

## INDICE

1. GENERALITÀ	3
2. NORMATIVA VIGENTE	6
3. MATERIALI PREVISTI	6
3.1 Calcestruzzo per opere di fondazione ed impalcato	6
3.1.1 Dosatura dei materiali.	6
3.1.2 Qualità dei componenti	6
3.1.3 Prescrizione per inerti	7
3.1.4 Prescrizione per il disarmo	7
3.1.5 Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)	7
3.2 Calcestruzzo per baggioli	8
3.3 Acciaio per barre d'armatura	8
3.1 Acciaio per connettori tipo Nelson	9
3.2 Acciaio COR-TEN – Tipo B	9
4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE	9
5. STATI LIMITE	9
6. PARAMETRI GEOTECNICI	10
7. PARAMETRI SISMICI	11
8. MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI	12
9. ALLEGATO 1 – ANALISI E VERIFICA FASE 0: VARO DI UNA SINGOLA TRAVE	13
9.1 Descrizione	13
9.2 Metodo di calcolo	13
9.3 Grafici di calcolo e verifica trave in fase di varo	15
10. ALLEGATO 2 – ANALISI E VERIFICA FASE 1: IMPALCATO IN OPERA CON SOLETTA NON COLLABORANTE	18
10.1 Descrizione	18
10.2 Metodo di calcolo struttura in carpenteria metallica	18
10.3 Metodo di calcolo coppelle prefabbricate in c.a.	19
10.4 Analisi dei carichi	19
10.5 Grafici di calcolo e verifica impalcato con soletta non collaborante	21
10.6 Analisi e verifica coppelle prefabbricate in c.a.	30
11. ALLEGATO 3 – ANALISI E VERIFICA FASE 2: IMPALCATO IN OPERA IN FASE DI ESERCIZIO A $T_0$	32
11.1 Descrizione	32

11.2	Metodo di calcolo impalcato con soletta in c.a. collaborante.	32
11.3	Metodo di calcolo connettori a piolo tipo Nelson.	32
11.4	Analisi dei carichi	33
11.5	Grafici di calcolo e verifica impalcato in esercizio	50
11.6	Analisi e verifica sezione mista acciaio-calcestruzzo e connettori a piolo tipo Nelson	64
11.7	Verifica apparecchi di appoggio in gomma armata	65
11.8	Analisi e verifica cordolo marciapiede	68
12.	ALLEGATO 4 – ANALISI E VERIFICHE TRAVE CUSCINO	69
12.1	Descrizione	69
12.2	Metodo di calcolo trave cuscino in c.a.	69
12.3	Analisi dei carichi	69
12.4	Grafici di calcolo e verifica trave cuscino in esercizio	75
13.	ALLEGATO 5 – ANALISI E VERIFICHE DIAFRAMMA DI FONDAZIONE 5.6 x 1.0 m CON L = 33 m	80
13.1	Descrizione	80
13.2	Metodo di calcolo diaframma di fondazione	80
13.3	Analisi dei carichi	80
13.1	Tabulati di calcolo e verifica	81
14.	ALLEGATO 6 – ANALISI E VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA SPALLA LATO TORINO	82
14.1	Descrizione	82
14.2	Metodo di calcolo soletta in lamiera grecata su travi in carpenteria metallica.	82
14.3	Analisi dei carichi e verifica soletta lamiera grecata e profilati HEB 140	82

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione ha come oggetto l'analisi e le verifiche strutturali del nuovo ponte, ad una campata, in carpenteria metallica in attraversamento sul fiume Dora, posto lungo Corso principe Oddone in Torino, previsto nell'ambito dei lavori di sistemazione della viabilità superficiale del Viale della Spina tra corso Regina Margherita e piazza Baldissera – Lotto 1 Ponte sulla Dora

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche in condizioni statiche e sismiche, previste dalla normativa vigente (NTC '08) del ponte nel suo complesso e dei principali elementi strutturali dello stesso.

Il nuovo ponte in carpenteria metallica ha dimensioni in pianta 40.0 x 51.0 m ed è costituito nel suo specifico da:

- n° 16 travi longitudinali a doppio T, in carpenteria metallica, di lunghezza complessiva 51.0 m, luce netta di calcolo appoggio-appoggio 49.0 m, poste in opera con un interasse di 2.50 m, di altezza complessiva 3.0 m, spessore dell'ala inferiore 40 mm, spessore dell'ala superiore 30 mm e spessore dell'anima di 16 mm. A metà dell'altezza della trave vi è un irrigidimento longitudinale, costituito da n°2 profilati ad L 200x100x10 mm. La trave è collegata alla soletta in c.a. tramite pioli tipo Nelson  $\Phi 19$  mm e lunghezza 150 mm, posti in opera in file da 2 pioli con interasse 20 cm nei primi due quarti della luce e a 40 cm nella parte centrale;

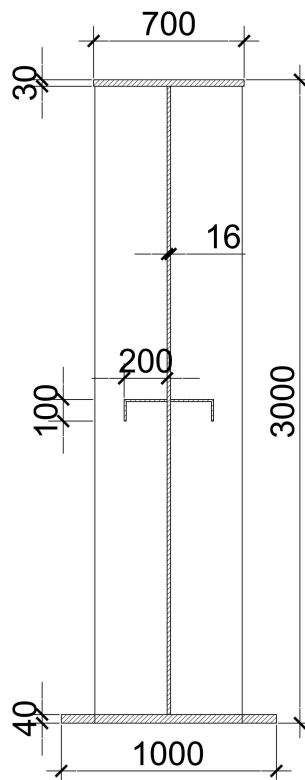
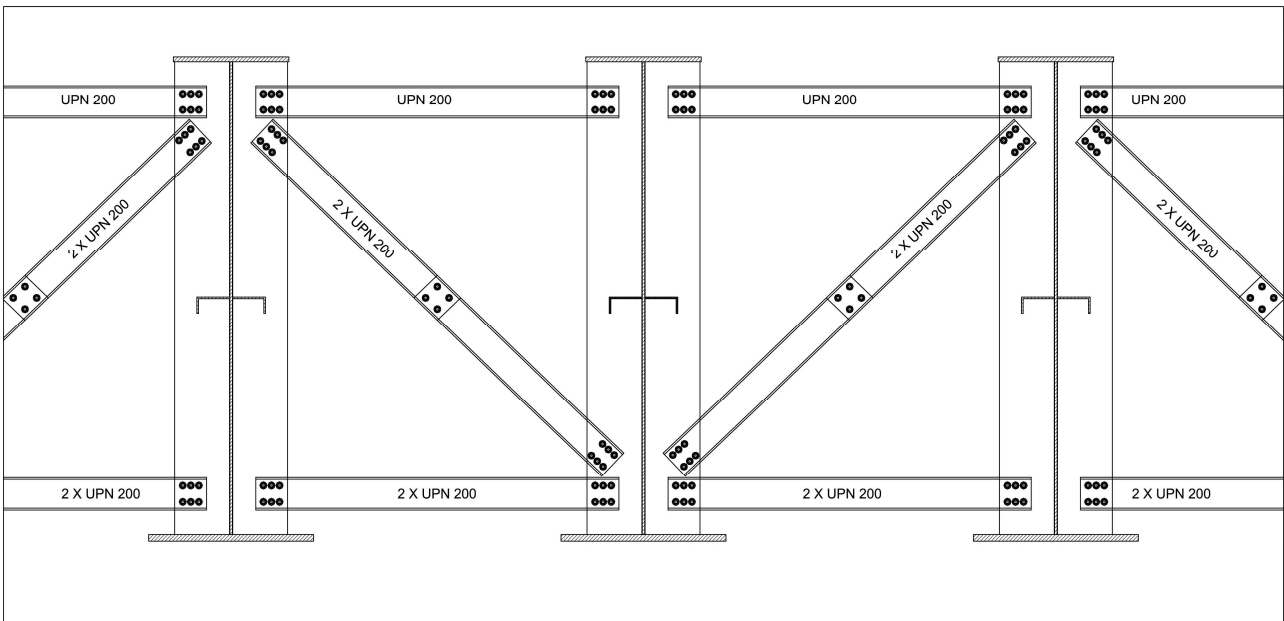


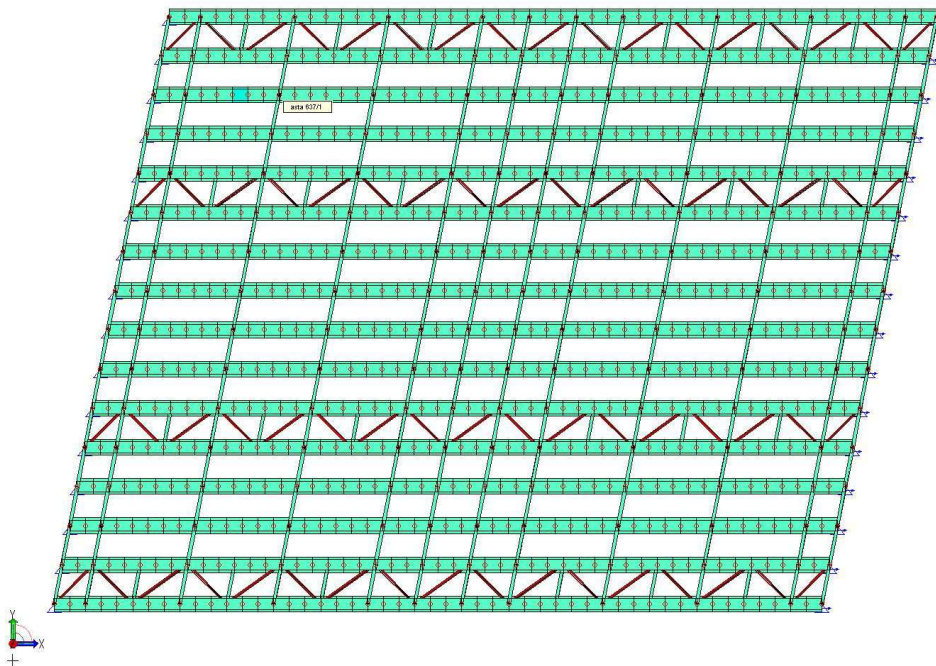
Fig. 1: Sezione trave longitudinale

- controventi verticali, in carpenteria metallica, costituiti da profili UPN 200 accoppiati (2 x UPN 200) e singoli (UPN 200), posti in opera con un interasse di 2.0 m, in corrispondenza dell'appoggio, di 6.0 m in campata e di 3.0 m in mezzeria al ponte.



- Fig. 2: Controventi verticali

- controventi orizzontali, in carpenteria metallica, costituiti da profili UPN 200 accoppiati (2 x UPN 200), posti in opera tra le 2 travi di bordo e tra le 5° e le 6° travi, a partire dal bordo, per tutta la lunghezza.



- Fig. 3: Pianta impalcato - Controventi orizzontali (colore rosso)

- Soletta di impalcato, in calcestruzzo armato ordinario, di spessore complessivo 25 cm (19 + 6 = 25 cm), gettato in opera, su di una coppella prefabbricata tralicciata in c.a. di spessore 6.0 cm, larghezza 1.20 m e lunghezza 2.00 m.

Le spalle di appoggio del ponte, realizzate in precedenza da RFI, in cemento armato ordinario, gettato in opera, hanno larghezza complessiva di circa 50.0 m, sono inclinate, rispetto alla perpendicolare all'asse longitudinale del ponte, di 11.28°, e sono costituite da travi cuscino di sezione 3.0 x 5.9 m appoggiate su 3 serie di 8 diaframmi di fondazione di dimensione in pianta 1.0 x 2.80 m e lunghezza variabile tra 33.0 e 37.0 m, poste alle estremità della trave cuscino ed in mezzzeria alla stessa.

La viabilità sul ponte sarà costituita da due carreggiate di larghezza 10.50 m con tre corsie per senso di marcia, separate da una banchina verde di larghezza 3.0 m, una carreggiata di larghezza 4.0 m ad una corsia, due marciapiedi di larghezza rispettivamente 5.0 m e 2.50 m ed una pista ciclabile affiancata ad una banchina verde, di larghezza complessiva 4.50 m, per una larghezza complessiva di 40.0 m.

Le travi saranno su appoggi in neoprene armato, posati su baggioli armati, inghisati alla trave cuscino.

L'estradosso della trave cuscino, dove verranno inghisati i baggioli, è posto a quota 230.24 mslm mentre l'intradosso dell'impalcato del ponte sarà posto a quota 230.76 mslm.

Nel seguito si riportano le analisi e le verifiche del ponte in oggetto nelle diverse fasi costruttive al fine di verificare il corretto funzionamento dei diversi elementi strutturali durante la fase di varo, di montaggio e di esercizio.

Nello specifico si analizzeranno le seguenti fasi costruttive:

- fase 0: varo della singola trave (Allegato 1);
- fase 1: ponte in opera con soletta non collaborante (Allegato 2);
- fase 2: ponte in esercizio con soletta collaborante a  $t_0$  – carichi da traffico veicolare, vento e variazioni termiche (Allegato 3);

Si riportano anche le analisi e le verifiche delle travi di appoggio esistenti e dei diaframmi, già realizzati da RFI, ma calcolati con una normativa precedente all'attuale in vigore.

In particolare:

- trave cuscino in c.a. di sezione 3.0 x 5.90 m e L = 50.0 m (Allegato 4);
- diaframma di fondazione 1.0 x 2.80 m e profondità 33 m (Allegato 5).

In ultimo si riportano le analisi e le verifiche della soletta di copertura di nuova realizzazione, al di sopra della zona venutasi a creare tra il muro d'argine e la spalla del ponte lato Torino

- soletta di copertura spalla lato Torino (Allegato 6).

Gli elementi strutturali non riportati in relazione si ritengono calcolati in maniera analoga.

Il Comune di Torino (TO) dove è localizzato l'intervento è sismico di tipo 4.

## 2. **NORMATIVA VIGENTE**

- D.M. 14 gennaio 2008 – “ Nuove Norma Tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “ Istruzioni per l'applicazione delle “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.
- CNR 10016-2000
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- EN 1337 – Caratteristiche appoggi strutturali elastomerici

## 3. **MATERIALI PREVISTI**

### 3.1 **Calcestruzzo per opere di fondazione ed impalcato**

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 28/35
- $R_{ck}$  = resistenza cubica del calcestruzzo = 35 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ck}$  = resistenza cilindrica a compressione = 0.83  $R_{ck}$  = 29.1 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cm}$  = valore medio della resistenza cilindrica =  $f_{ck} + 8$  = 37.1 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30  $f_{ck}^{2/3}$  = 2.8 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza a trazione per flessione = 1.2  $f_{ctm}$  = 3.36 N/mm<sup>2</sup>
- $E_{cm}$  = modulo elastico = 22000  $(f_{cm}/10)^{0.3}$  = 32588 N/mm<sup>2</sup>
- $\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4 (fluida) con abbassamento (slump) da 160 a 210 mm
- Classe d'esposizione ambientale : XC2, XD1
- Copriferro  $\geq$  50 mm

#### 3.1.1 Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere una classe C28/35 è orientativamente la seguente (per m<sup>3</sup> d'impasto).

sabbia	0.4 m <sup>3</sup>
ghiaia	0.8 m <sup>3</sup>
acqua	150 litri
cemento tipo 425	350 kg/m <sup>3</sup>

#### 3.1.2 Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

### **3.1.3** Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

### **3.1.4** Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

### **3.1.5** Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)

Prelievo = n° 2 cubetti di lato 15 cm;

#### Controllo tipo A

Il controllo è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup>.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>2</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo del prelievo giornaliero.

Controllo di accettazione di tipo A (quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup>), positivo se :

$$R_i \geq R_{ck} - 3.5$$

### Controllo tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m<sup>3</sup>.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un Tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di un apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle.

La domanda di prove al Laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

### **3.2 Calcestruzzo per baggioli**

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 32/40
- $R_{ck}$  = resistenza cubica del calcestruzzo = 40 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ck}$  = resistenza cilindrica a compressione =  $0.83 R_{ck} = 33.2$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cm}$  = valore medio della resistenza cilindrica =  $f_{ck} + 8 = 41.2$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza media a trazione semplice assiale =  $0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.6$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza a trazione per flessione =  $1.2 f_{ctm} = 4.29$  N/mm<sup>2</sup>
- $E_{cm}$  = modulo elastico =  $22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.77$  N/mm<sup>2</sup>
- $\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4 (fluida) con abbassamento (slump) da 160 a 210 mm
- Classe d'esposizione ambientale : XC2, XD1
- Copriferro  $\geq 50$  mm

### **3.3 Acciaio per barre d'armatura**

- Tipo B450C
- $f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$  e  $< 1.35$
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- $\gamma_s$  = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- $f_{yd}$  = resistenza di calcolo =  $450 : 1.15 = 391.30$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{bd}$  = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo =  $f_{bk} : \gamma_c = 5.755 : 1.5 = 3.837$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{bk}$  = resistenza tangenziale caratteristica =  $2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1.0 \times 2.558 = 5.755$  N/mm<sup>2</sup>

### 3.1 Acciaio per connettori tipo Nelson

- Tipo S235J2G3
- $f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento = 350 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura = 450 N/mm<sup>2</sup>

### 3.2 Acciaio COR-TEN – Tipo B

Acciaio per carpenterie metalliche CORT-TEN tipo B

- $f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento = 355 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura = 490 N/mm<sup>2</sup>
- E = modulo elastico = 210000 MPa
- G = modulo di elasticità trasversale = 80769.23 MPa
- $\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.3
- $\alpha$  = coefficiente di espansione termica lineare =  $12 \times 10^{-6}$  per °C<sup>-1</sup>
- $\gamma$  = peso specifico = 78.50 kN/m<sup>3</sup>
- Bulloni ad alta resistenza classe 8.8
- $f_{yb}$  = 649 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{tb}$  = 800 N/mm<sup>2</sup>

## 4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE

Le opere in oggetto risultano essere di classe d'uso IV (*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.*) ed è di tipo 2 (*grandi opere*) con vita nominale  $\geq 100$  anni,  $C_U$  = coefficiente d'uso = 2.0,  $V_R$  = vita di riferimento =  $C_U \times V_N = 200$  anni.

## 5. STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni dei manufatti sono state valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), sia di tipo geotecnico (GEO e di equilibrio di corpo rigido (EQU,) che di tipo strutturale (STR)*

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$

Inoltre si è considerata:

$V_N$  = vita nominale dell'opera  $\geq 100$  anni

Classe d'uso di tipo IV con coefficiente  $C_U = 2$

$V_{R(IV)}$  = periodo di riferimento (classe IV) =  $V_N \cdot C_U = 200$  anni

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

I terreni di fondazione sono costituiti da un'alternanza di terreni di riporto su terreni a matrice fine alternati a terreni a grana grossolana con anche locali fenomeni di cementazione.

I terreni oggetto dell'intervento sono caratterizzati dai seguenti parametri geotecnici:

### Strato superficiale di riporto da p.c. a -5.85 m

$\Phi$  = angolo d'attrito del terreno =  $32^\circ$

$\gamma$  = peso specifico del terreno =  $19.0 \text{ kN/m}^3$

$c$  = coesione =  $0 \text{ kN/m}^2$

$\delta$  = angolo d'attrito terra – calcestruzzo =  $21.33^\circ$

$E$  = modulo elastico =  $13 \text{ MPa}$

### Ghiaia sabbiosa da -5.85 m a -10.86 m

$\Phi$  = angolo d'attrito del terreno =  $36^\circ$

$\gamma$  = peso specifico del terreno =  $20.0 \text{ kN/m}^3$

$c$  = coesione =  $0 \text{ kN/m}^2$

$\delta$  = angolo d'attrito terra – calcestruzzo =  $24^\circ$

$E$  = modulo elastico =  $150 \text{ MPa}$

### Terreni in matrice ghiaiosa con fenomeni di cementazione da -10.86 m a -22.24 m

$\Phi$  = angolo d'attrito del terreno =  $38^\circ$

$\gamma$  = peso specifico del terreno =  $20.0 \text{ kN/m}^3$

$c$  = coesione =  $0 \text{ kN/m}^2$

$\delta$  = angolo d'attrito terra – calcestruzzo =  $25.33^\circ$

$E$  = modulo elastico =  $240 \text{ MPa}$

### Sabbie limose da -22.24 m

$\Phi$  = angolo d'attrito del terreno =  $35^\circ$   
 $\gamma$  = peso specifico del terreno =  $20.0 \text{ kN/m}^3$   
 $c$  = coesione =  $0 \text{ kN/m}^2$   
 $\delta$  = angolo d'attrito terra – calcestruzzo =  $23.33^\circ$   
 $E$  = modulo elastico =  $50 \text{ MPa}$

Ai fini del calcolo si considera un livello di falda variabile di progetto da  $-5.0 \text{ m}$  dal piano campagna a  $-9.0 \text{ m}$  dal piano campagna.

## 7. PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato ( SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "Accelerazione orizzontale massima al sito" ( $a_g$ ), del "Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione" ( $F_0$ ) e del "Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione" ( $T_C$ ) che, come detto sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

Il Comune di Torino è in zona sismica di tipo 4, collocato secondo i seguenti valori di posizionamento:

Latitudine :  $45^\circ.082$

Longitudine :  $7^\circ.673$

Per lo SLV si sono adottati i seguenti parametri sismici:

$P_r$  = periodo di ritorno = 1898 anni

$a_g$  = accelerazione massima del sito =  $0.077 \text{ g}$

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.874

$T^*_C$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.29

Ai fini della definizione sismica di progetto, il terreno interessato dall'intervento può essere classificato di categoria "C" (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina).*

Superficie topografica di categoria T1 con un  $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica = 1.0.

## 8. MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI

Al fine di apprezzare il comportamento globale della struttura in esame nelle diverse fasi di vita, si sono realizzati diversi modelli 3D agli elementi finiti rappresentativi delle fasi di montaggio ed in opera a breve ed a lungo termine. I diversi modelli di calcolo tridimensionali sono stati analizzati in condizioni statiche e sismiche soggetti ai carichi ed alle accelerazioni sismiche previsti in normativa

I modelli agli elementi finiti sono stati creati con il software della AMV, "Mastersap TOP 2013".

Le strutture ed i loro comportamenti sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate, interpretate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e puntoni, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Ad esempio le travi longitudinali ed i controventi verticali ed orizzontali, sono stati modellati in tale maniera.

La soletta in c.a. e le piastre di collegamento dei diaframmi di fondazione, sono invece state modellati con elementi bidimensionali tipo shell.

I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidezze nello spazio. Nello specifico si sono inseriti vincoli di tipo elastico le cui rigidezze traslazionali nelle tre direzioni sono state inserite in accordo al tipo di appoggio inserito (appoggi in neoprene armato). Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con le strutture di fondazione, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni.

La modellazione delle strutture di fondazione è stata fatta separatamente all'impalcato. Si sono modellati a parte la trave cuscino ed un diaframma di fondazione da 33 m. La trave cuscino è stata modellata con lo stesso software utilizzato per lo studio dell'impalcato (Mastersap TOP 2013).

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura.

L'analisi eseguita è stata statica e dinamica lineare, in accordo a quanto riportato all'interno della normativa vigente (NTC '08).

Si riportano in allegato, per ogni fase della vita del ponte, dalle operazione di varo della singola trave al comportamento del ponte a  $T_{\infty}$ , le analisi e le verifiche previste da normativa degli elementi strutturali del ponte e delle strutture di fondazione.

## 9. ALLEGATO 1 – ANALISI E VERIFICA FASE 0: VARO DI UNA SINGOLA TRAVE

### 9.1 Descrizione

Nel seguito si riportano le analisi e le verifiche di una singola trave longitudinale, di altezza 3.0 m e lunghezza complessiva 51.0 m, durante la fase di varo, vincolata per mezzo di n°2+2 golfari inseriti nell'ala superiore, ad una distanza di circa 2.40 m dalla testata della trave.

### 9.2 Metodo di calcolo

La trave viene analizzata e verificata, in condizioni statiche, con il software agli elementi finiti Mastersap TOP 2013.

Attraverso un modello tridimensionale si verifica l'assenza di eventuali instabilità flesso torsionali della trave durante le fasi di varo, quando la trave è ancora priva di controventamenti.

Le verifiche sono effettuate secondo le NTC 2008 e secondo l'Eurocodice 3.

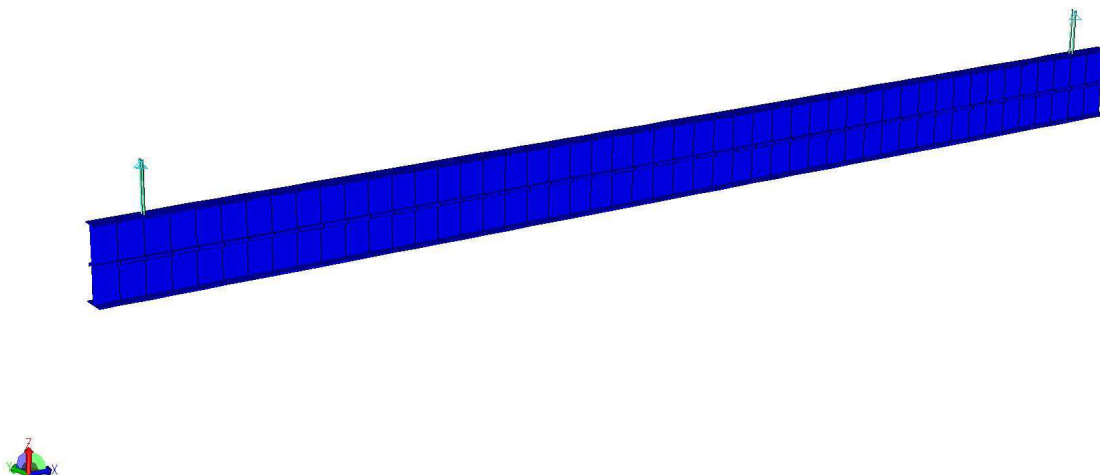


Fig. 1.1 – Geometria modello 3D agli elementi finiti

### Analisi dei carichi

I carichi applicati alla trave derivano unicamente dal peso proprio della stessa e dai fazzoletti per il collegamento dei controventi.

Il software determina in maniera automatica i pesi propri della trave di altezza 3.0 m (*Generalità - fig. 1*), mentre si è applicato manualmente il peso dei fazzoletti.

### Carichi permanenti portati

Peso proprio fazzoletti di collegamento = 0.91 kN/m

## STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	fase 0
Intestazione del lavoro	Ponte carpenteria metallica
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m

### RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

#### SEZIONE GENERICA

Codice	Ax	Ay	Az	Ix	Iy	Iz	Descrizione
1	+1.14e-001	+4.96e-002	+6.31e-002	+1.65e-001	+4.34e-003	+1.61e-001	Sezione h 3000

#### SEZIONI A PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
5	UNP 200	No

#### SEZIONE PROFILO DOPPIO

Codice	Codice sezione	Tipo accoppiamento	Distanza	Ali	Lati
3	UNP 200		0.016	esterne	

### CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

#### Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso fazzoletti	1	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	0.910000	0.000	0.910000	0.000	1.0000	1.0000

### COMBINAZIONI DI CARICO

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Carichi totali	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
2	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
3	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
4	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

### 9.3 Grafici di calcolo e verifica trave in fase di varo

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche della trave in carpenteria metallica, durante la fase di varo, soggetta ai carichi dovuti al solo peso proprio.

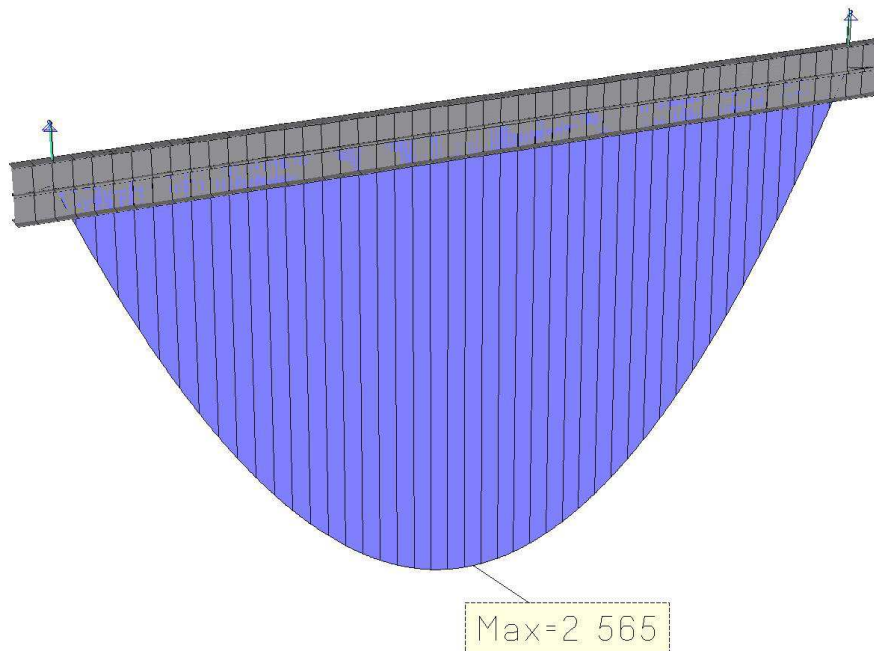


Fig. 1.2 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  [kNm]

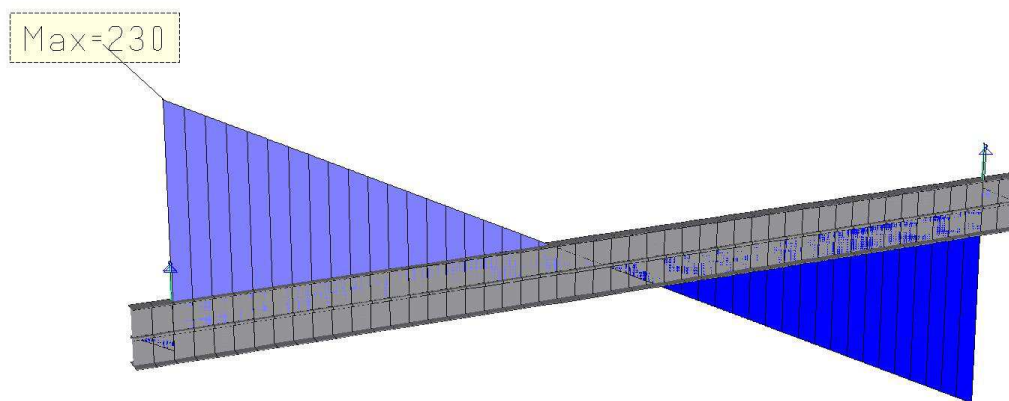


Fig. 1.3 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  [kN]

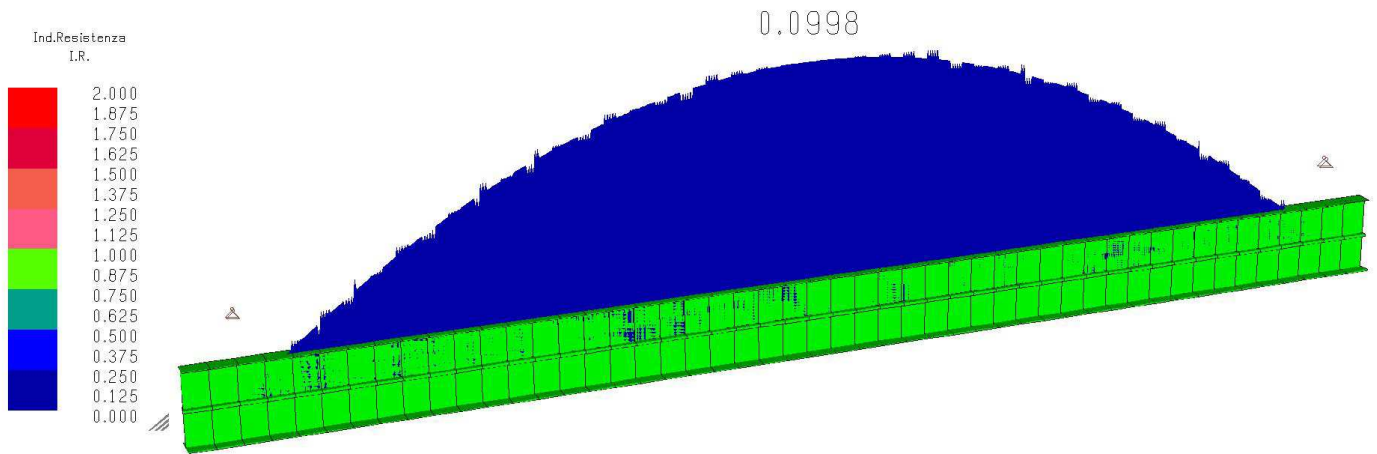


Fig. 1.4 – Tassi di sfruttamento sezione a momento flettente

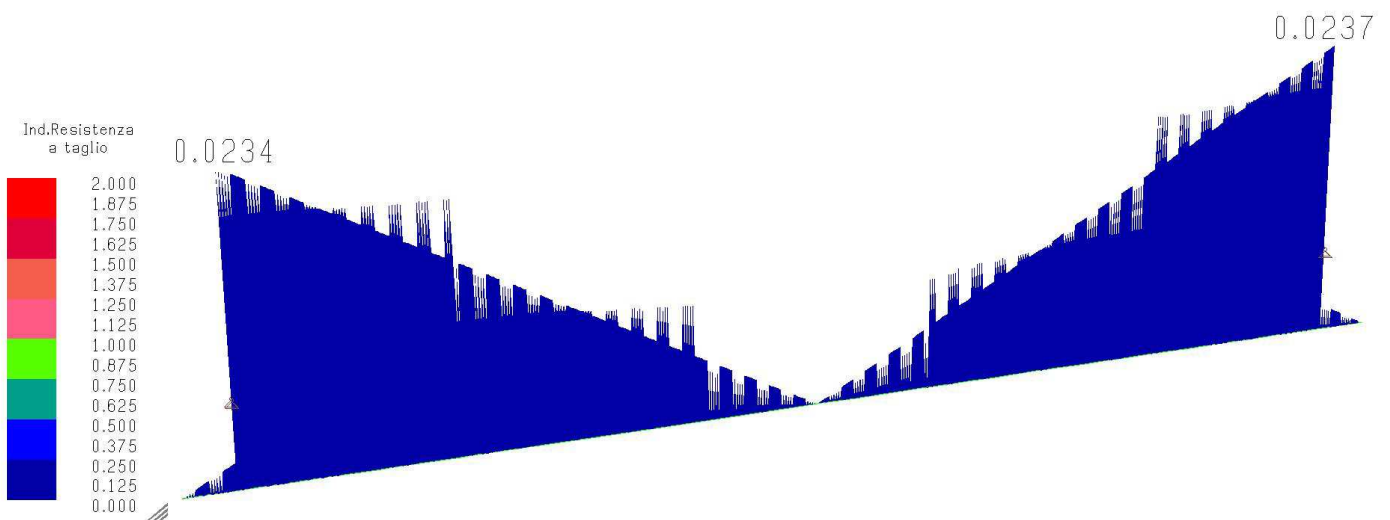


Fig. 1.5 – Tassi di sfruttamento sezione a taglio

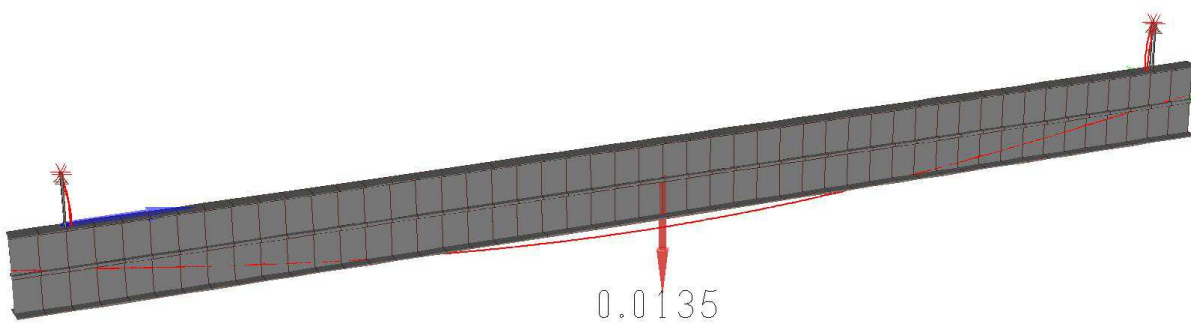


Fig. 1.6 – Freccia in fase di varo (non considerando la controfreccia)

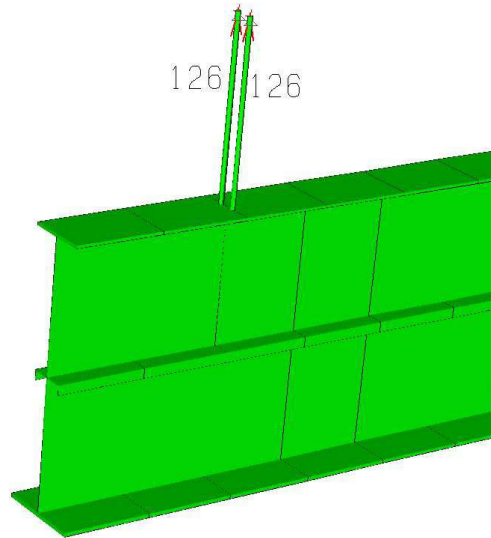


Fig. 1.7 – Reazioni sulle funi di sollevamento

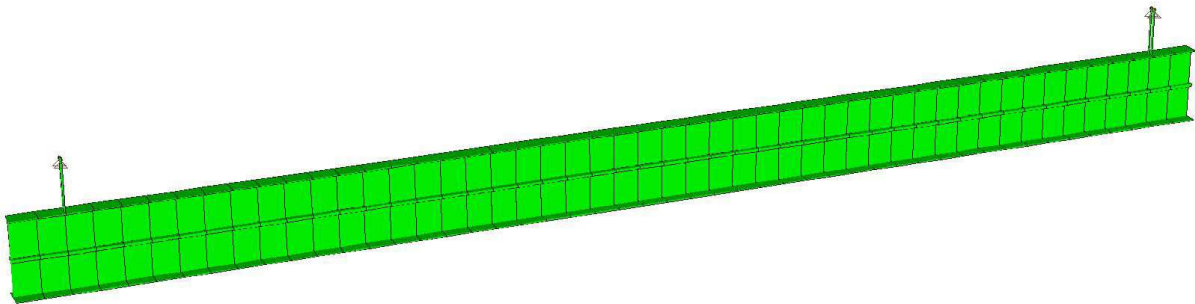


Fig. 1.8 – Verifica a SLU (colore verde = verifica soddisfatta)

## 10. ALLEGATO 2 – ANALISI E VERIFICA FASE 1: IMPALCATO IN OPERA CON SOLETTA NON COLLABORANTE

### 10.1 Descrizione

Nel seguito si riportano le analisi dell'intero impalcato del ponte e delle coppelle prefabbricate in c.a., durante la fase di getto della soletta in calcestruzzo. Nello specifico si eseguono le verifiche della sola struttura in carpenteria metallica e delle coppelle con funzione di cassero autoportante, soggette ad un sovraccarico permanente causato dalla soletta in c.a., non ancora collaborante.

### 10.2 Metodo di calcolo struttura in carpenteria metallica

L'intero impalcato in carpenteria metallica viene analizzato e verificato, in condizioni statiche, con il software agli elementi finiti Mastersap TOP 2013.

Attraverso un modello tridimensionale si verifica la resistenza della struttura metallica e l'assenza di eventuali instabilità flessione torsionali degli elementi costituenti l'impalcato durante le fasi di getto della soletta, considerando la stessa non ancora collaborante con l'intera struttura.

Le verifiche sono effettuate secondo le NTC 2008 e secondo l'Eurocodice 3.

Tale analisi ha anche lo scopo di valutare le inflessioni delle travi in acciaio da contrastare per mezzo di una controfreccia, applicata alle stesse in fase di montaggio.

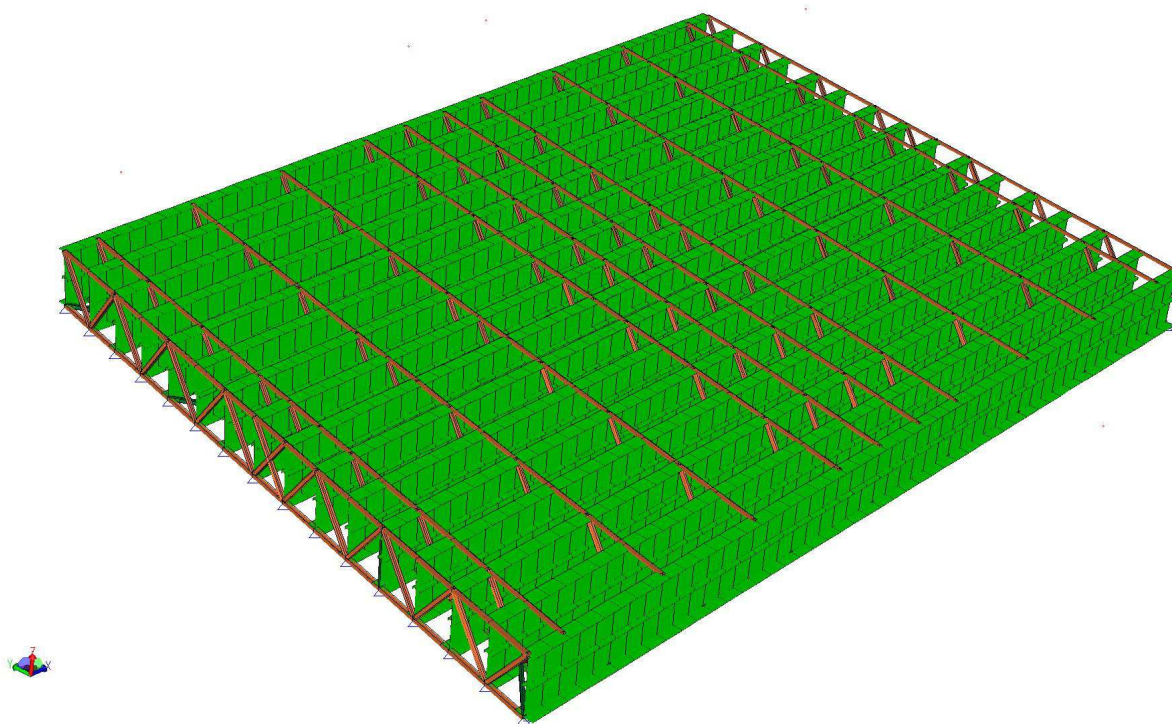


Fig. 2.1 – Geometria modello 3D agli elementi finiti

### 10.3 Metodo di calcolo coppelle prefabbricate in c.a.

Si verificano le coppelle prefabbricate in calcestruzzo armato durante la fase di getto. I metodi utilizzati sono quelli classici della scienza e della tecnica delle costruzioni al fine di verificare a trazione e ad instabilità per compressione i ferri d'armatura inseriti all'interno delle coppelle e nel traliccio metallico.

Nello specifico si verificano le coppelle di bordo, contenenti lo sbalzo, tra due travi longitudinali aventi interasse 2.50 m.

### 10.4 Analisi dei carichi

I carichi applicati all'impalcato derivano unicamente dal peso proprio dello stesso, compresi tutti gli elementi di controventamento previsti, e dal sovraccarico del getto di calcestruzzo di 25 cm di spessore.

Il software determina in maniera automatica i pesi propri dell'impalcato metallico (*fig. 2.1*), mentre si è applicato manualmente il sovraccarico dovuto al peso proprio delle coppelle ed al getto della soletta.

#### Carichi permanenti portati

$$\text{Peso proprio soletta non collaborante in c.a. sp. 25 cm} = 0.25 \times 25.0 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda il calcolo e la verifica delle coppelle prefabbricate in c.a., si è applicato anche in questo caso il carico derivante dal peso del getto della soletta in c.a. di spessore 25 cm, pari a 6.25 kN/m<sup>2</sup>.

## STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

### INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	fase 1
Intestazione del lavoro	Ponte carpenteria metallica
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m

### RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

#### SEZIONE GENERICA

Codice	Ax	Ay	Az	Ix	Iy	Iz	Descrizione
1	+1.14e-001	+4.96e-002	+6.31e-002	+1.65e-001	+4.34e-003	+1.61e-001	sezione h 3000

#### SEZIONI A PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
4	UNP 200	No

#### SEZIONE PROFILO DOPPIO

Codice	Codice sezione	Tipo accoppiamento	Distanza	Ali	Lati
3	UNP 200		0.016	esterne	

### CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

#### Carico distribuito riferimento globale V

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso soletta sp 25 cm non coll.	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	6.250000	0.000	6.250000	0.000	1.0000	1.0000
Peso fazzoletti	2	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	0.910000	0.000	0.910000	0.000	1.0000	1.0000

### COMBINAZIONI DI CARICO

#### NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Carichi totali	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
2	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
3	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
4	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

## 10.5 Grafici di calcolo e verifica impalcato con soletta non collaborante

Di seguito si riportano i grafici contenenti le analisi e le verifiche dell'impalcato metallico durante le fasi di getto della soletta in c.a., non ancora collaborante, quindi agente unicamente come sovraccarico permanente. Le analisi si eseguono in condizioni statiche secondo le normative vigenti NTC 2008 ed in accordo con l'Eurocodice 3.

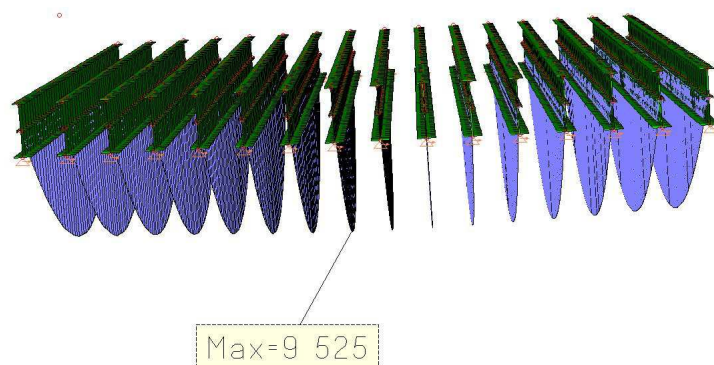


Fig. 2.2 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  in travi longitudinali [kNm]

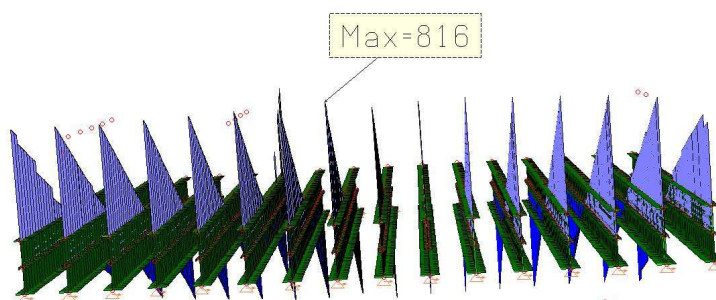


Fig. 2.3 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  in travi longitudinali [kN]

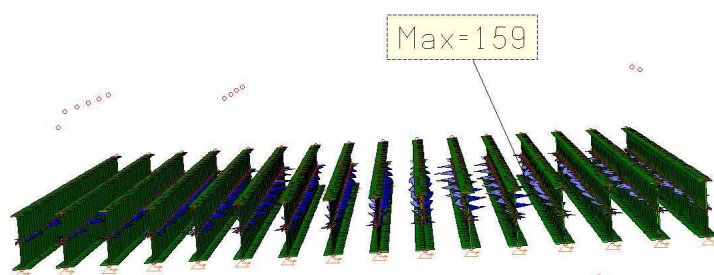


Fig. 2.4 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  in travi longitudinali [kNm]

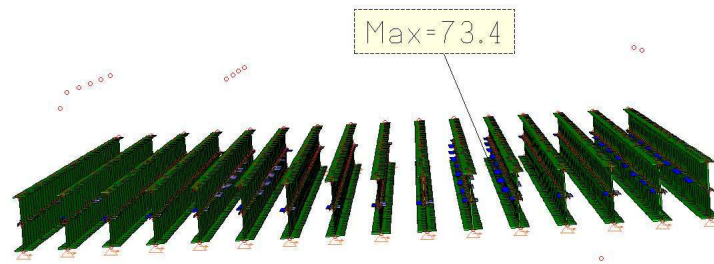


Fig. 2.5 – Involuppo sollecitazioni di taglio Fz in travi longitudinali [kN]

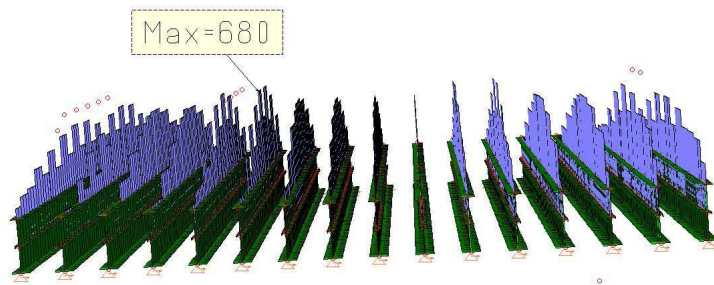


Fig. 2.6 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente Mx in travi longitudinali [kNm]

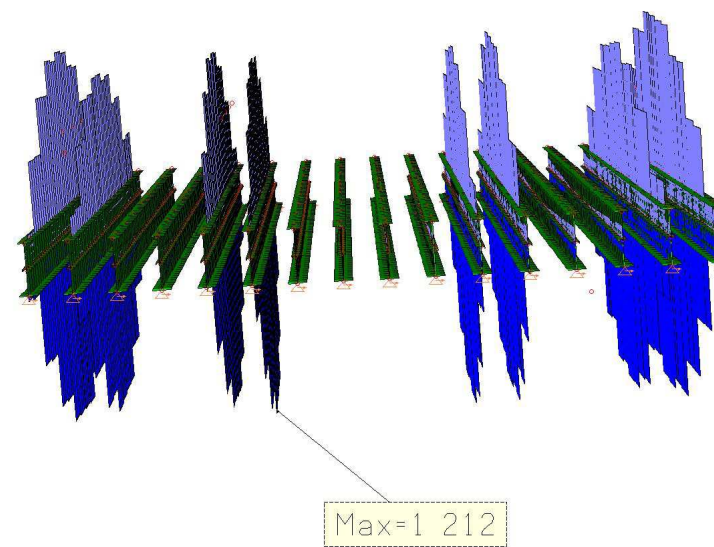


Fig. 2.7 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale Fx in travi longitudinali [kN]

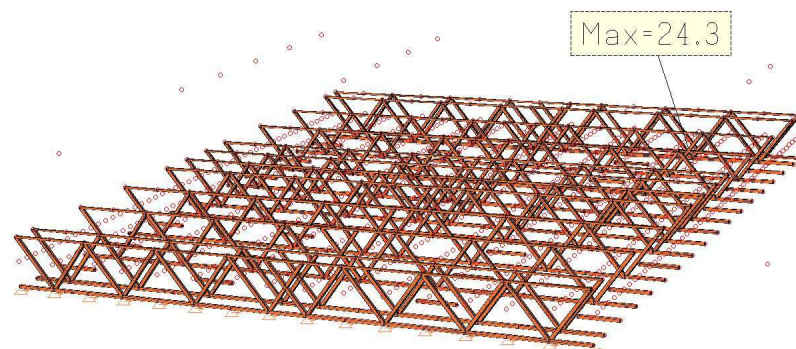


Fig. 2.8 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente Mz nei controventi verticali [kNm]

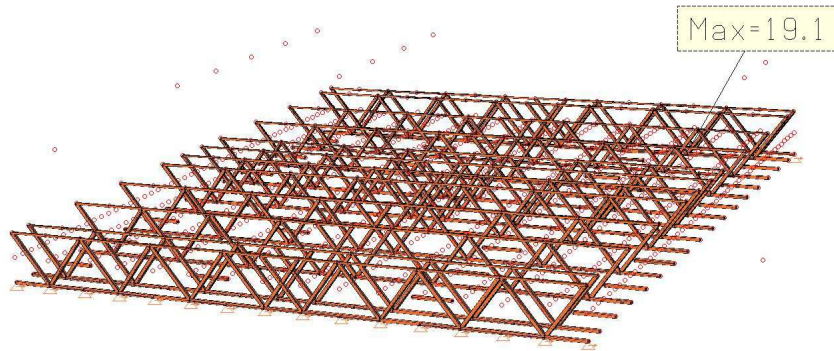


Fig. 2.9 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  nei controventi verticali [kN]

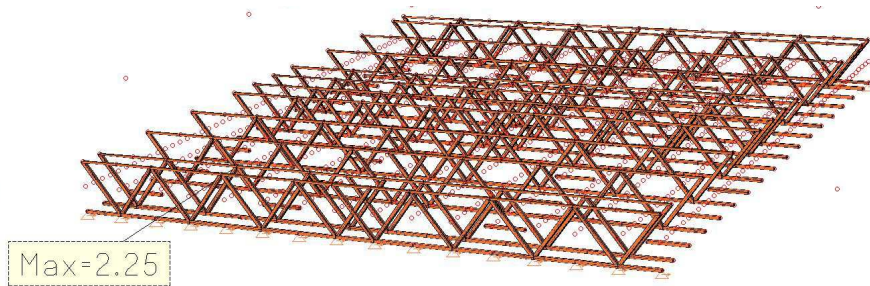


Fig. 2.9 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  nei controventi verticali [kNm]

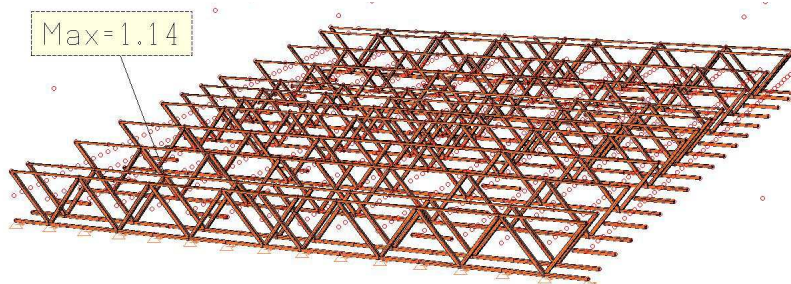


Fig. 2.10 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  nei controventi verticali [kN]

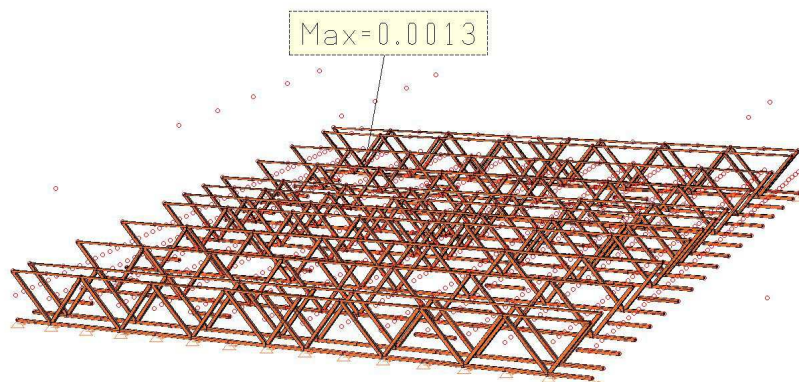


Fig. 2.11 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  nei controventi verticali [kNm]

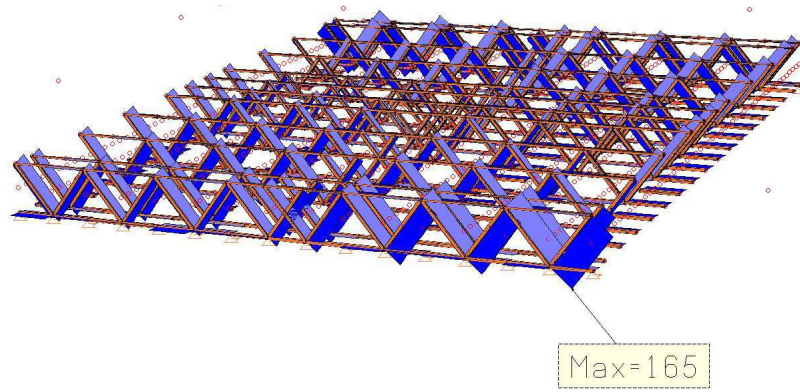


Fig. 2.12 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale  $F_x$  nei controventi verticali [kN]

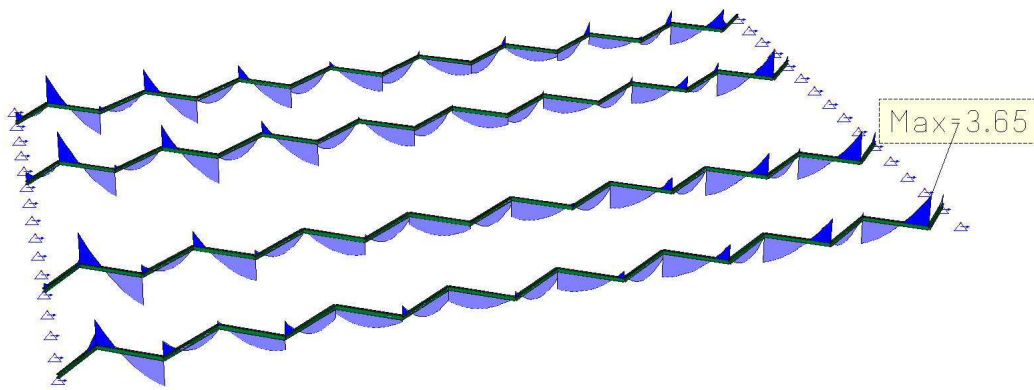


Fig. 2.13 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  nei controventi orizzontali [kNm]

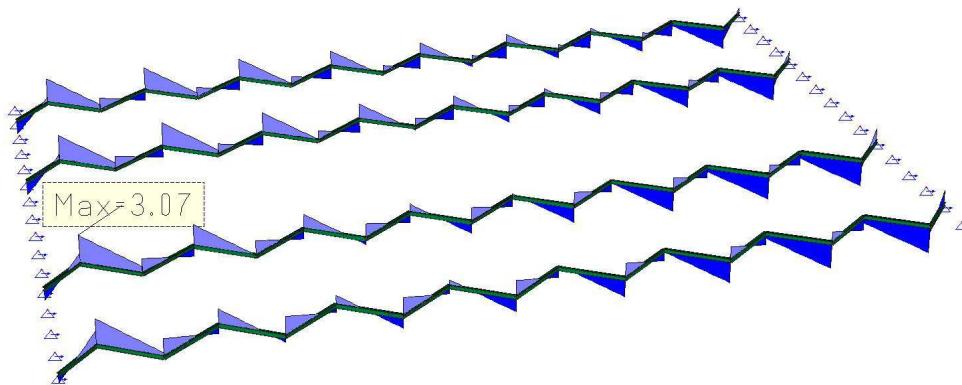


Fig. 2.14 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  nei controventi orizzontali [kN]

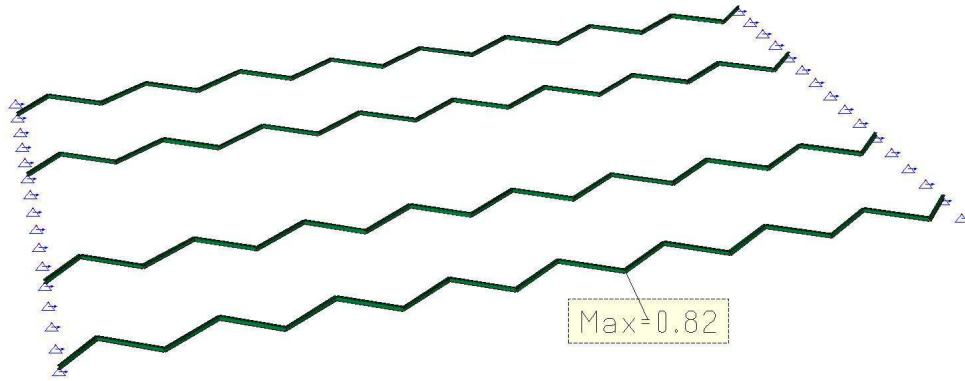


Fig. 2.15 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  nei controventi orizzontali [kNm]

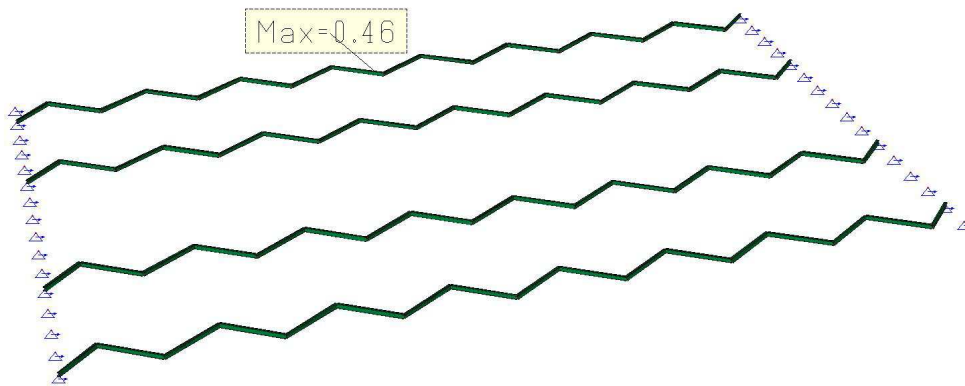


Fig. 2.16 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  nei controventi orizzontali [kN]

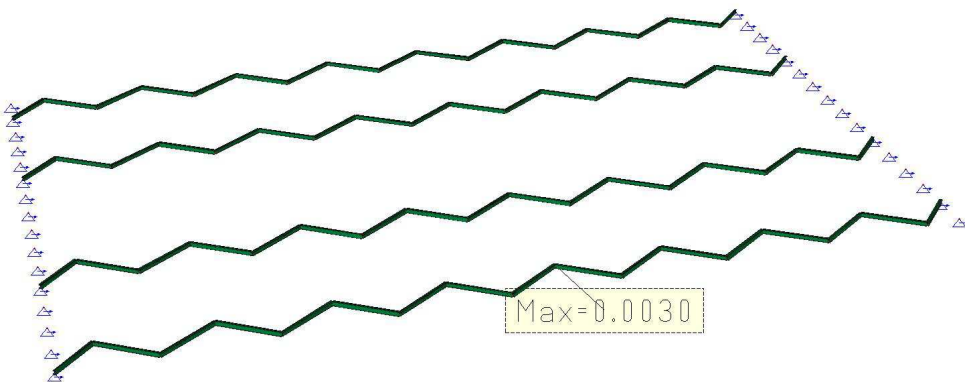


Fig. 2.17 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  nei controventi orizzontali [kNm]

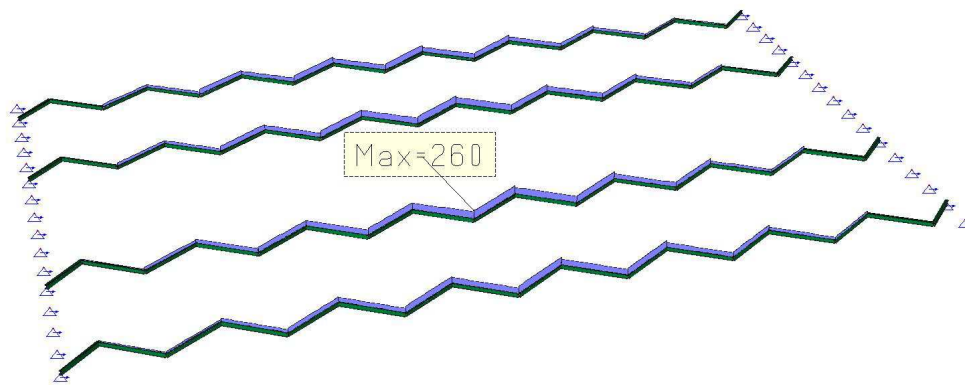


Fig. 2.18 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale  $F_x$  nei controventi orizzontali [kN]

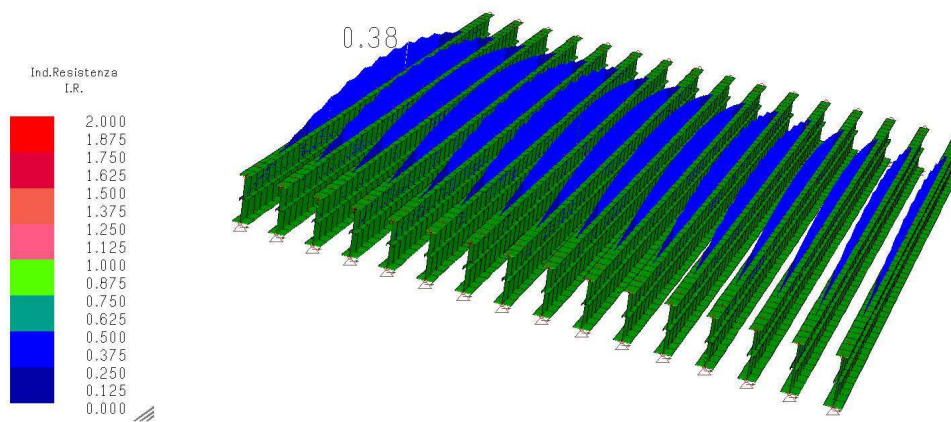


Fig. 2.19 – Indici di sfruttamento a flessione travi longitudinali

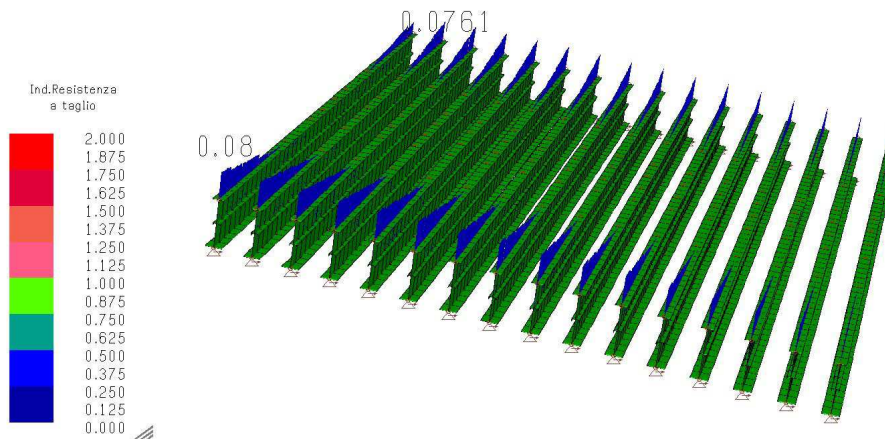


Fig. 2.20 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione travi longitudinali

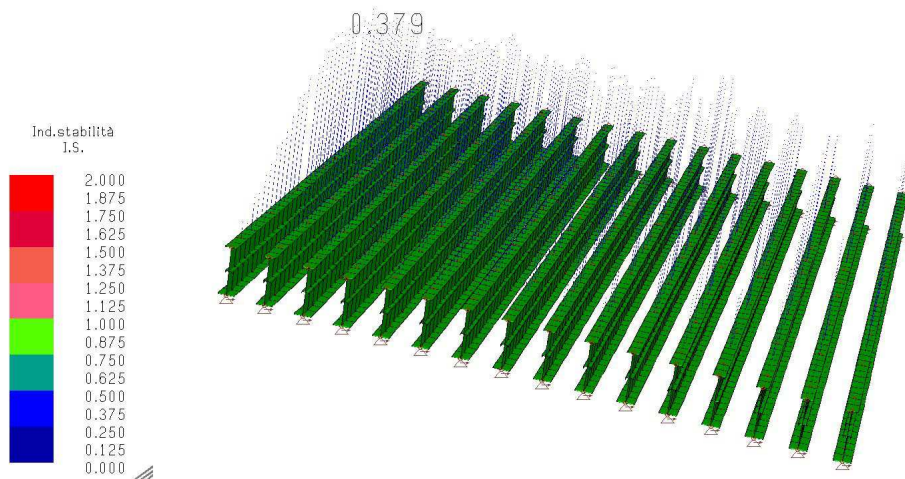


Fig. 2.21 – Indici di sfruttamento per instabilità flessione torsionale travi longitudinali

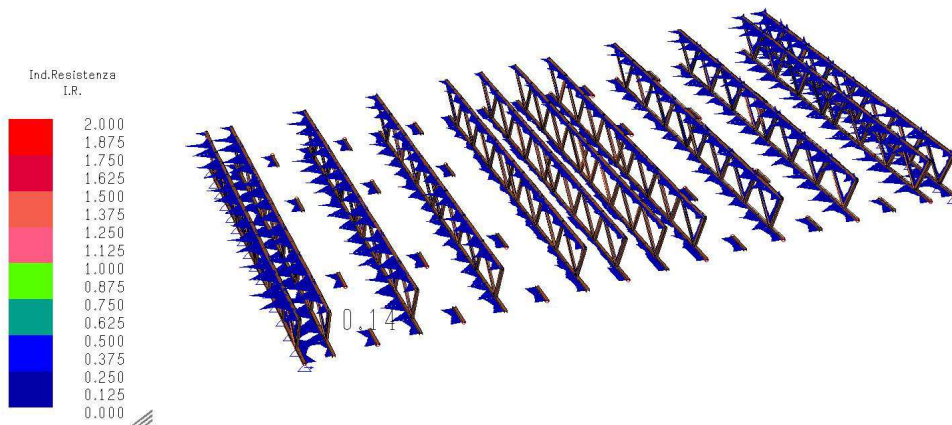


Fig. 2.22 – Indici di sfruttamento a flessione controventi verticali

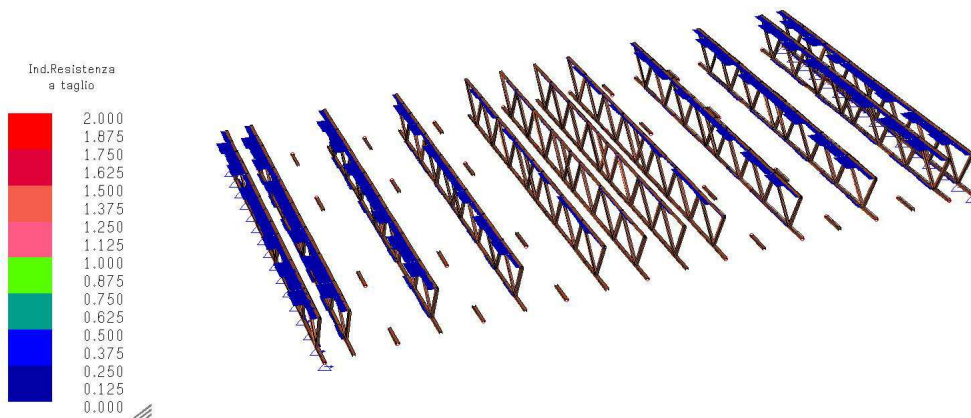


Fig. 2.23 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione controventi verticali

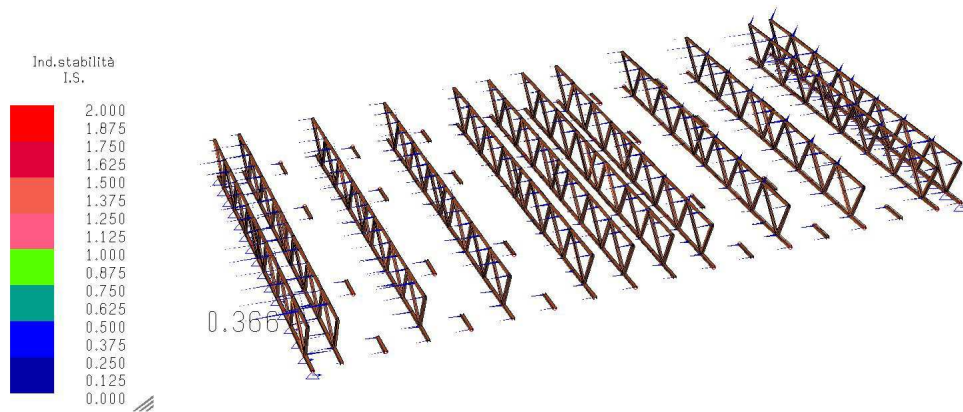


Fig. 2.24 – Indici di sfruttamento per instabilità flessione torsionale controventi verticali

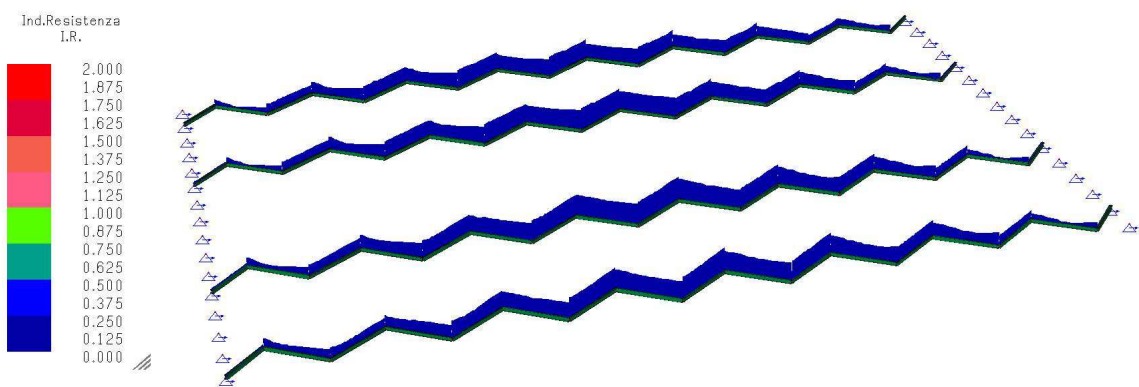


Fig. 2.25 – Indici di sfruttamento a flessione controventi orizzontali

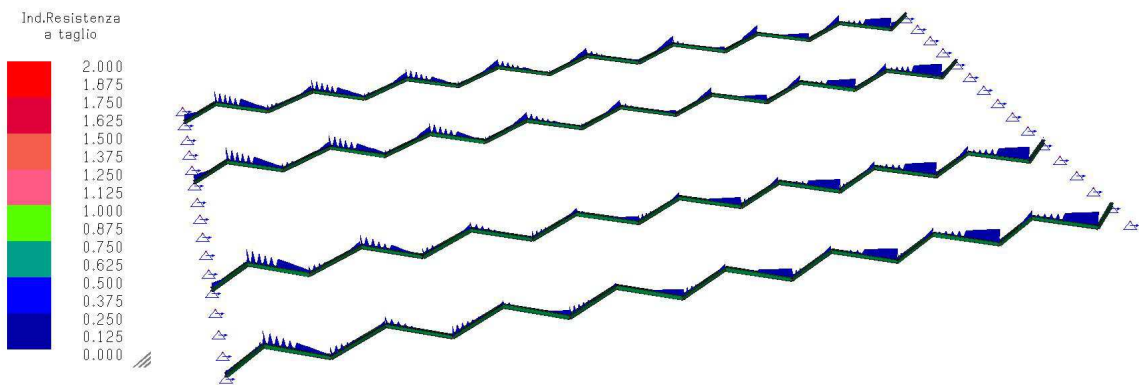


Fig. 2.26 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione controventi orizzontali

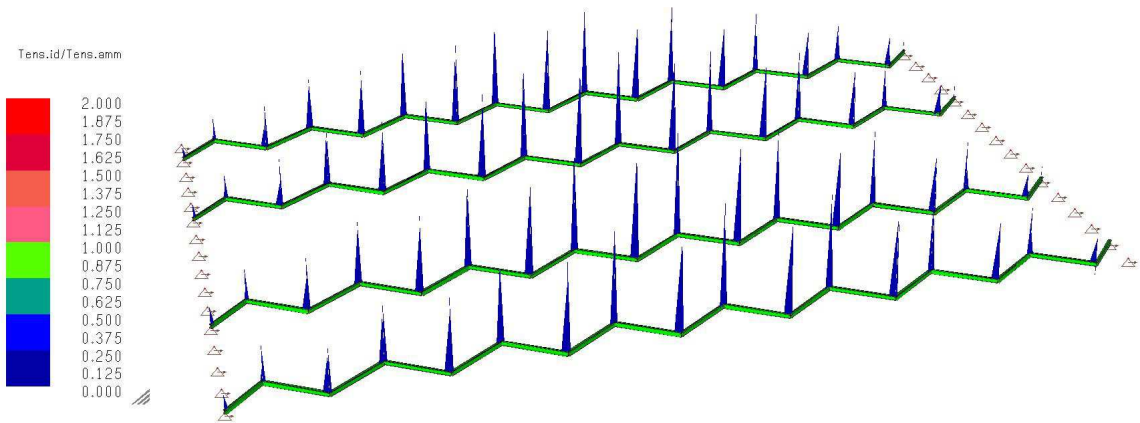


Fig. 2.27 – Indici di sfruttamento per instabilità controventi orizzontali

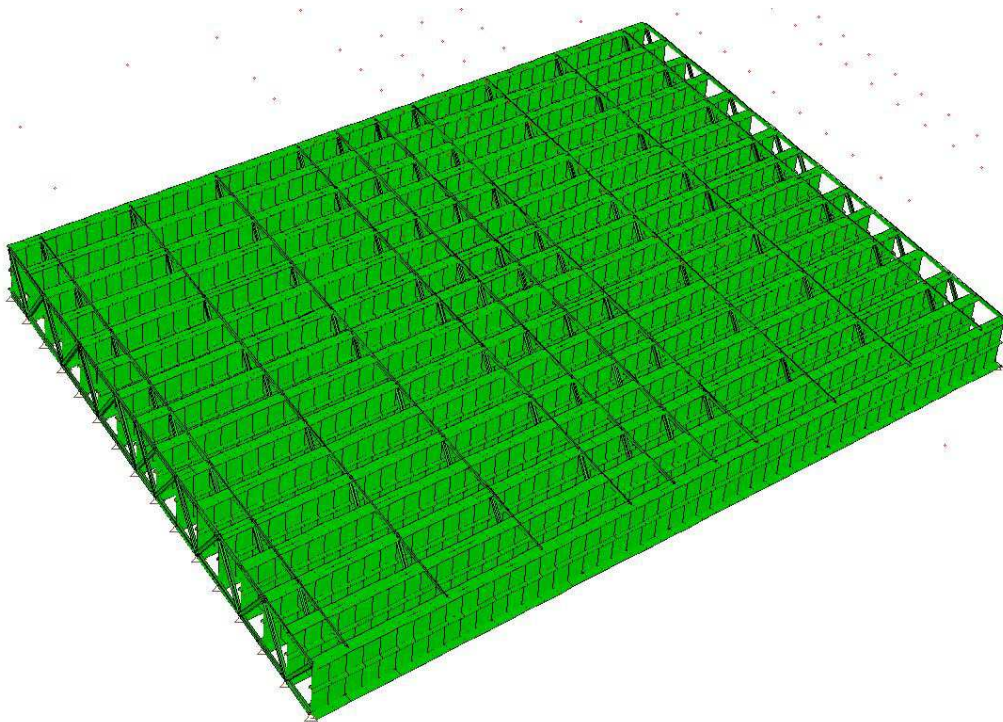


Fig. 2.28 – Verifiche a SLU impalcato in carpenteria metallica (Colore verde = verifica soddisfatta)

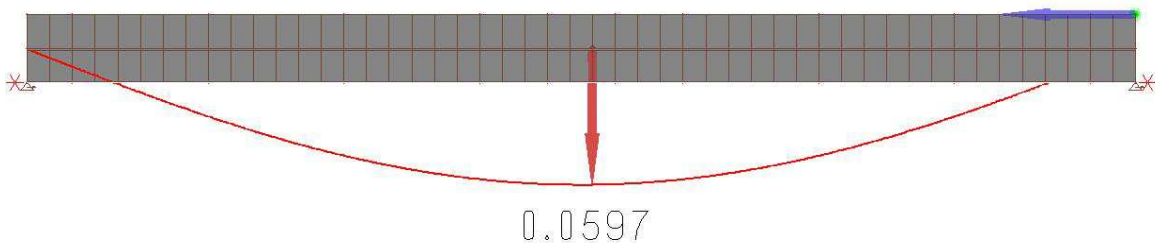


Fig. 2.29 – Freccia massima travi longitudinali (SLE)

La freccia massima restituita dal software, nella fase transitoria di getto della soletta, verrà adottata per la valutazione della controfreccia da assegnare alle travi durante le fasi di costruzione, così da minimizzare gli effetti deformativi legati ai pesi propri degli elementi strutturali.

## 10.6 Analisi e verifica coppelle prefabbricate in c.a.

La soletta in c.a. di spessore complessivo 25 cm (6 + 19 = 25 cm) viene gettata su coppelle prefabbricate in cemento armato all'interno delle quali viene annegata l'armatura inferiore della soletta di impalcato.

In fase costruttiva la struttura resistente è solo composta dalle coppelle prefabbricate con le relative armature metalliche.

Le coppelle hanno spessore di 6 cm, larghezza 1.20 m e lunghezza 2.00 e sono appoggiate per 10 cm sulle ali superiori delle travi longitudinali. All'interno di ogni coppella si inseriscono n° 10Φ16 inferiori, e n° 3 tralicci con 1Φ10/20 distanti tra loro 40 cm. In testa ad ogni traliccio si inserisce 1Φ16, per un totale di n° 3Φ16 per coppella.

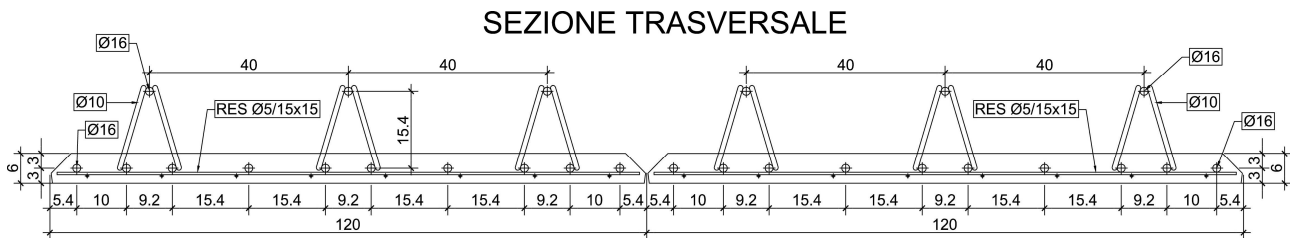


Fig. 2.30: Sezione tipo coppelle prefabbricate

Di seguito si eseguono le verifiche di resistenza e stabilità degli elementi costituenti le coppelle prefabbricate, durante le fasi di getto della soletta.

Carichi permanenti: - peso proprio soletta h. 25 cm = 6.25 kN/m<sup>2</sup>

Carichi variabili: - carico esercizio operatori + attrezzature = 1.00 kN/m<sup>2</sup>

$q_{Ed}$  = carico di progetto =  $1.3 \times 6.25 + 1.5 \times 1.0 = 9.63$  kN/m<sup>2</sup>

Si analizzano le coppelle poste sul bordo dell'impalcato, una a sbalzo e quella adiacente. Gli schemi di calcolo adottati sono quelli di trave a mensola, per la parte a sbalzo di 1.25 m, e di trave in semplice appoggio per quella adiacente con luce asse-asse 2.50 m.

$M_A$  = momento in campata =  $1 / 8 \times 9.63 \times 2.5^2 = 7.52$  kNm/m

$M_B$  = momento sull'appoggio =  $1 / 2 \times 9.63 \times 1.25^2 = 7.52$  kNm/m

$T_B$  = taglio sull'appoggio =  $1 / 2 \times 9.63 \times 1.25 = 6.01$  kN/m

Lo sforzo che agisce sui ferri di armatura inferiori, vale:

$b$  = braccio di leva tra correnti superiori ed inferiori = 0.13 m

$N_{Sd,i} = (7.52 \times 1.20) / (10 \times 0.13) = 6.94$  kN

$\sigma_{Sd,i} = 6.94 \times 10^3 / 201 = 34.53$  N/mm<sup>2</sup> <  $f_{yd} = 391.3$  N/mm<sup>2</sup> (Verificato)

Mentre lo sforzo che agisce sui ferri di armatura superiori, vale:

$b$  = braccio di leva tra correnti superiori ed inferiori = 0.13 m

$A_f = 1\Phi16 = 201$  mm<sup>2</sup>

$N_{Sd,s} = (7.52 \times 1.20) / (3 \times 0.13) = 23.14$  kN

$\sigma_{Sd,s} = 23.14 \times 10^3 / 201 = 115.12$  N/mm<sup>2</sup> <  $f_{yd} = 391.3$  N/mm<sup>2</sup> (Verificato)

Oltre alle verifiche tensionali, si esegue una verifica ad instabilità dei correnti compressi superiori maggiormente sollecitati:

$N_{Sd,s} = (7.52 \times 1.20) / (3 \times 0.13) =$	23.14 kN
$L = \text{lunghezza libera di inflessione (traliccio } 1\Phi 10/20) \approx$	0.20 m
$\rho = \text{raggio di inerzia} = D / 4 = 16 / 4 =$	4 mm
$\lambda = \text{snellezza} = L / \rho = 0.20 / 0.004 =$	50
$\omega(\lambda = 50) \text{ da tabella} =$	1.15

$$\sigma_{Inst,s} = 1.15 \times N_{Sd,s} \times 10^3 / A_f = 1.15 \times 23.14 \times 10^3 / 201 = 132.39 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ (Verificato)}$$

## 11. ALLEGATO 3 – ANALISI E VERIFICA FASE 2: IMPALCATO IN OPERA IN FASE DI ESERCIZIO A $T_0$

### 11.1 Descrizione

Nel seguito si riportano le analisi dell'intero impalcato del ponte a  $t_0$ , soggetto alle azioni variabili da traffico, previste in normativa, ed all'escursione termica.

Nello specifico si eseguono le analisi e le verifiche in condizioni statiche e dinamiche allo SLU ed allo SLE dell'impalcato misto in acciaio-calcestruzzo, dei connettori a piolo tra la soletta soprastante in c.a. e l'impalcato metallico e dei dispositivi di appoggio in gomma armata ancorati alla trave cuscino. Si eseguono le analisi a  $t_0$ , ovvero non tenendo conto delle deformazioni dovute a fenomeni di ritiro della soletta in c.a..

### 11.2 Metodo di calcolo impalcato con soletta in c.a. collaborante.

L'intero impalcato viene analizzato e verificato, in condizioni statiche e dinamiche, con il software agli elementi finiti Mastersap TOP 2013.

Attraverso un modello tridimensionale si verifica la resistenza e la stabilità della struttura metallica e della soletta in c.a. collaborante, durante le fasi iniziali della vita del ponte. Le verifiche sono effettuate secondo le NTC 2008 e secondo l'Eurocodice 3.

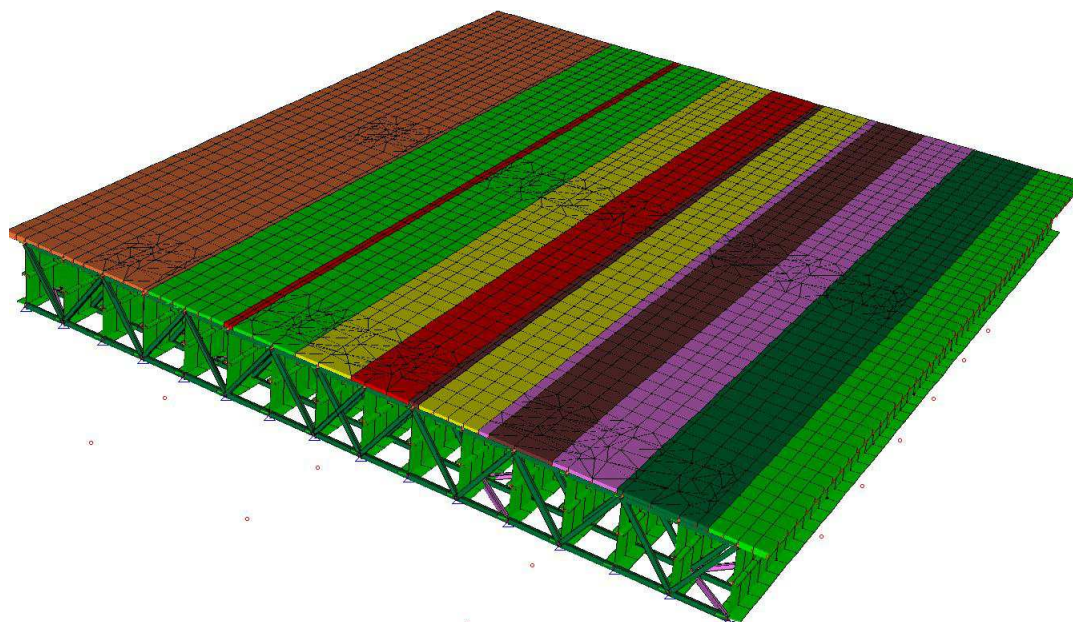


Fig. 3.1 – Geometria modello 3D agli elementi finiti

### 11.3 Metodo di calcolo connettori a piolo tipo Nelson.

Come sistema di connessione, si sono scelti pioli di tipo Nelson resistenti a taglio, saldati alla piattabanda superiore della trave principale (larghezza 700 mm) ed annegati nella soletta in calcestruzzo (altezza della soletta pari a 250 mm).

Il dimensionamento dei connettori è stato eseguito in riferimento alle prescrizioni indicate dalle normative vigenti (NTC 2008, CNR 10016-200 ed Eurocodice 4)

I connettori impiegati sono in acciaio tipo S235J2G3 ed hanno  $\Phi 19$  e lunghezza  $L = 150$  mm.  
Sulla base delle sollecitazioni allo SLU si sono verificati i connettori in acciaio saldati alla piattabanda superiore.

#### 11.4 Analisi dei carichi

Il software utilizzato è in grado di calcolare i pesi propri degli elementi strutturali inseriti .  
Ai fini del calcolo si sono applicati manualmente alla struttura solamente i carichi permanenti portati ed i carichi variabili previsti in normativa all'interno del paragrafo 5.1.3 delle NTC 2008.

##### CARICHI PERMANENTI PORTATI

###### Carichi permanenti portati su impalcato

- Peso proprio marciapiede sp. medio 45 cm =  $0.45 \times 20.0 =$  9.00 kN/m<sup>2</sup>
- Peso proprio cassonetto stradale sp. medio 35 cm =  $0.35 \times 20.0 =$  7.00 kN/m<sup>2</sup>

###### Carichi permanenti portati su bordi impalcato

- Peso proprio parapetto = 1.00 kN/m

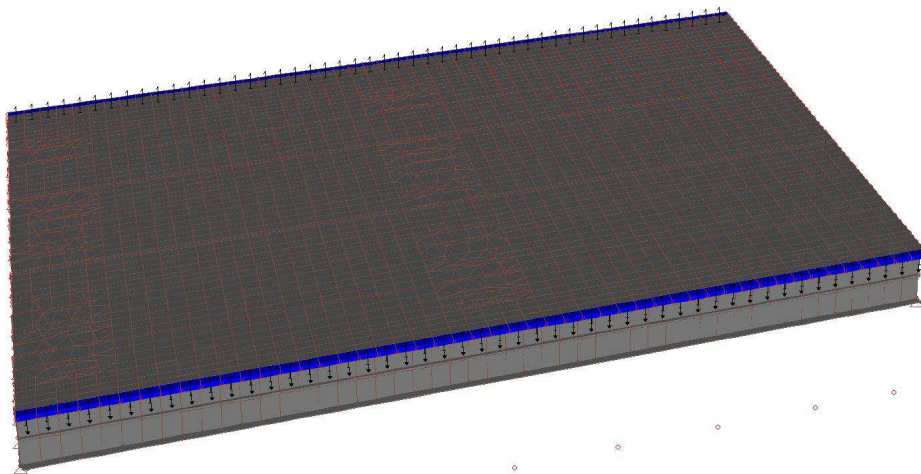


Fig. 3.2 – Disposizione carico trasmesso da parapetto

## CARICHI VARIABILI

I carichi variabili applicati al viadotto in oggetto sono quelli indicati in normativa al cap. 5 al paragrafo 5.1.3 (Azioni sui ponti stradali), in particolare al modello sono stati applicati i seguenti carichi variabili:

### Carichi variabili su impalcato:

- Carichi tandem  $Q_{1k}$  : si considerano ai fini del calcolo n°2 impronte da 1.25 x 2.45 m da 2 x 150 kN ognuna =  $2 \times 150 / (1.25 \times 2.45) =$  97.95 kN/m<sup>2</sup>

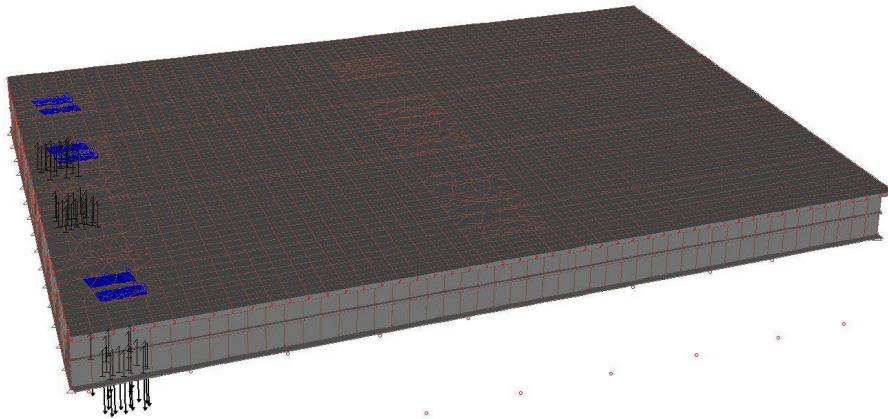


Fig. 3.3 – Carichi tandem  $Q_{1k}$  in prossimità dell'appoggio

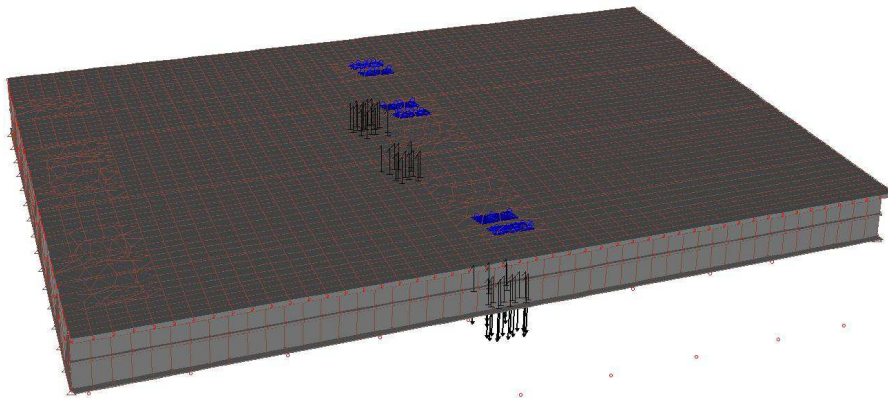


Fig. 3.4 – Carichi tandem  $Q_{1k}$  in mezzeria

- Carichi tandem  $Q_{2k}$ ,  $Q_{3k}$  : si considerano ai fini del calcolo n°2 impronte da 1.25 x 2.45 m da 2 x 100 kN ognuna =  $2 \times 100 / (1.25 \times 2.45) =$  65.30 kN/m<sup>2</sup>

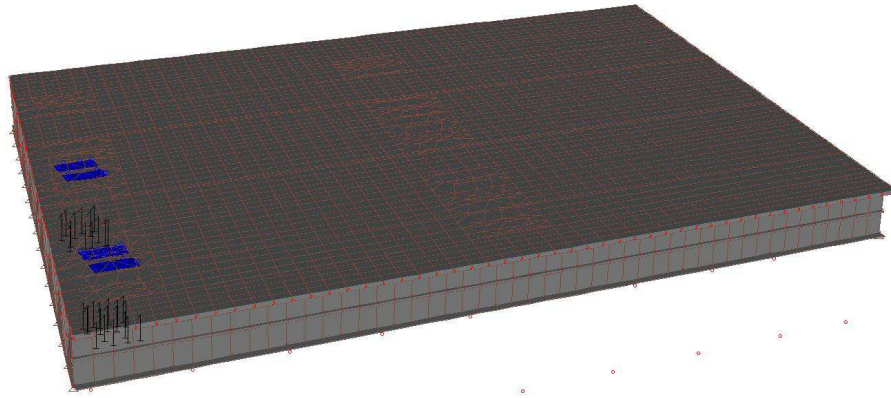


Fig. 3.5 – Carichi tandem  $Q_{2k}$  in prossimità dell'appoggio

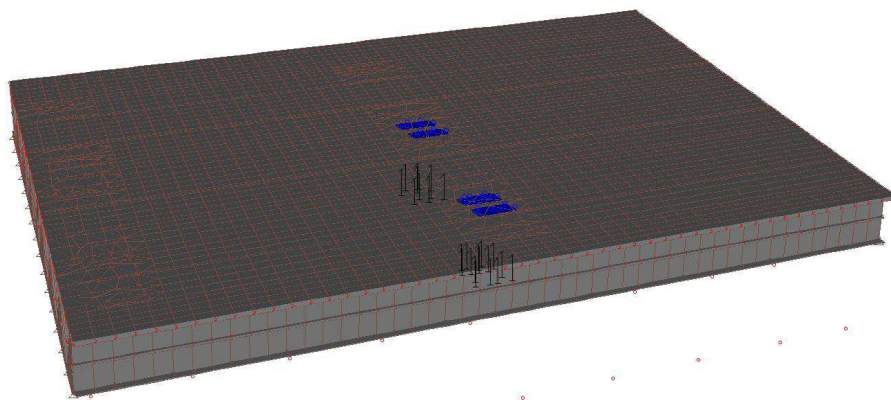


Fig. 3.6 – Carichi tandem  $Q_{2k}$  in mezzeria

- Carichi tandem  $Q_{3k}$  : si considerano ai fini del calcolo n°2 impronte da 1.25 x 2.45 m da 2 x 50 kN ognuna =  $2 \times 50 / (1.25 \times 2.45) =$  32.65 kN/m<sup>2</sup>

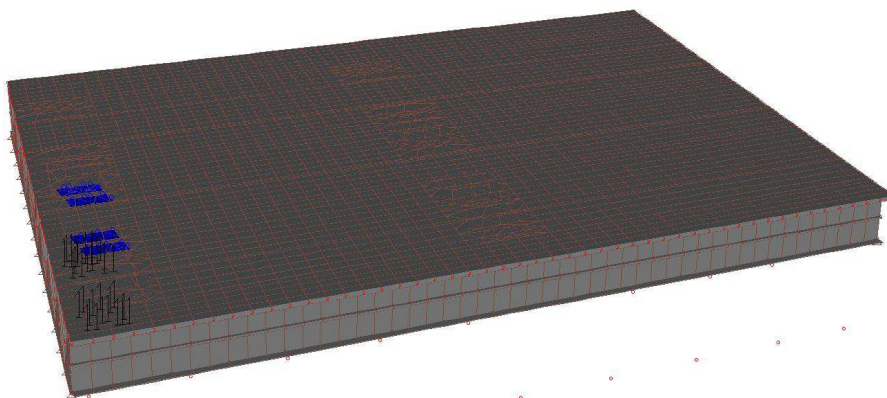


Fig. 3.7 – Carichi tandem  $Q_{3k}$  in prossimità dell'appoggio

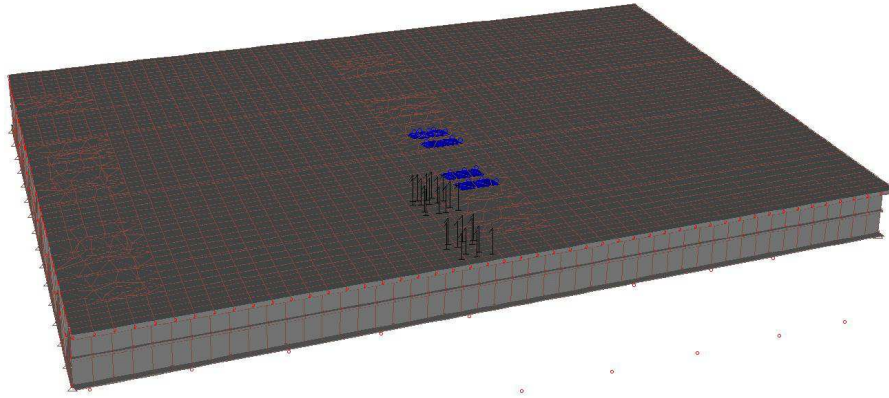
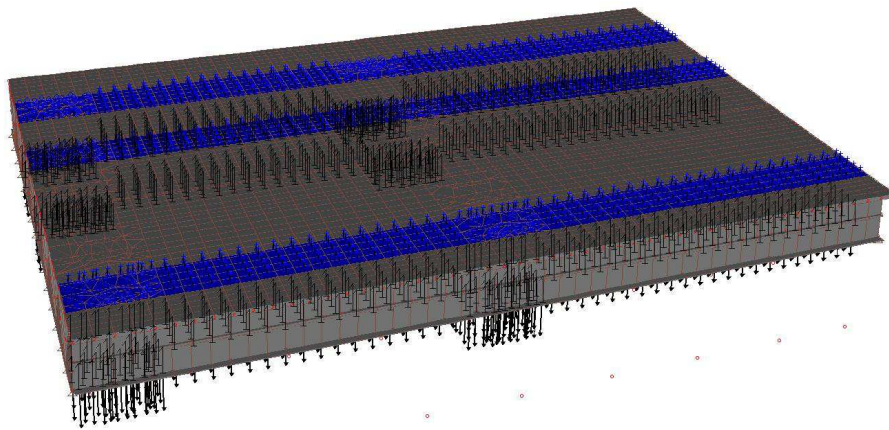


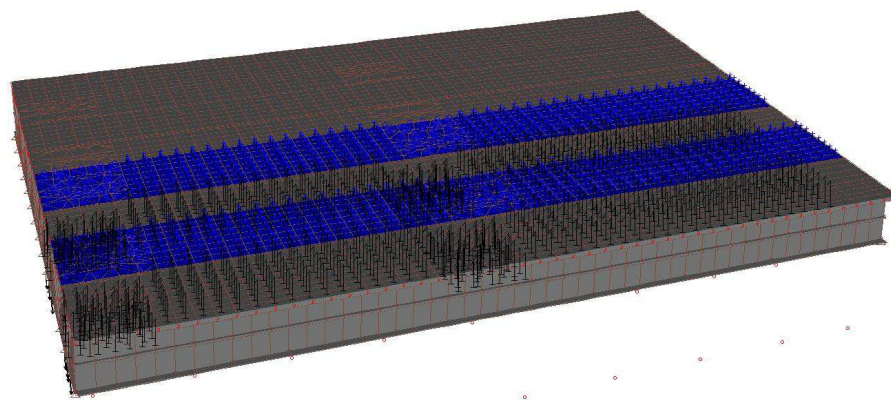
Fig. 3.8 – Carichi tandem  $Q_{3k}$  in mezzeria

- Carico variabile  $q_{1k}$  = 9.0 kN/m<sup>2</sup>



- Fig. 3.9: Disposizione carichi variabili  $q_{1k}$

- Carico variabile  $q_{2k}$  = 2.5 kN/m<sup>2</sup>



- Fig. 3.10: Disposizione carichi variabili  $q_{2k}$

- Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione  $q_3$ :

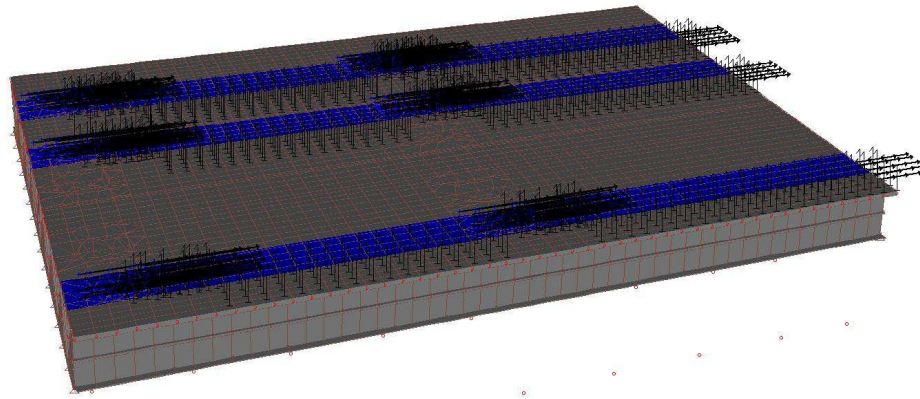
$$0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9.0 \times 3.50 \times 50.0 = 517.5 \text{ kN}$$

Dove:  $w_1$  = larghezza corsia = 3.50 m

L = lunghezza corsia = 50.0 m

Tale sforzo sarà poi distribuito longitudinalmente su tutto l'impalcato, quindi sarà:

$$517.5 / (3.50 \times 50.0) = \underline{2.96 \text{ kN/m}^2}$$



- Fig. 3.11: Azione longitudinale frenatura o accelerazione  $q_3$

- Carico da folla compatta su marciapiedi =

$$\underline{5.0 \text{ kN/m}^2}$$

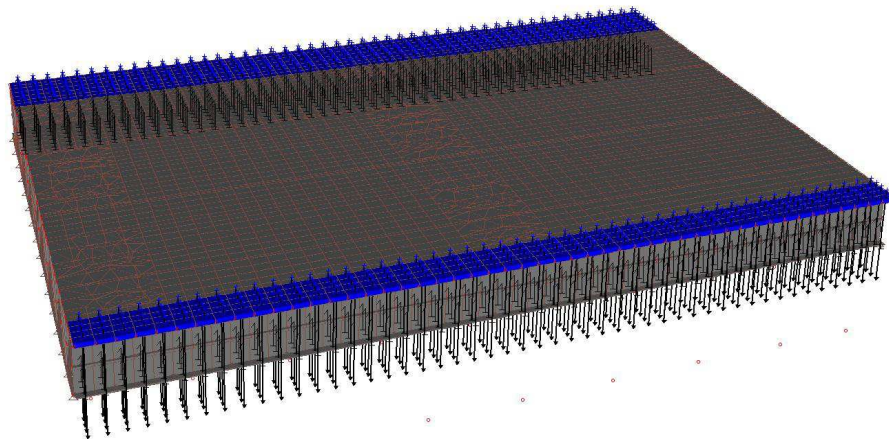


Fig. 3.12: Carico variabile da folla compatta

- Pressione del vento : - sopravvento
- sottovento

0.58 kN/m<sup>2</sup>  
0.35 kN/m<sup>2</sup>

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	v <sub>b,0</sub> [m/s]	a <sub>0</sub> [m]	k <sub>a</sub> [1/s]
1	25	1000	0,01
a <sub>s</sub> (altitudine sul livello del mare [m])	239		
T <sub>R</sub> (Tempo di ritorno)	50		
v <sub>b</sub> = v <sub>b,0</sub> per a <sub>s</sub> ≤ a <sub>0</sub>			
v <sub>b</sub> = v <sub>b,0</sub> + k <sub>a</sub> (a <sub>s</sub> - a <sub>0</sub> ) per a <sub>0</sub> < a <sub>s</sub> ≤ 1500 m			
v <sub>b</sub> (T <sub>R</sub> = 50 [m/s])	25,000		
α <sub>R</sub> (T <sub>R</sub> )	1,00073		
v <sub>b</sub> (T <sub>R</sub> ) = v <sub>b</sub> × α <sub>R</sub> [m/s]	25,018		



p (pressione del vento [N/mq]) = q<sub>b</sub> · c<sub>e</sub> · c<sub>p</sub> · c<sub>d</sub>  
 q<sub>b</sub> (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 c<sub>e</sub> (coefficiente di esposizione)  
 c<sub>p</sub> (coefficiente di forma)  
 c<sub>d</sub> (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

q<sub>b</sub> = 1/2 · ρ · v<sub>b</sub><sup>2</sup> (ρ = 1,25 kg/mc)

q <sub>b</sub> [N/mq]	391,20
-----------------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	500m	750m			
	mare	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa	500m			
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
1	A	239

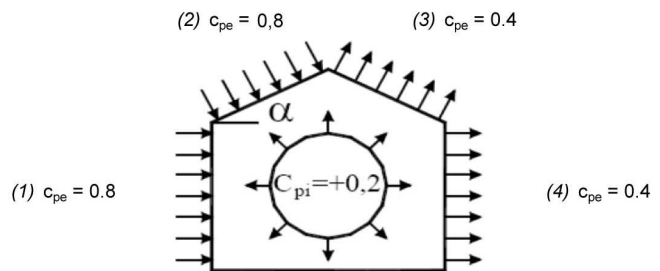
c<sub>e</sub>(z) = k<sub>r</sub><sup>2</sup> · c<sub>t</sub> · ln(z/z<sub>0</sub>) [7 + c<sub>t</sub> · ln(z/z<sub>0</sub>)] per z ≥ z<sub>min</sub>  
 c<sub>e</sub>(z) = c<sub>e</sub>(z<sub>min</sub>) per z < z<sub>min</sub>

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
V	0,23	0,7	12	1

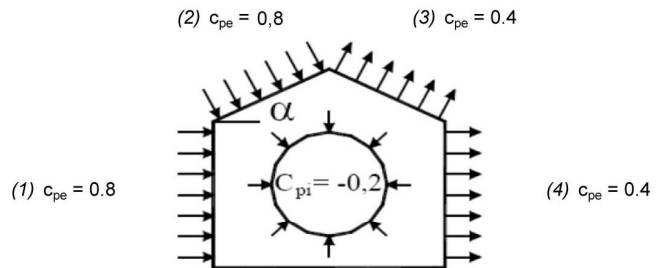
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,60	0,347
(2)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,60	0,347
(3)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,60	0,347
(4)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,60	0,347

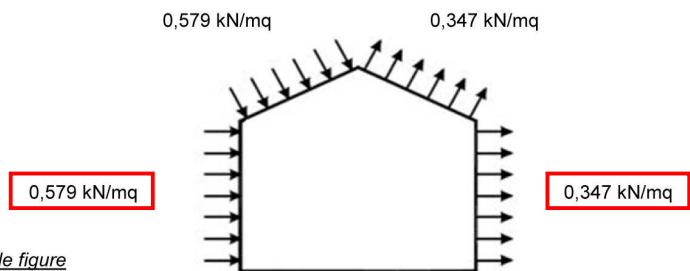


(1)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	1,00	0,579
(2)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	1,00	0,579
(3)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,20	0,116
(4)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,20	0,116



Combinazione più sfavorevole:

	$p$ [kN/mq]
(1)	0,579
(2)	0,579
(3)	0,347
(4)	0,347



**N.B.** Se  $p$  (o  $c_{pe}$ ) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Considerando una superficie di impatto del vento sul bordo dell'impalcato, di altezza 3.6 m (altezza impalcato) più una superficie veicolare esposta al vento di 3.0 (impronte veicoli), si ha una forza al ml applicata sul bordo impalcato:

- sopravvento:  $0.58 \times 6.60 =$  3.83 kN/m
- sottovento:  $0.35 \times 6.60 =$  2.31 kN/m

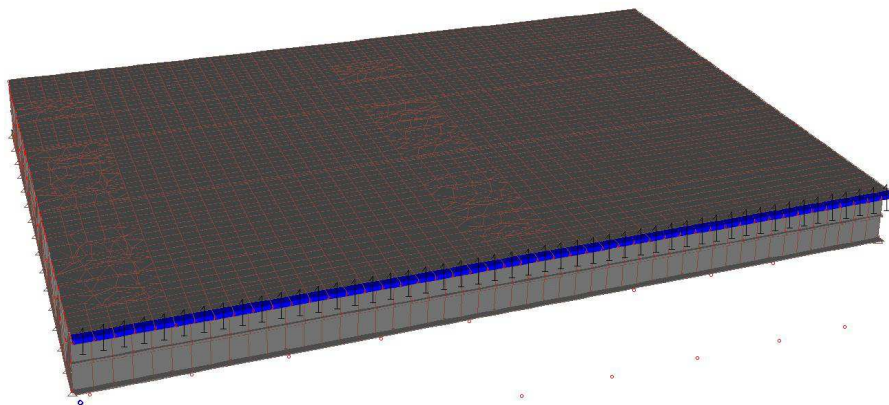


Fig. 3.13: Pressione vento su bordo impalcato (sopravento)

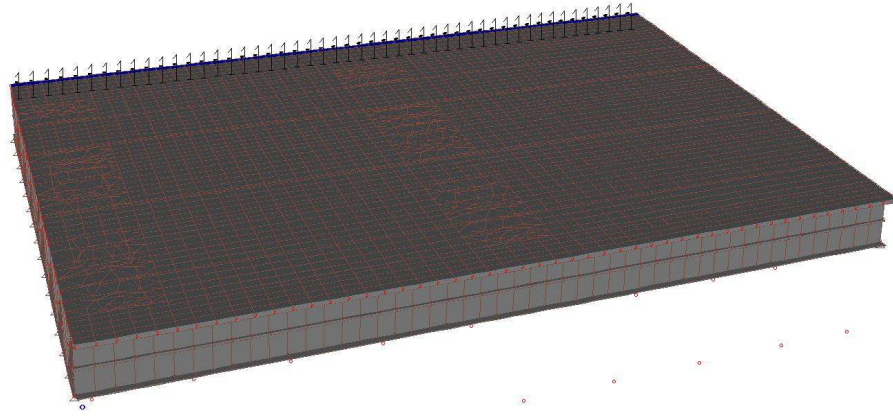


Fig. 3.14: Pressione vento su bordo impalcato (sottovento)

- Deformazioni termiche:

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori:  $T_{max} = 45^{\circ}\text{C}$  e  $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$ .

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale, può essere in generale descritto mediante la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$ , pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ . La temperatura media attuale  $T$  può essere valutata come media tra la temperatura esterna est  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato  $T_{sup,int}$ .

Queste due temperature vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna, est  $T$ , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione. In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ .

Per la valutazione dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla tabella 3.5.I della NTC 2008.

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

Il  $T_{max}$  sulla pavimentazione per irraggiamento è  $45^{\circ}\text{C} + 42^{\circ}\text{C} = 87^{\circ}\text{C}$

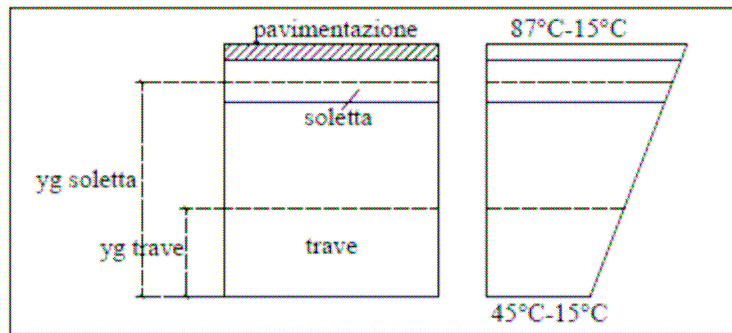


Fig. 3.15: Andamento temperature impalcato

Il criterio di calcolo adottato è il seguente: in base alla prescrizione normativa, è stata applicata la temperatura al baricentro della trave e a quello della soletta per simulare la variazione termica differenziale.

Tali variazioni di temperatura sono state inserite direttamente all'interno del software ad elementi finiti, simulando le due condizioni estreme: estate ed inverno, applicando nei baricentri delle travi longitudinali e della soletta in c.a. i  $\Delta$  termici, avendo impostato una temperatura convenzionale dei nodi di estremità del modello, di 0°C.

#### Estate

- Soletta: +85 °C
- Trave: +45 °C

#### Inverno

- Soletta: -15 °C
- Trave: -15 °C

Riassumendo i carichi applicati al modello sono:

## CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

### Carico termico tx

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Temperatura
Carico termico +45 (15+30)	16	Condizione 8	Eccezionale	30.000000
Carico termico -15 (15-30)	17	Condizione 9	Eccezionale	-30.000000

## CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

### Carico di superficie nella direzione globale X, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
09 - q3 frenatura	12	Condizione 5	Variabile: Autorimesse	2.960000	0.2000	0.2000

### Carico di superficie nella direzione globale V, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
01 - Cassonetto stradale h.med 30 cm	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	6.000000	1.0000	1.0000
02 - Marciapiede h.med 60 cm	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	15.000000	1.0000	1.0000
04.1 - Q1k app	4	Condizione 2	Variabile: Autorimesse	97.949997	0.2000	0.2000
05.1 - Q2k app	5	Condizione 2	Variabile: Autorimesse	65.300003	0.2000	0.2000
06.1 - Q3k app	6	Condizione 2	Variabile: Autorimesse	32.650002	0.2000	0.2000
04.2 - Q1k mezz	7	Condizione 3	Variabile: Autorimesse	97.949997	0.2000	0.2000
05.2 - Q2k mezz	8	Condizione 3	Variabile: Autorimesse	65.300003	0.2000	0.2000
06.2 - Q3k mezz	9	Condizione 3	Variabile: Autorimesse	32.650002	0.2000	0.2000
07 - q1k	10	Condizione 4	Variabile: Autorimesse	9.000000	0.2000	0.2000
08 - q2k/q3k	11	Condizione 4	Variabile: Autorimesse	2.500000	0.2000	0.2000
10 - q5 carico folla	13	Condizione 6	Variabile: Autorimesse	5.000000	0.2000	0.2000

### Carico uniformemente distribuito sul lato nella direzione globale Y

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
11.1 - qv1 pressione sopravento	14	Condizione 7	Variabile: Vento	3.830000	0.0000	0.0000
11.2 - qv2 pressione sottovento	15	Condizione 7	Variabile: Vento	2.310000	0.0000	0.0000

### Carico uniformemente distribuito sul lato nella direzione globale Z

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
03 - Parapetto laterale	3	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000

### Carico termico (temperatura uniforme)

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Temperatura
Carico termico +85 (15+70)	18	Condizione 8	Eccezionale	70.000000
Carico termico -15 (15-30)	19	Condizione 9	Eccezionale	-30.000000

## Combinazioni di carico allo SLU

Ai fini del calcolo delle massime azioni agenti sulla struttura, si riporta di seguito la descrizione delle combinazioni dei carichi sopra descritti ed i relativi coefficienti moltiplicativi (tenendo conto dei coefficienti di combinazione  $\psi$  relativi riportati in normativa):

## NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	SLV	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	0.200
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	0.200
			Variabile: Autorimesse	Condizione 5	0.200
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	0.200
2	SLU1 - Solo permanenti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
7	SLU2 - Permanenti + carichi verticali appoggio	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	1.350
8	SLU3 - Permanenti + carichi verticali mezzeria	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	1.350
9	SLU4 - Permanenti + frenatura	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 5	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	1.350
10	SLU5 - Permanenti + vento	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Vento	Condizione 7	1.500
11	SLU6 - Permanenti + tot variabili	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 2	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 5	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	1.350
			Variabile: Vento	Condizione 7	1.500
13	Solo variabili	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	1.350
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	1.350
14	Estate	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Eccezionale	Condizione 8	1.000
15	Inverno	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Eccezionale	Condizione 9	1.000

### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	0.750
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	0.750
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	0.400
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
12	Deformazioni frenatura e vento	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	0.750
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	0.750
			Variabile: Autorimesse	Condizione 5	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 7	0.200

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 3	0.200
			Variabile: Autorimesse	Condizione 4	0.200
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	0.200

## INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	fase 2 - esercizio
Intestazione del lavoro	Ponte carpenteria metallica
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

## NORMATIVA

Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	200 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Tempo di ritorno del sisma	1898 anni
Localita'	Torino - (TO)
ag/g	0.077
F0	2.874
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

## STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	10
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor = 1 [q0X = 1 q0Y = 1 kw = 1 Kr = 1]
Strutture con isolatori	
Periodo equivalente struttura isolata	2
Smorzamento viscoso sistema di isolamento	15

## PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente
Fattore di struttura qv per sisma verticale	1.5
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

## RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

### SEZIONI GENERICHE

Codice	Ax	Ay	Az	Ix	Iy	Iz	Descrizione
7	+1.14e-001	+4.96e-002	+6.31e-002	+1.65e-001	+4.34e-003	+1.61e-001	Sezione h 3000

### SEZIONE PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
3	UNP 200	No

### SEZIONI A PROFILO DOPPIO

Codice	Codice sezione	Tipo accoppiamento	Distanza	Ali	Lati
4	UNP 200		0.015	esterne	

## TABELLA MASSE ECCITATE

### FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	4.206e+000	6.694e-001	1.494e+000	0.000e+000
2	4.224e+000	6.723e-001	1.487e+000	0.000e+000
3	6.166e+000	9.813e-001	1.019e+000	0.000e+000
4	1.411e+001	2.246e+000	4.453e-001	0.000e+000
5	1.573e+001	2.504e+000	3.993e-001	0.000e+000
6	2.504e+001	3.985e+000	2.509e-001	0.000e+000
7	4.213e+001	6.705e+000	1.491e-001	2.403e-020
8	5.118e+001	8.146e+000	1.228e-001	1.788e-014
9	5.231e+001	8.325e+000	1.201e-001	9.720e-013
10	5.732e+001	9.122e+000	1.096e-001	1.819e-012

### COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y	Direz.Z
1	-1.301e+000	6.244e+001	3.963e-003
2	-6.244e+001	-1.294e+000	4.288e-003
3	4.686e-001	9.005e-001	-3.481e-001
4	5.251e-003	5.966e-003	5.584e+001
5	-2.486e-002	8.159e-002	-3.114e+000
6	-4.523e-004	1.146e-003	-8.488e-001
7	6.070e-003	-4.745e-002	-1.533e-001
8	1.152e-001	-3.037e-002	2.397e-001
9	-5.884e-002	1.566e-002	-4.653e-001
10	-1.875e-002	1.251e-002	-1.584e-001

### MASSA ECCITATA

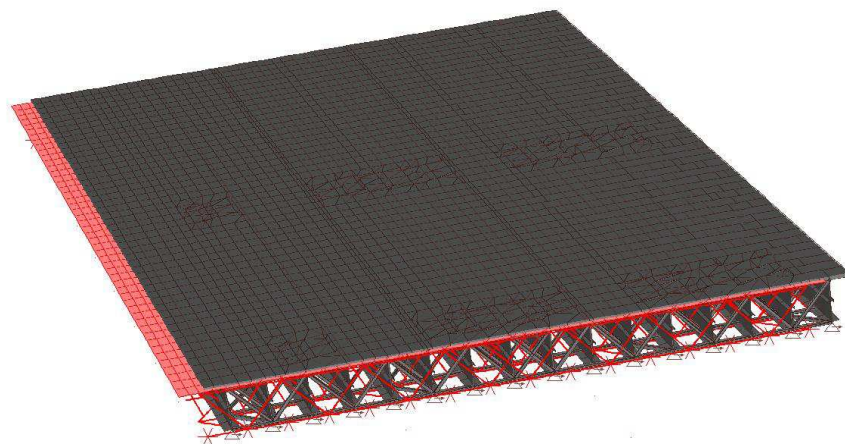
Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.69e+000	0	+3.90e+003	100	+1.57e-005	0
Progressiva	+1.69e+000	0	+3.90e+003	100	+1.57e-005	0
Modo: 2	+3.90e+003	100	+1.67e+000	0	+1.84e-005	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.41e-005	0
Modo: 3	+2.20e-001	0	+8.11e-001	0	+1.21e-001	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+1.21e-001	0
Modo: 4	+2.76e-005	0	+3.56e-005	0	+3.12e+003	89
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.12e+003	89
Modo: 5	+6.18e-004	0	+6.66e-003	0	+9.70e+000	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89
Modo: 6	+2.05e-007	0	+1.31e-006	0	+7.20e-001	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89
Modo: 7	+3.68e-005	0	+2.25e-003	0	+2.35e-002	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89
Modo: 8	+1.33e-002	0	+9.22e-004	0	+5.75e-002	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89
Modo: 9	+3.46e-003	0	+2.45e-004	0	+2.17e-001	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89
Modo: 10	+3.51e-004	0	+1.57e-004	0	+2.51e-002	0
Progressiva	+3.90e+003	100	+3.90e+003	100	+3.13e+003	89

### MASSA TOTALE ECCITABILE

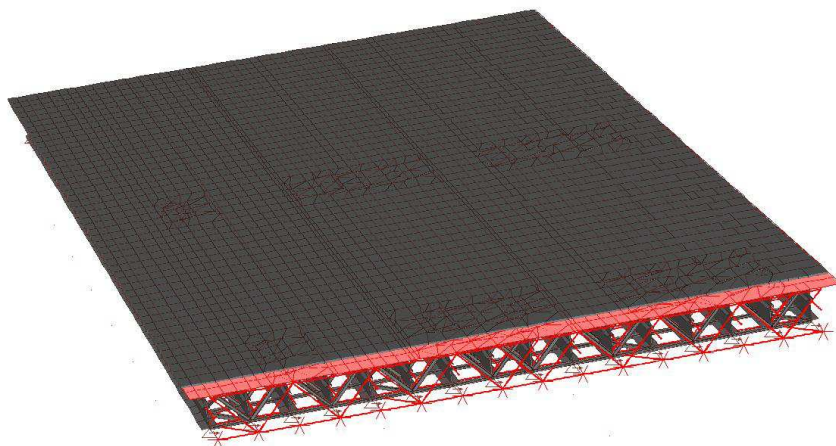
Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+3.90e+003	+3.90e+003	+3.90e+003

Si riportano di seguito i grafici dei primi 6 modi di vibrare della struttura:

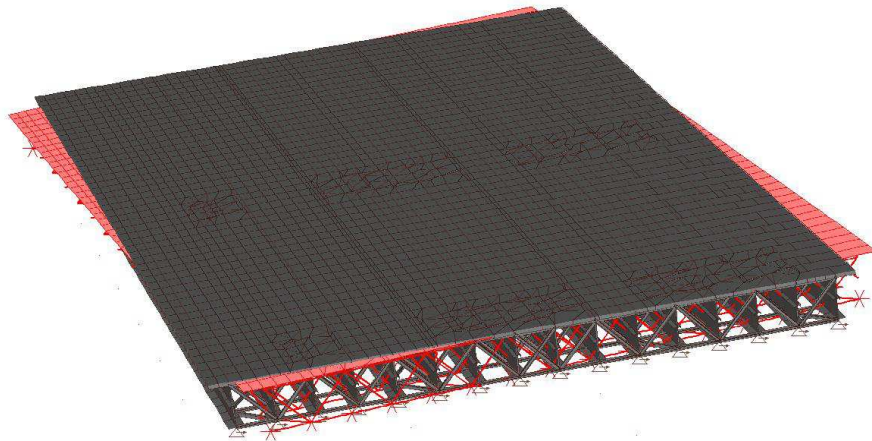
Modo 1  $f = 0.669 \text{ Hz}$   $T = 1.494 \text{ s}$



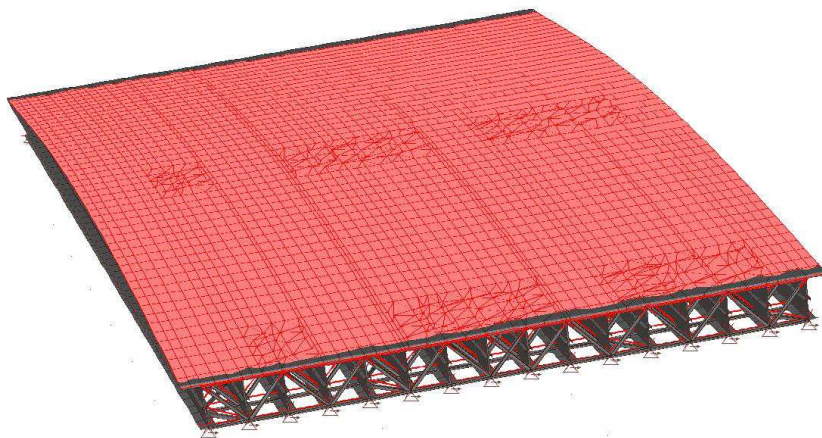
Modo 2  $f = 0.672 \text{ Hz}$   $T = 1.487 \text{ s}$



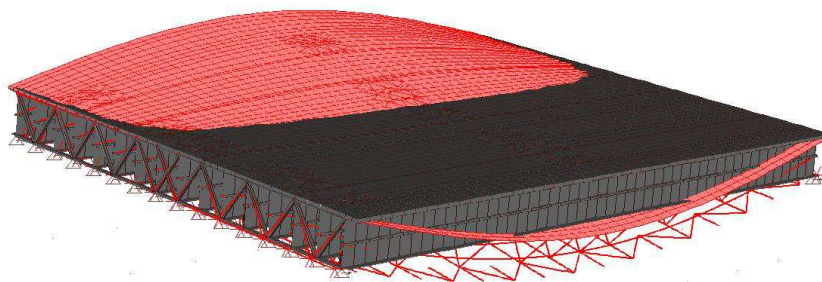
Modo 3  $f = 0.981 \text{ Hz}$   $T = 1.019 \text{ s}$



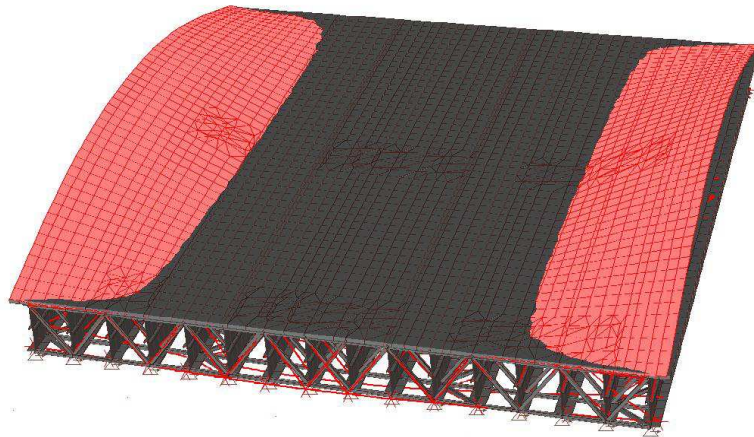
Modo 4  $f = 2.246 \text{ Hz}$   $T = 0.445 \text{ s}$



Modo 5  $f = 2.504 \text{ Hz}$   $T = 0.399 \text{ s}$



Modo 6  $f = 3.985 \text{ Hz}$   $T = 0.251 \text{ s}$



Si osserva come i modi di vibrare propri della struttura siano congruenti con le dimensioni e la tipologia di ponte in oggetto e che le masse eccitate siano congruenti con i minimi richiesti da normativa (>85%).

## 11.5 Grafici di calcolo e verifica impalcato in esercizio

Di seguito si riportano i grafici contenenti le analisi e le verifiche dell'impalcato misto acciaio-calcestruzzo in esercizio soggetto alle azioni da traffico, vento e variazioni termiche.

Le analisi si eseguono in condizioni statiche e dinamiche secondo le normative vigenti NTC 2008 ed in accordo con l'Eurocodice 3.

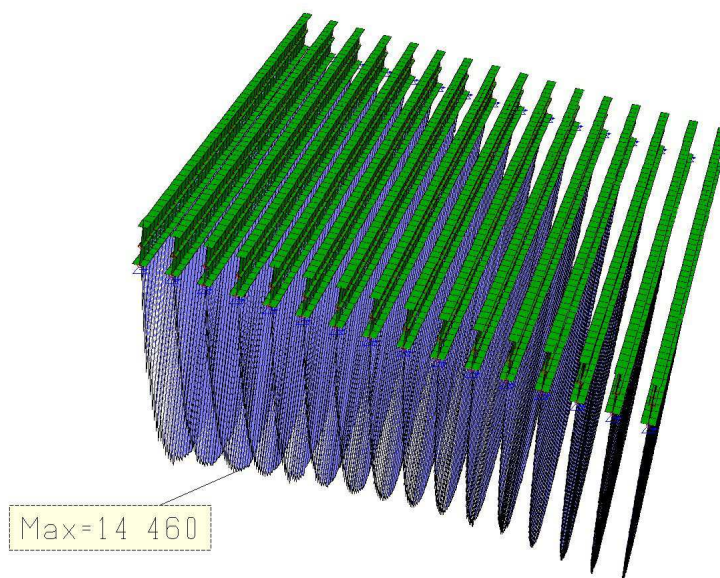


Fig. 3.16 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  in travi longitudinali [kNm]

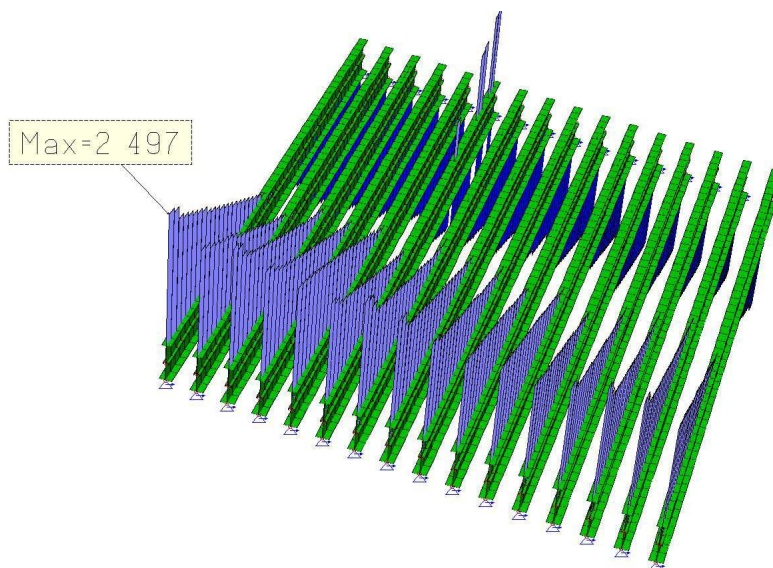


Fig. 3.17 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  in travi longitudinali [kN]

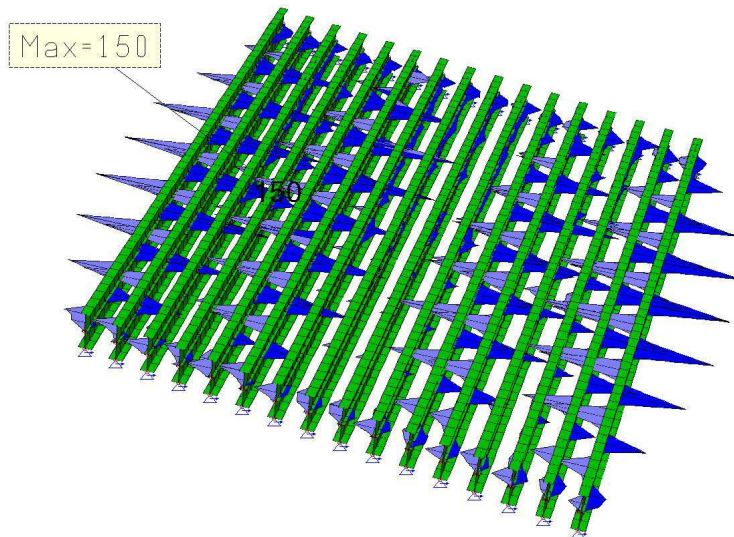


Fig. 3.18 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  in travi longitudinali [kNm]

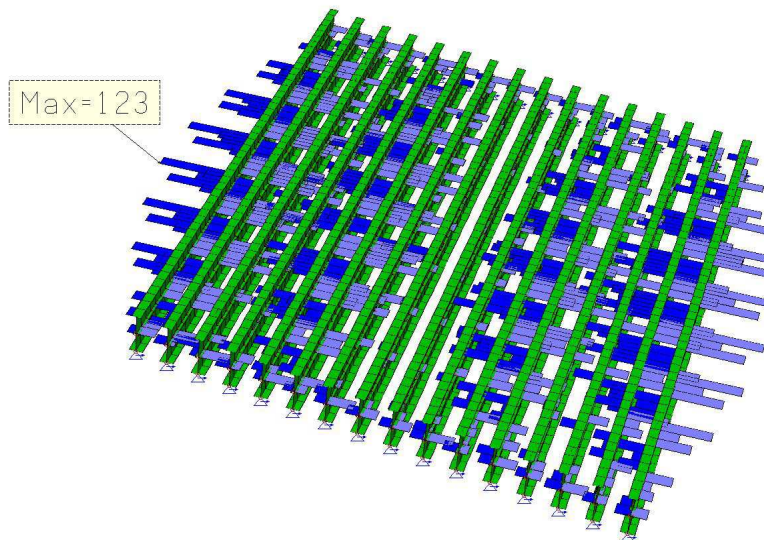


Fig. 3.19 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  in travi longitudinali [kN]

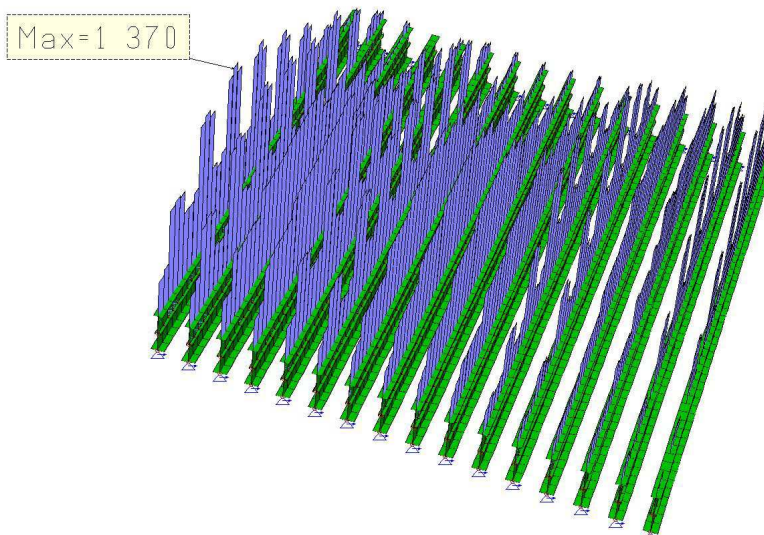


Fig. 3.20 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  in travi longitudinali [kNm]

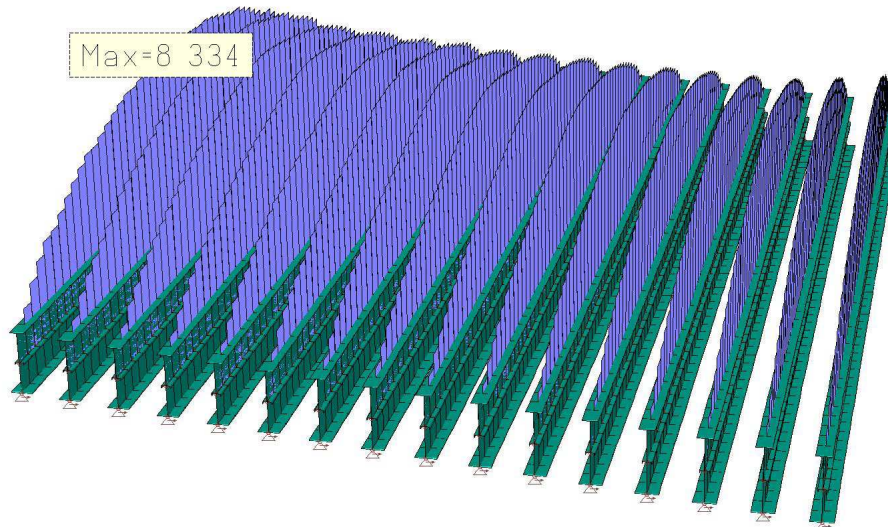


Fig. 3.21 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale  $F_x$  in travi longitudinali [kN]

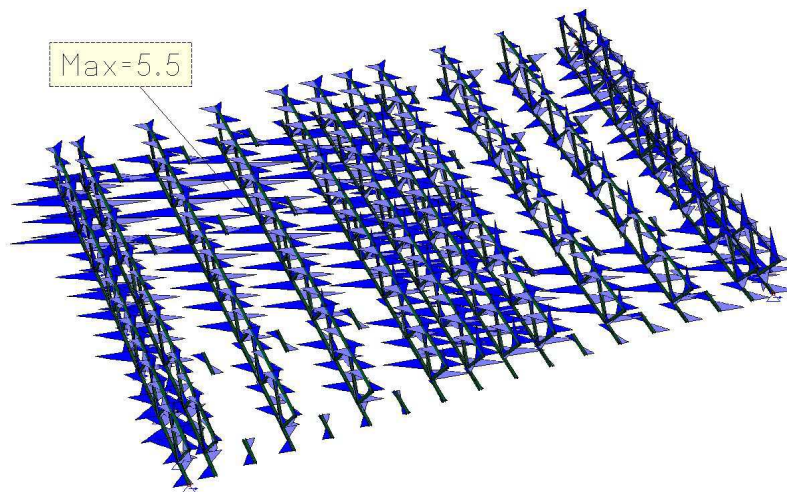


Fig. 3.22 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  nei controventi verticali [kNm]

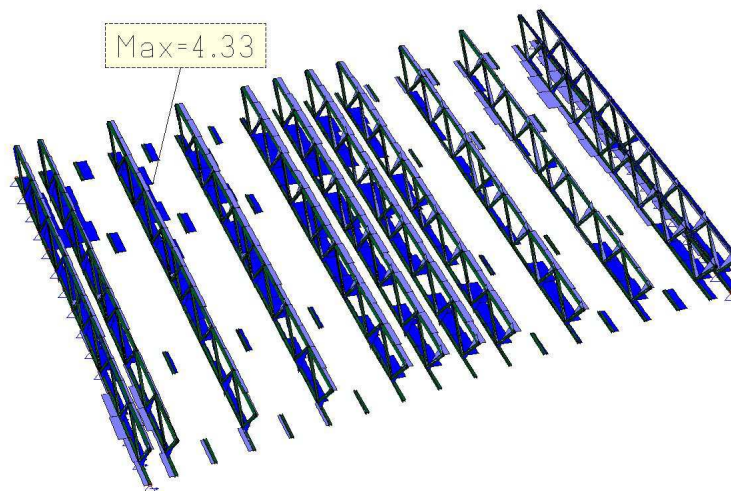


Fig. 3.23 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  nei controventi verticali [kN]

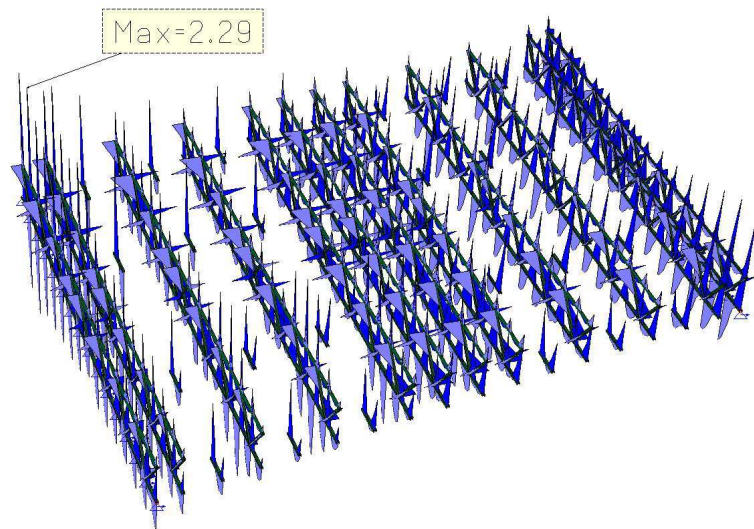


Fig. 3.24 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  nei controventi verticali [kNm]

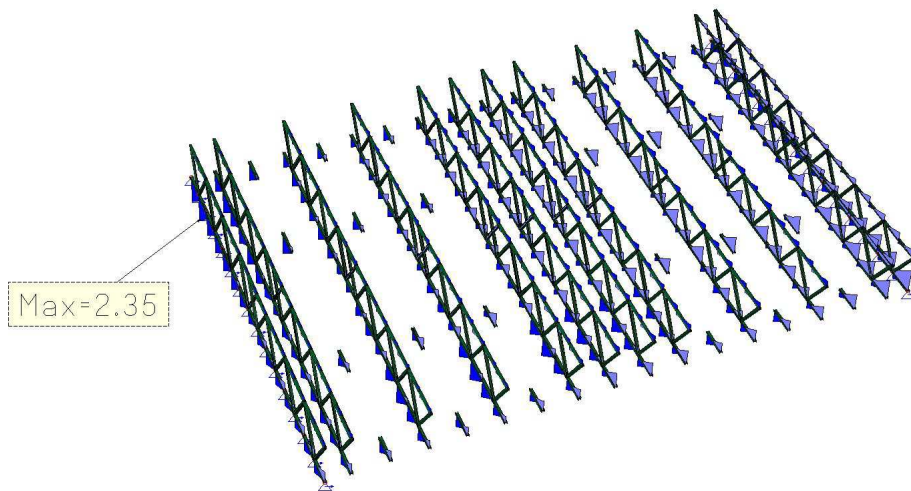


Fig. 3.25 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  nei controventi verticali [kN]

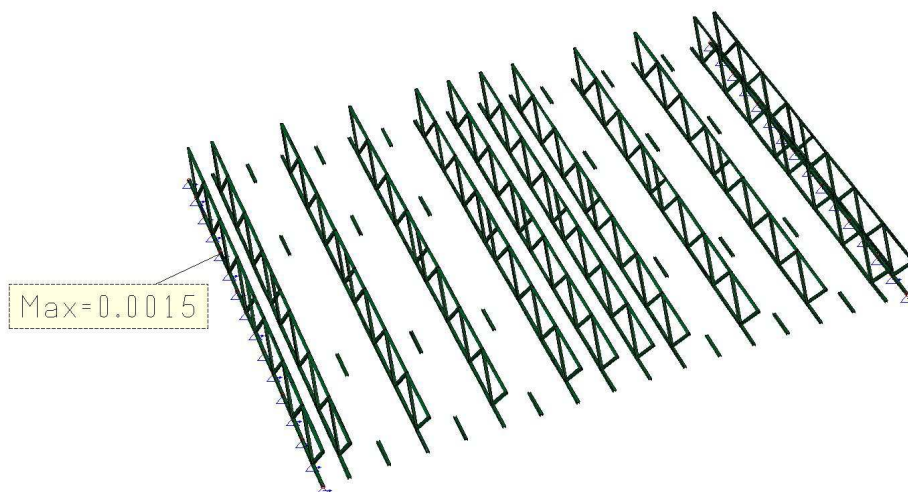


Fig. 3.26 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  nei controventi verticali [kNm]

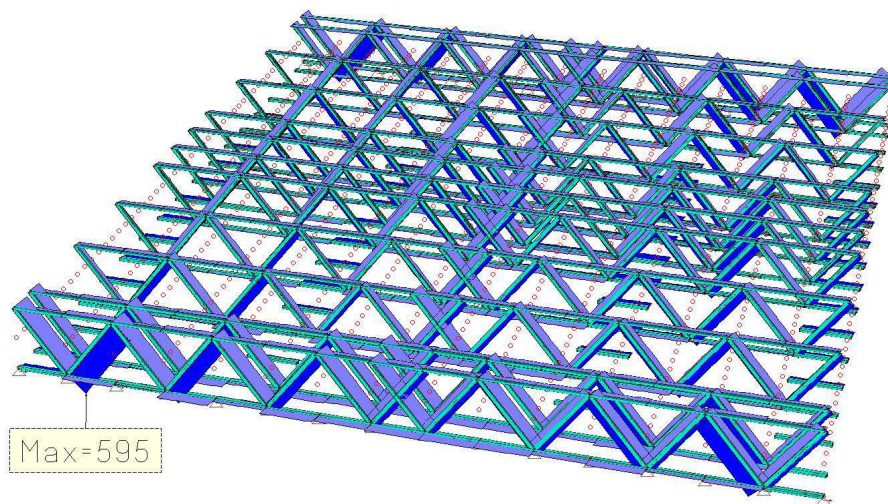


Fig. 3.27 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale  $F_x$  nei controventi verticali [kN]

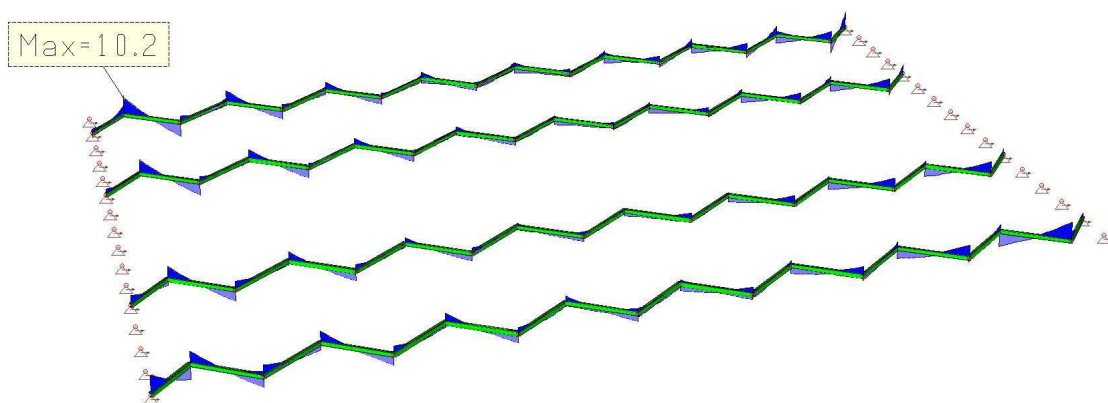


Fig. 3.28 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  nei controventi orizzontali [kNm]

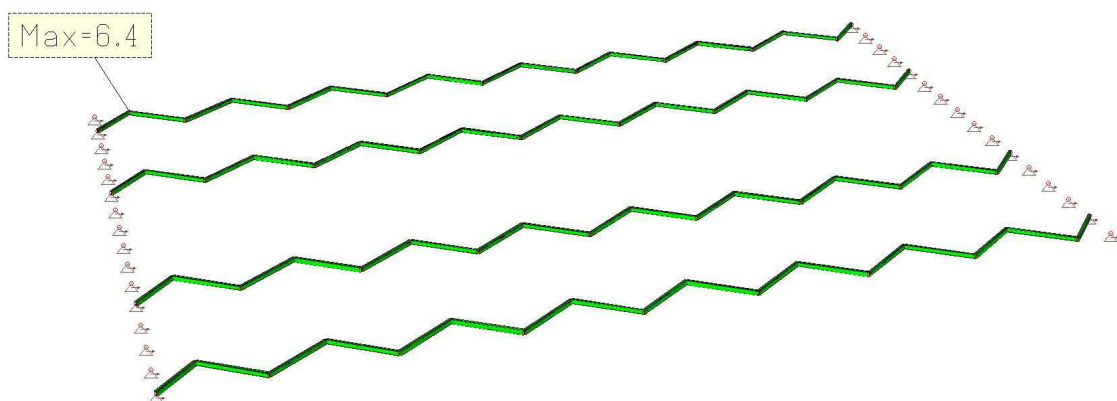


Fig. 3.29 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  nei controventi orizzontali [kN]

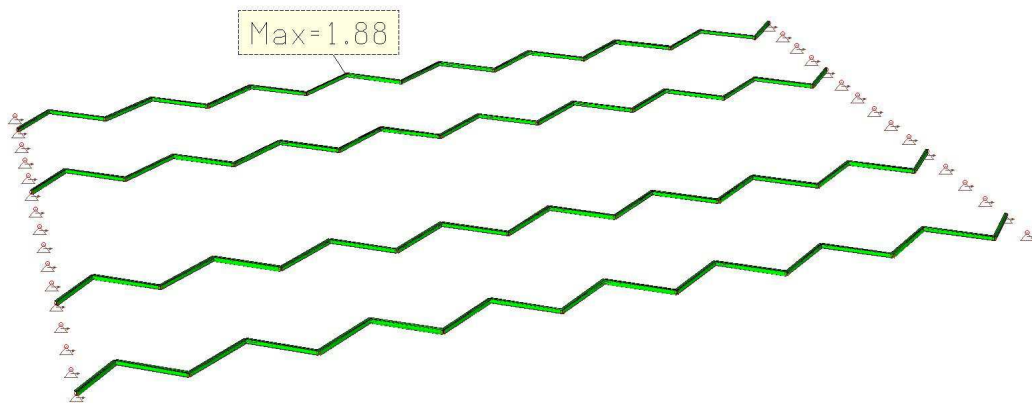


Fig. 3.30 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  nei controventi orizzontali [kNm]

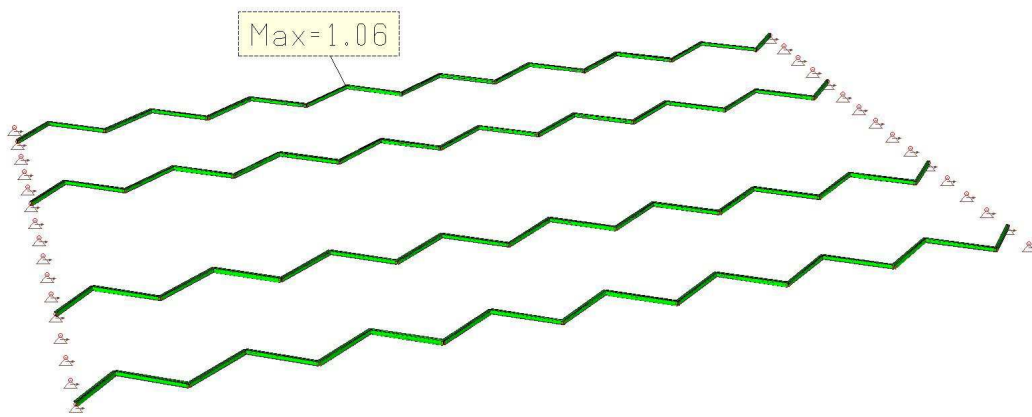


Fig. 3.31 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  nei controventi orizzontali [kN]

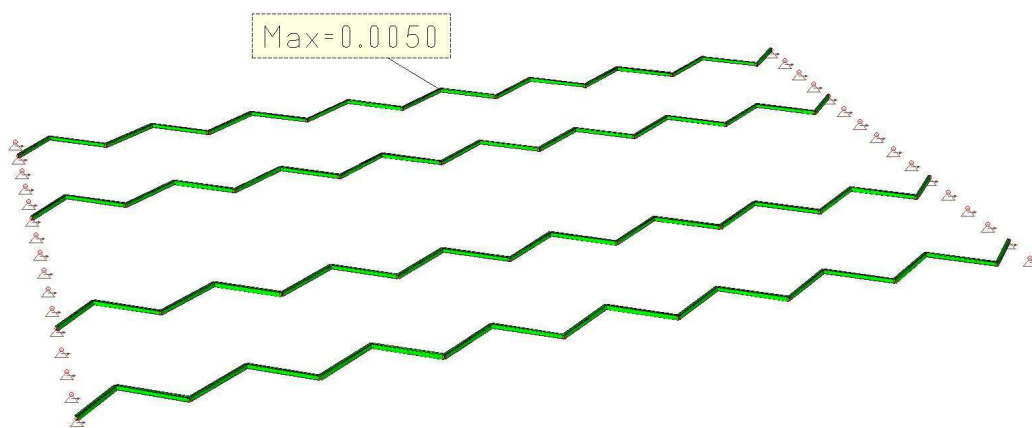


Fig. 3.32 – Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  nei controventi orizzontali [kNm]

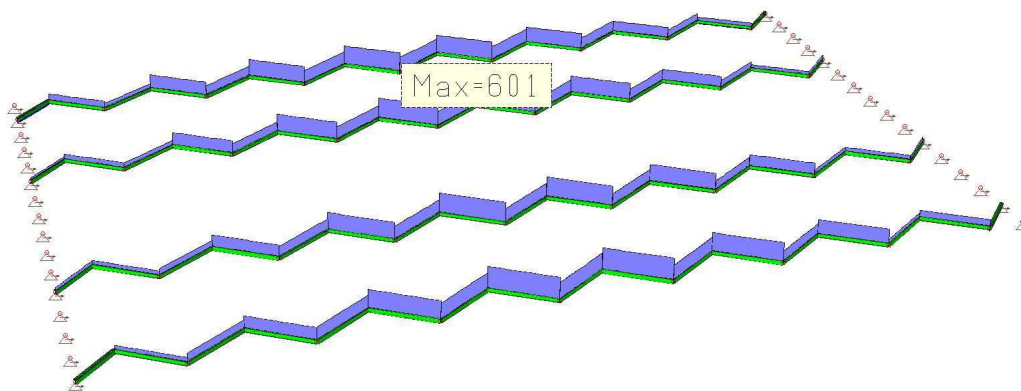


Fig. 3.33 – Involuppo sollecitazioni di sforzo normale  $F_x$  nei controventi orizzontali [kN]

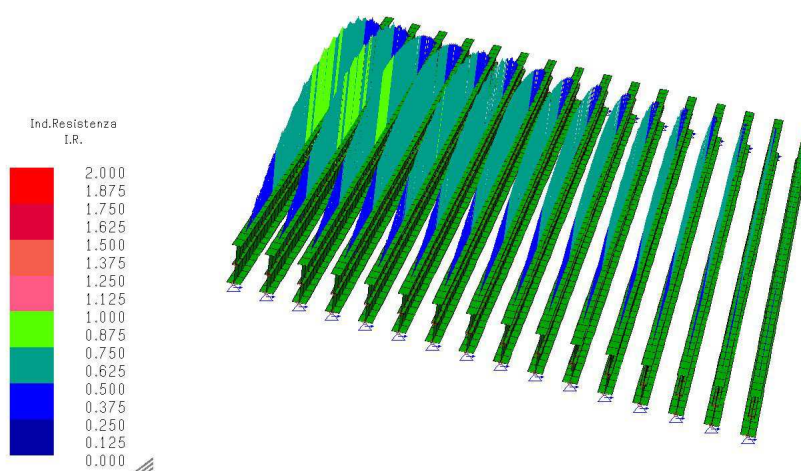


Fig. 3.34 – Indici di sfruttamento a flessione travi longitudinali

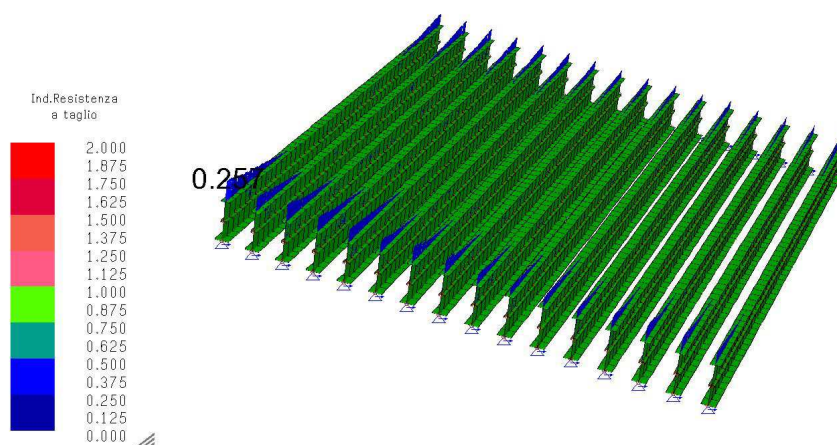


Fig. 3.35 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione travi longitudinali

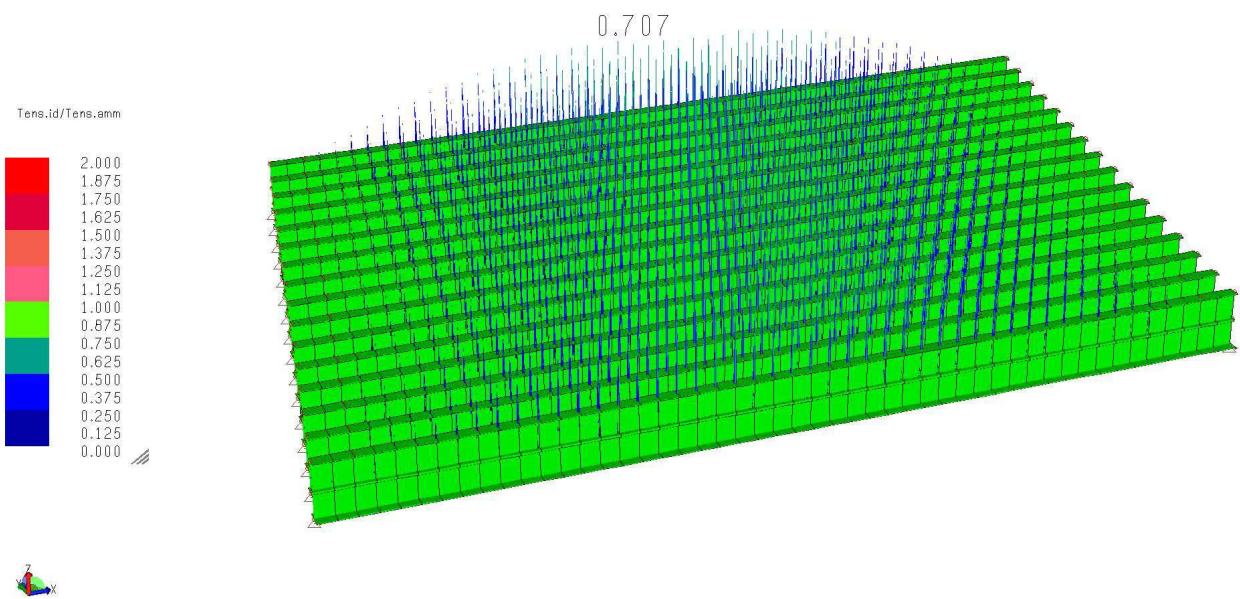


Fig. 3.36 – Indici di sfruttamento per instabilità flessione torsionale travi longitudinali

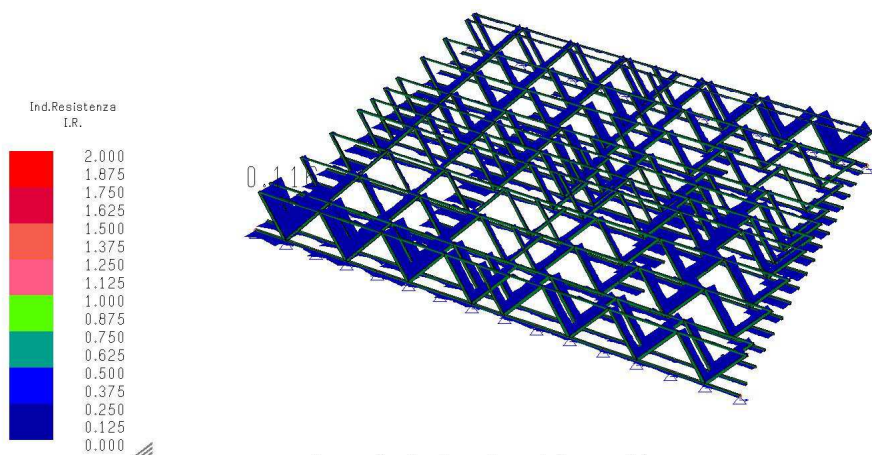


Fig. 3.37 – Indici di sfruttamento a flessione controventi verticali

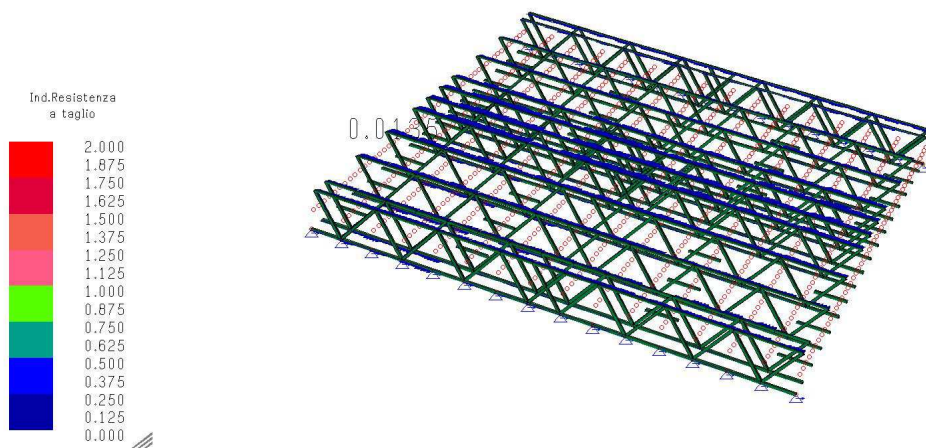


Fig. 3.38 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione controventi verticali

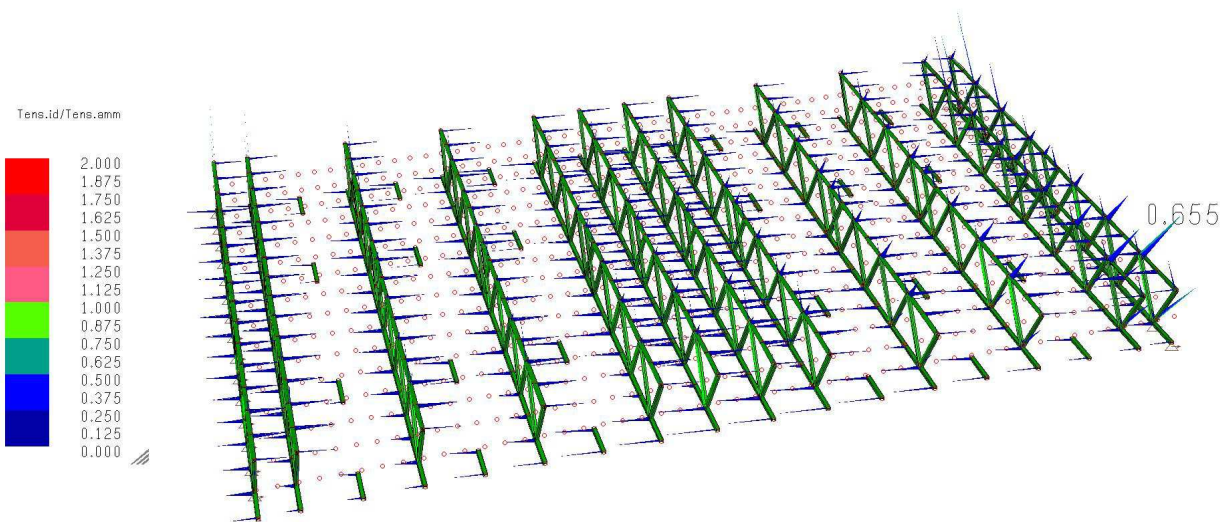


Fig. 3.38 – Indici di sfruttamento per instabilità flessione torsionale controventi verticali

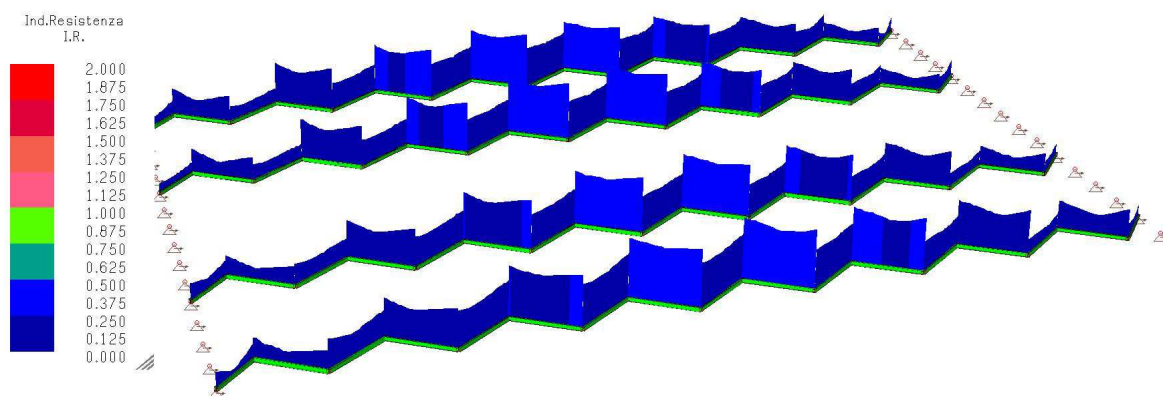


Fig. 3.40 – Indici di sfruttamento a flessione controventi orizzontali

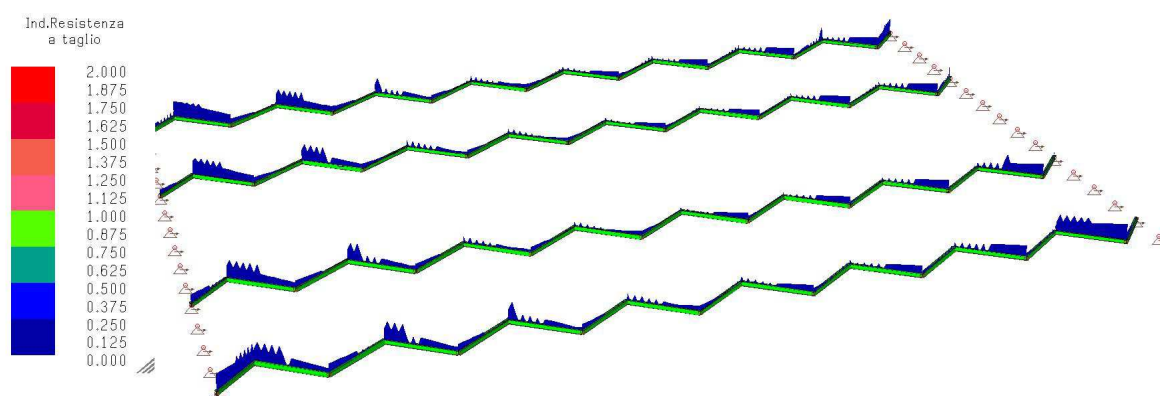


Fig. 3.41 – Indici di sfruttamento a taglio e torsione controventi orizzontali

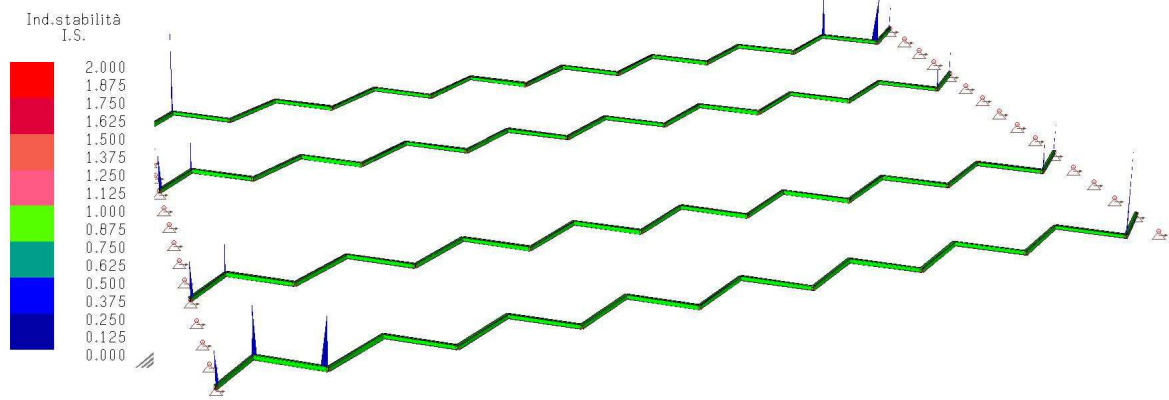


Fig. 3.42 – Indici di sfruttamento per instabilità controventi orizzontali

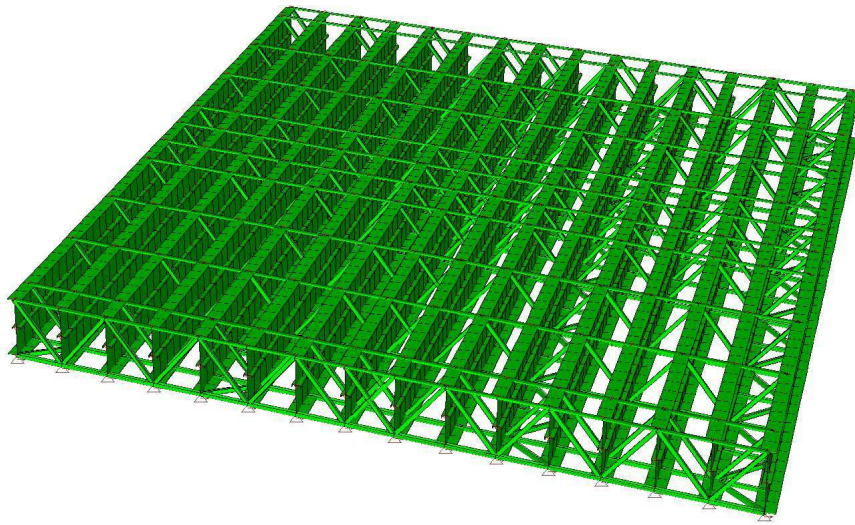


Fig. 3.43 – Verifiche a SLU impalcato in carpenteria metallica (Colore verde = verifica soddisfatta)

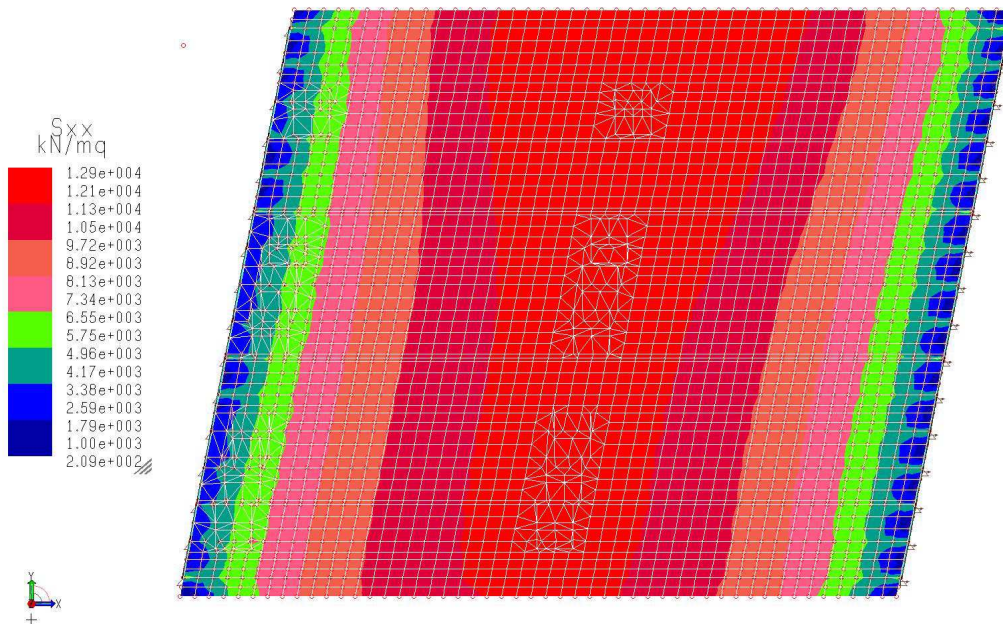


Fig. 3.44 – Involuppo sollecitazioni di sforzo membranale  $S_{xx}$  [kN/m<sup>2</sup>]

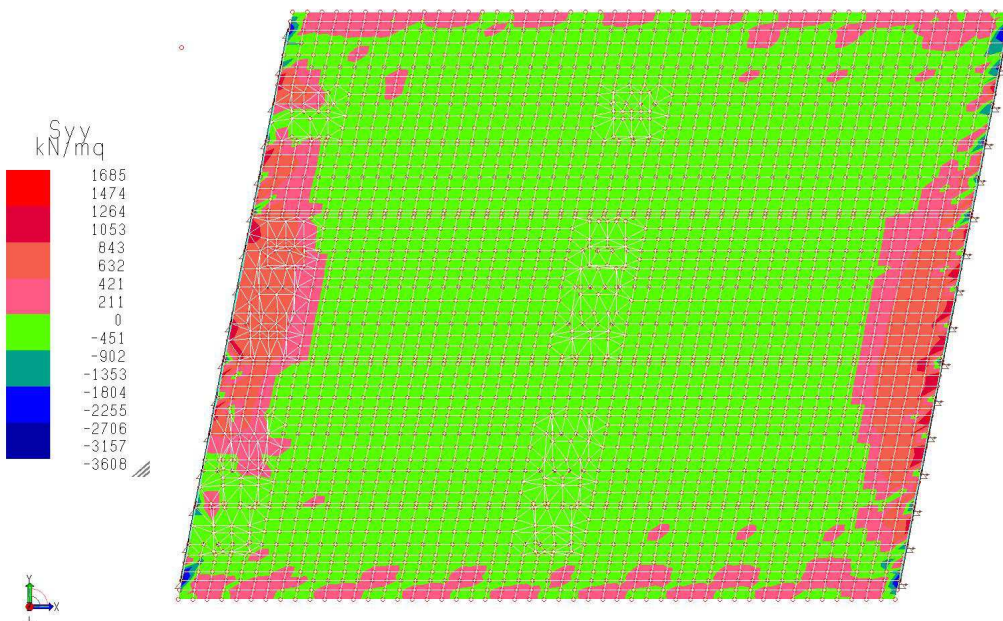


Fig. 3.45 – Involuppo sollecitazioni di sforzo membranale  $S_{yy}$  [kN/m<sup>2</sup>]

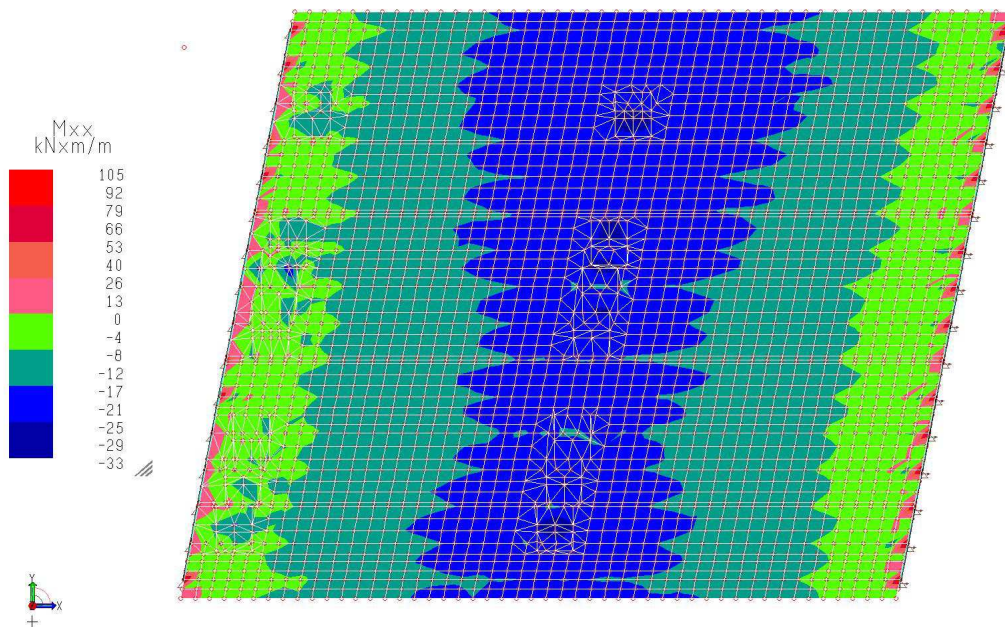


Fig. 3.46 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_{xx}$  [kNm/m]

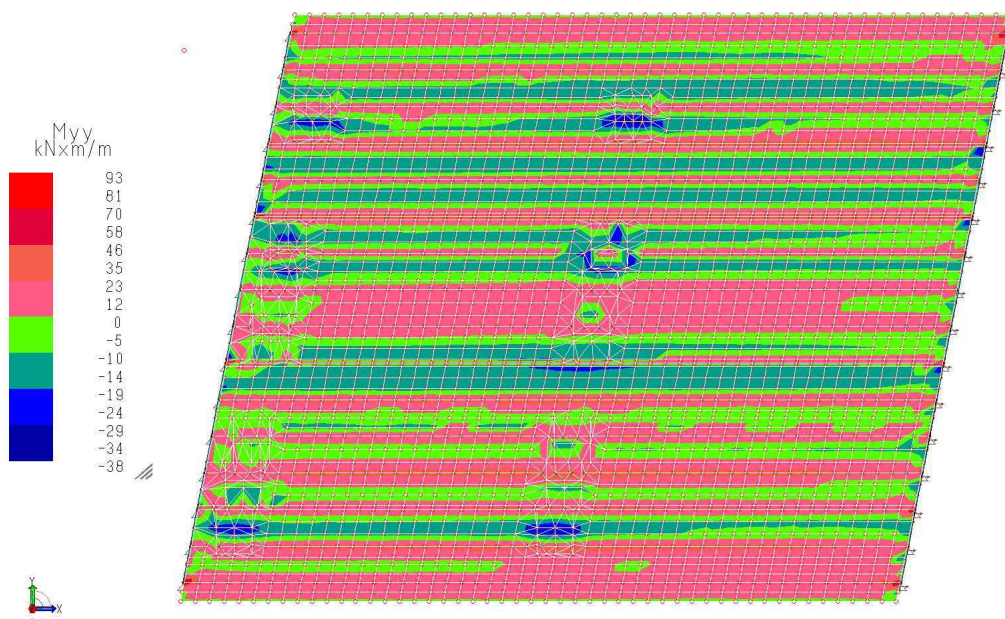


Fig. 3.47 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_{yy}$  [kNm/m]

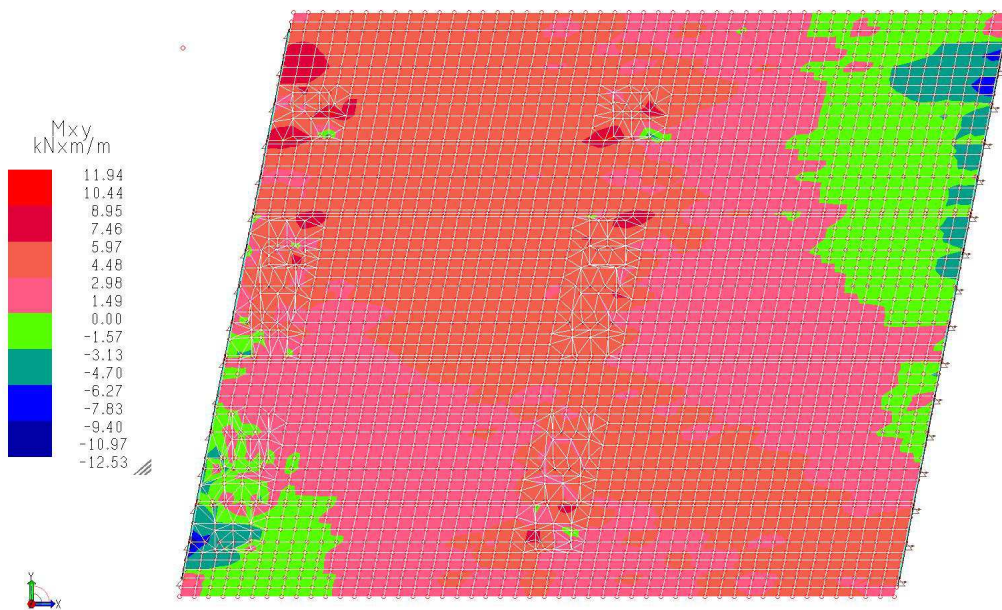


Fig. 3.48 – Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_{xy}$  [kNm/m]

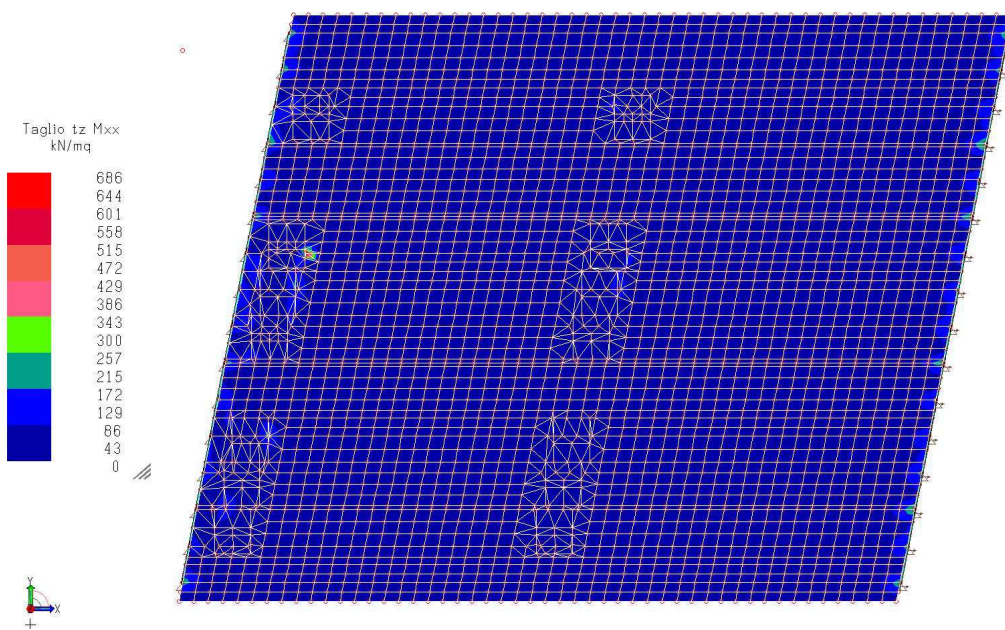


Fig. 3.49 – Involuppo sollecitazioni di taglio  $t_z$  ( $M_{xx}$ ) [kN/m<sup>2</sup>]

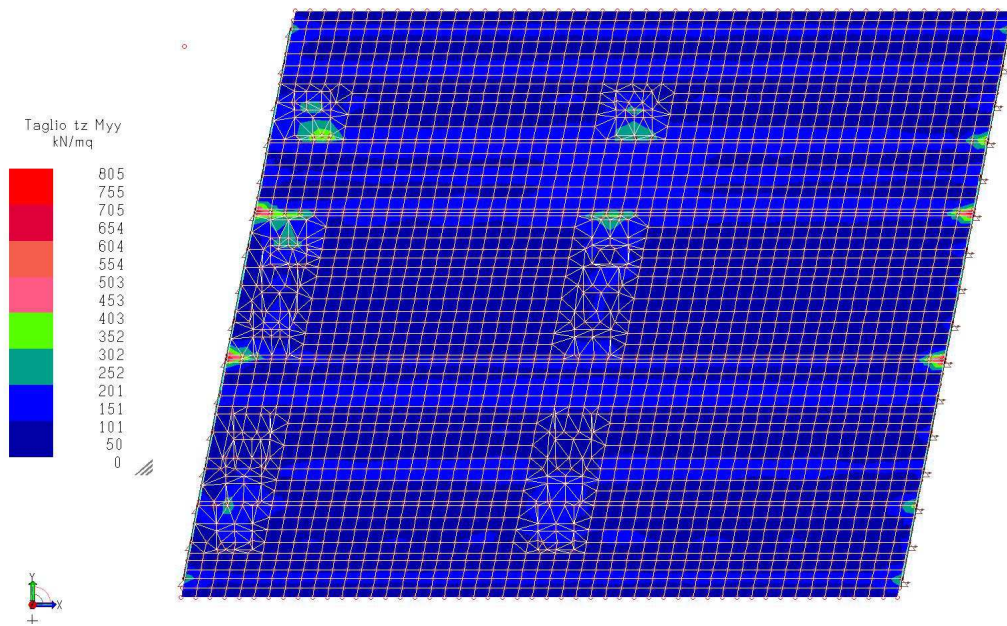


Fig. 3.50 – Involuppo sollecitazioni di taglio tz (Myy) [kN/m<sup>2</sup>]

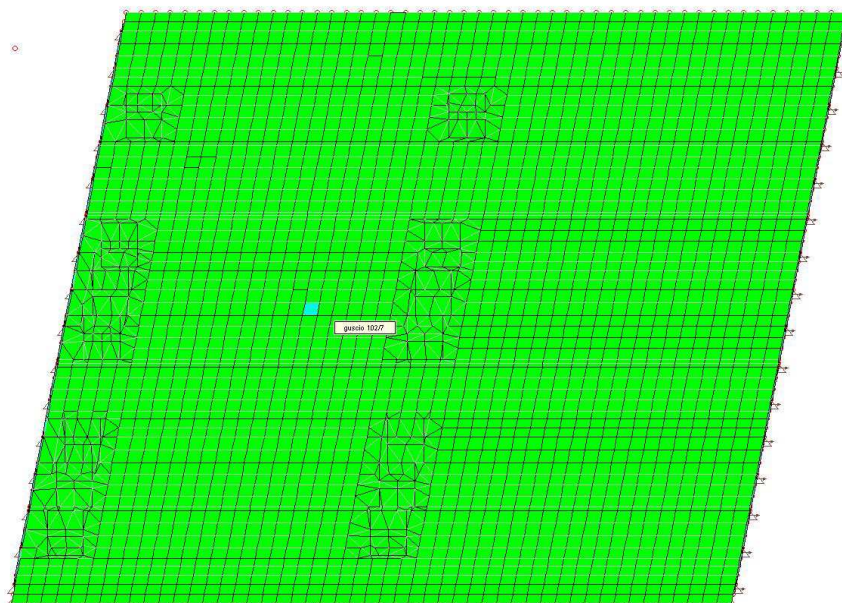


Fig. 3.43 – Verifiche a SLU soletta in c.a. spess. 25 cm (Colore verde = verifica soddisfatta)

## 11.6 Analisi e verifica sezione mista acciaio-calcestruzzo e connettori a piolo tipo Nelson

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche della sezione mista in acciaio-calcestruzzo ed i connettori a piolo di collegamento tra la struttura in carpenteria metallica e la soletta in c.a. negli istanti a  $T=0$  ed a  $T=\infty$ , eseguite con un foglio di calcolo di comprovata validità.

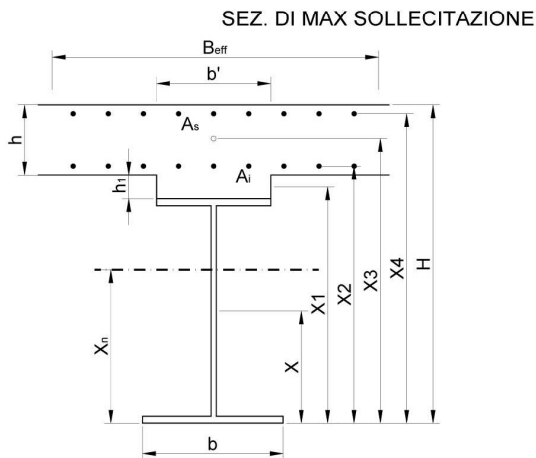
Nello specifico si dimensionano i connettori sulla base dello scorrimento tra soletta e struttura metallica a seguito dell'involuppo delle sollecitazioni di taglio e momento flettente nelle travi longitudinali.

### VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO CON SOLETTA IN C.A. COLLABORANTE

Normativa di riferimento:

TRAVE N°

NNTC 2008, EC4, CNR 10016-2000



$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	=	29,05
$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	=	35,00
$\gamma_c$	=	1,50
$\gamma_a$	=	1,05
$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	=	32588
$E_a$ [N/mm <sup>2</sup> ]	=	210000
$B_{eff}$ [cm]	=	250,00
$b$ [cm]	=	100,00
$h_1$ [cm]	=	0,00
$h$ [cm]	=	25,00
$H$ [cm]	=	325,00
$X$ [cm]	=	124,25
$X_1$ [cm]	=	0,00
$X_2$ [cm]	=	305,00
$X_3$ [cm]	=	312,50
$X_4$ [cm]	=	320,00
COEFF. DI OMOGENIZ. $n_{(t=28)}$	=	6,44
COEFF. DI OMOGENIZ. $n_{(t=\infty)}$	=	15,00

TRAVE IN ACCIAIO	composta	$J_x$ [cm <sup>4</sup> ]	= 16031826	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	= 1079	$A_w$ [cm <sup>2</sup> ]	= 480
		$L$ [m]	= 49,00	$A_{a(t=28)}$ [cm <sup>2</sup> ]	= 739,68	$A_{a(t=\infty)}$ [cm <sup>2</sup> ]	= 669,05
ACCIAIO TIPO	S355	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	= 510	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	= 355		

$M_{sd}$ [daN*m]	=	1446000	$M_{sd}/Z_{(t=28)} = V_{l(t=28)}$ [N]	=	4115240	$X_{n(t=28)}$ [cm]	=	215,65
$V_{sd}$ [daN]	=	249700	$M_{sd}/Z_{(t=\infty)} = V_{l(t=\infty)}$ [N]	=	3207866	$J_{n(t=28)}$ [cm <sup>4</sup> ]	=	34647372
$N_{sd}$ [daN]	=	0				$S_{n(t=28)}$ [cm <sup>3</sup> ]	=	98605

Armature longitudinali soletta collaborante	armatura superiore	$\phi$	$n^\circ$	armatura inferiore	$\phi$	$n^\circ$
		16	12		16	12
$A_s$ [cm]		24,13		$A_i$ [cm]		24,13

$Z_{n(t=28)}$ [cm]	=	351,38
$X_{n(t=\infty)}$ [cm]	=	180,95
$J_{n(t=\infty)}$ [cm <sup>4</sup> ]	=	27570119
$S_{n(t=\infty)}$ [cm <sup>3</sup> ]	=	61163
$Z_{n(t=\infty)}$ [cm]	=	450,77

$R_c = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c / \gamma_c$ [kN]	=	10289	$T_{Rd}$ [daN]	=	1125226	t = 28	Sezione verificata
$R_a = f_{yk} \cdot A_{a(t=28)} / \gamma_a$ [kN]	=	23817	$M_{Rd}$ [daN*m]	=	3870309		
$R_c = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c / \gamma_c$ [kN]	=	10289	$T_{Rd}$ [daN]	=	1125226	t = ∞	Sezione verificata
$R_a = f_{yk} \cdot A_{a(t=\infty)} / \gamma_a$ [kN]	=	21543	$M_{Rd}$ [daN*m]	=	3500742		

ACCIAIO PER CONNETTORI	S235J2G3	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 450	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 350
<b>Tratto di trave fino ad L/4 e da 3/4L ad L</b>			
TIPO DI CONNETTORE	Piolo	n./fila = 2	$\phi$ [mm] = 19
			$h_{sc}$ [mm] = 150
Sforzo di taglio (t=28) $P_{Sd}$ [N] = 71063		Passo connettori [mm] = 200	$\alpha = 1,00$
Sforzo di taglio (t= $\infty$ ) $P_{Sd}$ [N] = 55394			
<b>Tratto di trave compreso tra L/4 e 3/4L</b>			
TIPO DI CONNETTORE	Piolo	n./fila = 2	$\phi$ [mm] = 19
			$h_{sc}$ [mm] = 150
Sforzo di taglio (t=28) $P_{Sd}$ [N] = 71063		Passo connettori [mm] = 400	$\alpha = 1,00$
Sforzo di taglio (t= $\infty$ ) $P_{Sd}$ [N] = 55394			
N. di connettori su L/2 = 184		Portata totale connettori [N] = 14973564	$\left. \begin{array}{l} > 4115240 = M/z \\ > 10288542 = Rc \end{array} \right\}$
$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot f_{tk} \cdot (\pi \cdot \phi^2 / 4) / 1,25$ [N] = 81656		$P_{rd}$ [minore tra $P_{Rd,a}$ e $P_{Rd,c}$ ] [N] = 81489	
$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / 1,25$ [N] = 81489			

## 11.7 Verifica apparecchi di appoggio in gomma armata

Di seguito si riportano le verifiche degli appoggi multidirezionali in neoprene armato così definiti:

- Dimensioni B x L x H = 400 x 600 x 171 mm
- $k_h$  = rigidità orizzontale = 1.28 kN/mm

Le verifiche sono state eseguite in accordo con la norma UNI EN 1337 e si riportano di seguito i valori dedotti da tabella per appoggi di analoghe caratteristiche meccaniche.

### Appoggi elastomerici 400x600x171

Gli approcci per il dimensionamento/verifica degli apparecchi di appoggio sono di due tipi:

- Approccio 1: se  $H_{Ed} / V_{Ed} < 3\%$
- Approccio 2: se  $H_{Ed} / V_{Ed} > 3\%$

Nel nostro caso, a seguito dell'analisi agli elementi finiti, l'involuppo delle sollecitazioni sugli appoggi e gli spostamenti orizzontali sono:

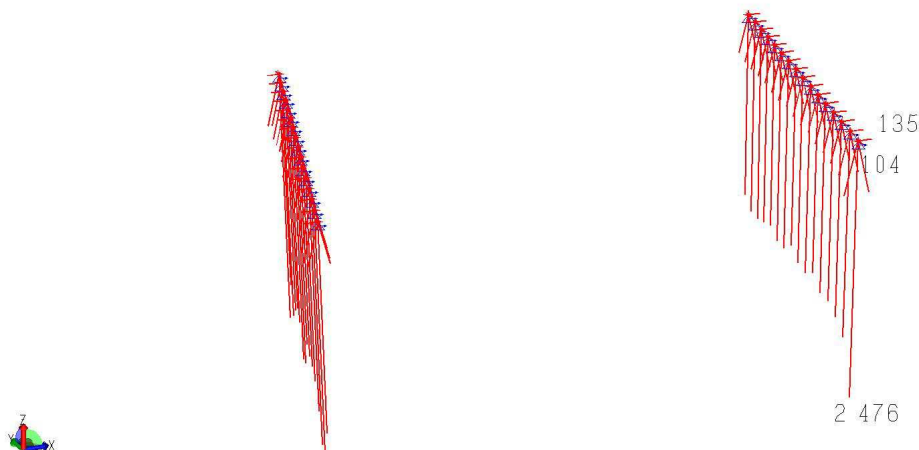


Fig. 3.44: Massime reazioni su appoggi

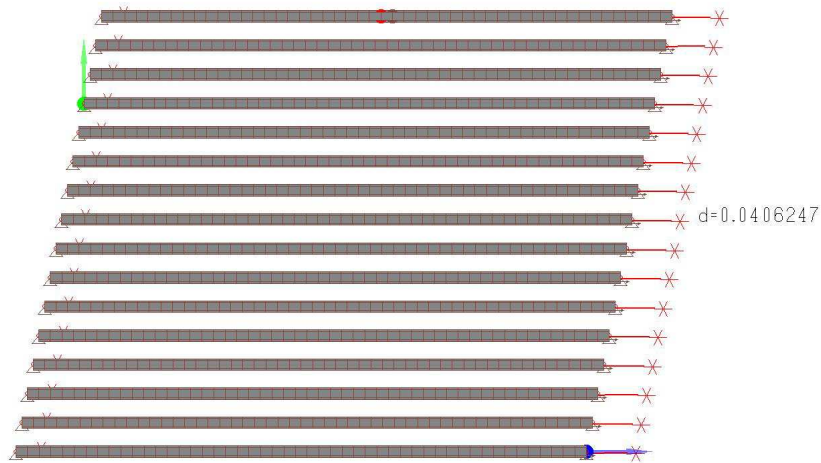


Fig. 3.45: Massimi spostamenti orizzontali

$$\begin{aligned}
 H_{Edx} &= 135 \text{ kN} \\
 H_{Edy} &= 104 \text{ kN} \\
 R-H_{Ed} &= \sqrt{(135^2 + 104^2)} = 170.41 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= 2476 \text{ kN} \\
 S_{max} &= 0.04 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$R-H_{Ed} / V_{Ed} = 170.41 / 2476 = 6.88\% > 3\% \Rightarrow \text{Approccio 2}$$

Gli appoggi sopra indicati risultano verificati alle sollecitazioni di progetto, come riportato in tabella:

	Ht	altezza appoggio senza contropiastra <i>height of bearing</i>	lz	lunghezza zanche <i>length of anchors</i>
	He	altezza appoggio con contropiastra <i>height of bearing with counterplates</i>	az-bz	interasse zanche <i>interaxis of anchors</i>
	W	peso appoggio <i>weight of bearing</i>	hg	altezza gomma <i>height of rubber</i>
	A - B	dimensione elemento <i>bearing dimension</i>	V	carico verticale <i>vertical load</i>
	$\Phi_p$	diametro perno <i>pin diameter</i>	H	carico orizzontale <i>horizontal load</i>
	hp	altezza perno e spessore contropiastra <i>height of pin and height of masonry plates</i>	s*	spostamento equivalente al carico orizzontale / <i>equivalent displacement</i>
	nz	numero zanche <i>N° anchors</i>	Kh	rigidezza trasversale <i>horizontal stiffness</i>
	$\Phi_z$	diametro zanche <i>diameter of anchors</i>		



## 11.8 Analisi e verifica cordolo marciapiede

Si riportano le analisi e le verifiche del cordolo in cemento armato ordinario, gettato in opera, del marciapiede. Il cordolo ha altezza di 60 cm e spessore 30 cm ed è sollecitato in testa dall'urto in svio di un veicolo, cautelativamente considerato come una forza di 100 kN distribuita su di uno sviluppo di 1.0 m.

$$H = \text{altezza punto di impatto} = 60 \text{ cm}$$

$$F_{Ed} = 100 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 100 \times 0.60 = 60 \text{ kNm}$$

Essendo armato con 1+1Φ14/20 si ottiene che:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	5
2	7,70	25

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

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  19,86 ‰  
 d 25 cm  
 x 3,746 x/d 0,1498  
 $\delta$  0,7

**Calcoli**  
   
 L<sub>o</sub>  cm   
 Precompresso

$$M_{Rd} = 76.82 \text{ kNm}$$

>

$$M_{Ed} = 60.00 \text{ kNm}$$

(Verificato)

## **12. ALLEGATO 4 – ANALISI E VERIFICHE TRAVE CUSCINO**

### **12.1 Descrizione**

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche di una delle due spalle esistenti, del ponte in oggetto. Nello specifico si verifica una trave cuscino in c.a., su cui sono alloggiati i baggioli a supporto degli appoggi in neoprene armato e su cui si scaricano le reazioni provenienti dal ponte.

L'elemento trave, di sezione 3.0 x 5.9 m, è costituita da una struttura a cavalletto a due campate di luce pari a circa 22.4 m e 22.6 m, e poggia su tre plinti di dimensione 6.0 x 8.0 m o 6.0 x 7.0 m, ciascuno realizzato su diaframmi di dimensioni 1.00 x 2.80 m. Il plinto centrale poggia su 8 diaframmi di lunghezza 33.0 m; il plinto laterale est poggia su 8 diaframmi di lunghezza 33.0 m; il plinto laterale ovest poggia su 6 diaframmi di lunghezza 37.0 m (questo plinto ha 6 diaframmi invece di 8 per evitare interferenze con i diaframmi delle gallerie ferroviarie di linea sottostanti)

La trave cuscino, essendo essa un elemento già precedentemente realizzato in un precedente lotto, tuttavia viene verificato alla luce delle nuove normative vigenti, in quanto progettata sulla base di normative ormai abrogate.

Si riporta di seguito la verifica della trave cuscino maggiormente sollecitata, caricata dalle reazioni provenienti dall'impalcato del ponte precedentemente analizzato in fase di esercizio (Fase 2).

### **12.2 Metodo di calcolo trave cuscino in c.a.**

La trave cuscino sarà analizzata e verificata in condizioni statiche e sismiche con il software agli elementi finiti Mastersap TOP 2013.

Attraverso un modello tridimensionale si verifica la resistenza e la stabilità dell'intera struttura in c.a., che sarà schematizzata con elementi beam, vincolati ai lati ed al centro ai plinti di fondazione, schematizzati con elementi shell. I plinti di fondazione sono poi vincolati tramite appoggi rigidi distribuiti, a simulare la presenza dei diaframmi di fondazione.

### **12.3 Analisi dei carichi**

I carichi applicati alla struttura sono quelli ricavati dalle reazioni sotto gli appoggi del modello agli elementi finiti del ponte durante la fase 2 (ponte in fase di esercizio a  $T_0$ ).

I carichi sono stati applicati come carichi nodali a cui non sono stati applicati coefficienti maggiorativi in quanto già applicati nel modello dell'impalcato.

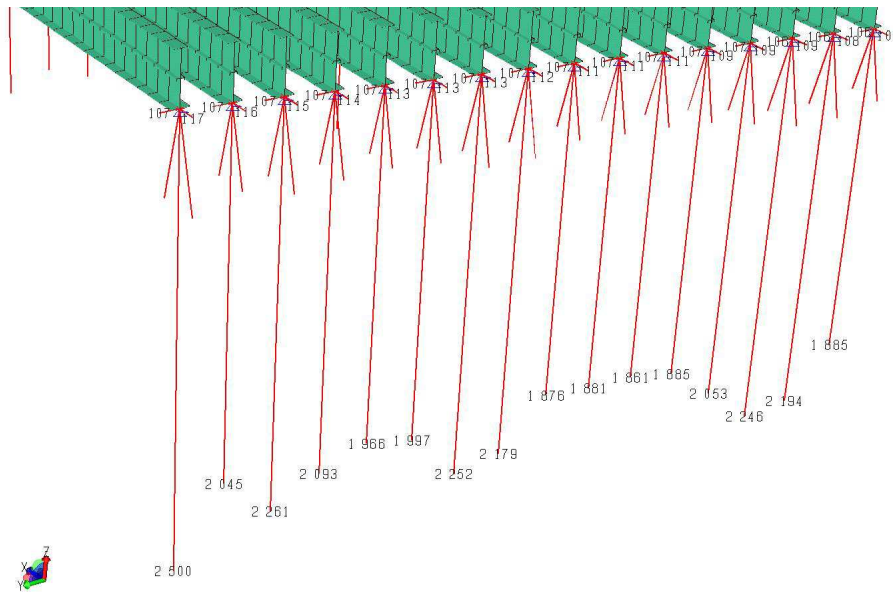


Fig. 4.1: Involuppo reazioni agli appoggi ponte in fase di esercizio

Appoggio 1:

$$\begin{aligned} R_x &= 117 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2500 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 2:

$$\begin{aligned} R_x &= 116 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2045 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 3:

$$\begin{aligned} R_x &= 115 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2261 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 4:

$$\begin{aligned} R_x &= 114 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2093 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 5:

$$\begin{aligned} R_x &= 113 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 1966 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 6:

$$\begin{aligned} R_x &= 113 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_z = 1997 \text{ kN}$$

Appoggio 7:

$$\begin{aligned} R_x &= 113 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2252 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 8:

$$\begin{aligned} R_x &= 112 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2179 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 9:

$$\begin{aligned} R_x &= 111 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 1876 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 10:

$$\begin{aligned} R_x &= 111 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 1881 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 11:

$$\begin{aligned} R_x &= 111 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 1861 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 12:

$$\begin{aligned} R_x &= 109 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 1885 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 13:

$$\begin{aligned} R_x &= 109 \text{ kN} \\ R_y &= 107 \text{ kN} \\ R_z &= 2053 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 14:

$$\begin{aligned} R_x &= 109 \text{ kN} \\ R_y &= 106 \text{ kN} \\ R_z &= 2246 \text{ kN} \end{aligned}$$

Appoggio 15:

R<sub>x</sub> = 108 kN  
R<sub>y</sub> = 106 kN  
R<sub>z</sub> = 2194 kN

Appoggio 16:

R<sub>x</sub> = 108 kN  
R<sub>y</sub> = 106 kN  
R<sub>z</sub> = 1886 kN

## INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Trave cuscino
Intestazione del lavoro	Ponte carpenteria metallica
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

## NORMATIVA

Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Tempo di ritorno del sisma	1898 anni
Localita'	Torino - (TO)
ag/g	0.077
F0	2.874
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

## STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	10
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor = 1 [q0X = 1 q0Y = 1 kw = 1 Kr = 1]
Strutture con isolatori	
Periodo equivalente struttura isolata	2
Smorzamento viscoso sistema di isolamento	15

## PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente
Fattore di struttura qv per sisma verticale	1.5
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

## RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

### SEZIONE RETTANGOLARE

Codice	Base	H
1	3.000	5.900

## CONDIZIONI DI CARICO AI NODI

Num.cond.carico	Descrizione	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	Reazioni da impalcato	36	-1.17e+002	+1.07e+002	-2.50e+003			
		38	-1.09e+002	+1.06e+002	-2.25e+003			
		40	-1.09e+002	+1.07e+002	-1.89e+003			
		41	-1.11e+002	+1.07e+002	-1.86e+003			

Num.cond.carico

Descrizione

122	-1.08e+002	+1.06e+002	-1.89e+003
367	-1.16e+002	+1.07e+002	-2.05e+003
484	-1.16e+002	+1.07e+002	-2.26e+003
601	-1.07e+002	+1.14e+002	-2.09e+003
718	-1.07e+002	+1.13e+002	-1.97e+003
835	-1.13e+002	+1.07e+002	-2.00e+003
952	-1.13e+002	+1.07e+002	-2.25e+003
1069	-1.12e+002	+1.07e+002	-2.18e+003
1186	-1.11e+002	+1.07e+002	-1.88e+003
1237	-1.11e+002	+1.07e+002	-1.88e+003
1588	-1.09e+002	+1.07e+002	-2.05e+003
1822	-1.08e+002	+1.06e+002	-2.19e+003

## 12.4 Grafici di calcolo e verifica trave cuscino in esercizio

Di seguito si riportano i grafici contenenti le analisi e le verifiche della trave cuscino in calcestruzzo sollecitato dalle reazioni del ponte in esercizio soggetto alle azioni da traffico, vento e variazioni termiche. Le analisi si eseguono in condizioni statiche e dinamiche secondo le normative vigenti NTC 2008.

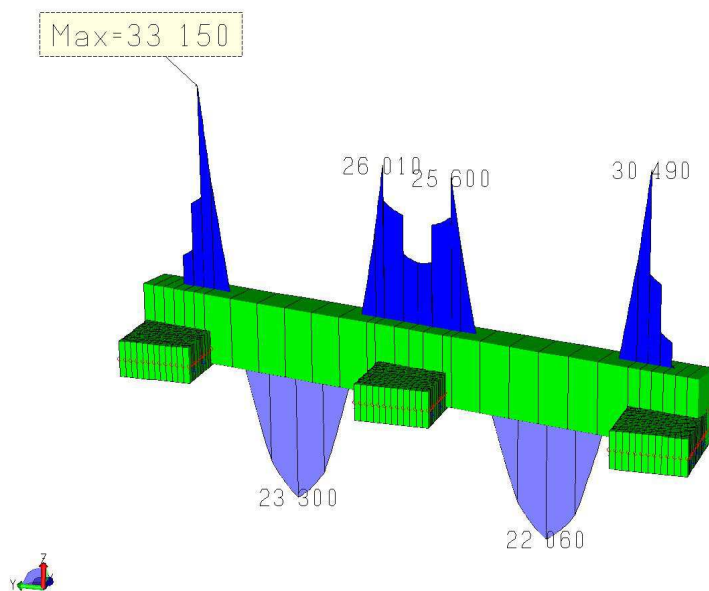


Fig. 4.2: Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_z$  [kNm]

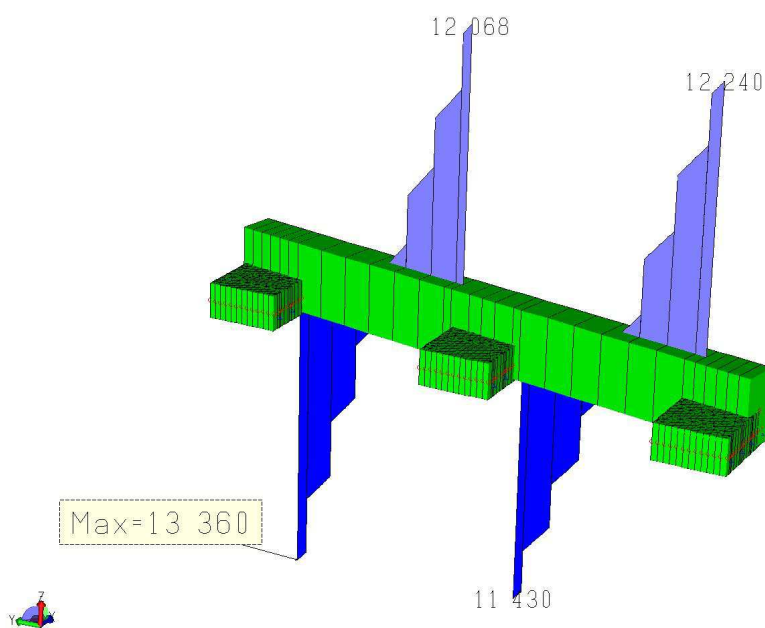


Fig. 4.3: Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_y$  [kN]

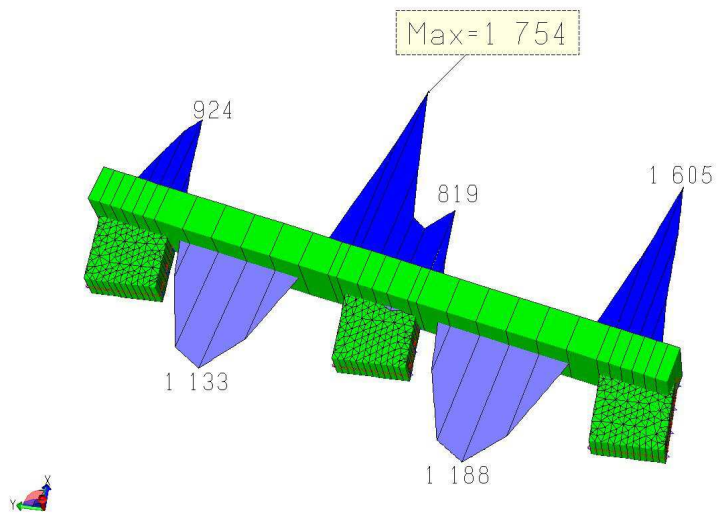


Fig. 4.4: Involuppo sollecitazioni di momento flettente  $M_y$  [kNm]

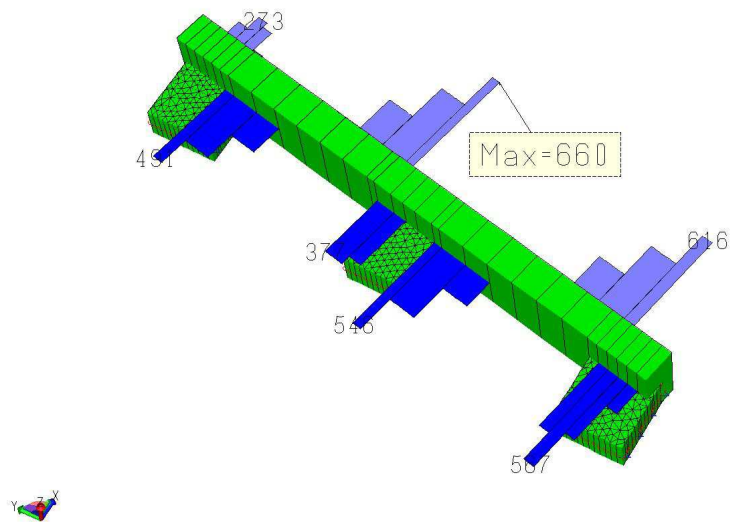


Fig. 4.5: Involuppo sollecitazioni di taglio  $F_z$  [kN]

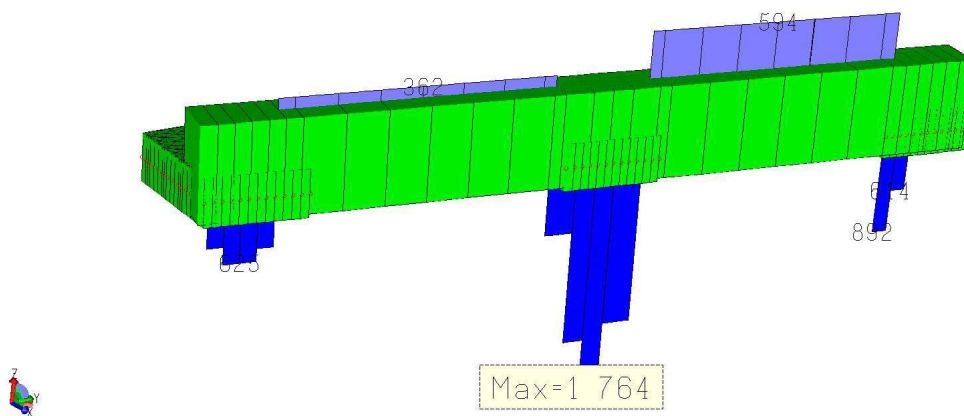


Fig. 4.6: Involuppo sollecitazioni di momento torcente  $M_x$  [kNm]

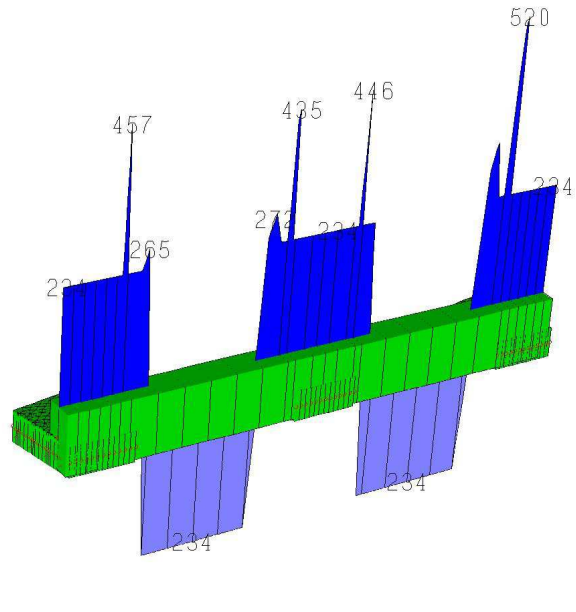


Fig. 4.7: Quantitativi di armatura a flessione Mz (superiore ed inferiore) minimi inseriti [cm²]

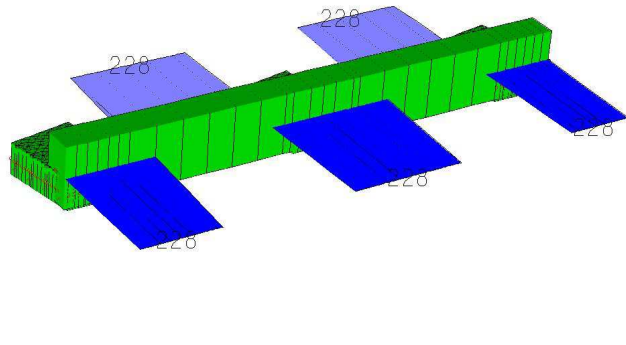


Fig. 4.8: Quantitativi di armatura a flessione My (anteriore e posteriore) minimi inseriti [cm²]

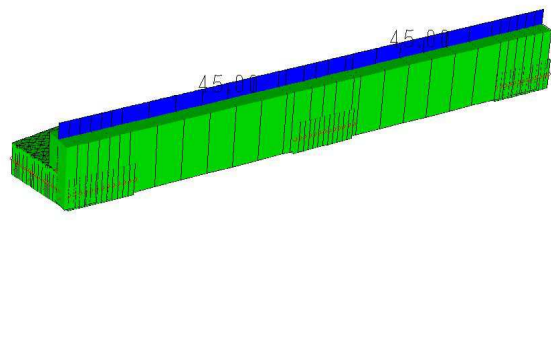


Fig. 4.9: Quantitativi di armatura a taglio e torsione Fy, Fz e Mx, minimi inseriti [cm²/m]

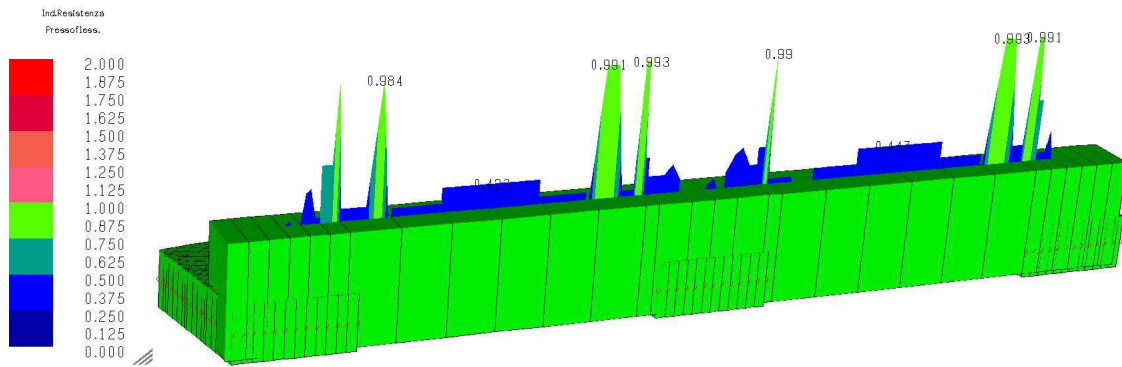


Fig. 4.10: Indici di sfruttamento a flessione travi cuscino

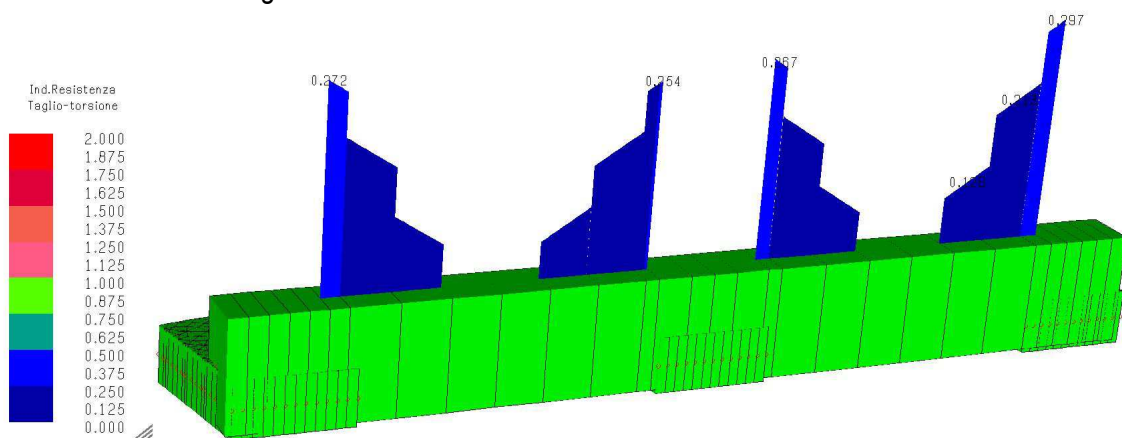


Fig. 4.11: Indici di sfruttamento a taglio e torsione

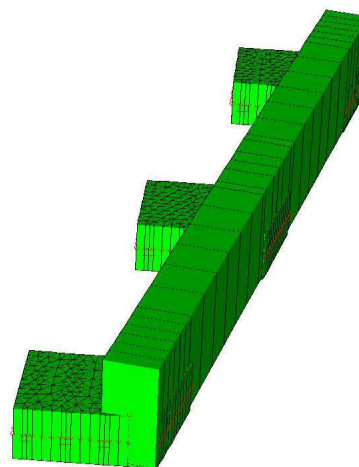


Fig. 4.12: Verifica a SLU elementi in c.a.

Sulla base degli schemi di armatura esecutivi della trave cuscino in esame, si può osservare come i diametri di armatura inseriti sono:

Mezzeria campata lato inferiore:	156 $\Phi$ 26 =	828.36 cm <sup>2</sup>
Appoggio centrale lato superiore:	182 $\Phi$ 26 =	966.42 cm <sup>2</sup>

Notevolmente superiori ai quantitativi richiesti per garantire la sicurezza del manufatto:

Armatura inferiore massima richiesta:	234 cm <sup>2</sup>	<	828.36 cm <sup>2</sup>
Armatura superiore massima richiesta:	520 cm <sup>2</sup>	<	966.42 cm <sup>2</sup>

Sui riportano di seguito le reazioni sugli appoggi a simulare la presenza di diaframmi di fondazione. Al fine di verificare la capacità portante dei diaframmi di fondazione, si adotteranno tali reazioni applicate in testa al diaframma maggiormente sollecitato.

$$R_{\text{tot}} = 29729.0 \text{ kN}$$

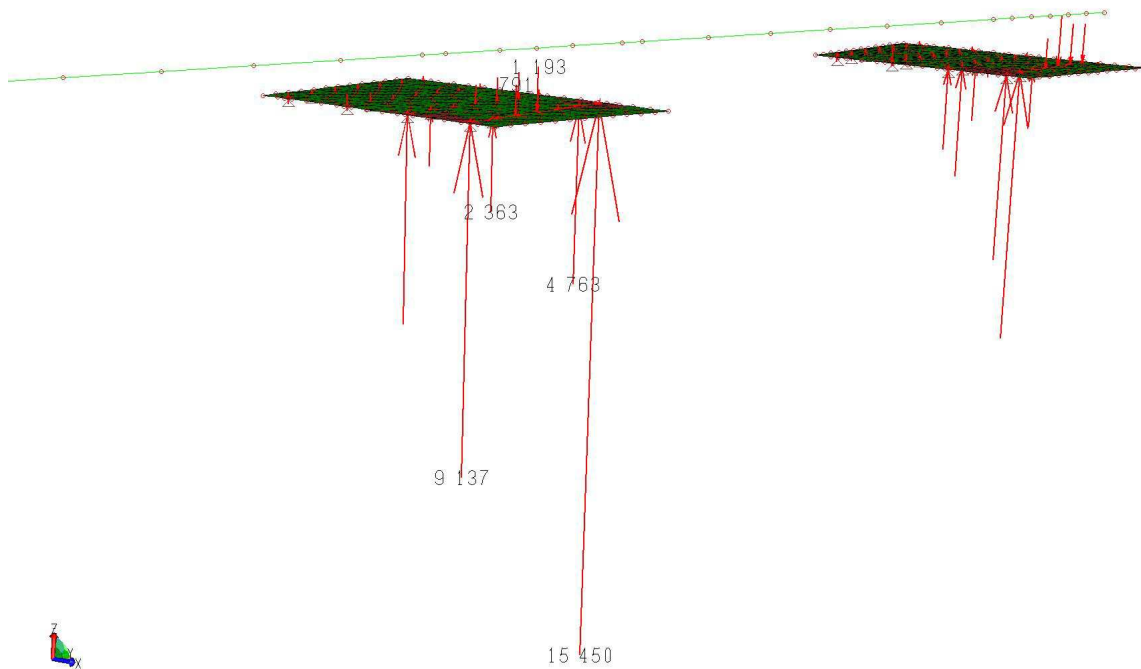


Fig. 4.13: Involuppo reazioni massime su diaframmi di fondazione centrali

## 13. ALLEGATO 5 – ANALISI E VERIFICHE DIAFRAMMA DI FONDAZIONE 5.6 x 1.0 m CON L = 33 m

### 13.1 Descrizione

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche della capacità portante di un diaframma di fondazione, posto al di sotto dell'appoggio centrale della trave cuscino, di dimensioni 5.6 x 1.0 m e lunghezza L = 33.0 m. Il diaframma risulta sollecitato in testa dalle reazioni ricavate dall'analisi della trave cuscino, e ne si verifica la capacità portante.

### 13.2 Metodo di calcolo diaframma di fondazione

La capacità portante del diaframma di fondazione in oggetto è stata calcolata con un foglio di calcolo in grado di calcolare la capacità portante di fondazioni profonde. Nello specifico si è assimilato il diaframma di fondazione ad un palo circolare di diametro equivalente, del quale è stato il carico massimo ammissibile.

Si è utilizzato l'approccio di progetto 2 (A1+M1+R3) previsto in normativa, il quale assume come coefficienti correttivi i seguenti valori:

A1:  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  analoghi a quelli utilizzati per il calcolo delle strutture soprastanti;

M1:  $\gamma_\phi = 1$   
 $\gamma_\gamma = 1$

R3:  $\gamma_b = \text{capacità portante di base} = 1.35$   
 $\gamma_s = \text{capacità portante laterale} = 1.15$

Si è adottato il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$

$$K = K_0 = 1 - \sin\phi$$

### 13.3 Analisi dei carichi

I carichi a cui si sottopone il diaframma sono quelli riportati nell'Allegato 4 (par. 12.4 e fig. 4.13):

$$R_{\text{tot,Ed}} = 29729.0 \text{ kN}$$

Sulla base della stratigrafia e del livello di falda più sfavorevole, si determina la capacità portante del diaframma.

# 13.1 Tabulati di calcolo e verifica

## Calcolo portata limite di base

### DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	4,20	[m]	FS	coeff. sicurezza	1,35	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	33,00	[m]				
z <sub>w</sub>	profondità della falda dal p.c.	5,00	[m]				
f <sub>cd</sub>	resistenza di calcolo del c.l.s.	14,10	[Mpa]				

**NOTA**  
Devono essere compilati tutti i campi in azzurro

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH <sub>i</sub> [m]	H <sub>i</sub> [m]	γ <sub>n</sub> [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N <sub>SPT</sub> [-]	φ [°]	K [-]	c <sub>u</sub> [kPa]	α [-]	c <sub>a</sub> [kPa]
1	Ripporto	5,85	5,85	19,00	9,00		32,00	0,47	0,00	0,00	0,00
2	Ghiaia sabb.	5,01	10,86	20,00	10,00		36,00	0,41	0,00	0,00	0,00
3	Ghiaia cem.	11,38	22,24	20,00	10,00		38,00	0,38	0,00	0,00	0,00
4	Sabbie lim.	10,76	33,00	20,00	10,00		35,00	0,43	0,00	0,00	0,00
5					0,00					0,00	0,00

### LEGENDA

ΔH <sub>i</sub>	spessore dello strato
H <sub>i</sub>	profondità dello strato dal p.c.
γ <sub>n</sub>	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N <sub>SPT</sub>	Numero colpi al piede (solo granulari)
φ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub>
c <sub>u</sub>	coesione non drenata (solo coesivi)
c <sub>a</sub>	adesione (solo coesivi)

### Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: **OK**  
Congruenza sulla stratigrafia: **OK**

### PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH <sub>i</sub> [m]	H <sub>i</sub> [m]	γ <sub>n</sub> [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N <sub>SPT</sub> [-]	φ [°]	K [-]	c <sub>u</sub> [kPa]	α [-]	c <sub>a</sub> [kPa]
4		10,76	33,00	20,00	10,00	0,00	35,00	0,43	0,00	0,00	0,00

A <sub>b</sub>	Area della base del palo	13,85	[m <sup>2</sup> ]	φ	26	30	34	37	40
σ <sub>v,i</sub>	Pressione geostatica di base	324,15	[kPa]	B <sub>k</sub>	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00
N <sub>q</sub> =vB <sub>k</sub>	Coeff. di pressione geostatica	73							
c	Coesione alla base	0,00	[kPa]	H/D	26	30	34	37	40
N <sub>c</sub>	Coeff. di coesione	9		5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
				10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
Q <sub>b,lim</sub>	Portata limite di base	327836,57	[kN]	15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
Q <sub>b,amm</sub>	Portata amm. di base	242841,90	[kN]	20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
				25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di B<sub>k</sub>

Tabella per il calcolo di v

## Calcolo portata limite laterale

### DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	4,20	[m]	FS	coeff. sicurezza	1,15	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	33,00	[m]				
z <sub>w</sub>	profondità della falda dal p.c.	5,00	[m]				
f <sub>cd</sub>	resistenza di calcolo del c.l.s.	14,10	[Mpa]				

**NOTA**  
Devono essere compilati tutti i campi in azzurro

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH <sub>i</sub> [m]	H <sub>i</sub> [m]	γ <sub>n</sub> [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N <sub>SPT</sub> [-]	φ [°]	K [-]	c <sub>u</sub> [kPa]	α [-]	c <sub>a</sub> [kPa]
1	Ripporto	5,85	5,85	19,00	9,00		32,00	0,47	0,00	0,00	0,00
2	Ghiaia sabb.	5,01	10,86	20,00	10,00		36,00	0,41	0,00	0,00	0,00
3	Ghiaia cem.	11,38	22,24	20,00	10,00		38,00	0,38	0,00	0,00	0,00
4	Sabbie lim.	10,76	33,00	20,00	10,00		35,00	0,43	0,00	0,00	0,00
5					0,00					0,00	0,00

### LEGENDA

ΔH <sub>i</sub>	spessore dello strato
H <sub>i</sub>	profondità dello strato dal p.c.
γ <sub>n</sub>	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N <sub>SPT</sub>	Numero colpi al piede (solo granulari)
φ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub>
c <sub>u</sub>	coesione non drenata (solo coesivi)
c <sub>a</sub>	adesione (solo coesivi)

### PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

σ <sub>v,i</sub>	σ <sub>v,i+1</sub>	σ <sub>v,med</sub>	σ <sub>n,med</sub>	c <sub>a</sub>	s
0	52,65	26,325	12,37275	0,00	7,73
52,65	102,75	77,7	31,857	0,00	23,15
102,75	216,55	159,65	60,667	0,00	47,40
216,55	324,15	270,35	116,2505	0,00	81,40
0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0,00	0,00

$$s = c_{a,i} + \sigma_{n,med,i} \tan \phi$$

Q <sub>l,lim</sub>	Portata limite laterale	20800,61	[kN]	Peso proprio palo	11429,90	[kN]	<input checked="" type="radio"/>	tenere in conto nel calcolo della portata
Q <sub>l,amm</sub>	Portata amm. laterale	18087,48	[kN]				<input type="radio"/>	non tenere in conto nel calcolo della portata

Dai due calcoli si può osservare come la portata ammissibile complessiva sia:

$$Q_{b,amm} + Q_{l,amm} = 242841,90 + 18087,48 = 260928,48 \text{ kN} > R_{tot,Ed} = 29729,0 \text{ kN (Verificato)}$$

## 14. ALLEGATO 6 – ANALISI E VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA SPALLA LATO TORINO

### 14.1 Descrizione

Di seguito si riportano le analisi e le verifiche della soletta di copertura della zona venutasi a creare tra il muro d'argine e la spalla esistenti, lato Torino. Il vano da coprire ha luce variabile da un minimo di 1.77 m ad un massimo di 7.42 m e lunghezza complessiva 43.50 m.

La soletta di copertura è realizzata in lamiera grecata autoportante di spessore 1.0 mm con getto di cls collaborante per uno spessore complessivo di 19 cm (15 + 4 = 19 cm).

La lamiera grecata è portata da travi in carpenteria metallica in acciaio COR-TEN tipo B, di sezione HEB 140 con interasse variabile da 1.0 m a 2.0 m, in funzione della luce variabile.

Nello specifico si verifica una trave in carpenteria metallica tipo HEB 140 di luce 5.20 m su avente una larghezza di competenza di 2.0 m.

### 14.2 Metodo di calcolo soletta in lamiera grecata su travi in carpenteria metallica.

La soletta in lamiera grecata e getto collaborante in c.a. su travi in carpenteria metallica viene verificata con i classici metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni con l'ausilio di tabelle fornite da produttori di lamiere grecate e semplici software di calcolo di comprovata validità.

### 14.3 Analisi dei carichi e verifica soletta lamiera grecata e profilati HEB 140

#### Carichi permanenti:

- Peso proprio soletta in lamiera grecata sp. 150 mm = 2.5 kN/m<sup>2</sup>
- Peso getto completamento 4 cm = 0.04 x 25.0 = 1.0 kN/m<sup>2</sup>
- Peso proprio HEB 140 = 0.34 kN/m

#### Carichi variabili:

- Carico di esercizio per interventi di manutenzione = 3.0 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ed,l} = \text{carico soletta in lamiera grecata} = 1.3 \times (2.5 + 1.0) + 1.5 \times 3.0 = 9.05 \text{ kN/m}^2$$

Considerando una larghezza di carico della trave di 2.0 m, risulta che il carico di progetto vale:

$$Q_{Ed,t} = [1.3 \times (2.5 + 1.0) + 1.5 \times 3.0] \times 2.0 + 1.3 \times 0.34 = 18.54 \text{ kN/m}$$

Utilizzando tabelle di lamiere grecate commerciali, per solette di caratteristiche analoghe a quelle in progetto, si ha che:

I valori con puntellatura sono indicati in grassetto.

SPESSORE LAMIERA mm		CARICO UTILE UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN Kg/m <sup>2</sup>											
SPESSORE SOLETTA mm		INTERASSE in metri											
		2,000	2,250	2,500	2,750	3,000	3,250	3,500	3,750	4,000	4,250	4,500	
1,00	120		953	847	762	693	593	466	373	<b>404</b>	<b>329</b>	<b>267</b>	<b>215</b>
			953	847	762	693	635	586	544	506	477	347	<b>423</b>
	130		1089	968	871	792	697	525	<b>606</b>	<b>497</b>	<b>407</b>	<b>333</b>	<b>270</b>
			1089	968	871	792	726	670	622	581	519	<b>512</b>	<b>484</b>
	140		1226	1090	981	892	731	536	<b>698</b>	<b>573</b>	<b>470</b>	<b>385</b>	<b>314</b>
			1226	1090	981	892	817	754	701	654	571	<b>577</b>	<b>545</b>
	150		<b>1364</b>	1213	1091	992	756	<b>839</b>	<b>779</b>	<b>655</b>	<b>539</b>	<b>443</b>	<b>362</b>
			1364	1213	1091	992	909	839	779	727	<b>682</b>	<b>642</b>	<b>606</b>

Fig. 6.1: Tabella portate utili

$$q_{Rd} = 13.64 \text{ kN/m}^2 > q_{Ed,l} = 9.05 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda invece i profilati metallici tipo HEB 140 sollecitazioni di progetto valgono:

$$M_{Ed} = 1/8 \times 18.54 \times 5.2^2 = 62.67 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1/2 \times 18.54 \times 5.2 = 48.20 \text{ kNm}$$

Utilizzando un profilo HEB 140 in acciaio COR-TEN tipo B, si ottengono I seguenti valori di momento e taglio resistenti:

Fig. 6.2: Sollecitazioni resistenti profilati HEB 140

$$M_{Rd} = 82.97 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62.67 \text{ kNm} \quad (\text{Verificato})$$

$$V_{Rd} = 655.9 \text{ kN} > V_{Ed} = 48.20 \text{ kNm} \quad (\text{Verificato})$$