

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 RAMPA INTER. A13 TANG. NORD 8+488

AMPLIAMENTO NORD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
IMPALCATO ESISTENTE - ADEGUAMENTO

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	0639	0	SCALA -

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

1	GENERALITA'	2
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
2	MATERIALI	7
2.1	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI	7
2.2	RISULTATI DELLE INDAGINI	8
2.2.1	<i>Calcestruzzo</i>	8
2.2.2	<i>Acciaio</i>	8
2.3	RESISTENZA DI PROGETTO	9
3	ANALISI DEI CARICHI	11
3.1	PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)	11
3.2	CARICHI ACCIDENTALI	12
3.3	PRECOMPRESSIONE	14
3.3.1	<i>Armatura di progetto</i>	14
3.3.2	<i>Tiro</i>	14
4	COMBINAZIONE DEI CARICHI	15
4.1	GENERALITA'	15
4.2	STATO LIMITE ULTIMO.....	17
4.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	18
5	MODELLAZIONE FEM	19
6	SINTESI ANALISI RISULTATI	23
6.1	TRAVI LONGITUDINALI.....	23
6.2	TRAVI TRASVERSALI	26
6.3	APPOGGI.....	27
7	VERIFICA TRAVE IN CAP	29
7.1	SLE – ANALISI TENSIONALE.....	29
7.2	SLE - FESSURAZIONE	30
7.3	SLU – FLESSIONE.....	31
7.4	SLU - TAGLIO	33
8	VERIFICA DELLA SOLETTA	37
8.1	3SLE – ANALISI TENSIONALE.....	37
8.2	SLE - FESSURAZIONE	40
8.3	SLU – FLESSIONE.....	42
9	AZIONI SUGLI APPOGGI	44

1 GENERALITA'

1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e alle verifiche del cavalcavia stradale interconnessione esistente, 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).

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

La presente relazione riporta le analisi svolte per l'impalcato esistente (lato Firenze).

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

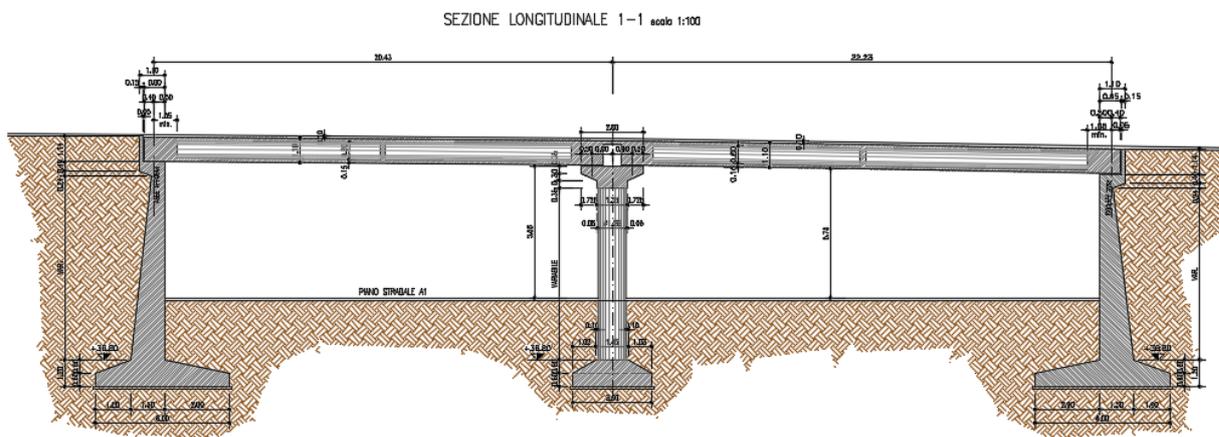


Figura 1.1: Sezione longitudinale impalcato

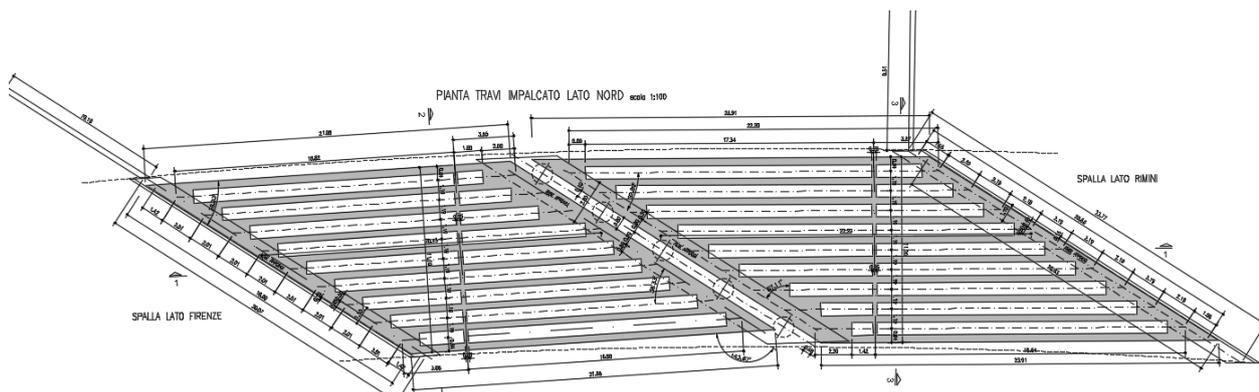


Figura 1.2: Pianta impalcato

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/m²
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ N/mm², MPa, daN/cm²

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 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI

Secondo quanto definito dalle NTC2018, le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali, secondo quanto definito dalle NTC2018, e assumendo comunque un valore non maggiore di quello caratteristico per tenere in conto dell'entità della dispersione dei risultati.

Inoltre, in accordo alle Linee guida dei Ponti (paragrafo 6.3.4), per la resistenza di progetto si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min (f_m/FC * \gamma_m ; f_k/FC)$$

dove:

- f_m : valore medio a partire dai dati delle prova
- f_k : valore caratteristico al frattile 5% stimato a partire dai dati delle prove
- γ_m : fattore parziale di sicurezza, definito in accordo alle NTC2018
- FC: fattore di confidenza che varia da 1 a 1,35, che riduce i valori medi dei materiali che a loro volta sono ridotti del valore di γ_m .

Il fattore di confidenza FC è definito con riferimento a tre livelli di conoscenza (LC) crescenti:

LC1	livello di conoscenza limitato	FC	=	1,35
LC2	livello di conoscenza adeguato	FC	=	1,20
LC3	livello di conoscenza accurato	FC	=	1

Il livello di conoscenza è definito sulla base degli approfondimenti effettuati inerenti a:

- geometria della struttura;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso

Per maggiori dettagli si rimanda alle NTC2018 e alle Linee Guida dei ponti.

Nel caso in esame, essendo nota la geometria e essendo disponibili i risultati di indagini diagnostiche (riportate nel paragrafo successivo), si assume:

- un livello di conoscenza LC3 (livello di conoscenza LC3), per cui il fattore di confidenza è assunto pari a 1.

Per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali, si fa riferimento a quanto definito dalle NTC2018, ossia le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

2.2 RISULTATI DELLE INDAGINI

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali con riferimento al solettone esistente. Le prove sono state effettuate nel 2018 e nel 2020. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di riferimento (paragrafo 1.2)

2.2.1 Calcestruzzo

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove di compressione sui provini di calcestruzzo del solettone:

Prova	Elemento	Carotaggio	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2020	SOLETTA	C 1	66.84
2020	SOLETTA	C 2	26.01
2020	SOLETTA	C 3	34.62
2020	SOLETTA	C 4	53.75
2020	SOLETTA	C 5	48.12
2020	SOLETTA	C 6	47.15
2020	SOLETTA	C 8	48.72
2020	SOLETTA	C 10	68.97
2020	SOLETTA	C 13	52.19
2020	SOLETTA	C 14	60.60
2020	SOLETTA	C 15	48.31
2020	SOLETTA	C 16	52.24
2020	SOLETTA	C 17	45.15
2020	SOLETTA	C 18	46.83
2018	SOLETTA	8	32.20

2.2.2 Acciaio

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove a trazione sull'acciaio:

Prova	Elemento	Prelievo Barre	f _y
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	SOLETTA	8	446.50
2020	SOLETTA	B5	419.90
2020	SOLETTA	B6	459.00

2.3 RESISTENZA DI PROGETTO

Con riferimento a quanto definito nel paragrafo 2.1, si riportano di seguito i valori delle resistenze di progetto del calcestruzzo e dell'armatura lenta:

➤ Calcestruzzo

Elaborazione Dati Prove			
N	15	[-]	Numero Campioni
dev standard	11.76	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.857	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.263	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.789	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza
<hr/>			
R_{cm}	48.8	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
$R_{ck'}$	28.7	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico
<hr/>			
Calcolo resistenze di progetto			
γ_c	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	41.5	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	34.4	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	27.6	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / (\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	22.9	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_MIT 2020}$	28.7	[MPa]	$= \min(R_{cm} / (\gamma_c \times FC); R_{ck'} / FC)$
$f_{cd_MIT 2020}$	23.9	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_MIT}$
<hr/>			
Resistenza di progetto adottata			
R_{cd_MIN}	27.6	[MPa]	$= \min(R_{cd_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
f_{cd_MIN}	22.9	[MPa]	$= \min(f_{cd_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
CLS equivalente - Solettone. C40/49			

➤ Armatura lenta

Elaborazione Dati Prove		
N	3 [-]	Numero Campioni
dev standard	19.97 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
μ	6.090 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
σ	0.046 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$H_{0,16}$	6.064 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
f_{ym}	441.8 [MPa]	valore risistenza media dei valori
f_{yk}	399.1 [MPa]	resistenza caratteristica - frattile 5%
Calcolo resistenze di progetto		
γ_s	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd_NTC2018}$ (DUTTILI)	441.8 [MPa]	$= f_{ym} / FC$
$f_{yk_NTC2018}$ (DUTTILI)	508.1 [MPa]	$= f_{yk} \times \gamma_s$
Resistenza di progetto adottata		
f_{yk_MIN}	508.1 [MPa]	
f_{yd_MIN}	441.8 [MPa]	

➤ Acciaio per il cap

Per le caratteristiche dei trefoli del cap, si fa riferimento ai valori riportati nella relazione di calcolo dell'impalcato del Progetto Definitivo.

Tensione di rottura	$\sigma_{f,r} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'0,2% di deformazione residua	$\sigma_{f,s/0,2} \geq 1470 \text{ N/mm}^2$

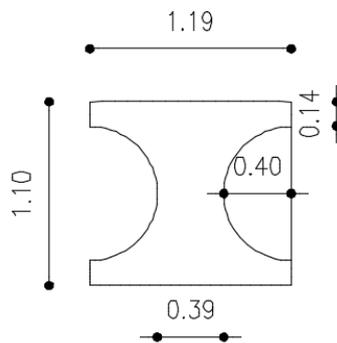
3 ANALISI DEI CARICHI

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

3.1 PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)

- Peso proprio travi (solaio alleggerito)

Con riferimento alle geometrie di progetto, per il solaio alleggerito si considera un insieme di travi caratterizzate dalla sezione mostrata in figura:

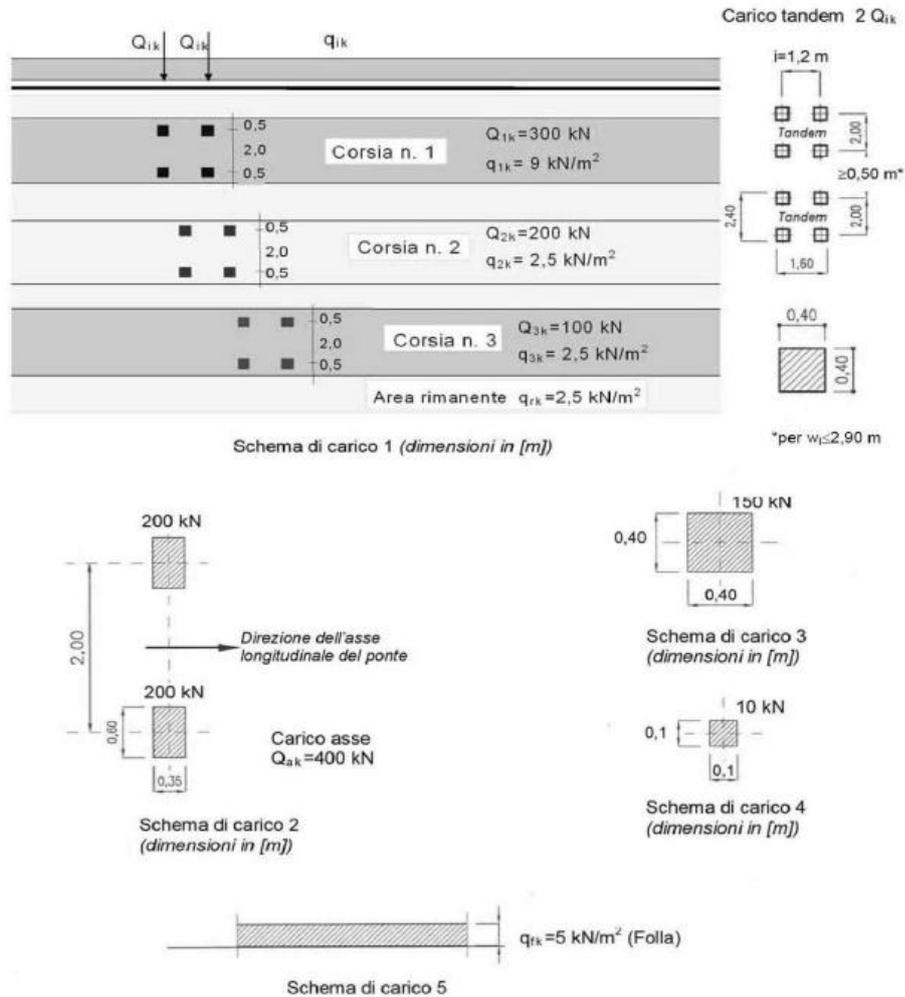


L'area della sezione è pari a 0.81 m².

- peso della singola trave $g_k = 0.81 \times 25 = 20.16 \text{ kN/m}$
- Peso pavimentazione bituminosa: $p = 3,00 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 = 3.6 \text{ kN/m}$

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:

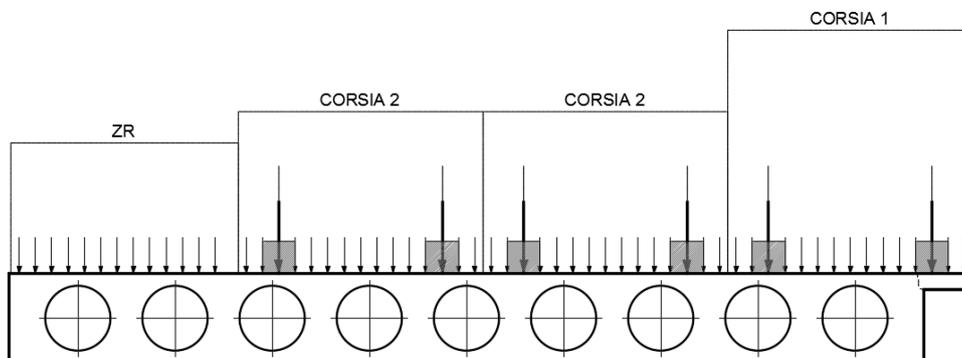


Figura 3.1: Scenario 1

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.

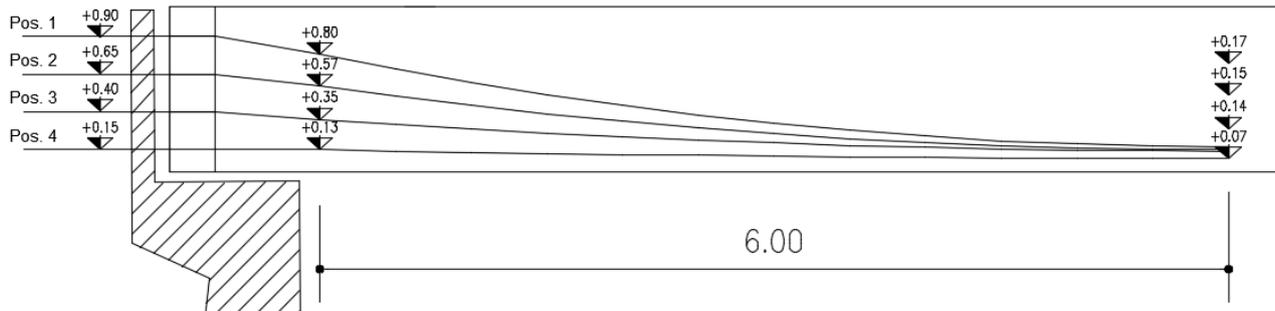
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
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 Armatura di progetto

Nella trave esistente sono presenti n.90 trefoli $\phi 7$ (sezione nominale 38.48mm^2), come mostrato in figura:



Elemento	Posizione cavi	Trefoli
Trave in cap esistente	1	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	2	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	3	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	4	36 $\phi 7$
		90$\phi 7$

L'area totale dei trefoli risulta pari a 3463 mm^2 .

3.3.2 Tiro

Si considera una tensione a tempo infinito, considerando il 30% delle perdite di carico, pari a:

$$\sigma_{pi} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

L'azione di precompressione risulta pari a:

$$N = \sigma_{pi} \cdot A_{trefoli} = 1000 \cdot 3463 = 3463000 \text{ N} = 3463 \text{ kN}$$

Per la valutazione della componente verticale legata alla precompressione si considera che:

$$M = N \cdot f = q L^2 / 8 \rightarrow q = 8 f N / L^2$$

Si considera una freccia $f = 0.5 \text{ m}$, per cui risulta:

$$p = 8 \cdot 0.5 \cdot 3463 / 20.64^2 = 32.58 \text{ kN/m}$$

4 COMBINAZIONE DEI CARICHI

4.1 GENERALITA'

Ai fini delle verifiche degli stati limite, con riferimento alle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite 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 limite 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 limite di esercizio reversibili:

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

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

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

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

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

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

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

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 ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{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	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_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: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2008 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - 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 γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{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

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

⁽²⁾ 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.

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/coppie 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.

I vincoli sono di tipo rigido, secondo lo schema statico di progetto ovvero:

- appoggio fisso

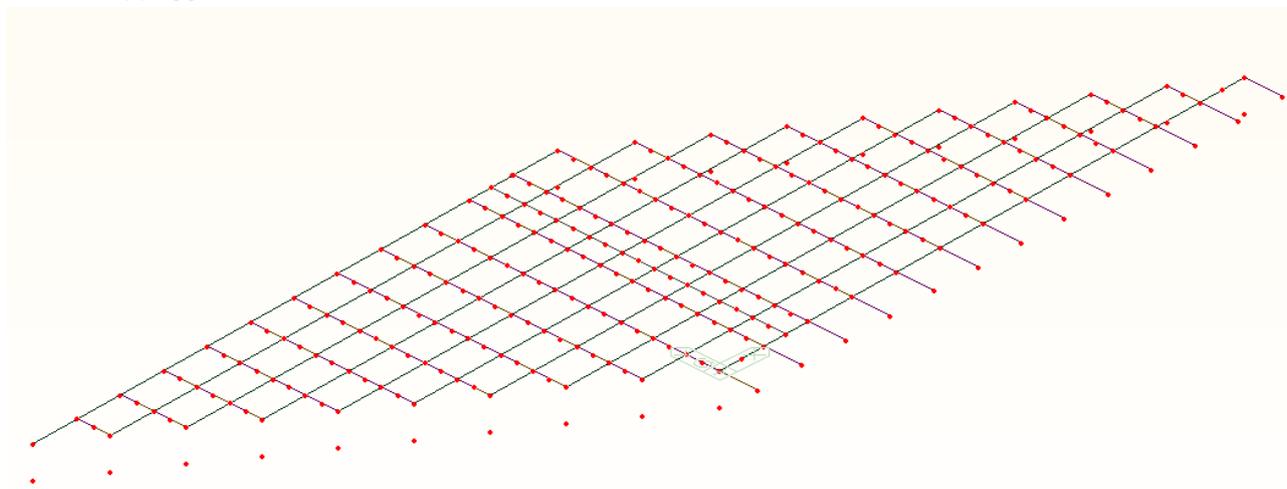


Figura 5.1: Modello 3D Impalcato esistente – Graticcio di travi

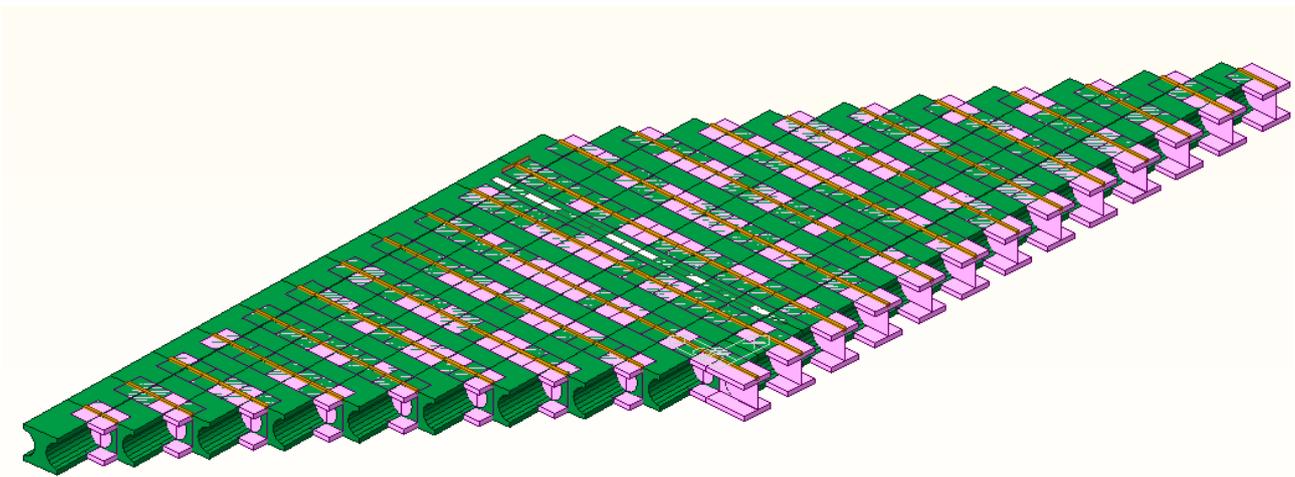
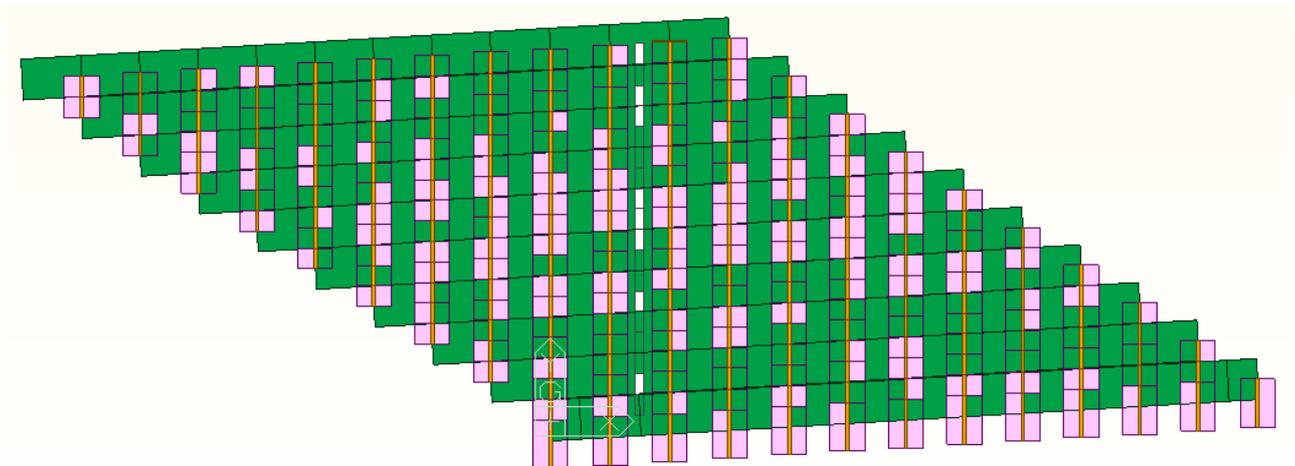


Figura 5.2: Modello 3D Impalcato esistente – Lato Firenze

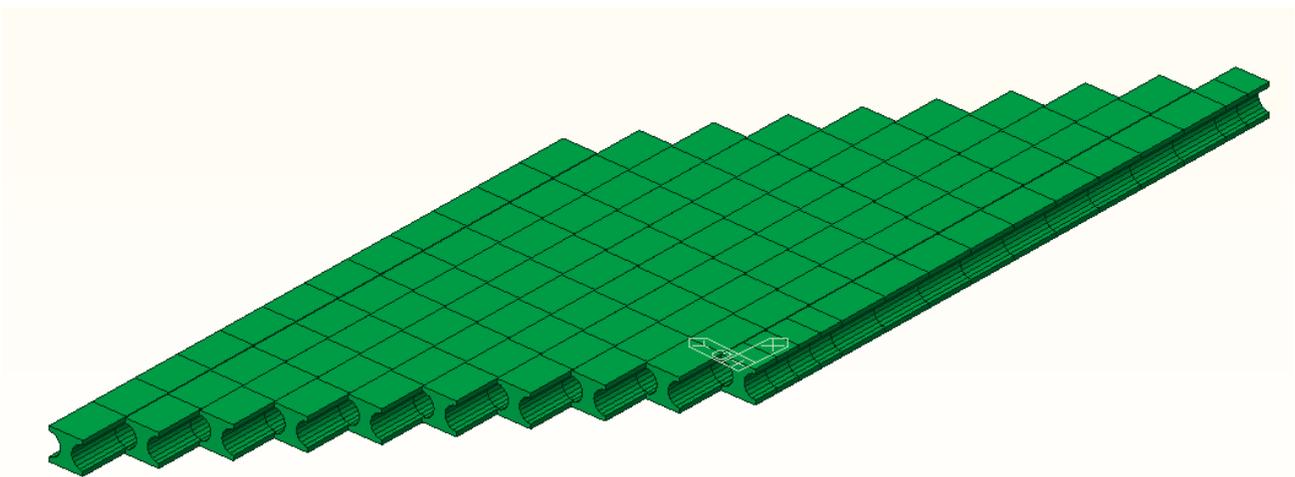


Figura 5.3: Travi longitudinali

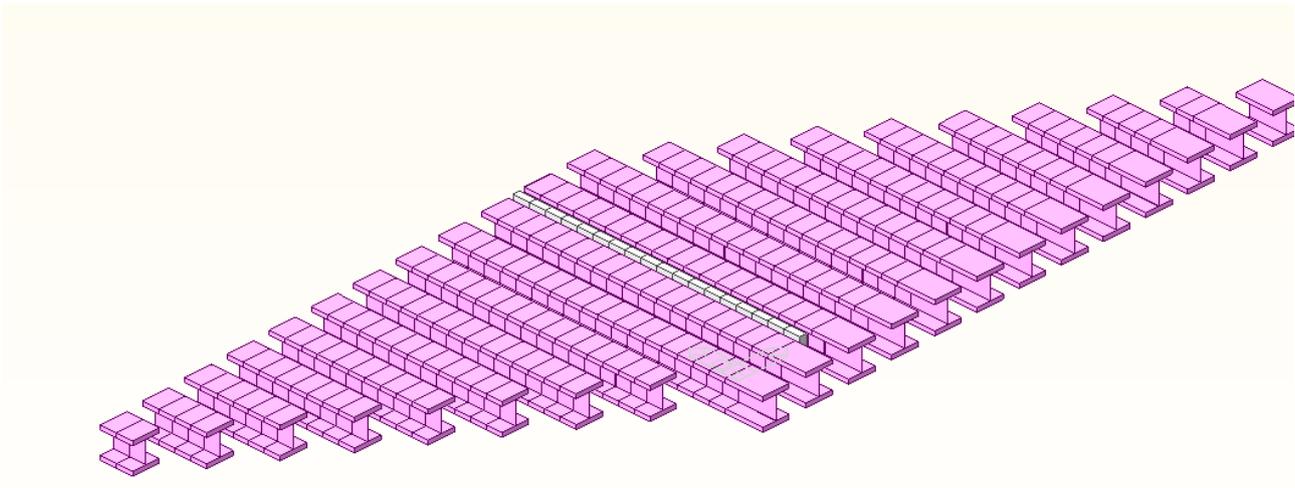


Figura 5.4: Soletta e Traverso

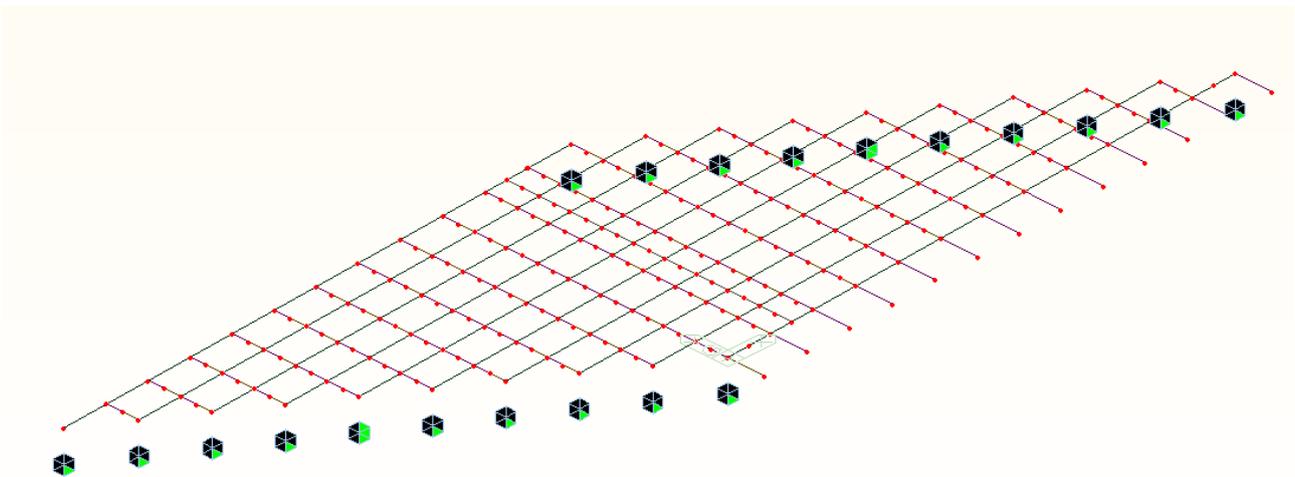


Figura 5.5: Sistema di vincolo

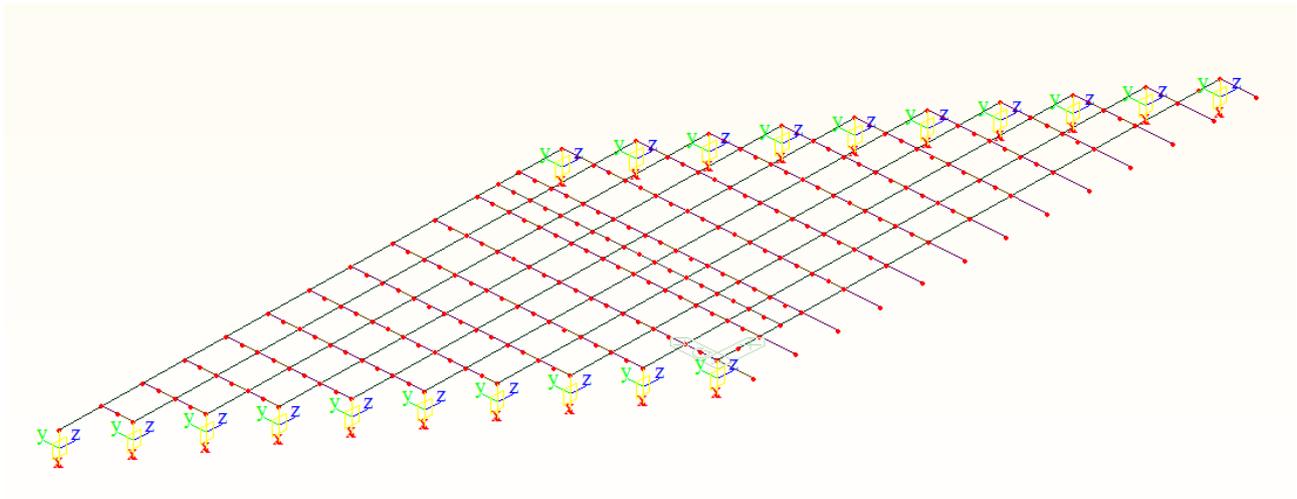
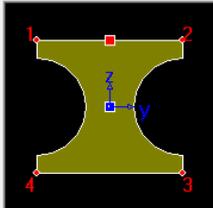


Figura 5.6: Rigid link

Section ID: 4 ? General Section

Name: travi Built-Up Section





Import SEC Files...

FEM Equation

Consider Shear Deformation. Consider Warping Effect(7th DOF)

Section Properties		
Area	8.14918e-0	m^2
Asy	6.61348e-0	m^2
Asz	4.35618e-0	m^2
Ixx	3.97926e-0	m^4
Iyy	1.12206e-0	m^4
Izz	5.89979e-0	m^4
Cyp	0.5949	m
Cym	0.5948	m
Czp	0.5496	m
Czm	0.5493	m
Qyb	0.3522	m^2
Qzb	0.0812	m^2
Peri:O	5.47358e+0	m
Peri:I	0.00000e+0	m
Cent:y	0.5948	m
Cent:z	0.5493	m
y1	-0.5948	m

Figura 5.7: Sezione Travi longitudinali

6 SINTESI ANALISI RISULTATI

6.1 TRAVI LONGITUDINALI

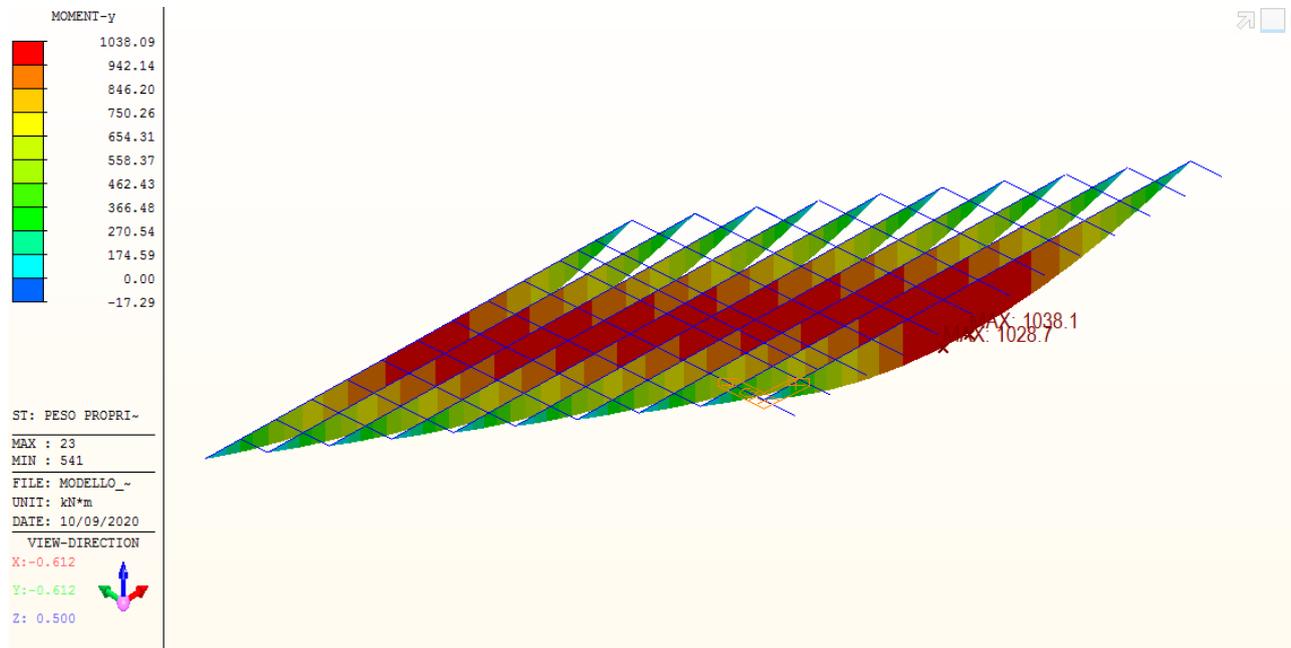


Figura 6.1: Direzione longitudinale – M_y – Peso Proprio

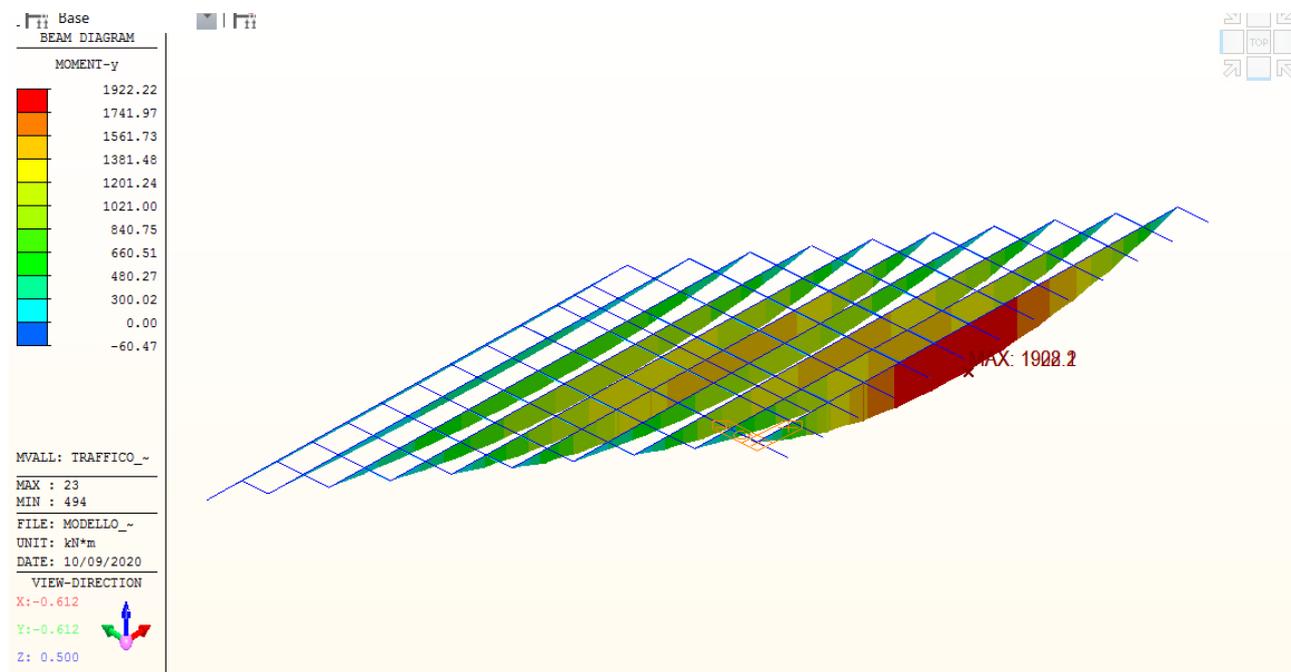


Figura 6.2: Direzione longitudinale – M_y – Carico Accidentale

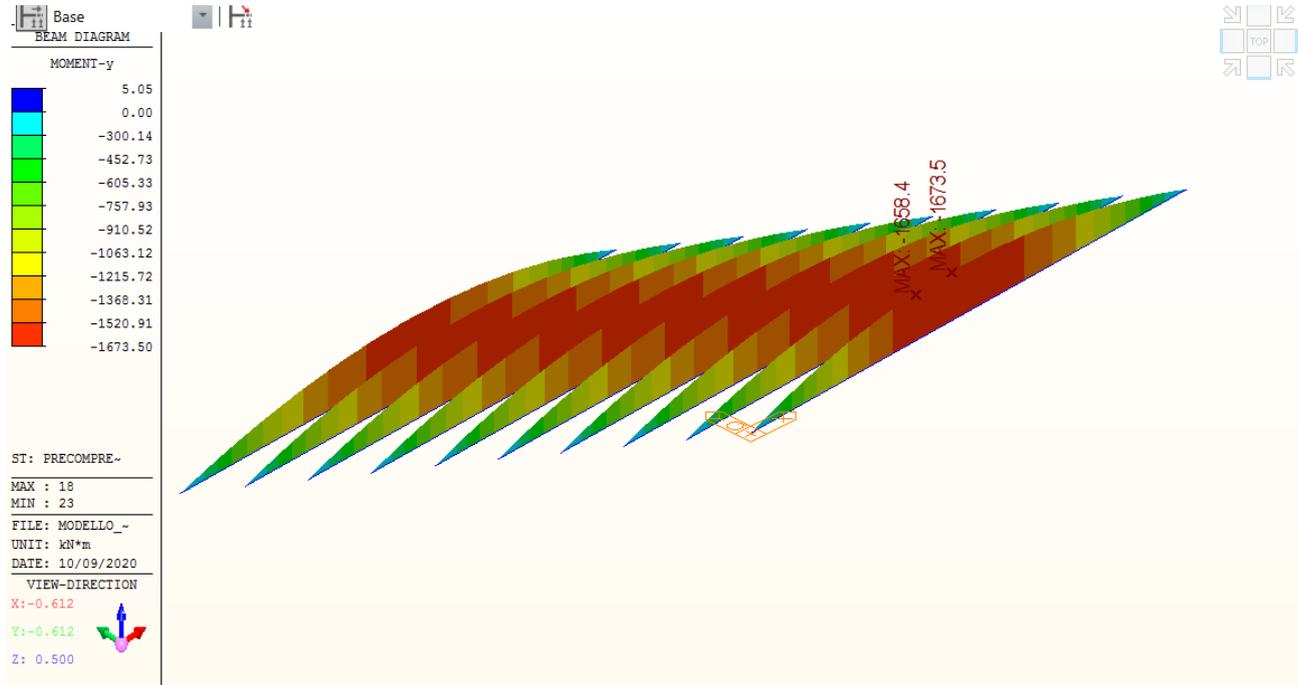


Figura 6.3: Direzione longitudinale – M_y – Carico precompressione

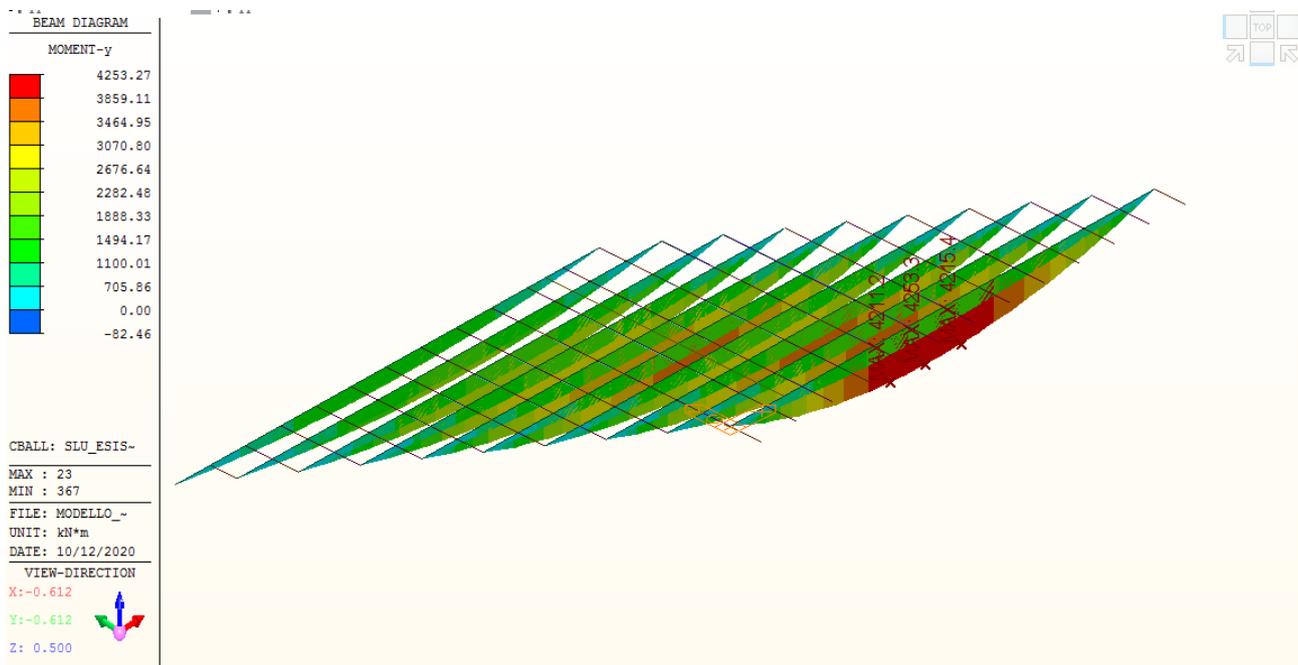


Figura 6.4: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLU

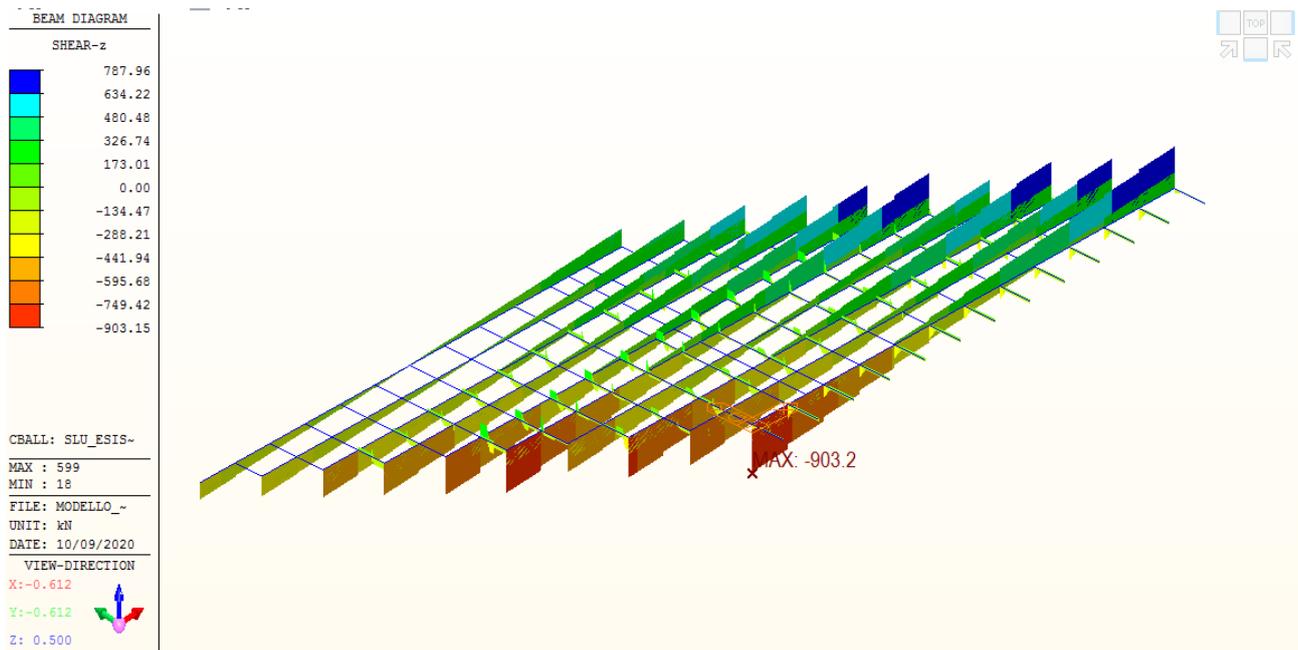


Figura 6.5: Direzione longitudinale – T_z – Combinazione SLU

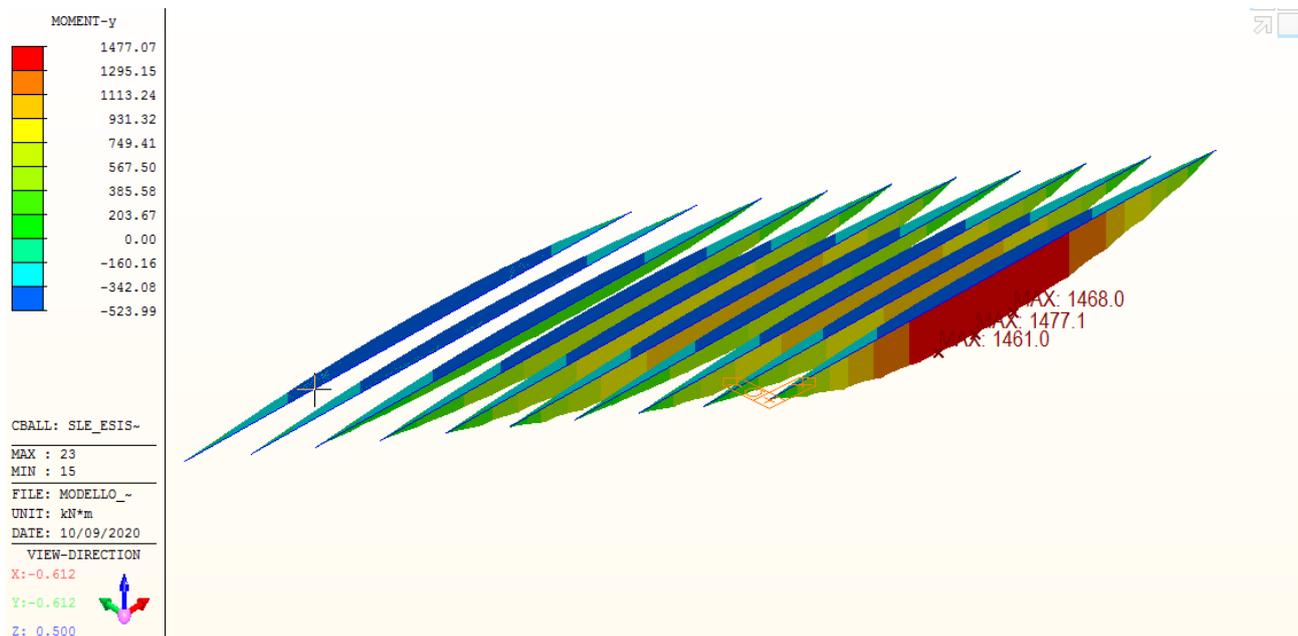


Figura 6.6: Direzione longitudinale – M_y – Combinazione SLE Rara

6.2 TRAVI TRASVERSALI

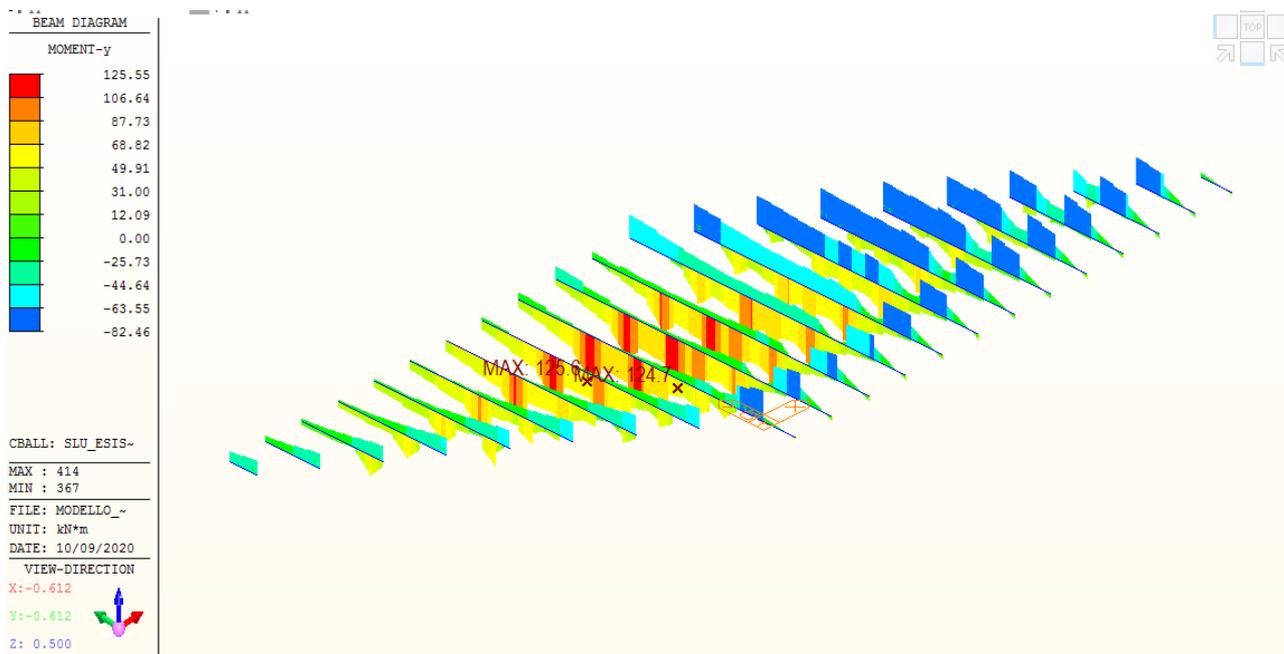


Figura 6.7: Direzione trasversale – M_y – Combinazione SLU

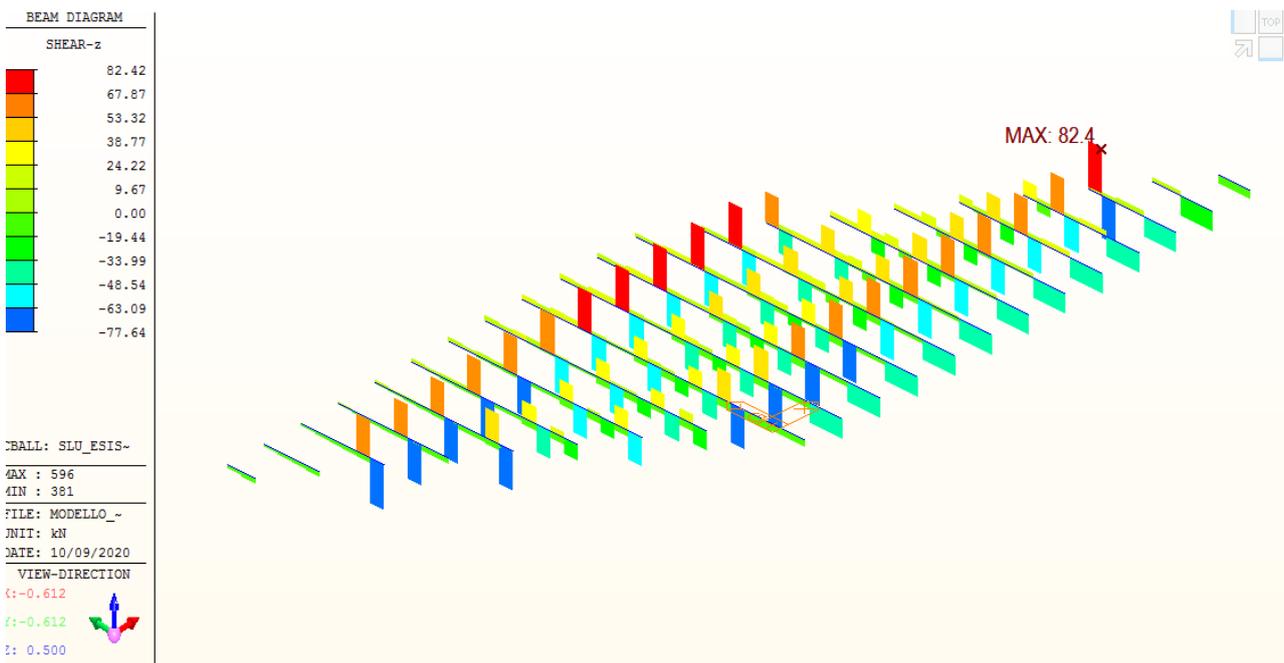


Figura 6.8: Direzione trasversale – T_z – Combinazione SLU

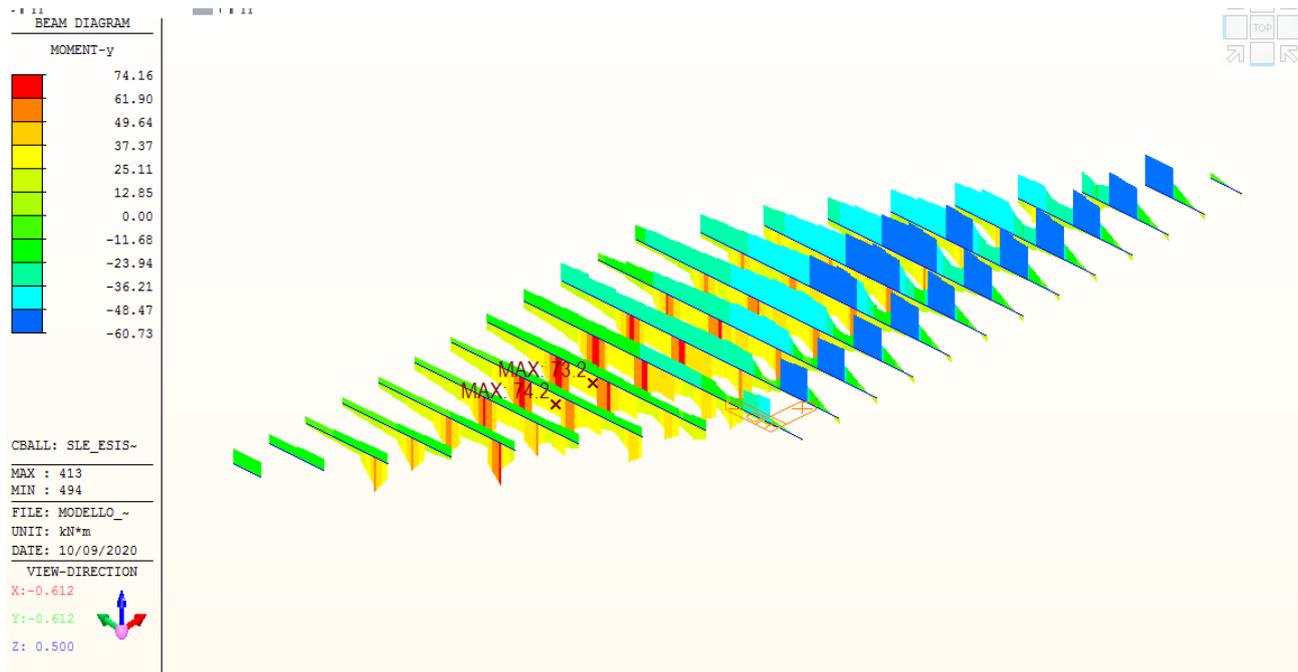


Figura 6.9: Direzione trasversale – M_y – Combinazione SLE Rara

6.3 APPOGGI

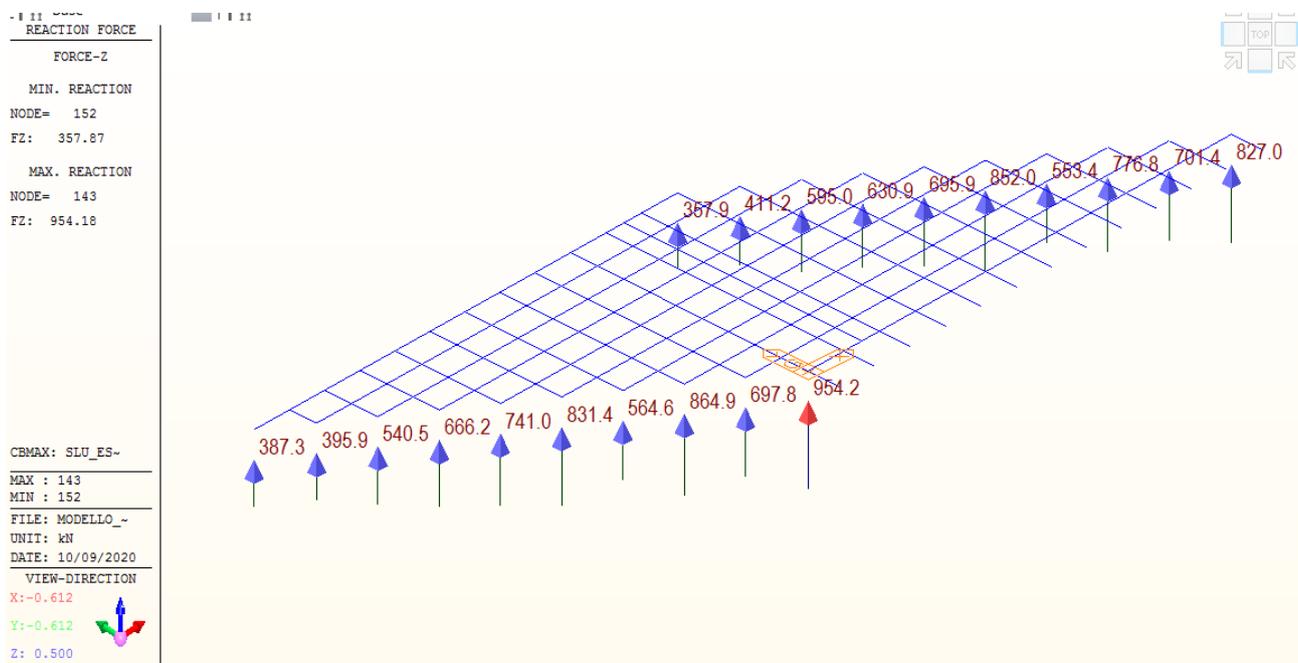


Figura 6.10: Comb.SLU – Azioni appoggi verticali (MAX)

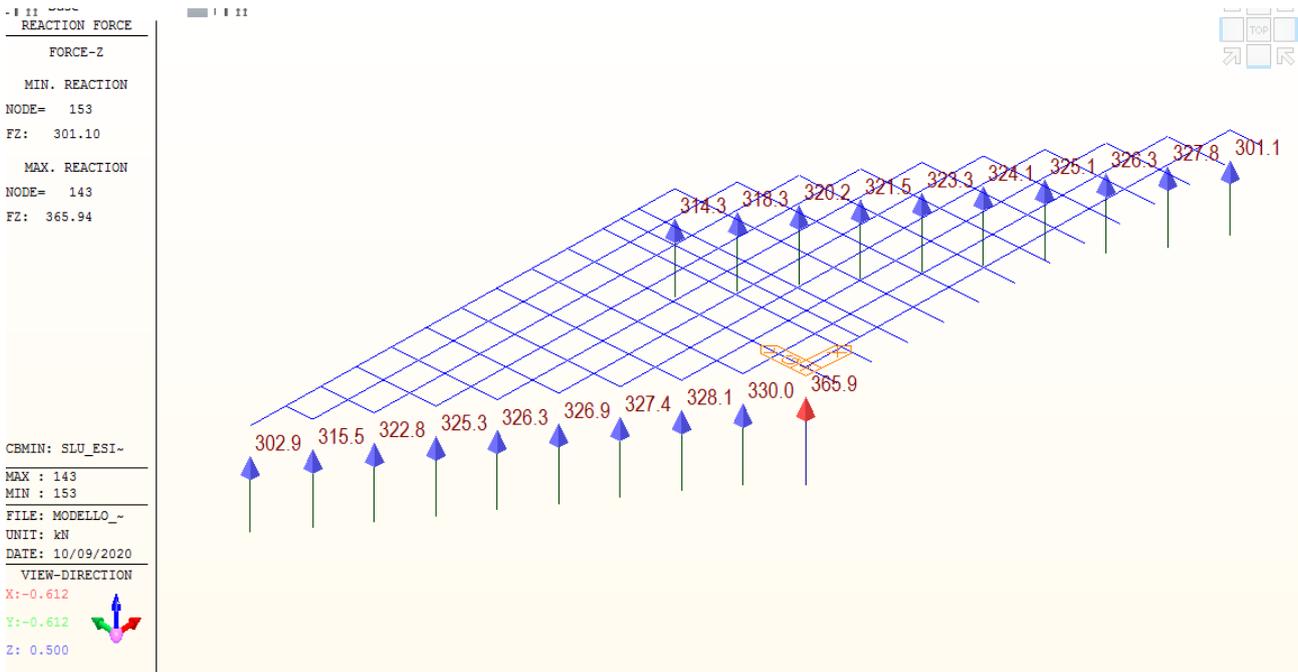


Figura 6.11: Comb.SLU – Azioni appoggi verticali (MIN)

7 VERIFICA TRAVE IN CAP

Le verifiche in combinazione SLE e SLU sono condotte mediante il software freeware VCASTU, 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	M _{Ed}
Trave in cap	Longitudinale	90 trefoli Ø7	3463 mm ²	1477 kN m

Si riporta di seguito la verifica.

Titolo: Trave Precompresso - Analisi tensionale - Dir: Longitudinale

N° Vertici: 131 **Zoom** **N° barre:** 1 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0.02	109.96
2	7.36	110.07
3	14.81	110.07
4	22.25	110.07
5	29.7	110.07
6	37.15	110.07

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione: **N° cavi:** 1 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	34.68	59.5	6	1000

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 0 kN **M_{xEd}:** 1477 kNm **M_{yEd}:** 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] **xN:** 59.5 **yN:** 10

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali: B450C **C35/45**

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰ σ_c -5.032 N/mm²
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰ σ_c -3.311 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰ ε_s -0.3775 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ‰
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8 ‰
 τ_{c1} 2.257 ‰

Tipo cavo: Trefolo
 ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1.348 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 6.74 ‰
 σ_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ε_{sp} 4.852 ‰ compressa predef.

Verifica Precompresso

Figura 7.1: Verifica tensione – Trave in cap esistente

La sezione risulta compressa; le massime tensioni di compressione risultano:

σ_c = 5.032 MPa – lembo superiore

σ_c = 3.31 MPa – lembo inferiore

Verifica massima compressione sul calcestruzzo

Lembo	Verifica		
Superiore	Massima compressione in condizioni rare	5,32	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 45 \times 0.83 = 22.40 \text{ N/mm}^2$
Inferiore	Massima compressione in condizioni rare	3,32	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 45 \times 0.83 = 22.40 \text{ N/mm}^2$

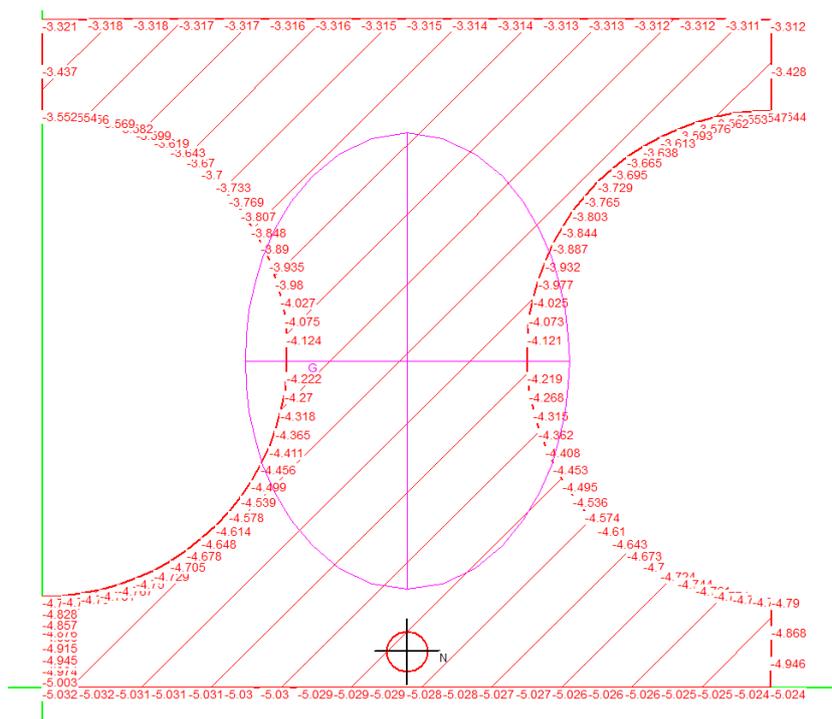


Figura 7.2: Analisi tensionale

7.2 SLE - FESSURAZIONE

Le tensioni agenti risultano sempre di compressione, pertanto la sezione non è mai fessurata.

7.3 SLU – FLESSIONE

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C31/41 (in accordo al paragrafo 2.2). La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura presente nella singola trave longitudinale (impalcato Lato Firenze) riassunta in tabella.

Elemento	Direzione	Sezione	Trefoli	Armatura lenta	Altezza utile	M _{Ed}
Soletta	Longitudinale	Trave	90 trefoli Ø7	5Ø20 + 2Ø10	d=105cm	4254 kN m
Soletta	Longitudinale	Trave	-	5Ø20 + 2Ø10	d=5cm	

TITOLO: Trave Precompresso - SLU- Dir. Longitudinale

N° Vertici: 131 **Zoom:** **N° barre:** 2 **Zoom:**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0.02	109.96
2	7.36	110.07
3	14.81	110.07
4	22.25	110.07
5	29.7	110.07
6	37.15	110.07

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	17.28	59.5	5
2	17.28	59.5	105

Armatura Precompressione

N° cavi: 1 **Zoom:**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	31.16	59.5	6	1000

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 4356 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 59.5 yN 10

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{cl} 2.257

M_{xRd} 4.663 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 12.43 ‰
d 105.1 cm
x 23.09 x/d 0.2197

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Armatura Precompressione
Tipo cavo
Trefolo
ε_{su} 67.5 ‰
f_{yd} 1.348 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 6.74 ‰
σ_{s,adm} 1080 N/mm²
σ_{sp} 1.348 N/mm²
ε_{sp} 17.28 ‰ compressa predef.

Figura 7.3: Verifica a flessione – SLU

Da cui risulta te:

M_{Rd}	M_{Ed}	c.s.
[kN m]	[kN m]	[-]
4663	4253	1.09

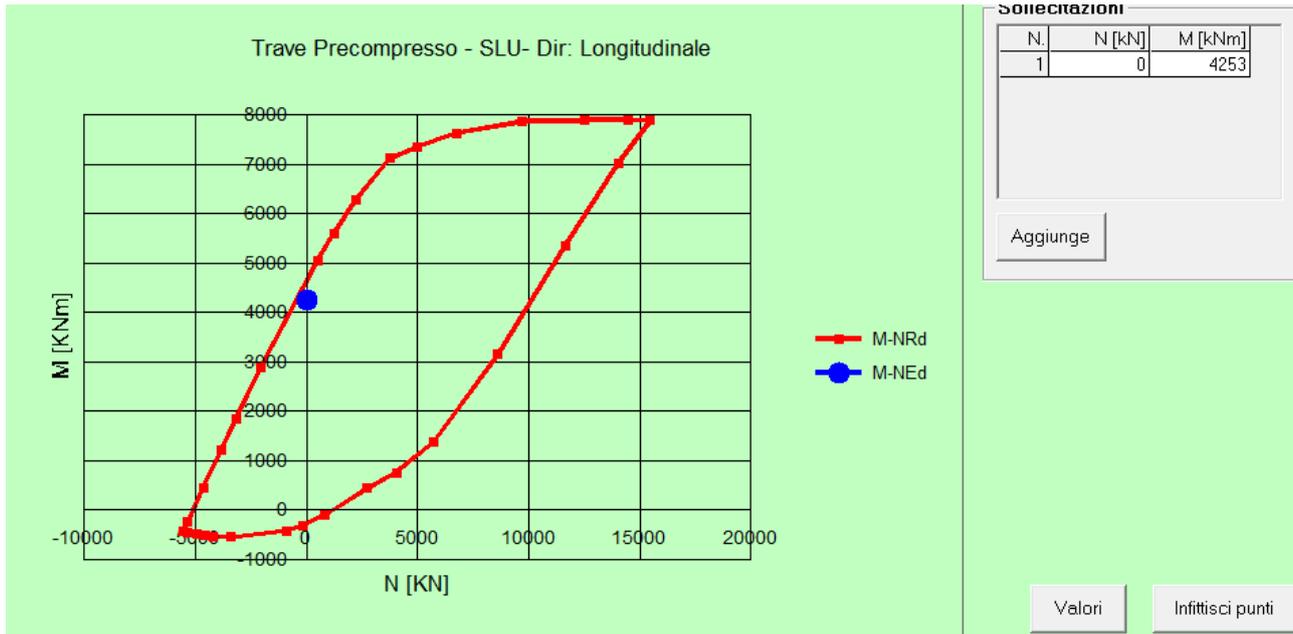


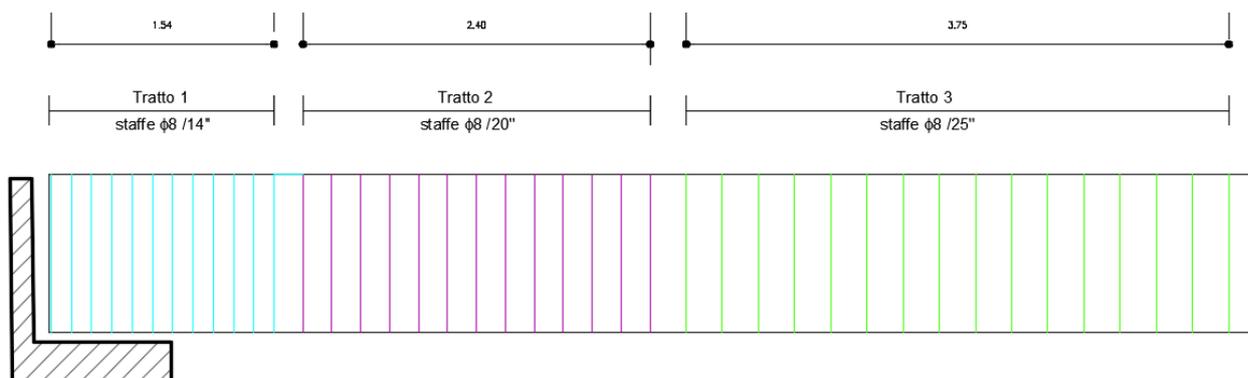
Figura 7.4: Verifica a flessione SLU – Dominio resistente

La verifica risulta soddisfatta.

7.4 SLU - TAGLIO

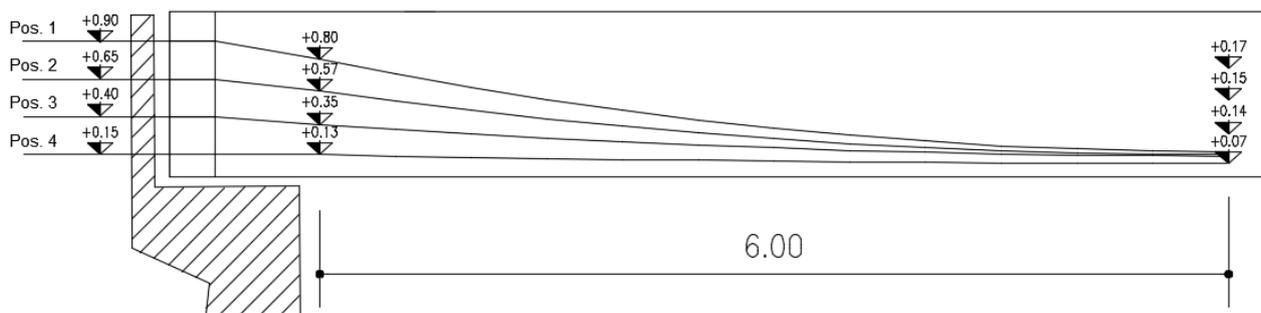
La verifica è svolta facendo riferimento al caso di "elementi provvisti di armatura a taglio" in accordo a quanto previsto dalle NTC2018. La verifica è svolta considerando l'effettiva armatura presente (staffe) e il contributo dei cavi.

L'armatura presente a taglio è rappresentata nell'immagine sottostante:



Elemento	Tratto	Armatura a taglio
Trave in cap esistente	1	Staffe $\phi 8/14''$
Trave in cap esistente	2	Staffe $\phi 8/20''$
Trave in cap esistente	3	Staffe $\phi 8/25''$

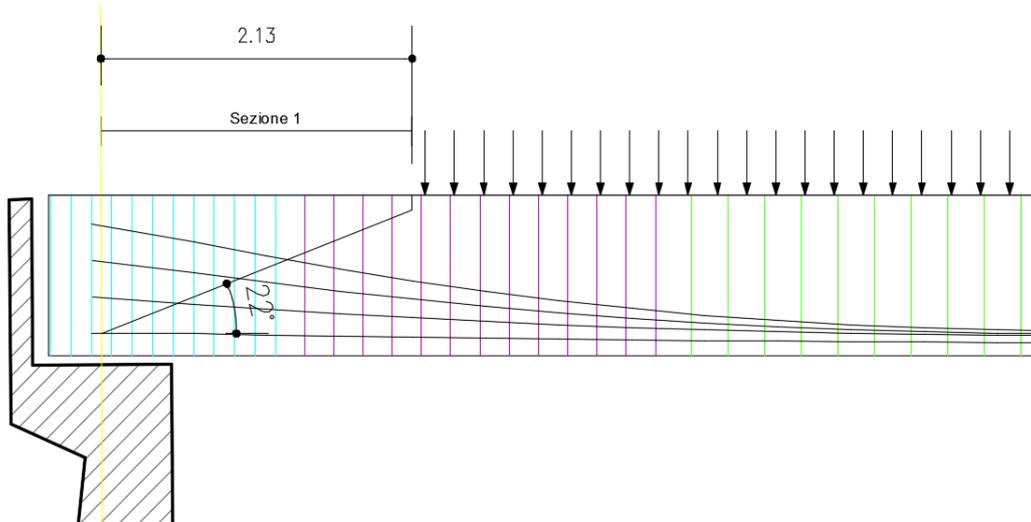
Si riporta di seguito l'armatura da precompressione presente nella trave esistente:



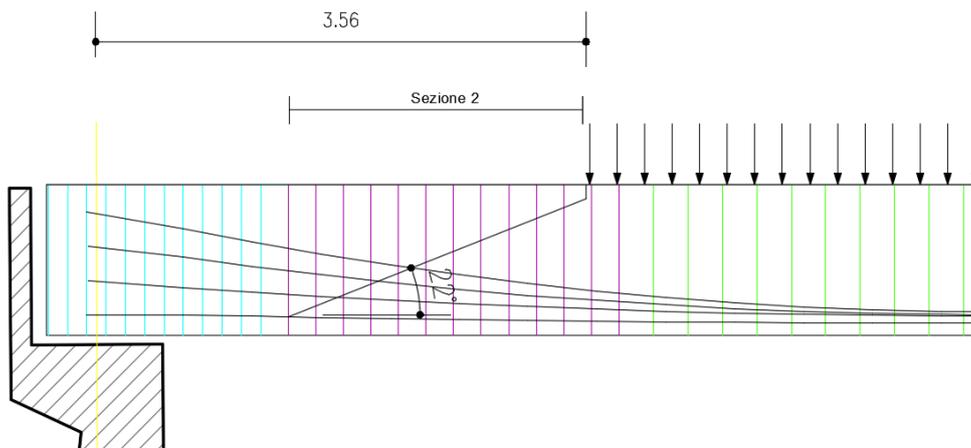
Elemento	Posizione cavi	Trefoli
Trave in cap esistente	1	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	2	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	3	18 $\phi 7$
Trave in cap esistente	4	36 $\phi 7$

La verifica a taglio è svolta con riferimento alle seguenti sezioni:

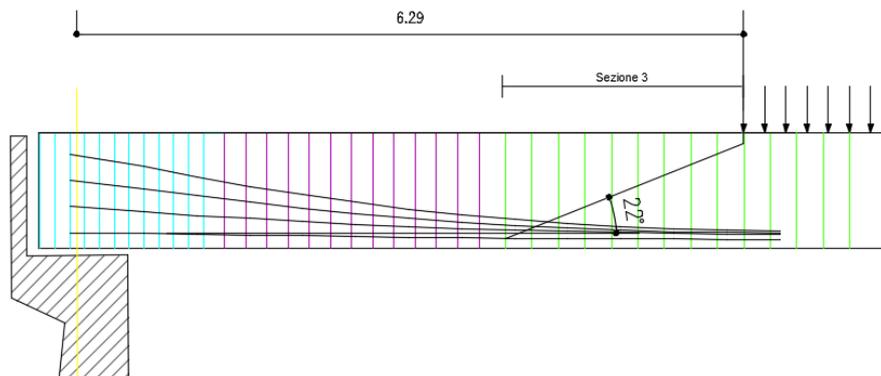
- Sezione 1



- Sezione 2



- Sezione 3



Si riporta di seguito i risultati della verifica a taglio.

- Sezione 1

Taglio resistente - Armatura da precompressione							
	n	ϕ	Area	f_{yd}	Area _{tot}	N	$V_{Rd_trefoli}$
	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]
Pos 1	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	163.413
Pos 2	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	121.392
Pos 3	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	68.167
							352.97

Taglio resistente - Staffe						
n	braccio	ϕ	Area	f_{yk}	f_{yd}	V_{Rd_staffe}
[-]	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]
13	2	8	1306.9	400.0	385.0	503.16

Verifica a taglio				
	V_{Rd}	V_{Ed}	c.s.	Verifica
	[kN]	[kN]	[-]	[-]
Sezione 1	856.13	756.1	1.13	Verificato

La verifica risulta soddisfatta.

- Sezione 2

Taglio resistente - Armatura da precompressione							
	n	ϕ	Area	f_{yd}	Area _{tot}	N	$V_{Rd_trefoli}$
	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]
Pos 1	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	133.532
Pos 2	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	102.717
Pos 3	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	51.358
							287.61

Taglio resistente - Staffe						
n	braccio	ϕ	Area	f_{yk}	f_{yd}	V_{Rd_staffe}
[-]	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]
11	2	8	1105.8	400.0	385.0	425.75

Verifica a taglio				
	V_{Rd}	V_{Ed}	c.s.	Verifica
	[kN]	[kN]	[-]	[-]
Sezione 1	713.36	618.9	1.15	Verificato

La verifica risulta soddisfatta.

- Sezione 3

Taglio resistente - Armatura da precompressione							
	n	ϕ	Area	f_{yd}	Area _{tot}	N	$V_{Rd_trefoli}$
	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[kN]
Pos 1	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	70.968
Pos 2	18	7	38.485	1348.000	692.721	933.788	48.557
							119.52

Taglio resistente - Staffe						
n	braccio	ϕ	Area	f_{yk}	f_{yd}	V_{Rd_staffe}
[-]	[-]	[mm]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]
10	2	8	1005.3	400.0	385.0	387.04

Verifica a taglio				
	V_{Rd}	V_{Ed}	c.s.	Verifica
	[kN]	[kN]	[-]	[-]
Sezione 1	506.57	465.18	1.09	Verificato

La verifica risulta soddisfatta.

8 VERIFICA DELLA SOLETTA

8.1 3SLE – ANALISI TENSIONALE

Si riportano di seguito le massime sollecitazione agenti in direzione trasversale in combinazione SLE- Rara

Momento sollecitante massimo: $M_{sd(+)} = +74.16$ kNm/trave

Momento sollecitante minimo: $M_{sd(-)} = -60.73$ kNm/trave

Considerando l'interasse delle travi pari a 1.70 m, le sollecitazioni a metro lineare risultano:

Momento sollecitante massimo: $M_{sd(+)} = +43.62$ kNm/m

Momento sollecitante minimo: $M_{sd(-)} = -35.72$ kNm/m

La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura presente in direzione trasversale, ossia $\varnothing 16/18''$. La verifica riporta di seguito è relativa a una striscia di un metro.

Elemento	Direzione	Sezione	Armatura lenta	Altezza utile
Soletta	Trasversale	Trave	5 \varnothing 16	d=5cm
Soletta	Trasversale	Trave	5 \varnothing 16	d=105cm

Si riporta di seguito la verifica.

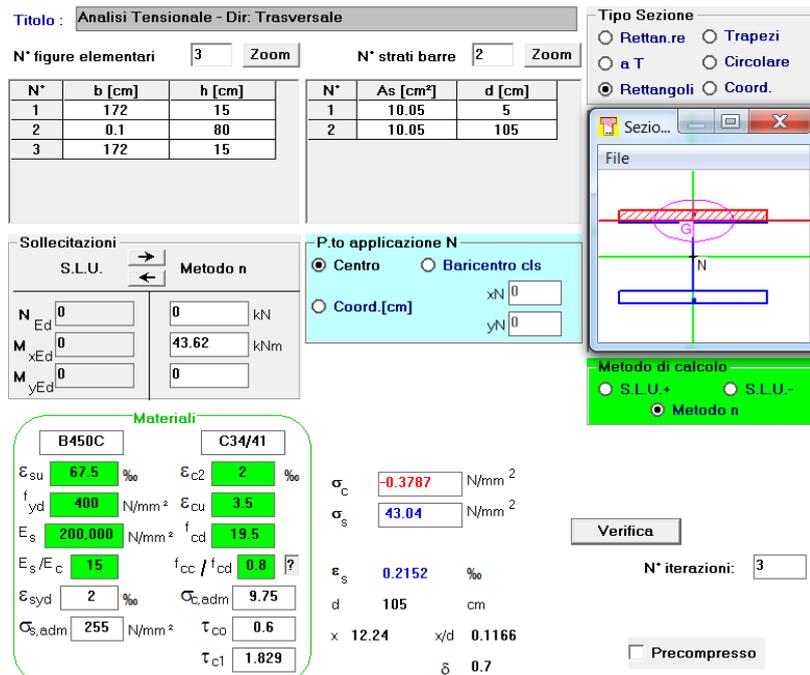


Figura 8.1: Verifica tensionale soletta – Fibre inferiori

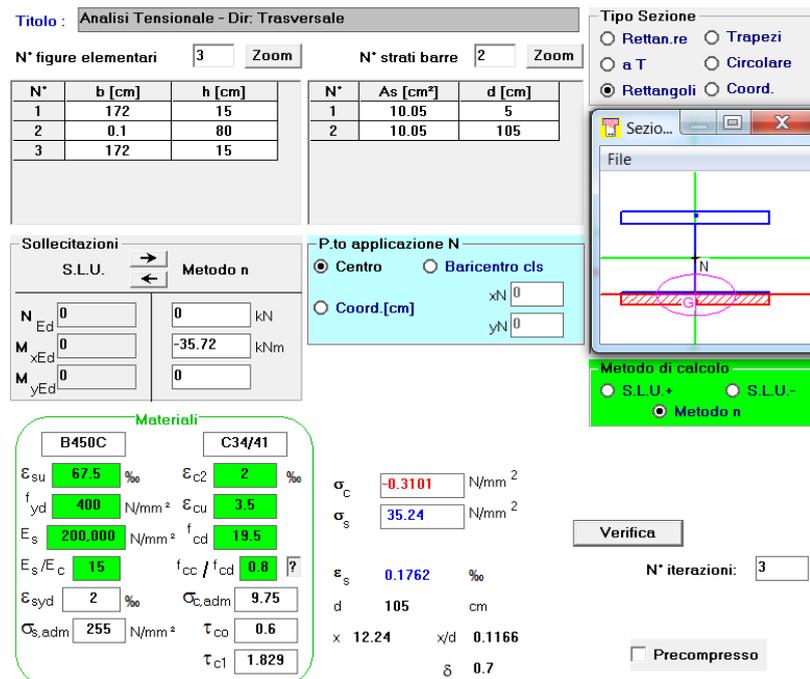


Figura 8.2: Verifica tensionale soletta – Fibre superiori

MOMENTO POSITIVO

Verifica massima compressione sul calcestruzzo

Lembo	Verifica		
Superiore	Massima compressione in condizioni rare	0.37	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 41 \times 0.83 = 20.40 \text{ N/mm}^2$

Verifica massima trazione sull'acciaio

Lembo	Verifica		
Inferiore	Massima trazione in combinazione rara	43.04	$< 0.75 \times f_{yk} = 0.75 \times 500 = 375 \text{ N/mm}^2$

MOMENTO NEGATIVO

Verifica massima compressione sul calcestruzzo

Lembo	Verifica		
Superiore	Massima compressione in condizioni rare	0.31	$< 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 41 \times 0.83 = 20.40 \text{ N/mm}^2$

Verifica massima trazione sull'acciaio

Lembo	Verifica		
Inferiore	Massima trazione in combinazione rara	35.24	$< 0.75 \times f_{yk} = 0.75 \times 500 = 375 \text{ N/mm}^2$

Le verifiche sono soddisfatte.

8.2 SLE - FESSURAZIONE

Si riportano di seguito le massime sollecitazione agenti in direzione trasversale in combinazione SLE- Rara

Momento sollecitante massimo: $M_{sd(+)} = +74.16$ kNm/trave

Momento sollecitante minimo: $M_{sd(-)} = -60.73$ kNm/trave

Considerando l'interasse delle travi pari a 1.70 m, le sollecitazioni a metro lineare risultano:

Momento sollecitante massimo: $M_{sd(+)} = +43.62$ kNm/m

Momento sollecitante minimo: $M_{sd(-)} = -35.72$ kNm/m

Si riporta di seguito le tensione agenti con riferimento alle immagini riportate di seguito:

Lembo		
Superiore	Massima tensione di trazione in condizioni rare	0.15 MPa
Inferiore	Massima tensione di trazione in condizioni rare	0.19 MPa

Data l'entità delle tensioni di trazione nel calcestruzzo, la sezione non risulta fessurata.

Titolo: Fessurazione - Dir. Trasversale

N° figure elementari: 3 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	172	15	1	10.05	5
2	0.1	80	2	10.05	105
3	172	15			

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$C_{c,adm}$ 9.75
$C_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -0.192 N/mm²
 σ_c 0.192 N/mm²
 ϵ_s 0.01309 ‰

Verifica

Precompresso

Titolo: Fessurazione - Dir. Trasversale

N° figure elementari: 3 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	172	15	1	10.05	5
2	0.1	80	2	10.05	105
3	172	15			

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -35.72 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$C_{c,adm}$ 9.75
$C_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -0.1572 N/mm²
 σ_c 0.1572 N/mm²
 ϵ_s 0.01072 ‰

Verifica

Precompresso

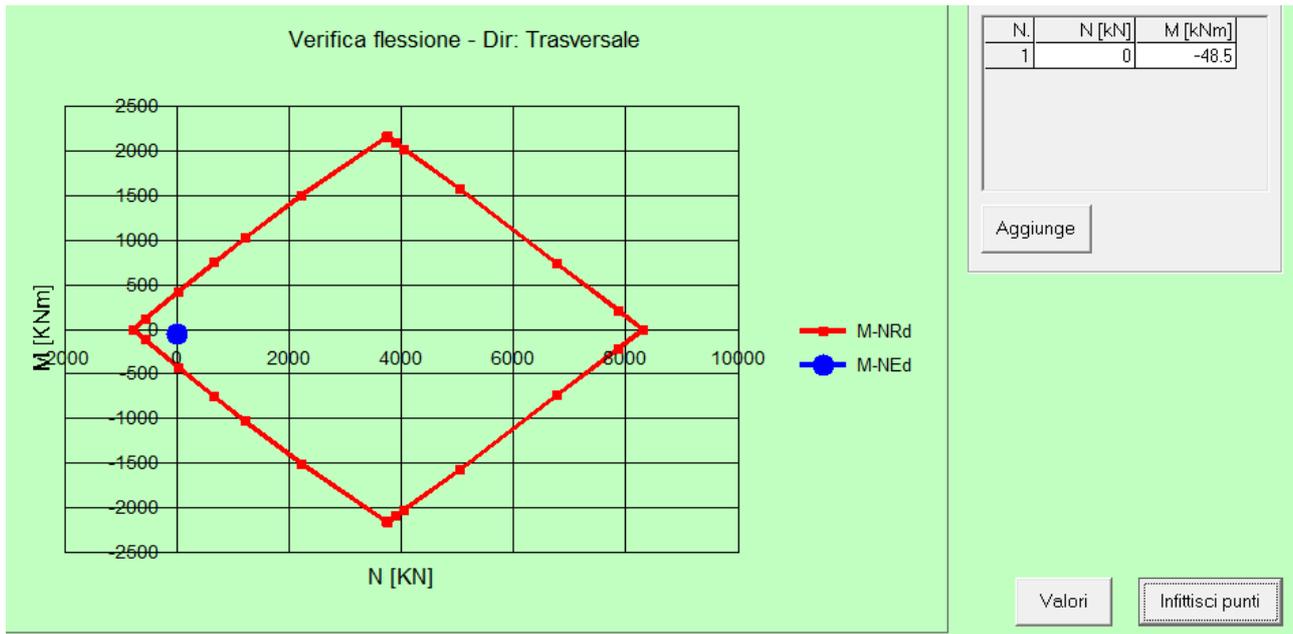


Figura 8.4: Verifica a flessione SLU -- Dominio resistente

Da cui risulta te:

Lembo	M_{Rd}	M_{Ed}	c.s.
[-]	[kN m]	[kN m]	[-]
Inferiore	415	73.85	5.60
Superiore	415	-48.50	8.46

La verifica risulta soddisfatta.

9 AZIONI SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano i valori delle azioni massime in corrispondenza degli appoggi delle travi in combinazione SLE e SLU con riferimento alla notazione riportata di seguito:

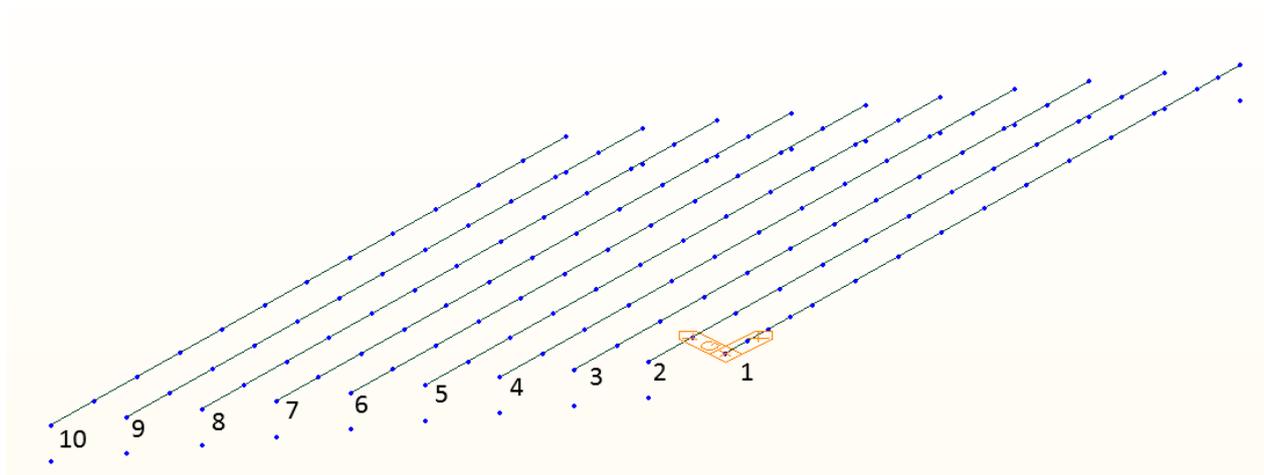


Figura 9.1: Numerazioni travi

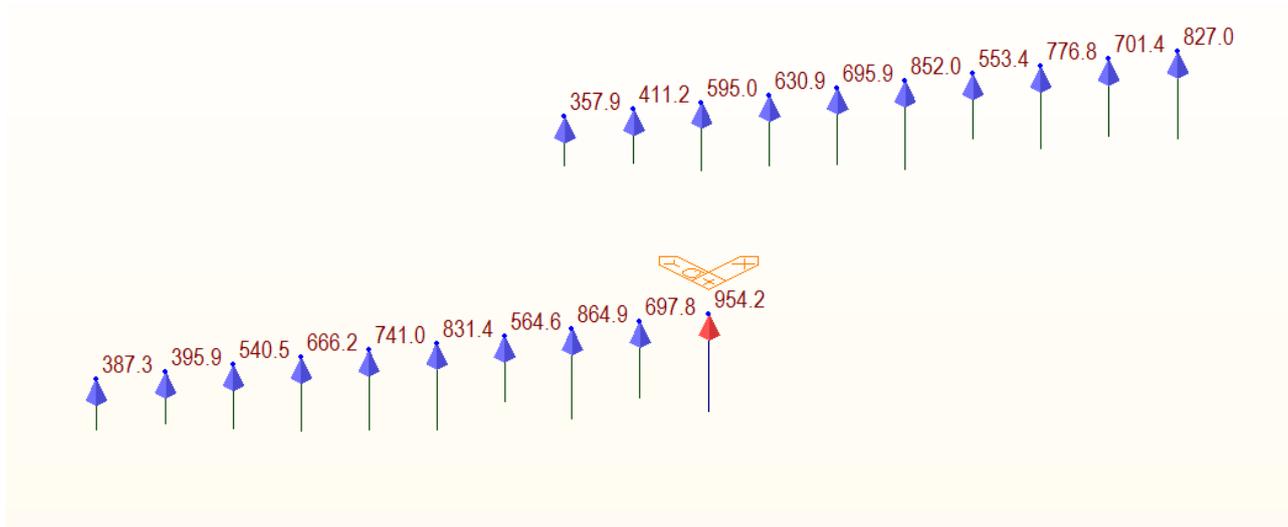


Figura 9.2: Azioni Appoggi in combinazione SLU

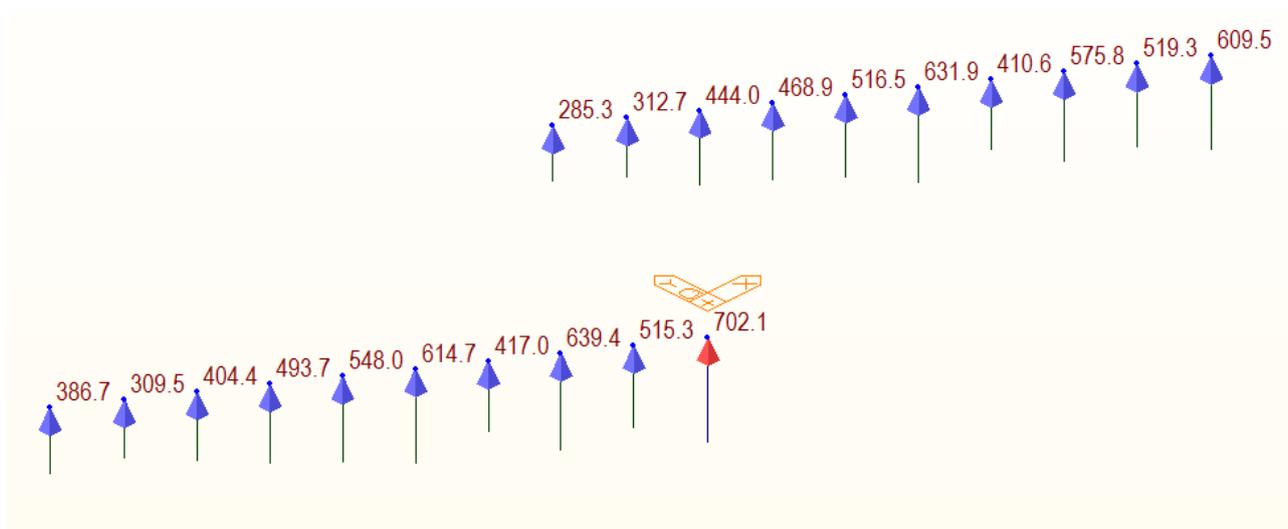


Figura 9.3: Azioni Appoggi in combinazione SLE

Trave 1				Trave 6			
Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}	Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
sx	702.1	sx	954.2	1	548	3	741
dx	610	dx	827	2	517	4	696
Trave 2				Trave 7			
Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}	Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
1	515.3	3	697.8	1	494	3	666.2
2	519	4	701.4	2	469	4	631
Trave 3				Trave 8			
Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}	Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
1	639.4	3	865	1	404	3	540
2	575.8	4	776.8	2	444	4	595
Trave 4				Trave 9			
Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}	Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
1	417	3	565	1	309.5	3	396
2	411	4	553.4	2	313	4	411.2
Trave 5				Trave 10			
Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}	Nodo	R _{SLE}	Nodo	R _{SLU}
[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
1	614	3	831	1	386.7	3	387
2	632	4	852	2	285	4	357