

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

### PROGETTO DEFINITIVO

#### TANGENZIALE NORD E SUD

60T- VIADOTTO RAMP A INTER. A13 TANG. NORD 8+488

#### AMPLIAMENTO NORD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO  
IMPALCATO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

#### CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O01	ST06N	DCK00	R	S T R	0624	2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
	REDATTO:				VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
									1	SETTEMBRE 2019
									2	SETTEMBRE 2020

	VISTO DEL COMMITTENTE    IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE    <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	---

## Sommario

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>2</b>
1.1.	OGGETTO E SCOPO .....	2
1.2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
1.3.	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE .....	5
1.3.1.	METODI DI CALCOLO .....	5
1.3.2.	UNITÀ DI MISURA .....	5
1.3.3.	STATI LIMITE E SITUAZIONI DI PROGETTO.....	5
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>7</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	7
2.2	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA .....	8
2.3	ACCIAIO PER IL CAP.....	8
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>9</b>
3.1	PESO PROPRIO IMPALCATO ( $G_1$ ) E CARICHI PERMANENTI ( $G_2$ ) .....	9
3.2	CARICHI ACCIDENTALI .....	9
3.3	PRECOMPRESSIONE .....	11
3.3.2	<i>Armatura di progetto</i> .....	12
<b>4</b>	<b>COMBINAZIONE DEI CARICHI</b> .....	<b>13</b>
4.1	GENERALITA' .....	13
4.2	STATO LIMITE ULTIMO.....	15
4.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	16
<b>5</b>	<b>MODELLAZIONE FEM</b> .....	<b>17</b>
<b>6</b>	<b>SINTESI ANALISI RISULTATI</b> .....	<b>24</b>
6.1	TRAVI LONGITUDINALI.....	24
6.2	APPOGGI.....	27
<b>7</b>	<b>VERIFICA TRAVE IN CAP</b> .....	<b>28</b>
7.1	SLE – ANALISI TENSIONALE .....	28
7.2	SLU – FLESSIONE.....	32
<b>8</b>	<b>AZIONI SUGLI APPOGGI</b> .....	<b>34</b>

# 1 GENERALITA'

## 1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento del cavalcavia stradale interconnessione previsto nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il sottovia esistente è costituito da un solettone alleggerito precompresso in semplice appoggio su due campate da 20,43 per la campata lato Firenze e 22,22 per la campata lato Rimini m (interasse appoggi).

La larghezza trasversale della parte in allargamento è variabile da 3,75 a 4,06 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 2 travi in c.a.p. con sezione a V a formare, a soletta completata, due sezioni a cassoncino, alte 110 cm e poste ad interasse pari a 1,96 m. La soletta superiore di completamento risulta di spessore 20,0 cm.

Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

La presente relazione riporta le analisi svolte per le strutture in c.a.p. relative all'intervento di allargamento.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

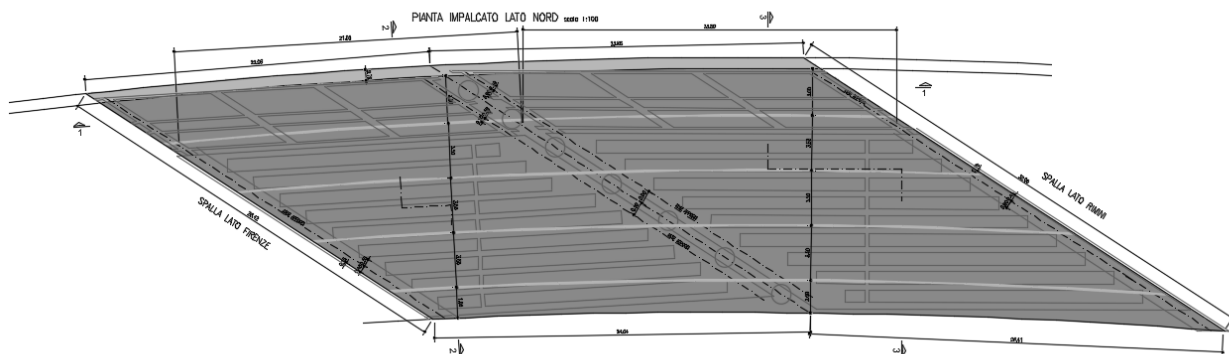


Figura 1.1: Pianta impalcato

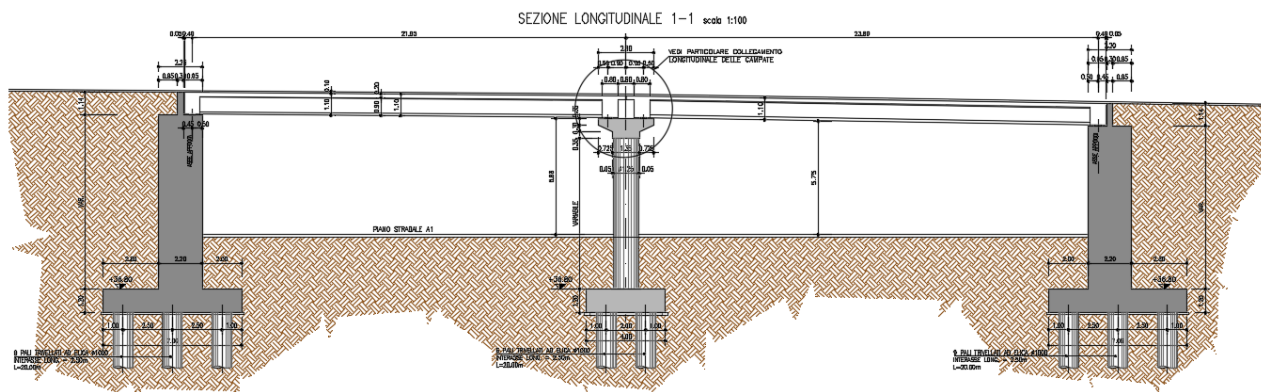


Figura 1.2: Sezione longitudinale

SEZIONE 2 - 2 CAMPATA VERSO FIRENZE

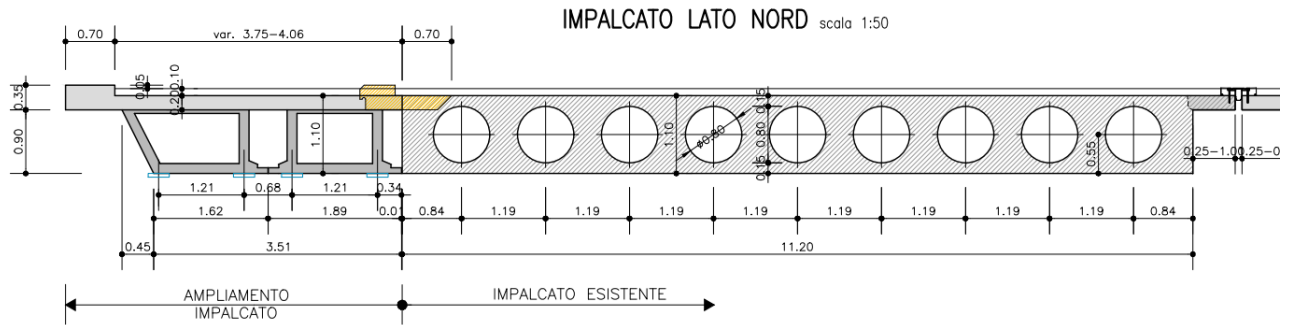


Figura 1.3: Sezione trasversale impalcato Lato Nord – Campata verso Firenze

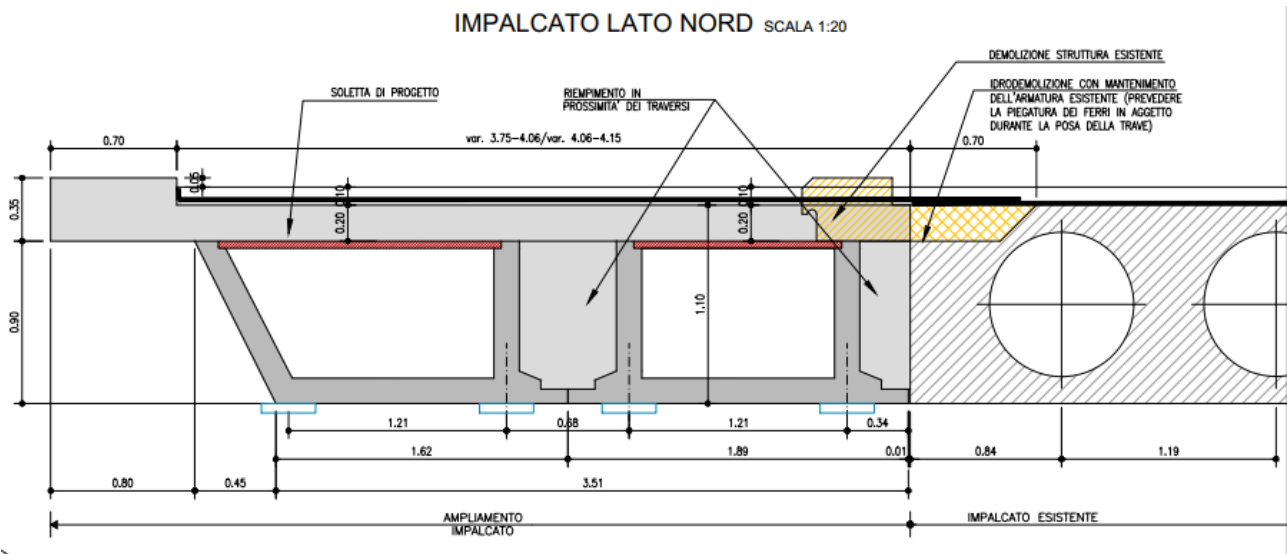


Figura 1.4: Sezione trasversale impalcato in ampliamento Lato Nord – Campata verso Firenze

## 1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “*Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”;
- D.M. 17/01/2018 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- CNR DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.
- CNR UNI 10011/88: “*Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione*”.
- CNR 10016/85: “*Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni*”.
- CNR 10030/87: “*Anime irrigidite di travi a parete piena*”.
- CNR 10024/86: “*Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*”.
- CNR 10012/85: “*Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni*”.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI ENV 1993-1-1:1994: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural element.*
- UNI ENV 1993-1-6:2002: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-6: Regole generali – Regole supplementari per le strutture a guscio.*
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*

- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

Inoltre si è fatto riferimento a:

- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n88/2019 – Ministero delle Infrastrutture – 17.04.2020

### 1.3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

#### 1.3.1. Metodi di Calcolo

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali. In allegato si riporta un estratto dei tabulati di input dati e i relativi dati di output per la condizione di massime sollecitazioni sulle nuove travi in acciaio e sulle travi esistenti secondo la configurazione di carico definite dalle attuali norme.

#### 1.3.2. Unità di Misura

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le masse                               ⇒     kg, t
- per i carichi                               ⇒     kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- per le azioni di calcolo               ⇒     kN, kNm
- per le tensioni                           ⇒     N/mm<sup>2</sup>, MPa, daN/cm<sup>2</sup>

#### 1.3.3. Stati Limite e Situazioni di Progetto

##### Stati Limite

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Servizio (SLS).

Per la progettazione e verifica della struttura in oggetto sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, i seguenti Stati Limite Ultimi significativi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR).

#### Situazioni di Progetto

Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- Situazioni di Progetto Persistenti: sono le condizioni progettuali corrispondenti alle normali condizioni d'uso della struttura.
- Situazioni di Progetto Sismiche: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta all'evento sismico.
- Situazioni di Progetto Eccezionali: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta ad azioni eccezionali di progetto.

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. 17/01/2018), UNI EN 206:2006 e UNI 11104:2004 “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale”.

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

#### Calcestruzzo per solette

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro  $\leq 100$  microm/m a 28 gg

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	35 mm

#### Calcestruzzo per coppelle

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Copriferro nominale	35 mm



Calcestruzzo per travi in cap

Classe di resistenza	C45/55
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 45,00 \text{ N/mm}^2$

**2.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA**

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Barre

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

**2.3 ACCIAIO PER IL CAP**

Acciaio per cap

Tensione di rottura	$f_{ptk} = 1870 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'0,1% di deformazione residua	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

### 3 ANALISI DEI CARICHI

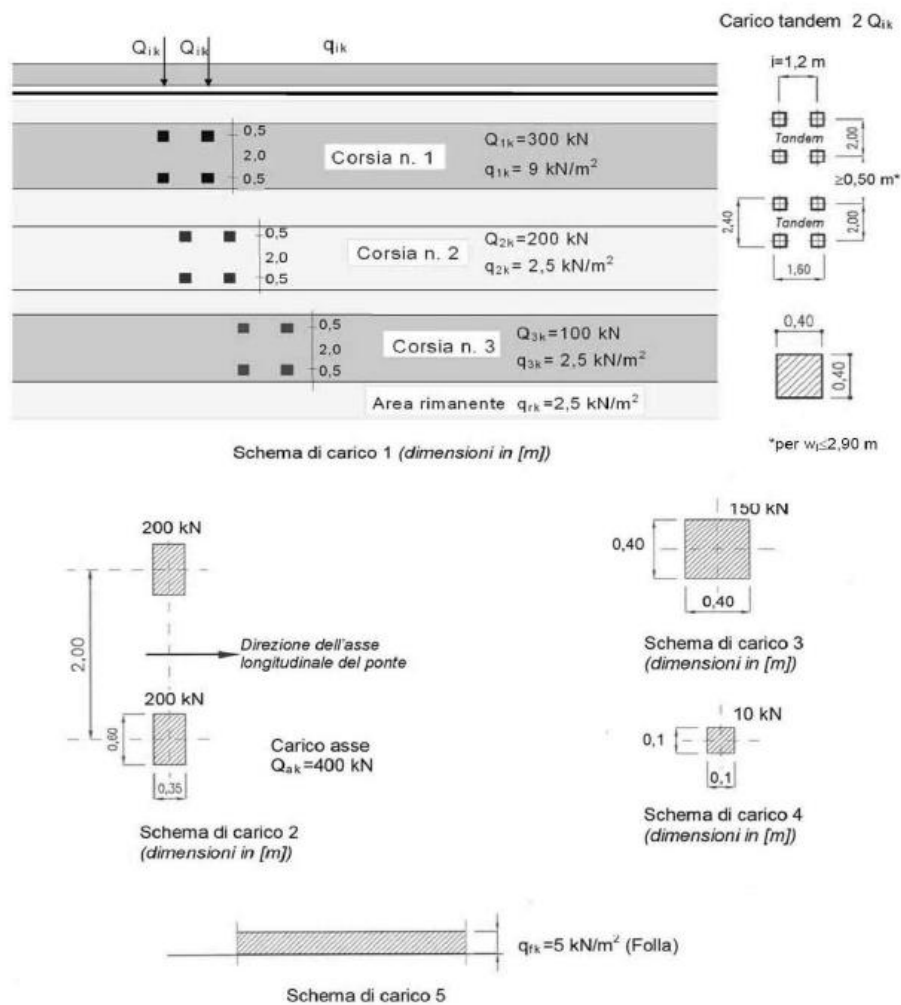
Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sul ponte in esame.

#### 3.1 PESO PROPRIO IMPALCATO (G<sub>1</sub>) E CARICHI PERMANENTI (G<sub>2</sub>)

- Peso proprio travi in cap  $g_k = 41,22 \text{ kN/m}$
- Peso proprio soletta  $g_k = 20,30 \text{ kN/m}$
- Cordolo sinistro  $g_k = 0.70 \times 0.15 \times 25 = 2,63 \text{ kN/m}$
- Sicurvia  $g_k = 1,50 \text{ kN/m}$
- Peso pavimentazione bituminosa:  $p = 3,00 * 4,00 = 12 \text{ kN/m}$

#### 3.2 CARICHI ACCIDENTALI

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3 delle NTC 2008. In particolare, si è considerato lo schema di carico 1 per le verifiche globali.



Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1, come mostrato in figura:

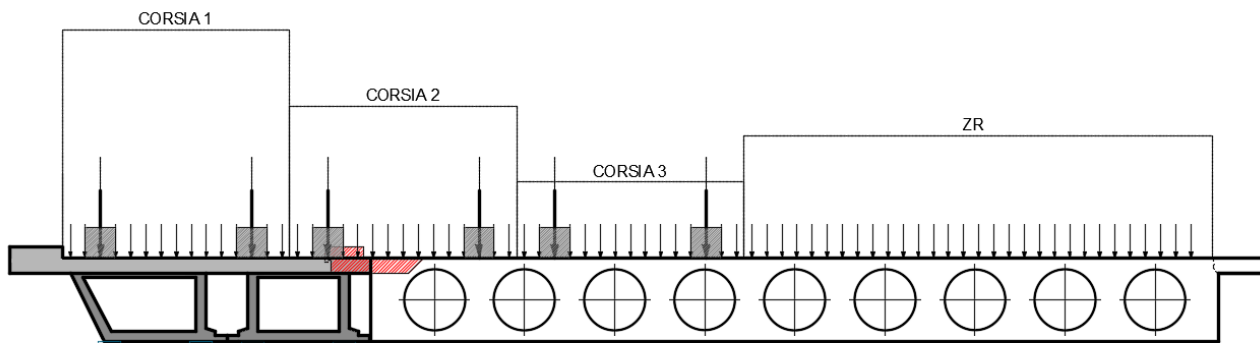


Figura 3.1: Scenario 1

Tale disposizioni prevedono l'accostamento delle 3 corsie convenzionali sul bordo della carreggiata oltre alle aree rimanenti, consentendo di massimizzare le sollecitazioni della trave principale posta sullo stesso bordo. Si è poi eseguita l'analisi di tipo "Moving Load" disponibile sul codice di calcolo Midas Civil in base alla quale il programma determina di volta in volta l'effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo secondo la teoria delle linee di influenza.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

### 3.3 PRECOMPRESSIONE

#### 3.3.1.1 Tiro iniziale

Si considera una tensione iniziale “al martinetto” di  $\sigma_{pi} = 1350 \text{ N/mm}^2$ , valore compatibile con i limiti tensionali previsti da normativa.

$$\sigma_{pi} = 1350 \text{ N/mm}^2 < 0.90 f_{p(0.1)k} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pi} = 1350 \text{ N/mm}^2 < 0.80 f_{ptk} = 1488 \text{ N/mm}^2$$

#### 3.3.1.2 Perdite e cadute

Tenuto conto della tipologia di precompressione adottata (pre-tensione), si considerando le seguenti perdite /cadute di tensione:

- perdita per deformazione elastica del calcestruzzo;
- caduta per effetti lenti (ritiro, viscosità, rilassamento).

Il primo contribuito viene tenuto in conto in fase di verifica sezionale applicando la forza massima di tesatura al martinetto sulla sezione omogeneizzata (calcestruzzo + armature lente + trefolo).

Gli effetti delle deformazioni lente e del rilassamento dell'acciaio sono valutati in accordo al par.5.10.6 dell'EC2 secondo la formula di combinazione riportata di seguito.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

$\Delta P_{c+s+r}$	=	caduta di azione precompressione totale per effetti lenti
$\Delta \sigma_{c+s+r}$	=	caduta di tensione totale per effetti lenti nell'acciaio
$A_p$	=	area totale armatura di precompressione
$A_c$	=	area della sola sezione di calcestruzzo
$I_c$	=	inerzia della sola sezione di calcestruzzo
$Z_{cp}$	=	eccentricità dell'armatura di precompressione rispetto al baricentro della sezione di calcestruzzo
$\varepsilon_{cs}$	=	deformazione per ritiro
$E_p$	=	modulo elastico dell'acciaio
$E_{cm}$	=	modulo elastico del calcestruzzo
$\Delta \sigma_{pr}$	=	caduta di tensione per rilassamento
$\varphi(t, t_0)$	=	coefficiente di viscosità
$\sigma_{c,QP}$	=	compressione media sul calcestruzzo in condizioni quasi-permanenti

Si considerano le perdite pari a circa il 25%, per cui lo sforzo di tiro nelle armature di precompressione valutato a tempo "infinito" è pari a circa 1000 N/mm<sup>2</sup>. Tale sforzo è utilizzato per la verifica flessionale della trave.

### 3.3.2 Armatura di progetto

Nella trave esistente sono presenti n.44 trefoli 6/10" (sezione nominale 139.00mm<sup>2</sup>).

L'area totale dei trefoli risulta pari a 6116 mm<sup>2</sup>.

## 4 COMBINAZIONE DEI CARICHI

### 4.1 GENERALITA'

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- $G_1$  valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $G_2$  valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- $Q_{K1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $i$ ;
- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- $\gamma_P$  coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- $\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$  coefficiente parziale per l'azione variabile  $i$ ;
- $\psi_{i,i}$  coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2008.

Azioni	Effetto del Carico	$\psi_0$ di combinazione	$\psi_1$ frequenti	$\psi_2$ quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	$T_k$	0.6	0.6	0.5

Tabella 4.1: coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

## 4.2 STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente $\gamma_F$	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali <sup>(2)</sup>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

<sup>(1)</sup> equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

<sup>(2)</sup> nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.2: coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.



### 4.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per le strutture in calcestruzzo armato come la soletta di impalcato, il D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;

## 5 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2019, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme dell'impalcato ovvero le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM secondo le geometrie di progetto adottando elementi monodimensionali tipo "beam".

Oltre agli elementi portanti principali (travi e traversi) si implementa la soletta discretizzandola con una serie di strisce trasversali di larghezza 1.70 m.

A livello geometrico, si considera come piano di riferimento quello di estradosso soletta associando pertanto opportuni "offset" sezionali per modellare le corrette posizioni dei baricentri dei vari elementi. Convenzionalmente si adotta il seguente sistema di riferimento

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

I carichi sono modellati come:

- forze per unità di lunghezza

Per quanto riguarda i carichi da traffico, il software impiegato consente di simulare l'effetto di un carico viaggiante (*vehicle*) lungo apposite corsie (*lane*), massimizzando gli effetti in tutti gli elementi modellati.

Infine i vincoli sono di tipo rigido, secondo lo schema statico di progetto ovvero sono stati considerati appoggi fissi.

Il modello del nuovo impalcato è indipendente dal modello dell'impalcato esistente. A tal fine sono stati introdotti nella modellazione delle opportune condizioni sull'applicazione dei carichi (attraverso la funzione "Boundary Change Assignment").

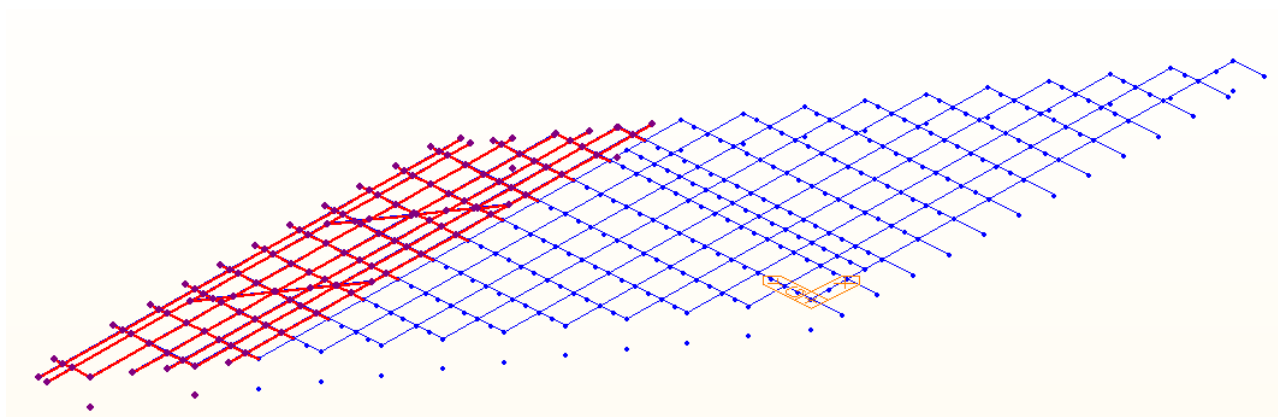


Figura 5.1: *Modello 3D Impalcato – Graticcio di travi – In rosso Impalcato nuovo*

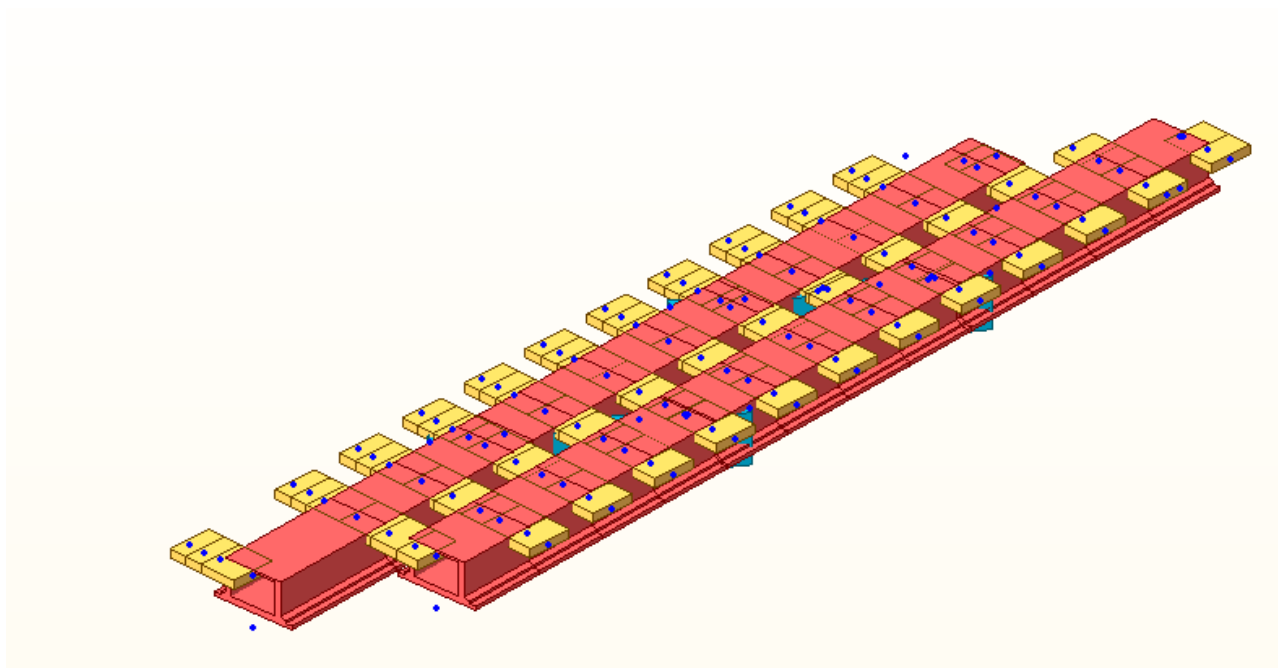


Figura 5.2: *Modello 3D Impalcato esistente – Lato Firenze*

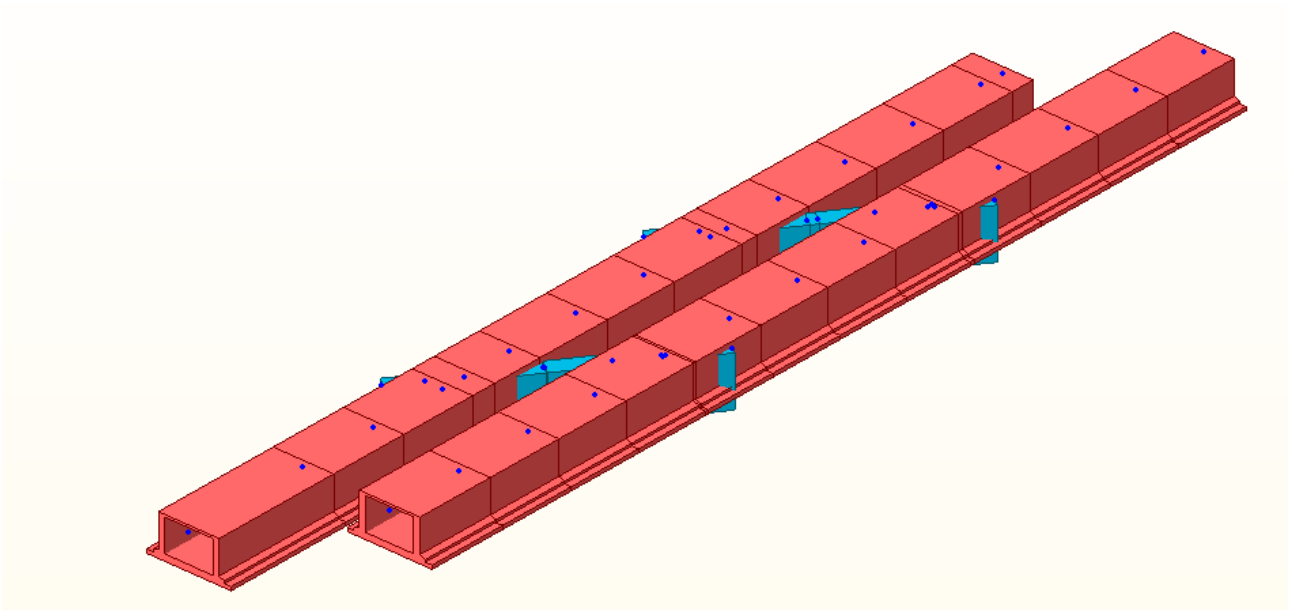


Figura 5.3: Travi longitudinali e Traversi

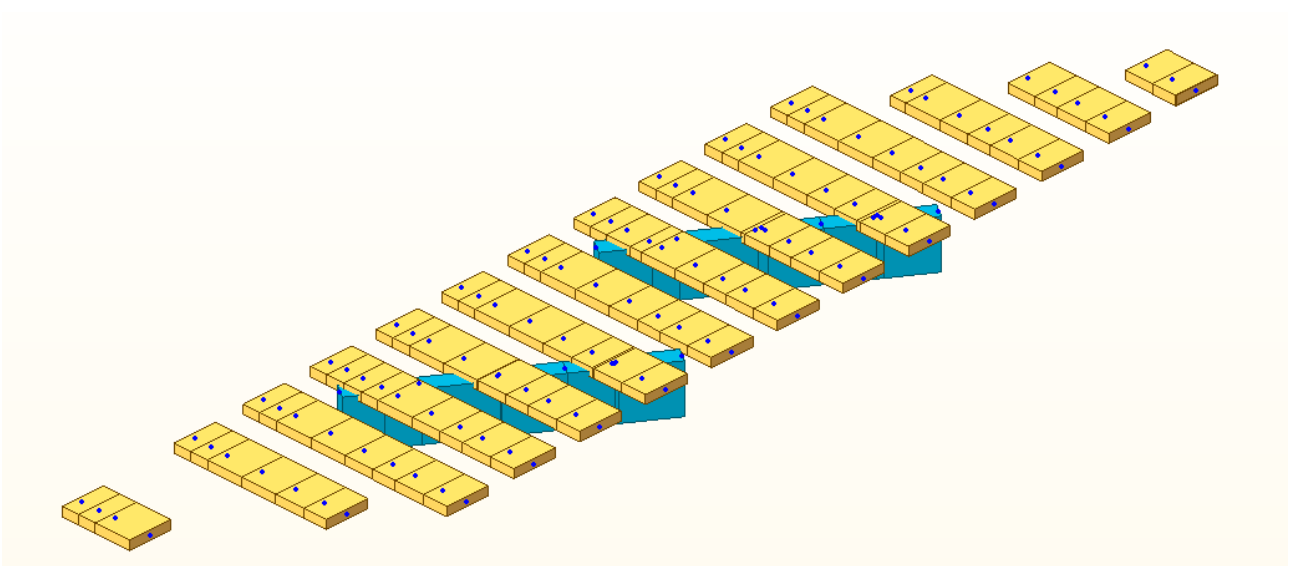


Figura 5.4: Soletta e Traversi

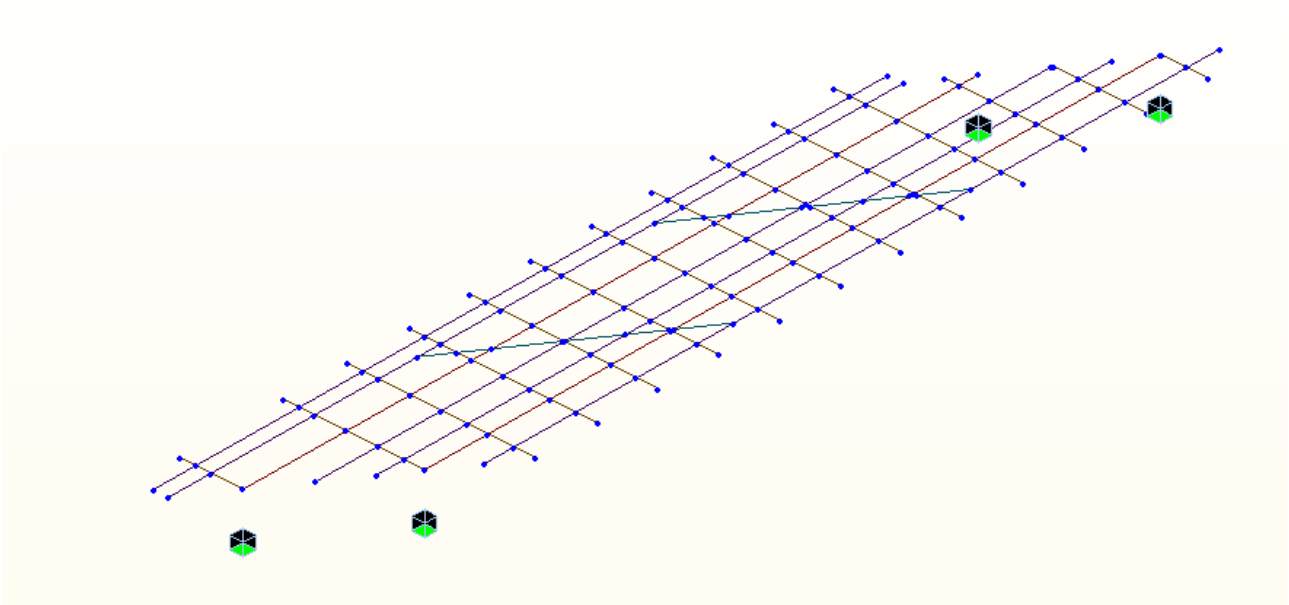


Figura 5.5: Sistema di vincolo

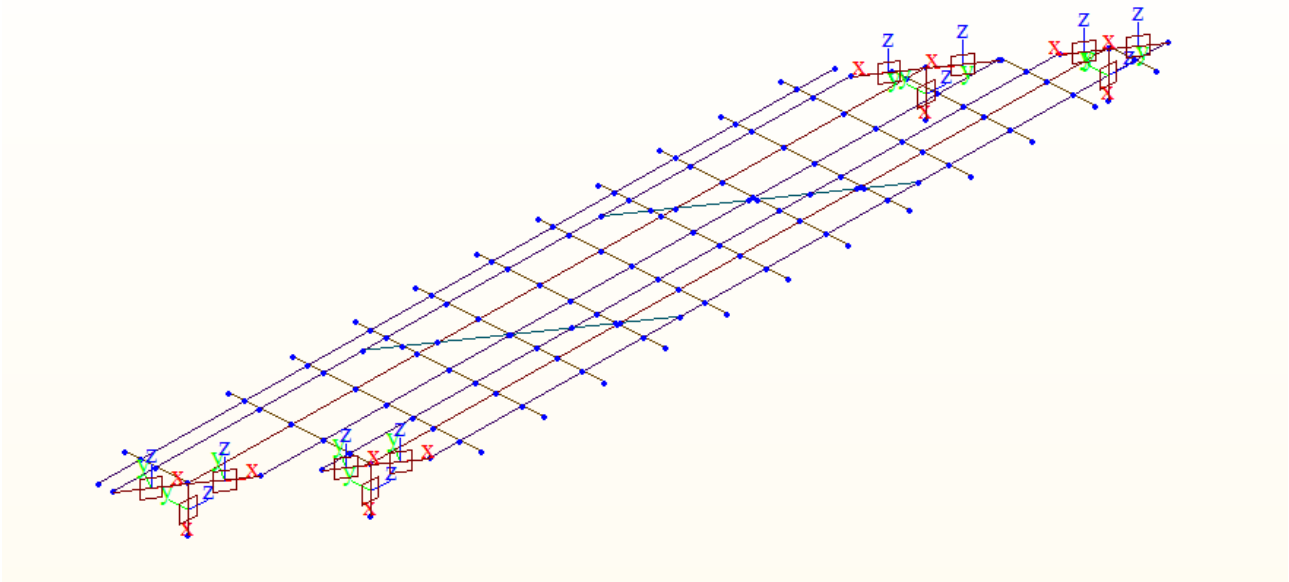


Figura 5.6: Rigid link

Si riportano di seguito le immagini del modello di calcolo con l'applicazione dei carichi di progetto.

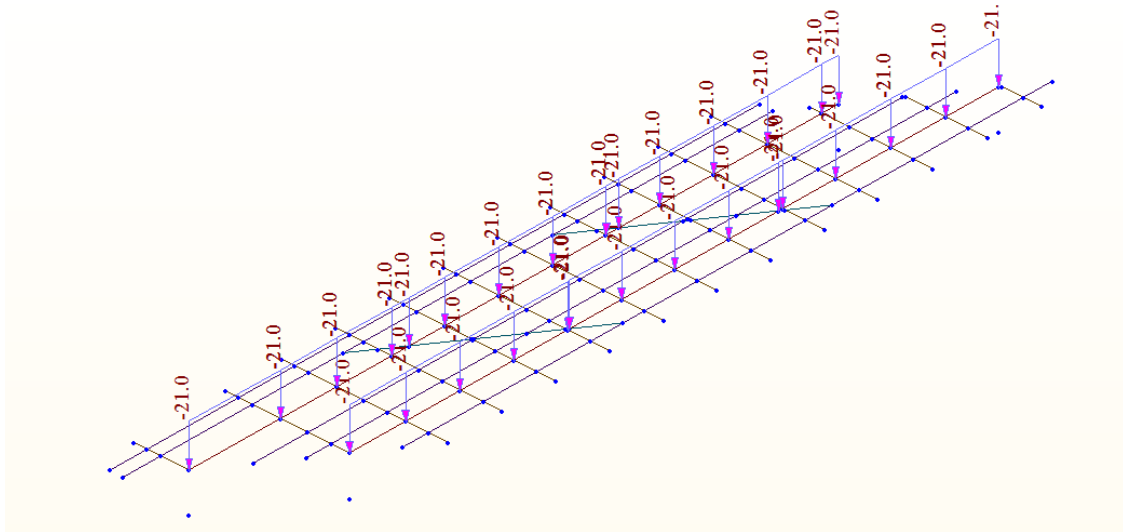


Figura 5.7: Applicazione peso proprio travi in cap

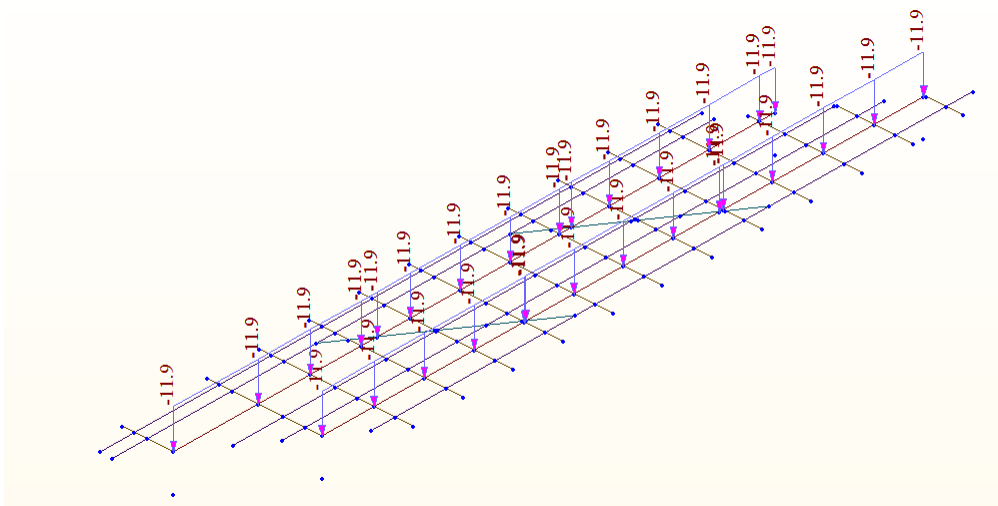


Figura 5.8: Applicazione peso proprio soletta

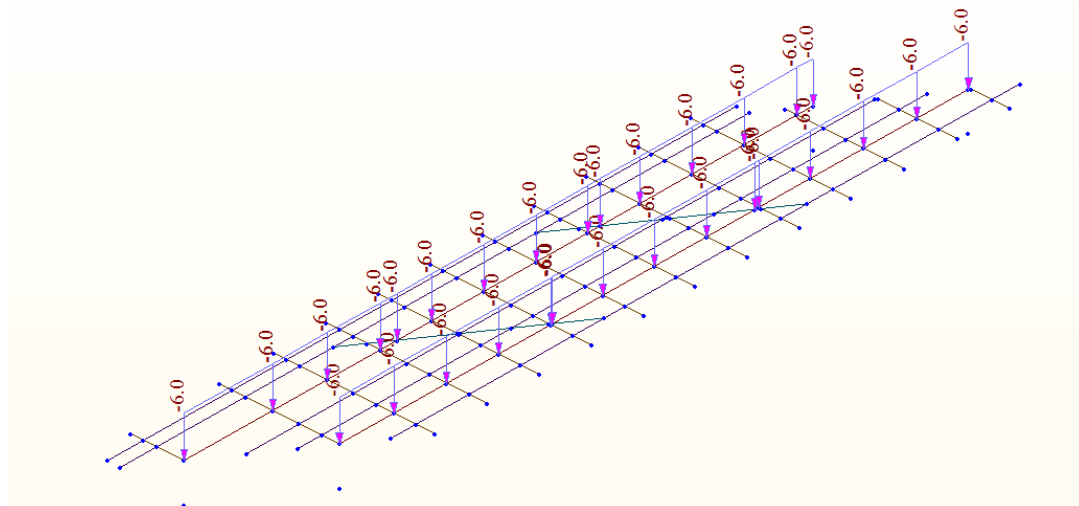


Figura 5.9: Applicazione peso pavimentazione

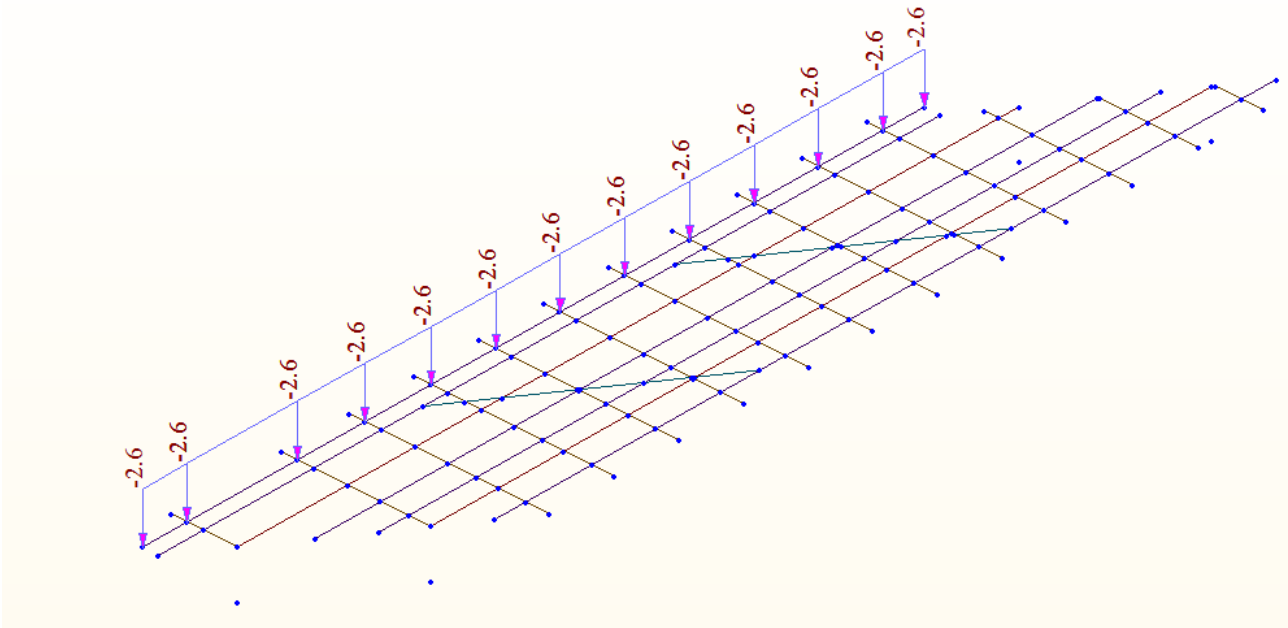


Figura 5.10: Applicazione peso cordolo nuovo

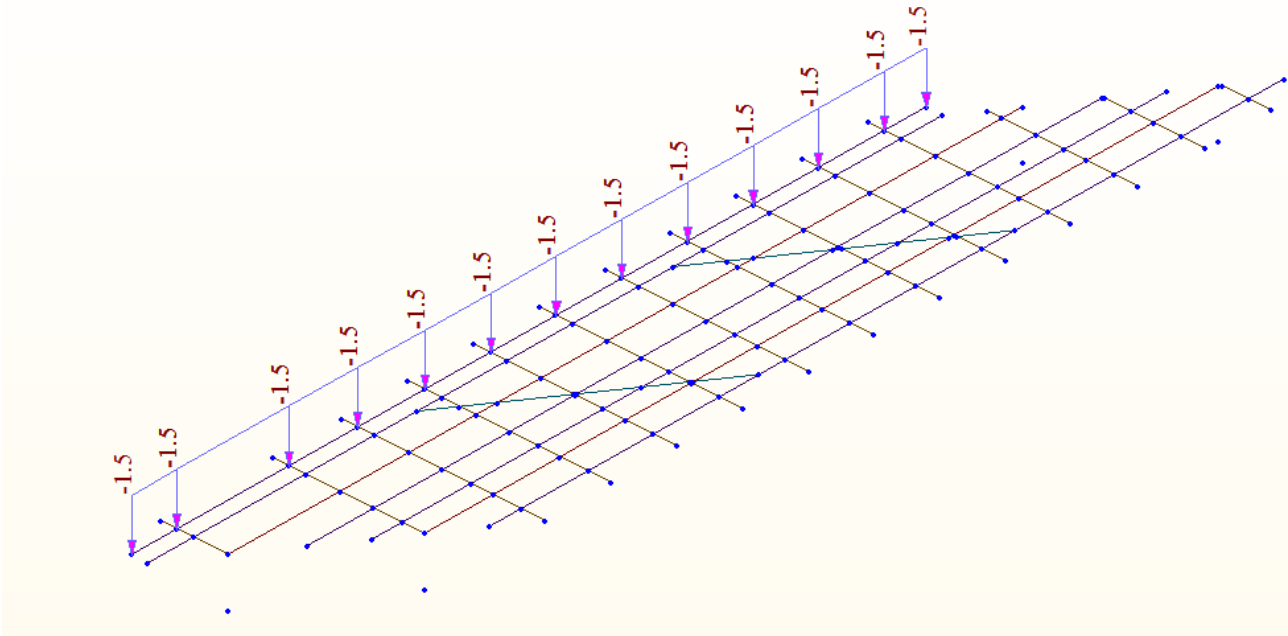


Figura 5.11: Applicazione peso sicurvia

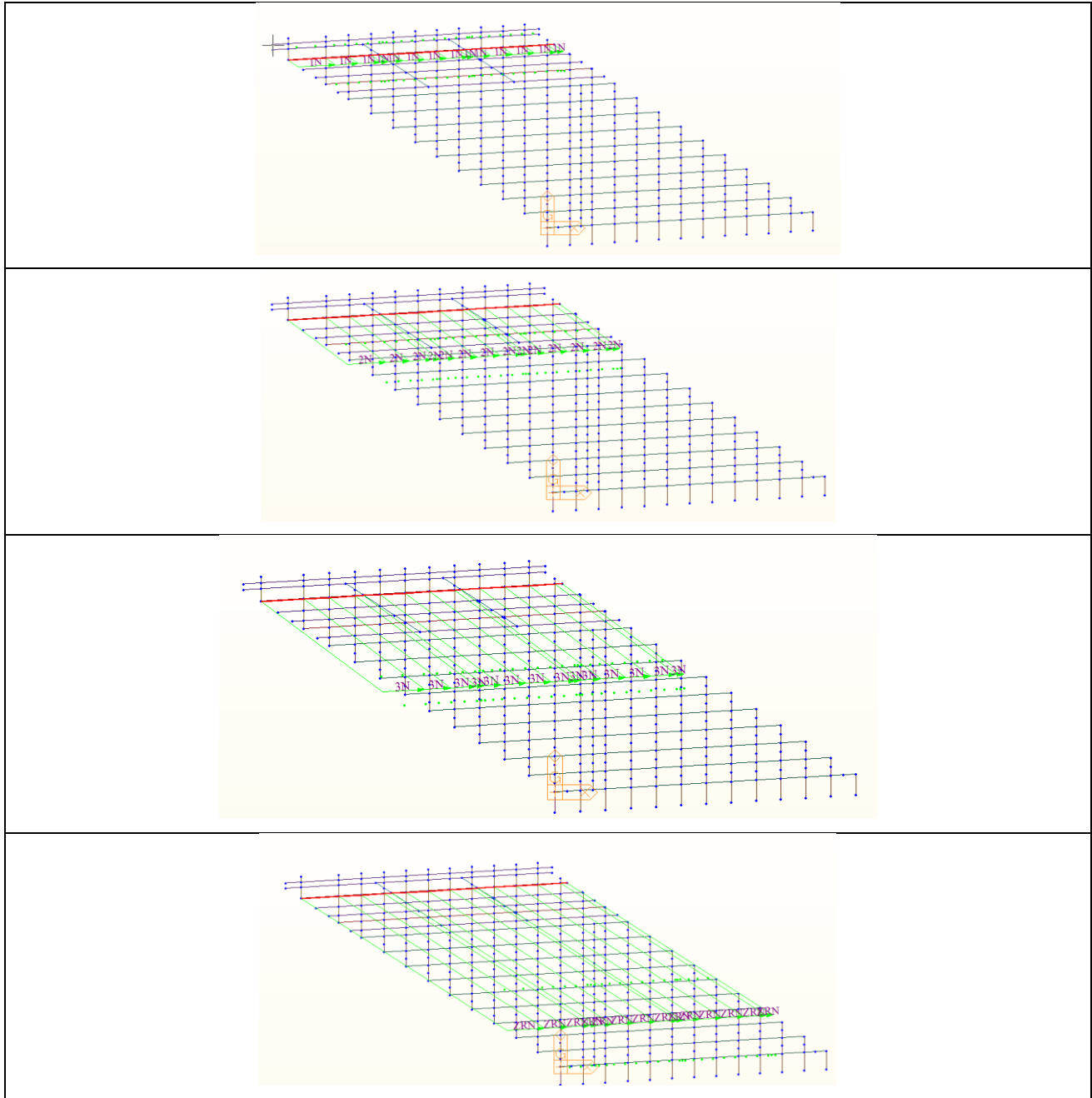


Figura 5.12: Applicazione carico stradale



## 6 SINTESI ANALISI RISULTATI

### 6.1 TRAVI LONGITUDINALI

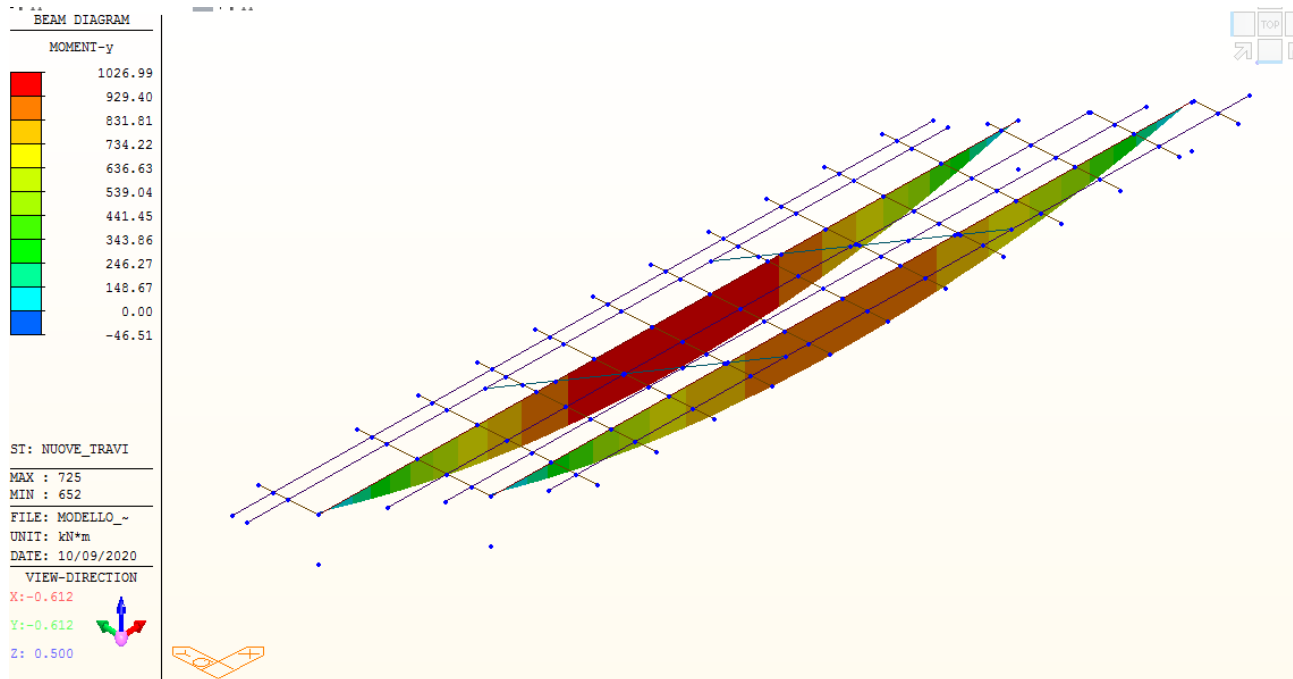


Figura 6.1: Direzione longitudinale –  $M_y$  – Peso Proprio

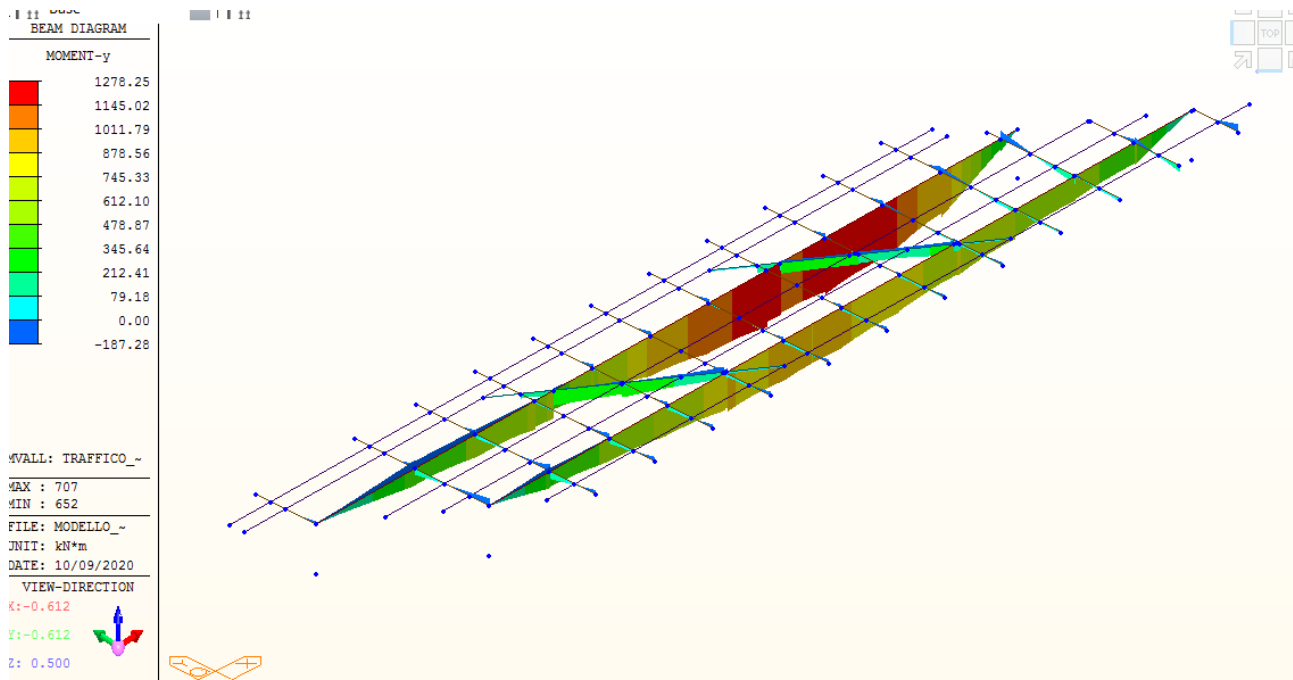


Figura 6.2: Direzione longitudinale –  $M_y$  – Carico Accidentale

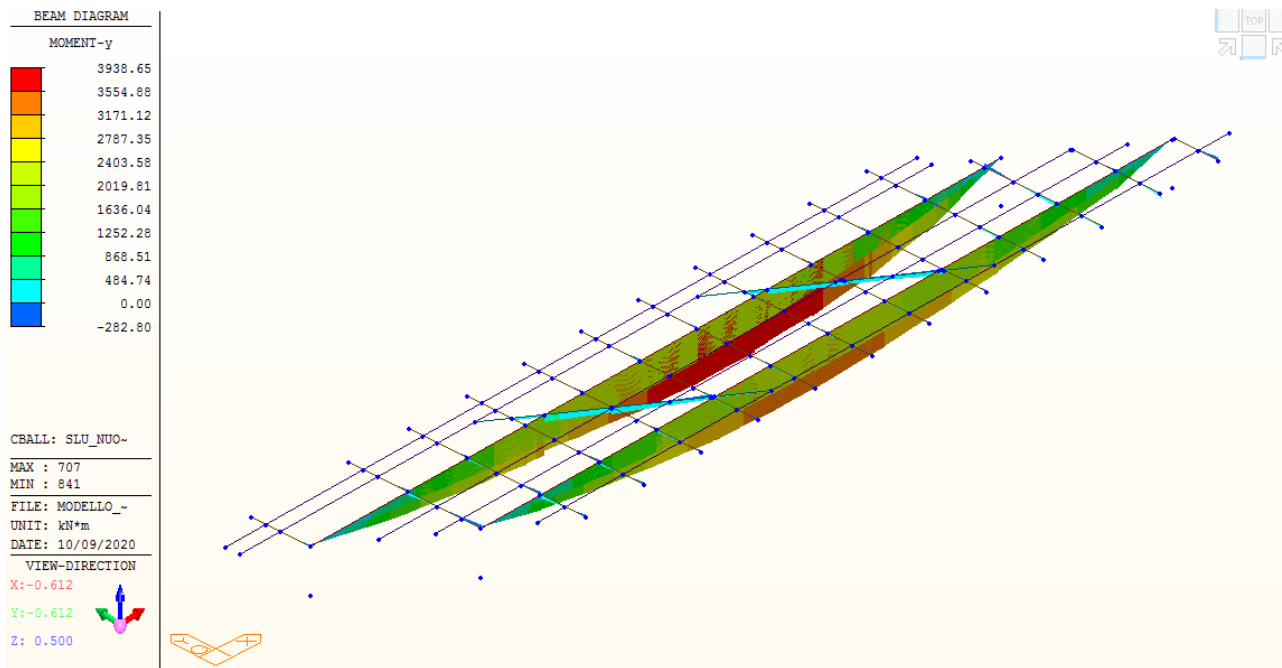


Figura 6.3: Direzione longitudinale –  $M_y$  – Combinazione SLU

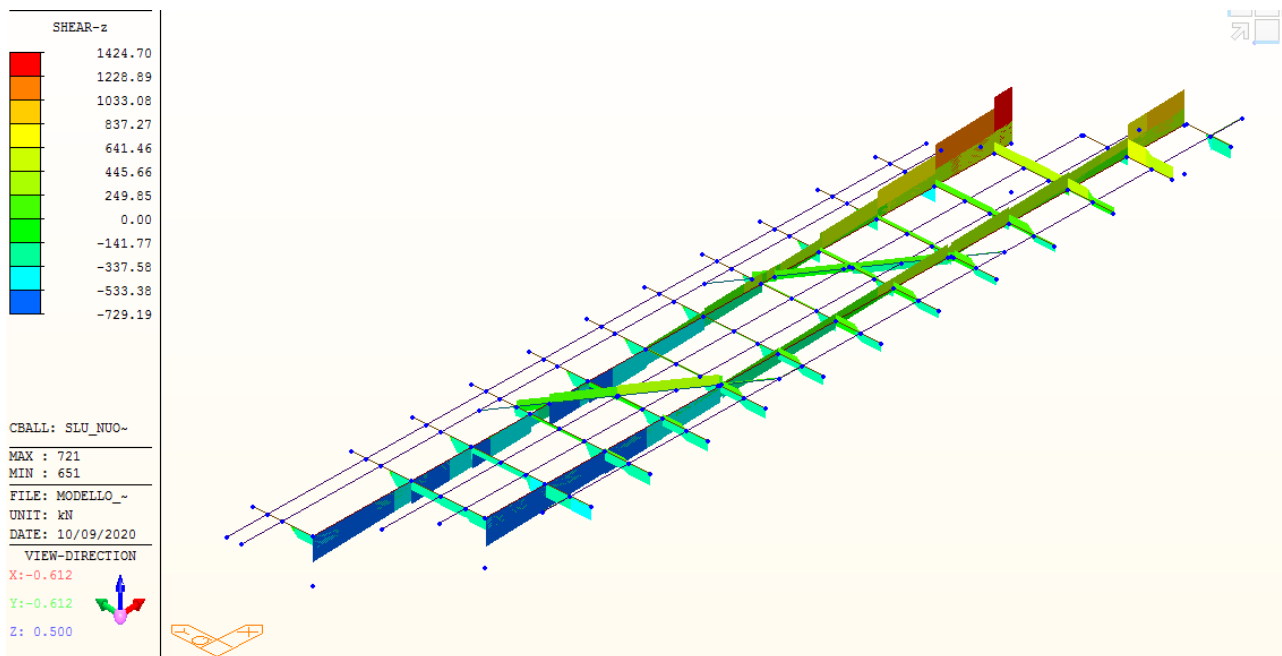


Figura 6.4: Direzione longitudinale –  $T_z$  – Combinazione SLU

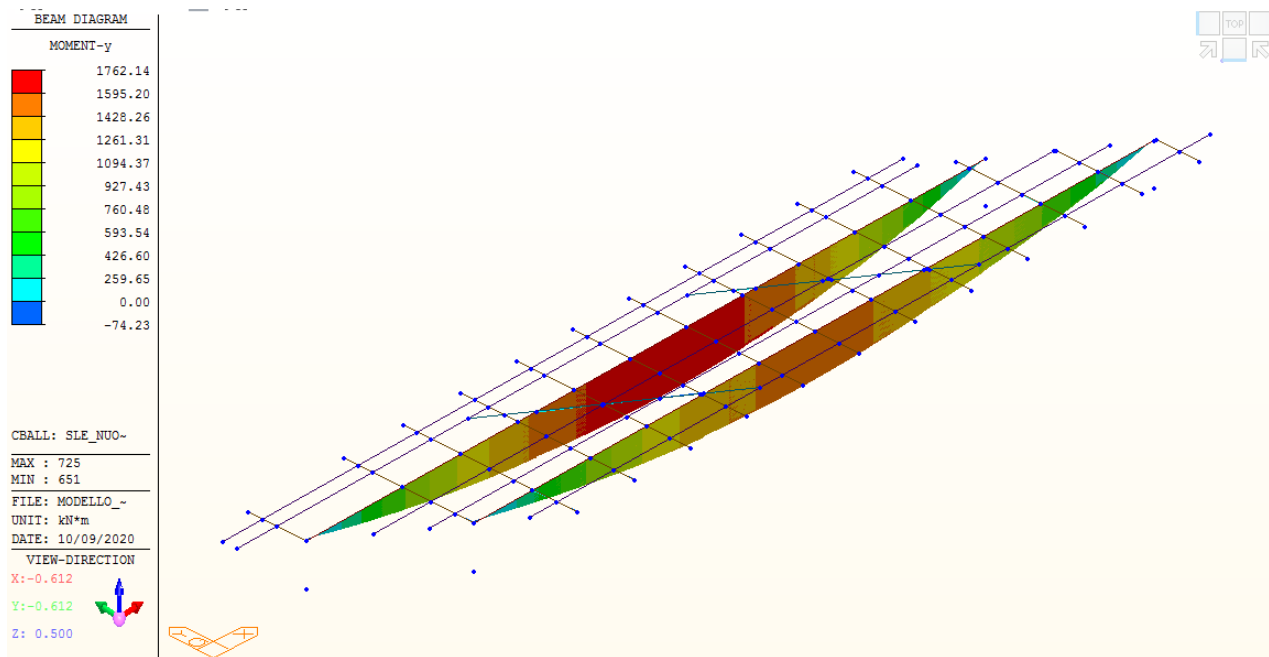


Figura 6.5: Direzione longitudinale –  $M_y$  – Combinazione SLE Rara

## 6.2 APPOGGI

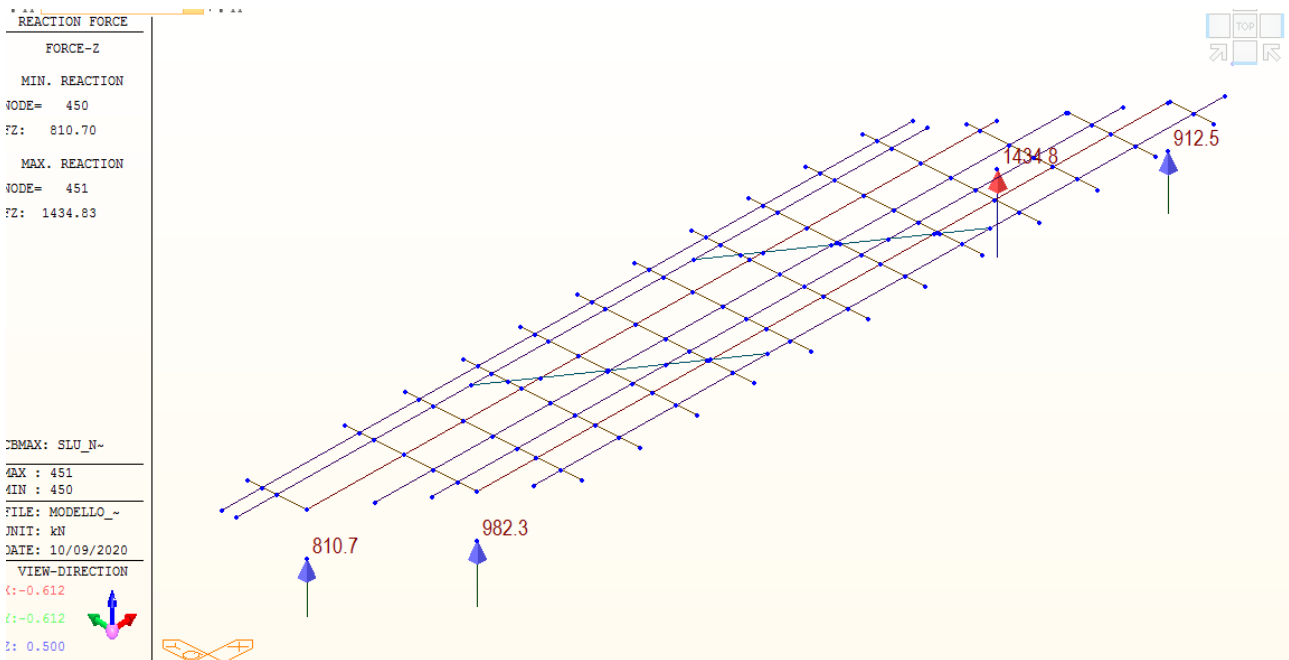


Figura 6.6: Comb.SLU – Azioni appoggi verticali (MAX)

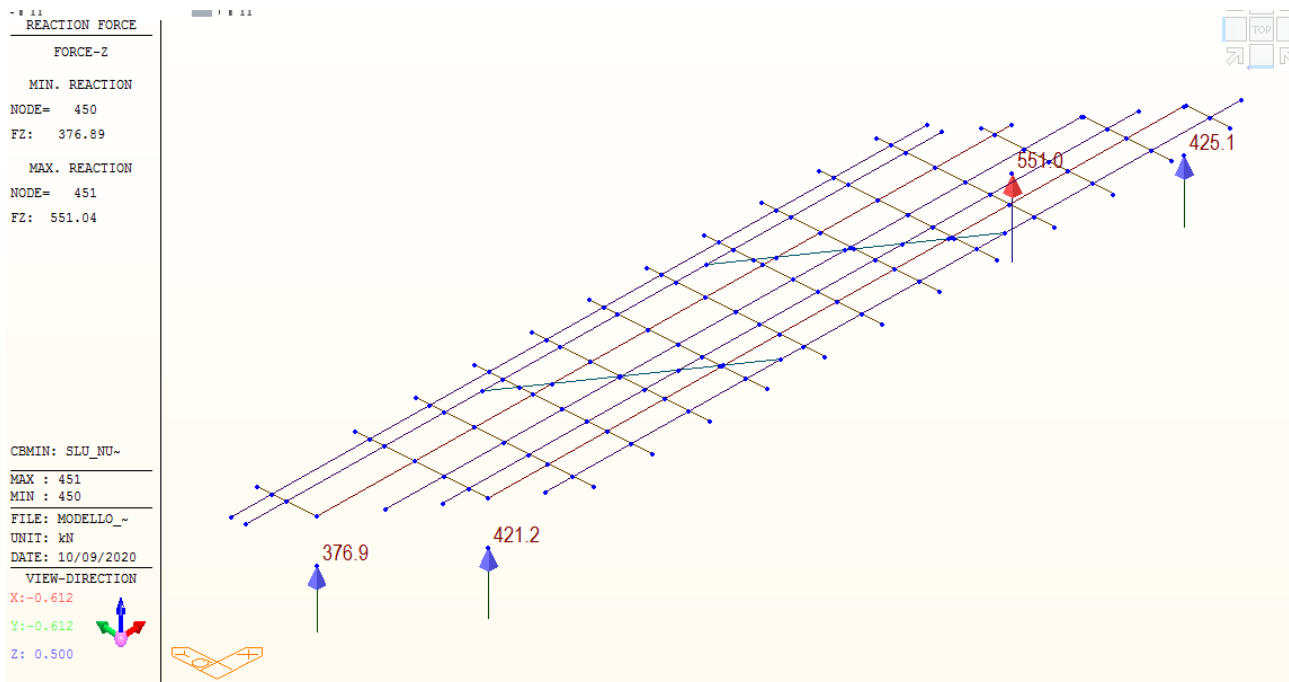


Figura 6.7: Comb.SLU – Azioni appoggi verticali (MIN)

## 7 VERIFICA TRAVE IN CAP

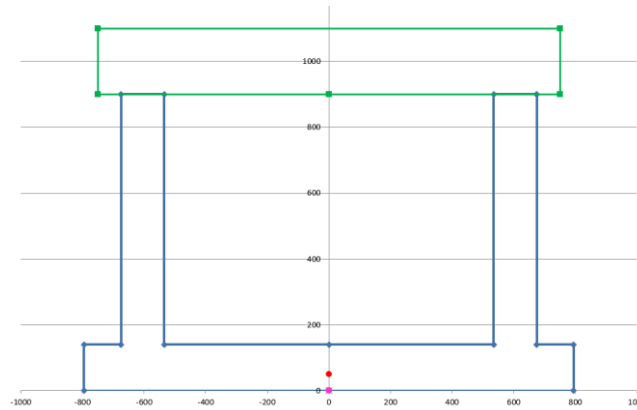
Le verifiche in combinazione SLE e SLU sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

### 7.1 SLE – ANALISI TENSIONALE

Per la verifica tensionale, è stato considerato un tiro iniziale pari a 1000 MPa. La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura presente nella singola trave longitudinale (impalcato Lato Firenze) riassunta in tabella.

Elemento	Direzione	Armatura	Area totale
Trave in cap	Longitudinale	44 trefoli 6/10"	6116 mm <sup>2</sup>

Cautelativamente le verifiche sono svolte facendo riferimento alla sezione resistente della cassone, al netto del getto superiore di 5 cm, come mostrato nella figura di seguito riportata:



Si riportano di seguito i massimi momenti agenti in combinazione SLE – Rara, per i carichi riportati di seguito:

Carico	$M_{ed\_SLE\_RARA}$
[-]	[kN m /trave]
Peso proprio travi	1026.00
Peso proprio soletta	585.00
Peso permanenti	143.50
Accidentali	1279.00

Con riferimento ai valori di tensione riportati nelle tabelle successive e nei grafici di sintesi, si verifica quanto segue:

Verifica massima compressione sul calcestruzzo

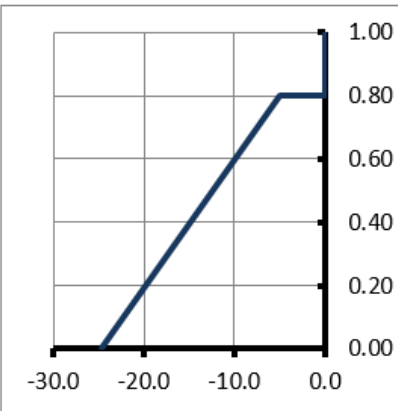
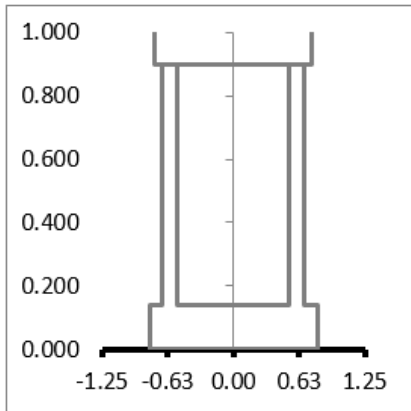
Fase	Verifica		
1A	Massima compressione in fase transitoria	24.70	$< 0.70 \times f_{ckj} = 0.70 \times 45 \times 0.83 = 26.14 \text{ N/mm}^2$
1B	Massima compressione in condizioni rare – Getto soletta	20.00	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 55 \times 0.83 = 27.4 \text{ N/mm}^2$
2	Massima compressione in condizioni rare	14.20	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 55 \times 0.83 = 27.4 \text{ N/mm}^2$

Verifica massima trazione nell'acciaio

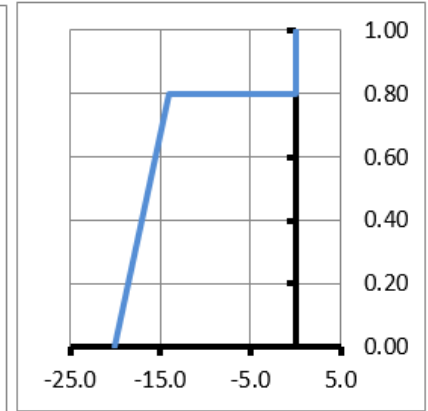
Fase	Verifica		
3	Massima trazione	1055.10	$< 0.80 \times f_{yk} = 0.80 \times 1670 = 1336 \text{ N/mm}^2$

		FASE			
		1.A	1.B	2	3
		Taglio trefoli	Getto soletta	Tot.perm. <i>t=inf</i> 100% cadute	Pieno carico <i>t=inf</i> 100% cadute
Rif.Sez.	[-]	1	1	2	2
X	[mm]	-	-	-	-
$\Delta N_{EXT.}$		0	0	0	0
$\Delta V_{EXT.}$		0	0	0	0
$\Delta M_{EXT.}$		1026	584	142	1279
$\Delta N_{PEC.}$		-8257	0	1468	0
$\Delta V_{PREC.}$		0	0	0	0
$\Delta M_{PREC.}$		-1865	0	778	0
$y_{PREC}$	[mm]	50	50	50	50
$y_g$	[mm]	276	276	580	580
$\Delta N_{TOT.}$	[kN]	-8257	0	1468	0
$\Delta V_{TOT.}$	[kN]	0	0	0	0
$\Delta M_{TOT.}$	[kNm]	-839	584	920	1279
$A_{trave,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	4.608E+05	4.608E+05	7.938E+05	7.938E+05
$W_{cls(4)}$	[mm <sup>3</sup> ]			2.623E+08	2.623E+08
$W_{cls(3)}$	[mm <sup>3</sup> ]			4.261E+08	4.261E+08
$W_{cls(2)}$	[mm <sup>3</sup> ]	6.515E+07	6.515E+07	4.261E+08	4.261E+08
$W_{cls(1)}$	[mm <sup>3</sup> ]	-1.237E+08	-1.237E+08	-2.354E+08	-2.354E+08
$W_{s(3)}$	[mm <sup>3</sup> ]				
$W_{s(2)}$	[mm <sup>3</sup> ]				
$W_{s(1)}$	[mm <sup>3</sup> ]	-1.581E+08	-1.581E+08	-2.845E+08	-2.845E+08
$\eta_{A-B}$	[-]	0.000	0.000	0.900	0.900
$\eta_{A-T}$	[-]	5.520	5.520	5.520	5.520
$\Delta\sigma_{cls(4)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.0	0.0	-1.5	-4.4
$\Delta\sigma_{cls(3)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.0	0.0	-0.3	-2.7
$\Delta\sigma_{cls(2)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.0	-9.0	-0.3	-3.0
$\Delta\sigma_{cls(1)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-24.7	4.7	5.8	5.4
$\Delta\sigma_s(3)$	[N/mm <sup>2</sup> ]				
$\Delta\sigma_s(2)$	[N/mm <sup>2</sup> ]				
$\Delta\sigma_s(1)$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-128.2	20.4	28.0	24.8
$\sigma_{cls(4)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.0	0.0	-1.5	-5.9
$\sigma_{cls(3)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.0	0.0	-0.3	-3.0
$\sigma_{cls(2)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.0	-14.0	-14.3	-17.3
<b><math>\sigma_{cls(1)}</math></b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>-24.7</b>	<b>-20.0</b>	<b>-14.2</b>	<b>-8.8</b>
$\sigma_{sp(3)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]				
$\sigma_{sp(2)}$	[N/mm <sup>2</sup> ]				
<b><math>\sigma_{sp(1)}</math></b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>1221.8</b>	<b>1242.2</b>	<b>1030.2</b>	<b>1055.0</b>

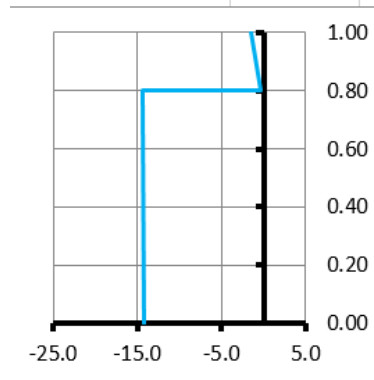
FASE 1.1



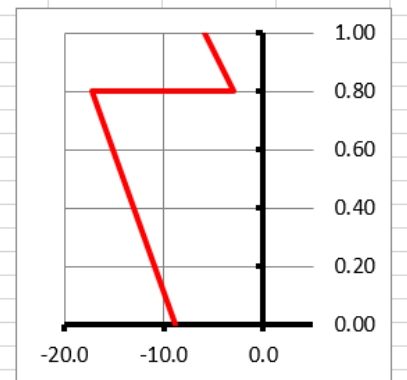
FASE 1.2



FASE 3



FASE 4





## 7.2 SLU – FLESSIONE

Le verifiche in combinazione SLU sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi, considerando la trave in cap e la soletta.

La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura presente nella singola trave come mostrato in tabella.

Direzione	Sezione	Trefoli	M <sub>Ed</sub>
Longitudinale	Trave	44 trefoli 6/10''	3938 kN m
Longitudinale	Trave	-	

The screenshot shows the VCASLU software interface for SLU verification. Key parameters include:

- Materials:** B450C (E<sub>su</sub> = 67.5%, f<sub>yd</sub> = 391.3 N/mm<sup>2</sup>, E<sub>s</sub> = 200,000 N/mm<sup>2</sup>, E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> = 6, ε<sub>syd</sub> = 1.957%, C<sub>s,adm</sub> = 255 N/mm<sup>2</sup>), C45/55 (ε<sub>c2</sub> = 2‰, ε<sub>cu</sub> = 3.5, f<sub>cd</sub> = 25.5, C<sub>c,adm</sub> = 16, τ<sub>co</sub> = 0.9333, τ<sub>cl</sub> = 2.543).
- Section Properties:** Width = 100 cm, Effective depth (d) = 100 cm, x/d = 0.3148, δ = 0.8335.
- Load Data:** M<sub>Ed</sub> = 3938 kNm, M<sub>xRd</sub> = 7.518 kNm.
- Reinforcement:** 44 trefoli 6/10'' (44 bars of diameter 6 mm).
- Calculation Method:** Metodo n, SLU+.
- Stress and Strain:** σ<sub>c</sub> = -25.5 N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>s</sub> = 391.3 N/mm<sup>2</sup>, ε<sub>c</sub> = 3.5‰, ε<sub>s</sub> = 3.727‰.

Figura 7.1: Verifica a flessione – SLU

Da cui risulta te:

M <sub>Rd</sub>	M <sub>Ed</sub>	C.S.
[kN m]	[kN m]	[-]
7518	3938	1.87

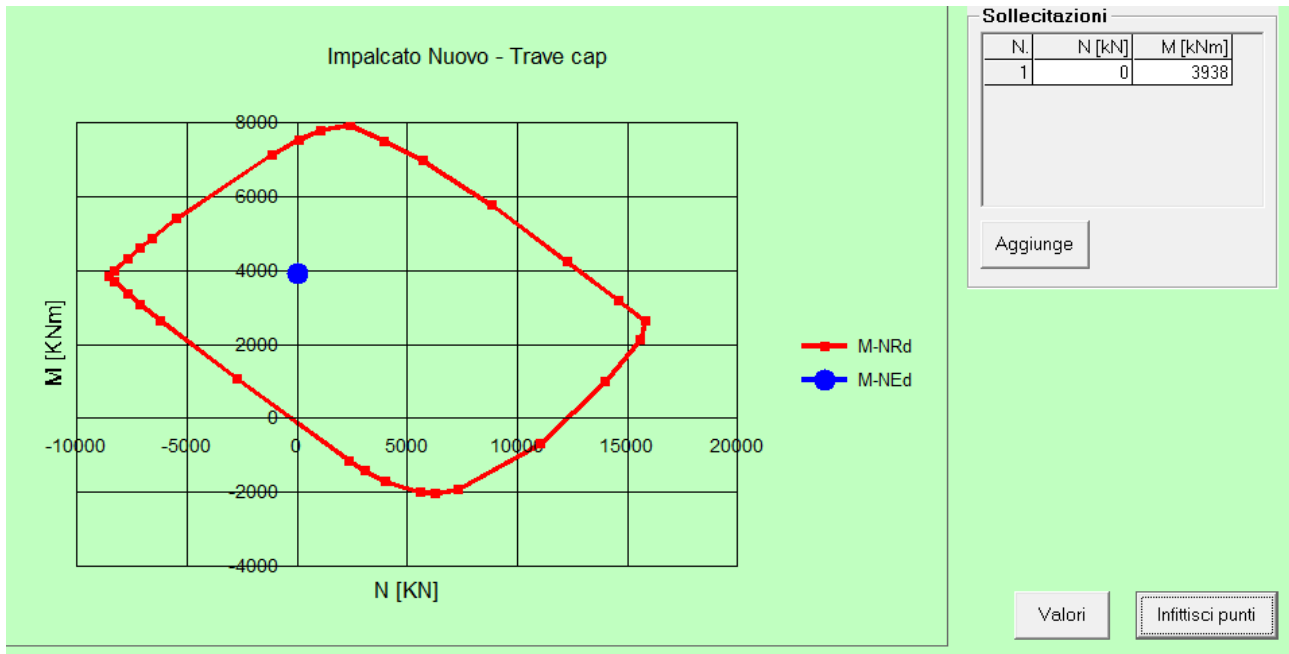


Figura 7.2: Verifica a flessione SLU – Dominio resistente

La verifica risulta soddisfatta.

## 8 AZIONI SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano i valori delle azioni massime in corrispondenza degli appoggi delle due travi in combinazione SLE e SLU:

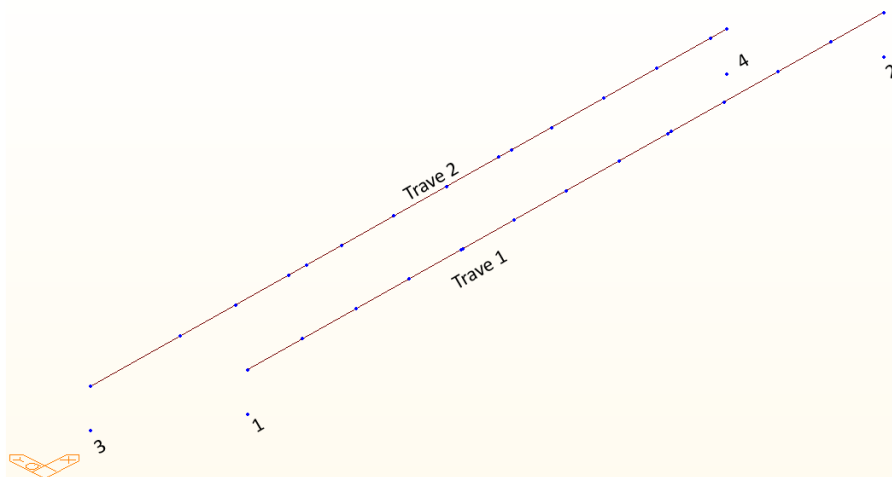


Figura 8.1: Notazione travi e Appoggi

### Combinazione SLE

#### Trave 1

Nodi [-]	PP kN	Cordolo kN	Soletta kN	Pav kN	Sicurvia kN	Acc kN
1	196.4	8.2	111.8	34.2	4.7	387.2
2	191.1	2.6	108.7	24.9	1.5	328.9

#### Trave 2

Nodi [-]	PP kN	Cordolo kN	Soletta kN	Pav kN	Sicurvia kN	Acc kN
3	209.2	10.3	119	11.8	5.9	253.1
4	214.5	18	122	72.7	10.3	639.1

### Azioni totali su travi nuove - SLE

Elemento [-]	PP kN	Cordolo kN	Soletta kN	Pav kN	Sicurvia kN	Acc kN
Trave 1	387.5	10.8	220.5	59.1	6.2	716.1
Trave 2	423.7	28.3	241	84.5	16.2	892.2

**Combinazione SLU**

Trave 1		Trave 2	
Nodo	R <sub>SLU</sub>	Nodo	R <sub>SLU</sub>
[-]	[kN]	[-]	[kN]
1	1005.4	3	818.7
2	936	4	1483.9