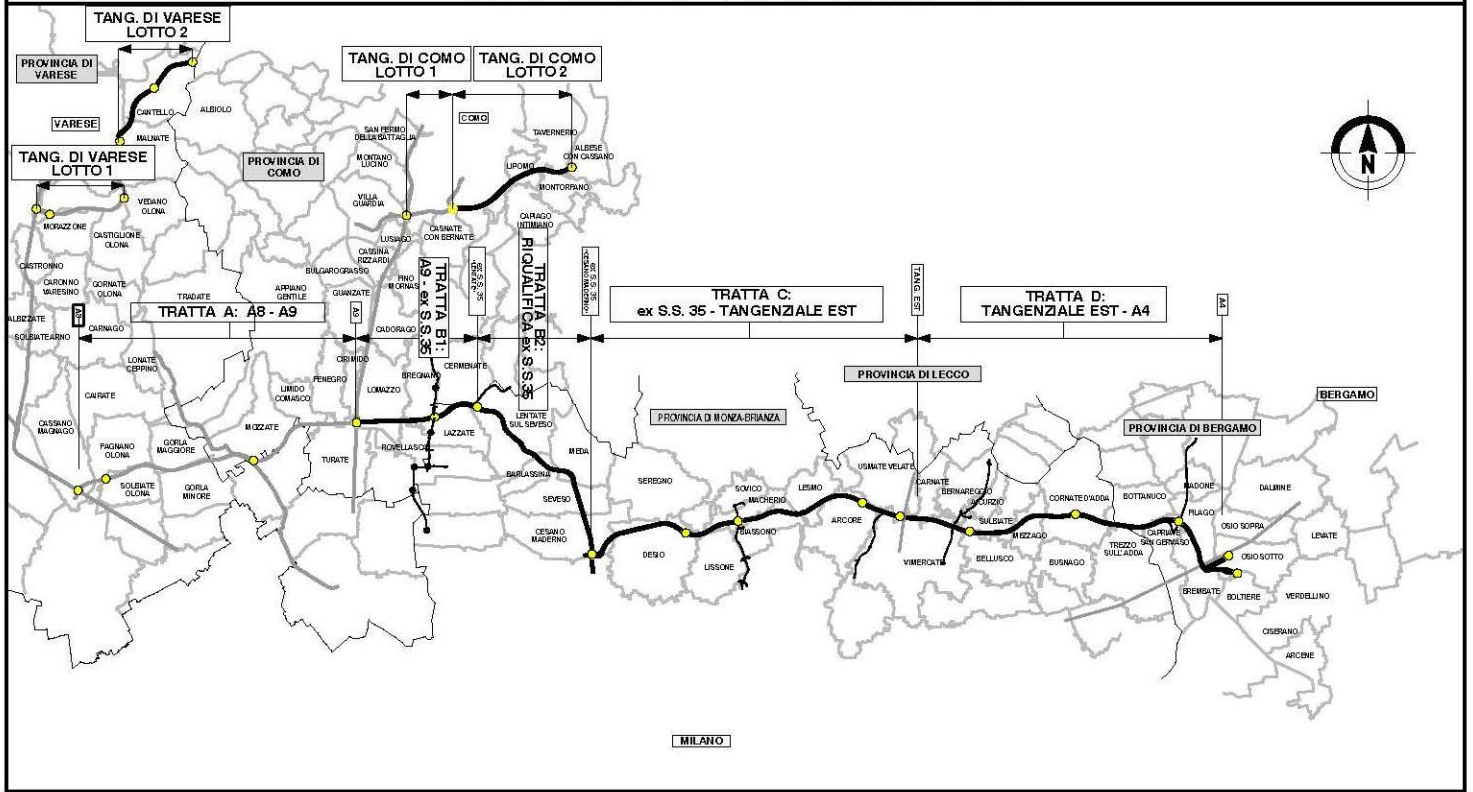


QUADRO DI UNIONE GENERALE



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE

DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

PROGETTO ESECUTIVO TRATTA B2

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTI E VIADOTTI PONTE SEVESO - BARUCCANETTA RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

| FASE PROGETTUALE | AMBITO | TRATTA | CATEGORIA | OPERA | PARTE DI OPERA | TIPO ELABORATO | PROGRESSIVA | REVISIONE ESTERNA |
|------------------|--------|--------|-----------|-------|----------------|----------------|-------------|-------------------|
| E | SR | B2 | I31 | PO01 | 117 | RC | 001 | a |

DATA 31/08/2023
SCALA Varie

CONCEDENTE



CONTRAENTE GENERALE

PEDELOMBARDA NUOVA S.c.p.A.

DATA REVISIONE

| DATA | REVISIONE |
|------------|----------------------------------|
| 31/08/2023 | A seguito di RDV-TRS064-P012 a01 |
| | |
| | |
| | |

ELABORAZIONE PROGETTUALE

| PROGETTISTI | RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE |
|------------------------------------|--|
| Progettista Ing. A. Bergami | Responsabile Ing. F. De Fanis |
| Approvato Ing. S. Sguzzo | |

CONCESSIONARIO



PROGETTISTA





COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO
E OPERE CONNESSE

PROGETTO ESECUTIVO

TRATTE B2, C, TRMI10/TRMI17/TRCO06

TRATTA B2

PONTE SEVESO - BARUCCANETTA
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

1 SOMMARIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | SOMMARIO..... | 3 |
| 2 | PREMESSA..... | 7 |
| 3 | DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA | 8 |
| 4 | CONSIDERAZIONI DI PROGETTO..... | 11 |
| 4.1 | Comportamento strutturale..... | 11 |
| 4.2 | Analisi per fasi della sezione mista acciaio-calcestruzzo..... | 11 |
| 4.3 | Procedure di verifica..... | 12 |
| 4.3.1 | Verifiche di resistenza..... | 12 |
| 4.3.2 | Stabilità dei pannelli d’anima | 12 |
| 5 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 14 |
| 6 | SOFTWARE..... | 14 |
| 7 | MATERIALI | 15 |
| 7.1 | Acciaio laminato per impiego strutturale S355..... | 15 |
| 7.1 | Bulloni..... | 15 |
| 7.2 | Pioli | 15 |
| 7.3 | Calcestruzzo C32/40 | 16 |
| 7.4 | Acciaio per barre di armatura B450C | 16 |
| 7.5 | Acciaio per lamiere grecate S280GD | 16 |
| 8 | ANALISI DEI CARICHI..... | 17 |
| 8.1 | Azioni permanenti | 18 |
| 8.1.1 | Peso proprio degli elementi strutturali g1 | 18 |
| 8.1.2 | Carichi permanenti portati g2 | 19 |
| 8.2 | Deformazioni impresse..... | 20 |
| 8.2.1 | Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2 | 20 |
| 8.2.2 | Cedimenti vincolari ϵ_4 | 20 |
| 8.3 | Azioni variabili da folla..... | 21 |
| 8.3.1 | Disposizione trasversale dei carichi..... | 21 |
| 8.3.2 | Disposizione longitudinale..... | 23 |
| 8.4 | Veicolo di servizio per implacati di 3a categoria | 24 |
| 8.4.1 | Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q3..... | 24 |
| 8.4.2 | Azione centrifuga q4..... | 24 |
| 8.5 | Azione del vento q5 | 25 |
| 8.5.1 | Vento in esercizio sull’impalcato | 25 |
| 8.5.2 | Vento in esercizio sulla pila | 27 |
| 8.5.3 | Vento in fase di montaggio sull’impalcato | 28 |

| | | |
|--------|---|----|
| 8.6 | Azioni della temperatura q6..... | 30 |
| 8.6.1 | Variazione termica uniforme..... | 30 |
| 8.6.2 | Variazione termica differenziale..... | 30 |
| 8.6.3 | Combinazione degli effetti uniformi e differenziali..... | 30 |
| 8.7 | Resistenze passive dei vincoli q7..... | 31 |
| 8.8 | Azioni sismiche q6..... | 31 |
| 9 | COMBINAZIONE DELLE AZIONI..... | 42 |
| 10 | ANALISI STRUTTURALE..... | 48 |
| 10.1 | Modello di calcolo..... | 48 |
| 10.1.1 | Modello 3D..... | 48 |
| 10.1.2 | Discretizzazione e numerazione dei nodi..... | 49 |
| 10.1.3 | Discretizzazione e numerazione degli elementi..... | 51 |
| 10.1.4 | Modellazione degli appoggi..... | 53 |
| 10.2 | Caratteristiche statiche delle travi principali..... | 54 |
| 10.3 | Caratteristiche statiche dei traversi..... | 55 |
| 10.4 | Caratteristiche statiche degli altri elementi..... | 55 |
| 10.5 | Analisi dinamica..... | 56 |
| 10.5.1 | Deformate dei modi di vibrare principali..... | 57 |
| 11 | VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI..... | 59 |
| 11.1 | Sollecitazioni in combinazione SLU..... | 59 |
| 11.2 | Verifica di resistenza allo SLU..... | 61 |
| 11.3 | Verifica di stabilità delle piattabande allo SLU..... | 65 |
| 11.3.1 | Verifica di stabilità della piattabanda inferiore in esercizio..... | 65 |
| 11.3.2 | Verifica di stabilità della piattabanda superiore..... | 65 |
| 11.3.3 | Controllo della rigidità dei telai trasversali..... | 66 |
| 11.4 | Verifica di stabilità dell'anima e degli irrigidenti allo SLU..... | 68 |
| 11.4.1 | Pannello di pila (massimo taglio e compressione inferiore)..... | 68 |
| 11.4.2 | Pannello di campata (massima compressione superiore)..... | 69 |
| 11.5 | Verifica delle saldature di composizione allo SLU..... | 70 |
| 12 | VERIFICHE DEI TRAVERSI..... | 71 |
| 12.1 | Sollecitazioni in combinazione SLU..... | 71 |
| 12.2 | Verifiche di resistenza allo SLU..... | 72 |
| 12.3 | Classificazione della sezione..... | 77 |
| 12.4 | Stabilità delle piattabande..... | 77 |
| 12.5 | Verifica delle giunzioni bullonate..... | 78 |
| 12.5.1 | Traverso intermedio..... | 78 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 12.5.2 | Traverso di appoggio | 81 |
| 13 | VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELL'IMPALCATO E CONTROMONTE..... | 84 |
| 13.1 | Deformabilità..... | 84 |
| 13.2 | Contromonte | 84 |
| 14 | APPOGGI..... | 85 |
| 14.1 | Carichi elementari | 86 |
| 14.2 | Carichi combinati..... | 87 |
| 14.3 | Spostamenti combinati..... | 88 |
| 15 | VERIFICHE DELLE NERVATURE SU APPOGGI E MARTINETTI..... | 89 |
| 15.1 | Nervature di appoggio..... | 89 |
| 15.2 | Nervature sul martinetto..... | 91 |
| 16 | VERIFICHE DI COMFORT | 93 |
| 16.1 | Caso di ponte scarico..... | 95 |
| 16.1.1 | Analisi modale | 95 |
| 16.1.2 | Calcolo delle accelerazioni..... | 97 |
| 16.1 | Caso di ponte carico | 98 |
| 16.1.1 | Analisi modale | 98 |
| 16.1.2 | Calcolo delle accelerazioni..... | 100 |
| 17 | VERIFICHE DELLA SOLETTA | 101 |
| 17.1 | Assunzioni di calcolo..... | 101 |
| 17.2 | Caratteristiche dei materiali..... | 102 |
| 17.3 | Armatura della soletta..... | 102 |
| 17.4 | Lamiere grecate | 103 |
| 17.5 | Sollecitazioni di verifica | 104 |
| 17.5.1 | Azione assiale longitudinale | 104 |
| 17.5.2 | Momento flettente longitudinale..... | 105 |
| 17.5.1 | Taglio longitudinale | 106 |
| 17.5.1 | Sforzo assiale trasversale..... | 107 |
| 17.6 | Verifiche di resistenza SLU..... | 108 |
| 17.6.1 | Verifica a flessione longitudinale..... | 108 |
| 17.6.2 | Verifica a taglio | 110 |
| 17.6.3 | Verifica delle trazioni trasversali | 110 |
| 17.7 | Verifiche agli SLE..... | 111 |
| 17.7.1 | Verifica della limitazione delle tensioni in esercizio..... | 111 |
| 17.7.2 | Verifica della massima apertura delle fessure | 114 |

2 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali relative alla pila della passerella pedonale Seveso-Baruccanetta necessaria per collegare i percorsi pedonali che saranno realizzati nel contesto della “Green-Line”, offerta in fase di gara (Criterio A3), che si sviluppa al di sopra delle nuove gallerie artificiali Seveso e Baruccana.

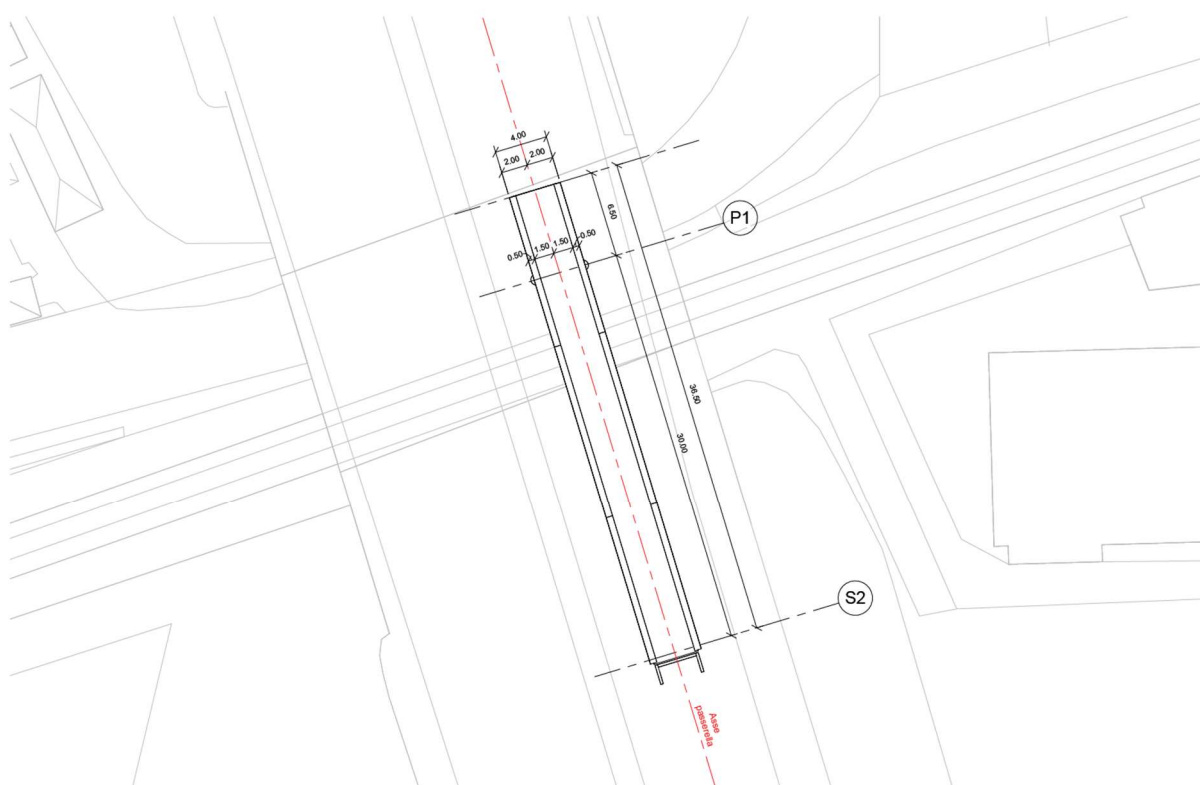
Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa “Norme Tecniche per le Costruzioni” DM 14.1.2008 (nel seguito NTC08) e Circolare n .617 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” (nel seguito CICR09).

Siccome la passerella scavalca la ferrovia di competenza di FNM, come richiesto dall’ente gestore state inoltre considerate le prescrizioni riportate dal “Manuale di progettazione RFI” in ultima revisione (nel seguito MdP RFI).

Si rimanda al capitolo successivo per la descrizione di dettaglio delle strutture oggetto di verifica nel presente documento.

Si individua nello stralcio planimetrico riportato a seguire l’ubicazione delle strutture oggetto di analisi.

① Planimetria Generale
1 : 200



3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La passerella oggetto di questo documento è composta da una campata appoggiata tra una spalla, realizzata con un plinto su micropali innestato nell'esistente rilevato della Pedemontana Lombarda, ed una pila, anch'essa fondata su un plinto con micropali, situata in adiacenza della ferrovia, nell'attuale sede di Via Sturzo.

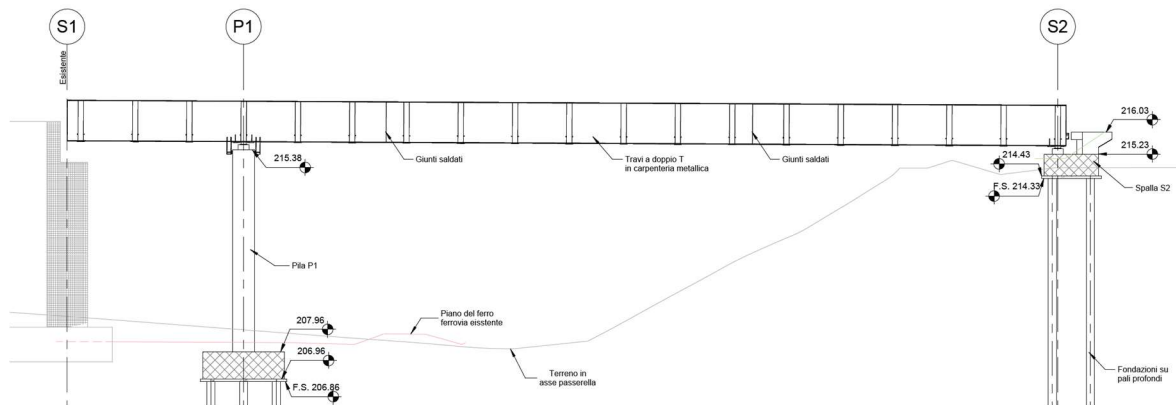
La campata principale è di 30 m. L'impalcato si estende oltre la pila, verso Nord, con uno sbalzo di 6.50 m che porta il camminamento in adiacenza ad una spalla esistente. Questa spalla, originariamente realizzata per un impalcato dell'attuale strada Pedemontana Lombarda, a seguito degli interventi a progetto, sarà sgravata della funzione statica di supporto al suddetto impalcato stradale ma continuerà a contenere il rilevato esistente su cui giacerà parte del nuovo percorso pedonale della "Green-Line".

Lo sviluppo planimetrico è rettilineo. Mentre la livelletta presenta una pendenza costante, studiata per garantire il corretto smaltimento delle acque.

L'impalcato, avente larghezza in pianta pari a 4m fuori tutto, è del tipo "a via inferiore" e la sua struttura portante è costituita da due travi principali a parete piena (composte saldate) posizionate ad interasse costante di 3.50 m, collegate da traversi posti ad interasse di 2m.

Sui traversi sono appoggiate lamiere grecate, con funzione di cassero (ed armatura inferiore) per la soletta in calcestruzzo armato che supporta il camminamento di larghezza costante pari a 3m.

In corrispondenza di ogni traverso è inoltre presente una nervatura di irrigidimento verticale, necessaria a garantire la stabilità dell'anima e della piattabanda superiore delle travi.

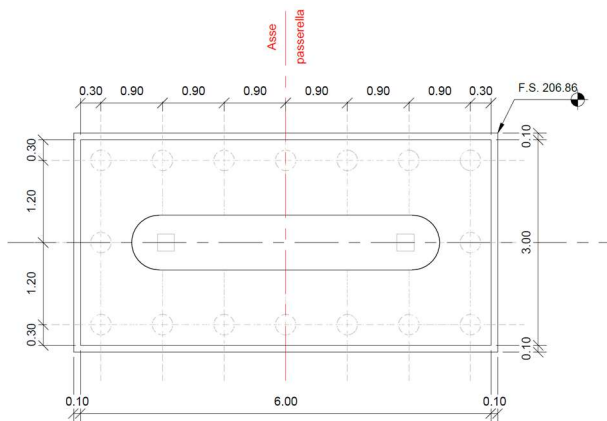
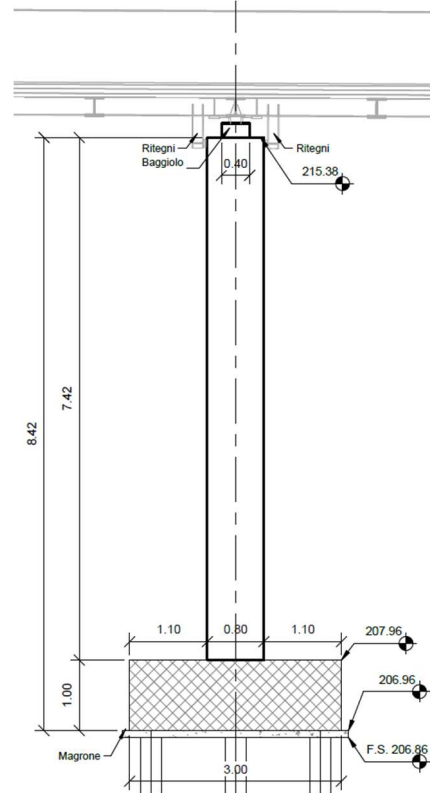
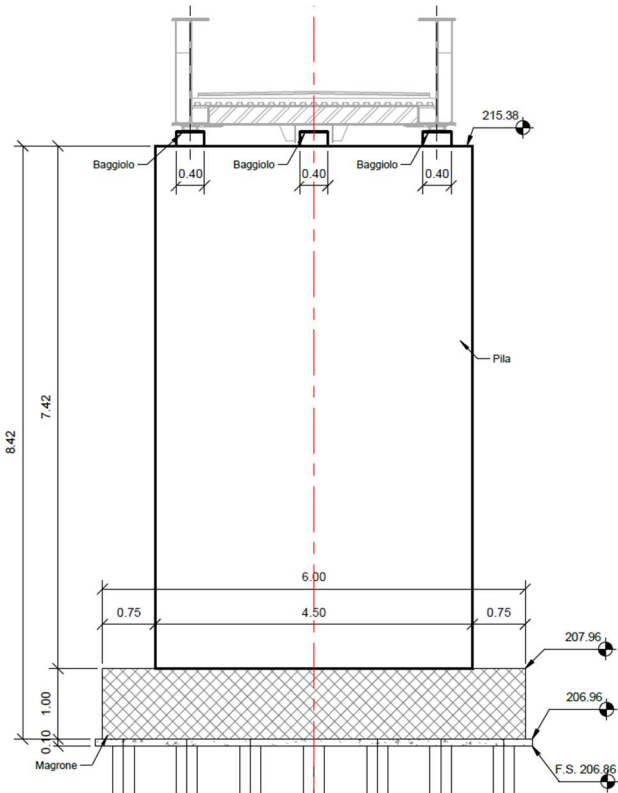


In vincolo tra l'impalcato e le sottostrutture è realizzato mediante l'impiego di dispositivi di appoggio "tradizionali" del tipo "a disco elastomerico confinato". Come richiesto dal MdP RFI è stato inoltre previsto un sistema di ritegni meccanici a battuta, in grado di evitare perdite di appoggio conseguenti a rottura delle apparecchiature.

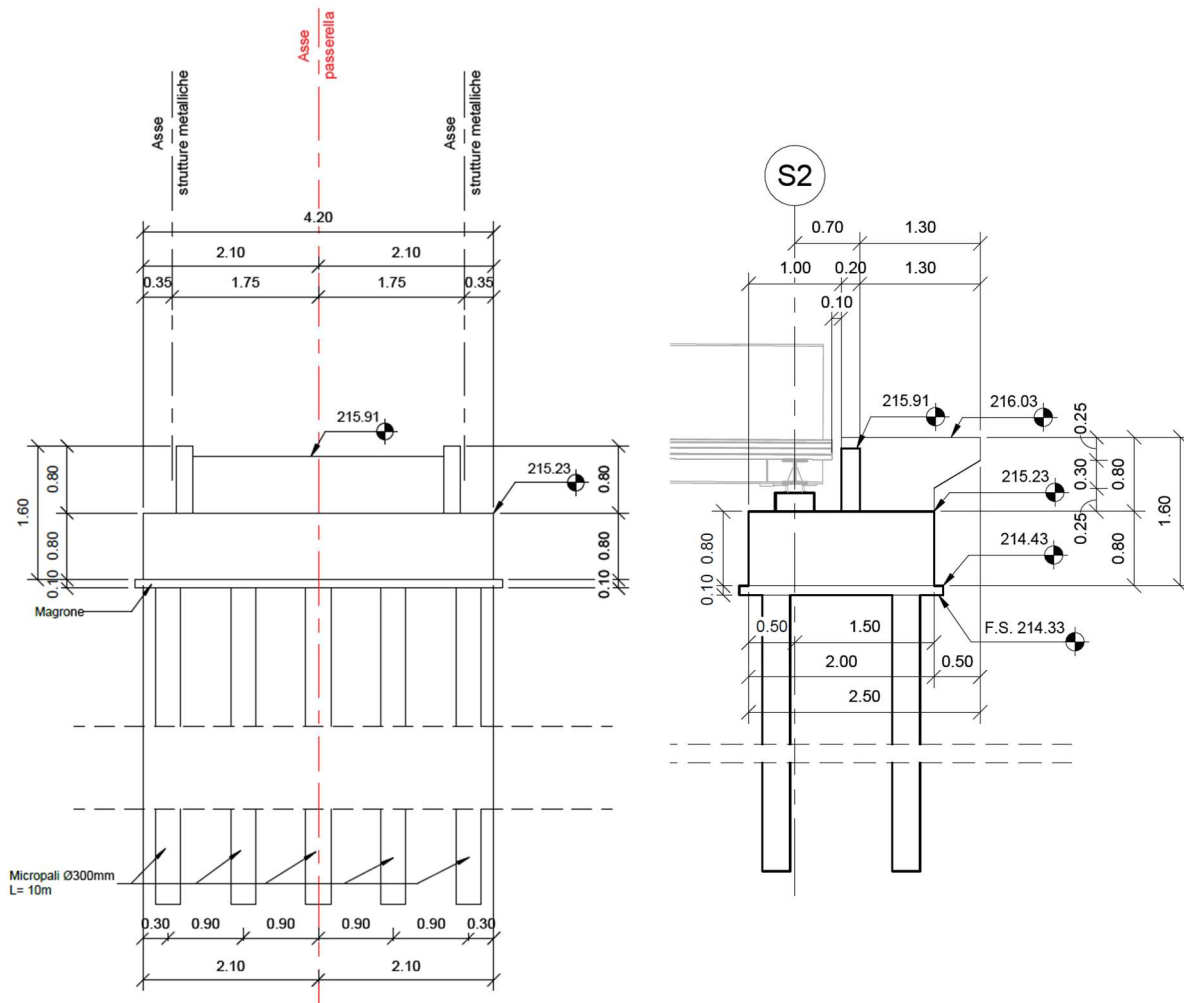


Le sottostrutture sono due:

- Una pila di altezza pari a 7.42m. Il fusto è realizzato con un setto in calcestruzzo armato di sezione rettangolare arrotondata (4.50m x 0.80m) basato su un plinto di spessore pari ad 1m



- Una spalla, realizzata semplicemente come un plinto di spessore 80cm, sormontato da un muro paraghiaia e due muri andatori di spessore pari a 20cm ad altezza pari a circa 80cm.



Come detto, tutte le fondazioni sono su micropali di diametro esterno 300mm e lunghezza 10m.

4 CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

4.1 Comportamento strutturale

La struttura è concepita, in esercizio, come un graticcio di travi (travi principali e traversi) sulle quali appoggia la soletta. I traversi costituiscono valido ritegno per le piattabande inferiori.

La soletta è realizzata con getto in opera su lamiera grecata, disposte in semplice appoggio tra traversi consecutivi e collegate a questi ultimi mediante chiodatura. Il collegamento delle lamiere già prima del sollevamento dell'impalcato garantisce la presenza di un piano rigido che limita fortemente le deformazioni in pianta della struttura.

La soletta è collegata anche alle anime delle travi mediante pioli tipo Nelson. Si noti che, a favore della sicurezza strutturale, si è cautelativamente condotta una doppia analisi:

- La soletta è stata dimensionata tenendo conto degli effetti globali dovuti all'inflessione dell'impalcato
- Le travi ed i traversi sono stati dimensionati trascurando qualsiasi contributo resistente della soletta, delle armature e della lamiera grecata

Ad ulteriore cautela, nonostante non siano stati considerati gli effetti benefici della collaborazione della soletta, sono state considerate, solamente quando sfavorevoli, tutte le azioni associate al ritiro del calcestruzzo gettato in opera ed alla differenza di temperatura tra soletta e travi metalliche (per la quantificazione di queste azioni si rimanda al capitolo di analisi dei carichi).

Ai fini della stabilità d'anima sono predisposti irrigidenti verticali in corrispondenza di ciascun traverso. Questi irrigidenti, insieme al traverso stesso, formano un telaio trasversale che è stato dimensionato per essere sufficientemente rigido da garantire che non si instaurino effetti di instabilità della piattabanda superiore delle travi principali.

4.2 Analisi per fasi della sezione mista acciaio-calcestruzzo

Alla luce delle assunzioni qui sopra, non è stato necessario condurre un'analisi per fasi.

Semplicemente gli elementi metallici sono stati analizzati trascurando la collaborazione della soletta e la soletta è stata analizzata considerando le sue caratteristiche inerziali medie.

4.3 Procedure di verifica

4.3.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche delle travi e dei traversi sono condotte in campo elastico, in termini di stato tensionale. Come riportato al par. 4.2.4.1.2 del DM2008, la verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

4.3.2 Stabilità dei pannelli d'anima

Le verifiche sono eseguite secondo il metodo delle tensioni ridotte (cap. 10 e Annesso B, UNI EN 1993-1-5).

Questo metodo permette di verificare i pannelli d'anima con la formulazione di seguito riportata.

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{id,Ed}}$$
$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$
$$\varphi_p = \frac{1}{2} [1 + \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p]$$
$$\rho = \frac{1}{\varphi_p + \sqrt{\varphi_p^2 - \bar{\lambda}_p}}$$
$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,00$$

dove $\alpha_{ult,k}$ è il moltiplicatore dei carichi di progetto che induce, nel punto più critico del pannello, sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica, α_{cr} è il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che induce nel pannello fenomeni di instabilità, λ_p segnato è la snellezza del pannello, α_p e λ_{p0} segnato sono valutabili attraverso la Tabella B.1 di seguito riportata.

Table B.1: Values for $\bar{\lambda}_{p0}$ and α_p

| Product | predominant buckling mode | α_p | $\bar{\lambda}_{p0}$ |
|-----------------------|---------------------------------|------------|----------------------|
| hot rolled | direct stress for $\psi \geq 0$ | 0,13 | 0,70 |
| | direct stress for $\psi < 0$ | | 0,80 |
| | shear transverse stress | | |
| welded or cold formed | direct stress for $\psi \geq 0$ | 0,34 | 0,70 |
| | direct stress for $\psi < 0$ | | 0,80 |
| | shear transverse stress | | |

Per il calcolo del moltiplicatore critico α_{cr} , si utilizza un programma ad elemento finiti (EBPlate). Nel dettaglio, all'interno del programma si inseriscono le caratteristiche geometriche del pannello, le caratteristiche geometriche degli irrigidenti, le tensioni di progetto al lembo sinistro e destro del pannello e il programma calcola automaticamente il moltiplicatore critico sulla base delle deformate modali.

La verifica così impostata permette non solo di verificare la stabilità del pannello d'anima, ma anche di verificare che gli irrigidenti, inseriti all'interno del programma FEM, possiedano un adeguato livello di rigidità.

In ogni caso, le verifiche di stabilità dell'anima sono state effettuate anche attraverso norme di comprovata validità come la CNR 10011, largamente utilizzata in passato in ambito progettuale, mentre il predimensionamento degli irrigidenti è stato effettuato attraverso la CNR 10030.

5 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008".
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di progettazione RFI – Parte II – Sezione 2 - Ponti e strutture

Eventuali riferimenti a normative specifiche di comprovata validità, in accordo con quanto prescritto dal DM2008, saranno specificati nei relativi paragrafi.

6 **SOFTWARE**

I modelli di calcolo ad elementi finiti sono stati implementati attraverso i seguenti software, di cui si riportano le licenze.

- SAP2000 24 Plus International – Cloud, Version 24.1.0
ACTIVATION KEY 8502D1A8-****_****_****_***** (IRON INGEGNERIA SRL)
- SAP2000 24 Plus International – Cloud, Version 24.1.0
ACTIVATION KEY 8502D1A8-****_****_****_***** (IRON INGEGNERIA SRL)

7 MATERIALI

7.1 Acciaio laminato per impiego strutturale S355

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

| Norme e qualità degli acciai | Spessore nominale dell'elemento | | | |
|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | t ≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 80 mm | |
| | f _{yk} [N/mm ²] | f _{tk} [N/mm ²] | f _{yk} [N/mm ²] | f _{tk} [N/mm ²] |
| UNI EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 420 | 550 |
| UNI EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| UNI EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| UNI EN 10025-5 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

| | |
|---|------------------------|
| Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4 | γ _{M0} = 1,05 |
| Resistenza all'instabilità delle membrature | γ _{M1} = 1,05 |
| Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari | γ _{M1} = 1,10 |
| Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) | γ _{M2} = 1,25 |

$$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa} \quad \text{per spessori } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} \geq 335 \text{ MPa} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 319.0 \text{ MPa} \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$$

7.1 Bulloni

Classe 10.9 f_{yb} = 1000 MPa f_{yb,Rd} = f_{yb} / γ_{M2} = 800 MPa

Nei calcoli, conservativamente, verranno considerati bulloni classe 8.8.

Classe 8.8 f_{yb} = 800 MPa f_{yb,Rd} = f_{yb} / γ_{M2} = 640 MPa

7.2 Pioli

Pioli tipo Nelson f_{tk} = 450 MPa f_{td} = f_{tk} / γ_V = 360 MPa (γ_V = 1.25)

7.3 Calcestruzzo C32/40

$$\gamma_c = 1.50 \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad f_{ck} = 33.20 \text{ MPa} \quad f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$$

7.4 Acciaio per barre di armatura B450C

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_{yk} = 450 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 391.3 \text{ Mpa}$$

7.5 Acciaio per lamiere grecate S280GD

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_{yk} = 280 \text{ MPa} \quad f_{yd} = 243.5 \text{ Mpa}$$

8 ANALISI DEI CARICHI

I carichi sono stati applicati al modello f.e.m. come segue:

- Peso proprio della struttura assegnato automaticamente agli elementi modellati
- Sovraccarichi permanenti e accidentali verticali applicati agli elementi shell di soletta (come detto, per l'analisi degli elementi metallici questi elementi sono stati modellati come soli ripartitori di carico senza contributo alla rigidezza globale)
- Azioni orizzontali da vento applicate agli elementi frame delle travi

Come riportato al par. 5.1.3 del DM2008, le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da folla ed il transito di veicoli di servizio;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

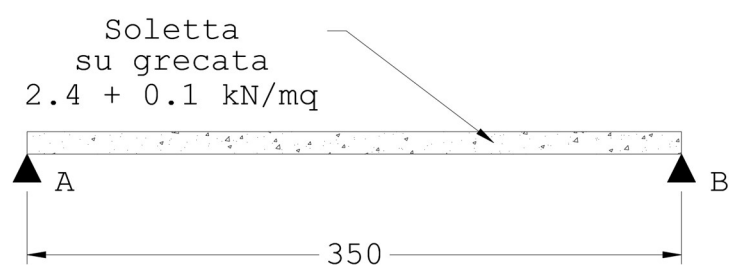
8.1 Azioni permanenti

8.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali g_1

Si considerano agenti il peso proprio della struttura metallica, delle lamiere grecate e del getto della soletta ancora inerte.

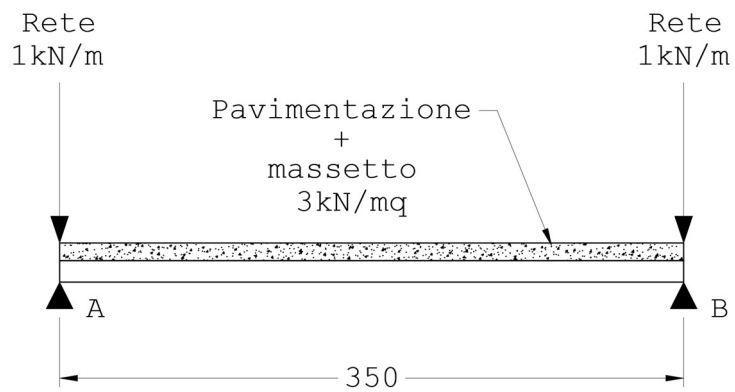
Il peso della struttura in acciaio viene assegnato in automatico al modello di calcolo sulla base delle aree degli elementi principali che la costituiscono, incrementato con opportuni coefficienti che tengono debito conto degli elementi secondari.

Il peso delle lamiere grecate e del getto di soletta è applicato sugli elementi shells rappresentativi della soletta in maniera uniforme.



8.1.2 Carichi permanenti portati g2

I carichi agenti sono i permanenti portati rappresentati qui sotto.



8.2 Deformazioni impresse

8.2.1 Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2

La valutazione del ritiro e dei coefficienti di omogeneizzazione viene eseguita secondo quanto riportato ai par. 11.2.10.6 e 11.2.10.7 del DM2008.

| Valutazione del ritiro | | |
|--|------------------------|----------------------|
| Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo | R_{ck} | 40 MPa |
| Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo | f_{ck} | 33.2 MPa |
| Resistenza media cilindrica del calcestruzzo | f_{cm} | 41.2 MPa |
| Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo | E_{cm} | 33643 MPa |
| Modulo elastico dell'acciaio | E_s | 210000 MPa |
| Area della sezione in calcestruzzo | A_c | 3360 cm ² |
| Perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria | u | 350 cm |
| Dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c/u$ | h_0 | 192 mm |
| Parametro k_h | k_h | 0.78 - |
| Umidità Relativa | U.R. | 75 % |
| Deformazione da ritiro per essiccamento | ϵ_{c0} | -0.000300 - |
| Deformazione per ritiro da essiccamento | $\epsilon_{cd,\infty}$ | -0.000233 - |
| Deformazione per ritiro autogeno | $\epsilon_{ca,\infty}$ | -0.000058 - |
| Deformazione totale da ritiro | ϵ_{cs} | -0.000291 - |
| Valutazione della viscosità | | |
| Tempo di messa in carico | t_0 | 60 giorni |
| Coefficiente di viscosità | $\phi(\infty, t_0)$ | 1.77 - |
| Valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione | | |
| Coeff. di omogeneizzazione n - fase 2 ($n_{fase3} \times (1+\phi(\infty, t_0))$) | n_{fase2} | 17.30 - |
| Modulo elastico del calcestruzzo in fase 2 | $E_{cm, fase2}$ | 12137 MPa |
| Coeff. di omogeneizzazione n - fase 3 | n_{fase3} | 6.24 - |

L'azione da ritiro viene applicata direttamente agli elementi rappresentativi della soletta, attraverso una variazione termica ΔT che rappresenta la deformazione indotta dal ritiro, determinata dal rapporto tra la deformazione totale da ritiro ed il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo, pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Il ΔT applicato è dunque pari a: $-29.1 \text{ } ^\circ\text{C}$

8.2.2 Cedimenti vincolari ϵ_4

Trattandosi di un impalcato con due soli allineamenti di appoggio la struttura risulta isostatica.

Eventuali cedimenti vincolari non inducono forze nelle sezioni strutturali.

I cedimenti calcolati sono riportati comunque nelle relazioni di calcolo delle sottostrutture e, vista la modesta entità dei carichi verticali in gioco, risultano estremamente contenuti.

8.3 Azioni variabili da folla

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 del DM2008, per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 5.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5 \text{ kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

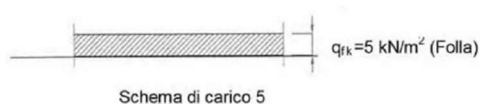


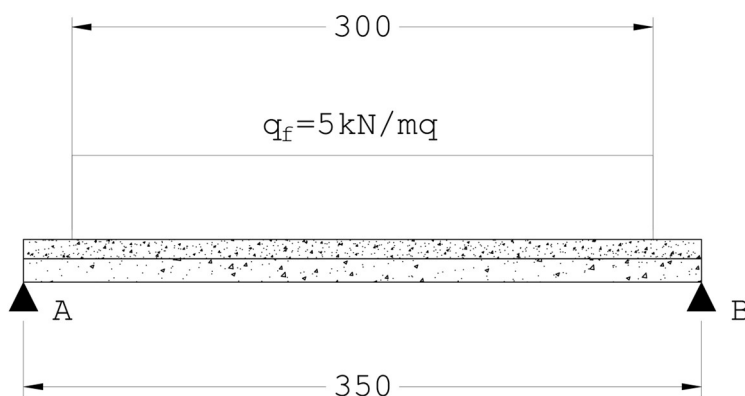
Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

L'applicazione dei carichi al modello ad elementi finiti è stata effettuata caricando gli elementi shell con secondo le disposizioni longitudinali e trasversali sotto illustrate.

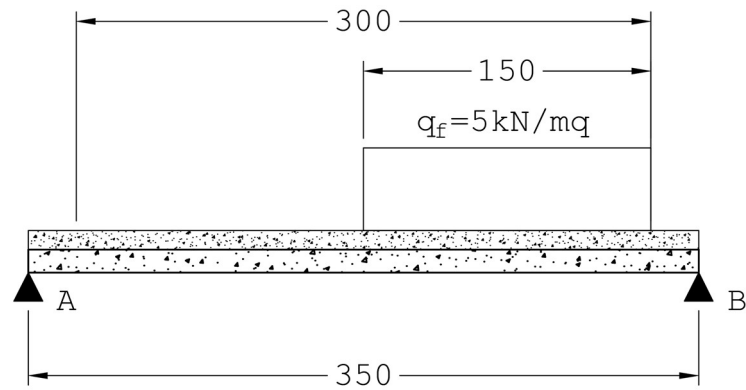
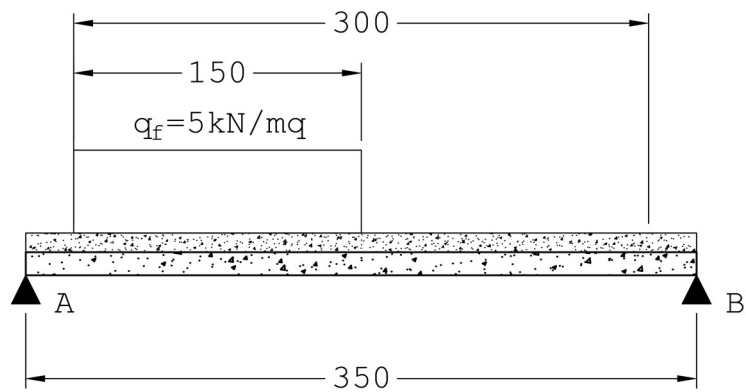
Nel seguito si riportano le varie condizioni di carico considerate che permettono di massimizzare il carico sull'intero impalcato, sulle singole travi e/o gli squilibri di carico.

8.3.1 Disposizione trasversale dei carichi

Per i massimi carichi verticali sugli appoggi ed e le massime sollecitazioni compressive sull'impalcato si carica completamente la larghezza libera calpestabile di 3m.



Per massimizzare lo squilibrio tra le due fiancate del ponte sono state inoltre modellate ulteriori due condizioni di carico, qui sotto illustrate:



8.3.2 Disposizione longitudinale

Sono state per ciascuna delle disposizioni trasversali sopra illustrate, sono state considerate tre possibili distribuzioni longitudinali:

- Impalcato caricato per tutta la sua lunghezza – Massimo carico verticale sulla pila
- Solo sbalzo caricato – Minimo carico verticale sulla spalla – Massimo momento negativo in pila
- Solo campata caricata – Massimo carico verticale su spalla – Massimo momento positivo in campata

8.4 Veicolo di servizio per impalcati di 3a categoria

In accordo al par. C5.1.4.9 della Circolare, è stata considerata, in alternativa allo “Schema di carico 4” sopra descritto, la presenza di un mezzo di servizio costituito da due assi di peso $Q_{sv1}=40$ kN e $Q_{sv2}=80$ kN, comprensivi degli effetti dinamici. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20cm.

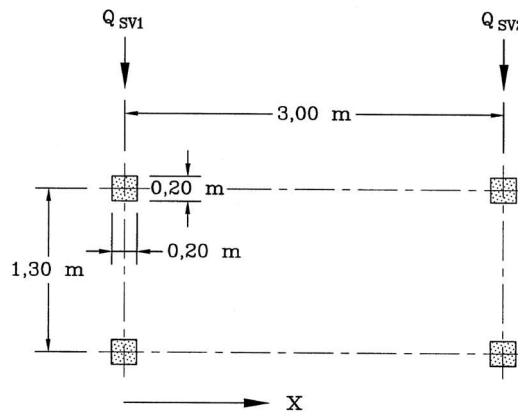


Figura C5.1.2 Veicolo di servizio per ponti di 3^a categoria

8.4.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q3

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3 è calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo della circolare sopra citato: “A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.”

$$Q_{fren} = 0.60 \times 120 \text{ kN} = 72 \text{ kN}$$

8.4.2 Azione centrifuga q4

Essendo l'impalcato rettilineo non è stato necessario considerare la presenza di azioni centrifughe associate al transito del veicolo di servizio.

8.5 Azione del vento q5

In accordo al par. 5.1.3.7 del DM2008, il carico da neve si considera non concomitante con i carichi da affollamento e risulta pertanto non significativo.

L'azione del vento viene valutata secondo quanto riportato ai par. 5.1.3.7 e 3.3 del DM2008.

8.5.1 Vento in esercizio sull'impalcato

Il coefficiente di pressione è stato valutato secondo quanto riportato al par. C3.3.10.4.1 della Circolare, tenendo conto, inoltre, delle considerazioni in merito al caso di più travi disposte parallelamente riportate al par. C3.3.10.4.2.

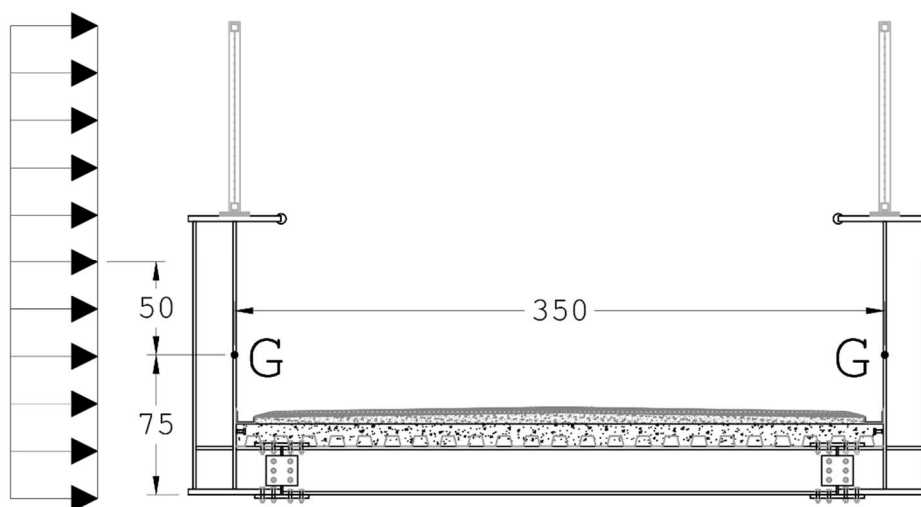
| Valutazione della velocità di riferimento | | |
|--|----------------|-------------------------------|
| Zona di riferimento | | 1 - |
| Altitudine sul livello del mare | a_s | 220.0 m |
| Coefficiente di altitudine | c_a | 1.00 - |
| Velocità base di riferimento al livello del mare | $v_{b,0}$ | 25 m/s |
| | a_0 | 1000 m |
| | k_s | 0.4 - |
| Velocità base di riferimento | v_b | 25.0 m/s |
| Periodo di ritorno | T_R | 50 anni |
| Coefficiente di ritorno | c_r | 1.00 - |
| Velocità di riferimento | v_r | 25.0 m/s |
| Valutazione della pressione del vento | | |
| Densità dell'aria | ρ | 1.25 kg/m ³ |
| Pressione cinetica di riferimento | q_r | 391.2 N/m ² |
| Classe di rugosità | | B - |
| Categoria di esposizione | | 4 - |
| | k_r | 0.22 - |
| | z_0 | 0.30 m |
| | z_{min} | 8.00 m |
| Coefficiente di topografia | $c_t(z)$ | 1 - |
| | $c_t(z_{min})$ | 1 - |
| Altezza sul suolo | z | 8.50 < 200 m |
| Coefficiente dinamico | c_d | 1.00 - |
| Coefficiente di esposizione | $c_e(z)$ | 1.67 - |
| Coefficiente di pressione | c_p | 1.4 - |
| Pressione del vento | p | 0.92 kN/m ² |

In maniera estremamente cautelativa si è considerato che il metro di rete posto al di sopra delle piattabande

| Calcolo della pressione sulle travi | | |
|---|--------------------------|------------------------|
| Altezza travi | | 2.50 m |
| Numero di travi | | 2 - |
| Interasse travi | | 3.50 m |
| Altezza soletta + cordolo | | 0.00 m |
| Altezza barriere | | 0.00 m |
| Numero di barriere | | 0 - |
| Distanza barriere | | 0.00 m |
| Pressione di picco su prima trave | | 0.92 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per seconda trave | μ | 0.20 - |
| Pressione di picco su seconda trave | | 0.18 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per terza trave | μ | - |
| Pressione di picco su terza trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per quarta trave | μ | - |
| Pressione di picco su quarta trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per quinta trave | μ | - |
| Pressione di picco su quinta trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per sesta trave | μ | - |
| Pressione di picco su sesta trave | | kN/m ² |
| Pressione di picco su barriera sopravento | | 0.00 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per seconda barriera | μ | 0.00 - |
| Pressione di picco su seconda barriera | | 0.00 kN/m ² |
| Calcolo dell'azione complessiva da vento | | |
| Pressione sopravento | P ₁ | 0.92 kN/m ² |
| Pressione seconda trave | P ₂ | 0.18 kN/m ² |
| Pressione terza trave | P ₃ | kN/m ² |
| Pressione quarta trave | P ₄ | kN/m ² |
| Pressione quinta trave | P ₅ | kN/m ² |
| Pressione sesta trave | P ₆ | kN/m ² |
| Azione sopravento a metro di struttura | q _{w,1} | 2.29 kN/m |
| Azione a metro di struttura su seconda trave | q _{w,2} | 0.46 kN/m |
| Azione a metro di struttura su terza trave | q _{w,3} | kN/m |
| Azione a metro di struttura su quarta trave | q _{w,4} | kN/m |
| Azione a metro di struttura su quinta trave | q _{w,5} | kN/m |
| Azione a metro di struttura su sesta trave | q _{w,5} | kN/m |
| Azione totale del vento a metro di struttura | q_{w,tot} | 2.75 kN/m |

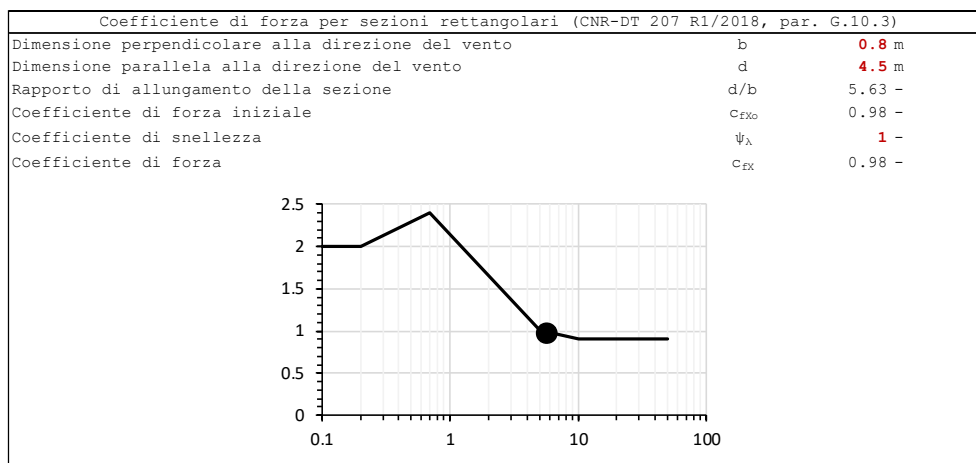
Al carico orizzontale si aggiunge l'azione torcente dovuta all'eccentricità del punto di applicazione del carico dal baricentro della sezione mista. Tale azione torcente si scompone in carichi verticali sulle travi esterne di verso opposto ed entità pari a:

$$q_{w,tor} = q_{w,tot} \times \text{braccio} / (2 \times i_{travi}) = 2.75 \text{ kN/m} \times 0.50 \text{ m} / 3.50 \text{ m} = 0.40 \text{ kN/m}$$



8.5.2 Vento in esercizio sulla pila

Il coefficiente di pressione, non essendoci precise indicazioni sul DM2008, è stato calcolato attraverso la norma CNR-DT 207 R1/2018.



| Valutazione della velocità di riferimento | | |
|--|----------------|------------------------|
| Zona di riferimento | | 1 - |
| Altitudine sul livello del mare | a_s | 220.0 m |
| Coefficiente di altitudine | c_a | 1.00 - |
| Velocità base di riferimento al livello del mare | $v_{b,0}$ | 25 m/s |
| | a_0 | 1000 m |
| | k_s | 0.4 - |
| Velocità base di riferimento | v_b | 25.0 m/s |
| Periodo di ritorno | T_R | 50 anni |
| Coefficiente di ritorno | c_r | 1.00 - |
| Velocità di riferimento | v_r | 25.0 m/s |
| Valutazione della pressione del vento | | |
| Densità dell'aria | ρ | 1.25 kg/m ³ |
| Pressione cinetica di riferimento | q_r | 391.2 N/m ² |
| Classe di rugosità | | B - |
| Categoria di esposizione | | 4 - |
| | k_r | 0.22 - |
| | z_0 | 0.30 m |
| | z_{min} | 8.00 m |
| Coefficiente di topografia | $c_t(z)$ | 1 - |
| | $c_t(z_{min})$ | 1 - |
| Altezza sul suolo | z | 8.5 < 200 m |
| Coefficiente dinamico | c_d | 1.00 - |
| Coefficiente di esposizione | $c_e(z)$ | 1.67 - |
| Coefficiente di forza | c_{fx} | 0.98 - |
| Dimensione caratteristica | b | 0.80 m |
| Forza del vento lungo lo sviluppo dell'elemento | q | 0.51 kN/m |

8.5.3 Vento in fase di montaggio sull'impalcato

Si considera un periodo di ritorno pari a 10 anni.

| Valutazione della velocità di riferimento | | |
|--|----------------|-------------------------------|
| Zona di riferimento | | 1 - |
| Altitudine sul livello del mare | a_s | 220.0 m |
| Coefficiente di altitudine | C_a | 1.00 - |
| Velocità base di riferimento al livello del mare | $v_{b,0}$ | 25 m/s |
| | a_0 | 1000 m |
| | k_s | 0.4 - |
| Velocità base di riferimento | v_b | 25.0 m/s |
| Periodo di ritorno | T_R | 10 anni |
| Coefficiente di ritorno | C_r | 0.90 - |
| Velocità di riferimento | v_r | 22.6 m/s |
| Valutazione della pressione del vento | | |
| Densità dell'aria | ρ | 1.25 kg/m ³ |
| Pressione cinetica di riferimento | q_r | 318.6 N/m ² |
| Classe di rugosità | | B - |
| Categoria di esposizione | | 4 - |
| | k_r | 0.22 - |
| | z_0 | 0.30 m |
| | z_{min} | 8.00 m |
| Coefficiente di topografia | $C_t(z)$ | 1 - |
| | $C_t(z_{min})$ | 1 - |
| Altezza sul suolo | z | 8.50 < 200 m |
| Coefficiente dinamico | C_d | 1.00 - |
| Coefficiente di esposizione | $C_e(z)$ | 1.67 - |
| Coefficiente di pressione | C_p | 1.4 - |
| Pressione del vento | p | 0.75 kN/m ² |

| Calcolo della pressione sulle travi | | |
|---|-------------------------------|------------------------|
| Altezza travi | | 1.50 m |
| Numero di travi | | 2 - |
| Interasse travi | | 3.50 m |
| Altezza soletta + cordolo | | 0.00 m |
| Altezza barriere | | 0.00 m |
| Numero di barriere | | 0 - |
| Distanza barriere | | 0.00 m |
| Pressione di picco su prima trave | | 0.75 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per seconda trave | μ | 0.29 - |
| Pressione di picco su seconda trave | | 0.22 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per terza trave | μ | - |
| Pressione di picco su terza trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per quarta trave | μ | - |
| Pressione di picco su quarta trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per quinta trave | μ | - |
| Pressione di picco su quinta trave | | kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per sesta trave | μ | - |
| Pressione di picco su sesta trave | | kN/m ² |
| Pressione di picco su barriera sopravento | | 0.00 kN/m ² |
| Coefficiente di riduzione per seconda barriera | μ | 0.00 - |
| Pressione di picco su seconda barriera | | 0.00 kN/m ² |
| Calcolo dell'azione complessiva da vento | | |
| Pressione sopravento | P_1 | 0.75 kN/m ² |
| Pressione seconda trave | P_2 | 0.22 kN/m ² |
| Pressione terza trave | P_3 | kN/m ² |
| Pressione quarta trave | P_4 | kN/m ² |
| Pressione quinta trave | P_5 | kN/m ² |
| Pressione sesta trave | P_6 | kN/m ² |
| Azione sopravento a metro di struttura | $q_{w,1}$ | 1.12 kN/m |
| Azione a metro di struttura su seconda trave | $q_{w,2}$ | 0.32 kN/m |
| Azione a metro di struttura su terza trave | $q_{w,3}$ | kN/m |
| Azione a metro di struttura su quarta trave | $q_{w,4}$ | kN/m |
| Azione a metro di struttura su quinta trave | $q_{w,5}$ | kN/m |
| Azione a metro di struttura su sesta trave | $q_{w,5}$ | kN/m |
| Azione totale del vento a metro di struttura | $q_{w,tot}$ | 1.44 kN/m |

8.6 Azioni della temperatura q6

Si fa riferimento a quanto previsto dal DM2008 al paragrafo 5.2.2.5 e riportato in maniera identica sul MdP RFI.

L'azione termica è stata applicata attraverso una componente uniforme (termica uniforme) e una componente differenziale (delta termico tra struttura metallica e piattaforma in calcestruzzo armato).

Si noti che, essendo lo schema statico isostatico, una variazione lineare variabile sull'altezza della sezione delle travi non comporterebbe stati di sollecitazione ma sole deformazioni della struttura.

8.6.1 Variazione termica uniforme

In accordo con quanto definito dalla norma DM2008, al paragrafo 5.2.2.5.2, per impalcati in solo acciaio la variazione termica uniforme da considerare è pari a ± 25 °C.

Tale valore sarà incrementato del 50%, per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi di appoggio.

8.6.2 Variazione termica differenziale

In accordo con quanto definito dalla norma DM2008, al paragrafo 5.2.2.5.2, per impalcati in sezione mista la variazione termica differenziale da considerare è pari a ± 5 °C. Qui sotto un estratto:

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

8.6.3 Combinazione degli effetti uniformi e differenziali

In accordo con quanto riportato al par. 6.1.5 della UNI EN 1991-1-5, la simultaneità delle componenti uniformi e differenziali è stata considerata come segue.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (oppure } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (oppure } \Delta T_{N,con}) \quad (6.3)$$

oppure

$$\omega_N \Delta T_{M,heat} \text{ (oppure } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (oppure } \Delta T_{N,con}) \quad (6.4)$$

dove si raccomanda di scegliere l'effetto più gravoso.

Nota 1 L'appendice nazionale può specificare i valori numerici di ω_N e ω_M . Se non sono disponibili altre informazioni, i valori raccomandati per ω_N e ω_M sono:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

8.7 Resistenze passive dei vincoli q7

Secondo le indicazioni del par. 5.1.3.9 del DM2008, nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze passive dei vincoli.

In maniera cautelativa, viste le modeste pressioni in gioco tra acciaio e PTFE, si considerano i seguenti coefficienti di attrito statico:

- Carichi permanenti $\mu_{perm} = 8\%$
- Carichi accidentali $\mu_{acc} = 6\%$

8.8 Azioni sismiche q6

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 14.01.2008.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 14.01.2008, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_r(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafico

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\xi = 1$ per $\xi = 5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui:

Cc: coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), e intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella (dal paragrafo 2.5.1.1.1 del MdP RFI).

| TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾ | Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾ |
|--|--|
| OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h) | 50 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h | 75 |
| ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h | 100 |
| OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m | ≥ 100 ⁽²⁾ |
| (1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE. | |

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Per l'opera in oggetto, essendo l'azione sismica "non dimensionante", si considera cautelativamente una vita nominale $V_N = 100$ anni.

Classe d'uso

Il MdP RFI, in accordo con le NTC08, prevede la scelta della classe d'uso secondo il prospetto di seguito:

| TIPO DI COSTRUZIONE | Classe d'uso | Coefficiente d'uso [CU] |
|--|--------------|-------------------------|
| GRANDI STAZIONI | C IV | 2,00 |
| OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA | C III | 1,50 |
| ALTRE OPERE D'ARTE | C II | 1,00 |

Per l'opera in oggetto si considera una classe d'uso III normalmente utilizzato per gli impalcati da ponte.

Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_u | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 1.50 = 150$ anni.

Stato limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

| Stati Limite | | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R |
|---------------------------|-----|--|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del D.M. 14.01.2008 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato.

Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite, per l'opera oggetto di analisi.

Latitudine: 45.6374

Longitudine: 9.1596

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_o [-] | T_C^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 90 | 0.028 | 2.581 | 0.205 |
| SLD | 151 | 0.033 | 2.615 | 0.225 |
| SLV | 1424 | 0.062 | 2.724 | 0.306 |
| SLC | 2475 | 0.071 | 2.772 | 0.317 |

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$, ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| C | <i>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 $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| E | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i> |

Si considera una categoria B di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

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

Nel caso in esame (cat B) risulta $S_s = 1.20$ e $C_c = 1.00$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|--|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

Nel caso in esame risulta $S_T = 1.00$.

Spettri di risposta elastici

Conformemente con quanto prescritto dalla normativa di riferimento DM 14.01.2008, le sottostrutture in oggetto sono calcolate in campo elastico ($q = 1$).

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per le componenti orizzontali e verticale.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0.062 g |
| F_o | 2.724 |
| T_C^* | 0.306 s |
| S_S | 1.200 |
| C_C | 1.394 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1.200 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.142 s |
| T_C | 0.426 s |
| T_D | 1.846 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
| | 0.000 | 0.074 |
| $T_B \leftarrow$ | 0.142 | 0.201 |
| $T_C \leftarrow$ | 0.426 | 0.201 |
| | 0.494 | 0.174 |
| | 0.562 | 0.153 |
| | 0.629 | 0.136 |
| | 0.697 | 0.123 |
| | 0.764 | 0.112 |
| | 0.832 | 0.103 |
| | 0.900 | 0.095 |
| | 0.967 | 0.089 |
| | 1.035 | 0.083 |
| | 1.103 | 0.078 |
| | 1.170 | 0.073 |
| | 1.238 | 0.069 |
| | 1.305 | 0.066 |
| | 1.373 | 0.063 |
| | 1.441 | 0.060 |
| | 1.508 | 0.057 |
| | 1.576 | 0.054 |
| | 1.644 | 0.052 |
| | 1.711 | 0.050 |
| | 1.779 | 0.048 |
| $T_D \leftarrow$ | 1.846 | 0.047 |
| | 1.949 | 0.042 |
| | 2.052 | 0.038 |
| | 2.154 | 0.034 |
| | 2.257 | 0.031 |
| | 2.359 | 0.028 |
| | 2.462 | 0.026 |
| | 2.564 | 0.024 |
| | 2.667 | 0.022 |
| | 2.769 | 0.021 |
| | 2.872 | 0.019 |
| | 2.975 | 0.018 |
| | 3.077 | 0.017 |
| | 3.180 | 0.016 |
| | 3.282 | 0.015 |
| | 3.385 | 0.014 |
| | 3.487 | 0.013 |
| | 3.590 | 0.012 |
| | 3.692 | 0.012 |
| | 3.795 | 0.012 |
| | 3.897 | 0.012 |
| | 4.000 | 0.012 |

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_{qv} | 0.021 g |
| S_S | 1.000 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.500 |
| T_B | 0.050 s |
| T_C | 0.150 s |
| T_D | 1.000 s |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|-------|
| F_v | 0.913 |
| S | 1.000 |
| η | 0.667 |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

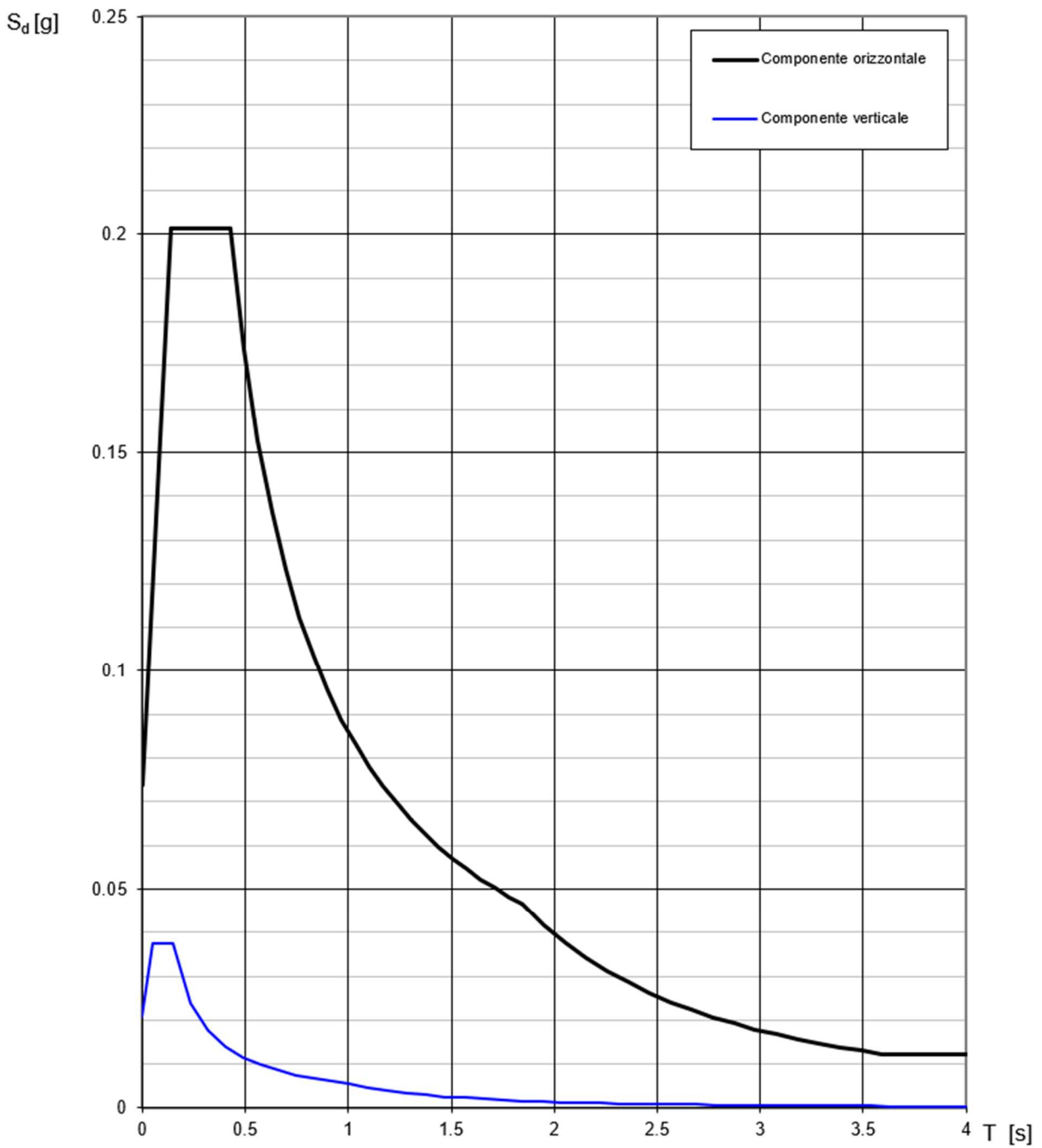
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
| | 0.000 | 0.021 |
| $T_B \leftarrow$ | 0.050 | 0.037 |
| $T_C \leftarrow$ | 0.150 | 0.037 |
| | 0.235 | 0.024 |
| | 0.320 | 0.018 |
| | 0.405 | 0.014 |
| | 0.490 | 0.011 |
| | 0.575 | 0.010 |
| | 0.660 | 0.009 |
| | 0.745 | 0.008 |
| | 0.830 | 0.007 |
| | 0.915 | 0.006 |
| $T_D \leftarrow$ | 1.000 | 0.006 |
| | 1.094 | 0.005 |
| | 1.188 | 0.004 |
| | 1.281 | 0.003 |
| | 1.375 | 0.003 |
| | 1.469 | 0.003 |
| | 1.563 | 0.002 |
| | 1.656 | 0.002 |
| | 1.750 | 0.002 |
| | 1.844 | 0.002 |
| | 1.938 | 0.001 |
| | 2.031 | 0.001 |
| | 2.125 | 0.001 |
| | 2.219 | 0.001 |
| | 2.313 | 0.001 |
| | 2.406 | 0.001 |
| | 2.500 | 0.001 |
| | 2.594 | 0.001 |
| | 2.688 | 0.001 |
| | 2.781 | 0.001 |
| | 2.875 | 0.001 |
| | 2.969 | 0.001 |
| | 3.063 | 0.001 |
| | 3.156 | 0.001 |
| | 3.250 | 0.001 |
| | 3.344 | 0.001 |
| | 3.438 | 0.000 |
| | 3.531 | 0.000 |
| | 3.625 | 0.000 |
| | 3.719 | 0.000 |
| | 3.813 | 0.000 |
| | 3.906 | 0.000 |
| | 4.000 | 0.000 |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Modalità di valutazione degli effetti

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle masse corrispondenti ai pesi propri delle strutture e di tutti gli arredi presenti (par. 5.1.3.8 e par. 3.2.4 DM 14/01/2008).

Infine, si precisa che:

- al fine della valutazione della risposta dinamica, vengono considerati un numero di modi di vibrare tale che la somma delle masse attivate sia pari almeno all'85% della massa totale (nella fattispecie sono state considerate le prime 100 forme modali);
- per le combinazioni degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo;

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti di accelerazione orizzontali e per la componente verticale; gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono poi combinati applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni di carico sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM2008, di cui si riporta un estratto.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} e quelli dei coefficienti di combinazione ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.1.3.12 del DM2008. Di seguito si riportano le tabelle di riferimento.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

| | | Carichi sulla carreggiata | | | | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili |
|--------------------|---|----------------------------------|--|-----------------------|------------------------|---|
| | | Carichi verticali | | Carichi orizzontali | | Carichi verticali |
| Gruppo di azioni | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura q_3 | Forza centrifuga q_4 | Carico uniformemente distribuito |
| 1 | Valore caratteristico | | | | | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ² |
| 2 a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2 b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 ^(*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² |
| 4 ^(**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² |
| 5 ^(***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|--------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Carichi variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 1}$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combinazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequenti) | Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti) |
|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV) | Schema 1 (Carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | ---- | 0,75 | 0,0 |
| Vento q_5 | Vento a ponte scarico | | | |
| | SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | Esecuzione | 0,8 | ---- | 0,0 |
| | Vento a ponte carico | 0,6 | | |
| Neve q_5 | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | T_k | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

NOTA BENE

Per quanto riguarda i carichi permanenti portati g_2 , è stato scelto un coefficiente γ_{G2} pari a 1.35/1.00 in quanto risultano compiutamente definiti.

I casi di carico che figurano nelle combinazioni sopra riportate, fanno riferimento alle seguenti azioni.

| CASI DI CARICO | | |
|------------------|------------------------------------|---|
| Sigla | Tipologia | Descrizione |
| G ₁ | Carichi permanenti strutturali | Peso proprio travi + soletta (impalcato); peso proprio spalla |
| G ₂ | Carichi permanenti non strutturali | Pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili |
| G ₃ | Spinta delle terre | Spinta del terreno a tergo spalla; Peso proprio del rinterro tra i muri andatori sul plinto di fondazione |
| E ₁ | Cedimenti vincolari | Cedimenti vincolari |
| E ₂ | Ritiro | Effetti reologici - Ritiro |
| Q ₁ | Folla | Carico verticale della folla compatta |
| Q ₂ | Veicolo di servizio | Carico verticale associato al veicolo di servizio per ponti di 3a categoria |
| Q ₃ | Avviamento/frenatura | Azione variabili da traffico - Azione di frenamento o di accelerazione |
| Q ₄ | Centrifuga | Azione variabili da traffico - Azione centrifuga |
| Q ₅ | Vento | Azione del vento |
| Q _{6.1} | Termica uniforme | Variazione uniforme di temperatura |
| Q _{6.2} | Termica lineare | Variazione lineare della temperatura sull'impalcato |
| E | Urto | Urto da traffico ferroviario |
| Sisma X | Sismica (+/-) | Azione sismica SLV in direzione longitudinale - q = 1.00 |
| Sisma Y | Sismica (+/-) | Azione sismica SLV in direzione trasversale - q = 1.00 |
| Sisma Z | Sismica (+/-) | Azione sismica SLV in direzione verticale - q = 1.00 |

Nelle pagine seguenti, vengono riportati tutti i coefficienti di combinazione (relativi al caso “effetto sfavorevole”) che sono stati utilizzati per le verifiche oggetto di questa relazione.

All’interno di tali tabelle, per i carichi termici, è utilizzata solamente la sigla “Q₆” che fa riferimento alla peggiore combinazione degli effetti dovuti alla variazione termica uniforme ed a quella lineare, ai sensi della UNI EN1991-1-5. In sostanza sarà considerata di volta in volta la più sfavorevole tra le due combinazioni riportate nella tabella qui sotto:

| COMBINAZIONE EFFETTI TERMICI | | |
|------------------------------|------------------|------------------|
| Nome | Q _{6.1} | Q _{6.2} |
| Q ₆ | 1.00 | 0.75 |
| | 0.35 | 1.00 |

Come detto, qui sotto i coefficienti dedotti per ciascuna delle combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali:

| STATO LIMITE ULTIMO (SLU) | | | | | | | | |
|---------------------------|----------|-----------|-----------|------------|------------|----------|------------|------------|
| Nome | SLU1 Gr1 | SLU2 Gr2a | SLU3 Gr2b | SLU4 Gr1 W | SLU5 Gr1 T | SLU6 Gr4 | SLU7 Gr4 W | SLU8 Gr4 T |
| G ₁ | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| G ₂ | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| G ₃ | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| E ₄ | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 |
| E ₂ | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 |
| Q ₁ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.35 | 1.013 | 1.013 |
| Q ₂ | 1.35 | 1.013 | 1.013 | 1.013 | 1.013 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₃ | 0.00 | 1.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₄ | 0.00 | 0.00 | 1.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₅ | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 0.90 |
| Q ₆ | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.50 | 0.90 | 0.90 | 1.50 |
| E | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma X | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Y | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Z | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Per quanto riguarda i gruppi di carico analizzati, come visibile nel prospetto dei coefficienti di combinazioni adottati, le azioni agenti sull'impalcato sono state combinate secondo i gruppi 1, 2 e 4, che danno luogo a sollecitazioni maggiori per le strutture in elevazione e in fondazione.

| SISMA (SLV) | | | |
|----------------|------------|------------|------------|
| Nome | SLV 100% X | SLV 100% Y | SLV 100% Z |
| G ₁ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₃ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₄ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Q ₁ | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₂ | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₃ | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₄ | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₅ | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₆ | 0.50 | 0.50 | 0.50 |
| E | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma X | 1.00 | 0.30 | 0.30 |
| Sisma Y | 0.30 | 1.00 | 0.30 |
| Sisma Z | 0.30 | 0.30 | 1.00 |

| ECCEZIONALE (ECC) | |
|-------------------|------|
| Nome | ECC |
| G ₁ | 1.00 |
| G ₂ | 1.00 |
| G ₃ | 1.00 |
| E ₄ | 1.00 |
| E ₂ | 1.00 |
| Q ₁ | 0.00 |
| Q ₂ | 0.00 |
| Q ₃ | 0.00 |
| Q ₄ | 0.00 |
| Q ₅ | 0.00 |
| Q ₆ | 0.00 |
| E | 1.00 |
| Sisma X | 0.00 |
| Sisma Y | 0.00 |
| Sisma Z | 0.00 |

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia "SLV" che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) e combinato come segue.

$$E_L + 0.3 E_T + 0.3 E_V$$

$$0.3 E_L + E_T + 0.3 E_V$$

$$0.3 E_L + 0.3 E_T + E_V$$

| STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMBINAZIONE RARA (SLE-R) | | | | | | | | |
|---|------------|-------------|-------------|--------------|--------------|------------|--------------|--------------|
| Nome | SLE R1 Gr1 | SLE R2 Gr2a | SLE R3 Gr2b | SLE R4 Gr1 W | SLE R5 Gr1 T | SLE R6 Gr4 | SLE R7 Gr4 W | SLE R8 Gr4 T |
| G ₁ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₃ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₄ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Q ₁ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 |
| Q ₂ | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₃ | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₄ | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₅ | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 0.60 |
| Q ₆ | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 |
| E | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma X | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Y | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Z | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

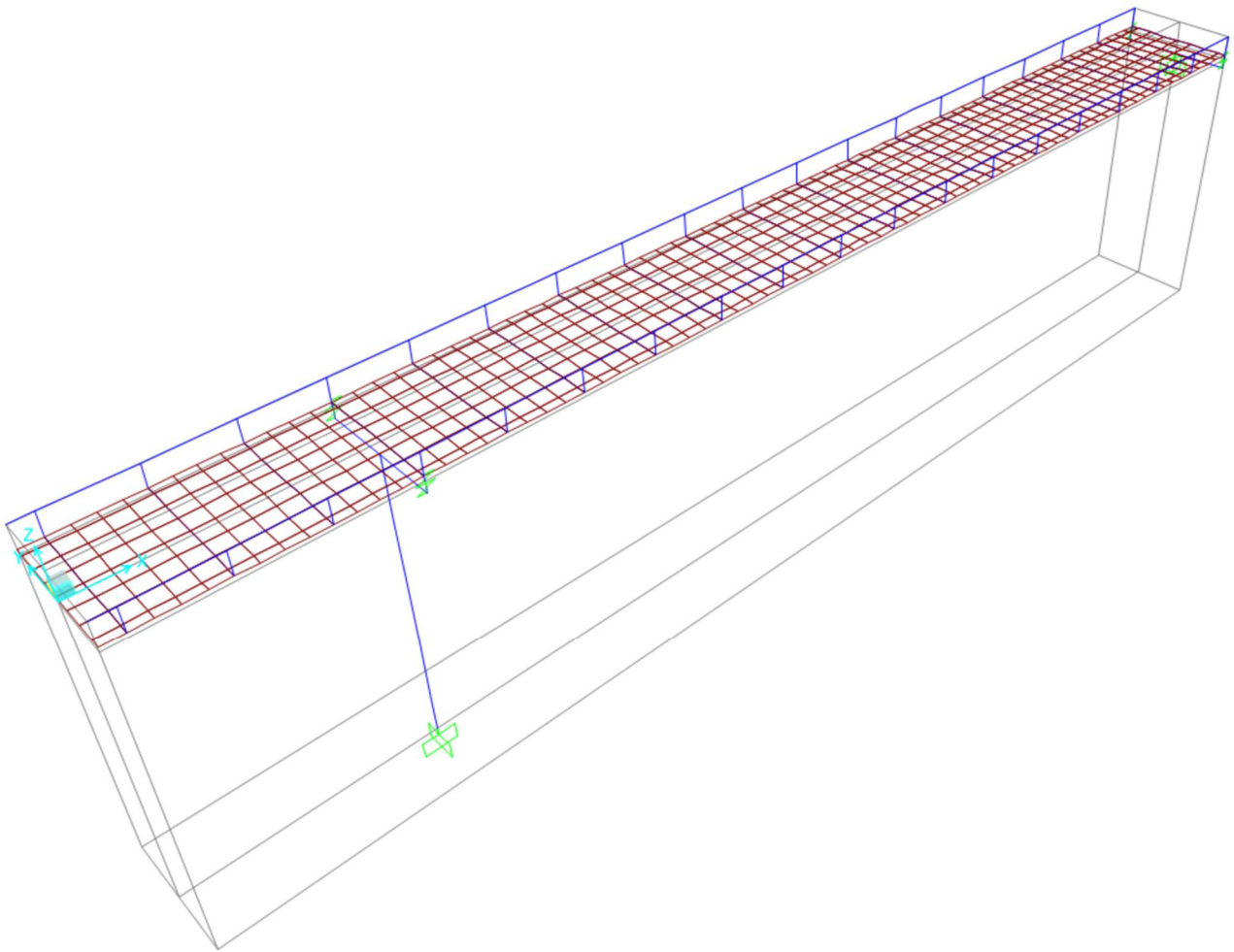
| STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. FREQUENTE (FQ) E QUASI PERMANENTE (QP) | | | | | |
|--|------------|----------|------------|----------|--------|
| Nome | SLE-F1 Gr1 | SLE-F2 T | SLE-F3 Gr4 | SLE-F4 T | SLE-QP |
| G ₁ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| G ₃ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₄ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E ₂ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Q ₁ | 0.00 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₂ | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₃ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₄ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₅ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Q ₆ | 0.50 | 0.60 | 0.50 | 0.60 | 0.50 |
| E | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma X | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Y | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sisma Z | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

10 ANALISI STRUTTURALE

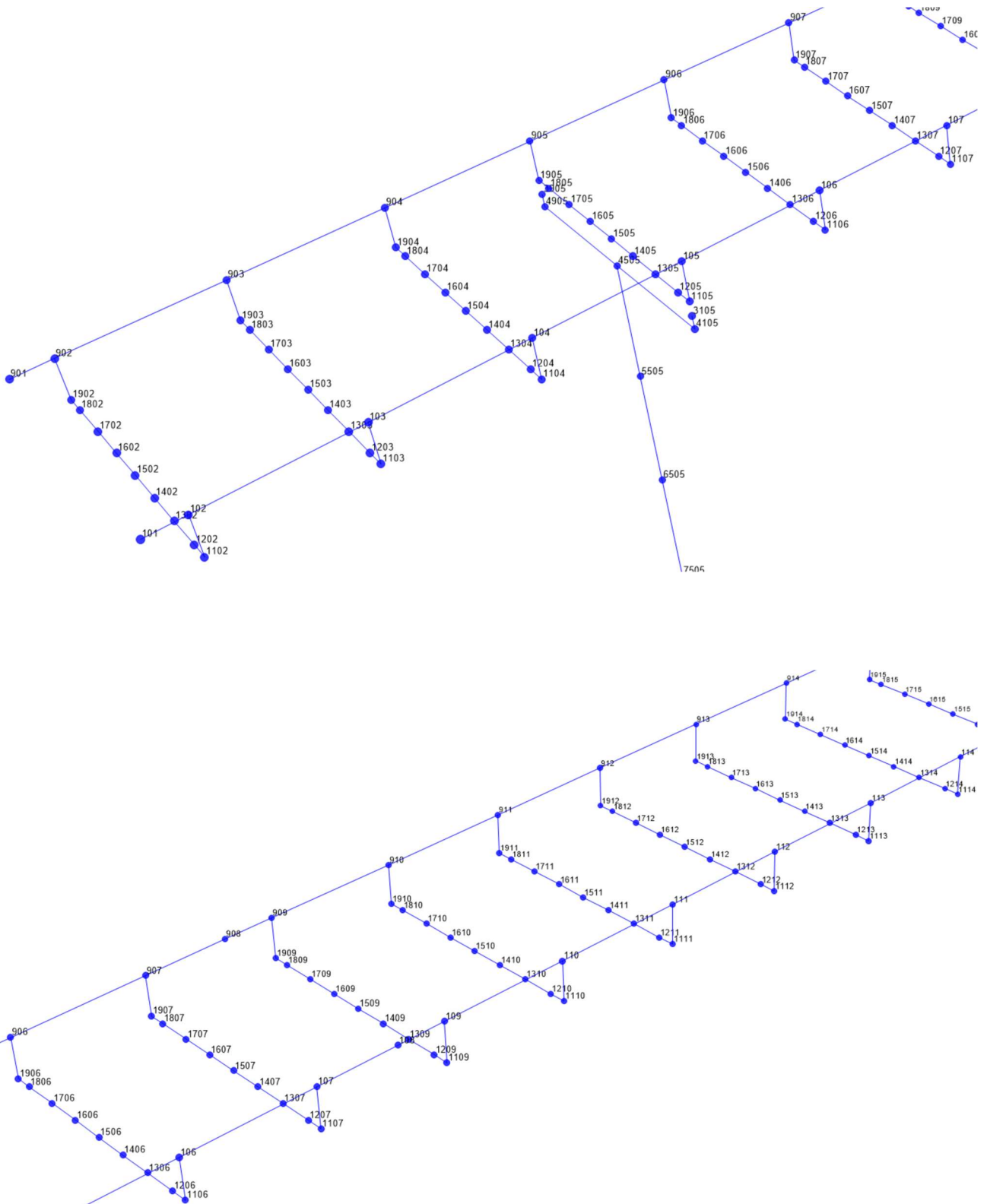
L'analisi strutturale è stata condotta secondo il metodo elastico. Tale metodo è applicato in conformità alle prescrizioni del DM2008, paragrafi 4.2.3.2 e 4.2.3.3.

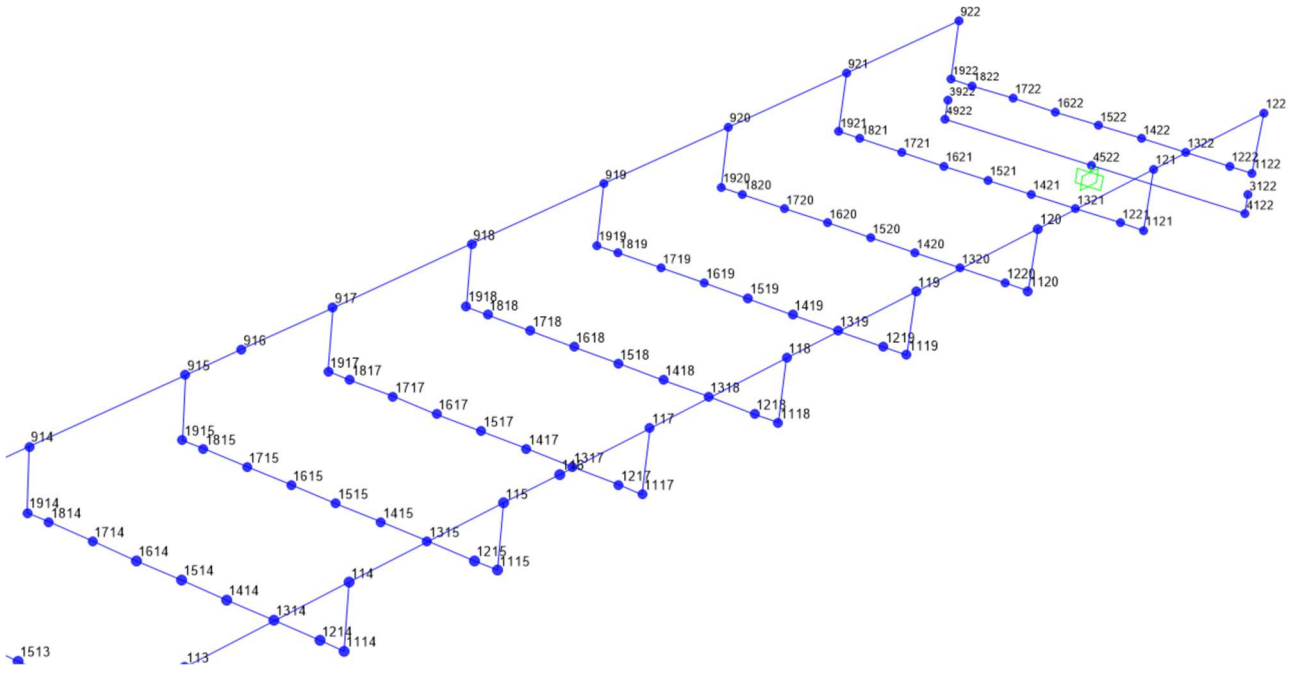
10.1 Modello di calcolo

10.1.1 Modello 3D

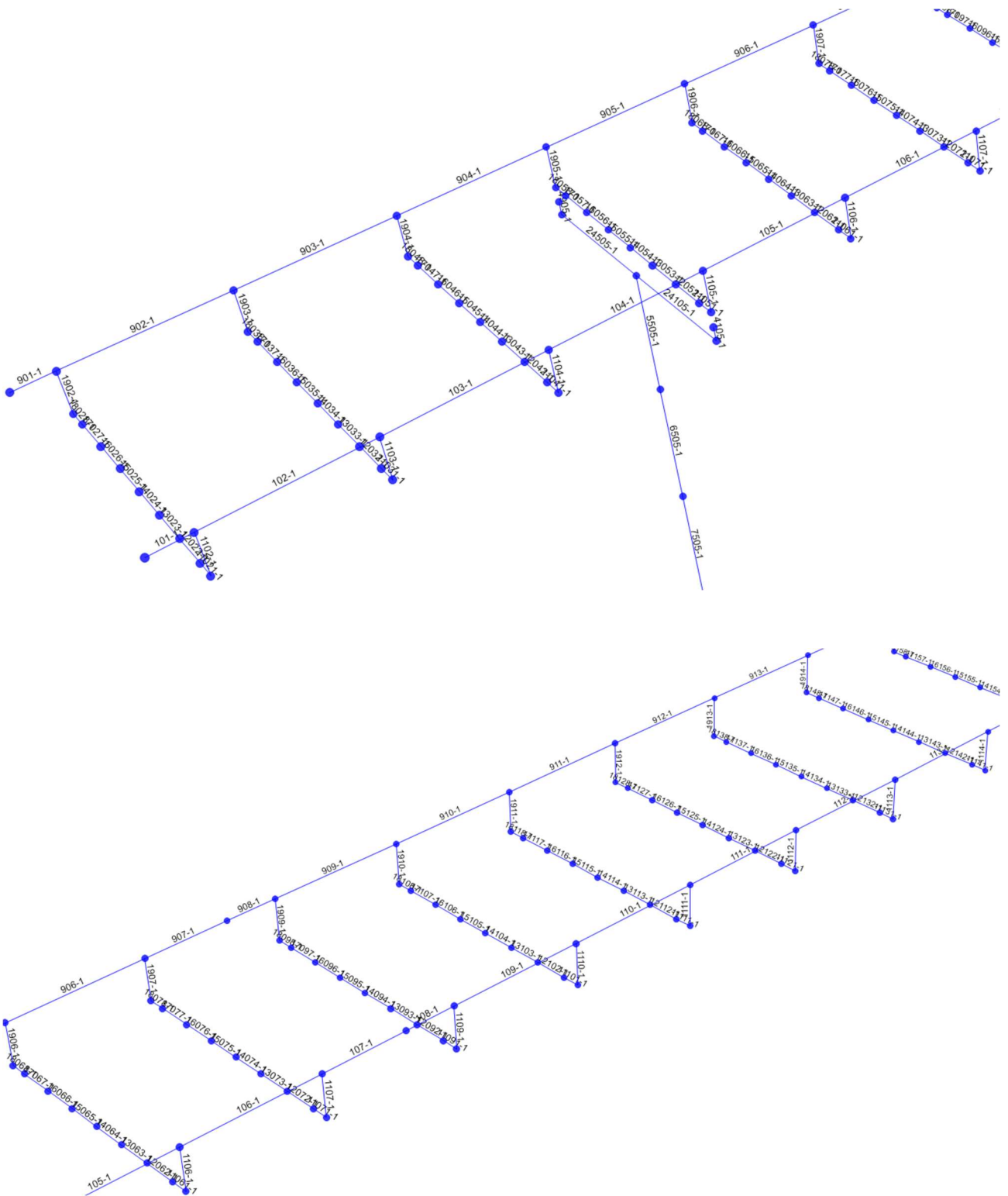


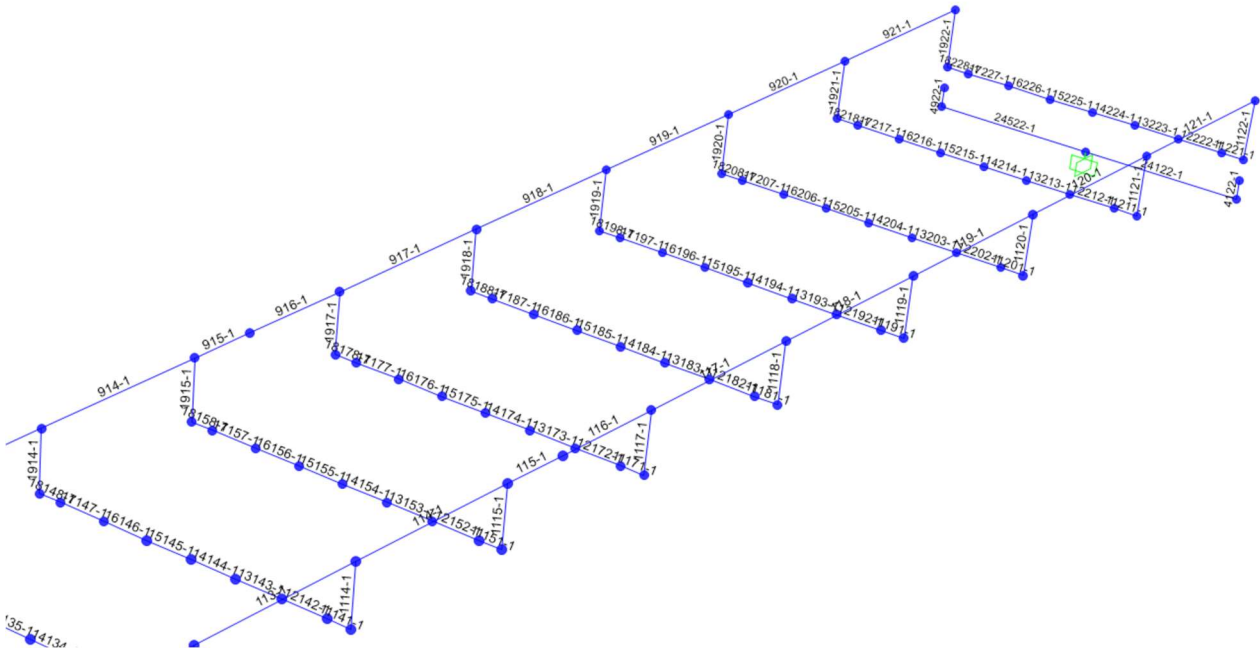
10.1.2 Discretizzazione e numerazione dei nodi





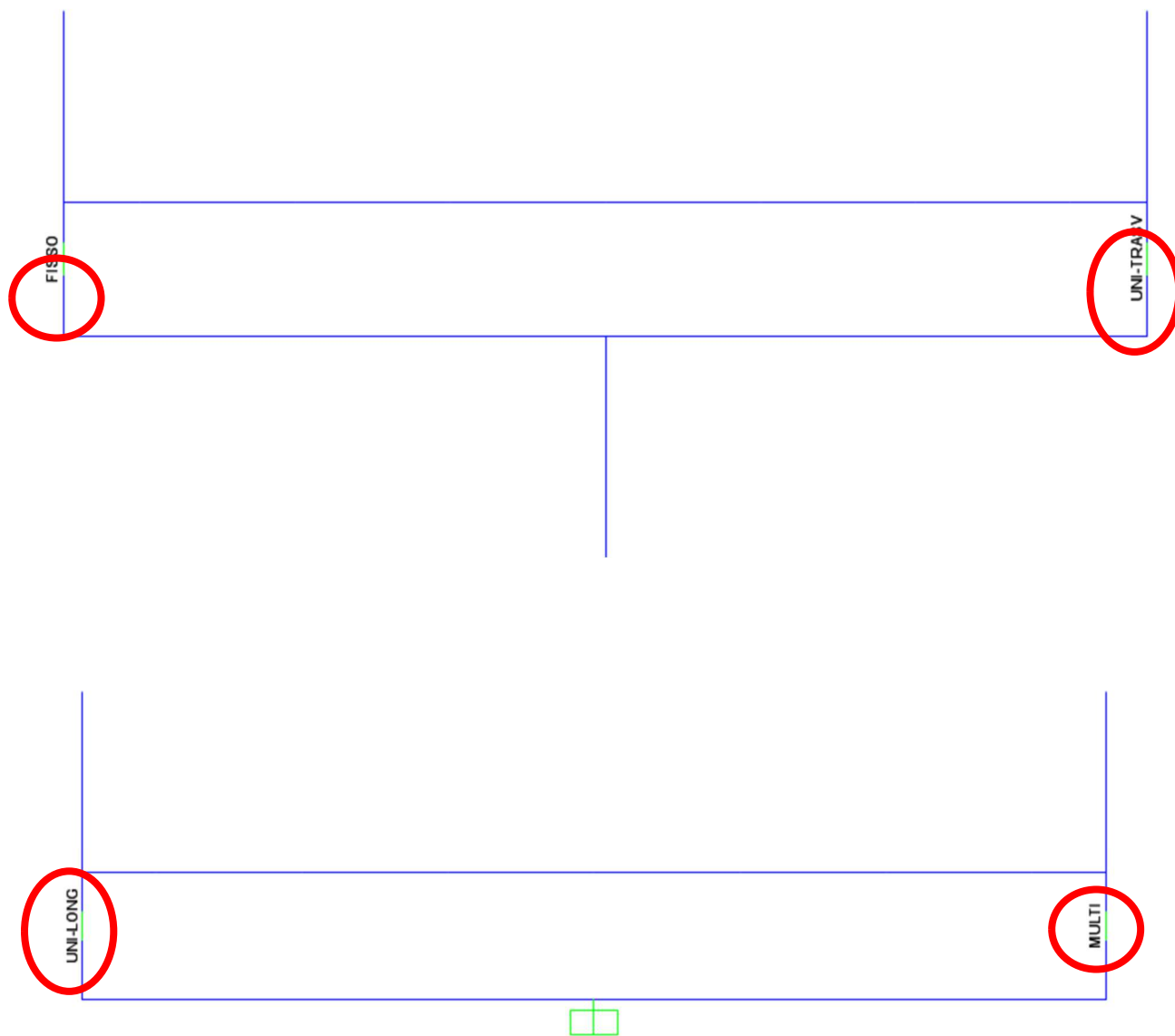
10.1.3 Discretizzazione e numerazione degli elementi





10.1.4 Modellazione degli appoggi

I dispositivi di appoggio sono stati modellati attraverso elementi link di opportune proprietà in grado di riprodurre il corretto comportamento orizzontale e verticale.



10.2 Caratteristiche statiche delle travi principali

Sezione in solo acciaio h=1500mm

| SectionName | Area | TorsConst | I33 | I22 | I23 | AS2 | AS3 |
|-------------|------|-----------|---------|-------|-----|-----|-----|
| | cm2 | cm4 | cm4 | cm4 | cm4 | cm2 | cm2 |
| C01 | 326 | 1242829 | 1144640 | 31250 | 0 | 176 | 150 |
| C02 | 356 | 1242829 | 1302173 | 37500 | 0 | 176 | 180 |
| C03 | 356 | 1242829 | 1302173 | 37500 | 0 | 176 | 180 |

dove $I_{33} = J_{\text{vert}}$ Momento di inerzia verticale $I_{22} = J_{\text{oriz}}$ Momento di inerzia orizzontale
 $A_{s2} = A_{\text{v,vert}}$ Area a taglio verticale $A_{s3} = A_{\text{v,oriz}}$ Area a taglio orizzontale

10.3 Caratteristiche statiche dei traversi

I traversi sono tutti realizzati con spezzoni di profili laminati del tipo HEB 260. Qui sotto le caratteristiche statiche.

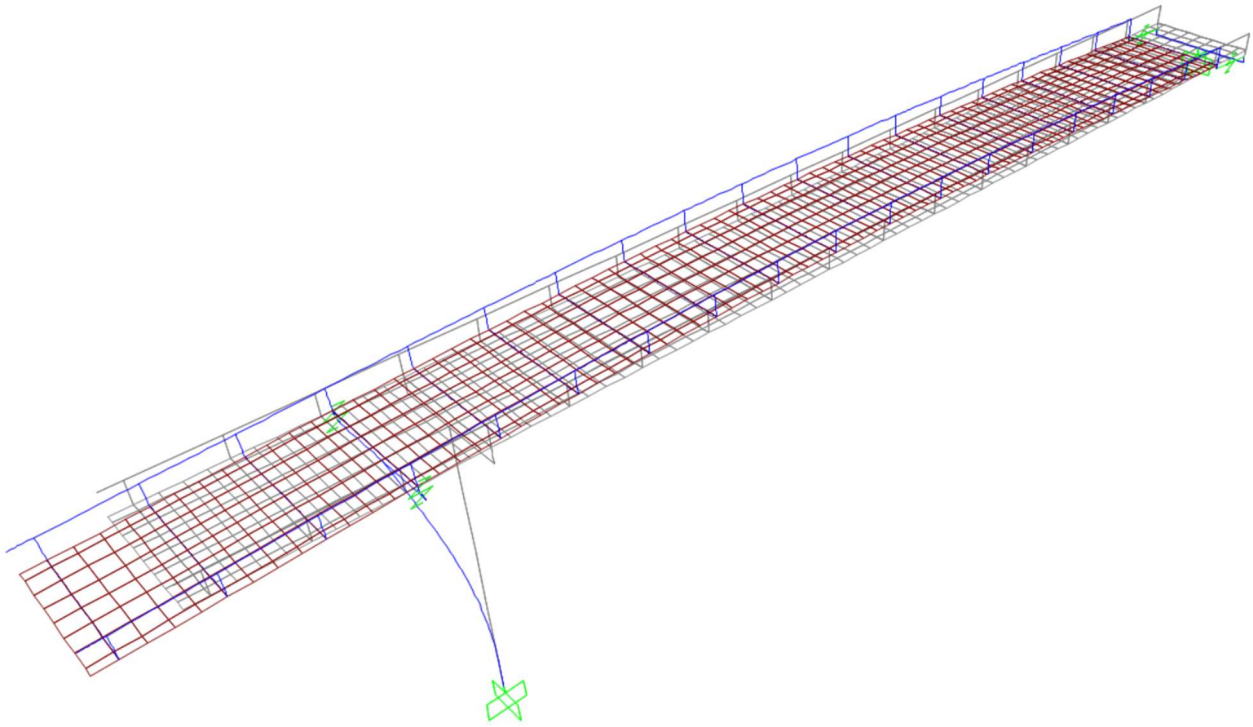
| Designazione nominale | Massa G kg/m | Dimensioni | | | | | Area A cm ² | Dimensioni di costruzione | | | | | Superficie da verniciare | |
|-----------------------|--------------------|------------|---------|----------------------|----------------------|---------|------------------------------|---------------------------|---------|-----|------------------------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | | h mm | b mm | t _w mm | t _f mm | r mm | | h _i mm | d mm | Ø | P _{min} mm | P _{max} mm | A _L m ² /m | A _G m ² /t |
| HE 260 AA | 54,1 | 244 | 260 | 6,5 | 9,5 | 24 | 68,97 | 225 | 177 | M27 | 110 | 158 | 1,474 | 27,22 |
| HE 260 A | 68,2 | 250 | 260 | 7,5 | 12,5 | 24 | 86,82 | 225 | 177 | M27 | 110 | 158 | 1,484 | 21,77 |
| HE 260 B | 93,0 | 260 | 260 | 10,0 | 17,5 | 24 | 118,40 | 225 | 177 | M27 | 114 | 158 | 1,499 | 16,12 |
| HE 260 M | 172 | 290 | 268 | 18,0 | 32,5 | 24 | 219,60 | 225 | 177 | M27 | 122 | 166 | 1,575 | 9,133 |

| Designazione nominale | Dati statici | | | | | | | | | | | Classificazione | | | | | | |
|-----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|---|-----------|-------|-------|--------------|-------|-------|
| | I _y cm ⁴ | W _{el,y} cm ³ | W _{pl,y} cm ³ | i _y cm | A _{yz} cm ² | I _z cm ⁴ | W _{el,z} cm ³ | W _{pl,z} cm ³ | i _z cm | s _s mm | I _t cm ⁴ | I _w ×10 ⁻³ cm ⁶ | Flessione | | | Compressione | | |
| | | | | | | | | | | | | | S 235 | S 355 | S 460 | S 235 | S 355 | S 460 |
| HE 260 AA | 7 981 | 654,1 | 714,5 | 10,76 | 24,75 | 2 788 | 214,5 | 327,7 | 6,36 | 53,62 | 30,31 | 382,6 | 3 | 3 | 4 | 3 | 3 | 4 |
| HE 260 A | 10 450 | 836,4 | 919,8 | 10,97 | 28,76 | 3 668 | 282,1 | 430,2 | 6,50 | 60,62 | 52,37 | 516,4 | 1 | 3 | 3 | 1 | 3 | 3 |
| HE 260 B | 14 920 | 1 148 | 1 283 | 11,22 | 37,59 | 5 135 | 395,0 | 602,2 | 6,58 | 73,12 | 123,8 | 753,7 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| HE 260 M | 31 310 | 2 159 | 2 524 | 11,94 | 66,89 | 10 450 | 779,7 | 1 192 | 6,90 | 111,10 | 719,0 | 1 728 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

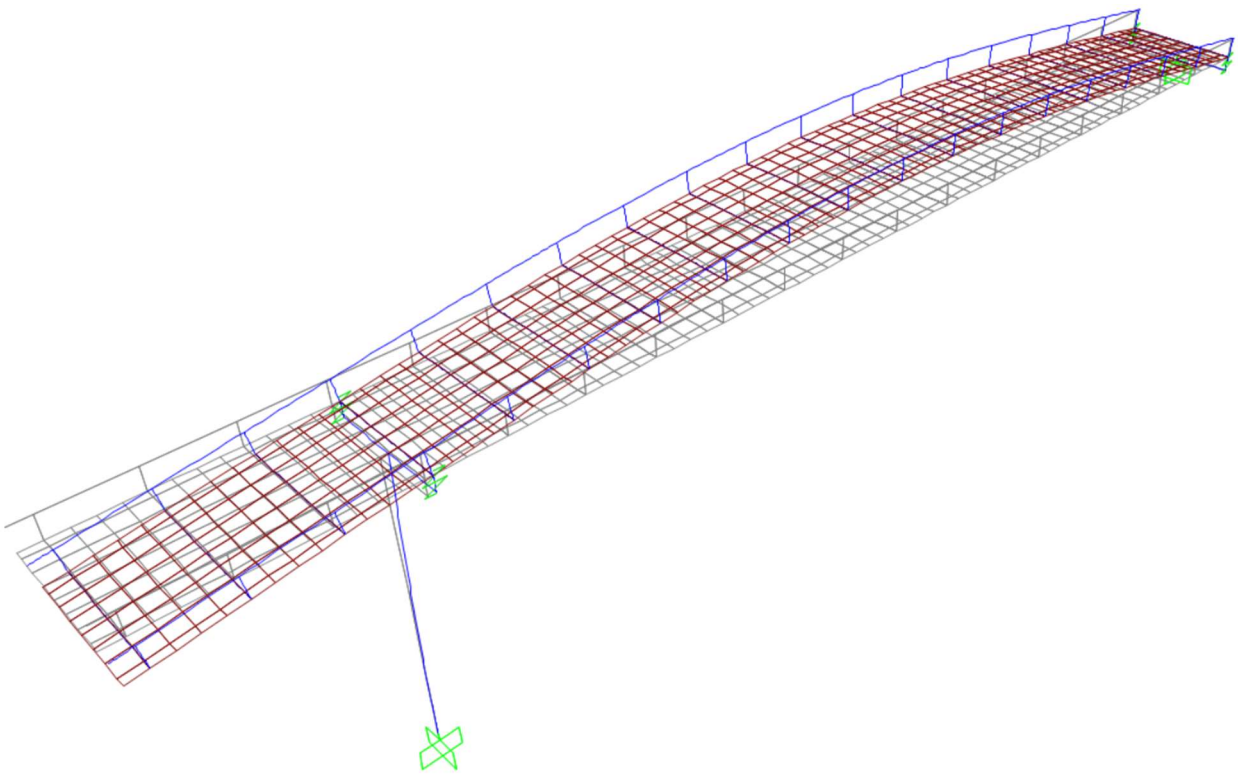
10.4 Caratteristiche statiche degli altri elementi

Le caratteristiche statiche di tutti gli altri elementi vengono assegnate in automatico dal modello di calcolo sulla base delle caratteristiche geometriche delle sezioni.

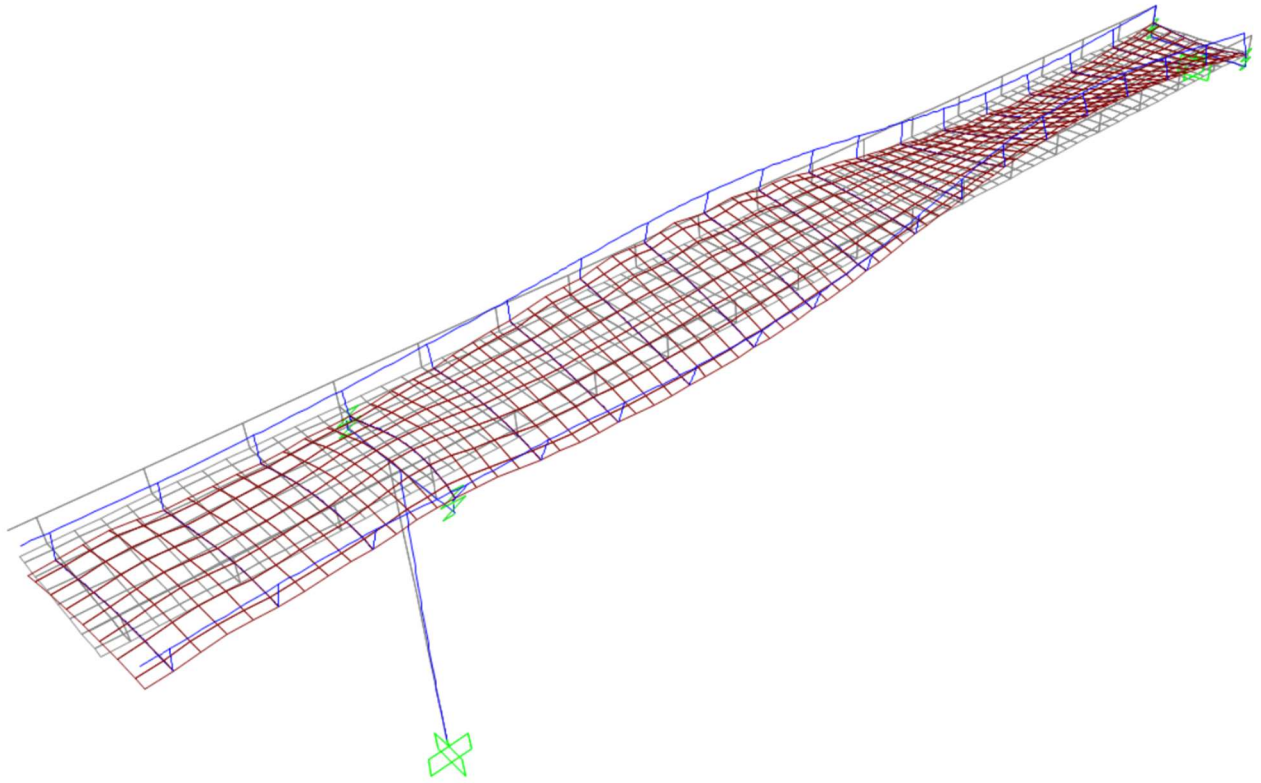
10.5.1 Deformate dei modi di vibrare principali



Modo 1 – Longitudinale – $T = 0.50$ s



Modo 2 – Verticale – $T = 0.40$ s



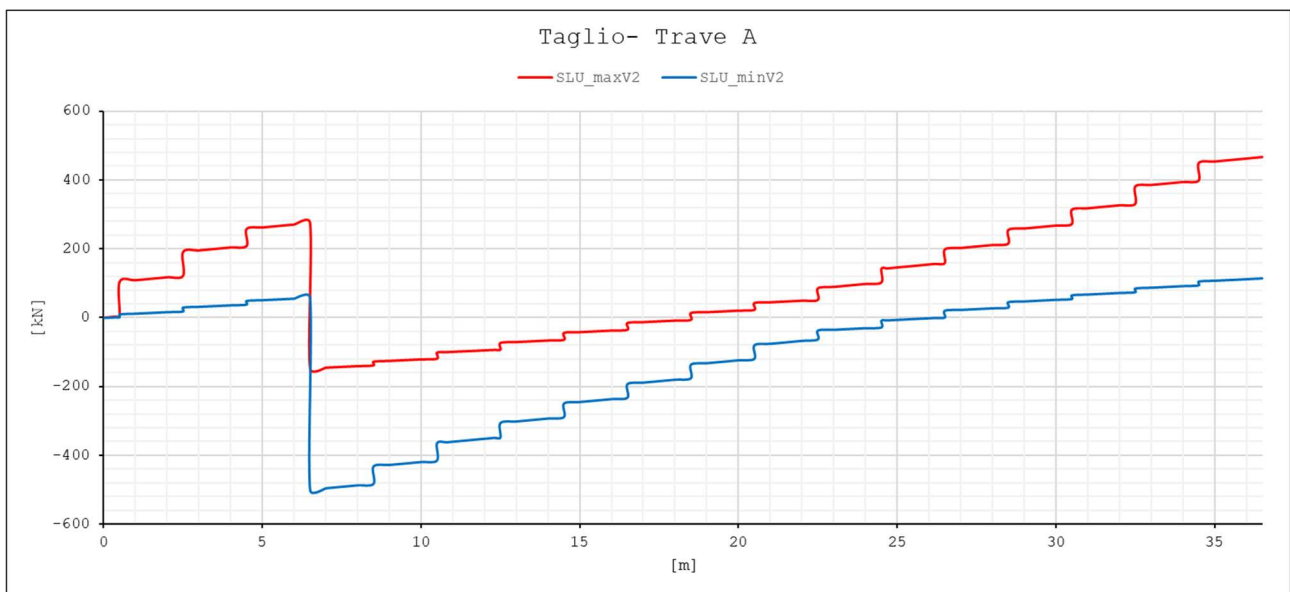
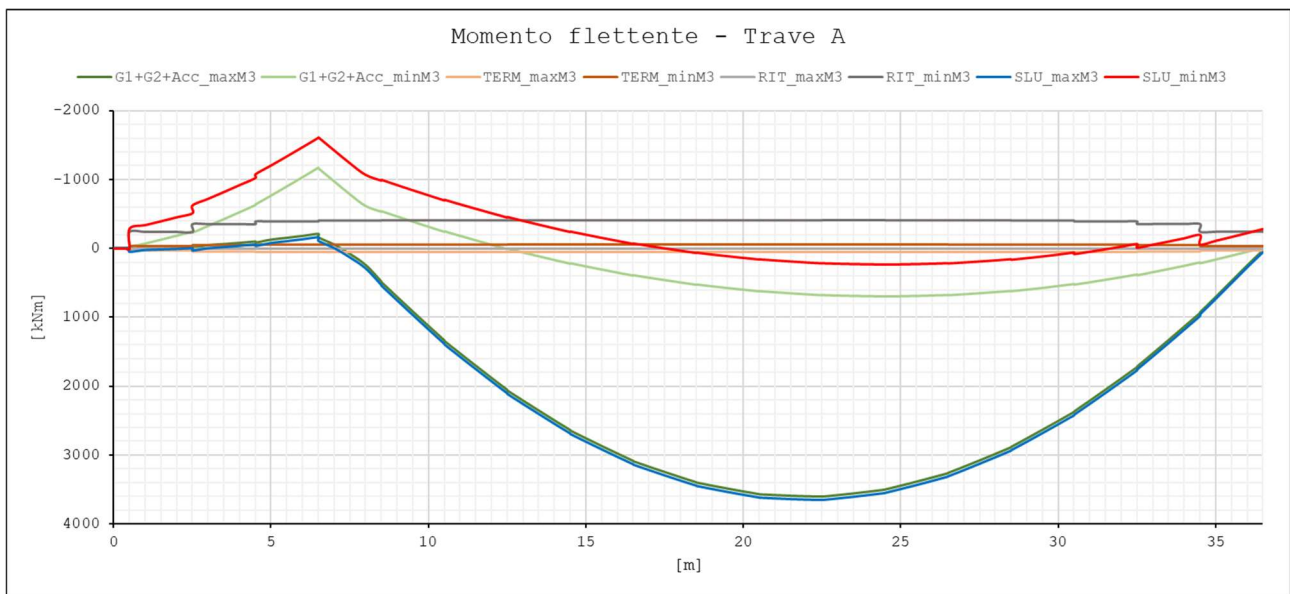
Modo 7 – Trasversale – $T = 0.09$ s

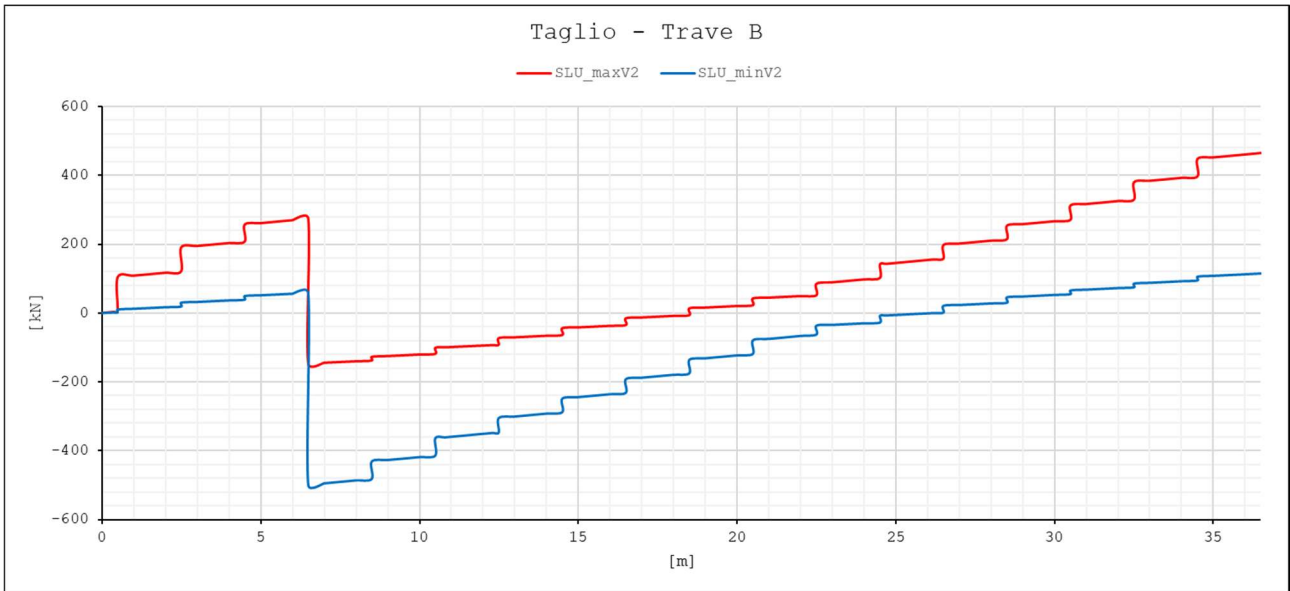
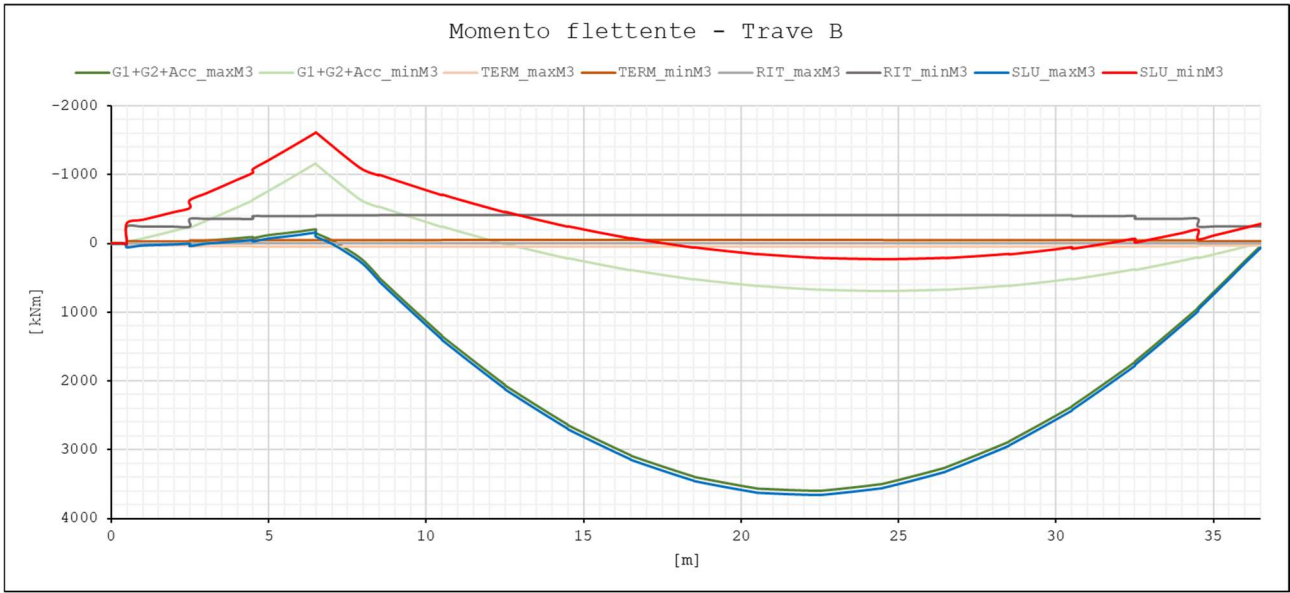
11 VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

NOTA BENE

Come riportato al paragrafo Errore. L'origine riferimento non è stata trovata., tutte le sezioni sono state considerate in classe 4, verificando a posteriori gli effetti di stabilità locale sia per l'anima che per le piattabande.

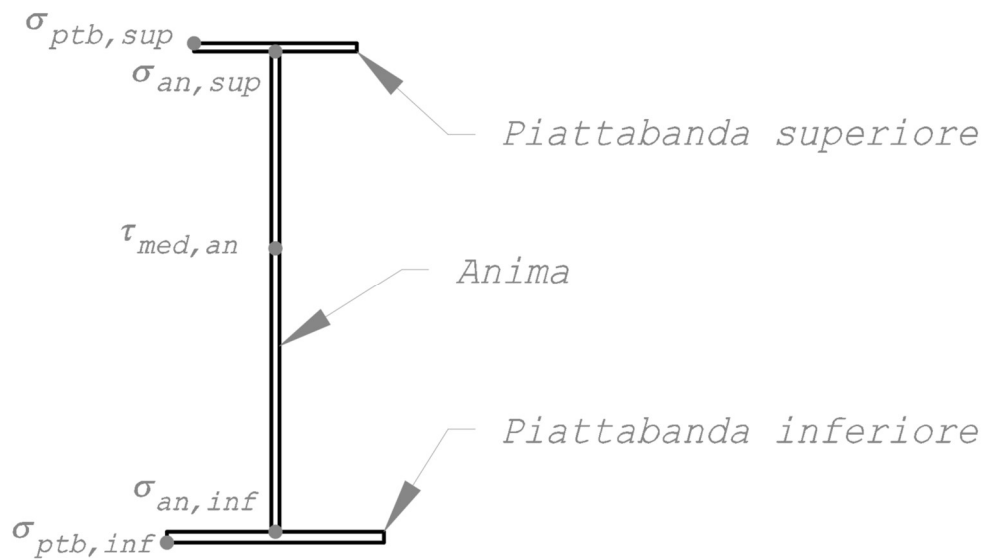
11.1 Sollecitazioni in combinazione SLU





11.2 Verifica di resistenza allo SLU

Si riporta nel seguito la verifica tensionale effettuata nei punti di controllo indicati nello schema seguente.



Concio: **C01**

| | | | |
|--|----|-------------|-----------|
| Altezza trave | mm | 1500 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 15 |
| Spessore anima | mm | 12 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 15 |

Concio: **C01**

| | | | | | | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|-------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 8.37 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 24.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -11.76 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 34.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 8.16 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 24.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -11.52 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 34.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 11.78 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 34.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.00 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 0.0% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 1.11 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 5.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -2.03 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 10.4% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 1.56 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 8.0% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -2.83 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 14.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 1.11 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 5.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -2.03 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 10.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 12.87 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 38.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.00 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 0.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 12.18 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 36.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -12.59 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 37.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 12.42 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 36.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -12.80 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 37.9% | Soddisfatta |

Concio: **C02**

| | | | |
|--|----|-------------|-----------|
| Altezza trave | mm | 1500 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 18 |
| Spessore anima | mm | 12 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 18 |

Concio: **C02**

| | | | | | | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|-------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 1.02 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 3.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -20.64 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 61.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 0.95 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -20.13 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 59.5% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 20.13 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 59.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.83 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 0.63 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 3.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -1.51 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 7.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 0.84 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 4.3% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -2.01 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 10.3% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 0.63 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 3.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -1.51 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 7.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 20.94 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 61.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.68 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 20.94 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 61.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -5.21 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 15.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 21.44 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 63.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -5.28 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 15.6% | Soddisfatta |

Concio: **C03**

| | | | |
|--|----|-------------|-----------|
| Altezza trave | mm | 1500 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 18 |
| Spessore anima | mm | 12 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 500 | 18 |

Concio: **C03**

| | | | | | | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|-------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 0.34 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 1.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -19.56 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 57.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 0.30 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 0.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -19.08 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 56.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 19.10 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 56.5% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.84 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 1.99 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 10.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -0.02 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 0.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 2.65 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 13.6% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -0.03 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 0.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 1.99 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 10.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -0.02 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 0.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 19.89 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 58.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.85 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.5% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 19.87 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 58.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -3.05 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 9.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 20.35 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 60.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -3.08 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 9.1% | Soddisfatta |

11.3 Verifica di stabilità delle piattabande allo SLU

11.3.1 Verifica di stabilità della piattabanda inferiore in esercizio

La piattabanda inferiore, prevalentemente tesa, risulta fortemente vincolata nel piano debole della trave grazie alla presenza della soletta piolata all'anima e dei traversi inferiori.

Le verifiche condotte nel prossimo paragrafo, riguardanti la piattabanda superiore, sono le uniche significative per assicurare la stabilità delle piattabande del ponte in esame.

11.3.2 Verifica di stabilità della piattabanda superiore

Alle sollecitazioni dei carichi di esercizio come calcolate da modello globale, si sommano le sollecitazioni locali dovute al vento, calcolate come segue. A favore di sicurezza, si considera che il contributo del vento venga sostenuto per metà da ciascuna piattabanda nonostante le piattabande inferiori siano rigidamente vincolate dal piano della soletta.

q_w = carico da vento esercizio sulla trave sopravento = 2.29 kN/m

l_0 = interasse traversi

M_{vento} = momento locale tra due diaframmi sulle piattabande = $0.5 \times 1.5 \times q_w \times l_0^2 / 8$ (SLU)

$\sigma_{vento} = M_{vento} / W$

Nota: cautelativamente si è considerato la singola campata tra due traversi come travi semplicemente appoggiata.

$\sigma_{tot} = \sigma_{SLU} + \sigma_{vento}$

| PIATTABANDA | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|------|-----|----------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|----------------|----|-------|------|------|-----------------|-------|-------|------|
| Concio | b | t | t _w | l _{cord} | Area | J | W | i | l ₀ | λ | curva | α | β | N _{cr} | λ | φ | χ |
| | cm | cm | cm | mm | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm | - | inst | - | - | kN | - | - | - |
| C1 | 50.0 | 1.5 | 1.2 | 6.0 | 75 | 15625 | 625 | 14.43 | 200 | 14 | c | 0.49 | 1.00 | 80962 | 0.181 | 0.512 | 1.00 |
| C2 | 50.0 | 1.8 | 1.2 | 6.0 | 90 | 18750 | 750 | 14.43 | 200 | 14 | c | 0.49 | 1.00 | 97154 | 0.181 | 0.512 | 1.00 |
| C3 | 50.0 | 1.8 | 1.2 | 6.0 | 90 | 18750 | 750 | 14.43 | 200 | 14 | c | 0.49 | 1.00 | 97154 | 0.181 | 0.512 | 1.00 |

| Concio | M _{vento} | σ _{vento} | σ _{SLU} | σ _{tot} | b | ε | λ _p | r | A _p | A _{eff} | Verifica di stabilità | | | |
|--------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----|------|----------------|------|-----------------|------------------|-----------------------|--------------------|-------|-----|
| | | | | | | | | | | | σ | f _y | | |
| | kNcm | kN/cm ² | kN/cm ² | kN/cm ² | cm | - | - | - | cm ² | cm ² | kN/cm ² | kN/cm ² | | |
| C1 | 86 | 0.14 | -11.76 | 11.90 | 24 | 0.81 | 1.05 | 0.78 | 27.87 | 59.35 | 15.03 | < | 32.27 | OK! |
| C2 | 86 | 0.11 | -20.64 | 20.75 | 24 | 0.81 | 0.88 | 0.90 | 38.39 | 81.10 | 23.03 | < | 32.27 | OK! |
| C3 | 86 | 0.11 | -19.56 | 19.67 | 24 | 0.81 | 0.88 | 0.90 | 38.39 | 81.10 | 21.83 | < | 32.27 | OK! |

11.3.3 Controllo della rigidezza dei telai trasversali

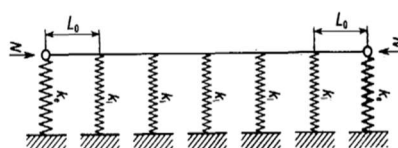
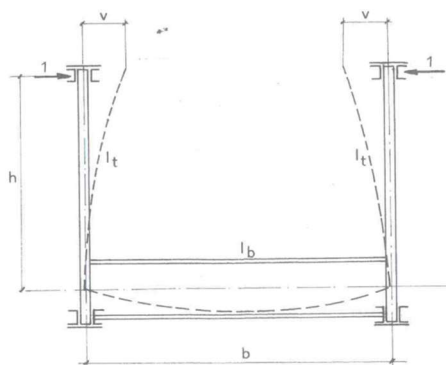
Per assicurare che le assunzioni fatte nel paragrafo precedente siano corrette, si verifica che i telai trasversali composti dal traverso inferiore e dagli irrigidimenti verticali delle anime siano sufficientemente rigidi da garantire un vincolamento efficace della piattabanda superiore.

Si riporta quindi la verifica ai sensi del punto 7.2.7 della C.N.R. 10011/97, valida per un'asta compressa continua con vincoli intermedi cedevoli.

| CARATTERISTICHE STATICHE DEL MONTANTE (T) | | | |
|---|------------------|---|----------------------|
| Altezza della sezione trasversale | H | = | 220 mm |
| Piattabanda superiore | 200 | x | 10 mm |
| Rinforzo | 0 | x | 0 mm |
| Anima | 198 | x | 6 mm |
| Rinforzo | 0 | x | 0 mm |
| Piattabanda superiore | 270 | x | 12 mm |
| Area | A | = | 64 cm ² |
| Distanza baricentro - lembo super | Z _{g,s} | = | 130 mm |
| Distanza baricentro - lembo infer | Z _{g,i} | = | 90 mm |
| Momento statico superiore | S _{y,s} | = | 249 cm ³ |
| Momento statico inferiore | S _{y,i} | = | 274 cm ³ |
| Momento d'inerzia piano verticale | J _y | = | 5857 cm ⁴ |
| Momento d'inerzia piano orizzonta | J _z | = | 2635 cm ⁴ |

| CARATTERISTICHE STATICHE DEL TRAVERSO (B) | | | |
|---|------------------|---|-----------------------|
| Altezza della sezione trasversale | H | = | 260 mm |
| Piattabanda superiore | 260 | x | 17.5 mm |
| Rinforzo | 0 | x | 0 mm |
| Anima | 225 | x | 10 mm |
| Rinforzo | 0 | x | 0 mm |
| Piattabanda superiore | 260 | x | 17.5 mm |
| Area | A | = | 114 cm ² |
| Distanza baricentro - lembo super | Z _{g,s} | = | 130 mm |
| Distanza baricentro - lembo infer | Z _{g,i} | = | 130 mm |
| Momento statico superiore | S _{y,s} | = | 552 cm ³ |
| Momento statico inferiore | S _{y,i} | = | 552 cm ³ |
| Momento d'inerzia piano verticale | J _y | = | 14351 cm ⁴ |
| Momento d'inerzia piano orizzonta | J _z | = | 5128 cm ⁴ |

VERIFICA DI RIGIDEZZA DEI TELAI TRASVERSALI (CNR 10011 § 7.2.7)



Tensione di snervamento acciaio
Coefficiente di sicurezza
Tensione limite

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 35.5 \text{ kN/cm}^2 \\ \gamma_{M0} &= 1.05 \\ f_{yd} &= 33.81 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Caratteristiche statiche delle sezioni

| | | |
|---|---------|----------------------|
| Lunghezza montanti | $h =$ | 150 cm |
| Area | $A =$ | 64 cm ² |
| Momento d'inerzia nel piano d'inflessione | $I_T =$ | 5857 cm ⁴ |
| Raggio d'inerzia nel piano d'inflessione | $i_y =$ | 10 cm |

| | | |
|---|---------|-----------------------|
| Lunghezza dei traversi | $b =$ | 350 cm |
| Area | $A =$ | 114 cm ² |
| Momento d'inerzia nel piano d'inflessione | $I_b =$ | 14351 cm ⁴ |
| Raggio d'inerzia nel piano d'inflessione | $i_y =$ | 11 cm |

| | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------------|
| Larghezza piattabanda superiore | $b_{ptb} =$ | 50 cm |
| Spessore piattabanda superiore | $t_{ptb} =$ | 1.8 cm |
| Area | $A_{ptb} =$ | 90 cm ² |
| Momento d'inerzia fuori piano | $I_{ptb} =$ | 18750 cm ⁴ |
| Raggio d'inerzia | $i_y =$ | 14 cm |

Caratteristiche di sollecitazione nella piattabanda

| | | |
|--|------------------|-------------------------------|
| Tensione di compressione nella piattabanda | $\sigma_{SLU} =$ | -21 kN/cm ² |
| Azione assiale di compressione nella piattabanda | $N_{SLU} =$ | -1890 kN |

Verifica di rigidezza dei telai

| | | |
|--|-----------------|---------------|
| Coefficiente ω | $\omega =$ | 1.61 - |
| Snellezza (Prospetto 7-IVc) | $\lambda_y =$ | 64 - |
| Luce libera di inflessione della piattabanda | $L_0 =$ | 200 cm |
| Coefficiente β | $\beta =$ | 4.62 - |
| Numero di campi | $n =$ | 15 - |
| | $B_{MIN} =$ | 1.2 |
| | $\beta_{MAX} =$ | 10.61 - |

METODO APPLICABILE

| | | |
|-----------------------------|---------|------------|
| Rigidezza minima del telaio | $k_0 =$ | 1.09 kN/cm |
|-----------------------------|---------|------------|

In via cautelativa si assume $k_i = k_e$

| | | |
|--|----------------|-------------|
| | $\zeta =$ | 1 - |
| | $\eta_i =$ | 3.26 - |
| | $\eta_e =$ | 3.26 - |
| | $\eta_i k_0 =$ | 3.56 kN/cm |
| | $k_i =$ | 45.02 kN/cm |

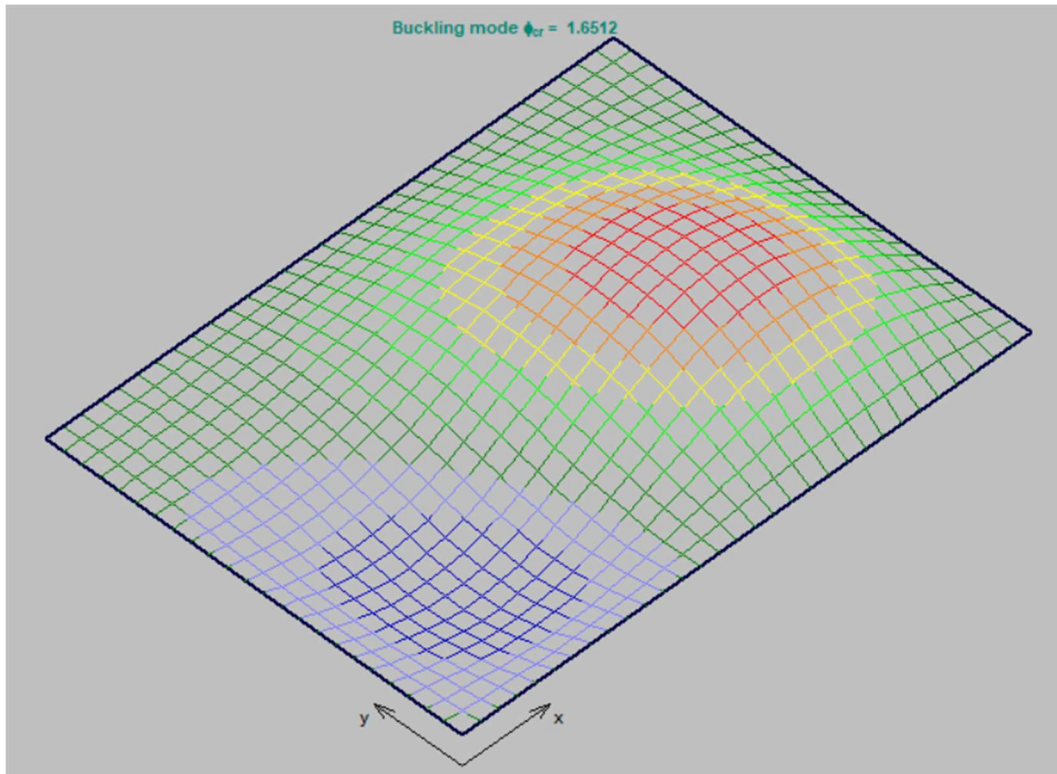
Rigidezza del telaio

Verificato

11.4 Verifica di stabilità dell'anima e degli irrigidenti allo SLU

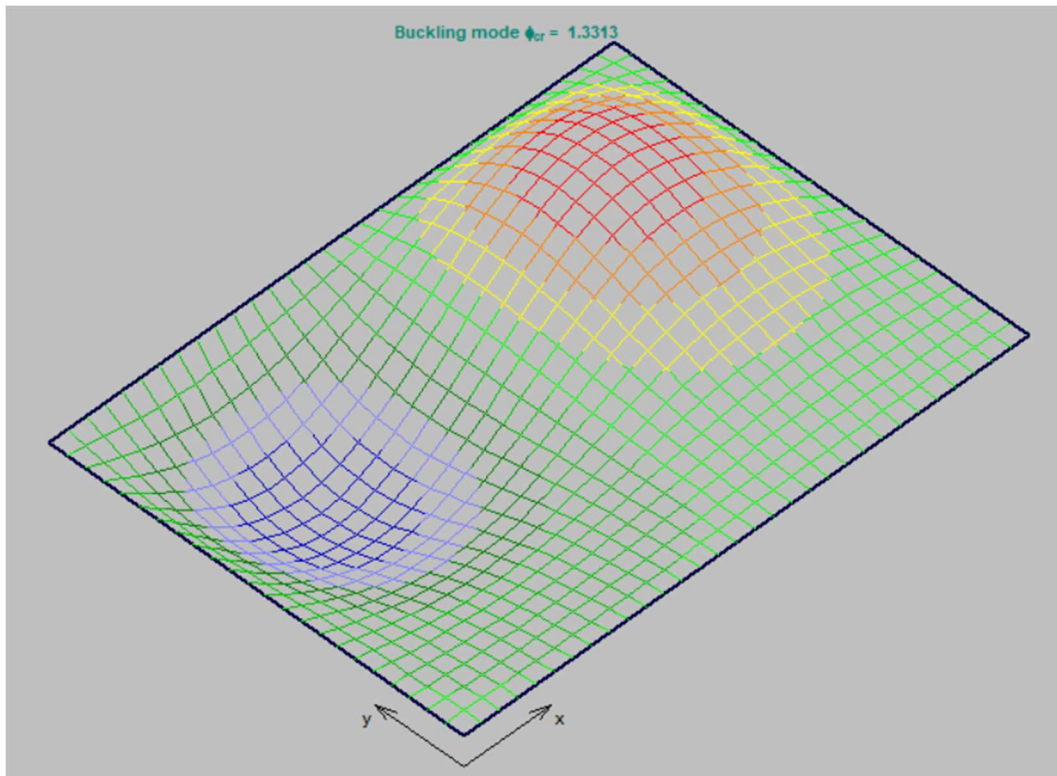
Si riportano nel seguito le verifiche peggiori.

11.4.1 Pannello di pila (massimo taglio e compressione inferiore)



| Pannello | Pila (massimo taglio e massima compressione inferiore) |
|--------------------|--|
| $f_y =$ | 35.5 kN/cm ² Tensione di snervamento |
| $\tau_{max} =$ | -1.71 kN/cm ² Massima tau |
| $\sigma_{max} =$ | -11.11 kN/cm ² Massima tensione di compressione |
| $\sigma_{id} =$ | 11.50 kN/cm ² |
| $\alpha_{ult,k} =$ | 3.09 Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza |
| $\alpha_{cr} =$ | 1.65 Minimo moltiplicatore critico |
| $\lambda_p =$ | 1.37 Snellezza adimensionale del piatto |
| $\gamma_{M1} =$ | 1.10 Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità |
| $\lambda_{p,0} =$ | 0.70 Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b) |
| $\alpha_p =$ | 0.34 (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC) |
| $\phi_p =$ | 1.30 |
| $\rho =$ | 0.54 |
| Verifica | 1.51 > 1 OK! |

11.4.2 Pannello di campata (massima compressione superiore)



| Pannello Campata (massima compressione superiore) | |
|---|--|
| $f_y = 35.5$ kN/cm ² | Tensione di snervamento |
| $\tau_{max} = -0.11$ kN/cm ² | Massima tau |
| $\sigma_{max} = -19.62$ kN/cm ² | Massima tensione di compressione |
| $\sigma_{id} = 19.62$ kN/cm ² | |
| $\alpha_{ult,k} = 1.81$ | Coefficiente di sicurezza nei confronti della resistenza |
| $\alpha_{cr} = 1.33$ | Minimo moltiplicatore critico |
| $\lambda_p = 1.17$ | Snellezza adimensionale del piatto |
| $\gamma_{M1} = 1.10$ | Coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità |
| $\lambda_{p,0} = 0.70$ | Best fit for plate buckling for $E_d(\sigma_x, \sigma_z, \tau)$ is reached for plated girders that are welded, where $\alpha_p=0.34$ and $\lambda_p=0.8$ (curve b) |
| $\alpha_p = 0.34$ | (v. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS" - JRC) |
| $\phi_p = 1.16$ | |
| $\rho = 0.63$ | |
| Verifica 1.03 > 1 | OK! |

11.5 Verifica delle saldature di composizione allo SLU

Si calcola la τ sul cordone e si verifica che sia minore della resistenza di progetto pari a $\beta_1 f_{yk} = 0.7 \times 35.5 = 24.85 \text{ kN/cm}^2$, in accordo con quanto specificato al par. 4.2.8.2.4 del DM2008.

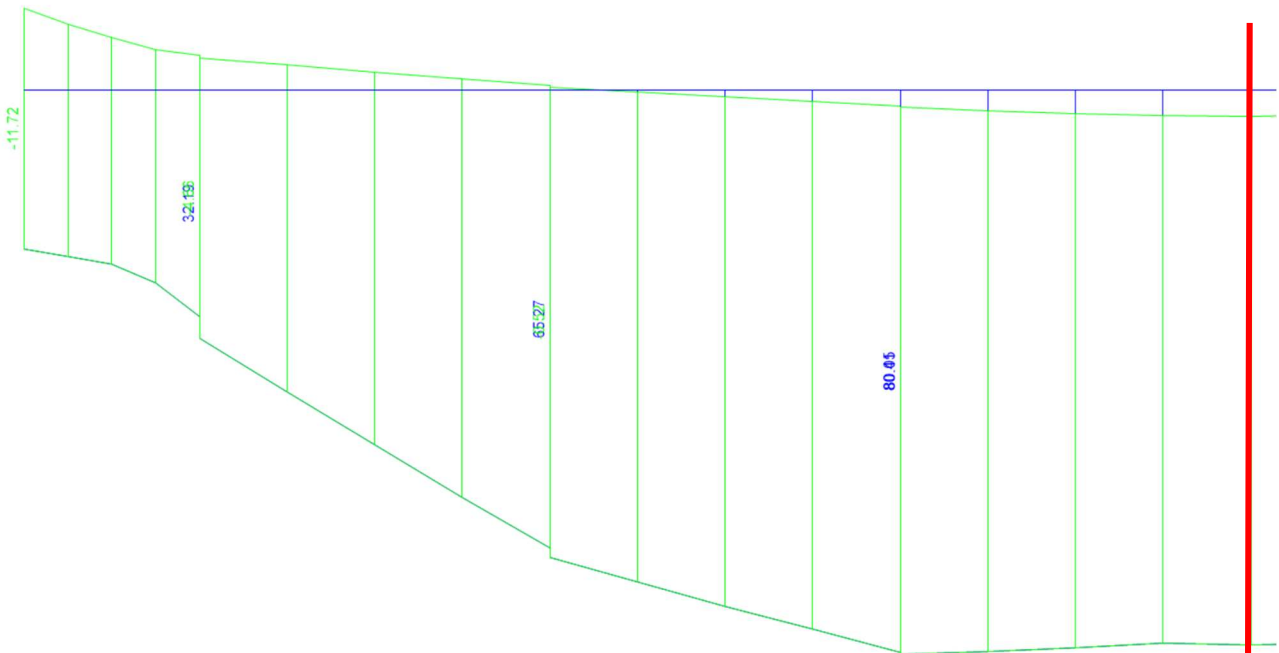
| Concio | Anima [mm] | tau an sup [kN/cm ²] | Scorr sup [kN/cm] | h gola di calcolo [mm] | $\tau_{\text{sald, sup}}$ [kN/cm ²] | Verifica | tau an inf [kN/cm ²] | Scorr inf [kN/cm] | h gola di calcolo [mm] | $\tau_{\text{sald, inf}}$ [kN/cm ²] | Verifica |
|--------|---------------|--|----------------------|---------------------------------|--|----------|--|----------------------|---------------------------------|--|----------|
| C01 | 12 | 2.03 | 2.43 | 4.5 | 2.7 | Ok | 2.03 | 2.43 | 4.5 | 2.7 | Ok |
| C02 | 12 | 1.51 | 1.81 | 4.5 | 2.0 | Ok | 1.51 | 1.81 | 4.5 | 2.0 | Ok |
| C03 | 12 | 1.99 | 2.39 | 4.5 | 2.7 | Ok | 1.99 | 2.39 | 4.5 | 2.7 | Ok |

12 VERIFICHE DEI TRAVERSI

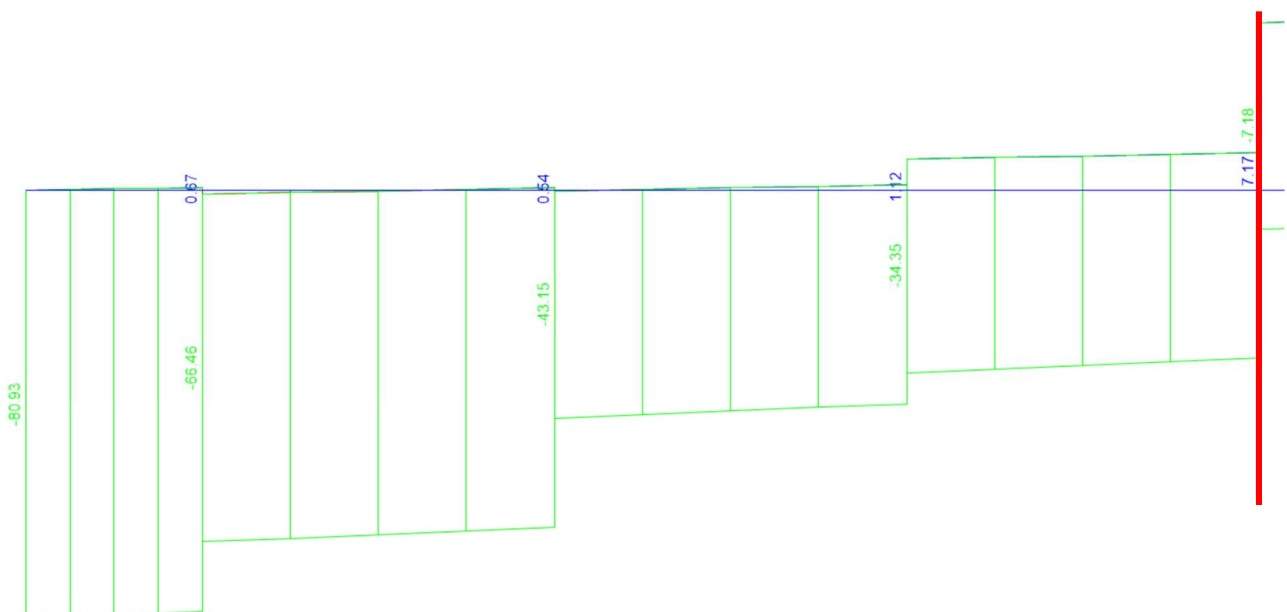
12.1 Sollecitazioni in combinazione SLU

Per migliore leggibilità si riporta il grafico su metà traverso, essendo la struttura simmetrica le due metà risultano sollecitate in maniera identica. Viene riportato il grafico solamente per l'elemento più sollecitato.

INVILUPPO DEL MOMENTO FLETTENTE [kN m]

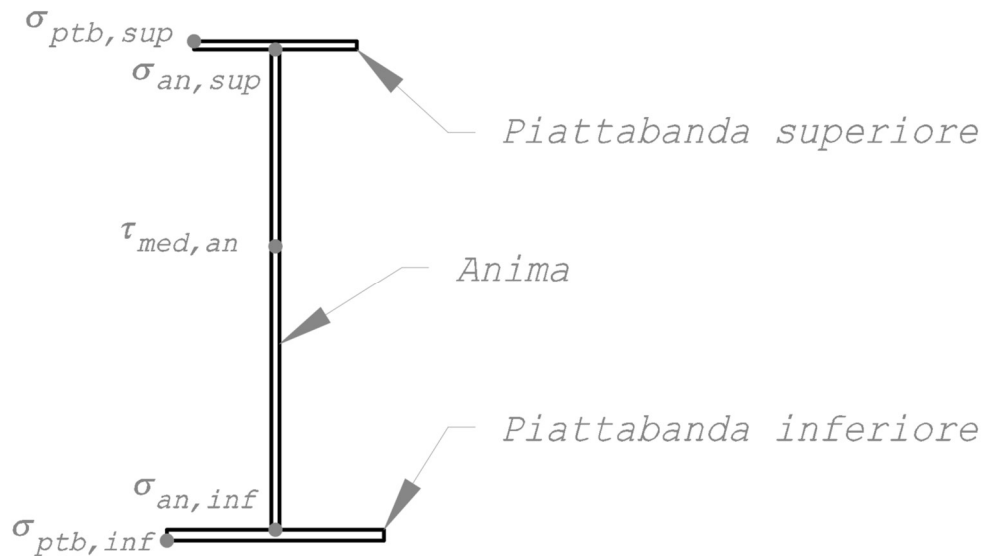


INVILUPPO DEL TAGLIO [kN]



12.2 Verifiche di resistenza allo SLU

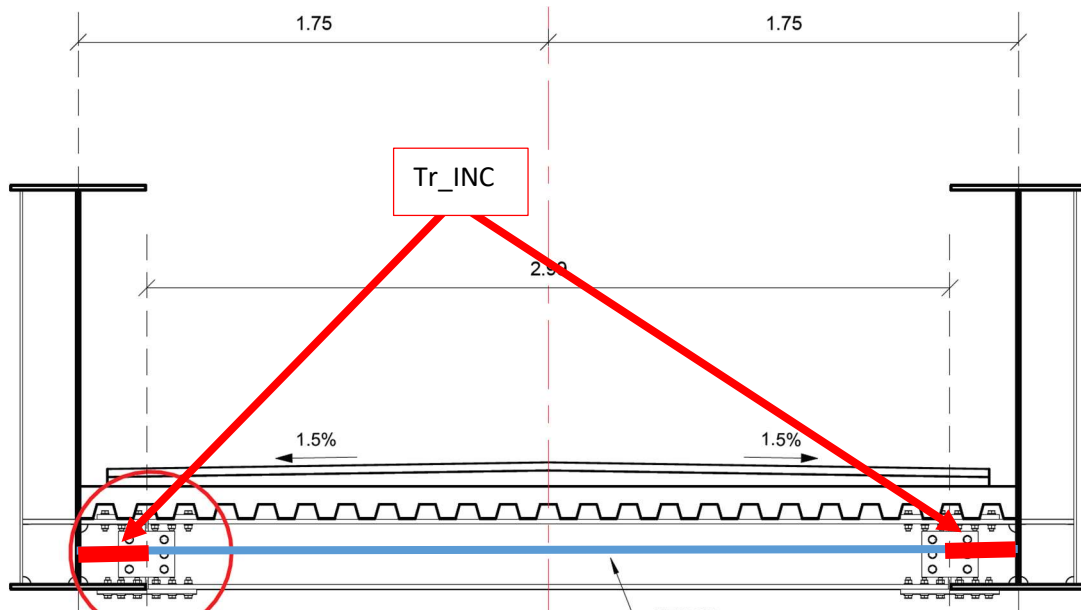
Si riporta nel seguito la verifica tensionale effettuata nei punti di controllo indicati nello schema seguente.



Sono state distinte 4 sezioni di verifica per una maggiore leggibilità dei risultati.

In particolare, sono stati separati i trasversi intermedi standard da quelli di appoggio (su pila P1 e spalla S2).

Sono state inoltre distinte le porzioni di estremità del traverso stesso, denominate con un suffisso “_INC” per individuare la zona di incastro del traverso sulla trave principale in corrispondenza degli irrigidenti trasversali. Queste porzioni sono evidenziate in rosso nello schema qui sotto.



Concio: **TrInt**

| | | | |
|--|----|------------|-------------|
| Altezza trave | mm | 260 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |
| Spessore anima | mm | 10 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |

| Concio: TrInt | | | | Sfrutt. | Verifica | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|----------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 3.74 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 11.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -23.11 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 68.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 3.35 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 9.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -20.66 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 61.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 20.66 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 61.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.23 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 0.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 2.72 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 13.9% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -2.74 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 14.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 3.14 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -3.17 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 2.72 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 13.9% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -2.74 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 14.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 10.81 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 32.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.28 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 0.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 10.81 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 32.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -1.71 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 5.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 13.25 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 39.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -2.10 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 6.2% | Soddisfatta |

Concio: **TrInt_INC**

| | | | |
|--|----|------------|-------------|
| Altezza trave | mm | 260 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |
| Spessore anima | mm | 10 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 18 |

Concio: **TrInt_INC**

| | | | | Sfrutt. | Verifica | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|----------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 4.56 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 13.5% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -10.48 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 31.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 4.05 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 12.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -9.38 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 27.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 11.35 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 33.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.93 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.8% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 3.79 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 19.4% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -3.79 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 19.4% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 4.39 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 22.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -4.39 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 22.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 3.79 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 19.4% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -3.79 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 19.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 7.97 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 23.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.48 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 1.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 4.76 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 14.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -2.57 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 7.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 5.86 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 17.3% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -3.08 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 9.1% | Soddisfatta |

Concio: **TrApp**

| | | | |
|--|----|------------|-------------|
| Altezza trave | mm | 260 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |
| Spessore anima | mm | 10 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |

Concio: **TrApp**

| | | | | Sfrutt. | Verifica | |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|----------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 5.77 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 17.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -22.66 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 67.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 5.15 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 15.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -20.29 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 60.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 20.30 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 60.0% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.72 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 2.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 3.15 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -3.16 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.2% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 3.64 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 18.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -3.65 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 18.7% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 3.15 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.1% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -3.16 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 16.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 11.06 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 32.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.49 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 1.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 11.04 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 32.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -4.25 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 12.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 13.46 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 39.8% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -4.96 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 14.7% | Soddisfatta |

Concio: **TrApp_INC**

| | | | |
|--|----|------------|-------------|
| Altezza trave | mm | 260 | |
| Piattabanda superiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |
| Spessore anima | mm | 10 | |
| Piattabanda inferiore (Larghezza / spessore) | mm | 260 | 17.5 |

Concio: **TrApp_INC**

| | | | | | Sfrutt. | Verifica |
|----------------------------------|---|---------------------------|---|--------------------------|---------|-------------|
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, max}$ | = | 6.62 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 19.6% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, sup, SLU, min}$ | = | -12.55 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 37.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, max}$ | = | 5.87 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 17.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, sup, SLU, min}$ | = | -11.23 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 33.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, max}$ | = | 11.40 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 33.7% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, sup, SLU, min}$ | = | 0.60 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 1.8% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, max}$ | = | 4.20 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 21.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, sup, SLU, min}$ | = | -4.20 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 21.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, max}$ | = | 4.85 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 24.9% | Soddisfatta |
| $\tau_{med, an, SLU, min}$ | = | -4.86 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 24.9% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, max}$ | = | 4.20 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 21.5% | Soddisfatta |
| $\tau_{an, inf, SLU, min}$ | = | -4.20 kN/cm ² | < | 19.52 kN/cm ² | 21.5% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, max}$ | = | 8.15 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 24.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ID, an, inf, SLU, min}$ | = | 0.42 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 1.2% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, max}$ | = | 7.08 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 20.9% | Soddisfatta |
| $\sigma_{an, inf, SLU, min}$ | = | -5.22 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 15.4% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, max}$ | = | 8.47 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 25.1% | Soddisfatta |
| $\sigma_{ptb, inf, SLU, min}$ | = | -6.05 kN/cm ² | < | 33.81 kN/cm ² | 17.9% | Soddisfatta |

12.3 Classificazione della sezione

Il profilo HEB260 in acciaio S355, utilizzato per tutti i traversi di impalcato, è in “Classe 1” come riportato nella definizione delle sezioni al paragrafo 10.3 del presente documento.

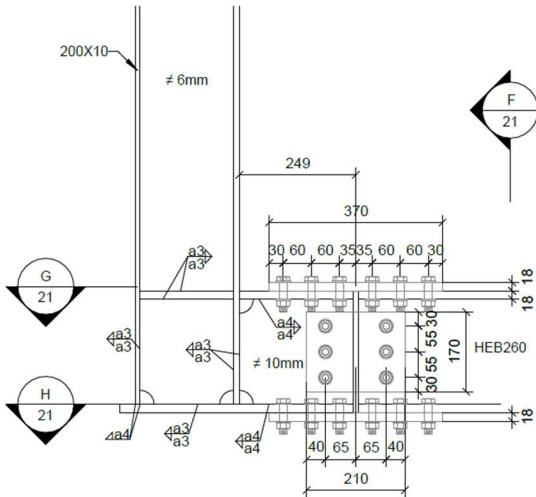
Non è necessario condurre verifiche di stabilità locale delle ali né dell’anima.

12.4 Stabilità delle piattabande

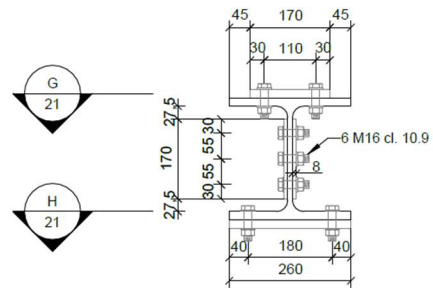
Dato che la piattabanda superiore, che risulta soggetta alle uniche compressioni significative, vincolata mediante chiodatura alle lamiere grecate, non è necessario condurre verifiche di stabilità globale di tale elemento.

12.5 Verifica delle giunzioni bullonate

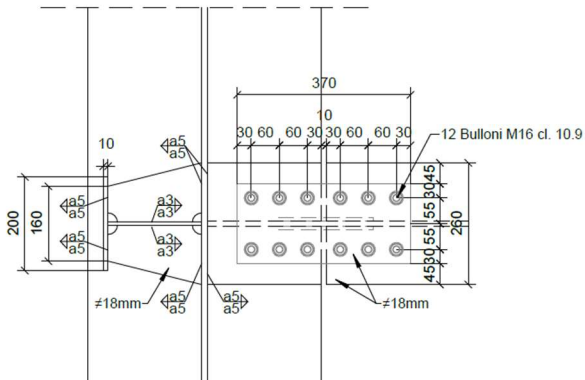
12.5.1 Traverso intermedio



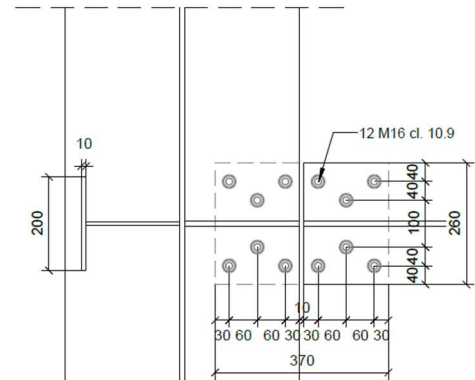
Sezione F



Sezione G



Sezione H



Verifica delle piattabande

Avendo il medesimo numero di bulloni, si verifica cautelativamente la configurazione di piatti più sfavorevole tra quella della piattabanda superiore e quella della piattabanda inferiore.

| Piattabanda | | Coprigiunti | |
|--------------------|--------------------------|--------------------|-------------------------------------|
| b = | 20.0 cm | n = | 1 esterno, 2 se interno ed esterno |
| t = | 1.5 cm | b = | 17.0 cm |
| f_{yd} = | 33.81 kN/cm ² | t = | 1.8 cm spessore singolo coprigiunto |
| f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² | f_{yd} = | 33.81 kN/cm ² |
| | | f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² |

Sollecitazioni

| | | | |
|---------------------|--------|---------------------|---------|
| $N_{ptb,max,SLE}$ = | 179 kN | $N_{ptb,min,SLE}$ = | -335 kN |
| $N_{ptb,max,SLU}$ = | 242 kN | $N_{ptb,min,SLU}$ = | -452 kN |

Bulloni

| | | |
|-------------|-----------------------|--|
| ϕ_b = | 1.6 cm | dimensione bullone |
| cl. | 8.8 | classe |
| f_{tb} = | 80 kN/cm ² | resistenza a rottura del materiale del bullone |
| d_0 = | 1.63 cm | dimensione foro |
| A_{res} = | 1.57 cm ² | area resistente bullone |
| A = | 2.01 cm ² | area lorda bullone |

Il piano di taglio interessa la parte filettata della **No**

$$F_{v,Rd} = 77 \text{ kN}$$

| | | |
|-------------|---|--|
| n_{sez} = | 1 | numero di sezioni di taglio/superfici di attrito |
| n_{tot} = | 6 | numero di bulloni |

$$F_{bullone,max,SLU} = 75 \text{ kN}$$

| Verifiche in area netta | | | | | | | | | |
|--------------------------------|-------|------------------------------|-------|------------|----------------------------------|------------------------------|------------|----------------------------------|--|
| File di bulloni | | Piattabanda | | | | Coprigiunti | | | |
| fila | n_b | A_{net} (cm ²) | % (*) | F_i (kN) | σ_i (kN/cm ²) | A_{net} (cm ²) | F_i (kN) | σ_i (kN/cm ²) | |
| 1 | 2 | 25.11 | 100.0 | 242 | 9.62 | 24.73 | 81 | 3.26 | |
| 2 | 2 | 25.11 | 66.7 | 161 | 6.41 | 24.73 | 161 | 6.51 | |
| 3 | 2 | 25.11 | 33.3 | 81 | 3.21 | 24.73 | 242 | 9.77 | |
| 4 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 5 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 6 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 7 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 8 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 9 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |
| 10 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 242 | 7.90 | |

Sigma max \leq 36.72 Verificato! sigma max \leq 36.72 Verificato!

(*) % della forza totale nella piattabanda

Verifica a taglio del bullone

$$F_{v,Ed} = 75 \text{ kN} \quad \text{su singola sezione} \quad \leq 77 \quad \text{Verificato!}$$

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Ed} = 75 \text{ kN} \quad \text{piattabanda} \quad \leq 150 \quad \text{Verificato!}$$

$$F_{b,Ed} = 75 \text{ kN} \quad \text{singolo coprigiunto} \quad \leq 180 \quad \text{Verificato!}$$

Verifica dell'anima

Anima

| | | | |
|------------|--------------------------|---|---------|
| h = | 23.0 cm | Numero coprighiunti | 2 |
| t = | 1.0 cm | Altezza coprighiunti | 17.0 cm |
| f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² | Spessore singolo coprighiunto | 0.8 cm |
| f_{yk} = | 35.50 kN/cm ² | Distanza tra la colonna 1 e l'asse del giunto | 4.5 cm |

| | |
|---|--------------------------|
| Numero colonne bulloni | 1 |
| Numero bulloni colonna 1 (più vicina al giunto) | 3 |
| Numero bulloni colonna 2 | |
| Numero bulloni colonna 3 | |
| Numero bulloni colonna 4 | |
| Numero bulloni colonna 5 | |
| Distanza tra le colonne | 0.0 cm |
| Distanza tra i bulloni in verticale | 6.5 cm |
| f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² |
| f_{yk} = | 35.50 kN/cm ² |

Sollecitazioni bullonatura

| | | | |
|--------------------------|----------|--------------------------|-----------|
| $N_{anima, SLE}$ = | -39 kN | $N_{anima, SLU}$ = | -53 kN |
| $M_{anima, SLE}$ = | 462 kNcm | $M_{anima, SLU}$ = | 623 kNcm |
| $M_{bullonatura, SLE}$ = | 798 kNcm | $M_{bullonatura, SLU}$ = | 1078 kNcm |
| $V_{anima, SLE}$ = | 75 kN | $V_{anima, SLU}$ = | 101 kN |

Bulloni

| | | |
|-------------|-----------------------|--|
| ϕ_b = | 1.6 cm | dimensione bullone |
| cl. | 8.8 | classe |
| f_{tb} = | 80 kN/cm ² | resistenza a rottura del materiale del bullone |
| d_0 = | 1.63 cm | dimensione foro |
| A_{res} = | 1.57 cm ² | area resistente bullone |
| A = | 2.01 cm ² | area lorda bullone |

Il piano di taglio interessa la parte filettata (No)

$F_{v, Rd}$ = 77 kN

n_{sez} = 2 numero di sezioni di taglio/superfici di attrito
 n_{tot} = 3 numero di bulloni

Forze sui bulloni (metodo semplificato)

| | | | |
|-----------------------|-------|-----------------------|--------|
| $S_{N, anima, SLE}$ = | 13 kN | $S_{N, anima, SLU}$ = | 18 kN |
| $S_{M, anima, SLE}$ = | 61 kN | $S_{M, anima, SLU}$ = | 83 kN |
| $S_{T, anima, SLE}$ = | 25 kN | $S_{T, anima, SLU}$ = | 34 kN |
| $S_{tot, SLE}$ = | 90 kN | $S_{tot, SLU}$ = | 121 kN |

Forze sui bulloni (metodo completo)

$S_{tot, SLE}$ = 79 kN $S_{tot, SLU}$ = 106 kN

Verifica in area netta dell'anima

| | | | |
|--------------------------|-------------------------|---------|-------------|
| A_{netta} = | 18.11 cm ² | | |
| I = | 876 cm ⁴ | | |
| W = | 76 cm ³ | | |
| σ_{max} = | 5.25 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |
| $\max(\tau_s, \tau_i)$ = | 3.75 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| τ_{med} = | 5.58 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| $\sigma_{id, max}$ = | 8.35 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |

Verifica in area netta del coprighiunto

| | | | |
|----------------------|--------------------------|---------|-------------|
| A_{netta} = | 19.38 cm ² | | |
| I = | 435 cm ⁴ | | |
| W = | 51 cm ³ | | |
| σ_{max} = | 18.33 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |
| τ_{med} = | 5.21 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| $\sigma_{id, max}$ = | 20.43 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |

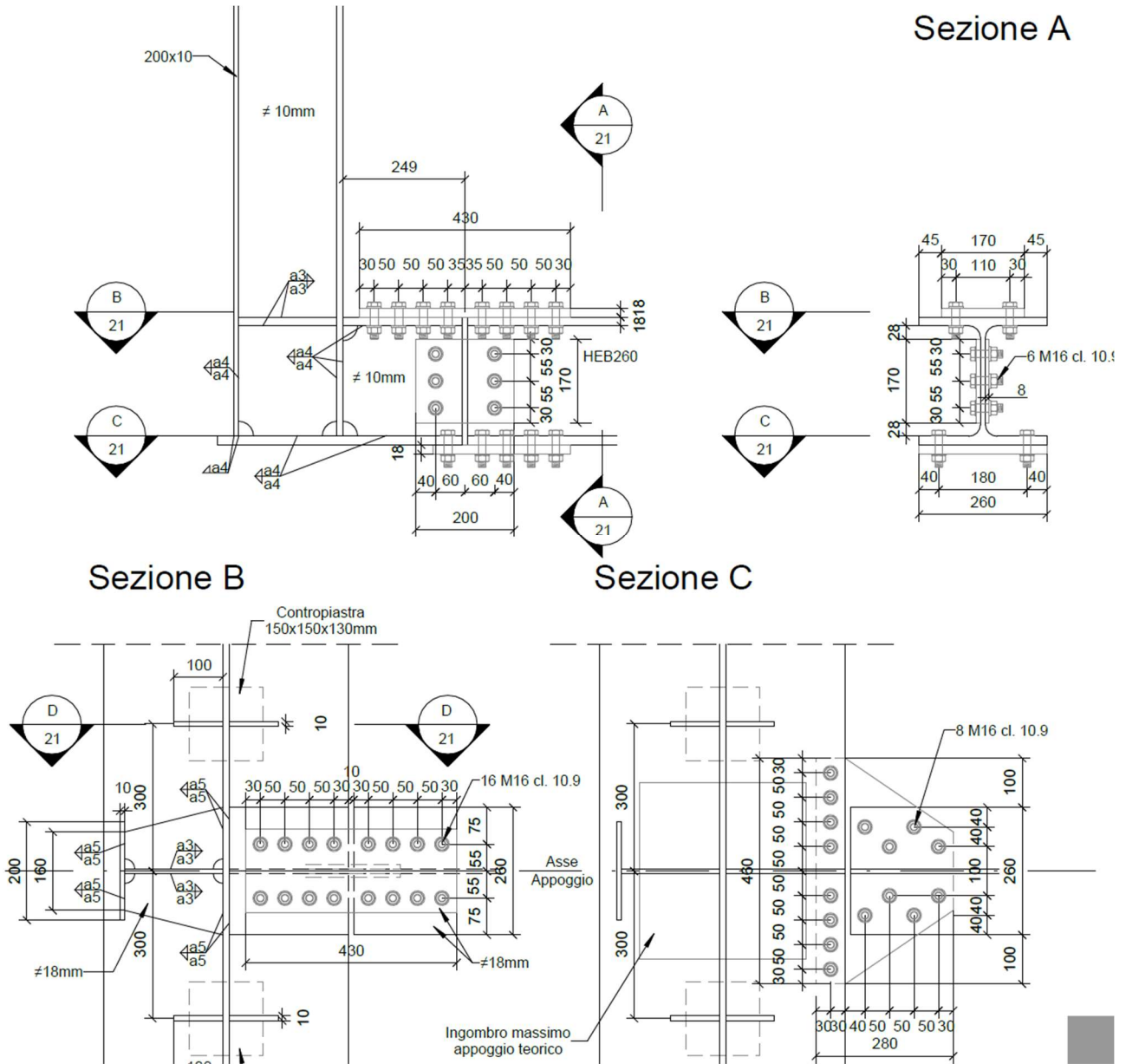
Verifica a taglio del bullone

$F_{v, Ed}$ = 53 kN su singola sezione ≤ 77 Verificato!

Verifica a rifollamento

$F_{b, Ed}$ = 106 kN anima ≤ 163 Verificato!
 $F_{b, Ed}$ = 53 kN singolo coprighiunto ≤ 131 Verificato!

12.5.2 Traverso di appoggio



Verifica delle piattabande

Avendo il medesimo numero di bulloni, si verifica cautelativamente la configurazione di piatti più sfavorevole tra quella della piattabanda superiore e quella della piattabanda inferiore.

| Piattabanda | | Coprighiunti | | |
|--------------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------------|
| b = | 20.0 cm | n = | 1 | esterno, 2 se interno ed |
| t = | 1.5 cm | b = | 17.0 cm | esterno |
| f_{yd} = | 33.81 kN/cm ² | t = | 1.8 cm | spessore singolo coprighiunto |
| f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² | f_{yd} = | 33.81 kN/cm ² | |
| | | f_{tk} = | 51.00 kN/cm ² | |

Sollecitazioni

| | | | |
|---------------------|--------|---------------------|---------|
| $N_{ptb,max,SLU}$ = | 354 kN | $N_{ptb,min,SLU}$ = | -541 kN |
|---------------------|--------|---------------------|---------|

Bulloni

| | | |
|-------------|-----------------------|--|
| ϕ_b = | 1.6 cm | dimensione bullone |
| cl. | 8.8 | classe |
| f_{tb} = | 80 kN/cm ² | resistenza a rottura del materiale del bullone |
| d_0 = | 1.63 cm | dimensione foro |
| A_{res} = | 1.57 cm ² | area resistente bullone |
| A = | 2.01 cm ² | area lorda bullone |

Il piano di taglio interessa la parte filettata della vite? No

| | |
|--------------|-------|
| $F_{v,Rd}$ = | 77 kN |
|--------------|-------|

| | | |
|-------------|---|--|
| n_{sez} = | 1 | numero di sezioni di taglio/superfici di attrito |
| n_{tot} = | 8 | numero di bulloni |

| | |
|-------------------------|-------|
| $F_{bullone,max,SLU}$ = | 68 kN |
|-------------------------|-------|

| Verifiche in area netta | | | | | | | | |
|-------------------------|-------|------------------------------|-------|------------|----------------------------------|------------------------------|------------|----------------------------------|
| File di bulloni | | Piattabanda | | | | Coprighiunti | | |
| fila | n_b | A_{net} (cm ²) | % (*) | F_i (kN) | σ_i (kN/cm ²) | A_{net} (cm ²) | F_i (kN) | σ_i (kN/cm ²) |
| 1 | 2 | 25.11 | 100.0 | 354 | 14.09 | 24.73 | 88 | 3.58 |
| 2 | 2 | 25.11 | 75.0 | 265 | 10.57 | 24.73 | 177 | 7.15 |
| 3 | 2 | 25.11 | 50.0 | 177 | 7.05 | 24.73 | 265 | 10.73 |
| 4 | 2 | 25.11 | 25.0 | 88 | 3.52 | 24.73 | 354 | 14.31 |
| 5 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |
| 6 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |
| 7 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |
| 8 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |
| 9 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |
| 10 | 0 | 30.00 | 0.0 | 0 | 0.00 | 30.60 | 354 | 11.56 |

Sigma max ≤ 36.72 Verificato! sigma max ≤ 36.72 Verificato

(*) % della forza totale nella piattabanda

Verifica a taglio del bullone

| | | | | |
|--------------|-------|--------------------|------|-------------|
| $F_{v,Ed}$ = | 68 kN | su singola sezione | ≤ 77 | Verificato! |
|--------------|-------|--------------------|------|-------------|

Verifica a rifollamento

| | | | | |
|--------------|-------|----------------------|-------|-------------|
| $F_{b,Ed}$ = | 68 kN | piattabanda | ≤ 150 | Verificato! |
| $F_{b,Ed}$ = | 68 kN | singolo coprighiunto | ≤ 180 | Verificato! |

Verifica dell'anima

Anima

| | |
|------------|--------------------------|
| $h =$ | 23.0 cm |
| $t =$ | 1.0 cm |
| $f_{tk} =$ | 51.00 kN/cm ² |
| $f_{yk} =$ | 35.50 kN/cm ² |

Coprigiunti d'anima

| | |
|---|--------------------------|
| Numero coprigiunti | 2 |
| Altezza coprigiunti | 17.0 cm |
| Spessore singolo coprigiunto | 0.8 cm |
| Distanza tra la colonna 1 e l'asse del giunto | 4.5 cm |
| Numero colonne bulloni | 1 |
| Numero bulloni colonna 1 (più vicina al giunto) | 3 |
| Numero bulloni colonna 2 | |
| Numero bulloni colonna 3 | |
| Numero bulloni colonna 4 | |
| Numero bulloni colonna 5 | |
| Distanza tra le colonne | 0.0 cm |
| Distanza tra i bulloni in verticale | 6.0 cm |
| $f_{tk} =$ | 51.00 kN/cm ² |
| $f_{yk} =$ | 35.50 kN/cm ² |

Sollecitazioni bullonatura

| | | | |
|--------------------------|----------|--------------------------|-----------|
| $N_{anima, SLE} =$ | -35 kN | $N_{anima, SLU} =$ | -48 kN |
| $M_{anima, SLE} =$ | 598 kNcm | $M_{anima, SLU} =$ | 807 kNcm |
| $M_{bullonatura, SLE} =$ | 971 kNcm | $M_{bullonatura, SLU} =$ | 1310 kNcm |
| $V_{anima, SLE} =$ | 83 kN | $V_{anima, SLU} =$ | 112 kN |

Bulloni

| | | |
|-------------|-----------------------|--|
| $\phi_b =$ | 1.6 cm | dimensione bullone |
| cl. | 8.8 | classe |
| $f_{tb} =$ | 80 kN/cm ² | resistenza a rottura del materiale del bullone |
| $d_0 =$ | 1.63 cm | dimensione foro |
| $A_{res} =$ | 1.57 cm ² | area resistente bullone |
| $A =$ | 2.01 cm ² | area lorda bullone |

Il piano di taglio interessa la parte filettata della vite? **No**

$F_{v, Rd} =$ 77 kN

$n_{sez} =$ 2 numero di sezioni di taglio/superfici di attrito
 $n_{tot} =$ 3 numero di bulloni

Forze sui bulloni (metodo semplificato)

| | | | |
|-----------------------|--------|-----------------------|--------|
| $S_{N, anima, SLE} =$ | 12 kN | $S_{N, anima, SLU} =$ | 16 kN |
| $S_{M, anima, SLE} =$ | 81 kN | $S_{M, anima, SLU} =$ | 109 kN |
| $S_{T, anima, SLE} =$ | 28 kN | $S_{T, anima, SLU} =$ | 37 kN |
| $S_{tot, SLE} =$ | 111 kN | $S_{tot, SLU} =$ | 150 kN |

Forze sui bulloni (metodo completo)

| | | | |
|------------------|-------|------------------|--------|
| $S_{tot, SLE} =$ | 97 kN | $S_{tot, SLU} =$ | 131 kN |
|------------------|-------|------------------|--------|

Verifica in area netta dell'anima

| | | | |
|--------------------------|--------------------------|--------------|-------------|
| $A_{netta} =$ | 18.11 cm ² | | |
| $I =$ | 897 cm ⁴ | | |
| $W =$ | 78 cm ³ | | |
| $\sigma_{max} =$ | 7.72 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |
| $\max(\tau_s, \tau_i) =$ | 4.14 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| $\tau_{med} =$ | 6.17 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| $\sigma_{id, max} =$ | 10.54 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |

Verifica in area netta del coprigiunto

| | | | |
|----------------------|--------------------------|--------------|-------------|
| $A_{netta} =$ | 19.38 cm ² | | |
| $I =$ | 467 cm ⁴ | | |
| $W =$ | 55 cm ³ | | |
| $\sigma_{max} =$ | 21.37 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |
| $\tau_{med} =$ | 5.77 kN/cm ² | ≤ 19.52 | Verificato! |
| $\sigma_{id, max} =$ | 23.59 kN/cm ² | ≤ 36.72 | Verificato! |

Verifica a taglio del bullone

$F_{v, Ed} =$ 65 kN su singola sezione ≤ 77 Verificato!

Verifica a rifollamento

$F_{b, Ed} =$ 131 kN anima ≤ 163 Verificato!
 $F_{b, Ed} =$ 65 kN singolo coprigiunto ≤ 131 Verificato!

13 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELL'IMPALCATO E CONTROMONTE

Nel seguito vengono riportate le verifiche di deformabilità ed il calcolo delle monte ai sensi del MDP RFI.

13.1 Deformabilità

La verifica di deformabilità prevede che si controlli, per ciascun punto significativo, che il massimo spostamento verticale in combinazione SLE_RARA non ecceda 1/700 della luce della campata.

Per lo sbalzo, come indicato dalle NTC08 al paragrafo 4.2.4.2.1, si considera come luce di riferimento il doppio della lunghezza dello sbalzo stesso.

| NODO | Cond | G1 mm | G2 mm | Ritiro mm | TermD mm | Vento mm | Folla mm | Qser mm | SLE rara mm | limite L/700 mm | VERIFICA |
|------|------|----------|----------|--------------|-------------|-------------|-------------|------------|----------------|--------------------|-------------|
| 101 | max | 18.0 | 10.1 | -12.9 | 2.2 | 1.6 | 16.0 | 10.3 | 18.2 | 18.6 | Verificato! |
| | min | | | | -2.2 | -1.6 | -3.8 | -11.9 | -14.2 | 18.6 | Verificato! |
| 114 | max | -30.5 | -17.4 | 11.9 | 2.1 | 3.3 | 2.5 | 7.5 | 10.7 | 42.9 | Verificato! |
| | min | | | | -2.1 | -3.3 | -23.4 | -16.1 | -26.6 | 42.9 | Verificato! |

13.2 Contromonte

Le contromonte sono calcolate come richiesto dal MDP RFI. Qui sotto la formula che tiene conto dei carichi permanenti e del 25% del carico verticale accidentale.

$$c_f = f_p + f_f + f_r + 0.25 f_s \Phi$$



14 APPOGGI

Qui sotto lo schema di vincolamento utilizzato.



| | | |
|--|------------|--|
| | MULTI | APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE |
| | FISSO | APP. D'APPOG. FISSO |
| | UNI-TRASV | APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE TRASVERSALE |
| | UNI-LONG | APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE |
| | RIT. TRASV | RITEGNO SISMICO TRASVERSALE |
| | RIT. LONG | RITEGNO SISMICO LONGITUDINALE |

Nelle pagine seguenti i carichi e gli spostamenti di progetto.

14.1 Carichi elementari

Si riportano i carichi elementari, utilizzati per il calcolo delle sottostrutture.

| Pila - P1 | Trave A FISSO | | | Trave B UNI-TRASV | | |
|---|--------------------------|----------------|---------------|------------------------------|----------------|---------------|
| | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] |
| G1 | 191 | 0 | 0 | 191 | 0 | 0 |
| G2 | 139 | 0 | 0 | 139 | 0 | 0 |
| Ritiro | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Massimi carichi permanenti | 329 | 0 | 0 | 329 | 0 | 0 |
| Minimi carichi permanenti | 329 | 0 | 0 | 329 | 0 | 0 |
| Cedimenti vincolari (+) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Cedimenti vincolari (-) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Folla - Massimo carico verticale | 119 | 0 | 0 | 119 | 0 | 0 |
| Folla - Minimo carico verticale | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Vento (+) | 22 | 64 | 0 | 22 | 0 | 0 |
| Vento (-) | -22 | -64 | 0 | -22 | 0 | 0 |
| Mezzo di servizio - Massimo carico verticale | 116 | 0 | 0 | 116 | 0 | 0 |
| Mezzo di servizio - Minimo carico verticale | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura (+/-) | 0 | 0 | 42 | 0 | 0 | 42 |
| Forza centrifuga | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Attrito 8% permanenti e 6% accidentali | | | | | | |
| SLU (+/-) | 0 | 53 | 53 | 0 | 53 | 53 |
| SLE rara (+/-) | 0 | 40 | 40 | 0 | 40 | 40 |
| Sisma SLV | | | | | | |
| Sisma - Componente elementare direzione X (+/-) | 6 | 0 | 101 | 6 | 0 | 101 |
| Sisma - Componente elementare direzione Y (+/-) | 16 | 77 | 30 | 16 | 0 | 30 |
| Sisma - Componente elementare direzione Z (+/-) | 7 | 2 | 1 | 6 | 0 | 1 |
| Sisma - Involuppo delle componenti (+/-) | 20 | 78 | 110 | 20 | 0 | 110 |

| Spalla - S2 | Trave A UNI-LONG | | | Trave B MULTI | | |
|---|-----------------------------|----------------|---------------|--------------------------|----------------|---------------|
| | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] |
| G1 | 125 | 0 | 0 | 125 | 0 | 0 |
| G2 | 89 | 0 | 0 | 89 | 0 | 0 |
| Ritiro | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Massimi carichi permanenti | 215 | 0 | 0 | 215 | 0 | 0 |
| Minimi carichi permanenti | 215 | 0 | 0 | 215 | 0 | 0 |
| Cedimenti vincolari (+) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Cedimenti vincolari (-) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Folla - Massimo carico verticale | 113 | 0 | 0 | 113 | 0 | 0 |
| Folla - Minimo carico verticale | -5 | 0 | 0 | -5 | 0 | 0 |
| Vento (+) | 14 | 37 | 0 | 14 | 0 | 0 |
| Vento (-) | -14 | -37 | 0 | -14 | 0 | 0 |
| Mezzo di servizio - Massimo carico verticale | 93 | 0 | 0 | 93 | 0 | 0 |
| Mezzo di servizio - Minimo carico verticale | -16 | 0 | 0 | -16 | 0 | 0 |
| Frenatura (+/-) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Forza centrifuga | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Attrito 8% permanenti e 6% accidentali | | | | | | |
| SLU (+/-) | 0 | 39 | 39 | 0 | 39 | 39 |
| SLE rara (+/-) | 0 | 29 | 29 | 0 | 29 | 29 |
| Sisma SLV | | | | | | |
| Sisma - Componente elementare direzione X (+/-) | 10 | 0 | 0 | 10 | 0 | 0 |
| Sisma - Componente elementare direzione Y (+/-) | 15 | 59 | 0 | 15 | 0 | 0 |
| Sisma - Componente elementare direzione Z (+/-) | 4 | 1 | 0 | 4 | 0 | 0 |
| Sisma - Involuppo delle componenti (+/-) | 20 | 59 | 0 | 19 | 0 | 0 |

14.2 Carichi combinati

| CARICHI SUGLI APPOGGI - COMBINAZIONE SLU | | | | | |
|--|-----------|-----------|---------------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] |
| P1 | Trave A | FISSO | 630 | 150 | 100 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 630 | 0 | 100 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 460 | 100 | 0 |
| | Trave B | MULTI | 460 | 0 | 0 |

| CARICHI SUGLI APPOGGI - COMBINAZIONE SLE rara | | | | | |
|---|-----------|-----------|---------------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] |
| P1 | Trave A | FISSO | 470 | 110 | 80 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 470 | 0 | 80 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 340 | 70 | 0 |
| | Trave B | MULTI | 340 | 0 | 0 |

| CARICHI SUGLI APPOGGI - COMBINAZIONE SLV | | | | | |
|--|-----------|-----------|---------------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Vert. [kN] | Trasv. [kN] | Long. [kN] |
| P1 | Trave A | FISSO | 350 | 80 | 120 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 350 | 10 | 120 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 300 | 60 | 10 |
| | Trave B | MULTI | 300 | 10 | 10 |

| RITEGNI SISMICI | | |
|-----------------|----------------|---------------|
| Tipologia | Carico [kN] | Varco [mm] |
| TRASVERSALE | 150 | 5 ±2 |
| LONGITUDINALE | 120 | 5 ±2 |

14.3 Spostamenti combinati

| SPOSTAMENTI APPOGGI - COMBINAZIONE SLU | | | | |
|--|-----------|-----------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Trasv. [mm] | Long. [mm] |
| P1 | Trave A | FISSO | 0 | 0 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 3 | 0 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 0 | 20 |
| | Trave B | MULTI | 3 | 20 |

| SPOSTAMENTI APPOGGI - COMBINAZIONE SLE rara | | | | |
|---|-----------|-----------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Trasv. [mm] | Long. [mm] |
| P1 | Trave A | FISSO | 0 | 0 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 2 | 0 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 0 | 13 |
| | Trave B | MULTI | 2 | 13 |

| SPOSTAMENTI APPOGGI - COMBINAZIONE SLV | | | | |
|--|-----------|-----------|----------------|---------------|
| | Posizione | Tipologia | Trasv. [mm] | Long. [mm] |
| P1 | Trave A | FISSO | 0 | 0 |
| | Trave B | UNI-TRASV | 1 | 0 |
| S2 | Trave A | UNI-LONG | 0 | 20 |
| | Trave B | MULTI | 1 | 20 |

15 VERIFICHE DELLE NERVATURE SU APPOGGI E MARTINETTI

15.1 Nervature di appoggio

Si riporta la verifica per l'appoggio di pila, maggiormente sollecitato.

| APPOGGIO - Verifica delle nervature | | | |
|--|----------------------|-----|---------------|
| Caratteristiche geometriche | | | |
| Spessore anima trave | 12 mm | --> | 1.2 cm |
| Altezza anima trave | 1470 mm | --> | 147.0 cm |
| Larghezza piattabanda inferiore | 500 mm | --> | 50.0 cm |
| Spessore piattabanda inferiore | 15 mm | --> | 1.5 cm |
| Contropiastra | 0 mm | --> | 0.0 cm |
| Diametro dell'appoggio | 210 mm | --> | 21.0 cm |
| Numero irrigidenti a tutta altezza | 1 | --> | |
| Spessore irrigidente a tutta altezza | 10 mm | --> | 1.0 cm |
| Larghezza irrigidente a tutta altezza | 200 mm | --> | 20.0 cm |
| Numero nervature aggiuntive | 1 | --> | |
| Spessore nervature | 10 mm | --> | 1.0 cm |
| Larghezza nervature | 200 mm | --> | 20.0 cm |
| Altezza nervature | 260 mm | --> | 26.0 cm |
| Distanza nervature da irrigidenti | 0 mm | --> | 0.0 cm |
| Coefficiente di diffusione carico | 1.0 | --> | 45.0 ° |
| <i>Nota: ai sensi della CNR 10030/87 §5.2 è possibile utilizzare un coefficiente = 2.5</i> | | | |
| Lunghezza di diffusione del carico | 24.0 cm | | |
| Lunghezza di diffusione anima | 24.0 cm | | |
| Lunghezza di diffusione irrigidente | 11.4 cm | | |
| Lunghezza di diffusione nervatura aggiuntiva | 11.4 cm | | |
| Area di diffusione totale | 51.6 cm ² | | |
| Area di diffusione anima | 28.8 cm ² | | |
| Area di diffusione irrigidenti | 11.4 cm ² | | |
| Area di diffusione nervature aggiuntive | 11.4 cm ² | | |
| Si verifica l'irrigidimento di appoggio per un carico agente pari a: | | | 650 kN |
| Verifica di stabilità della sezione a croce | | | |
| Si verifica la stabilità della sezione a croce data dalle larghezze efficaci dell'anima e degli irrigidenti come asta incernierata soggetta ad un carico di punta pari al carico totale agente. La quota parte di anima collaborante è pari a 12 volte lo spessore per parte in assenza di nervature aggiuntive, oppure pari alla larghezza della diffusione del carico nella sezione in cima alle nervature aggiuntive. | | | |
| Lunghezza efficace anima | 28.8 cm | | |
| Lunghezza efficace irrigidenti | 11.4 cm | | |
| Area efficace sezione a croce | 46.0 cm ² | | |
| Momento di inerzia della sezione | 2671 cm ⁴ | | |
| Coefficiente di imperfezione α | 0.49 | | |
| Snellezza adimensionale λ | 0.25 | | |
| Coefficiente Φ | 0.54 | --> | $\chi = 0.97$ |
| Verifica N_{Soll}/N_{Res} : | 0.45 < 1.00 | | |
| Verificato | | | |

Verifica saldatura anima - piattabanda inferiore

Si verifica la saldatura dell'anima alla piattabanda inferiore considerando agente un carico pari alla quota parte della reazione proporzionale all'area di diffusione dell'anima stessa.

| | | | | |
|------------------------|--------------------|---------------|--------|--------------------------|
| Carico agente | | 363 kN | | |
| Tipologia di saldatura | Cordone | | | |
| Gola | | 4.5 mm | | |
| n° cordoni | | 2 | | |
| Lunghezza saldatura | | 24.0 | | |
| Area saldatura | | 21.6 | | |
| | $f_{yk} =$ | 35.5 | | |
| | $\sigma_{\perp} =$ | 16.80 | | |
| | $t_{//} =$ | 5.00 | | |
| | $\sigma =$ | 17.52 | \leq | 24.85 kN/cm ² |
| Verificato | | | | |

Verifica saldature irrigidenti - piattabanda inferiore

Si verifica la saldatura degli irrigidenti alla piattabanda inferiore considerando agente un carico pari alla quota parte della reazione proporzionale all'area di diffusione degli irrigidenti stessi.

| | | | | |
|------------------------|----------------|---------------|--------|--------------------------|
| Carico agente | | 144 kN | | |
| Tipologia di saldatura | Cordone | | | |
| Gola | | 4.0 mm | | |
| n° cordoni | | 2 | | |
| Slot | | 20 mm | | |
| Lunghezza saldatura | | 9.4 | | |
| Area saldatura | | 7.5 | | |
| | $f_{yk} =$ | 35.5 | | |
| | $\sigma =$ | 19.10 | \leq | 24.85 kN/cm ² |
| Verificato | | | | |

Verifica saldature nervature aggiuntive - piattabanda inferiore

Si verifica la saldatura delle nervature aggiuntive alla piattabanda inferiore considerando agente un carico pari alla quota parte della reazione proporzionale all'area di diffusione delle nervature stesse.

| | | | | |
|------------------------|----------------|---------------|--------|--------------------------|
| Carico agente | | 144 | kN | |
| Tipologia di saldatura | Cordone | | | |
| Gola | | 4.0 mm | | |
| n° cordoni | | 2 | | |
| Slot | | 20 mm | | |
| Lunghezza saldatura | | 9.4 | | |
| Area saldatura | | 7.5 | | |
| | $f_{yk} =$ | 35.5 | | |
| | $\sigma =$ | 19.10 | \leq | 24.85 kN/cm ² |
| Verificato | | | | |

15.2 Nervature sul martinetto

Si riporta il calcolo per la condizione di massimo carico sul martinetto.

Siccome il martinetto viene utilizzato per la manutenzione del ponte, con particolare riferimento ai dispositivi di appoggio, si considerano agenti i soli carichi permanenti ed il vento, in combinazione SLU.

| MARTINETTO - Verifica delle nervature | | | |
|--|----------------------|-----|---------------|
| Caratteristiche geometriche | | | |
| Spessore anima trave | 12 mm | --> | 1.2 cm |
| Altezza anima trave | 1470 mm | --> | 147.0 cm |
| Larghezza piattabanda inferiore | 500 mm | --> | 50.0 cm |
| Spessore piattabanda inferiore | 15 mm | --> | 1.5 cm |
| Contropiastra | 30 mm | --> | 3.0 cm |
| Diametro della testina del martinetto | 50 mm | --> | 5.0 cm |
| Numero irrigidenti a tutta altezza | 1 | --> | |
| Spessore irrigidente a tutta altezza | 10 mm | --> | 1.0 cm |
| Larghezza irrigidente a tutta altezza | 100 mm | --> | 10.0 cm |
| Numero nervature aggiuntive | 1 | --> | |
| Spessore nervature | 10 mm | --> | 1.0 cm |
| Larghezza nervature | 100 mm | --> | 10.0 cm |
| Altezza nervature | 240 mm | --> | 24.0 cm |
| Distanza nervature da irrigidenti | 0 mm | --> | 0.0 cm |
| Coefficiente di diffusione carico | 1.0 | --> | 45.0 ° |
| <i>Nota: ai sensi della CNR 10030/87 §5.2 è possibile utilizzare un coefficiente = 2.5</i> | | | |
| Lunghezza di diffusione del carico | 14.0 cm | | |
| Lunghezza di diffusione anima | 14.0 cm | | |
| Lunghezza di diffusione irrigidente | 6.4 cm | | |
| Lunghezza di diffusione nervatura aggiuntiva | 6.4 cm | | |
| Area di diffusione totale | 29.6 cm ² | | |
| Area di diffusione anima | 16.8 cm ² | | |
| Area di diffusione irrigidenti | 6.4 cm ² | | |
| Area di diffusione nervature aggiuntive | 6.4 cm ² | | |
| Si verifica l'irrigidimento di appoggio per un carico agente pari a: | | | 310 kN |
| Verifica di stabilità della sezione a croce | | | |
| Si verifica la stabilità della sezione a croce data dalle larghezze efficaci dell'anima e degli irrigidenti come asta incernierata soggetta ad un carico di punta pari al carico totale agente. La quota parte di anima collaborante è pari a 12 volte lo spessore per parte in assenza di nervature aggiuntive, oppure pari alla larghezza della diffusione del carico nella sezione in cima alle nervature aggiuntive. | | | |
| Lunghezza efficace anima | 28.8 cm | | |
| Lunghezza efficace irrigidenti | 6.4 cm | | |
| Area efficace sezione a croce | 41.0 cm ² | | |
| Momento di inerzia della sezione | 337 cm ⁴ | | |
| Coefficiente di imperfezione α | 0.49 | | |
| Snellezza adimensionale λ | 0.67 | | |
| Coefficiente Φ | 0.84 | --> | $\chi = 0.74$ |
| Verifica N_{Soll}/N_{Res} : | 0.32 < 1.00 | | |
| Verificato | | | |

Verifica saldatura anima - piattabanda inferiore

Si verifica la saldatura dell'anima alla piattabanda inferiore considerando agente un carico pari alla quota parte della reazione proporzionale all'area di diffusione dell'anima stessa.

| | | | | |
|------------------------|--------------------|--------------------------------|--------|--------------------------|
| Carico agente | | 176 kN | | |
| Tipologia di saldatura | Cordone | | | |
| Gola | | 4.5 mm | | |
| n° cordoni | | 2 mm | | |
| Lunghezza saldatura | | 14.0 cm | | |
| Area saldatura | | 12.6 cm ² | | |
| | $f_{yk} =$ | 35.5 kN/cm ² | | |
| | $\sigma_{\perp} =$ | 13.96 kN/cm ² | | |
| | $t_{//} =$ | 3.00 kN/cm ² | | |
| | $\sigma =$ | 14.28 kN/cm ² | \leq | 24.85 kN/cm ² |

Verificato**Verifica saldature irrigidenti - piattabanda inferiore**

Si verifica la saldatura degli irrigidenti alla piattabanda inferiore considerando agente un carico pari alla quota parte della reazione proporzionale all'area di diffusione degli irrigidenti stessi.

| | | | | |
|------------------------|----------------|--------------------------|--------|--------------------------|
| Carico agente | | 67 kN | | |
| Tipologia di saldatura | Cordone | | | |
| Gola | | 4.0 mm | | |
| n° cordoni | | 2 mm | | |
| Slot | | 20 mm | | |
| Lunghezza saldatura | | 4.4 cm | | |
| Area saldatura | | 3.5 cm ² | | |
| | $f_{yk} =$ | 35.5 kN/cm ² | | |
| | $\sigma =$ | 19.04 kN/cm ² | \leq | 24.85 kN/cm ² |

Verificato

16 VERIFICHE DI COMFORT

Non essendo presenti prescrizioni specifiche sulle NTC08, si è fatto riferimento a metodi di comprovata validità. In particolare, è stato utilizzato il metodo di analisi proposto dalle linee guida del SÉTRA, pubblicate ad Ottobre 2006, con particolare riferimento al documento denominato “*Technical guide – Footbridges – Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*”.

Come evidente dai risultati sotto proposti, per tutte le frequenze significative è garantito il livello di comfort minimo suggerito dalla linea guida.

Qui sotto i passi che caratterizzano la procedura di verifica:

Definizione della classe di affollamento

Cautelativamente, si è scelto di condurre l’analisi per ponti densamente affollati (Classe I).

Determinazione delle frequenze di vibrazione

Il metodo di calcolo consiste nel condurre una doppia analisi modale:

- Ponte scarico – considerando le sole masse permanenti (strutturali e portate)
- Ponte carico – considerando in aggiunta alle masse permanenti una massa di pedoni di 70kg/m²

Classificazione del rischio di risonanza

Una volta determinate le frequenze significative (fino a 10 Hz), in base alla deformata modale vengono classificati i modi in base al “Rischio di risonanza”.

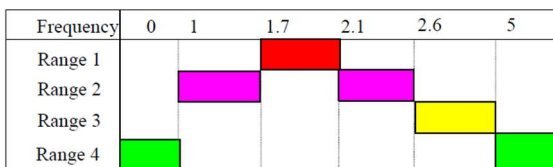


Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

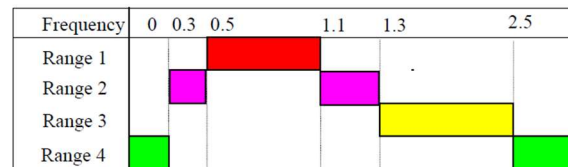


Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

Nelle tabelle qui sopra, “Range 1” corrisponde al massimo rischio mentre “Range 4” al minimo.

Definizione del caso di calcolo

Sulla base della classe di affollamento e del rischio di risonanza ad ogni modo significativo viene associato un caso di calcolo.

| | | Load cases to select for acceleration checks | | |
|------------|-------|--|--------|--------|
| Traffic | Class | Natural frequency range | | |
| | | 1 | 2 | 3 |
| Sparse | III | Case 1 | Nil | Nil |
| Dense | II | | Case 1 | Case 3 |
| Very dense | I | Case 2 | Case 2 | Case 3 |

Case No. 1: Sparse and dense crowd
Case No. 2: Very dense crowd

Case No. 3: Crowd complement (2nd harmonic)

Calcolo delle accelerazioni

Il calcolo viene effettuato con un carico convenzionale:

| Direction | Load per m ² |
|------------------|---|
| Vertical (v) | $d \times (280\text{N}) \times \cos(2\pi f_i t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$ |
| Longitudinal (l) | $d \times (140\text{N}) \times \cos(2\pi f_i t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$ |
| Transversal (t) | $d \times (35\text{N}) \times \cos(2\pi f_i t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$ |

Dove il coefficiente Ψ è definito come segue:

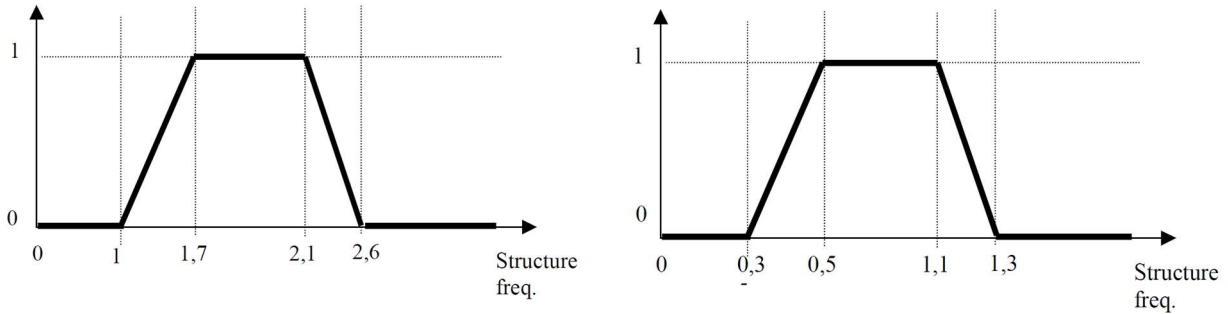


Figure 2.3 : Factor ψ in the case of walking, for vertical and longitudinal vibrations on the left, and for lateral vibrations on the right.

Lo smorzamento è stato assunto invece come proposto dalla tabella seguente:

| Type | Critical damping ratio |
|-----------------------|------------------------|
| Reinforced concrete | 1.3% |
| Pre-stressed concrete | 1% |
| Mixed | 0.6% |
| Steel | 0.4% |
| Timber | 1% |

Table 2.6: Critical damping ratio to be taken into account

Il calcolo delle accelerazioni viene fatto con la seguente formula, valida per travate in semplice appoggio:

| | |
|----------------------|--|
| Maximum acceleration | $Acceleration_{max} = \frac{1}{2\xi} \frac{4F}{\pi\rho S}$ |
|----------------------|--|

Determinazione del “Grado di Comfort”

Le accelerazioni calcolate come spiegato sopra vengono classificate in base alle tabelle qui sotto.

| Acceleration ranges | 0 | 0.5 | 1 | 2.5 |
|---------------------|-----|------|-----|-----|
| Range 1 | Max | | | |
| Range 2 | | Mean | | |
| Range 3 | | | Min | |
| Range 4 | | | | |

Table 2.1: Acceleration ranges (in m/s²) for vertical vibrations

| Acceleration ranges | 0 | 0.1 | 0.15 | 0.3 | 0.8 |
|---------------------|-----|-----|------|-----|-----|
| Range 1 | Max | | | | |
| Range 2 | | | Mean | | |
| Range 3 | | | | Min | |
| Range 4 | | | | | |

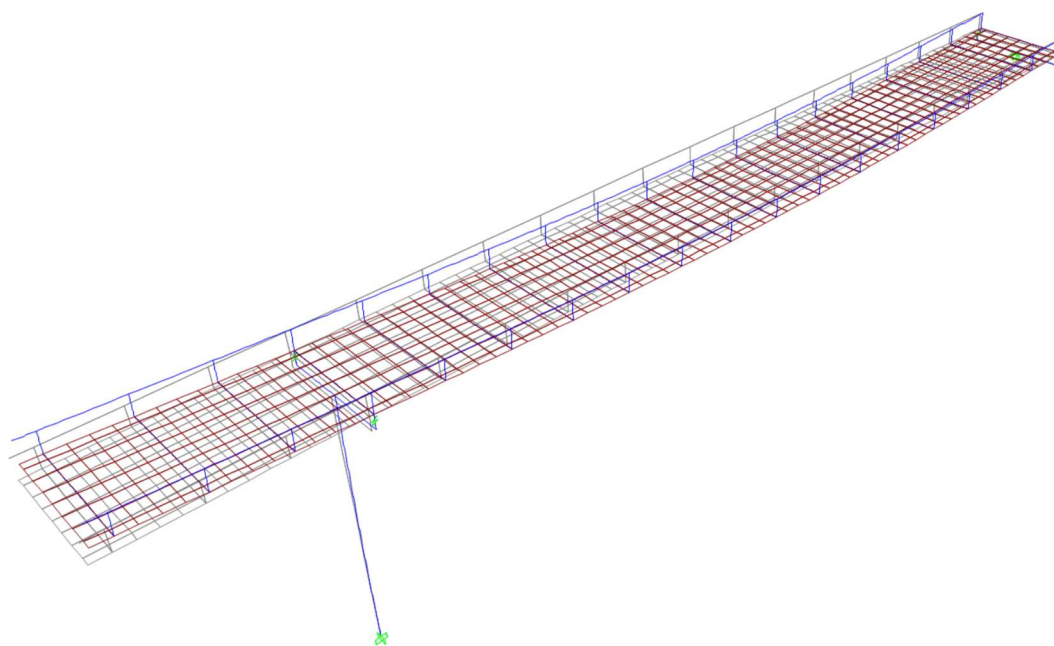
Table 2.2: Acceleration ranges (in m/s²) for horizontal vibrations

Si noti che la soglia di 0.1m/s² è valida esclusivamente per le accelerazioni trasversali al ponte.

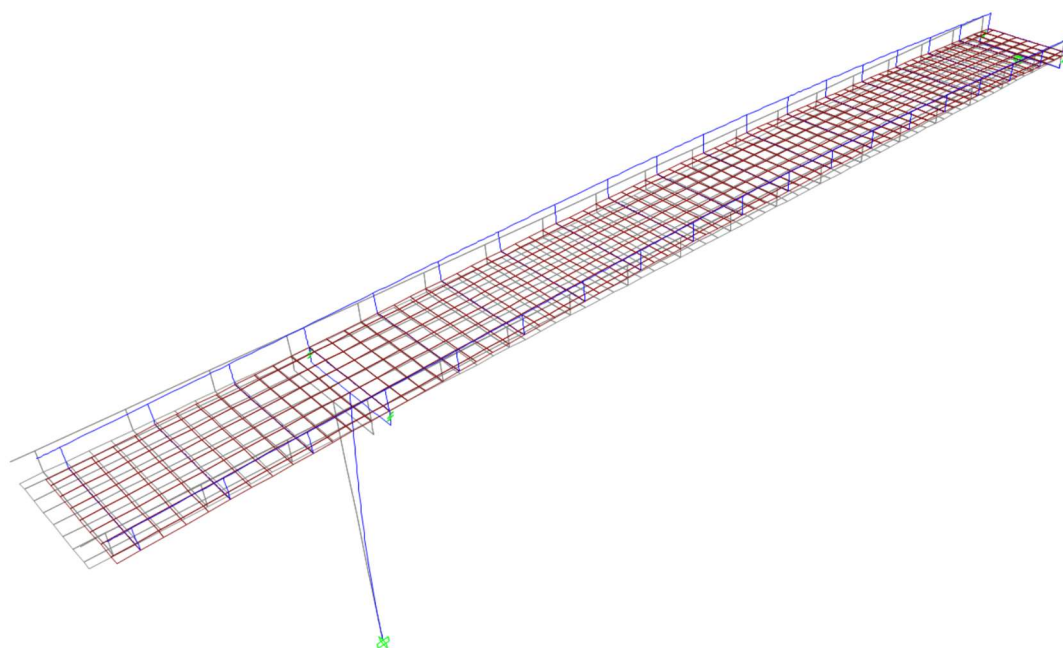
16.1 Caso di ponte scarico

16.1.1 Analisi modale

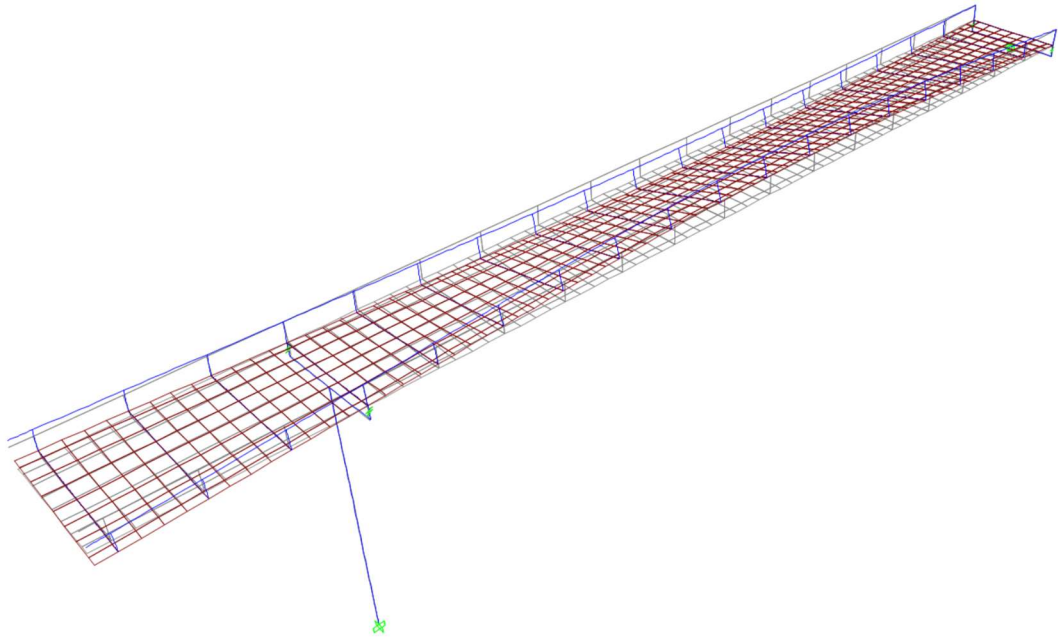
Qui sotto i modi più significativi. Si noti che, a differenza di quanto fatto per l'analisi sismica, in questo caso la pila è stata considerata con la sua rigidezza "non fessurata" vista la modestissima entità delle azioni flettenti agenti sulla stessa.



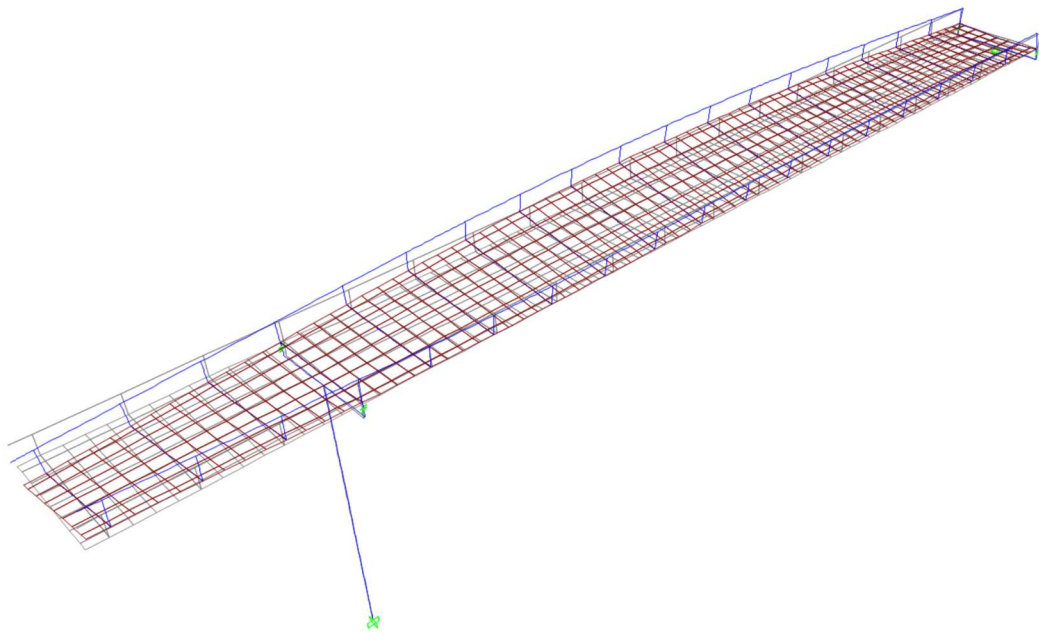
Modo 1 – Verticale – $T = 0.39$ s



Modo 2 – Longitudinale – $T = 0.35$ s



Modo 3 – Verticale/Torsionale – $T = 0.30s$



Modo 4 – Verticale/Torsionale – $T = 0.13s$

16.1.2 Calcolo delle accelerazioni

| ANALISI DEI CARICHI | | | |
|---------------------|---------|-----------------------|--|
| Carico arredi | 456 | kN | |
| Carico struttura | 632 | kN | |
| $M_{TOT, PONTE}$ | 108'800 | kg | |
| ζ | 0.4% | - | |
| larghezza (b) | 3.00 | m | |
| lunghezza (L) | 36.50 | m | |
| Classe | 1 | - | |
| d | 1.00 | pedoni/m ² | |
| N | 110 | - | |
| $Q_{TOT, PEDONI}$ | 7700.00 | kg | |
| ρS | 3191.78 | kg/m | |

| MODO | | | |
|------|---------------|---------|-----------|
| N° | Forma modale | Periodo | Frequenza |
| - | - | Sec | Cyc/sec |
| 1 | Verticale | 0.39 | 2.59 |
| 2 | Longitudinale | 0.35 | 2.87 |
| 3 | Verticale | 0.30 | 3.33 |
| 4 | Verticale | 0.13 | 7.49 |
| 5 | Verticale | 0.12 | 8.17 |

| CONTROLLO GRADO DI RISCHIO RISONANZA | | |
|--------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Rischio Massimo 1 <-----> 4 Minimo | | |
| FREQUENZE VERTICALI | FREQUENZE TRASVERSALI | FREQUENZE LONGITUDINALI |
| 2 | | |
| | | 3 |
| 3 | | |
| 4 | | |
| 4 | | |

| DEFINIZIONE CASO DI CALCOLO | | |
|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Funzione della classe e del rischio | | |
| FREQUENZE VERTICALI | FREQUENZE TRASVERSALI | FREQUENZE LONGITUDINALI |
| 2 | | |
| | | 3 |
| 3 | | |

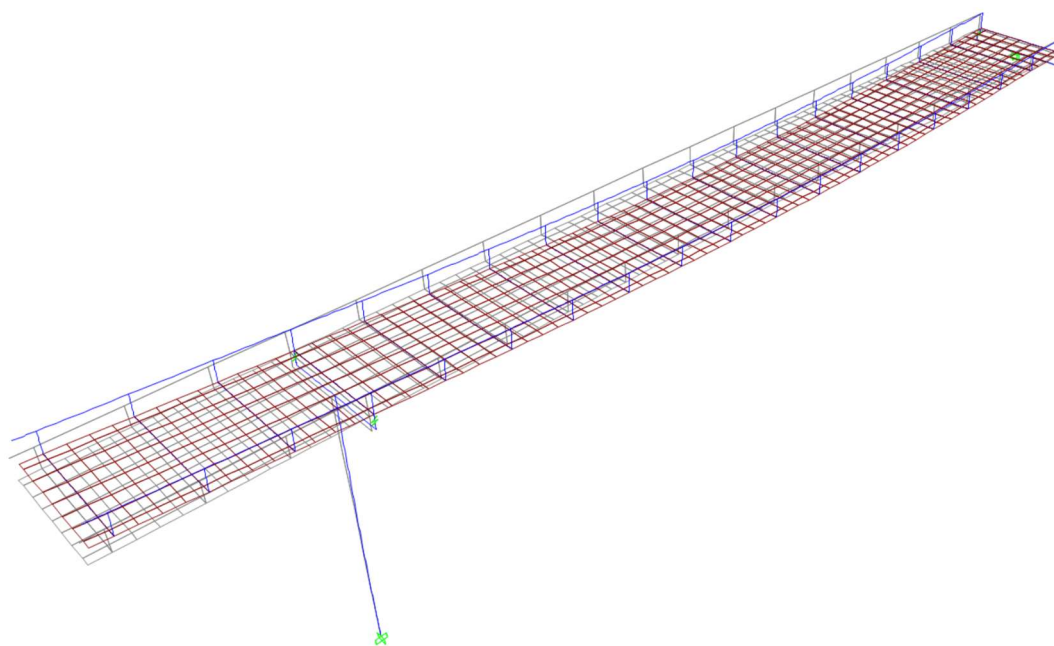
| N° di pedoni | ACCELERAZIONI MODI VERTICALI | | | | | GRADO DI COMFORT |
|--------------|------------------------------|--------|------------------|-----------|------------------|------------------|
| | f_v | Ψ | $ F_s $ | F_{MAX} | Acc_{max} | |
| MODO | Hz | [-] | N/m ² | N/m | m/s ² | |
| 1 | 2.59 | 0.011 | 0.53 | 1.59 | 0.079 | MASSIMO |
| 2 | | | | | | |
| 3 | 3.33 | 0.911 | 11.25 | 33.76 | 1.683 | MINIMO |
| 4 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |

| N° di pedoni | ACCELERAZIONI MODI LONGITUDINALI | | | | | GRADO DI COMFORT |
|--------------|----------------------------------|--------|------------------|-----------|------------------|------------------|
| | f_l | Ψ | $ F_s $ | F_{MAX} | Acc_{max} | |
| MODO | Hz | [-] | N/m ² | N/m | m/s ² | |
| 1 | | | | | | |
| 2 | 2.87 | 0.340 | 2.10 | 6.30 | 0.314 | MINIMO |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |

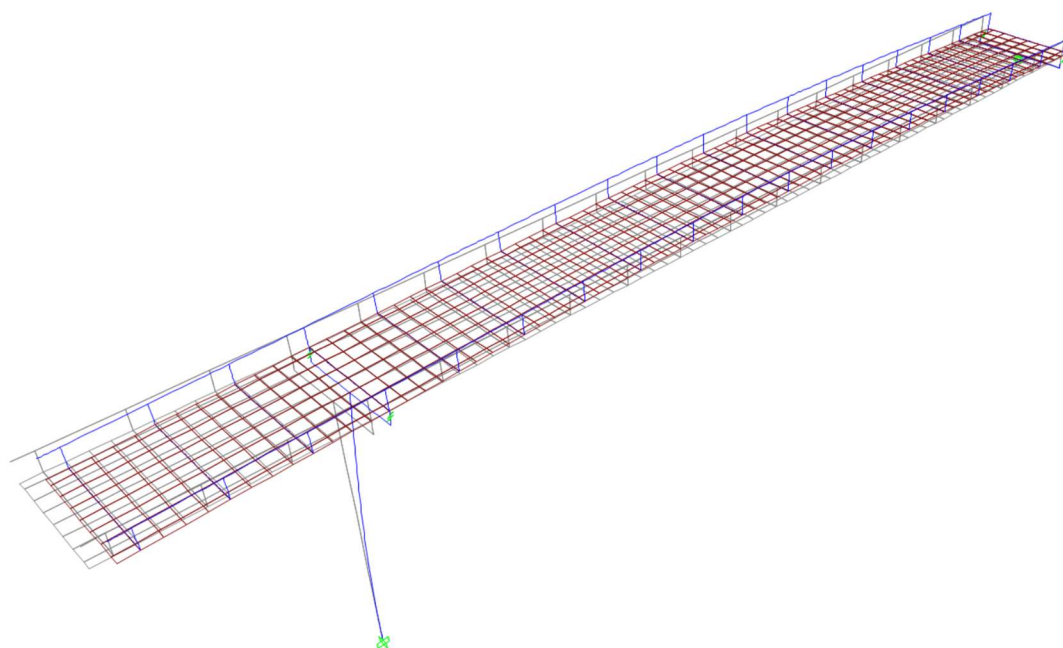
16.1 Caso di ponte carico

16.1.1 Analisi modale

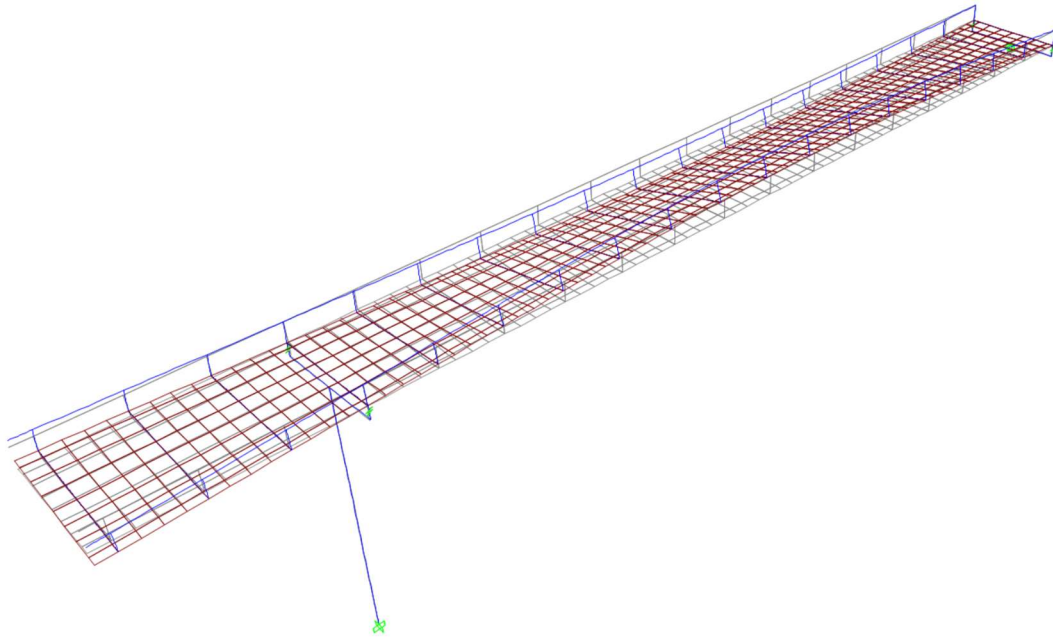
Qui sotto i modi più significativi. Si noti che, a differenza di quanto fatto per l'analisi sismica, in questo caso la pila è stata considerata con la sua rigidezza "non fessurata" vista la modestissima entità delle azioni flettenti agenti sulla stessa.



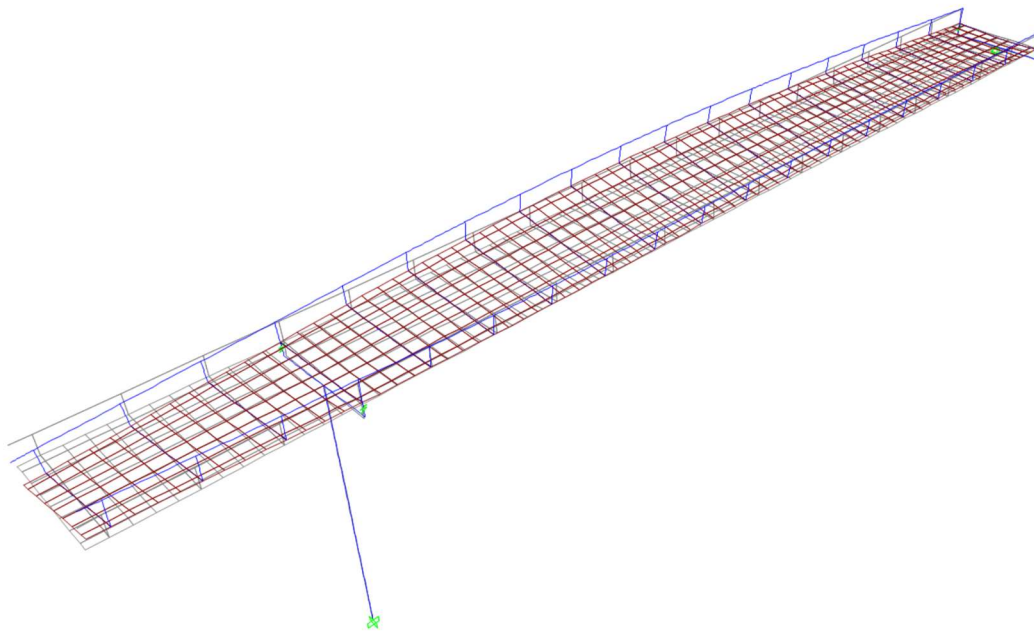
Modo 1 – Verticale – $T = 0.40$ s



Modo 2 – Longitudinale – $T = 0.36$ s



Modo 3 – Verticale/Torsionale – $T = 0.31s$



Modo 4 – Verticale/Torsionale – $T = 0.14s$

16.1.2 Calcolo delle accelerazioni

| ANALISI DEI CARICHI | | | |
|---------------------|---------|-----------------------|--|
| Carico arredi | 456 | kN | |
| Carico struttura | 632 | kN | |
| $M_{TOT, PONTE}$ | 108'800 | kg | |
| ζ | 0.4% | - | |
| larghezza (b) | 3.00 | m | |
| lunghezza (L) | 36.50 | m | |
| Classe | 1 | - | |
| d | 1.00 | pedoni/m ² | |
| N | 110 | - | |
| $Q_{TOT, PEDONI}$ | 7700.00 | kg | |
| ρS | 3191.78 | kg/m | |

| MODO | | | |
|------|---------------|---------|-----------|
| N° | Forma modale | Periodo | Frequenza |
| - | - | Sec | Cyc/sec |
| 1 | Verticale | 0.40 | 2.51 |
| 2 | Longitudinale | 0.36 | 2.79 |
| 3 | Verticale | 0.31 | 3.27 |
| 4 | Verticale | 0.14 | 7.25 |
| 5 | Verticale | 0.13 | 7.87 |

| CONTROLLO GRADO DI RISCHIO RISONANZA | | |
|--------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Rischio Massimo 1 <-----> 4 Minimo | | |
| FREQUENZE VERTICALI | FREQUENZE TRASVERSALI | FREQUENZE LONGITUDINALI |
| 2 | | 3 |
| 3 | | |
| 4 | | |
| 4 | | |

| DEFINIZIONE CASO DI CALCOLO | | |
|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Funzione della classe e del rischio | | |
| FREQUENZE VERTICALI | FREQUENZE TRASVERSALI | FREQUENZE LONGITUDINALI |
| 2 | | 3 |
| 3 | | |

| N° di pedoni | ACCELERAZIONI MODI VERTICALI | | | | | GRADO DI COMFORT |
|--------------|------------------------------|--------|------------------|-----------|------------------|------------------|
| 280 | f_v | Ψ | $ F_s $ | F_{MAX} | Acc_{max} | |
| MODO | Hz | [-] | N/m ² | N/m | m/s ² | |
| 1 | 2.51 | 0.183 | 9.03 | 27.08 | 1.350 | MINIMO |
| 2 | | | | | | |
| 3 | 3.27 | 0.841 | 10.38 | 31.14 | 1.553 | MINIMO |
| 4 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |

| N° di pedoni | ACCELERAZIONI MODI LONGITUDINALI | | | | | GRADO DI COMFORT |
|--------------|----------------------------------|--------|------------------|-----------|------------------|------------------|
| 140 | f_l | Ψ | $ F_s $ | F_{MAX} | Acc_{max} | |
| MODO | Hz | [-] | N/m ² | N/m | m/s ² | |
| 1 | | | | | | |
| 2 | 2.79 | 0.232 | 1.43 | 4.29 | 0.214 | MEDIO |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |

17 VERIFICHE DELLA SOLETTA

La soletta è stata analizzata direttamente mediante il modello globale sopra descritto. In questo modo è stato possibile tenere debitamente in conto di tutti gli effetti sotto brevemente descritti.

- Effetti locali

Questi effetti sono di taglio e momento esclusivamente associati al comportamento della soletta come una trave continua, disposta longitudinalmente lungo l'asse del ponte, appoggiata su tutti i traversi di impalcato e soggetta ai carichi verticali applicati direttamente sulla stessa

- Effetti globali

Sono effetti di due tipologie. Longitudinalmente agiscono trazione (in campata) e compressione (in pila) associate ai momenti flettenti delle travi principali. Sempre longitudinalmente agisce inoltre la trazione associata agli effetti di ritiro del getto.

Trasversalmente, alla luce dello scarso grado di vincolo con le travi principali e della ridottissima rigidezza flessionale della soletta in questa direzione (altezza sostanzialmente dimezzata rispetto alla direzione di orditura longitudinale delle greche), sono presenti esclusivamente effetti assiali, dovuti al ritiro ed alla collaborazione con i traversi di impalcato.

NOTA: si ricorda che, a favore di sicurezza, le travi ed i traversi, sono stati calcolati trascurando l'effetto di collaborazione della soletta anche se questo effetto è stato considerato nel dimensionamento della soletta stessa.

17.1 Assunzioni di calcolo

Il calcolo sotto illustrato è basato su due assunzioni fondamentali:

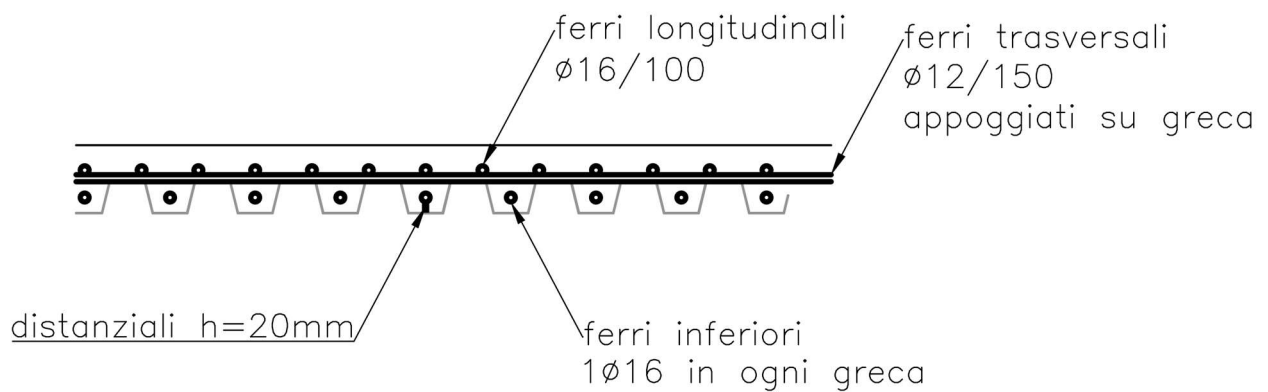
- Meccanismo resistente principale della soletta associato all'orditura longitudinale (che presenta come detto una rigidezza molto maggiore rispetto a quello trasversale)
- Lamiera grecata come cassero a perdere – ad essa vengono associati il peso proprio ed i carichi del getto ma il suo contributo è trascurato per tutti i carichi agenti una volta completata la maturazione dello stesso
- Soletta non reagente per i carichi permanenti strutturali – i calcoli della sezione resistente in calcestruzzo armato sono condotti trascurando il peso proprio del getto, delle armature e dei casseri (interamente gestiti dalla sola lamiera grecata) e tutti gli effetti di collaborazione con le travi principali durante prima della maturazione del getto

17.2 Caratteristiche dei materiali

Si fa riferimento a quanto illustrato nel Capitolo 7 del presente documento.

17.3 Armatura della soletta

Qui sotto uno schema che illustra la disposizione delle armature della soletta.



17.4 Lamiera grecate

La lamiera grecata è stata scelta secondo le indicazioni dei produttori.

Il carico del getto, avente uno spessore medio pari a circa 91mm è di 220da.N/m² ai quali aggiungere circa 35 da.N/m² corrispondenti al peso delle armature. Ponderando i carichi per il coefficiente $\gamma_{g1} = 1.35$ si ottiene il carico di verifica pari a circa 345da.N/m².

Carico massimo uniformemente distribuito in da.N/m², freccia $\leq l/200$

Maximum load in da.N/m², deflection $\leq l/200$

Charge uniformement repartie en da.N/m², flèche $\leq l/200$

Gleichmässig verteilte belastung in da.N/m², durchbiegung $\leq l/200$

| Spess. Thick. Epaiss. Dicke mm | J cm ⁴ /m | Wp cm ³ /m | Wn cm ⁴ /m | Distanza fra gli appoggi in metri - Span in meters - Entr'axe des solives - Spannweite in Metern | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|
| | | | | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,50 | 3,75 | 4,00 | 4,25 | 4,50 | 4,75 | 5,00 | 5,25 | 5,50 | 5,75 | 6,00 | 6,25 | 6,50 | 6,75 | 7,00 |
| 0,60 | 81,22 | 17,55 | 14,73 | 306 | 243 257 | 191 219 | 153 189 | 124 165 | 102 145 | 85 128 | 72 114 | 61 103 | 52 93 | 45 84 | 39 77 | 34 70 | 30 64 | 27 59 | 24 55 | 21 51 | 19 47 |
| 0,70 | 98,17 | 20,38 | 18,26 | 356 | 293 299 | 231 255 | 185 220 | 150 191 | 124 168 | 103 149 | 87 133 | 74 119 | 63 108 | 55 98 | 48 89 | 42 81 | 37 75 | 32 69 | 29 64 | 26 59 | 23 55 |
| 0,80 | 115,35 | 23,63 | 21,93 | 412 | 345 347 | 271 295 | 217 255 | 176 222 | 145 195 | 121 173 | 102 154 | 87 138 | 74 125 | 64 113 | 56 103 | 49 94 | 43 87 | 38 80 | 34 74 | 30 69 | 27 64 |
| 1,00 | 148,09 | 30,15 | 29,59 | 526 | 442 377 | 348 325 | 279 283 | 226 249 | 187 220 | 156 197 | 131 176 | 111 176 | 96 159 | 83 144 | 72 132 | 63 120 | 55 111 | 49 102 | 43 94 | 39 87 | 35 81 |
| 1,20 | 178,92 | 36,59 | 37,21 | 639 | 534 537 | 420 457 | 337 394 | 274 343 | 225 302 | 188 267 | 158 239 | 135 214 | 115 193 | 100 175 | 87 160 | 76 146 | 67 134 | 59 124 | 53 114 | 47 106 | 42 99 |

La resistenza minima per la lamiera da 8/10mm a progetto è di 412 da.N/m², superiore al carico di progetto sopra calcolato.

La verifica è quindi soddisfatta.

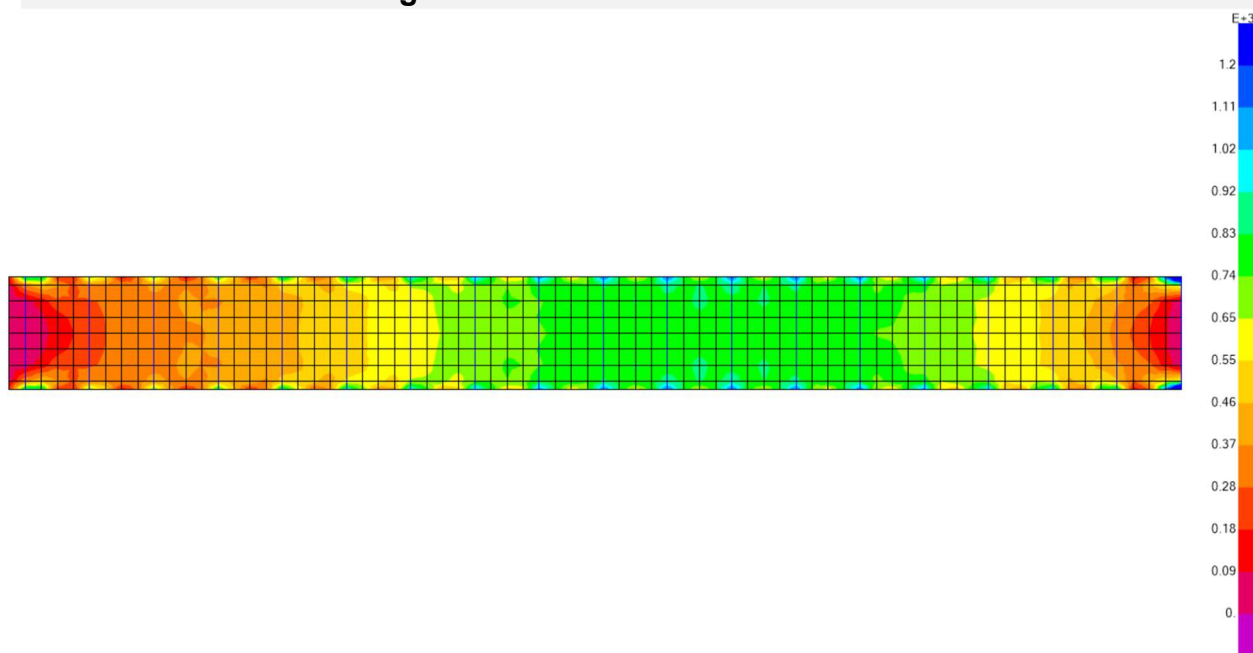
Come detto il contributo resistente offerto è stato trascurato nell'analisi della soletta una volta maturato il getto.

17.5 Sollecitazioni di verifica

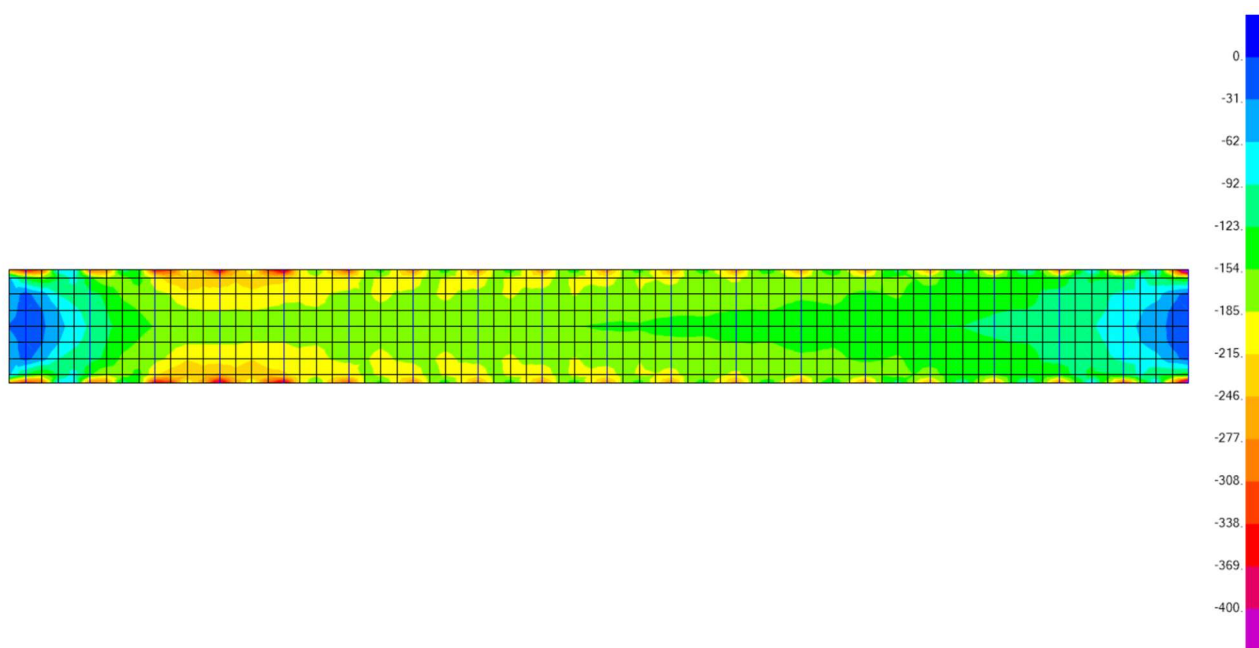
Come detto le sollecitazioni sono state determinate a partire dal modello globale della struttura.

Qui sotto si riportano alcune immagini che descrivono l'andamento delle azioni allo SLU.

17.5.1 Azione assiale longitudinale

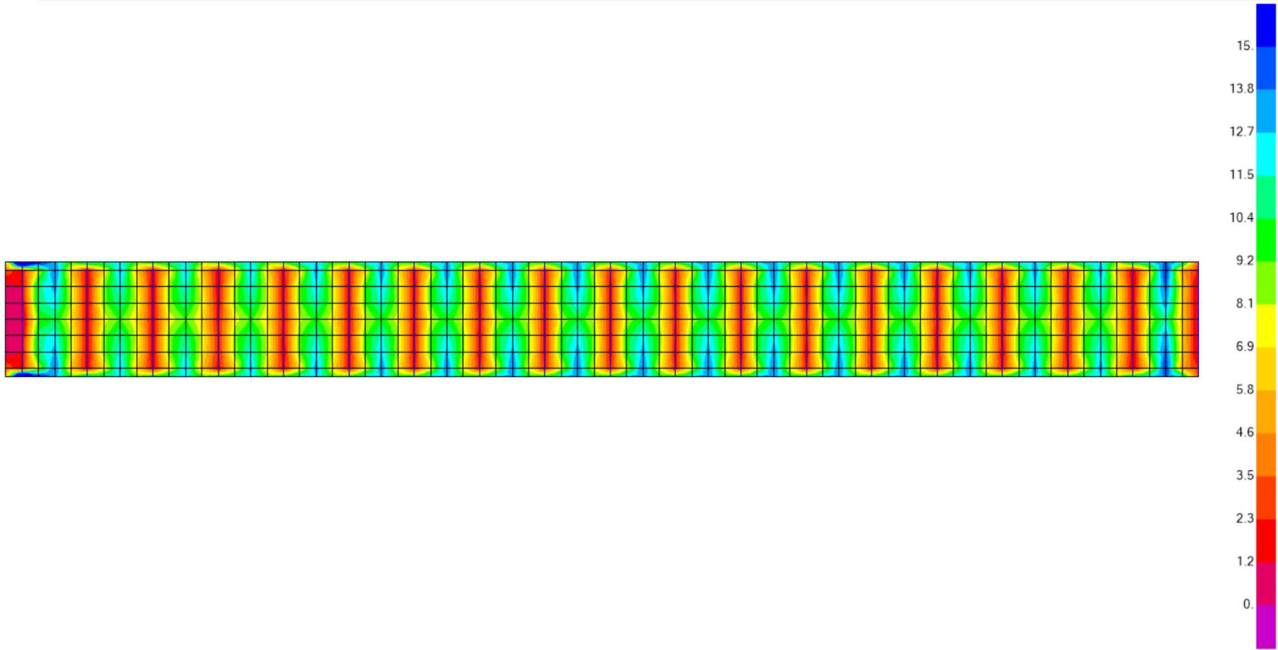


Azione assiale longitudinale – Involuppo SLU massimi [kN/m]

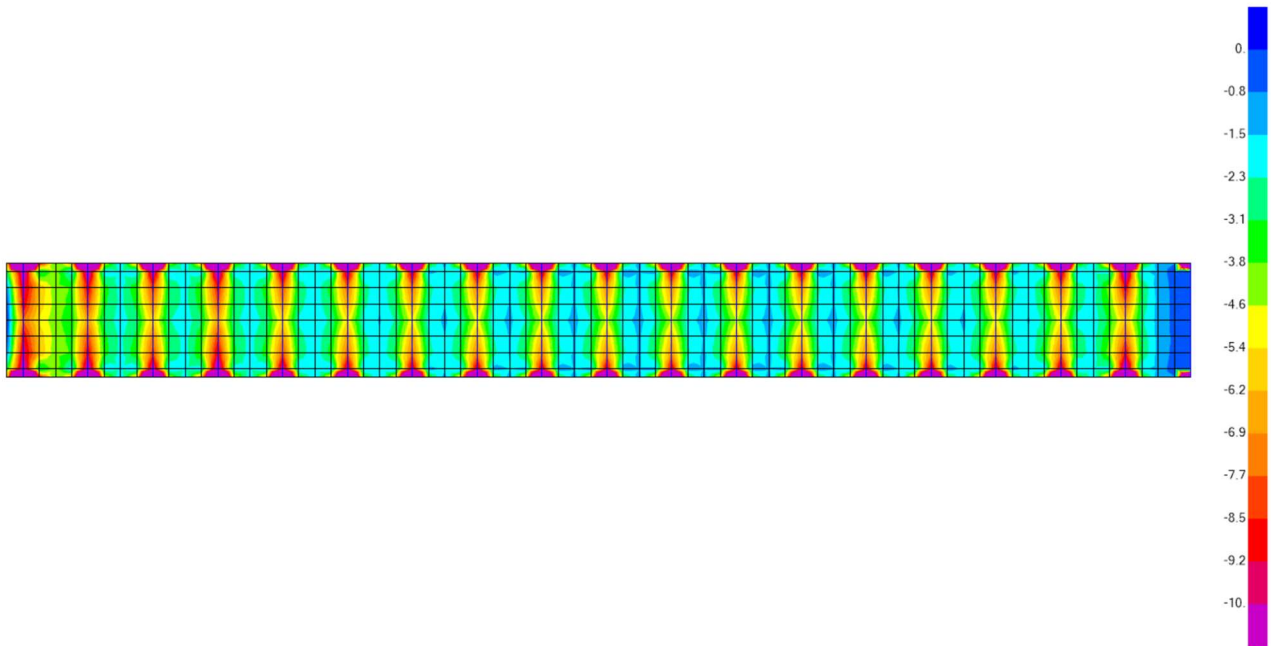


Azione assiale longitudinale – Involuppo SLU minimi [kN/m]

17.5.2 Momento flettente longitudinale

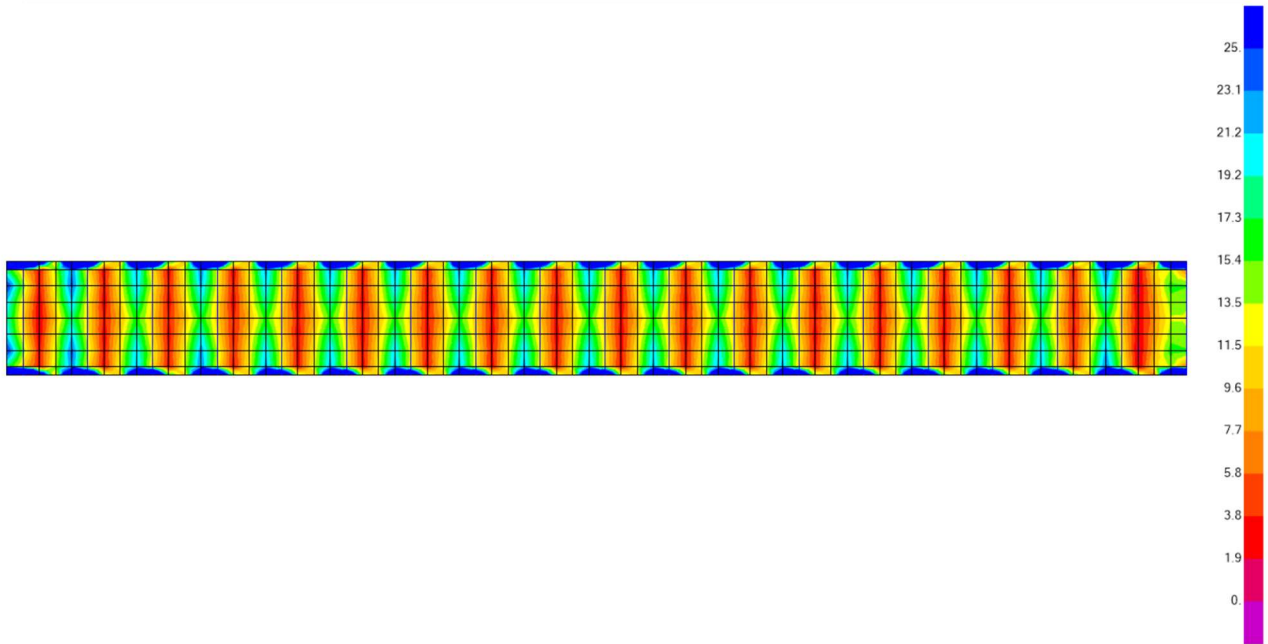


Momento flettente longitudinale – Involuppo SLU massimi [kNm/m]

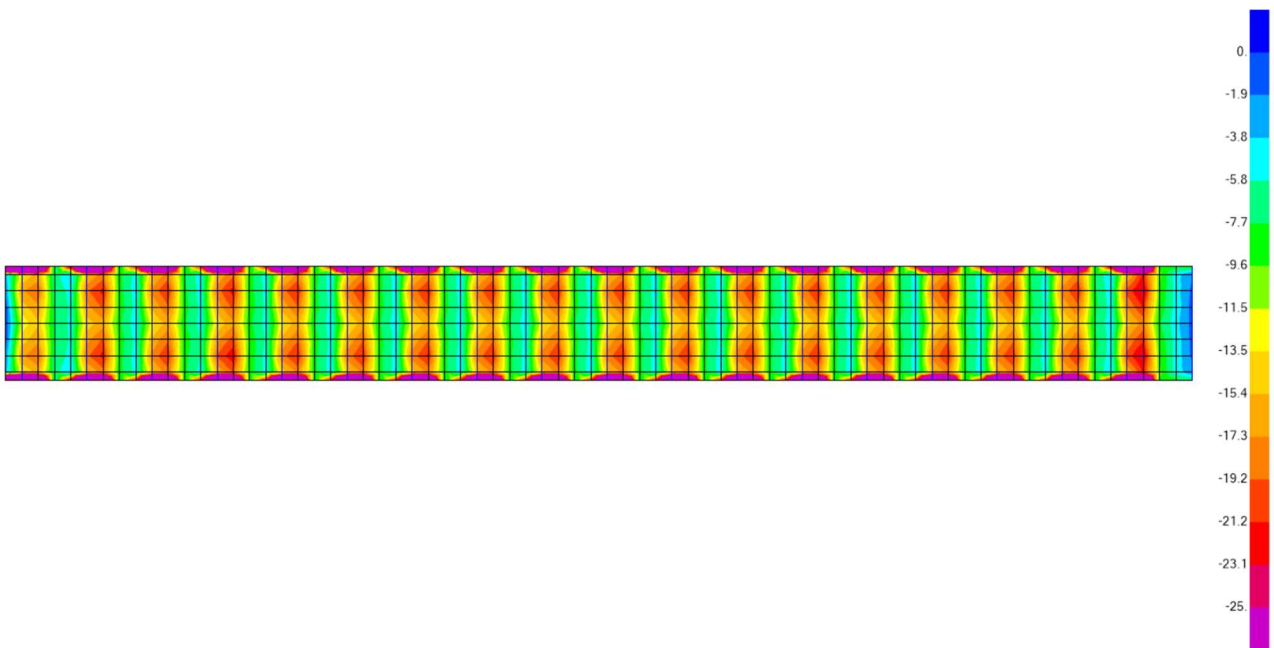


Momento flettente longitudinale – Involuppo SLU minimi [kNm/m]

17.5.1 Taglio longitudinale

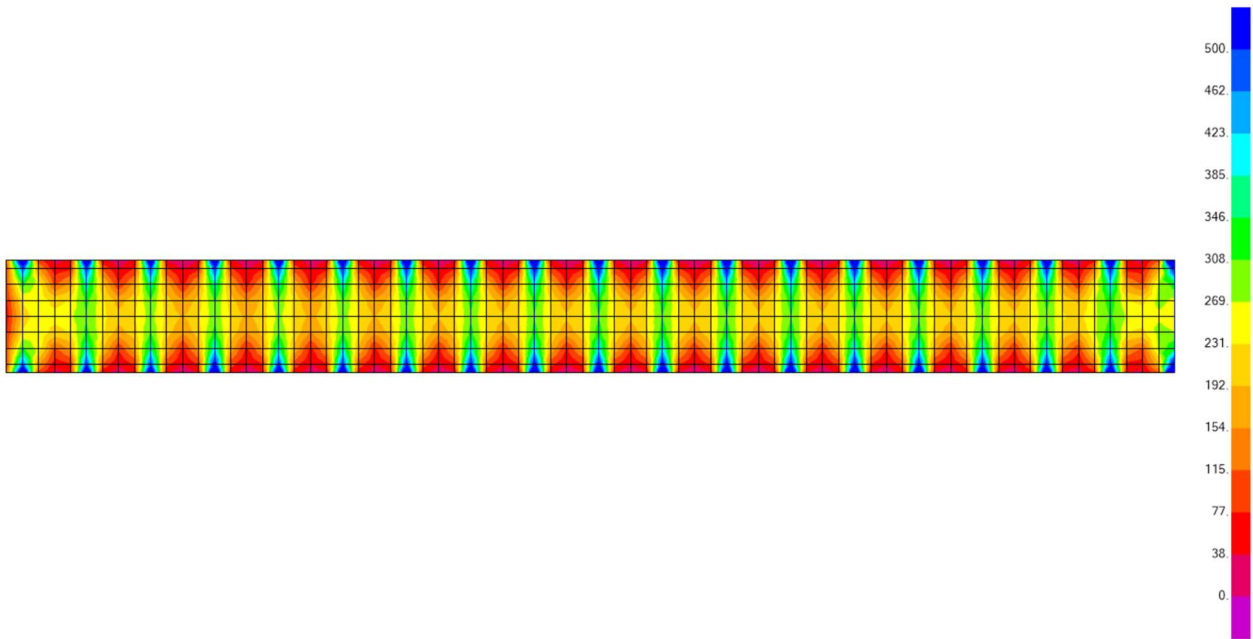


Taglio longitudinale – Involuppo SLU massimi [kN/m]

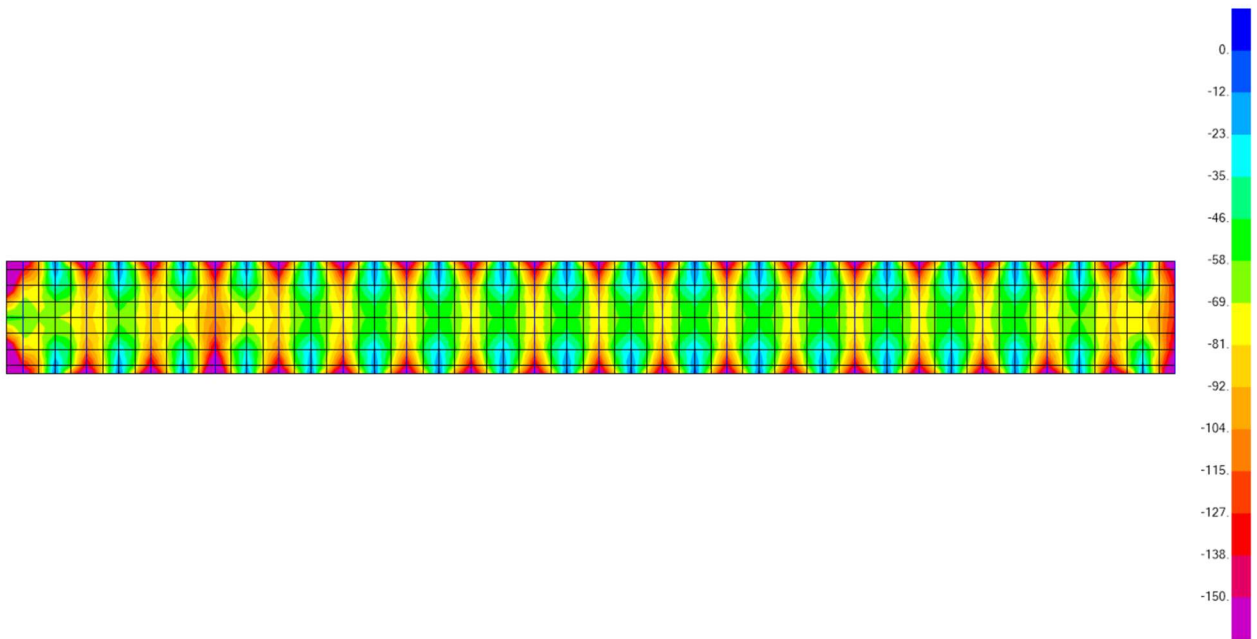


Taglio longitudinale – Involuppo SLU minimi [kN/m]

17.5.1 Sforzo assiale trasversale



Sforzo assiale trasversale – Involuppo SLU massimi [kN/m]



Sforzo assiale trasversale – Involuppo SLU minimi [kN/m]

17.6 Verifiche di resistenza SLU

In questo paragrafo sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della sezione in calcestruzzo armato. Si precisa che gli sforzi assiali e di momento sono stati sommati nella maniera più sfavorevole per ciascuna sezione analizzata, trascurando in maniera molto cautelativa eventuali non contemporaneità di tali sollecitazioni.

17.6.1 Verifica a flessione longitudinale

VERIFICA A MOMENTO POSITIVO (nel campo tra due traveri)

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_M+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **SLU - Momento Positivo**

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

| N° | sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|----------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 6.5 |
| 2 | 8.85 | 6.15 | 5.5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3.02 | 4.42 |
| 2 | 2.01 | 9.2 |

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

Diagramma della sezione trapezoidale con barre d'acciaio e assi di riferimento.

Solecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -127 kN
 M_{xEd}: 2.13 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

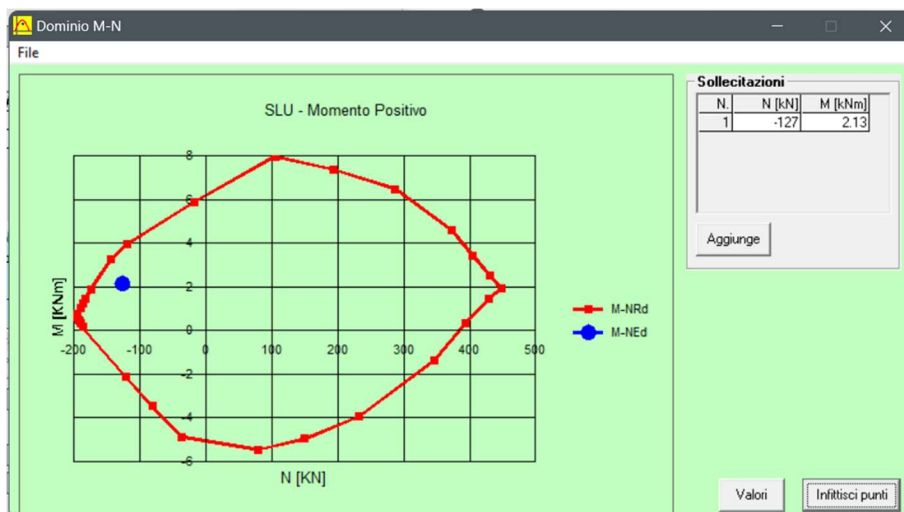
Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 18.13 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
 τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 3.8 kN m
 σ_c: -18.13 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.644 ‰
 d: 9.2 cm
 x: 2.889 x/d: 0.3141
 δ: 0.8326

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



VERIFICA A MOMENTO NEGATIVO (sopra al traverso)

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU_M-

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **SLU - Momento negativo**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

| N° | ↳ sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|------------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 6.5 |
| 2 | 8.85 | 6.15 | 5.5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3.02 | 4.42 |
| 2 | 2.01 | 9.2 |

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Diagramma della sezione trapezoidale con barre d'acciaio e nucleo di calcestruzzo.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} -127 0 kN
 M_{xEd} -1.62 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

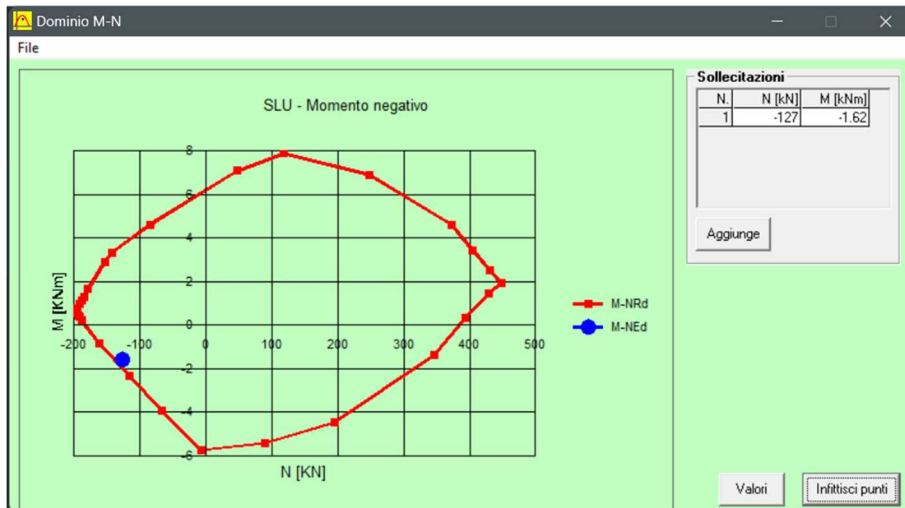
Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -1.99 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 8.07 ‰
 d 7.58 cm
 x 2.293 x/d 0.3025
 δ 0.8181

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



17.6.2 Verifica a taglio

DM08 - Punto 4.1.2.1.3.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

| Proprietà dei materiali | | |
|-------------------------|-------|---------------------------|
| f_{ck} | g_c | $f_{cd}=a_{cc}f_{ck}/g_c$ |
| N/mm ² | | N/mm ² |
| 32 | 1.5 | 18.13 |

| | | |
|-----------------|------------------------|--|
| $d =$ | 75 mm | altezza utile della sezione |
| $k =$ | 2.000 - | |
| $v_{min} =$ | 0.560 - | |
| $A_{s1} =$ | 1340 mm ² | area armatura longitudinale tesa |
| $b_w =$ | 1000 mm | larghezza minima della sezione |
| $\rho_1 =$ | 0.018 - | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02) |
| $N_{min} =$ | 0 kN | positiva se di compressione |
| $A_c =$ | 95000 mm ² | |
| $\sigma_{cp} =$ | 0.00 N/mm ² | tensione media di compressione |
| | | Valore calcolato |
| $V_{Rd} =$ | 69 kN | 69 kN |
| | | Valore minimo |
| | | 42 kN |
| $V_{Ed} =$ | 35 kN | forza di taglio |
| $V_{Ed} =$ | 35 N/mm ² | < V_{Rd} |
| | | VERIFICATO! |

17.6.3 Verifica delle trazioni trasversali

L'armatura trasversale è stata dimensionata per resistere agli sforzi sopra illustrati.

In particolare, l'azione media massima sul metro più sollecitato è pari a circa 240 kN di trazione allo SLU.

Si dispongono quindi ferri ϕ 12/150 che corrispondono ad un'area di armatura per metro di soletta pari ad $A_{travsv}=7.5\text{cm}^2$.

Essendo la tensione di snervamento di calcolo delle armature $f_{yd}=39.13\text{ kN/cm}^2$, si ottiene quanto segue:

$$N_{Rd} = A_{travsv} \times f_{yd} = 295\text{ kN} > N_{Ed} = 240\text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

17.7 Verifiche agli SLE

In questo paragrafo si riportano le verifiche per le condizioni di esercizio, condotte ai sensi delle NTC08 e delle prescrizioni aggiuntive riportate nel MDP RFI.

17.7.1 Verifica della limitazione delle tensioni in esercizio

Calcolo della massima trazione sulle armature – SLE RARA

Verifica C.A. S.L.U. - File: RARA_M+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: RARA - Momento Positivo (limitazione tensioni)

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

| N° | sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|----------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 6.5 |
| 2 | 8.85 | 6.15 | 5.5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3.02 | 4.5 |
| 2 | 2.01 | 9.2 |

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 -95 kN
 M_{xEd} 0 1.56 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

Verifica:
 σ_c -3.231 N/mm²
 σ_s 302.7 N/mm²
 ε_s 1.513 ‰
 d 9.2 cm
 x 1.27 x/d 0.138
 δ 0.7
 N° iterazioni: 2
 Precompresso

$$\sigma_{s,max} = 302.7 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Verificato!

Calcolo della massima compressione sul calcestruzzo – SLE RARA

Verifica C.A. S.L.U. - File: RARA_M+_cpr

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: RARA - Momento Positivo (limitazione tensioni)

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

| N° | ↳ sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|------------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 6.5 |
| 2 | 8.85 | 6.15 | 5.5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3.02 | 4.5 |
| 2 | 2.01 | 9.2 |

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 22.88 kN
M_{xEd} 0 1.56 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -6.274 N/mm²
σ_s 54.59 N/mm²
ε_s 0.2729 ‰
d 9.2 cm
x 5.823 x/d 0.6329
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

$$\sigma_{c,rara} = 6.27 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 32 \text{ MPa} = 19.2 \text{ MPa}$$

Verificato!

Calcolo della massima compressione sul calcestruzzo – SLE FREQUENTE

Verifica C.A. S.L.U. - File: FREQ_M+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: FREQ - Momento Positivo (limitazione tensioni)

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

| N° | ↳ sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|------------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 6.5 |
| 2 | 8.5 | 5.5 | 5.5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3.02 | 4.42 |
| 2 | 2.01 | 9.2 |

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 16.61 kN
M_{xEd} 0 1.21 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -4.829 N/mm²
σ_s 44.48 N/mm²
ε_s 0.2224 ‰
d 9.2 cm
x 5.7 x/d 0.6195
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

$$\sigma_{c,freq} = 4.83 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 32 \text{ MPa} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verificato!

17.7.2 Verifica della massima apertura delle fessure

Vista la presenza della lamiera grecata al lembo inferiore, la fessurazione è stata valutata solamente per il lembo superiore della soletta.

Qui sotto si riporta il calcolo delle massime azioni di trazione nell'armatura, per la combinazione SLE_Quasi Permanente e per la SLE_Frequente.

The image shows two screenshots of a software interface for structural analysis, likely SAP2000 or similar, showing the results of a calculation for the maximum opening of cracks. The left window is titled "FREQ - Momento Negativo (fessurazione)" and the right window is titled "QP - Momento Negativo (fessurazione)". Both windows show the same material properties and calculation results, but with different load combinations and results.

Materiali:

- B450C: E_{su} 67.5 %, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957 %, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{c1} 2.114
- C32/40: ϵ_{c2} 2 %, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $G_{c,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114

Calcolo di FREQ:

- σ_{sMax} 203.4 N/mm²
- σ_{sMin} 51.41 N/mm²
- ϵ_s 1.017 ‰

Calcolo di QP:

- σ_{sMax} 144.5 N/mm²
- σ_{sMin} 96.32 N/mm²
- ϵ_s 0.7225 ‰

Qui sotto si riporta il calcolo dell'apertura delle fessure e la verifica del rispetto dei limiti imposti dalle NTC08 e dal MdP RFI.

| Calcolo dell'ampiezza delle fessure (EC2-1-1, par. 7.3.4) | | |
|---|----------------------|--|
| E_s | 210000 MPa | |
| E_{cm} | 33346 MPa | |
| α_e | 6.30 - | |
| h | 12 cm | |
| c | 3.62 cm | copriferro acciaio teso |
| d | 7.58 cm | |
| b | 100 cm | |
| A_s | 20.1 cm ² | area acciaio teso |
| $\sigma_{s,qp}$ | 144.50 MPa | tensione acciaio teso combinazione quasi permanente |
| $\sigma_{s,f}$ | 203.40 MPa | tensione acciaio teso combinazione frequente |
| k_t | 0.4 - | 0.6 per carichi di breve durata 0.4 per carichi di lunga durata |
| $h_{c,eff}$ | 6.0 cm | |
| $A_{c,eff}$ | 600 cm ² | area efficace di calcestruzzo teso di altezza $h_{c,eff}$ |
| $\rho_{p,eff}$ | 0.033510 - | |
| $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})_{qp}$ | 0.000480 - | |
| $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})_f$ | 0.000760 - | |
| k_3 | 3.4 - | |
| k_1 | 0.8 - | 0.8 per barre ad aderenza migliorata |
| k_2 | 1.0 - | 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura |
| k_4 | 0.425 - | |
| $s_{r,max}$ | 285 mm | |
| $(w_k)_{qp}$ | 0.137 mm | |
| $(w_k)_f$ | 0.217 mm | |
| $(w_{max})_{qp}$ | 0.20 mm | Verificato |
| $(w_{max})_f$ | 0.30 mm | Verificato |