sul manufatto in oggetto ai sensi del medesimo quadro normativo.

Risulta quindi superfluo effettuare un'analisi tridimensionale dell'opera con le condizioni di carico specifiche per tale quadro normativo.

## 9 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 2018 e combinandole opportunamente in accordo con gli stati limite SLU e SLE, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per le due combinazioni di involucro “ENV\_SLU” e “ENV\_SLE”. Si precisa, inoltre, che tali risultati verranno riportati sia in riferimento all’applicazione del modello di treno di carico LM 71 che per il treno reale C3 per la struttura 2D, volendone studiare le differenze in termini di verifica di sicurezza.

Come lecito aspettarsi, inoltre, le sollecitazioni agenti sulla struttura per l’involucro “ENV\_SLE” appaiono del tutto confrontabili con quelle relative all’involucro “ENV\_TA”, a testimonianza della bontà dei risultati ottenuti.

### 9.1 Sollecitazioni con treno LM71 - ENV\_SLU

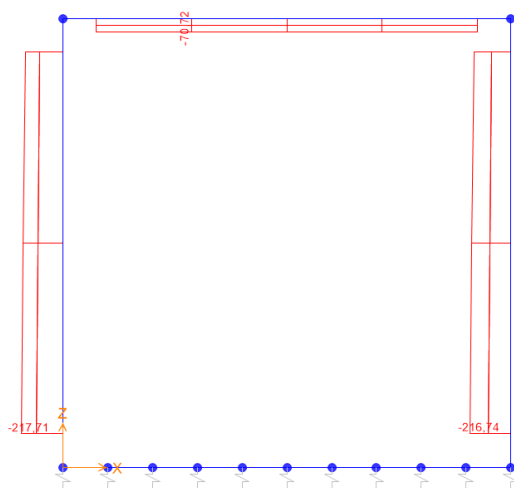


Figura 9.1 – Sforzo normale per l’involucro ENV\_SLU

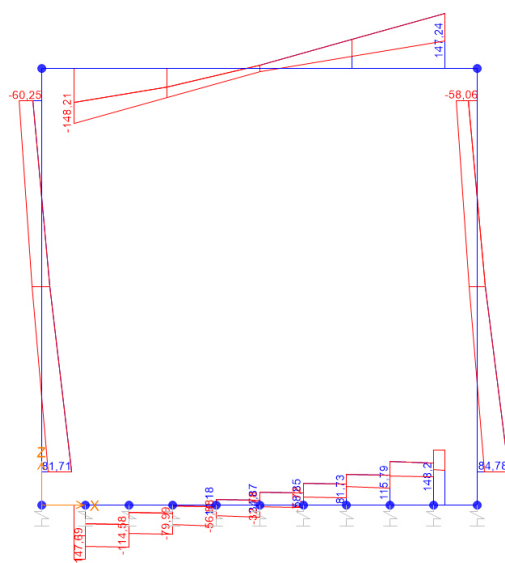


Figura 9.2 – Andamento del taglio per l’involucro ENV\_SLU

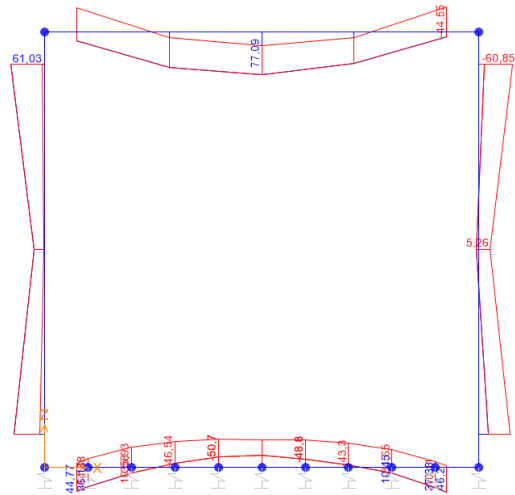


Figura 9.3 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU

## 9.2 Sollecitazioni con treno LM71 - ENV\_SLE

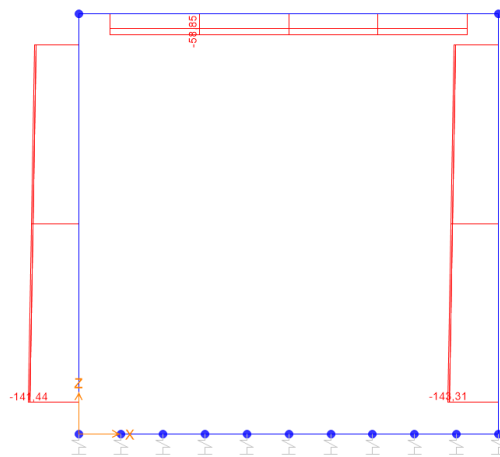


Figura 9.4 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLE

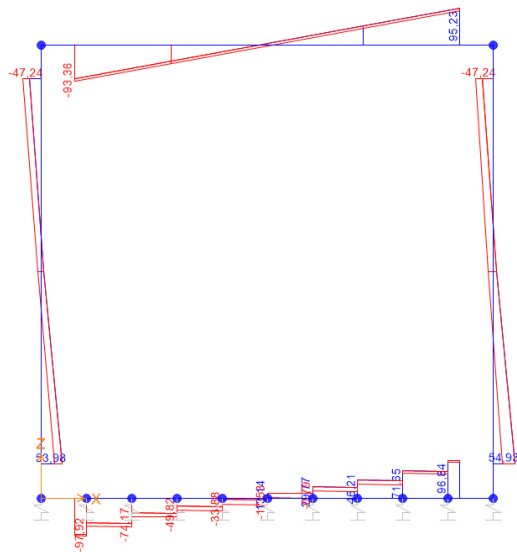


Figura 9.5 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLE

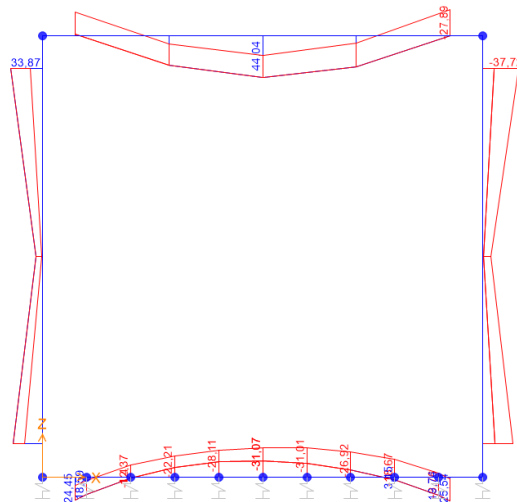


Figura 9.6 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLE

### 9.3 Sollecitazioni con treno C3 - ENV\_SLU

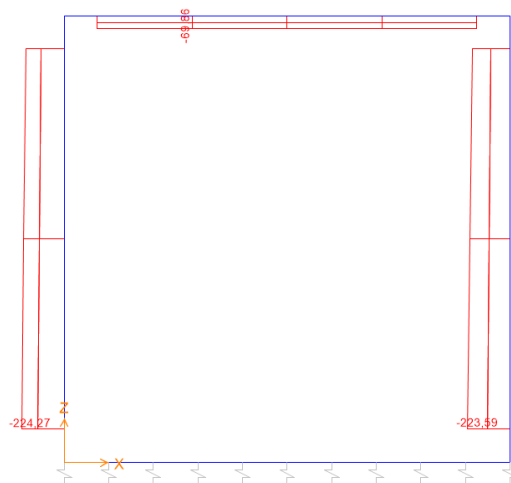


Figura 9.7 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLU

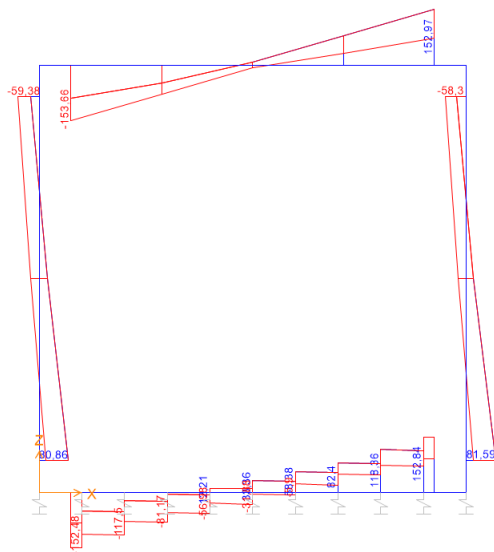


Figura 9.8 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLU

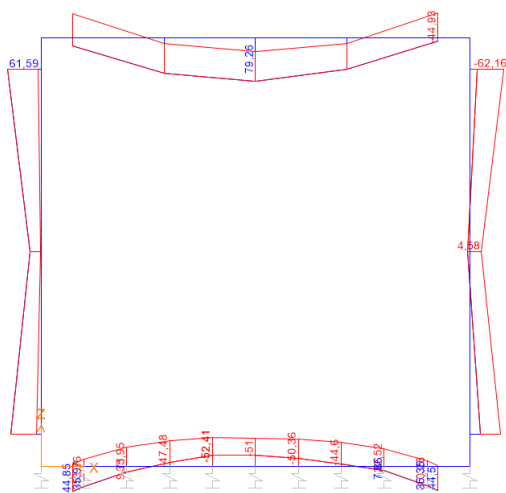


Figura 9.9 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU



## 9.4 Sollecitazioni con treno C3 - ENV\_SLE

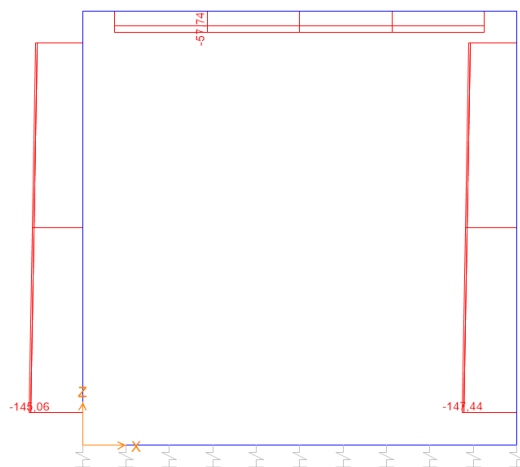


Figura 9.10 – Sforzo normale per l'involucro ENV\_SLE

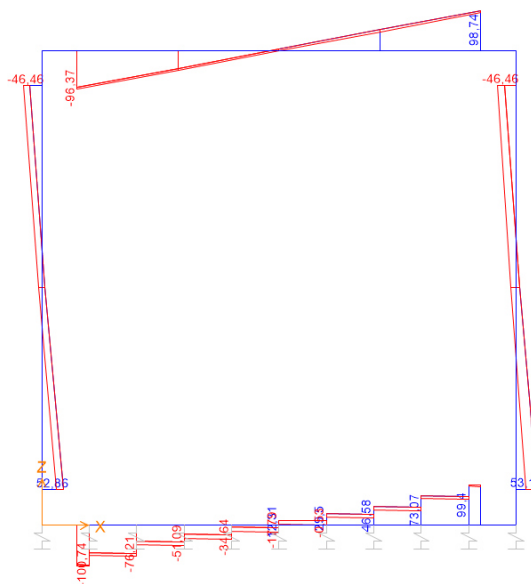


Figura 9.11 – Andamento del taglio per l'involucro ENV\_SLE

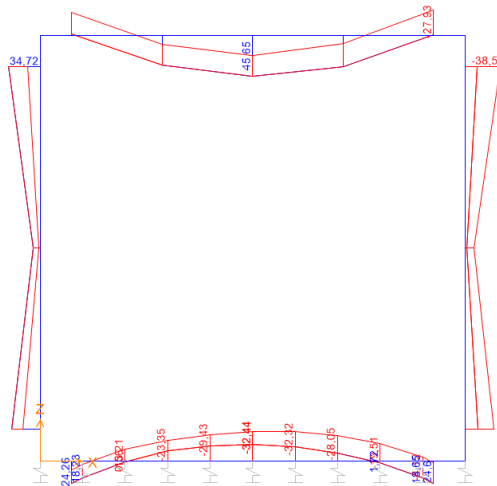


Figura 9.12 – Andamento del momento flettente per l'involucro ENV\_SLE

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (LM71)				SOLLECITAZIONI ENV_SLE (LM71)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	48,72	34,9	sez. 1	0	31,07	113,14
sez. 2	0	44,77	147,69	sez. 2	0	24,45	97,92
sez. 3	217,71	54,46	81,71	sez. 3	141,44	30,99	53,98
sez. 4	70,72	77,09	9,13	sez. 4	58,85	44,04	6,6
sez. 5	70,72	44,55	147,24	sez. 5	58,85	27,89	95,23
sez. 6	102,85	60,85	58,06	sez. 6	120,51	37,72	47,24

Tabella 9.1 - Sollecitazioni SLU e SLE per treno di progetto LM71 per le sezioni di verifica

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (C3)				SOLLECITAZIONI ENV_SLE (C3)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	51	33,38	sez. 1	0	32,44	12,28
sez. 2	0	44,85	152,48	sez. 2	0	24,26	100,74
sez. 3	224,27	55,13	80,86	sez. 3	145,06	31,6	52,86
sez. 4	69,86	79,26	8,12	sez. 4	57,74	45,65	5,4
sez. 5	69,86	44,93	152,97	sez. 5	57,74	27,93	98,74
sez. 6	103,79	62,16	58,3	sez. 6	125,18	38,58	46,46

Tabella 9.2 - Sollecitazioni SLU e SLE per treno reale C3 per le sezioni di verifica

## 9.5 Verifica a flessione e a pressoflessione

Note le dimensioni geometriche delle sezioni, le armature (si faccia riferimento alla Tabella 8.2) e le sollecitazioni precedentemente riportate, si provvederà alla verifica a flessione o a pressoflessione delle n.6 sezioni di interesse.

Flessione e pressoflessione vengono considerati come meccanismi resistente duttili; le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali unitari per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

La verifica delle sezioni viene eseguita secondo il metodo degli stati limite basato sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- calcestruzzo non reagente a trazione;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

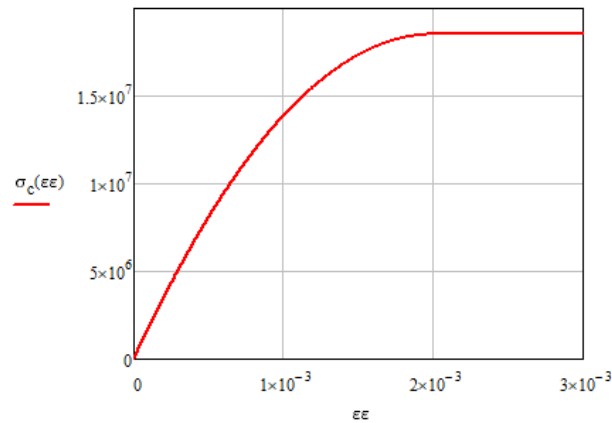
Nel seguito vengono riportati i metodi utilizzati rispettivamente per entrambe le verifiche dove, avendo a priori definito i legami costitutivi che governano il comportamento della sezione lato calcestruzzo e lato acciaio, è possibile imporre degli equilibri a traslazione (per ricavare la posizione dell'asse neutro) e a rotazione ai fini di individuare il momento resistente.

### 9.5.1 Verifica a flessione semplice

A partire dalla loro caratterizzazione meccanica, si definiscono i seguenti legami costitutivi, del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio:

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035 \quad \varepsilon_{c2} := 0.002 \quad \text{par}(\varepsilon) := f_{cd.dutt} \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right]$$

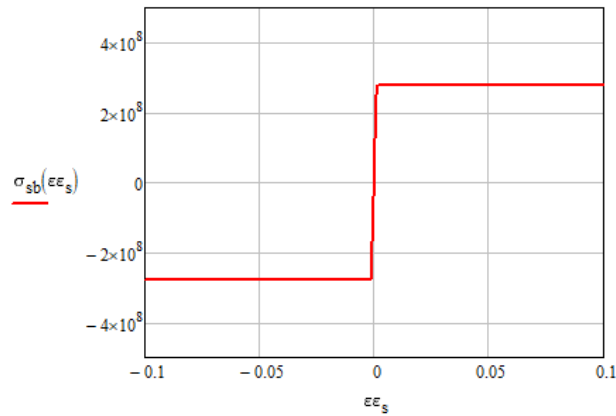
$$\sigma_c(\varepsilon) := \text{if}[\varepsilon < \varepsilon_{c2}, \text{par}(\varepsilon), f_{cd.dutt}]$$



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd,dutt}}{E_s} = 1.323 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{ud} := 0.01$$

$$\sigma_{sb}(\varepsilon) := \text{if}(|\varepsilon| < \varepsilon_{yd} \cdot E_s \cdot \varepsilon, \text{sign}(\varepsilon) \cdot f_{yd,dutt})$$



A questo punto, dopo aver definito l'andamento lineare delle deformazioni e quindi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, si impostano i due equilibri, a traslazione e rotazione, ricavando la posizione dell'asse neutro  $x_n$  e il momento resistente della sezione  $M_{res}$ :

$$\varepsilon(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu} y}{x_n} \quad \sigma_{scb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{stb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

$$f_b(x_n) := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf}$$

$$x_{nt} := \frac{h}{20}$$

$$x_n := \text{root}(f_b(x_{nt}), x_{nt})$$

$$M_{res} := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} \cdot (x_n - c) + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf} \cdot (x_n - d)$$

### 9.5.2 Verifica a pressoflessione

Per le sezioni interessate da pressoflessione (sez. 3-4-5-6) si procede alla seguente verifica, una volta noti i medesimi legami costitutivi dei materiali precedentemente illustrati. Ripercorrendo gli stessi passaggi visti precedentemente, si ottiene in questo caso, dato l'accoppiamento delle sollecitazioni flettente e assiale, un dominio di interazione M-N, nel seguito illustrato, a titolo di esempio, per la sez.3 relativa ai risultati di "ENV\_SLU" per il treno di progetto LM71.

$$\varepsilon_c(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \cdot y \quad \varepsilon_s(x_n, y) := \frac{-\varepsilon_{ud}}{x_n - d} \cdot y$$

$$x_{lim} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ud}} \cdot d = 0.143 \text{ m}$$

$$\varepsilon(x_n, y) := \text{if}(x_n < x_{lim}, \varepsilon_s(x_n, y), \varepsilon_c(x_n, y))$$

$$\sigma_{sc}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{st}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

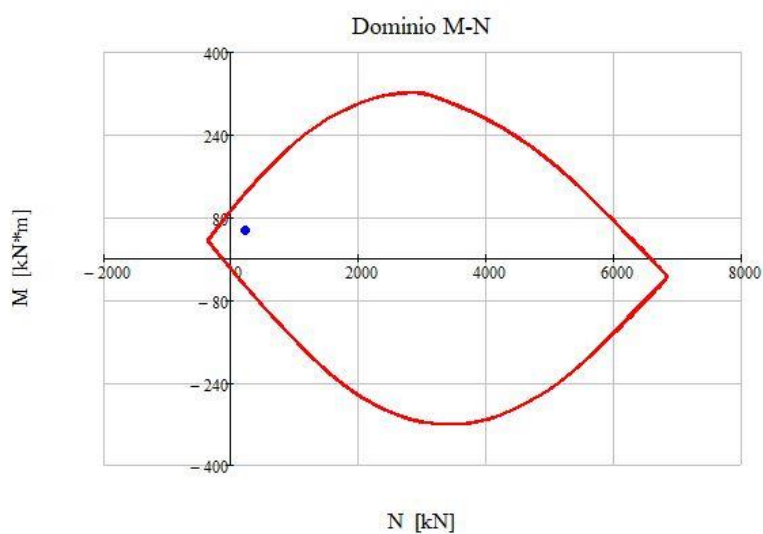
$$\text{sup}(x_n) := \text{if}(x_n < 0, 0, x_n) \quad \text{inf}(x_n) := \text{if}(x_n > h, x_n - h, 0)$$

$$N_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st}$$

$$M_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - d) - N_2(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$

$$N_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc}$$

$$M_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - d) - N_1(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$



L'individuazione del momento resistente della sezione avviene nel seguente modo:

Calcolo del fattore di sicurezza FS:

$x_{\text{tent}} := 10\text{cm}$                       valore del l'asse neutro di tentativo

Given

$$N_2(x_{\text{tent}}) = N_{Ed}$$

$x_n := \text{Find}(x_{\text{tent}}) = 0.046\text{-m}$                       valore del corrispondente asse neutro

$$M_2(x_n) = 126.559\text{-kN}\cdot\text{m}$$

$M_u := M_2(x_n) = 126.559\text{-kN}\cdot\text{m}$                       momento resistente per la posizione dell'asse neutro calcolata

## 9.6 Verifica a taglio

Il taglio viene considerato come un meccanismo resistente fragile, quindi le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali differenti per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

Nel caso di sezioni senza la presenza di opportuna armatura a taglio si procede alla verifica secondo quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 di [N1]. La resistenza di progetto a taglio si valuta come segue:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$f_{ck}$  espresso in MPa

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

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

$d$  altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$  tensione media di compressione nella sezione

$b_w$  larghezza minima della sezione (in mm)

Si ricorda che, come già descritto al §5.1 della presente relazione, si è assunto in prima battuta un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un FC=1,35 per la riduzione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo utilizzate nelle verifiche a pressoflessione e taglio.

## 9.7 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti, sono stati ottenuti i seguenti risultati, riassunti nella seguente tabella.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - MODELLO 2D - TRENO DI PROGETTO LM71								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	30%	33%	43%	45%	30%	65%	65%
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	23%	105%	53%	6%	102%	44%	105%

Tabella 9.3 – Risultati verifiche SLU con treno LM71

Come possibile osservare, applicando il modello di carico di progetto secondo il treno LM71 al modello piano, ai sensi delle NTC18 **le verifiche SLU risultano non soddisfatte**. In particolare, le verifiche a flessione semplice e a pressoflessione danno esito positivo, con uno sfruttamento massimo del 65%; la verifica a taglio, invece, non è soddisfatta nelle due sezioni sez. 2 e sez. 5 che coinvolgono due differenti nodi della struttura scatolare.

Come già anticipato, sono state condotte ulteriori verifiche sempre in accordo con il DM 2018, applicando questa volta al moello piano un carico accidentale da treno reale C3 (supposto ad una velocità cautelativa di 100 km/h, in quanto in verità essa non può superare i 60 km/h secondo quanto riportato dal modello di esercizio di progetto nel documento “IA5F-01-D-16-RG-ES0000-001-A” *Relazione Tecnica* di [C4]). Anche in questo caso, i risultati sotto riportati mostrano un **esito negativo delle verifiche a taglio**.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - TRENO DI CARICO REALE C3								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	31%	33%	43%	47%	30%	66%	66%
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	22%	108%	52%	5%	106%	44%	108%

Tabella 9.4 - Risultati verifiche SLU con treno reale C3

Risulta quindi necessario approfondire le analisi effettuate, analizzando i risultati ottenuti tramite il modello 3D focalizzando l'attenzione sull'applicazione del carico da treno reale C3; da tale modello sarà possibile ottenere la reale distribuzione spaziale delle sollecitazioni agenti, ottenendo uno “sconto” sui picchi delle massime azioni rispetto al modello bidimensionale.



## 10 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti mediante la modellazione del tombino in uno spazio 3D con elementi shell, avendo applicato il carico da treno reale C3 in combinazione SLU. Come si può notare dalle tabelle precedentemente esposte, la verifica a taglio risulta particolarmente critica specialmente nelle due sezioni n.2 e n.5 riferite rispettivamente alla soletta inferiore e superiore; proprio in riferimento a queste due sezioni, si riporta nel seguito la colormap della sollecitazione tagliante per la combinazione “ENV\_SLU” delle due solette mostrando una riduzione rispetto a quella ottenuta dalla modellazione piana, cogliendo un effetto di migrazione della sollecitazione altrimenti non osservabile.

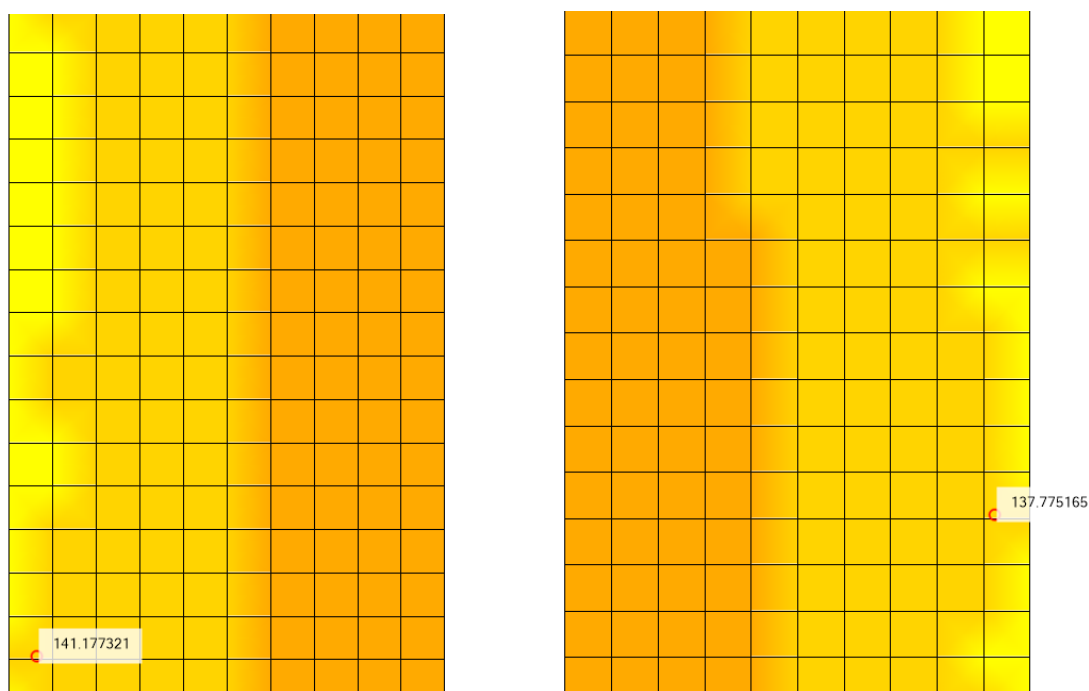


Figura 10.1 – Colormap relativa alla sollecitazione tagliante sulla soletta inferiore (sx) e sulla soletta superiore (dx)

Il confronto tra la sollecitazione tagliante ottenuta con la modellazione piana e con quella tridimensionale è riportato nella tabella seguente:

	Modello <i>frame</i>		Modello <i>shell</i>	
	V <sub>Ed</sub> [kN]	SFR [%]	V <sub>Ed</sub> [kN]	SFR [%]
Sez. 2	152.48	108	141.18	99
Sez. 5	152.97	106	137.78	96

Tabella 10.1 – Confronto tra le sollecitazioni e i fattori di sfruttamento per le due modellazioni nelle sezioni critiche per il taglio

Ripercorrendo quindi le verifiche a taglio, con le stesse ipotesi sui materiali precedentemente indicate, si ottengono i seguenti risultati in termini di tassi di sfruttamento, opportunamente confrontati con quelli ricavati dalle precedenti analisi

condotte, anche in riferimento alle analisi sismiche effettuate con il carico LM71 e riportate nel documento *IA5F-01-D-78-CL-IN1100-002-A* di [G4].

Normativa di riferimento	Treno di carico	Modello di calcolo	Tensioni ammissibili			SLV - analisi sismiche		SLU - analisi statiche	
			$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$
D.M. 09.01.1996	TIPO A	piano - <i>beam</i>	✓ 27%	✓ 26%	✓ 49%	-	-	-	-
D.M. 17.01.2018	LM71	piano - <i>beam</i>	-	-	-	✓ 65%	✓ 98%	✓ 65%	✗ 105%
D.M. 17.01.2018	C3	piano - <i>beam</i>	-	-	-	-	-	✓ 66%	✗ 108%
D.M. 17.01.2018	C3	3D - <i>shell</i>	-	-	-	-	-	✓ 59%	✓ 99%

Tabella 10.2 – Quadro riassuntivo delle verifiche di sicurezza condotte

Come si evince dalla tabella sopra esposta, le **verifiche a taglio** in condizioni SLU, in accordo con il DM2018 e considerando il carico da treno reale C3 con un'apposita analisi con elementi shell, **risultano soddisfatte**; si ribadisce ancora una volta come tutti i risultati fino ad ora evidenziati facciano riferimento ad una modellazione dei materiali esistenti avendo adottato un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un Fattore di Confidenza  $FC=1,35$ .

## 11 CONCLUSIONI

Nella presente relazione si è condotta una verifica di sicurezza ai soli carichi statici per lo scatolare in c.a. esistente ubicato al km 14+959,42 della Linea Ferroviaria Ferrandina-Matera la Martella.

Il manufatto, progettato nella metà degli anni '80 e realizzato, verosimilmente, nella decade successiva, è stato in questa fase verificato dapprima con le prescrizioni riportate nel Decreto Ministeriale del 09/01/1996 e quindi con quanto indicato nel Decreto Ministeriale del 20/02/2018. Oltre al differente approccio legato al metodo delle Tensioni Ammissibili nel primo caso e a quello semiprobabilistico degli Stati Limite nel secondo, vi sono notevoli differenze in termini di carichi agenti sulla struttura: seguendo le indicazioni del DM96 è stata considerata un'azione accidentale dovuta al carico ferroviario secondo lo schema di treno "Tipo A" mentre il DM18 ha introdotto dei modelli di progetto per cui si è considerato il treno tipo LM71. Ai fini di uno studio più approfondito è stato considerato, per le analisi ai sensi del DM18, anche il treno di carico reale C3.

Le verifiche condotte secondo le Tensioni Ammissibili hanno dato, come era lecito aspettarsi, esito positivo, in quanto l'opera in oggetto è stata progettata proprio in accordo con tale metodo, come si evince dalle relazioni di calcolo storiche rinvenute.

Passando, invece, all'approccio agli Stati Limite secondo DM18 si ha un netto peggioramento dell'esito delle verifiche, con tassi di sfruttamento che superano il valore unitario, non soddisfacendo in particolare le verifiche a taglio sia nel caso di treno di progetto LM71 che con quello reale C3; ciò è sicuramente dovuto ad una maggiore severità imposta dal normatore nei confronti di tale verifica, al fine di scongiurare l'instaurarsi di meccanismi di rottura fragili antecedenti a quelli duttili proprio in quelle porzioni di struttura più sensibili a tali fenomeni, come i nodi.

Solo mediante un'analisi con modello tridimensionale ad elementi shell le verifiche a taglio risultano soddisfatte per entrambi i treni di carico avendo a che fare con sollecitazioni agenti inferiori rispetto al caso piano, dovute a una redistribuzione degli sforzi in senso trasversale all'opera stessa.

Si vuole precisare, infine, come tutte le analisi sopra esposte siano influenzate dal grado di dettaglio e di approfondimento della conoscenza dell'opera: per tale sottovia, non avendo condotto alcuna indagine conoscitiva in sito, è stato adottato un Livello di Conoscenza LC1 a cui corrisponde un fattore di conoscenza  $FC=1,35$ , fortemente cautelativo nell'abbattere il valore della resistenza a compressione  $f_{cm}$  adottato (quest'ultima presa come valore minimo dagli elaborati progettuali storici e non a seguito di prove sui materiali). L'esecuzione di indagini strutturali atte a conoscere meglio le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti permetterebbe di avere un dato di input circa la resistenza a compressione del calcestruzzo più specifico per tale opera oltre che a diminuire il parametro FC, ottenendo quindi un vantaggio in termini di soddisfacimento delle verifiche di sicurezza.

## **[A.3] RELAZIONE DI CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE DEL TOMBINO IN14**

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE .....	4
2	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	5
3	DOCUMENTI CORRELATI.....	6
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	7
4.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	7
5	MATERIALI.....	9
5.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE.....	9
5.2	ARMATURE PRESENTI .....	10
6	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	12
7	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	15
7.1	AZIONI ELEMENTARI .....	15
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD).....	15
7.1.2	Peso del ricoprimento (PERM) .....	16
7.1.3	Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX) .....	17
7.1.4	Treno di carico (ACCM) .....	18
7.1.5	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX) .....	24
7.1.6	Frenatura ed avviamento (AVV) .....	27
7.1.7	Azioni termiche (TERM).....	28
7.1.8	Azioni dovute al ritiro (RITIRO) .....	29
7.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	30
7.2.1	Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili.....	30
7.2.2	Combinazioni per le verifiche agli stati limite .....	31
8	MODELLAZIONE SECONDO DM1996.....	34
8.1	SOLLECITAZIONI ALLE TENSIONI AMMISSIBILI .....	34
8.2	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A FLESSIONE SEMPLICE .....	36
8.3	VERIFICA SEZIONE SOTTOPOSTA A PRESSOFLESSIONE.....	37
8.4	INDIVIDUAZIONE DELLA TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA .....	38

8.5	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	38
9	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D.....	39
9.1	SOLLECITAZIONI CON TRENO LM71 - ENV_SLU .....	39
9.2	SOLLECITAZIONI CON TRENO LM71 - ENV_SLE.....	40
9.3	SOLLECITAZIONI CON TRENO C3 - ENV_SLU .....	41
9.4	SOLLECITAZIONI CON TRENO C3 - ENV_SLE .....	42
9.5	VERIFICA A FLESSIONE E A PRESSOFLESSIONE .....	43
9.5.1	Verifica a flessione semplice .....	44
9.5.2	Verifica a pressoflessione .....	46
9.6	VERIFICA A TAGLIO.....	48
9.7	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI .....	49
10	MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D.....	50
11	STUDIO DEL COEFFICIENTE DINAMICO PER CARICO DA TRENO REALE C3.....	52
12	CONCLUSIONI .....	60

# 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si affronta il problema della verifica di sicurezza ai soli carichi statici dello scatolare in c.a. esistente situato alla progressiva 0+379 (progressiva storica 0+502) della linea ferroviaria "Ferrandina-Matera la Martella". Si specifica come, per quanto concerne la verifica di vulnerabilità sismica dell'opera in oggetto, si può far riferimento ai due elaborati progettuali "IA5F-01-D-78-CL-IN1400-001-A" e "IA5F-01-D-78-CL-IN1400-002-A" presenti in [C4].

Nello specifico, si è proceduto secondo il seguente iter di verifica:

- analisi della documentazione progettuale storica (relazioni di calcolo, elaborati grafici progettuali, relazioni di collaudo);
- studio dei risultati della campagna di indagine condotta su alcune opere a campione della medesima tratta ferroviaria;
- verifica del manufatto esistente secondo il D.M. del 09.01.1996;
- verifica secondo la normativa attualmente vigente, ovvero mediante le NTC di cui al D.M. del 17.01.2018.

Il primo passo risulta quello di inquadrare l'opera da un punto di vista storico, ricavando cioè l'anno della sua progettazione e realizzazione. Dalla documentazione a disposizione risulta come le opere che compongono la tratta in questione siano state progettate alla fine degli anni '80 del secolo scorso (alcuni elaborati fanno riferimento a un "Appalto di cui al 3° Atto Integrativo alla convenzione n°38/84") e costruite nella seconda metà degli anni '90, in quanto i certificati dei controlli di accettazione dei materiali e quelli di collaudo risalgono al biennio 1996-1997.

Dalle relazioni di calcolo, inoltre, appare evidente come ai fini progettuali si sia preso come riferimento il Decreto Ministeriale del 1° aprile 1983, che quindi è possibile ipotizzare come quello vigente alla data di redazione dei citati elaborati.

In tale relazione, dunque, a valle della ricostruzione geometrica e materica dell'opera, verranno riportati i risultati ottenuti dalle due differenti analisi, confrontati e commentati, ai fini di ottenere un quadro completo circa la sicurezza del manufatto nei confronti delle azioni statiche.

## 2 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [N1] **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N2] **Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM del 17 gennaio 2018;
- [N3] **RFI DTC SI MA IFS 001 D** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20.12.2019;
- [N4] **RFI DTC SI SP IFS 001 D** – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI del 20.12.2019
- [N5] **UNI EN 15528-2012** – Categorie delle linee per la gestione delle interfacce fra limiti di carico dei veicoli ed infrastrutture;
- [N6] **UNI EN 1991-2** – Azioni sulle strutture, parte 2: Carichi da traffico sui ponti, marzo 2005
- [N7] **Regolamento (UE) N. 1299/2014** della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- [N8] **Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776** della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione;
- [N9] **Decreto Ministeriale del 1 Aprile 1983** – Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- [N10] **Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996** – Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- [N11] **Circolare n. 54 “Nuovi sovraccarichi per il calcolo dei ponti metallici”** – Ministero dei Trasporti, Ferrovie dello Stato – Direzione Generale, Servizio Lavori e Costruzioni, 15 luglio 1945
- [N12] **Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera** – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale, Settembre 2017



### 3 DOCUMENTI CORRELATI

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- [C1] **Progetto Esecutivo Originario** - Elaborati Progetto Esecutivo relativo alla “Costruzione di un tratto di linea tra Matera e Ferrandina in funzione di collegamento diretto della città di Matera alla rete FS” – 3° Atto integrativo alla Convenzione n° 38/84;
- [C2] **Certificato di collaudo statico delle Opere Minori** - Certificato di collaudo statico delle opere d'arte minori della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella redatto in ottemperanza alle norme vigenti all'epoca di costruzione delle strutture, dall'ing. Giuseppe Domenico Caruso e datato 08.01.2007;
- [C3] **Controlli di accettazione materiali da costruzione** - Estratti dei Verbali originari di constatazione del peso unitario delle carre d'acciaio e prove sul cls;
- [C4] **Progetto Definitivo “Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale”** – Vari elaborati specialistici;

## 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 4.1 Geometria della struttura

Il tombino esistente sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza tra piano del ferro ed estradosso soletta pari a circa 1,30 m, di cui 80 cm costituiti dal pacchetto di ballast e armamento e la parte restante di rinterro. Il manufatto ha luce interna pari a 5,00 m e un'altezza interna variabile da un minimo di 2.10 m a un massimo di 2.25 m (ai fini del calcolo verrà utilizzato quest'ultimo valore), con piedritti e solette superiore e inferiore di spessore 60 cm. Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nelle verifiche, sottoelencate.



Figura 4.1 – Sezione longitudinale dello scatolare

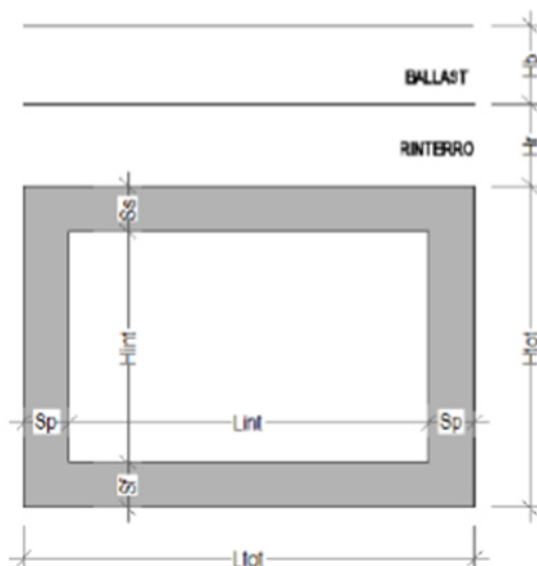


Figura 4.2 – Sezione trasversale dello scatolare

$H_b = 80 \text{ cm}$	altezza del ballast e dell'armamento;
$H_{tb} = 35 \text{ cm}$	spessore della traversina;
$L_{tb} = 2,30 \text{ m}$	altezza della traversina;
$H_r = 50 \text{ cm}$	spessore del riempimento;
$L_{scat} = 7,00 \text{ m}$	dimensione longitudinale dello scatolare;
$L_{int} = 5,00 \text{ m}$	luce libera dello scatolare;
$s_s = 60 \text{ cm}$	spessore della soletta superiore;
$s_f = 60 \text{ cm}$	spessore della soletta di fondazione;
$s_p = 60 \text{ cm}$	spessore dei piedritti;
$L_{tot} = L_{int} + s_p + s_p = 6,20 \text{ m}$	larghezza totale dello scatolare;
$H_{int} = 2,25 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare;
$H_{tot} = H_{int} + s_s + s_f = 3,45 \text{ m}$	altezza totale dello scatolare;
$H_{ric} = H_b + H_r = 1,30 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare;
$b = 1,00 \text{ m}$	larghezza della striscia di calcolo;
$h_{asse} = H_{int} + \frac{s_s}{2} + \frac{s_f}{2} = 2,85 \text{ m}$	larghezza totale dello scatolare;
$l_{asse} = L_{int} + \frac{s_p}{2} + \frac{s_p}{2} = 5,60 \text{ m}$	altezza interna dello scatolare

## 5 MATERIALI

### 5.1 Caratteristiche dei materiali da costruzione

Per quanto riguarda i materiali impiegati nei seguenti calcoli si fa riferimento sia agli elaborati progettuali che a quanto evidenziato dalla campagna di indagine; si deve precisare che quest'ultima non ha riguardato direttamente il manufatto oggetto di studio, bensì un differente scatolare appartenente alla medesima tratta ferroviaria.

Secondo quanto riportato in [C1], per le strutture in elevazione in c.a. venne utilizzato un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche:

Opere in c.a.  
- Calcestruzzo:  
strutture in elevazione R'bk 250 kg/cmq c = 85 kg/cmq

L'acciaio utilizzato in fase di progettazione invece è del seguente tipo:

- Acciai:  
Feb 38 k (controllato) s = 2200 kg/cmq

Ai fini della verifica secondo [N10] alle Tensioni Ammissibili quindi, si hanno le seguenti limitazioni sulle tensioni normali e tangenziali:

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} [MPa] = 8,5 MPa$$
$$\sigma_s = 215 MPa$$
$$\tau_{c0} = 0,40 + \frac{R_{ck} - 15}{75} [MPa] = 0,53 MPa$$
$$\tau_{c1} = 1,40 + \frac{R_{ck} - 15}{35} [MPa] = 1,69 MPa$$

Nel caso in cui nel manufatto non siano previste opportune armature a taglio la tensione tangenziale massima nella sezione di calcolo dovrà risultare inferiore al valore limite  $\tau_{c0}$ ; tale tensione tangenziale non dovrà comunque essere superiore al massimo valore pari a  $\tau_{c1}$ .

Per quanto riguarda la verifica agli stati limite secondo DM18 si fa riferimento ai risultati ottenuti dalla campagna di indagine e in particolare a quanto indicato nel documento IASF-01-D-078-RO-OC0000-001-A "Relazione tecnica-descrittiva Indagini Opere Civili Minori esistenti" di [C4]. Si ottengono pertanto i seguenti valori delle tensioni di progetto del calcestruzzo e dell'acciaio; a favore di sicurezza si è considerato un **livello di conoscenza LC1** e di conseguenza un **Fattore di Confidenza FC=1,35**, mentre il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  viene assunto unitario nel caso di meccanismi duttili:

$$f_{cd,dutt} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,00} = 18,52 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,frag} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{25}{1,35 \cdot 1,50} = 12,35 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,dutt} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,00} = 278 \text{ MPa}$$

$$f_{yd,frag} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{375}{1,35 \cdot 1,15} = 242 \text{ MPa}$$

## 5.2 Armature presenti

Non è stato possibile ricostruire l'armatura realmente presente all'interno dello scatolare in oggetto in quanto non si è riusciti a risalire ai suoi elaborati progettuali riportanti la carpenteria e i dettagli costruttivi ed inoltre non è stata condotta una specifica campagna di indagine su di esso. Tali informazioni sono invece reperibili circa il manufatto presente alla progressiva pk 9+936 della medesima linea ferroviaria; si tratta di un'opera ben più complessa, costituita da due unità sovrapposte di cui quella inferiore avente caratteristiche praticamente identiche a quella oggetto della presente verifica, come osservabile dall'estratto nel seguito riportato.

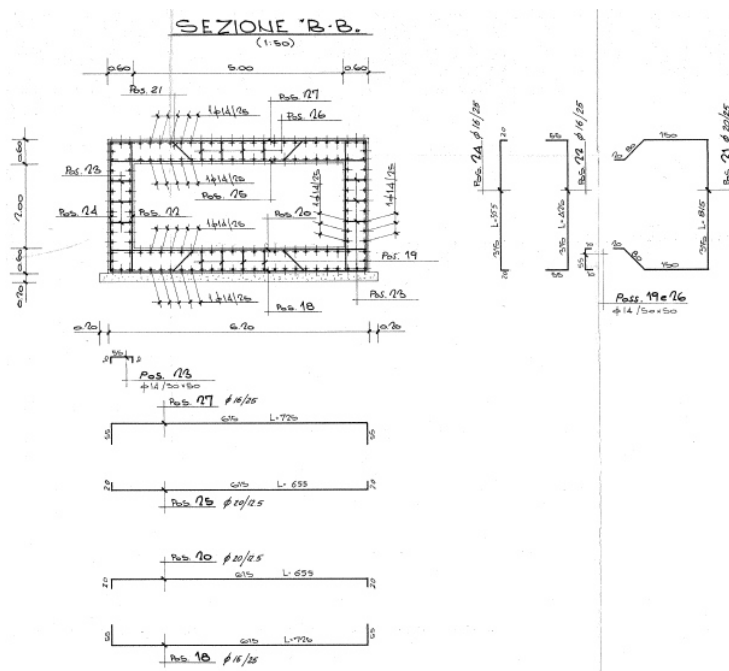


Figura 5.1 – Stralcio dell'elaborato progettuale relativo all'opera al km 9+936

Per analogia, quindi, è possibile attribuire all'opera in oggetto lo stesso schema dell'armatura di Figura 5.2, ottenendo, nelle n.6 sezioni di verifica evidenziate nella figura seguente, la corrispondente armatura superiore e inferiore relativa a sezioni aventi base 1,00 m e altezza pari a quella dell'elemento indagato ( $s_s$ ,  $s_f$ ,  $s_p$  a seconda che si stia verificando la soletta superiore, quella di fondazione o uno dei due piedritti).

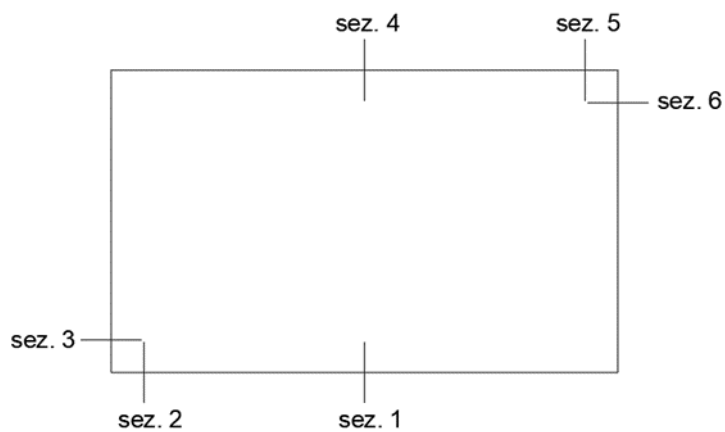


Figura 5.2 – Sezioni oggetto di verifica

Di conseguenza, una volta noto il diagramma del momento flettente per ciascuna delle analisi condotte in funzione della diversa normativa tecnica a cui si fa riferimento, sarà possibile individuare l'armatura longitudinale tesa e compressa, rispettivamente indicate con  $A_s$  e  $A'_s$ .

## 6 MODELLAZIONE ADOTTATA

Data la regolarità dell'opera in senso trasversale ai binari, è stata condotta, in prima battuta, una semplice analisi piana, modellando esclusivamente una porzione di 1 metro di struttura; il telaio chiuso, costituito da 4 aste di tipo "frame" aventi ciascuna base 100 cm e altezza 60 cm, è vincolato alla base con un letto di molle alla Winkler.

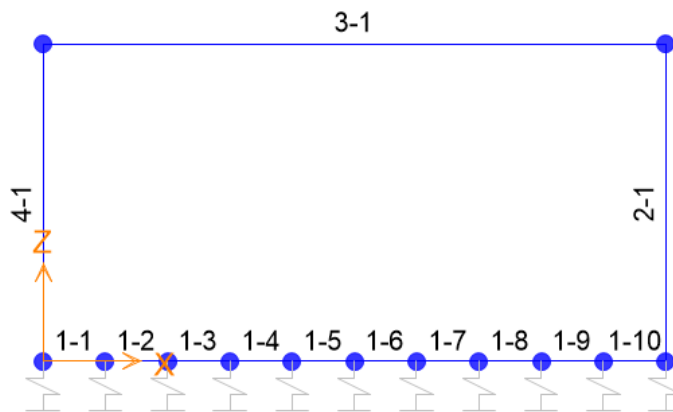


Figura 6.1 – Schema delle aste frame nel modello di calcolo

Il telaio chiuso è stato quindi vincolato alla base mediante vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo; per far ciò la soletta è stata suddivisa in 10 elementi al fine di schematizzare nel miglior modo possibile un "letto di molle alla Winkler".

Per la rigidezza delle molle si è fatto riferimento a quanto riportato nel documento *IA5F-01-D-78-RH-GE0005-001-A* "Relazione geotecnica generale" di [C4] a seguito della campagna di indagine condotta sull'intera tratta ferroviaria in oggetto. Tale tombino, nella fattispecie, risulta collocato su un terreno di riporto tipico per la realizzazione di rilevati ferroviari, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Unità R – riporto antropico dei rilevati ferroviari in progetto	
$\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_0 = 100\div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Figura 6.2 – Estratto della relazione geotecnica di cui al [C4]

Assumendo quindi un valore medio del modulo elastico a piccole deformazioni e riducendolo di 1/5 per ottenere quello elastico caratteristico del terreno, si ha  $E = 50 \text{ MPa}$ . Sfruttando la nota relazione per cui  $k_v = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$ , con  $c_t$  fattore di forma funzione della geometria della fondazione, si ottiene il seguente valore della costante di sottofondo:

$$k_v = 10000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

In funzione della posizione dei diversi nodi della soletta di fondazione è stata assegnata una diversa rigidità verticale, secondo lo schema presentato nel seguito.

NODI CENTRALI (6,7,8,9,10)

$L_{inf,cent} = 0,56 m$  lunghezza di influenza dei nodi centrali

$k_{v,cent} = k_v \cdot L_{inf,cent} \cdot b = 5600 kN/m$  rigidità delle molle verticali dei nodi centrali

NODI INTERMEDI (4,5,11,12)

$L_{inf,inter} = 0,56 m$  lunghezza di influenza dei nodi intermedi

$k_{v,inter} = 1,5 \cdot k_v \cdot L_{inf,inter} \cdot b = 8400 kN/m$  rigidità delle molle verticali dei nodi intermedi

NODI ESTREMITA' (3,13)

$L_{inf,cent} = 0,58 m$  lunghezza di influenza dei nodi di estremità

$k_{v,estr} = 2,00 \cdot k_v \cdot L_{inf,estr} \cdot b = 11600 kN/m$  rigidità delle molle verticali dei nodi di estremità

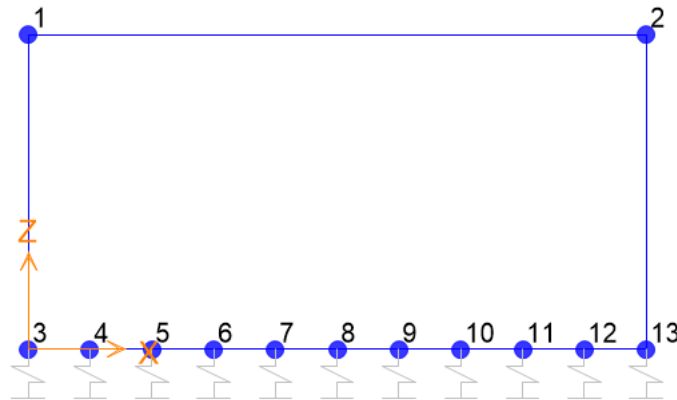


Figura 6.3 – Numerazione dei nodi nel modello di calcolo

Per un calcolo più approfondito, che tenga conto anche degli effetti di ripartizione della sollecitazione in senso trasversale tipici di una struttura spaziale come quella in esame, evitando quindi i picchi di sollecitazione che si possono ottenere nel modello 2D, è stato condotto anche un modello tridimensionale grazie ad elementi di tipo “shell”; il modello ottenuto è riportato nella figura seguente.



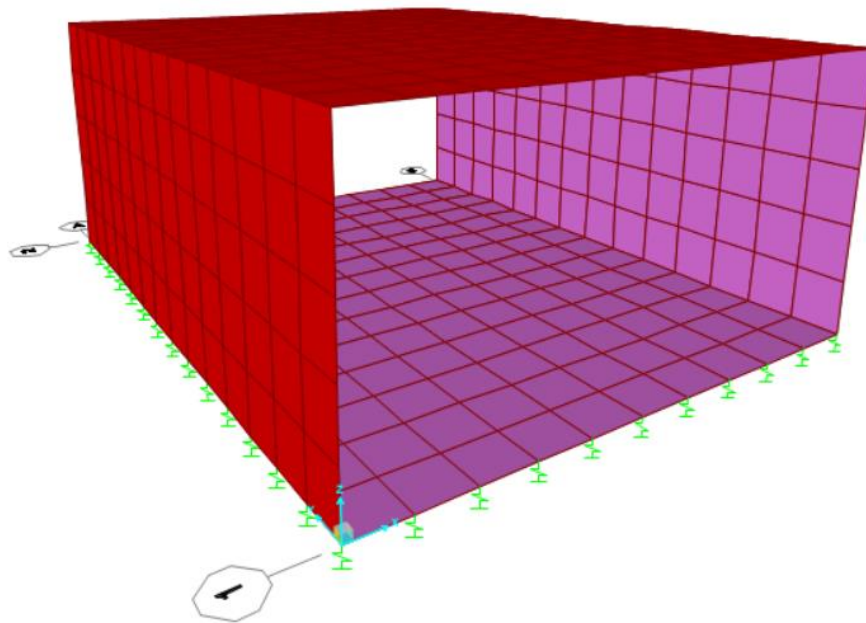


Figura 6.4 – Modello di calcolo 3D con elementi shell

Anche in questo caso la soletta di fondazione è stata vincolata a terra mediante un letto di molle alla Winkler, riproducendo il medesimo schema di variabilità della loro rigidezza lungo l'asse X.

## 7 AZIONI SULLA STRUTTURA

### 7.1 Azioni elementari

Le azioni considerate nell'analisi sono riassunte di seguito:

- **Carichi permanenti ( $G_k$ ):**
  - peso proprio degli elementi strutturali (DEAD);
  - peso del ricoprimento (ballast/armamento e rinterro) (PERM);
  - spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)
- **Carichi variabili ( $Q_k$ ):**
  - treno di carico (ACCM);
  - spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX);
  - frenatura e avviamento (AVV);
  - azioni termiche (TERM);
  - ritiro igrometrico (RITIRO)

I valori nel seguito evidenziati in grigio rappresentano le azioni applicate sul modello di calcolo, per cui di volta in volta si riportano delle immagini estratte proprio dal software di calcolo.

#### 7.1.1 *Peso proprio degli elementi strutturali (DEAD)*

Il peso proprio della sezione scatolare del sottopasso (soletta superiore, piedritti, soletta inferiore) viene calcolato direttamente dal software facendo riferimento al peso per unità di volume del calcestruzzo armato.

$$\gamma_{ca} = 25 \frac{kN}{m^3} \quad \text{peso specifico del calcestruzzo armato}$$

$$p_s = \gamma_{ca} \cdot s_s \cdot b = 15 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta superiore}$$

$$p_f = \gamma_{ca} \cdot s_f \cdot b = 15 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza della soletta inferiore}$$

$$p_p = \gamma_{ca} \cdot s_p \cdot b = 15 \frac{kN}{m} \quad \text{peso per unità di lunghezza del piedritto}$$

### 7.1.2 Peso del ricoprimento (PERM)

Il peso dell'armamento e del ballast è stato calcolato assumendo convenzionalmente, per linee in rettilineo, un peso per unità di volume pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ , applicato su tutta la larghezza dell'opera, per un'altezza media rilevata fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso riempimento pari a  $0.80 \text{ m}$ .

$$\gamma_b = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico convenzionale del ballast}$$

$$p_b = \gamma_b \cdot H_b \cdot b = 14,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del ballast}$$

$$\gamma_r = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico del terreno di rinterro}$$

$$p_r = \gamma_r \cdot H_r \cdot b = 10,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso per unità di lunghezza del rinterro}$$

$$g_2 = p_b + p_r = 24,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carico permanente totale}$$

$$G_2 = g_2 \cdot \frac{s_p}{2} = 7,32 \text{ kN} \quad \text{carico permanente da applicare ai nodi superiori}$$

Esclusivamente per il modello piano, si considera anche il carico concentrato  $G_2$  da applicare ai due nodi superiori della struttura, rappresentando il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante le due metà dei piedritti di sinistra e di destra che non vengono modellati.

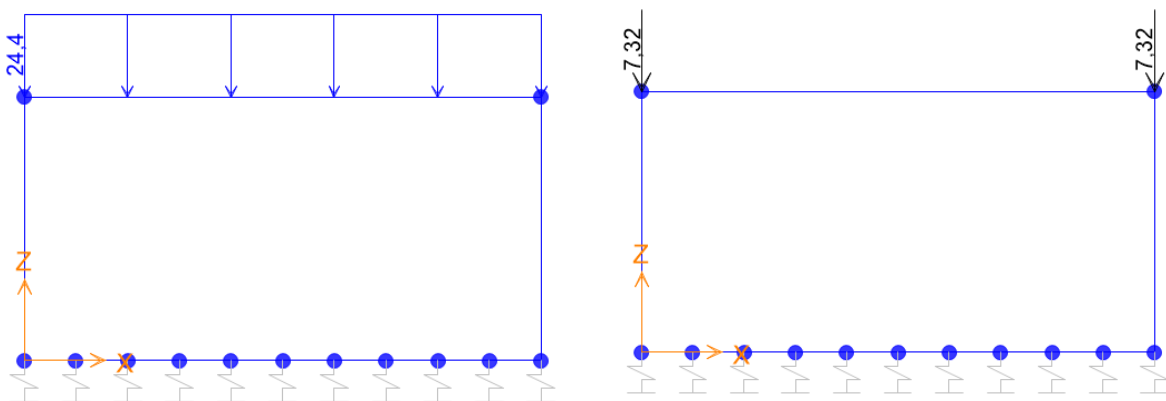


Figura 7.1 – Applicazione dei carichi PERM nel modello piano

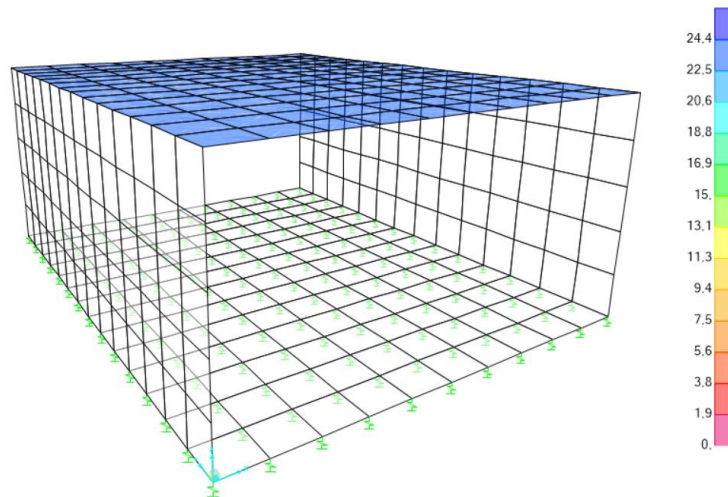


Figura 7.2 - Applicazione del carico PERM nel modello tridimensionale

### 7.1.3 Spinte del terreno in condizioni statiche (SPTSX e SPTDX)

Le spinte sui piedritti in fase statica devono essere determinate applicando un coefficiente di spinta  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$  essendo  $\varphi'$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti, in accordo a quanto riportato al §6 della presente relazione, in merito alle caratteristiche del terreno da rilevato ferroviario presente in sito.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume del terreno
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di attrito del terreno
$c' = 0$	coesione efficace del terreno
$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0,384$	coefficiente di spinta a riposo
$p_1 = k_0 \cdot g_2 = 9,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'estradosso della soletta superiore
$p_2 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot \frac{s_s}{2}) = 11,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta superiore
$p_3 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot (h_{asse} + \frac{s_s}{2})) = 33,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione in asse soletta di fondazione
$p_4 = k_0 \cdot (g_2 + \gamma_r \cdot b \cdot H_{tot}) = 35,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	pressione all'intradosso della soletta di fondazione
$F_1 = \frac{(p_1+p_2) \cdot s_s/2}{2} = 3,16 \text{ kN}$	forza concentrata asse soletta superiore
$F_2 = \frac{(p_3+p_4) \cdot s_f/2}{2} = 10,41 \text{ kN}$	forza concentrata asse soletta di fondazione

Esclusivamente per il modello piano, i carichi concentrati  $F_1$  e  $F_2$  rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata rispettivamente sulla metà superiore della soletta superiore e sulla metà inferiore della soletta di fondazione che non vengono modellati.

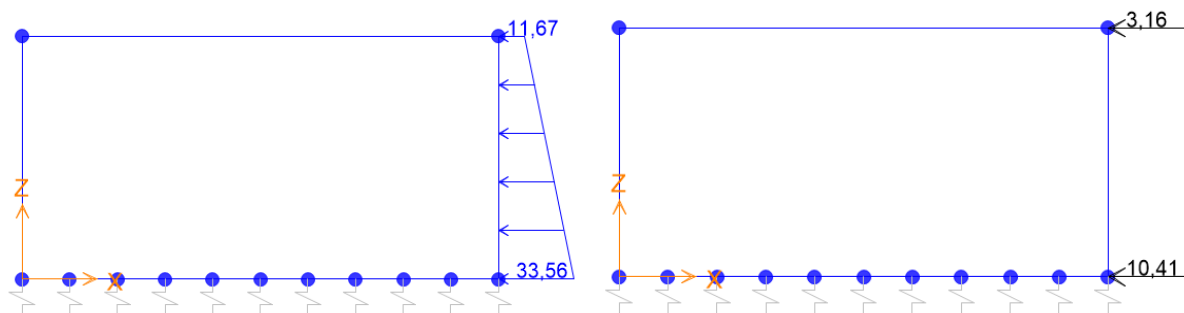


Figura 7.3 – Applicazione dei carichi SPTDX nel modello piano

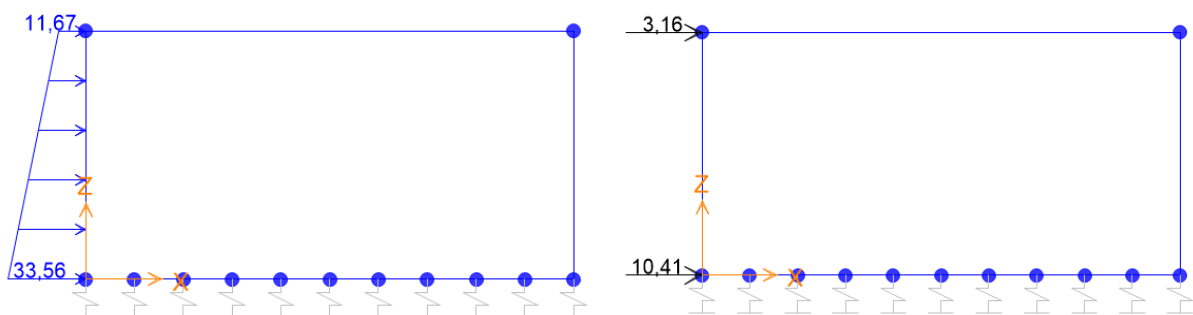


Figura 7.4 – Applicazione dei carichi SPTSX nel modello piano

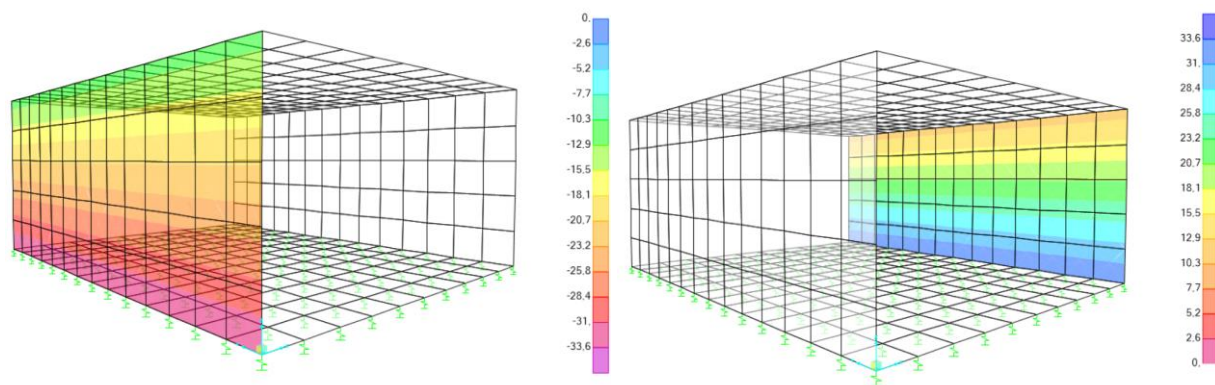


Figura 7.5 – Applicazione del carico SPTSX e SPTDX sul modello tridimensionale

#### 7.1.4 Treno di carico (ACCM)

Il carico da traffico ferroviario deve essere opportunamente differenziato a seconda delle due normative tecniche considerate. Nell'analisi relativa all'applicazione del DM96 si fa riferimento a carichi ferroviari desunti in conformità al documento [N11]. Per la linea in oggetto la progettazione è avvenuta sulla base del treno di carico "Tipo A", rappresentato nella figura seguente.



Figura 7.6 – Treno di carico “Tipo A” e “Tipo B” della circolare n.54 del 1945

Data l'esigua dimensione trasversale del manufatto, si considera un carico agente corrispondente al passaggio di una sola delle due locomotive di Figura 7.6, avente lunghezza pari a 12,20 m, ottenendo un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_A = \frac{2 \cdot 180 \text{ ton} + 5 \cdot 25 \text{ ton}}{12,20 \text{ m}} = 13,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 132 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In ottemperanza a quanto riportato nel DM18, invece, si ha una duplice possibilità nel considerare il carico ferroviario agente sul tombino: in primo luogo è possibile considerare il modello di progetto secondo il treno LM71, utilizzato, a favore di sicurezza, nelle nuove progettazioni e costituito da quattro assi da 250 kN ciascuno ad interasse 1,60 e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata (vedi Figura 7.7), oppure si può considerare il treno di carico realmente circolante sulla linea che, in accordo con quanto evidenziato in [C4], corrisponde al carico C3, le cui caratteristiche sono riportate in Figura 7.8.

Si specifica che, date le caratteristiche geometriche dell'opera, risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno di progetto LM71 rispetto a quello del treno SW/2 che dunque non viene considerato nella presente relazione.

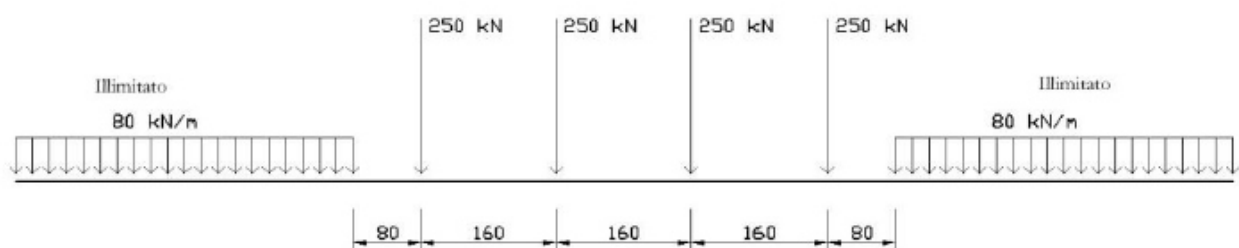


Figura 7.7 – Caratteristiche del treno di progetto LM71

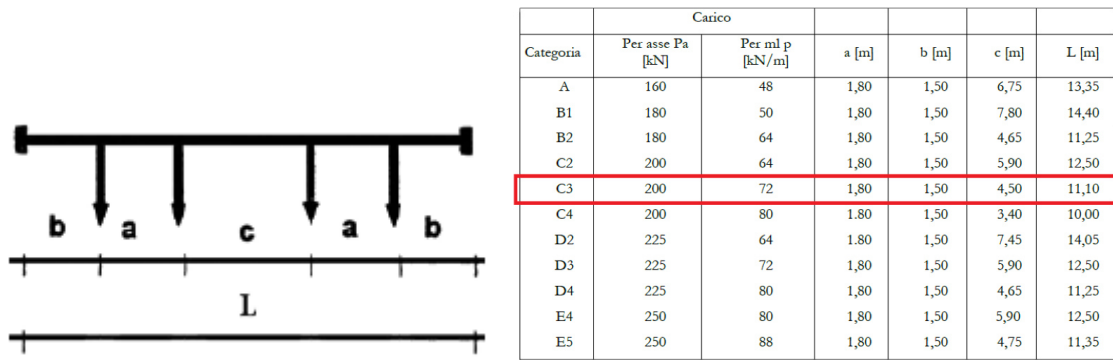


Figura 7.8 – Caratteristiche di carico e geometriche del treno reale D4 e C3

Di conseguenza:

$$q_{LM71} = \frac{4 \cdot 250 \text{ kN}}{2 \cdot 0,80 \text{ m} + 3 \cdot 1,60 \text{ m}} = 156,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{C3} = \frac{4 \cdot 200 \text{ kN}}{11,10 \text{ m}} = 72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nel senso longitudinale rispetto allo sviluppo del tombino (ovvero in direzione ortogonale ai binari) il carico viene diffuso al di sotto della traversina nel ballast, nel rinterro e nella semi metà della soletta superiore, fino a raggiungere il suo asse, cioè il punto di applicazione del carico nel modello realizzato.

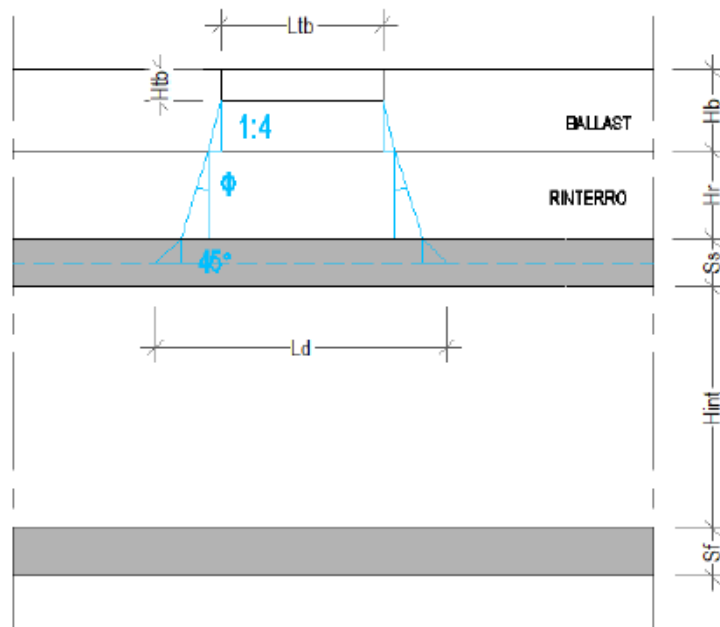


Figura 7.9 – Diffusione del carico da treno

Quindi si ha una diffusione pari a:

$$L_{diff} = L_{tb} + 2 \cdot \left( \frac{H_b - H_{tb}}{4} + H_r \cdot \tan(\varphi') + \frac{S_s}{2} \right) = 3,91 \text{ m}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di incremento dinamico, per il treno di carico "Tipo A" si utilizza la seguente formulazione:

$$S = g_{1,ss} + g_2 = 39,40 \frac{kN}{m} \quad \text{totale dei carichi permanenti sulla soletta superiore}$$

$$P = \frac{q_A}{L_{diff}} \cdot b = 33,76 \frac{kN}{m} \quad \text{sovraccarico treno di carico "Tipo A"}$$

$$\Phi_A = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot l_{asse}} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}} = 1,33$$

Per il treno di carico di progetto LM 71, secondo quanto riportato in [N3] alla Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1, per solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari, ovvero sottovia di altezza libera < 5,00 m e luce < 8,00 m si può considerare, nel caso di linee a normale standard manutentivo, un coefficiente pari a:

$$\Phi_3 = 1,35$$

Nel caso di scatolari con copertura  $h$  maggiore di 1,00 m tale coefficiente può essere ridotto, ottenendo quindi:

$$\Phi_{3,rid} = \Phi_3 - \frac{h - 1,00}{10} = 1,32$$

Per il coefficiente dinamico reale corrispondente al treno di carico reale, infine, si esclude innanzitutto la necessità di condurre un'analisi dinamica, in quanto la frequenza flessionale ai soli carichi permanenti  $n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = 27,4 \text{ Hz}$  con  $\delta_0$  freccia espressa in mm valutata in mezzzeria (calcolata come indicato in [N3] con la condizione di trave semplicemente appoggiata), risulta contenuta all'interno del fuso di riferimento.

Di conseguenza si ha:

$$L_\Phi = 1,3 \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot (5,00 + 2,25 + 2,25) \right] = 4,12 \text{ m} \quad \text{lunghezza caratteristica per scatolari o portali}$$

$$v = 100 \frac{km}{h} = 27,78 \text{ m/s} \quad \text{velocità di riferimento}$$

$$K = \frac{v}{2 \cdot L_\Phi \cdot n_0} = 0,123$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} = 0,140$$

$$\varphi''^+ = \varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\Phi \cdot n_0}{80}\right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2} \right] = 0,67$$

$$\varphi_{reale} = 1,810$$



Si sottolinea fin da subito come tale valore del coefficiente dinamico reale  $\phi_{reale}$  appare chiaramente elevato e quindi sovrastimato per il tipo di opere che si sta analizzando; per una prima analisi si procede dunque con tale valore fortemente cautelativo e a favore di sicurezza.

Nel seguito, in conclusione, si riportano i tre carichi uniformemente distribuiti dovuti ai tre carichi da treno.

$$p_A = \frac{\Phi_A \cdot q_A}{L_{diff}} \cdot b = 44,91 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico "Tipo A"}$$

$$p_{LM71} = \frac{\alpha \cdot \Phi_{3,rid} \cdot q_{LM71}}{L_{diff}} \cdot b = 58,02 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di progetto LM 71}$$

$$p_{C3} = \frac{\Phi_{reale} \cdot q_{C3}}{L_{diff}} \cdot b = 33,33 \frac{kN}{m} \quad \text{carico dovuto al treno di carico reale C3}$$

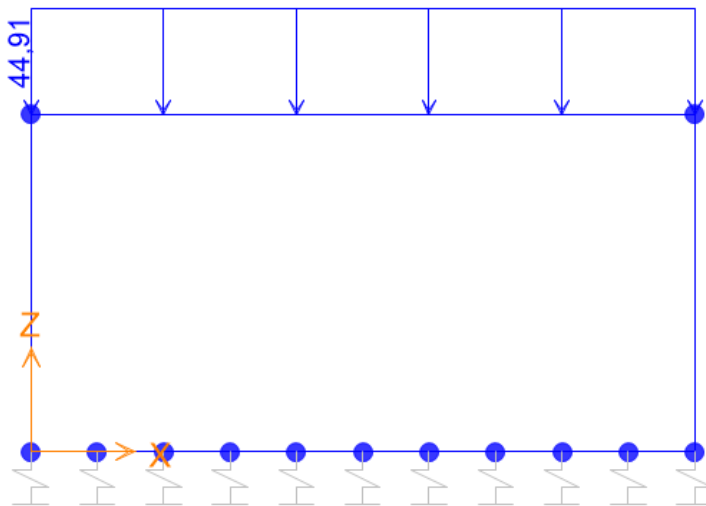


Figura 7.10 – Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno Tipo A

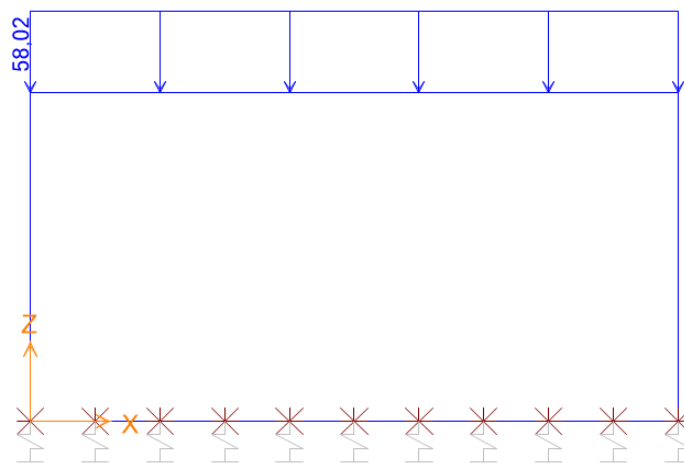


Figura 7.11 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno LM71

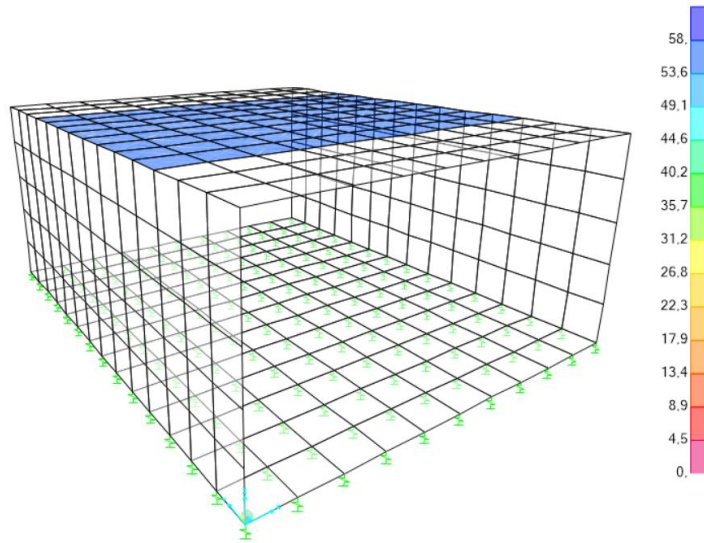


Figura 7.12 - Applicazione del carico ACCM nel modello tridimensionale – Treno LM71

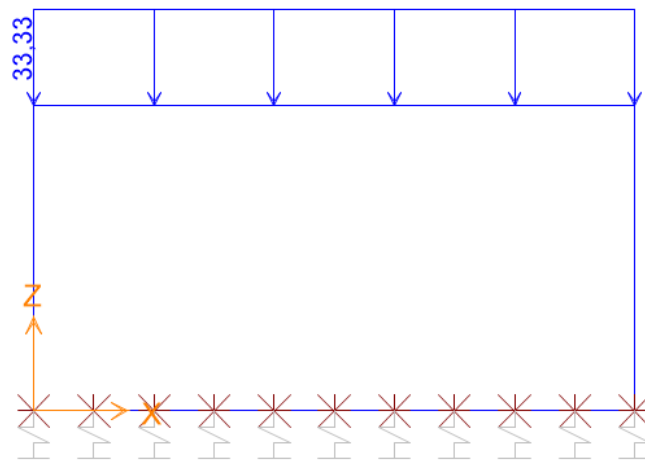


Figura 7.13 - Applicazione del carico ACCM nel modello piano – Treno C3

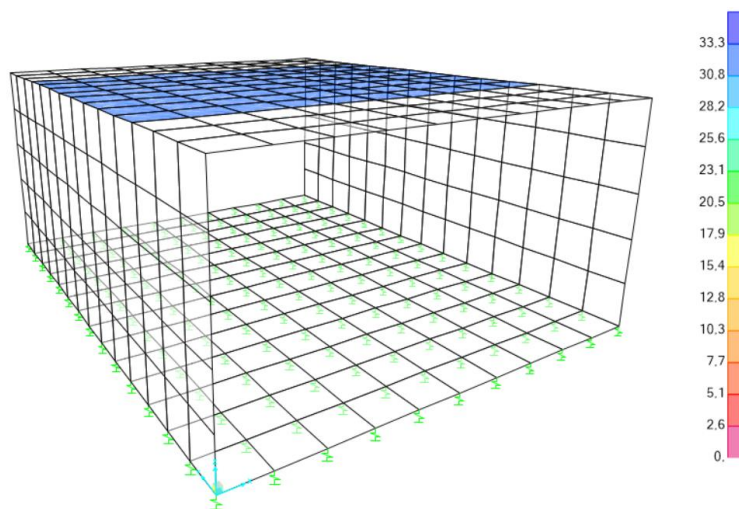


Figura 7.14 - Applicazione del carico ACCM nel modello tridimensionale – Treno C3

### 7.1.5 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Il sovraccarico prodotto dal passaggio del convoglio ferroviario sul rilevato provoca un incremento delle azioni di spinta in condizione statica sui due piedritti, rappresentabile mediante un carico uniformemente distribuito su di essi.

Anche in questo caso, esclusivamente per il modello piano, si applicano ulteriori due forze concentrate nei nodi superiori e inferiori ai fini di considerare anche l'aliquota di spinta agente sulle metà delle solette superiore e inferiore non presenti nel modello di calcolo.

#### CARICO DA TRENO "TIPO A"

$$s_{qA} = k_0 \cdot \frac{q_A}{L_{diff}} \cdot b = 12,96 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qA,sup} = S_{qA,inf} = s_{qA} \cdot \frac{S_s}{2} = 3,89 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

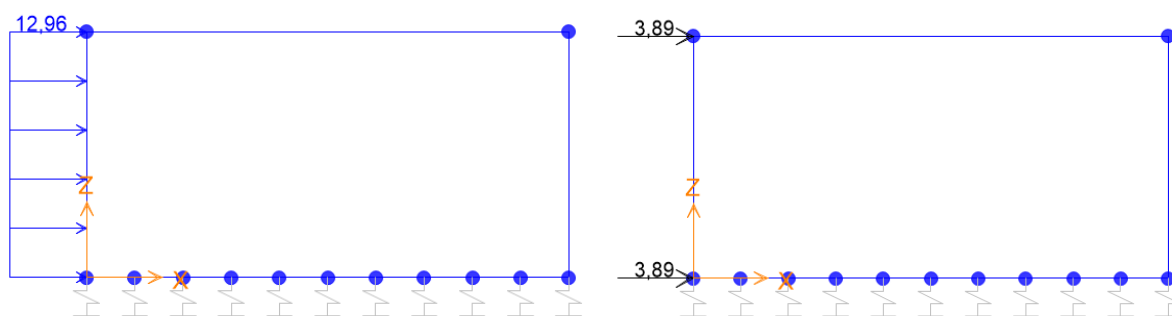


Figura 7.15 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno Tipo A

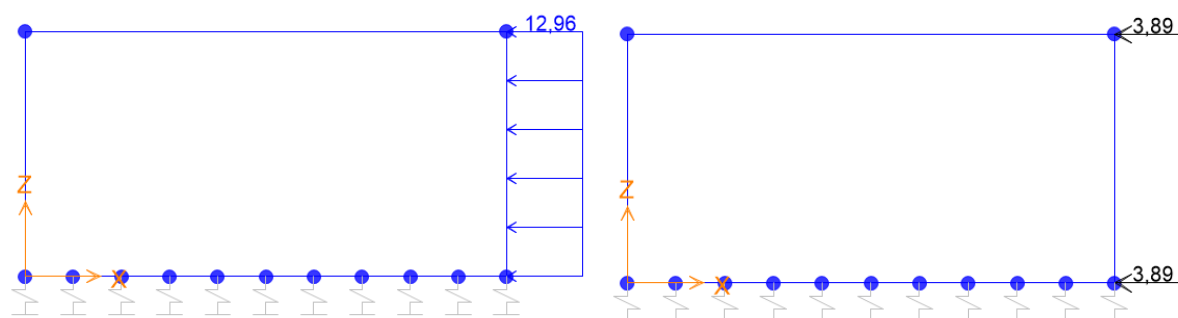


Figura 7.16 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno Tipo A

## CARICO DA TRENO LM 71

$$S_{qLM71} = k_0 \cdot \frac{\alpha \cdot q_{LM71}}{L_{diff}} \cdot b = 16,88 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qLM71,sup} = S_{qLM71,inf} = s_{qLM71} \cdot \frac{s_s}{2} = 5,06 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

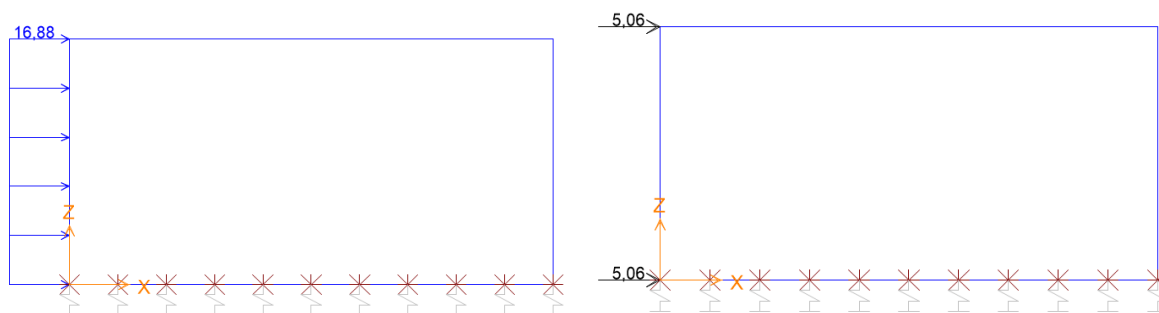


Figura 7.17 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno LM71

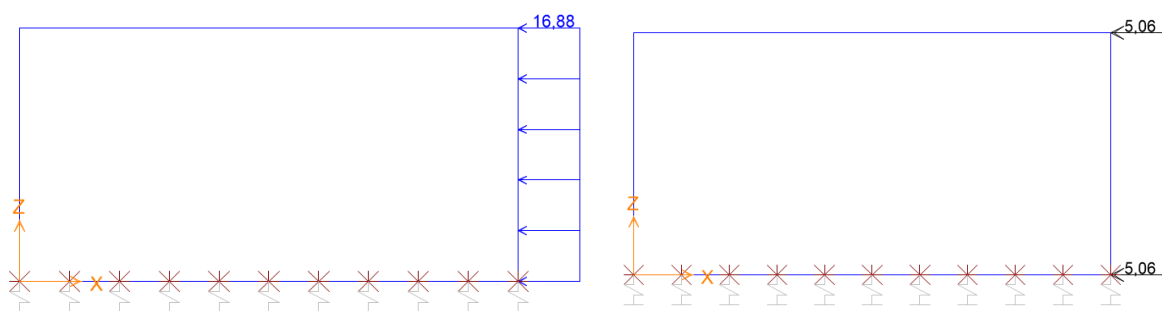


Figura 7.18 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno LM71

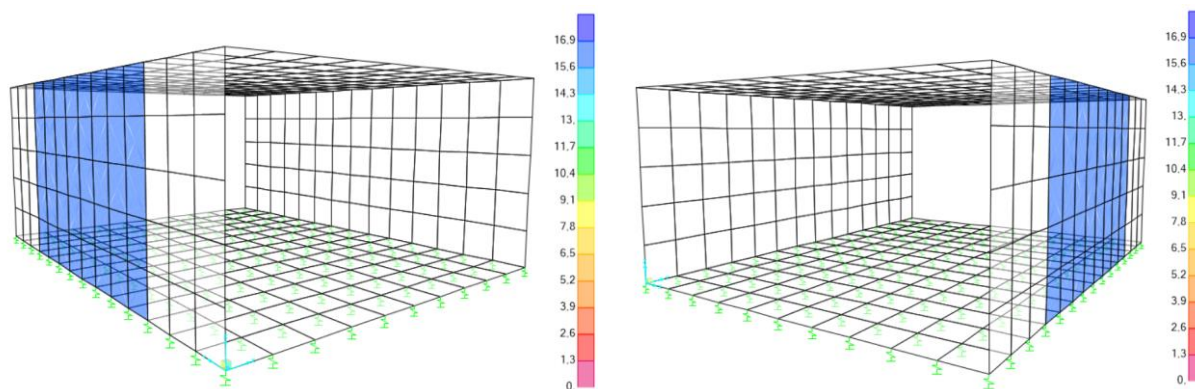


Figura 7.19 - Applicazione dei carichi SPACCSX e SPACCDX nel modello tridimensionale – Treno LM71

## CARICO DA TRENO C3

$$s_{qC3} = k_0 \cdot \frac{q_{C3}}{L_{diff}} \cdot b = 7,07 \frac{kN}{m}$$

carico uniformemente distribuito sui piedritti

$$S_{qC3,sup} = S_{qC3,inf} = s_{qC3} \cdot \frac{s_s}{2} = 2,12 \text{ kN}$$

carico orizzontale concentrato ai nodi

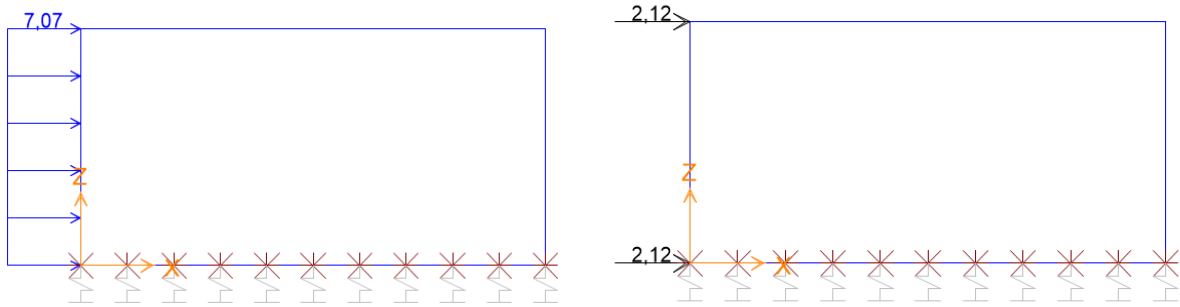


Figura 7.20 – Applicazione dei carichi SPACCSX – Treno C3

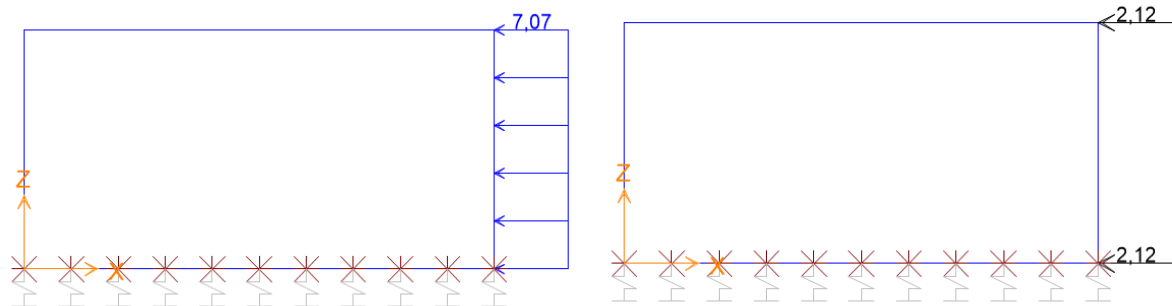


Figura 7.21 – Applicazione dei carichi SPACCDX – Treno C3

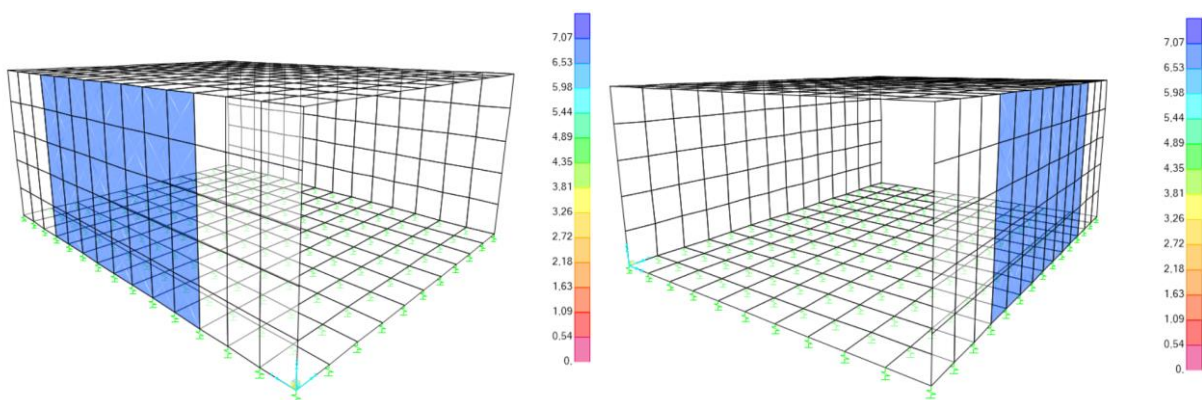


Figura 7.22 - Applicazione dei carichi SPACCSX e SPACCDX nel modello tridimensionale – Treno C3

### 7.1.6 Frenatura ed avviamento (AVV)

Secondo le prescrizioni riferite al DM96, la forza di avviamento e/o frenatura viene assunta pari a 1/5 del sovraccarico, ottenendo dunque:

$$q_{avv,96} = \frac{1}{5} \cdot p_A = 8,98 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM96}$$

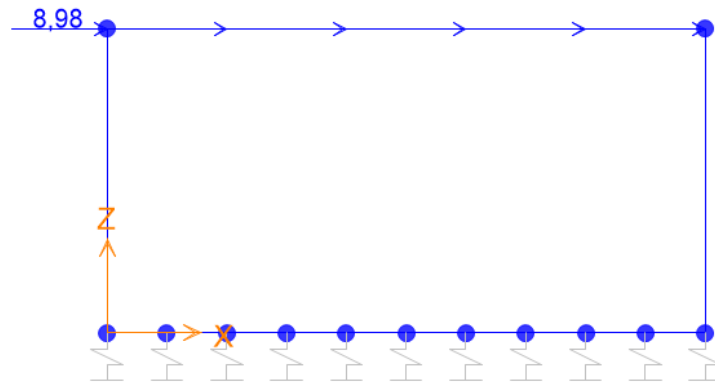


Figura 7.23 – Applicazione del carico AVV – Treno Tipo A

Per le NTC18, invece, si assume una forza di avviamento per il modello di carico LM 71 pari a 33 kN/m, che distribuita lungo la larghezza di diffusione restituirà la seguente azione:

$$q_{avv,LM71} = \frac{33,00 \text{ kN/m}}{L_{diff}} \cdot b = 8,44 \frac{kN}{m} \quad \text{carico da avviamento secondo DM18 per treno LM71}$$

Non si considera infine alcuna azione dovuta a fenomeni di avviamento e/o frenatura per il treno di carico reale D4 e C3.

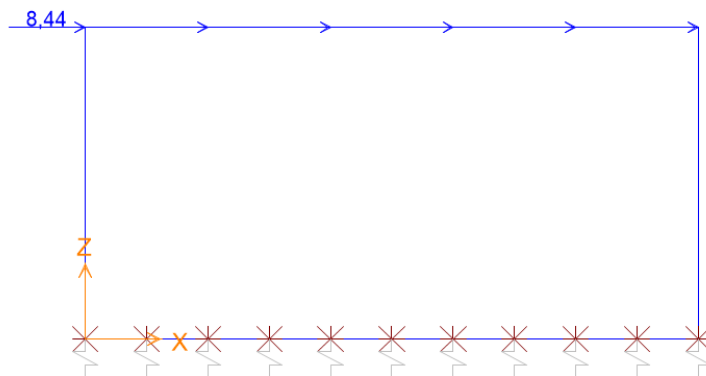


Figura 7.24 – Applicazione del carico AVV nel modello piano – Treno LM71

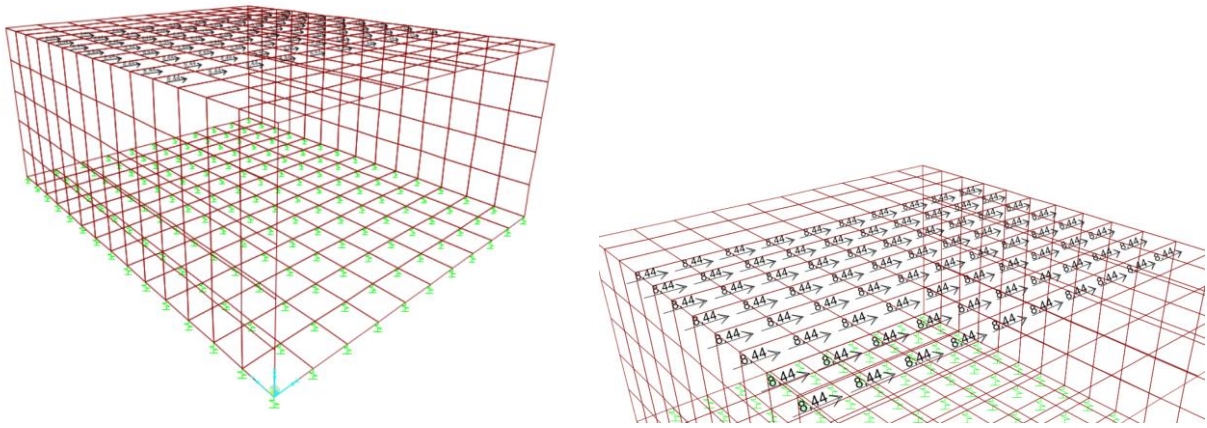


Figura 7.25 - Applicazione del carico AVV nel modello tridimensionale – Treno LM71

### 7.1.7 Azioni termiche (TERM)

Per quanto concerne gli aspetti legati ad azioni termiche, si considera, sulla soletta superiore, una variazione termica uniforme di  $\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$  ed una variazione termica differenziale fra intradosso ed estradosso pari a  $\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$ . Quindi:

$$\Delta T_{unif} = \pm 15^\circ C$$

variazione termica uniforme sulla soletta superiore

$$\Delta T_{diff} = \pm 5^\circ C$$

variazione termica differenziale sulla soletta superiore

$$\delta T = \frac{\Delta T_{diff}}{s_s} = 8,33 \text{ } ^\circ C/m$$

gradiente termico intradosso/estradosso soletta

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

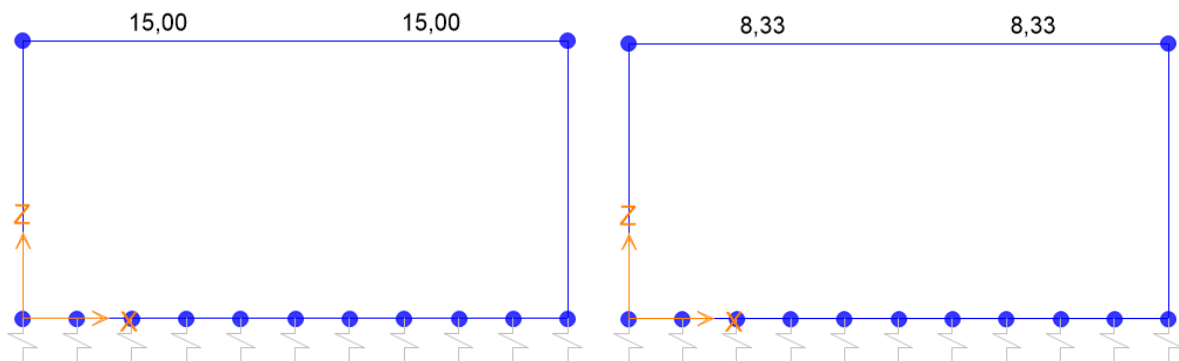


Figura 7.26 – Applicazione del carico TERM (allo stesso modo, anche le variazioni negative)

### 7.1.8 Azioni dovute al ritiro (RITIRO)

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

$$\Delta T_{ritiro} = -10,89^{\circ}C$$

variazione termica uniforme equivalente

Per semplicità si mostra solo il carico applicato nel modello piano, in quanto in quello 3D le modalità di applicazione risultano le medesime.

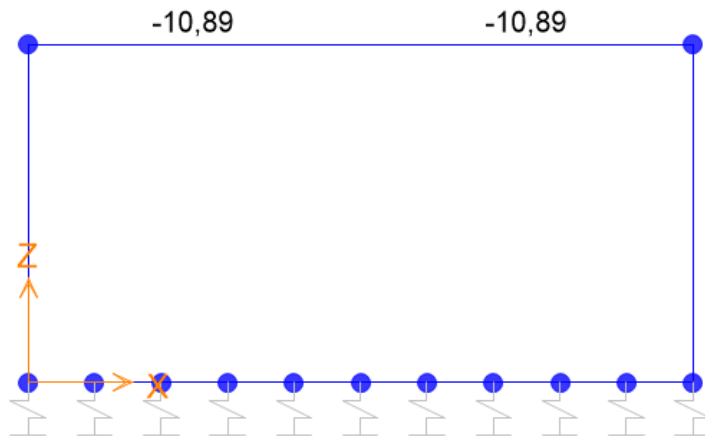


Figura 7.27 – Applicazione del carico RITIRO



## 7.2 Combinazione delle azioni

Una volta definite nel dettaglio tutte le condizioni di carico, è necessario combinarle opportunamente al fine di massimizzarne gli effetti sulla struttura e poter effettuare le relative verifiche di sicurezza. Chiaramente le due normative proposte affrontano il problema con degli approcci ben differenti, combinando anche le azioni in modo diverso. Si fa notare come nella tabella seguente, la condizione di carico “ENV\_TEMP” rappresenta l’involuppo di tutte le combinazioni effettuate per massimizzare gli effetti termici dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali.

DEAD	Peso proprio
PERM	Carichi permanenti
SPTSX	Spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
SPTDX	Spinta statica del terreno sul piedritto destro
ACCM	Carico accidentale da treno
SPACCSX	Spinta del carico accidentale sul piedritto sinistro
SPACCDX	Spinta del carico accidentale sul piedritto destro
AVV	Avviamento e frenatura
ENV_TEMP	Variazione termica sulla soletta superiore
RITIRO	Azione dovuta al ritiro igrometrico

Tabella 7.1 - Condizioni di carico

### 7.2.1 Combinazioni per le verifiche alle tensioni ammissibili

Alle tensioni ammissibili si hanno le seguenti 6 combinazioni di carico, in cui si tiene conto della spinta del terreno sbilanciata tra i due piedritti di destra e di sinistra; per la verifica della fessurazione, invece, si devono considerare la TA07 e la TA08.

COMBINAZIONI DI CARICO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (DM 1996)								
	TA01	TA02	TA03	TA04	TA05	TA06	TA07	TA08
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	0.6	0.6	1	1
SPTDX	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCSX	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
SPACCDX	1	1	0	0	0	0	0	0
AVV	1	1	1	1	1	1	0.8	0.8
ENV_TEMP	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabella 7.2 - Combinazioni di carico alle Tensioni Ammissibili

## 7.2.2 Combinazioni per le verifiche agli stati limite

In accordo con il DM18, gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario a formare quelli che vengono definiti “gruppi di carico”, secondo la Tabella 5.2.IV di [N1] e di seguito riportata. In ogni gruppo viene individuata un’azione dominante, che verrà considerata per intero, mentre per le altre azioni vengono definiti differenti coefficienti di combinazione. Ogni gruppo viene definito per massimizzare una precisa condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Ai fini delle verifiche allo SLU di interesse per la presente relazione di calcolo sono stati considerati i soli Gruppo 1 e Gruppo 3.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Tabella 7.3 - Tabella 5.2.IV delle NTC18 relativa ai gruppi di carico ferroviario

I gruppi di carico definiscono le azioni variabili, generalmente definite come  $Q_i$ ; i coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle seguenti tabelle, facendo riferimento alla combinazione A1 STR.

Coefficiente			EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 7.4 - Coefficienti parziali di sicurezza

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(3)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Tabella 7.5 - Coefficienti di combinazione

Ai fini della verifica di sicurezza nei confronti delle azioni statiche SLU, si considera la combinazione delle azioni fondamentale, secondo cui:

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

Le prime 16 combinazioni sono relative al gruppo 1 e gruppo 3, avendo cioè come carico dominante rispettivamente quello da treno verticale e quello dovuto all'avviamento/frenatura; nelle ultime tre combinazioni (SLU17, SLU18, SLU19) si vogliono massimizzare gli effetti della temperatura e del ritiro.

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM2018)										
	SLU1-gr1	SLU2-gr1	SLU3-gr1	SLU4-gr1	SLU5-gr1	SLU6	SLU7-gr1	SLU8	SLU9	SLU10
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0
AVV	0.725	0.725	0.725	0.725	0.725	0	0.725	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	0	-0.90	0	0.90	-0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	0	0	1.20	1.20

Tabella 7.6 - Combinazioni di carico allo SLU (parte1)

COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE S.L.U. (DM 2018)									
	SLU11-gr3	SLU12-gr3	SLU13-gr3	SLU14-gr3	SLU15-gr3	SLU16-gr3	SLU17	SLU18	SLU19
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0
ENV_TEMP	0	-0.90	0	0	0	-0.90	-1.50	1.50	0.90
RITIRO	0	1.20	0	0	0	0	1.20	1.20	1.20

Tabella 7.7 - Combinazioni di carico allo SLU (parte 2)

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite di esercizio SLE, si è ritenuta come più significativa la combinazione rara, secondo cui:

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

COMBINAZIONI DI CARICO SLE (DM 2018)			
	SLE1	SLE2	SLE3
DEAD	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00
SPTDX	0.80	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.80
SPACCSX	0.80	0.80	0
SPACCDX	0.80	0.80	0.80
AVV	-0.80	0.80	-0.80
ENV_TEMP	-0.60	0.60	-0.60
RITIRO	0	0	1.00

Tabella 7.8 - Combinazioni di carico allo SLE

## 8 MODELLAZIONE SECONDO DM1996

### 8.1 Sollecitazioni alle tensioni ammissibili

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 1996 e combinandole opportunamente secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per le due combinazioni di involucro "ENV\_TA" e "ENV\_TA\_FESS".

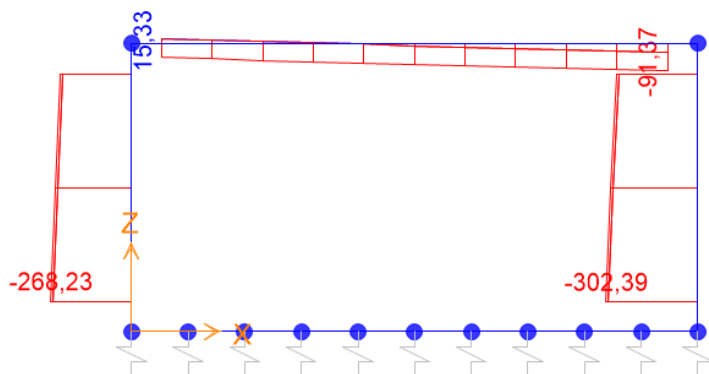


Figura 8.1 – Sforzo normale per l'involucro ENV\_TA

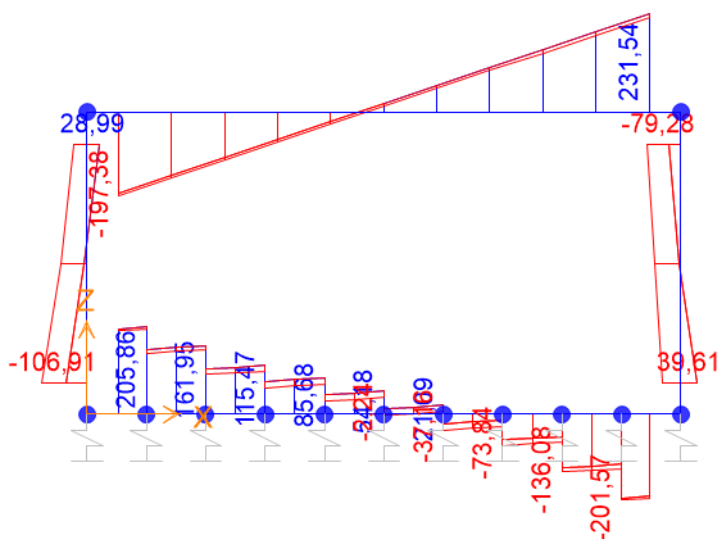


Figura 8.2 – Andamento del taglio per l'involucro ENV\_TA

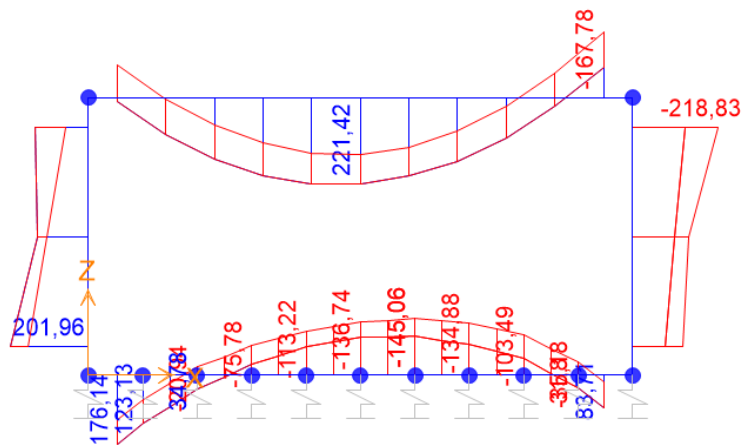


Figura 8.3 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_TA

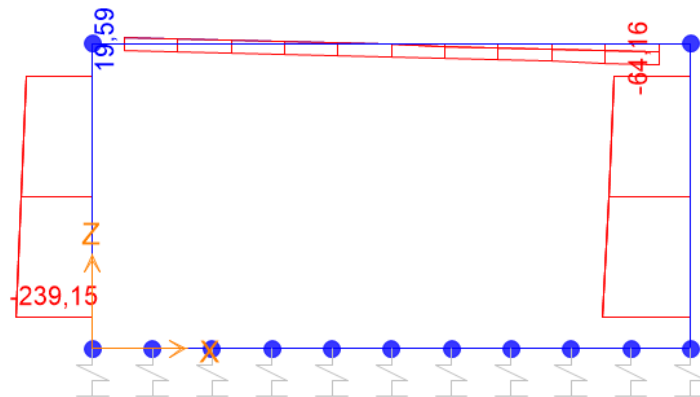


Figura 8.4 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_TA\_FESS

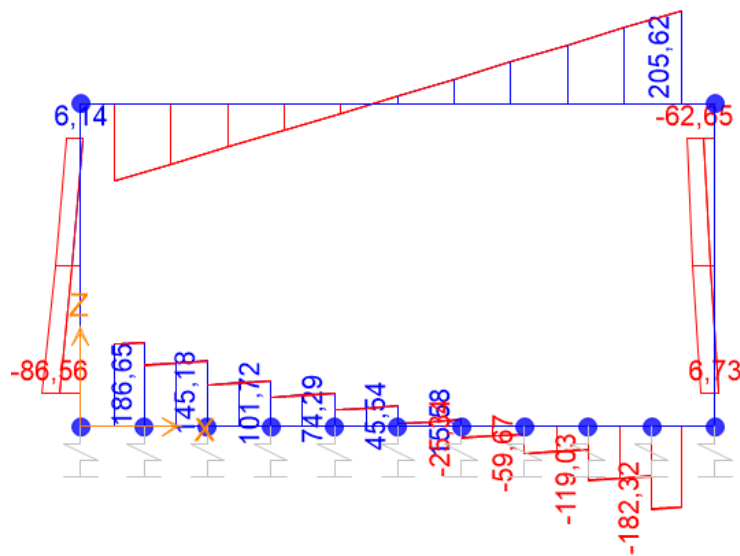


Figura 8.5 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_TA\_FESS

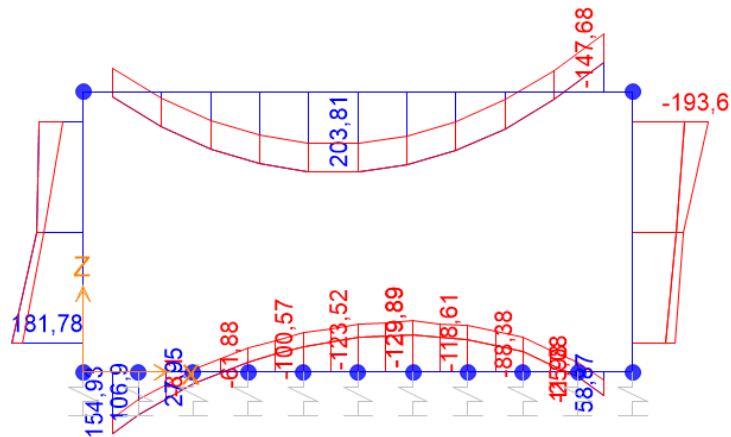


Figura 8.6 – Andamento del momento flettente per l'involucro ENV\_TA\_FESS

SOLLECITAZIONI ENV_TA				SOLLECITAZIONI ENV_TA_FESS			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	145.06	54.18	sez. 1	0	129.89	45.53
sez. 2	0	176.14	205.86	sez. 2	0	154.93	186.65
sez. 3	268.23	201.96	106.91	sez. 3	239.45	181.78	86.56
sez. 4	68.92	221.42	20.78	sez. 4	41.71	203.81	17.31
sez. 5	91.37	167.78	231.54	sez. 5	64.16	174.68	205.62
sez. 6	264.15	218.83	79.28	sez. 6	256.76	193.6	62.65

Tabella 8.1 - Sollecitazioni alle TA per le sezioni di verifica

A seguito dei diagrammi delle sollecitazioni ottenute, in riferimento Figura 5.1 e Figura 5.2 relativa alle sezioni di verifica, è possibile definire il seguente schema dell'armatura tesa e compressa, fondamentale ai fini delle successive verifiche condotte.

	Numero barre	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Numero barre	$A_s'$ [mm <sup>2</sup> ]
sez. 1	8φ20	2513	4φ16	804
sez. 2	4φ16 + 4φ20	2061	8φ20	2513
sez. 3	4φ16 + 4φ20	2061	4φ16	804
sez. 4	8φ20	2513	4φ16	804
sez. 5	4φ16 + 4φ20	2061	8φ20	2513
sez. 6	4φ16 + 4φ20	2061	4φ16	804

Tabella 8.2 - Schema delle armature tese e compresse nelle sezioni di verifica

## 8.2 Verifica sezione sottoposta a flessione semplice

Le sezioni 1 e 2 sono sottoposte, come possibile osservare dalla tabella riepilogativa delle sollecitazioni ottenute, a flessione semplice. Ai fini dell'individuazione delle massime tensioni normali agenti sul calcestruzzo e sull'acciaio, si procede come indicato nel seguito.

Nota la geometria e l'armatura presente nella sezione di calcolo, oltre che il momento flettente agente, si ricava dapprima la posizione dell'asse neutro:

$$x_c := \frac{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (A_{f1} \cdot h + A_{fc1} \cdot \delta)}{n \cdot (A_{f1} + A_{fc1})^2}} \right)$$

Quindi si valuta il momento di inerzia rispetto a tale asse:

$$I_c := \frac{b \cdot x_c^3}{3} + n \cdot A_{fc1} \cdot (x_c - \delta)^2 + n \cdot A_{f1} \cdot (h - x_c)^2$$

Applicando l'espressione di Navier (adottando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15 per l'acciaio) si ricavano le tensioni massime nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso, da confrontare con quelle ammissibili.

$$\sigma_c := \frac{M_1}{I_c} \cdot x_c$$

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_1}{I_c} \cdot (h - x_c)$$

### 8.3 Verifica sezione sottoposta a pressoflessione

Le altre sezioni oggetto di verifica sono invece sottoposte a momento flettente e sforzo assiale di compressione, risultando quindi pressoinflesse. Partendo dunque dalle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione della sezione e attraverso l'introduzione del momento statico e del momento d'inerzia della sezione omogeneizzata rispetto all'asse neutro, si ottiene la seguente equazione di 3° grado per l'individuazione dell'asse neutro  $x_n$  (rif. "il cemento armato" di A. Ghersi, Flaccovio Editore, 2010):

$$A \cdot x_n^3 + B \cdot x_n^2 + C \cdot x_n + D = 0$$

dove i quattro coefficienti sono legati alle caratteristiche geometriche della sezione e alle sollecitazioni agenti (mediante l'eccentricità del carico, ovvero il rapporto tra il momento flettente e lo sforzo normale).

Una volta nota la posizione dell'asse neutro risulta immediato il calcolo della massima tensione agente lato calcestruzzo e lato acciaio, da confrontare con le tensioni ammissibili.



## 8.4 Individuazione della tensione tangenziale massima

Per il calcolo della massima tensione tangenziale è possibile, in maniera intuitiva e rapida, sfruttare la formulazione proposta per sezione rettangolare con semplice armatura, dove si ottiene una relazione approssimata senza la necessità di individuare la posizione dell'asse neutro  $x_n$ , ovvero:

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot \left(d - \frac{x_n}{3}\right)} \approx \frac{V}{b \cdot 0,9 \cdot d}$$

## 8.5 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte e descritte nei precedenti paragrafi, si ottengono i risultati sotto riportati.

RISULTATI ANALISI SECONDO DM 1996 - TRENO DI CARICO "TIPO A"								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_TA	$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	53%	77%	65%	88%	63%	72%	88%
	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	38%	44%	60%	64%	49%	66%	66%
	$\tau_c/\tau_{c,0}$	21%	78%	40%	8%	88%	78%	88%

Tabella 8.3 – Risultati verifiche TA

Dalla tabella precedente è possibile notare come **le verifiche** condotte alle Tensioni Ammissibili secondo il DM 1996, utilizzando come carico accidentale il treno "Tipo A" e modellando la struttura in uno spazio 2D con elementi frame, **risultano tutte soddisfatte** e pienamente in accordo con i risultati già ottenuti nel documento *IA5F-01-D-78-CL-IN1400-001-A "Relazione di calcolo opera esistente ai sensi del D.M. '96"* di [C4] relativo alle verifiche sismiche condotte sul manufatto in oggetto ai sensi del medesimo quadro normativo.

Risulta quindi superfluo effettuare un'analisi tridimensionale dell'opera con le condizioni di carico specifiche per tale quadro normativo.

## 9 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 2D

Applicando al modello di calcolo precedentemente mostrato le diverse condizioni di carico secondo DM 2018 e combinandole opportunamente in accordo con gli stati limite SLU e SLE, si ottengono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni per le due combinazioni di involucro “ENV\_SLU” e “ENV\_SLE”. Si precisa, inoltre, che tali risultati verranno riportati sia in riferimento all’applicazione del modello di treno di carico LM 71 che per il treno reale C3 per la struttura 2D, volendone studiare le differenze in termini di verifica di sicurezza.

Come lecito aspettarsi, inoltre, le sollecitazioni agenti sulla struttura per l’involucro “ENV\_SLE” appaiono del tutto confrontabili con quelle relative all’involucro “ENV\_TA”, a testimonianza della bontà dei risultati ottenuti.

### 9.1 Sollecitazioni con treno LM71 - ENV\_SLU

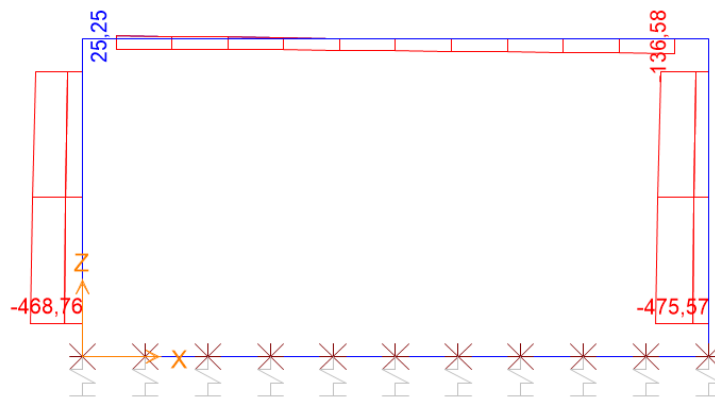


Figura 9.1 – Sforzo normale per l’involucro ENV\_SLU

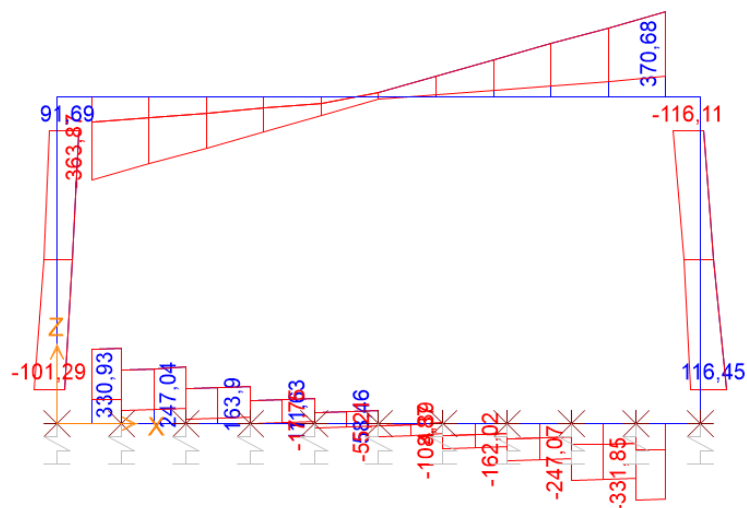


Figura 9.2 – Andamento del taglio per l’involucro ENV\_SLU

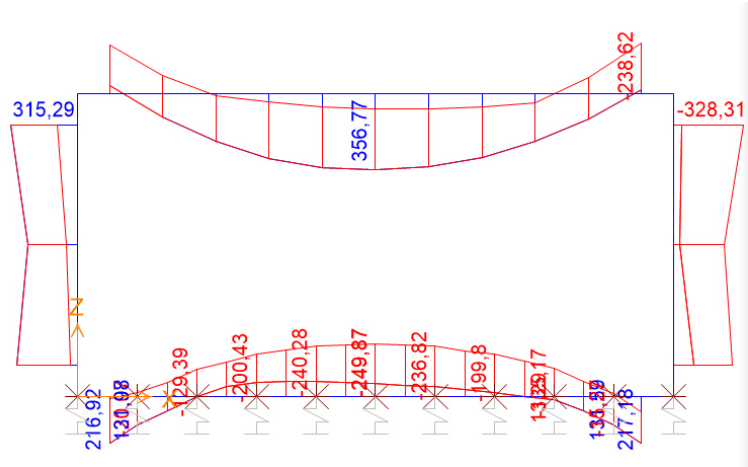


Figura 9.3 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU

## 9.2 Sollecitazioni con treno LM71 - ENV\_SLE

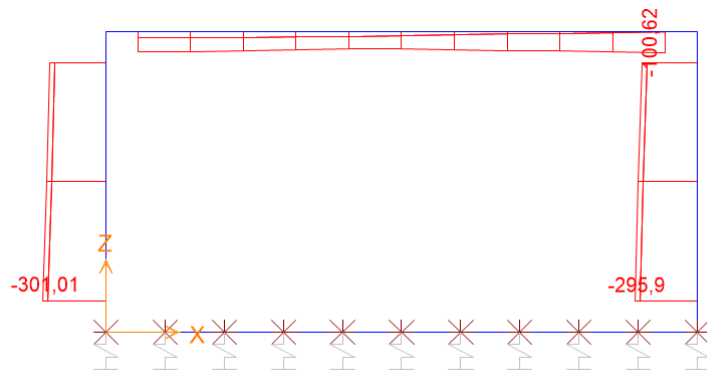


Figura 9.4 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLE

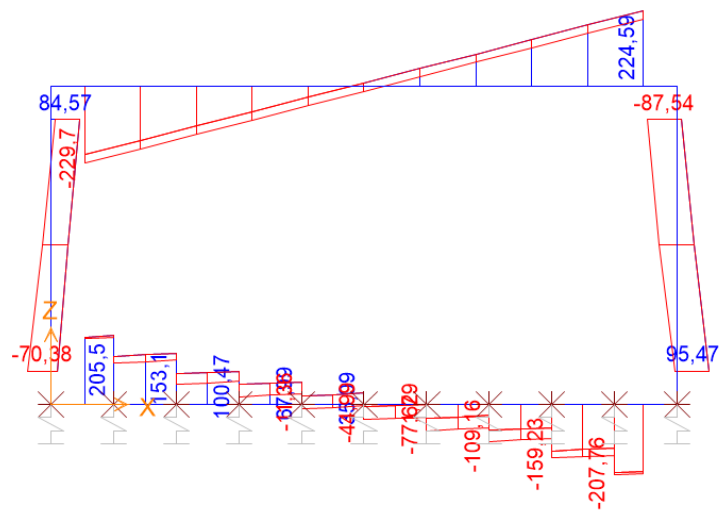


Figura 9.5 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLE

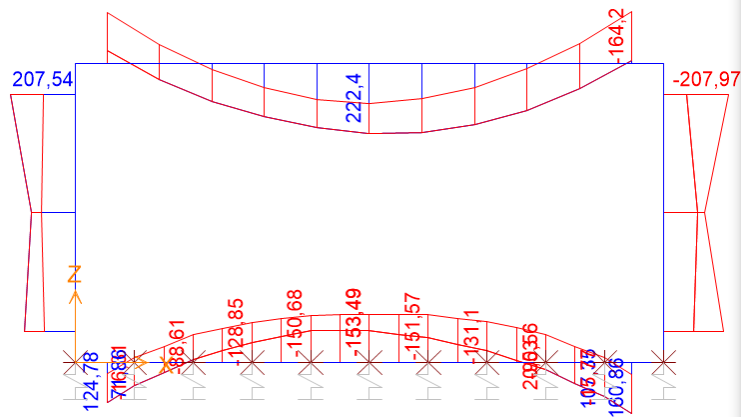


Figura 9.6 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLE

### 9.3 Sollecitazioni con treno C3 - ENV\_SLU

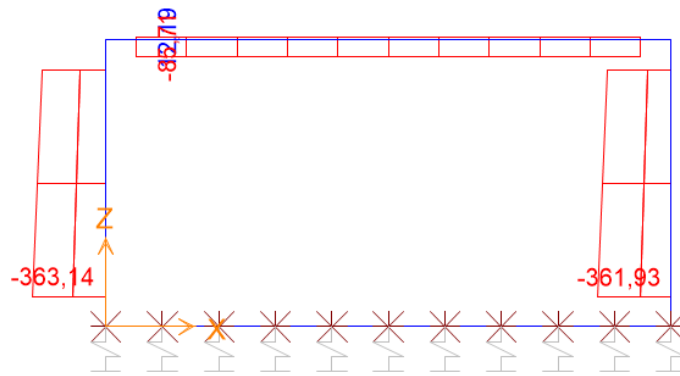


Figura 9.7 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLU

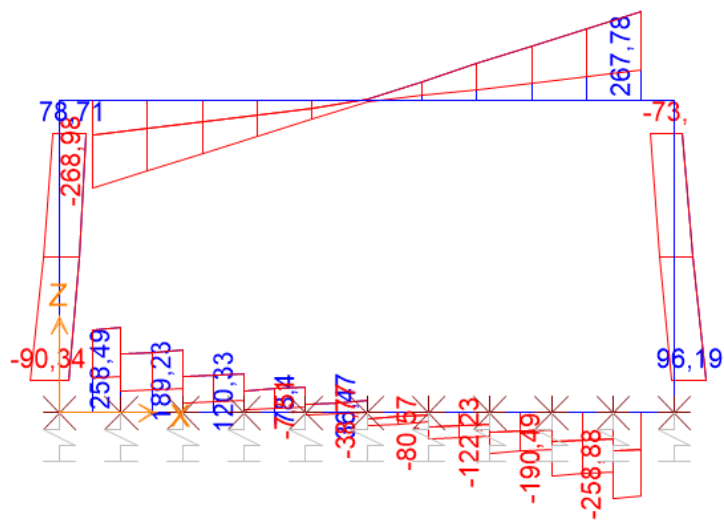


Figura 9.8 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLU

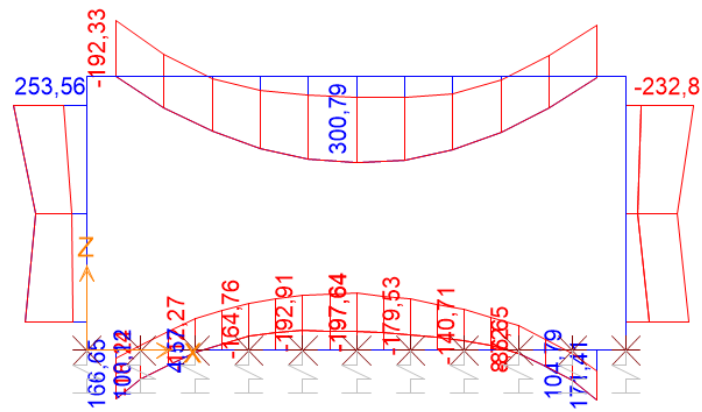


Figura 9.9 – Andamento del momento flettente per l'involuppo ENV\_SLU

#### 9.4 Sollecitazioni con treno C3 - ENV\_SLE

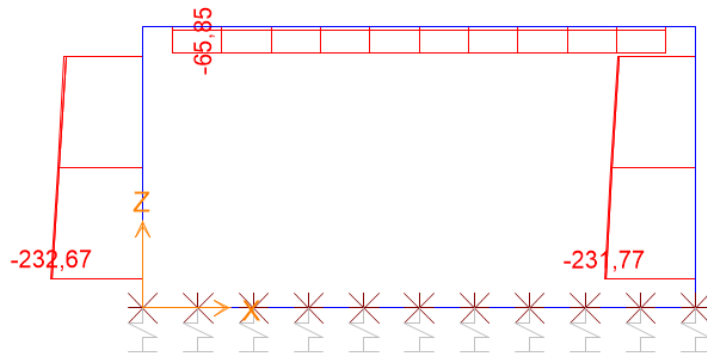


Figura 9.10 – Sforzo normale per l'involuppo ENV\_SLE

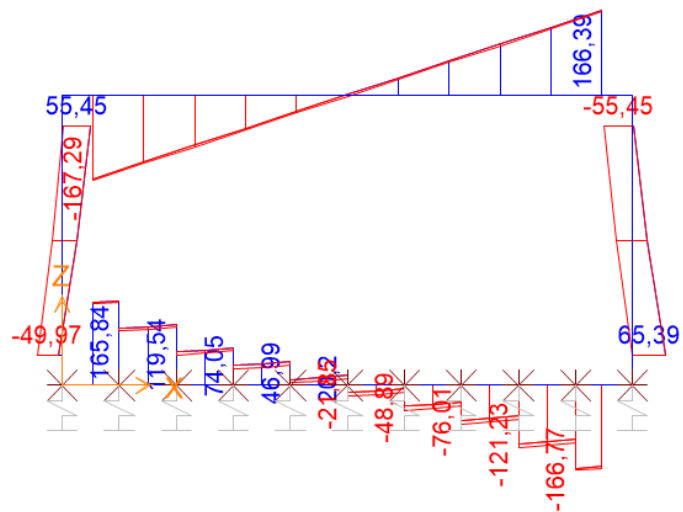


Figura 9.11 – Andamento del taglio per l'involuppo ENV\_SLE

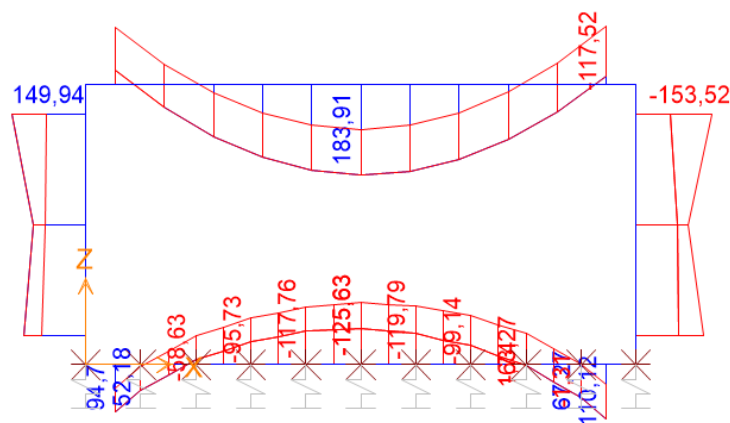


Figura 9.12 – Andamento del momento flettente per l'involucro ENV\_SLE

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (LM71)				SOLLECITAZIONI ENV_SLE (LM71)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	249.87	58.45	sez. 1	0	153.49	35.08
sez. 2	0	216.92	330.93	sez. 2	0	124.78	205.5
sez. 3	468.76	313.22	101.29	sez. 3	301.1	184.59	70.38
sez. 4	105.99	356.77	18.24	sez. 4	83.74	222.4	15.68
sez. 5	136.58	238.62	370.68	sez. 5	100.62	164.2	224.59
sez. 6	423.95	328.31	116.11	sez. 6	257.66	207.97	87.54

Tabella 9.1 - Sollecitazioni SLU e SLE per treno di progetto LM71 per le sezioni di verifica

SOLLECITAZIONI ENV_SLU (C3)				SOLLECITAZIONI ENV_SLE (C3)			
	N [kN]	M [kN*m]	V [kN]		N [kN]	M [kN*m]	V [kN]
sez. 1	0	197	36.47	sez. 1	0	125.63	20.19
sez. 2	0	166.65	258.49	sez. 2	0	90.97	165.84
sez. 3	363.14	213.18	90.34	sez. 3	232.67	126.25	49.93
sez. 4	85.71	300.8	6.05	sez. 4	65.85	183.91	2.14
sez. 5	85.71	175.52	267.78	sez. 5	65.85	114.11	166.39
sez. 6	310.31	232.8	79.31	sez. 6	198.05	152.73	152.73

Tabella 9.2 - Sollecitazioni SLU e SLE per treno reale C3 per le sezioni di verifica

## 9.5 Verifica a flessione e a pressoflessione

Note le dimensioni geometriche delle sezioni, le armature (si faccia riferimento alla Tabella 8.2) e le sollecitazioni precedentemente riportate, si provvederà alla verifica a flessione o a pressoflessione delle n.6 sezioni di interesse.

Flessione e pressoflessione vengono considerati come meccanismi resistente duttili; le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali unitari per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

La verifica delle sezioni viene eseguita secondo il metodo degli stati limite basato sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- calcestruzzo non reagente a trazione;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

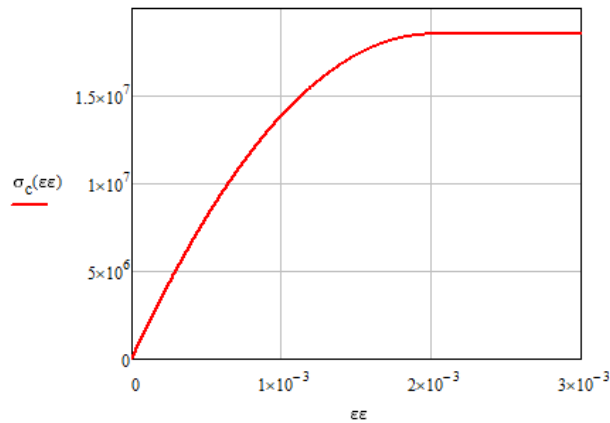
Nel seguito vengono riportati i metodi utilizzati rispettivamente per entrambe le verifiche dove, avendo a priori definito i legami costitutivi che governano il comportamento della sezione lato calcestruzzo e lato acciaio, è possibile imporre degli equilibri a traslazione (per ricavare la posizione dell'asse neutro) e a rotazione ai fini di individuare il momento resistente.

### 9.5.1 Verifica a flessione semplice

A partire dalla loro caratterizzazione meccanica, si definiscono i seguenti legami costitutivi, del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio:

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035 \quad \varepsilon_{c2} := 0.002 \quad \text{par}(\varepsilon) := f_{cd.dutt} \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right]$$

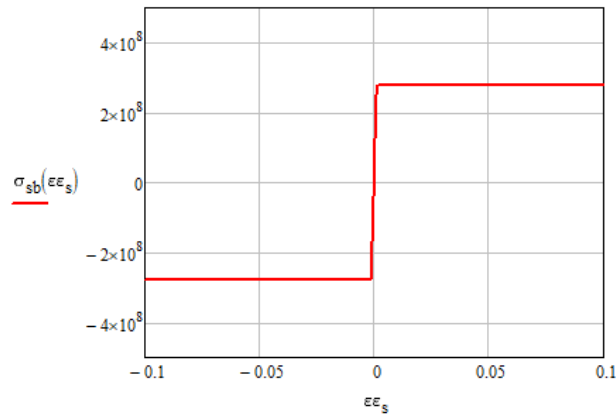
$$\sigma_c(\varepsilon) := \text{if}[\varepsilon < \varepsilon_{c2}, \text{par}(\varepsilon), f_{cd.dutt}]$$



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd,dutt}}{E_s} = 1.323 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{ud} := 0.01$$

$$\sigma_{sb}(\varepsilon) := \text{if}(|\varepsilon| < \varepsilon_{yd} \cdot E_s \cdot \varepsilon, \text{sign}(\varepsilon) \cdot f_{yd,dutt})$$



A questo punto, dopo aver definito l'andamento lineare delle deformazioni e quindi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, si impostano i due equilibri, a traslazione e rotazione, ricavando la posizione dell'asse neutro  $x_n$  e il momento resistente della sezione  $M_{res}$ :

$$\varepsilon(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu} y}{x_n} \quad \sigma_{scb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{stb}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

$$f_b(x_n) := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf}$$

$$x_{nt} := \frac{h}{20}$$

$$x_n := \text{root}(f_b(x_{nt}), x_{nt})$$

$$M_{res} := \int_0^{x_n} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y dy + \sigma_{scb}(x_n) \cdot A_{ssup} \cdot (x_n - c) + \sigma_{stb}(x_n) \cdot A_{sinf} \cdot (x_n - d)$$



### 9.5.2 Verifica a pressoflessione

Per le sezioni interessate da pressoflessione (sez. 3-4-5-6) si procede alla seguente verifica, una volta noti i medesimi legami costitutivi dei materiali precedentemente illustrati. Ripercorrendo gli stessi passaggi visti precedentemente, si ottiene in questo caso, dato l'accoppiamento delle sollecitazioni flettente e assiale, un dominio di interazione M-N, nel seguito illustrato, a titolo di esempio, per la sez.3 relativa ai risultati di "ENV\_SLU" per il treno di progetto LM71.

$$\varepsilon_c(x_n, y) := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} \cdot y \quad \varepsilon_s(x_n, y) := \frac{-\varepsilon_{ud}}{x_n - d} \cdot y$$

$$x_{lim} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ud}} \cdot d = 0.143 \text{ m}$$

$$\varepsilon(x_n, y) := \text{if}(x_n < x_{lim}, \varepsilon_s(x_n, y), \varepsilon_c(x_n, y))$$

$$\sigma_{sc}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - c)) \quad \sigma_{st}(x_n) := \sigma_{sb}(\varepsilon(x_n, x_n - d))$$

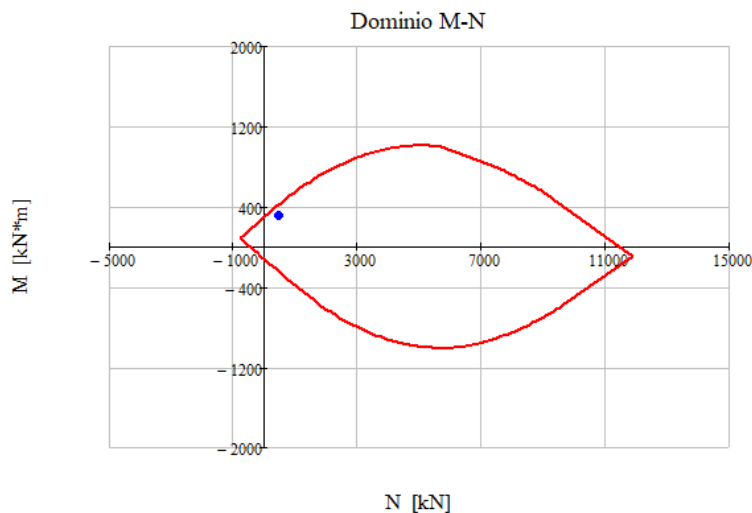
$$\text{sup}(x_n) := \text{if}(x_n < 0, 0, x_n) \quad \text{inf}(x_n) := \text{if}(x_n > h, x_n - h, 0)$$

$$N_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st}$$

$$M_2(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - d) - N_2(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$

$$N_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc}$$

$$M_1(x_n) := \int_{\text{inf}(x_n)}^{\text{sup}(x_n)} b \cdot \sigma_c(\varepsilon(x_n, y)) \cdot y \, dy + \sigma_{sc}(x_n) \cdot A_{st} \cdot (x_n - c) + \sigma_{st}(x_n) \cdot A_{sc} \cdot (x_n - d) - N_1(x_n) \cdot \left(x_n - \frac{h}{2}\right)$$



L'individuazione del momento resistente della sezione avviene nel seguente modo:

$x_{tent} := 10\text{cm}$                       valore del l'asse neutro di tentativo

Given

$$N_2(x_{tent}) = N_{Ed}$$

$x_n := \text{Find}(x_{tent}) = 0.081\text{m}$                       valore del corrispondente asse neutro

$$M_2(x_n) = 422.124\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{res} := M_2(x_n) = 422.124\text{ kN}\cdot\text{m}$                       momento resistente per la posizione dell'asse neutro calcolata

## 9.6 Verifica a taglio

Il taglio viene considerato come un meccanismo resistente fragile, quindi le proprietà dei materiali vengono ottenute dividendo il valore medio della resistenza ottenuto dalle prove eseguite per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza e assumendo dei coefficienti parziali differenti per il calcestruzzo e l'acciaio, come riportato nel §2.12.3.5.5 di [N3].

Nel caso di sezioni senza la presenza di opportuna armatura a taglio si procede alla verifica secondo quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 di [N1]. La resistenza di progetto a taglio si valuta come segue:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$f_{ck}$  espresso in MPa

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

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

$d$  altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$  tensione media di compressione nella sezione

$b_w$  larghezza minima della sezione (in mm)

Si ricorda che, come già descritto al §5.1 della presente relazione, si è assunto in prima battuta un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un FC=1,35 per la riduzione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo utilizzate nelle verifiche a pressoflessione e taglio.

## 9.7 Sintesi dei risultati ottenuti

A seguito delle verifiche condotte secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti, sono stati ottenuti i seguenti risultati, riassunti nella seguente tabella.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - MODELLO 2D - TRENO DI PROGETTO LM 71								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	67%	71%	74%	91%	71%	80%	<b>91%</b>
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	27%	164%	38%	8%	152%	45%	<b>164%</b>

Tabella 9.3 – Risultati verifiche SLU con treno LM71

Come possibile osservare, applicando il modello di carico di progetto secondo il treno LM71 al modello piano, ai sensi delle NTC18 **le verifiche SLU risultano non soddisfatte**. In particolare, le verifiche a flessione semplice e a pressoflessione danno esito positivo, con uno sfruttamento massimo del 91% nella sezione maggiormente sollecitata a momento flettente ovvero quella di mezzeria per la soletta superiore; la verifica a taglio, invece, non è soddisfatta nelle due sezioni sez. 2 e sez. 5 che coinvolgono due differenti nodi della struttura scatolare.

Come già anticipato, sono state condotte ulteriori verifiche sempre in accordo con il DM 2018, applicando questa volta al moello piano un carico accidentale da treno reale C3 (supposto ad una velocità cautelativa di 100 km/h, in quanto in verità essa non può superare i 60 km/h secondo quanto riportato dal modello di esercizio di progetto nel documento “IA5F-01-D-16-RG-ES0000-001-A” *Relazione Tecnica* di [C4]). Anche in questo caso, i risultati sotto riportati mostrano un **esito negativo delle verifiche a taglio**, seppur con coefficienti di sfruttamento inferiori rispetto al caso precedente, come era lecito aspettarsi.

RISULTATI ANALISI SLU SECONDO DM 2018 - MODELLO 2D - TRENO DI CARICO REALE C3								
Comb.	Verifica	SEZ01 (c)	SEZ02 (a)	SEZ03 (a)	SEZ04 (c)	SEZ05 (a)	SEZ06 (a)	MAX
ENV_SLU	$M_{Ed}/M_{Rd}$	53%	54%	54%	77%	54%	61%	<b>77%</b>
	$V_{Ed}/V_{Rd}$	17%	128%	36%	3%	125%	32%	<b>128%</b>

Tabella 9.4 - Risultati verifiche SLU con treno reale C3

Risulta quindi necessario approfondire le analisi effettuate, analizzando i risultati ottenuti tramite il modello 3D focalizzando l'attenzione sull'applicazione del carico da treno reale C3; da tale modello sarà possibile ottenere la reale distribuzione spaziale delle sollecitazioni agenti, ottenendo uno “sconto” sui picchi delle massime azioni rispetto al modello bidimensionale.

## 10 MODELLAZIONE SECONDO DM2018 – MODELLO 3D

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti mediante la modellazione del tombino in uno spazio 3D con elementi shell, avendo applicato il carico da treno reale C3 in combinazione SLU. Come si può notare dalle tabelle precedentemente esposte, la verifica a taglio risulta particolarmente critica specialmente nelle due sezioni n.2 e n.5 riferite rispettivamente alla soletta inferiore e superiore; proprio in riferimento a queste due sezioni, si riporta nel seguito la colormap della sollecitazione tagliante per la combinazione “ENV\_SLU” delle due solette mostrando una riduzione rispetto a quella ottenuta dalla modellazione piana, cogliendo un effetto di migrazione della sollecitazione altrimenti non osservabile.

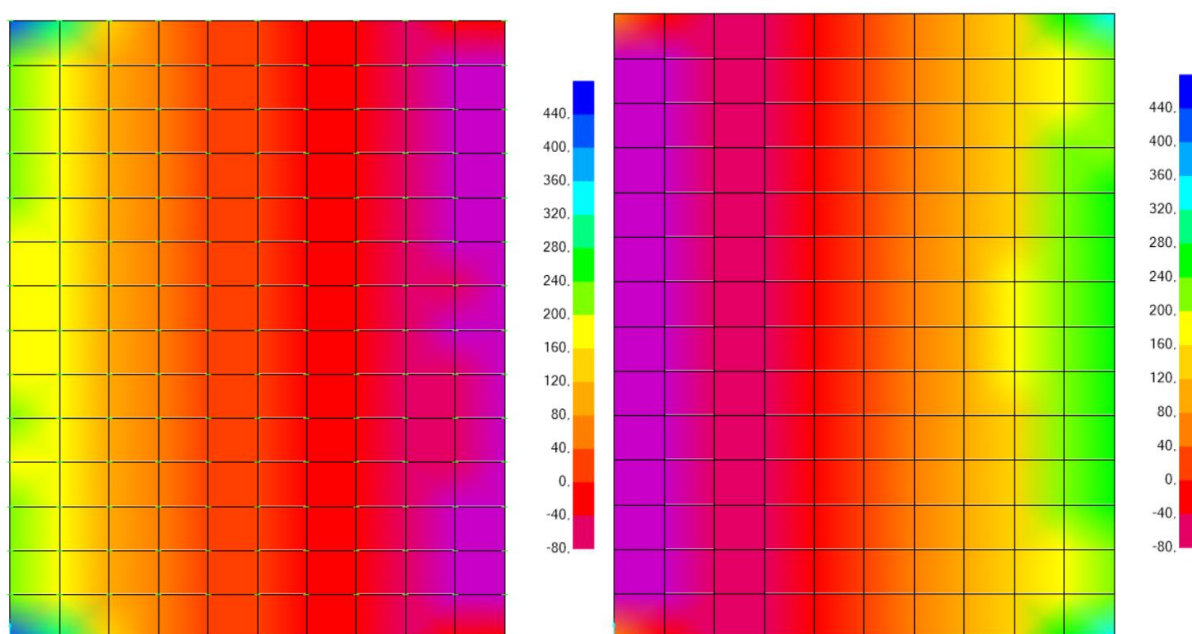


Figura 10.1 – Colormap relativa alla sollecitazione tagliante sulla soletta inferiore (sx) e sulla soletta superiore (dx)

Il confronto tra la sollecitazione tagliante ottenuta con la modellazione piana e con quella tridimensionale è riportato nella tabella seguente:

	Modello <i>frame</i>		Modello <i>shell</i>	
	$V_{Ed}$ [kN]	SFR [%]	$V_{Ed}$ [kN]	SFR [%]
Sez. 2	258.49	128	189.29	94
Sez. 5	267.78	128	242.14	116

Tabella 10.1 – Confronto tra le sollecitazioni e i fattori di sfruttamento per le due modellazioni nelle sezioni critiche per il taglio

Ripercorrendo quindi le verifiche a taglio, con le stesse ipotesi sui materiali precedentemente indicate, si ottengono i seguenti risultati in termini di tassi di sfruttamento, opportunamente confrontati con quelli ricavati dalle precedenti analisi condotte, anche in riferimento alle analisi sismiche effettuate con il carico LM71 e riportate nel documento IA5F-01-D-78-CL-IN1400-002-A di [C4].

Normativa di riferimento	Treno di carico	Modello di calcolo	Tensioni ammissibili			SLV - analisi sismiche		SLU - analisi statiche	
			$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$	$\sigma_c/\sigma_{c,amm}$	$\tau_c/\tau_{c0}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$
D.M. 09.01.1996	Tipo A	piano - <i>beam</i>	✓ 88%	✓ 66%	✓ 88%	-	-	-	-
D.M. 17.01.2018	LM 71	piano - <i>beam</i>	-	-	-	✓ 42%	✓ 76%	✓ 91%	✗ 164%
D.M. 17.01.2018	C3	piano - <i>beam</i>	-	-	-	-	-	✓ 81%	✗ 128%
D.M. 17.01.2018	C3	3D - <i>shell</i>	-	-	-	-	-	✓ 64%	✗ 116%

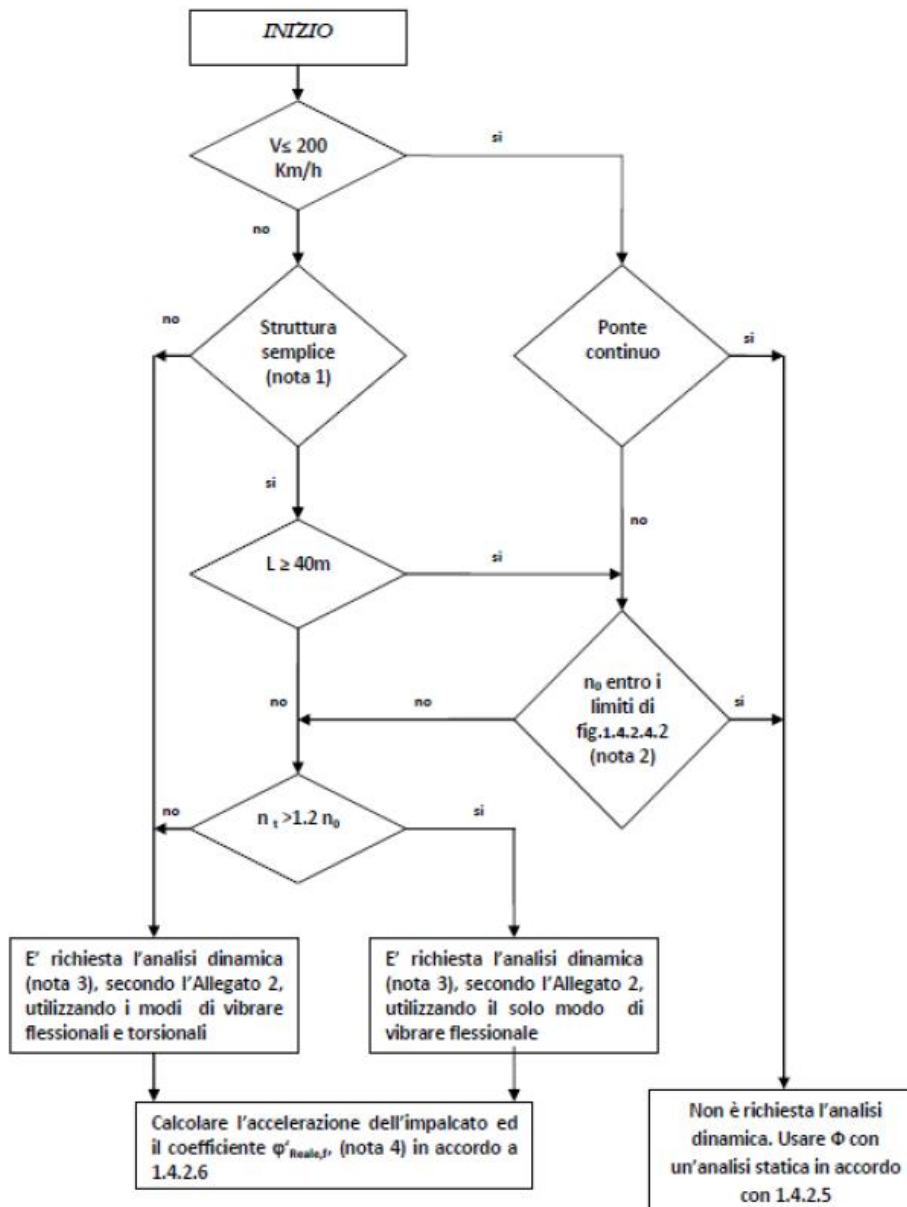
Tabella 10.2 – Quadro riassuntivo delle verifiche di sicurezza condotte

Come si evince dalla tabella sopra esposta, le **verifiche a taglio** in condizioni SLU, in accordo con il DM2018 e considerando il carico da treno reale C3 anche mediante un'analisi con elementi shell, continuano a risultare **non soddisfatte**, sebbene il tasso di sfruttamento per la verifica a taglio si riduca di circa il 10%; si ribadisce ancora una volta come tutti i risultati fino ad ora evidenziati facciano riferimento ad una modellazione dei materiali esistenti avendo adottato un Livello di Conoscenza LC1 e quindi un Fattore di Confidenza  $FC=1,35$ .

**Si vuole dunque approfondire lo studio del tombino in esame andando a dettagliare in modo più preciso l'individuazione del coefficiente dinamico per il treno da carico reale C3 che, già in fase di analisi dei carichi, era risultato di valore troppo elevato e quindi eccessivamente cautelativo.**

## 11 STUDIO DEL COEFFICIENTE DINAMICO PER CARICO DA TRENO REALE C3

In accordo con quanto riportato in [N3] e [N6], per tener conto dei possibili effetti di risonanza causati dal passaggio di carichi spazati ad interasse approssimativamente costante, come quelli da treno, sulle strutture analizzate, si fa riferimento al fuso riportato nel seguito al fine di chiarire i casi in cui sia possibile effettuare una semplice analisi statica da quelli in cui è richiesta una specifica analisi dinamica.



Nel caso del tombino in esame, avendo a che fare con una velocità di percorrenza dei convogli ferroviari inferiore ai 200 km/h, non è di prassi richiesta alcuna analisi dinamica, bensì è possibile utilizzare un appropriato coefficiente dinamico  $\varphi$  potendo quindi tener conto di tali effetti con una semplice analisi statica, a meno che la prima frequenza flessionale per le sole azioni permanenti risulti interna al fuso successivamente proposto.

Si procede dunque individuando dapprima la lunghezza caratteristica  $L_\phi$ ; essa, in accordo con la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 di [N3] alla sezione 5.3 riferita ai "portali" è individuabile attraverso la seguente espressione:

$$L_\phi = k \cdot L_m = 4,12 \text{ m}$$

Dove:

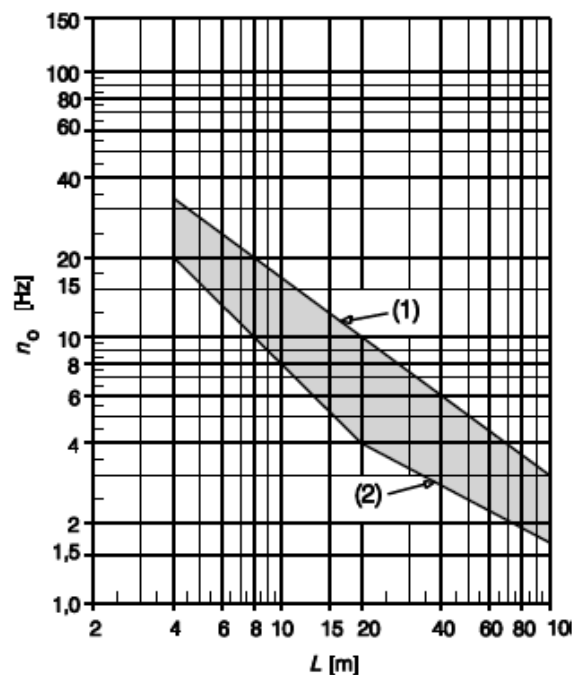
$k = 1,3$  per  $n = 3$ , numero di luci, ovvero il numero degli elementi considerato per ricavare  $L_m$

$$L_m = \frac{1}{n} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = 3,17 \text{ m} \quad \text{considerando } L_1, L_2, L_3 \text{ l'altezza dei piedritti e la luce del tombino}$$

È necessario quindi verificare che la prima frequenza flessionale  $n_0$  a soli carichi permanenti risulti interna al fuso proposto; in prima ipotesi si è adottata la formulazione specifica per una trave semplicemente appoggiata, ovvero:

$$n_0 = \frac{17,75}{\delta_0} = 27,4 \text{ Hz}$$

Dove  $\delta_0$  rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzzeria e dovuta alle azioni permanenti.



Poiché la frequenza  $n_0$  ricade all'interno del fuso, è possibile ricavare il coefficiente dinamico per treno di carico reale C3 con la nota espressione e ottenendo il risultato che è stato precedentemente adottato nei calcoli:

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + \varphi''^* = 1,81$$



Tale valore appare molto sovrastimato in relazione al tipo di struttura; basti pensare che sia in [N3] che in [N6], nel caso di sottovia scatolari aventi luce inferiore a 8,00 m e altezza inferiore ai 5,00 m si utilizza, per i treni di progetto, un coefficiente dinamico pari a 1,35. È possibile attribuire tale risultato al comportamento flessionale con cui è stata schematizzata l'opera: il calcolo della prima frequenza flessionale è stato eseguito utilizzando un'espressione valida per una trave appoggiata-appoggiata, cioè come se la soletta superiore dello scatolare abbia un suo modo proprio di vibrare. Sperimentalmente, però, è stato riscontrato su tombini in c.a. geometricamente confrontabili con quello in oggetto che essi, sotto il passaggio di convogli ferroviari a differenti velocità, tendono a muoversi rigidamente in direzione verticale in accordo con le caratteristiche di deformabilità del terreno cui sono immersi. Volendo quindi studiare in modo accurato e preciso il comportamento dinamico dello scatolare, è necessario considerare la corretta frequenza flessionale (simulando quindi un comportamento "a tasto di pianoforte") mediante un'analisi modale dove si tiene conto dell'interazione terreno-struttura.

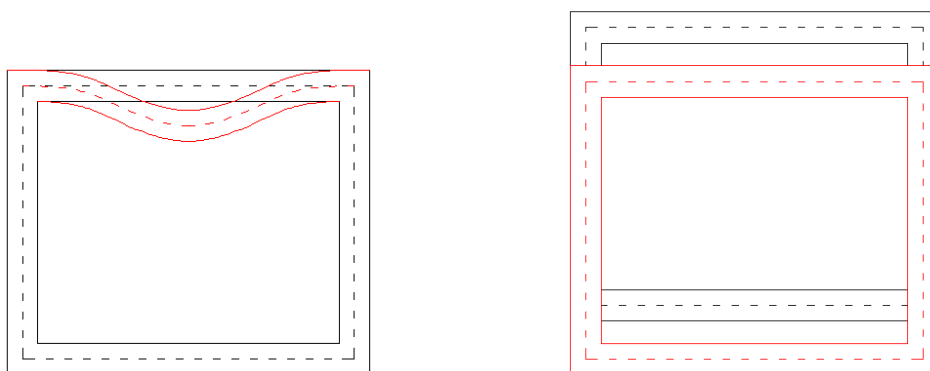


Figura 11.1 – Comportamento con soletta avente un suo modo proprio di vibrare (sx) e comportamento "a tasto di pianoforte" (dx)

Si è proceduto quindi con una specifica analisi dinamica in grado di restituire il valore dell'incremento dinamico per il modello di carico "treno reale"  $\varphi_{TR}$ ; essa, in accordo con l'Allegato 2 al [N3], è stata effettuata attraverso una *linear modal history analysis* per i diversi valori di velocità considerata, dalla minima pari a  $V \leq 20 \text{ km/h}$  (velocità quasi statica) fino alla massima prevedibile sull'opera che può assumersi pari a  $V_{max} = 1,20 \cdot V_0$  (dove  $V_0$  è la massima velocità di progetto della linea, assunta in questo caso di 100 km/h). Il software di calcolo utilizzato, sfruttando la tecnica della sovrapposizione modale, calcola la risposta nel tempo del sistema soggetto a forzanti variabili secondo le leggi assegnate.

Il punto di controllo scelto è posizionato al centro della soletta superiore; il convoglio ferroviario, fatto viaggiare alle diverse velocità, è composto da 10 carri sequenziali. La durata dell'analisi è quindi impostata sulla lunghezza del convoglio ferroviario C3 in funzione delle diverse velocità di transito, a cui è stato aggiunto un tempo di 2 secondi dopo il transito del convoglio stesso. In questo modo si è ottenuto:

$$t_{analisi}(V) = \frac{(L_{treno} + L_{soletta})}{V} + \Delta t$$

Il passo di discretizzazione del tempo  $\delta t$  è stato assunto pari a 0,02 sec; il valore dello smorzamento adimensionale utilizzato per le analisi è stato scelto pari a  $\xi = 0,04$

V [km/h]	v [m/s]	t <sub>analisi</sub> [s]	n <sub>step</sub> [-]
20	5,56	22,99	1.149
30	8,33	15,99	800
40	11,11	12,49	625
50	13,89	10,40	520
60	16,67	9,00	450
70	19,44	8,00	400
80	22,22	7,25	362
90	25,00	6,66	333
100	27,78	6,20	310
110	30,56	5,82	291
120	33,33	5,50	275

Tabella 11.1 – Parametri di input per l’analisi dinamica

Nelle seguenti figure si riportano a titolo di esempio i parametri di input relativi al convoglio ferroviario transitante alla velocità di 20 km/h.

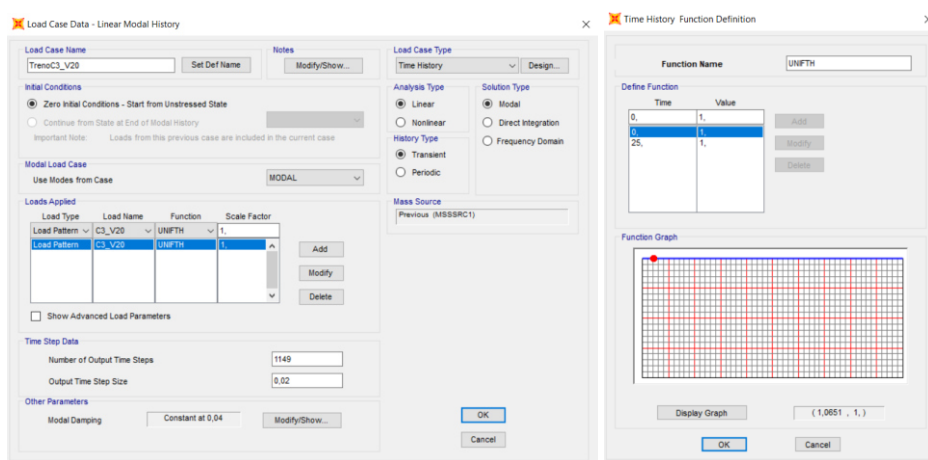


Figura 11.2 – Dati di input su SAP2000 per l’analisi *time history* (parte 1)

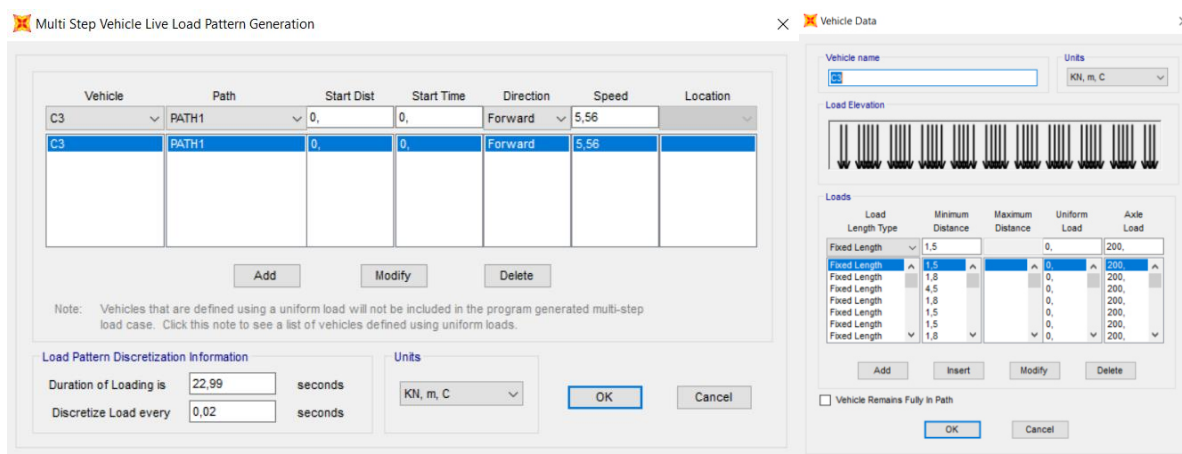


Figura 11.3 - Dati di input su SAP2000 per l'analisi *time history* (parte 2)

Il modello di calcolo su cui effettuare tale analisi deve necessariamente rispettare quanto detto precedentemente riguardo il comportamento flessionale dello scatolare, riproducendo il più fedelmente possibile la condizione a “tasto di pianoforte” di cui alla Figura 11.1; per far ciò si è fatto riferimento al modello piano con elementi frame descritto in precedenza, facendo variare il grado di vincolo con cui la soletta inferiore viene vincolata al terreno sottostante. Nella fattispecie, a titolo di studio, sono stati sviluppati 4 differenti modelli per individuare i differenti comportamenti flessionali dell'opera a partire dai valori di rigidezza del terreno di Figura 6.2 e ottenendo le rispettive costanti di sottofondo:

1.  $E_0 = 100MPa \rightarrow E = 20MPa \rightarrow k = 4278 kN/m^3$
2.  $E_0 = 250MPa \rightarrow E = 50MPa \rightarrow k = 10696 kN/m^3$
3.  $E_0 = 400MPa \rightarrow E = 80MPa \rightarrow k = 17114 kN/m^3$
4.  $E \rightarrow \infty \rightarrow$  soletta inferiore vincolata mediante vincoli fissi

Le figure seguenti mostrano il comportamento modale e la prima frequenza flessionale dei 4 modelli eseguiti:

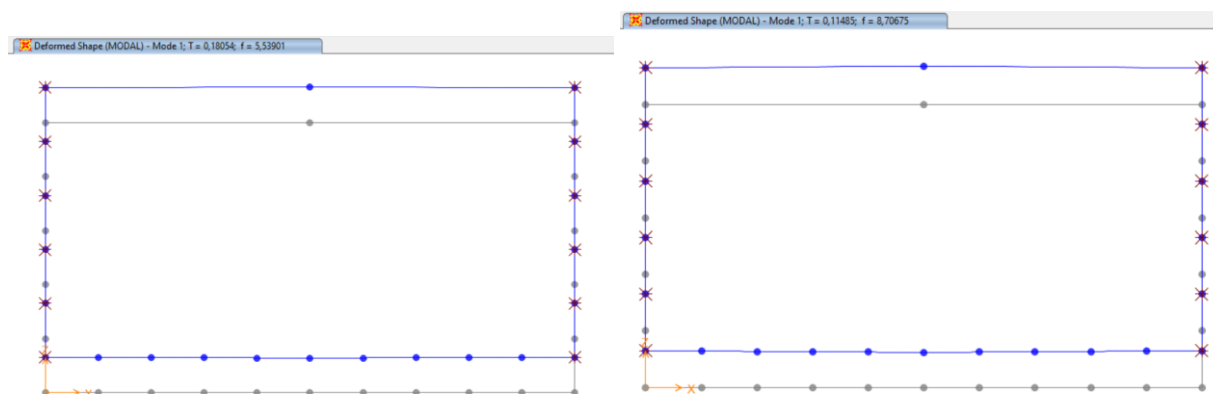


Figura 11.4 – Prima frequenza flessionale modello n.1 (sx,  $n_0=5.54$  Hz) e del modello n.2 (dx,  $n_0=8.71$  Hz)

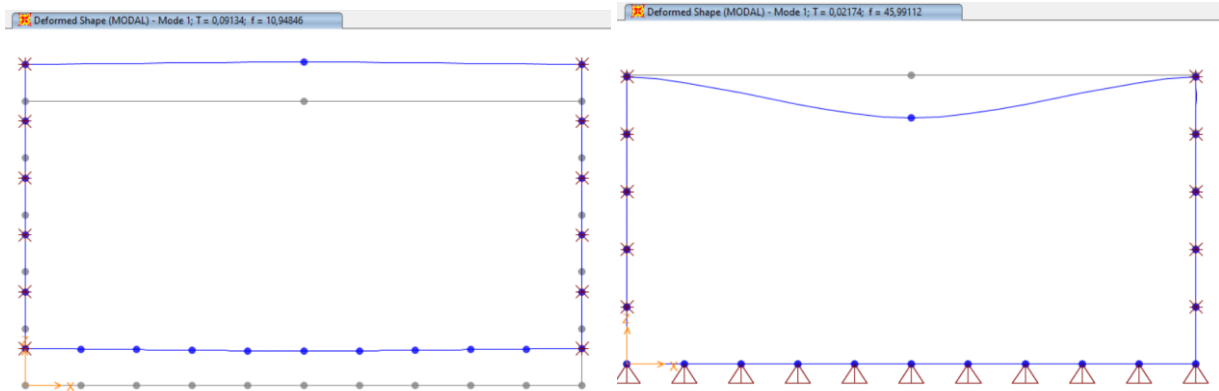


Figura 11.5 - Prima frequenza flessionale modello n.3 (sx,  $n_0=10.95$  Hz) e del modello n.4 (dx,  $n_0=46$  Hz)

A questo punto, secondo quanto riportato al §2.5.1.4.2.6 di [N3], effettuate le diverse analisi per le differenti velocità  $V$  per ognuno dei modelli sopra esposti si deve valutare il rapporto  $\varphi'_{reale,f}(V)$  definito come:

$$\varphi'_{reale,f}(V) = \left| \frac{\delta_{din}(V)}{\delta_{stat}} \right|$$

Dove  $\delta_{din}(V)$  e  $\delta_{stat}$  rappresentano rispettivamente la freccia massima dell'opera alla generica velocità  $V$  di transito e la freccia massima calcolata alle condizioni quasi statiche. L'incremento dinamico massimo è quindi dato da:

$$\varphi'_{reale,f} = \max \left| \frac{\delta_{din}}{\delta_{stat}} \right|$$

Il valore dell'incremento dinamico per treno reale sarà quindi valutato come:

$$\varphi_{TR} = \varphi''^* + \max\{\varphi'_{reale,f}; \varphi_{reale}\}$$

Tale espressione coincide con quella proposta al §6.4.6.5 di [N6] solo se  $\varphi'_{reale,f} > \varphi_{reale}$  condizione che, nel caso di traslazione rigida come quella prevedibile per l'opera in esame, appare decisamente irreali: come si vedrà nei grafici successivi, infatti, la deformata dello scatolare al variare delle velocità risulta pressoché invariata, garantendo cioè  $\varphi'_{reale,f} \cong 1,00$  e ricadendo quindi nella condizione per cui  $\varphi_{reale} > \varphi'_{reale,f}$ . In tal caso, l'espressione precedente diviene:

$$\varphi_{TR} = \varphi''^* + \varphi_{reale} = 1 + \varphi' + 2 \cdot \varphi''^*$$

Ovvero si ha un'espressione completamente indipendente dal risultato della *time history* condotta.

Di conseguenza, nel presente studio è stata presa in considerazione la trattazione riportata all'interno di [N6], ovvero:

$$\varphi_{TR} = 1 + \varphi'_{din} + \varphi''^*$$

$$\text{Dove } \varphi'_{din} = \max \left| \frac{\delta_{din}}{\delta_{stat}} \right| - 1$$

Con le considerazioni sopra esposte, si ottengono per i 4 modelli eseguiti i seguenti risultati in termini di coefficiente dinamico reale  $\varphi_{TR}$  al variare delle velocità indagate; modellare la struttura vincolandola con appoggi fissi conduce ad un errato comportamento flessionale (vedi Figura 11.5) sovrastimandone la frequenza propria e quindi ottenendo ancora una volta un incremento dinamico molto elevato. Introdurre opportune molle alla Winkler che simulino l'interazione struttura-terreno di fondazione permette di cogliere un modo di vibrare più simile a quello atteso, il che si traduce in un coefficiente  $\varphi_{TR}$  decisamente più basso. Nello specifico, per lo scatolare in oggetto si è ottenuto:

$$\varphi_{TR} = 1,40$$

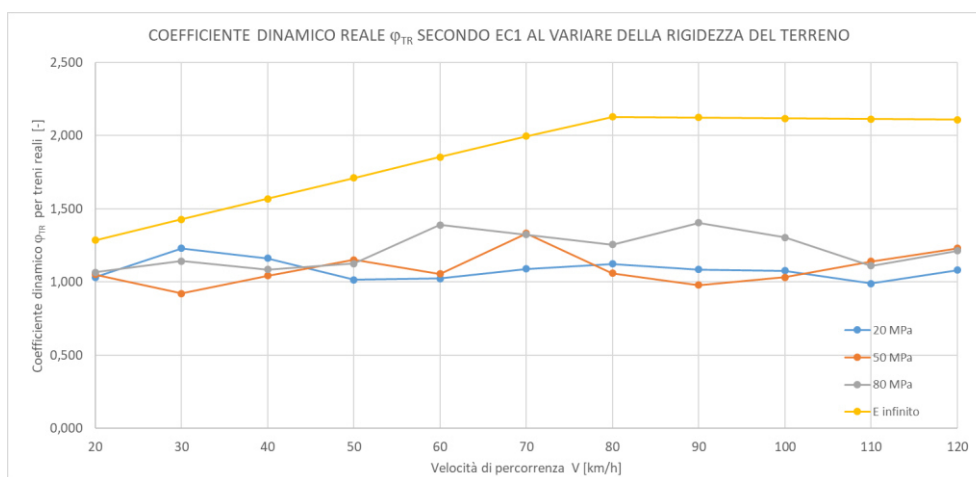


Figura 11.6 – Coefficiente dinamico reale  $\varphi_{TR}$

Si specifica che il valore così ottenuto risulta anch'esso un'approssimazione del reale coefficiente di amplificazione dinamica che dovrebbe invece essere effettivamente più basso in quanto nel modello di calcolo non si è tenuto conto dell'interazione della struttura con il terreno presente a tergo dei piedritti e quello di ricoprimento.

Si procede quindi ad eseguire nuovamente le analisi e le opportune verifiche di sicurezza utilizzando questa volta il carico da treno C3 amplificato con il nuovo valore del coefficiente dinamico ottenuto. In tal modo si ottiene una forte riduzione delle sollecitazioni agenti, specialmente quelle taglienti, sebbene nella sezione di estremità della soletta superiore (sezione n.5), con l'ipotesi di LC1, la verifica risulti ancora non soddisfatta. Come si evidenzia nella tabella seguente, con le condizioni di cui sopra, la verifica appare soddisfatta solo se si raggiunge una conoscenza tale dell'opera riconducibile a un LC3, ovvero utilizzando un  $FC=1,00$ .

IN14 - COEFFICIENTI DI SFRUTTAMENTO PER VERIFICA A TAGLIO						
$\Phi_{TR}$ [-]	FC=1,35		FC=1,20		FC=1,00	
	sez.2	sez.5	sez.2	sez.5	sez.2	sez.5
1,00	0,88	1,00	0,85	0,96	0,80	0,90
1,05	0,88	1,00	0,85	0,97	0,80	0,92
1,10	0,89	>1	0,85	0,99	0,81	0,94
1,15	0,89	>1	0,86	1,00	0,81	0,94
1,20	0,90	>1	0,87	>1	0,82	0,96
1,25	0,91	>1	0,88	>1	0,83	0,97
1,30	0,92	>1	0,88	>1	0,83	0,98
1,35	0,92	>1	0,88	>1	0,83	0,98
1,40	0,92	>1	0,88	>1	0,84	0,99
1,45	0,94	>1	0,89	>1	0,86	1,00
1,50	0,95	>1	0,90	>1	0,87	>1
1,55	0,96	>1	0,92	>1	0,87	>1
1,60	0,97	>1	0,92	>1	0,88	>1
1,65	0,98	>1	0,94	>1	0,89	>1
1,70	0,98	>1	0,95	>1	0,89	>1
1,75	0,99	>1	0,95	>1	0,90	>1
1,80	1,00	>1	0,97	>1	0,91	>1
1,85	>1	>1	0,97	>1	0,91	>1

Tabella 11.2 – Tasso di sfruttamento per la verifica a taglio nelle due sezioni più critiche al variare del FC

## 12 CONCLUSIONI

Nella presente relazione si è condotta una verifica di sicurezza ai soli carichi statici per lo scatolare in c.a. esistente ubicato al km 0+379 della Linea Ferroviaria Ferrandina-Matera la Martella.

Il manufatto, progettato nella metà degli anni '80 e realizzato, verosimilmente, nella decade successiva, è stato in questa fase verificato dapprima con le prescrizioni riportate nel Decreto Ministeriale del 09/01/1996 e quindi con quanto indicato nel Decreto Ministeriale del 20/02/2018. Oltre al differente approccio legato al metodo delle Tensioni Ammissibili nel primo caso e a quello semiprobabilistico degli Stati Limite nel secondo, vi sono notevoli differenze in termini di carichi agenti sulla struttura: seguendo le indicazioni del DM96 è stata considerata un'azione accidentale dovuta al carico ferroviario secondo lo schema di treno "Tipo A" mentre il DM18 ha introdotto dei modelli di progetto per cui si è considerato il treno tipo LM71. Ai fini di uno studio più approfondito è stato considerato, per le analisi ai sensi del DM18, anche il treno di carico reale C3.

Le verifiche condotte secondo le Tensioni Ammissibili hanno dato, come era lecito aspettarsi, esito positivo, in quanto l'opera in oggetto è stata progettata proprio in accordo con tale metodo, come si evince dalle relazioni di calcolo storiche rinvenute.

Passando, invece, all'approccio agli Stati Limite secondo DM18 si ha un netto peggioramento dell'esito delle verifiche, con tassi di sfruttamento che superano il valore unitario, non soddisfacendo in particolare le verifiche a taglio; ciò è sicuramente dovuto ad una maggiore severità imposta dal normatore nei confronti di tale verifica, al fine di scongiurare l'instaurarsi di meccanismi di rottura fragili antecedenti a quelli duttili proprio in quelle porzioni di struttura più sensibili a tali fenomeni, come i nodi.

La situazione chiaramente migliora, in termini di sfruttamento della sezione, passando dal treno di carico LM71 al treno realmente circolante C3, ma le verifiche, sia modellando la struttura nel piano che tenendo conto degli effetti legati alla tridimensionalità dell'opera grazie ad elementi tipo shell, appaiono ancora ben lontane dall'esser soddisfatte.

Ai fini di uno studio maggiormente accurato in termini di incremento dinamico del carico C3 sono state poi condotte opportune analisi dinamiche in grado di tener conto dell'interazione della struttura con il terreno di fondazione; in tal modo si è valutato più accuratamente il coefficiente di incremento del carico da treno  $\varphi_{TR}$ , potendolo ridurre di circa il 25%. Utilizzando quindi quest'ultimo valore, pari  $\varphi_{TR} = 1,40$ , la verifica a taglio risulta ancora non soddisfatta a meno che non si possa adottare un LC3, ovvero un  $FC=1,00$ . Tale condizione, per la specifica opera in esame, risulta facilmente attuabile in quanto, secondo la Tabella C8.5.IV di [N2] nel seguito riportata, sarebbe sufficiente condurre una campagna di *indagini limitate in situ* e di *prove estese in situ* per ottenere tale Livello di Conoscenza, in quanto si dispone degli elaborati progettuali storici, dei certificati di prova sui materiali e quelli relativi al collaudo statico.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Tabella 12.1 – Tabella C8.5.IV di [N2]

In conclusione, si può affermare che **tutte le verifiche in condizioni statiche risultano soddisfatte**, in accordo con la normativa attualmente vigente e con il carico realmente circolante sulla linea, a patto che sull'opera in oggetto venga eseguita una campagna di indagine in situ e una serie di prove di laboratorio sui materiali che permettano di raggiungere il Livello di Conoscenza LC3.