

STAZIONE APPALTANTE



DIREZIONE GENERALE CURA DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE

IDROVIA FERRARESE

2° Lotto 1 str/PARTE. Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero.

RUP:

DOTT. CLAUDIO MICCOLI
REGIONE EMILIA-ROMAGNA
AGENZIA REGIONALE PER LA SICUREZZA TERRITORIALE E LA PROTEZIONE CIVILE
SERVIZIO AREA RENO PO DI VOLANO - SEDE DI FERRARA

PROGETTAZIONE:



Via Carlo Cattaneo, 20 - 37121 VERONA (VR)
Tel. +39 045 8053611 - Fax. +39 045 8011558
E-Mail: tecnital@tecnital.it

S.p.A.



DIRETTORE TECNICO:
DOTT. ING. SIMONE VENTURINI

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
DOTT. ING. ALESSANDRA PARIS

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
PONTE IN CARPENTERIA METALLICA

ELABORATO N° :

II080P-PE-RT007-C0

| | | ELABORATO | | CONTROLLATO | | APPROVATO | |
|-----------|----|-------------|----------------------------|-------------|--|-------------|--|
| SIGLA | | G.MARCOLINI | | A.PARIS | | S.VENTURINI | |
| REVISIONE | N. | DATA | DESCRIZIONE | | | | |
| | 1 | 10/07/2018 | EMISSIONE PER APPROVAZIONE | | | | |
| | 2 | | | | | | |
| | 3 | | | | | | |

NOME FILE :

II080P-PE-RT007-C0.doc

DATA:

LUGLIO 2018

SCALA :

Regione Emilia Romagna
Direzione Generale Cura del Territorio e dell'Ambiente

IDROVIA FERRARESE
2° Lotto 1 str/PARTE - Lavori di realizzazione del ponte provvisorio e
dell'annessa viabilità di Via della Pace a Final di Rero

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
PONTE IN CARPENTERIA METALLICA

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA | 3 |
| 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 6 |
| 3.1. Acciaio strutturale (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018) | 6 |
| 4. AZIONI DI CALCOLO | 7 |
| 4.1. Analisi dei carichi | 7 |
| 5. ANALISI STRUTTURALE | 9 |
| 5.1. Azioni verticali: ripartizione trasversale, reazioni sugli appoggi | 9 |
| 5.1.1. Carichi permanenti | 9 |
| 5.1.2. Carichi mobili da traffico | 10 |
| 5.2. Azioni orizzontali: reazioni sugli appoggi | 13 |
| 5.2.1. Azioni orizzontali longitudinali – Frenamento | 13 |
| 5.2.2. Azioni orizzontali longitudinali – Attrito | 13 |
| 5.2.3. Azioni orizzontali trasversali – Vento | 13 |
| 5.3. Verifica della configurazione del ponte | 14 |
| 5.3.1. Sollecitazione flettente | 14 |
| 5.3.2. Sollecitazione tagliante | 15 |
| 5.3.3. Deformazioni | 15 |
| 5.4. Verifica a fatica della configurazione del ponte | 17 |
| 5.5. Verifica della connessione longitudinale | 26 |
| 5.5.1. Ala inferiore | 27 |
| 5.5.2. Anima | 31 |
| 5.6. Verifica della barriera guard-rail | 36 |
| 5.6.1. Verifica sezione montante | 36 |
| 5.6.2. Connessione bullonata | 36 |
| 5.7. Analisi della struttura sottoposta ai carichi di prova | 39 |

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il ponte in carpenteria metallica oggetto della presente relazione di calcolo si riferisce ad una tipologia reperibile in commercio. Si rimanda pertanto alla fase costruttiva per una più precisa e corretta relazione di calcolo, funzionale alla fornitura dell'impalcato metallico selezionato dall'impresa realizzatrice.

L'impalcato metallico considerato in relazione è realizzato con elementi modulari di larghezza 2,5 m con sezione composta da due travi a "T" rovescio (altezza 106 cm) collegate all'estradosso da soletta in acciaio nervata (impalcato di transito).

I singoli moduli sono collegati tra loro di testa a formare le singole travate di larghezza 2,5 m. Nella fattispecie, ogni travata è lunga 30,00 m ed è composta da due moduli di lunghezza rispettivamente pari a 19,5 m e 10,5 m. L'unione tra i due elementi è realizzata con un collegamento flangiato ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati.

Il ponte è composto da tre travate affiancate a determinare un piano di transito di larghezza pari a 7,5 m e lunghezza pari a 30,0 m. I collegamenti trasversali tra le tre travate sono realizzati con unioni bullonate in corrispondenza dei traversi di ripartizione (posti a passo 3 m).

Lo schema strutturale è quello di trave in semplice appoggio con appoggio scorrevole da un lato (carrello) e fisso dall'altro (cerniera). All'intradosso di ognuna delle sei nervature dell'impalcato, ad entrambe le estremità, sono fissate, mediante bullonature, delle piastre che presentano un risalto in acciaio. Tale risalto poggia sugli apparecchi di appoggio: dal lato degli appoggi scorrevoli tali apparecchi di appoggio sono configurati in modo da consentire lo scorrimento longitudinale della struttura (scorrimento acciaio su acciaio), mentre dal lato degli appoggi fissi sia i movimenti trasversali che quelli longitudinali sono impediti.

Gli apparecchi di appoggio sono fissati mediante inserimento dei connettori all'interno delle forometrie predisposte nelle fondazioni (progettate e realizzate a cura e onere del committente).

I sicurvia (guardrail) sono realizzati con montanti HE200B fissati ai fianchi delle travi longitudinali posti a interasse pari a 3000 mm, da 2 correnti in tubolare e da ferma ruote alla base.

Si faccia anche riferimento alle tavole grafiche di progetto (disegni II080P-PE-DS004-C0 e II080P-PE-DS005-C0).

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La normativa adottata per il calcolo e la verifica delle opere è di seguito elencata:

Legge n. 1086 del 5 novembre 1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Aggiornamento “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche”, di cui al DM.LL.PP. precedente

UNI EN 1993-2005: “Progettazione delle strutture di acciaio”

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Acciaio strutturale (Secondo NTC 2018 – D.M. 17/01/2018)

Acciaio dei componenti : S355

4. AZIONI DI CALCOLO

4.1. Analisi dei carichi

Sulla struttura del ponte agiscono:

- carichi verticali: peso proprio;
- azioni dovute al traffico: carichi verticali e azioni orizzontali longitudinali di frenamento;
- azioni del vento;
- azioni dovute alle variazioni di temperatura.

Azioni del vento

zona: 2 $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ $a_0 = 750 \text{ m}$

Classe di rugosità: D

Categoria di esposizione: II

$k_f=0.19$; $z_0=0.05$; $z_{min}=4$

$c_t=1$

$z=10 \text{ m}$

$c_e(z)=2,35$

$q(z) = 1/2 \cdot \rho \cdot v_{b,0}^2 = 1/2 \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 390 \text{ N/m}^2$

$c_{pe} = +0.8$ sopravvento

$c_{pe} = -0.4$ sottovento

$c_d=1$

$p_w = 390 \cdot 2,35 \cdot (0,8+0,4) \cdot 1 = 1099 \text{ N/m}^2 = 1,1 \text{ kN/m}^2$

In favore di sicurezza si assume il valore seguente:

$p_w = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Carichi mobili

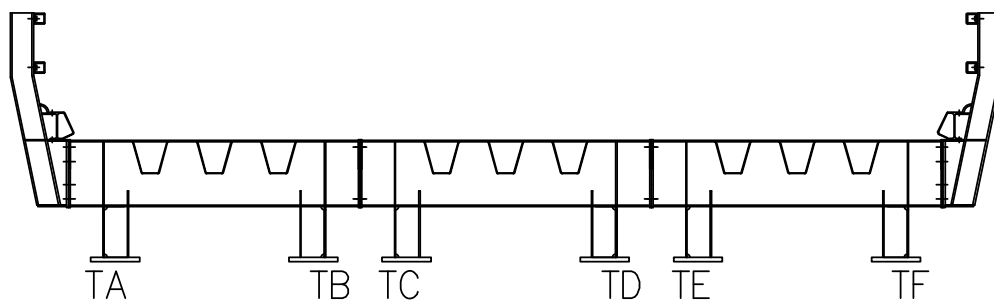
I carichi per i quali la struttura è stata dimensionata sono quelli relativi alla 1^a categoria (NTC 2018).

5. ANALISI STRUTTURALE

5.1. Azioni verticali: ripartizione trasversale, reazioni sugli appoggi

La ripartizione trasversale dei carichi tra le travate è calcolata secondo il metodo di Courbon (degli infiniti traversi infinitamente rigidi) basato sulle seguenti ipotesi: rigidità torsionale delle travi nulla, rigidità flessionale dei traversi infinita. Nella struttura la ripartizione trasversale è assicurata dai traversi posti a interasse di 3 m; la continuità tra i traversi di ogni elemento è data dall'unione bullonata trasversale tra gli elementi.

La figura riportata di seguito rappresenta la sezione trasversale con l'indicazione delle nervature.



5.1.1. Carichi permanenti

Peso singolo elemento tipo JSB200 10,0 kN/m

Peso singola trave (mezzo elemento tipo JSB200) 5,0 kN/m

Peso guardrail 1,50 kN/m

Reazioni verticali – Taglio sollecitante massimo

Trave “TA”, ..., “TF”

$$R_G = 83 \text{ kN}$$

Momenti flettenti massimi

Luce di calcolo $l=29,56$ m: distanza effettiva tra gli assi degli apparecchi di appoggio.

Trave “TA” (trave esterna)

$$M_G = 601 \text{ kNm}$$

5.1.2. Carichi mobili da traffico

Si considera lo schema di carico I con l'intensità delle azioni relativa a ponti di 1^a categoria (NTC 2018). Dato che la larghezza della carreggiata è pari a 7,5 m, vengono prese in considerazione due colonne di carico della larghezza di 3 m. Sulla parte rimanente (1,5 m) si considera un carico uniformemente distribuito pari a 2,5 kN/m². Quindi:

- corsia numero 1 ($w_1 = 3,0$ m):

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{UDL}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} + 300 \text{ kN} \quad \text{carico tandem, interasse longitudinale 1,2 m}$$

- corsia numero 2 ($w_1 = 3,0$ m):

$$q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{UDL}$$

$$Q_{1k} = 200 \text{ kN} + 200 \text{ kN} \quad \text{carico tandem, interasse longitudinale 1,2 m}$$

- parte rimanente ($w_1 = 1,5$ m):

$$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{UDL}$$

Le colonne di carico vengono disposte in carreggiata secondo due configurazioni (in modo da massimizzare l'effetto dell'eccentricità dei carichi):

- colonna di carico 1 + colonna di carico 2 + UDL sulla parte rimanente;
- colonna di carico 1.

La prima configurazione risulta essere la più gravosa.

I risultati completi sono riportati nel tabulato allegato.

Reazioni verticali – Taglio sollecitante massimo

Tenendo conto della ripartizione trasversale dei carichi tra le sei nervature si ottengono le reazioni sugli appoggi. Tali reazioni sono state ottenute considerando le travi in semplice appoggio sulla luce di calcolo $l=29,56$ m (distanza effettiva tra gli assi degli apparecchi di appoggio). Gli effetti della ripartizione trasversale dei carichi mobili sulle singole travi sono stati disposti in questo modo:

- UDL: su tutta la luce della trave;
- Carico tandem: primo asse in corrispondenza dell'appoggio; secondo asse a distanza di 1,2 m.

Trave "TA", "TF"

$$R_Q = 279 + 170 = 449 \text{ kN}$$

Trave "TB", "TE"

$$R_Q = 215 + 129 = 344 \text{ kN}$$

Trave "TC", "TD"

$$R_Q = 195,5 + 115,5 = 311 \text{ kN}$$

Momenti flettenti massimi

I momenti flettenti sono stati ottenuti considerando le travi in semplice appoggio sulla luce di calcolo $l=29,56$ m (distanza effettiva tra gli assi degli apparecchi di appoggio). Gli effetti della ripartizione trasversale dei carichi mobili sulle singole travi sono stati disposti in questo modo:

- UDL: su tutta la luce della trave;

- Carico tandem: asse del tandem coincidente con l'asse della trave.

Si riportano i dati per la sola trave più sollecitata (trave "TA").

Trave "TA"

$$M_Q = 2026 + 1264 = 3290 \text{ kNm}$$

| | | |
|-----------------|--------|--------------------------------|
| n. travi | n = 6 | (Nota: sigle travi da sx a dx) |
| | y_i | (distanza da centro impalcato) |
| Trave TA | 3,450 | m |
| Trave TB | 1,550 | m |
| Trave TC | 0,950 | m |
| Trave TD | -0,950 | m |
| Trave TE | -1,550 | m |
| Trave TF | -3,450 | m |
| Trave TG | 0,000 | m |
| Trave TH | 0,000 | m |
| Trave TI | 0,000 | m |
| Trave TL | 0,000 | m |
| Trave TM | 0,000 | m |
| Trave TN | 0,000 | m |
| $\Sigma(y_i^2)$ | 30,415 | |

| RIPARTIZIONE | TANDEM | | | | UDL | | | | P. PROPRIO | | | | TOTALE | | |
|--------------|--------|---------|-----------|-----------|-------|-------|-----------|-----------|------------|------------|------|-------|--------|-----------|-----------|
| | K_T | R_T | M_{max} | R_{max} | K_T | R_T | M_{max} | R_{max} | K_T | Δg | g | M_g | R_g | M_{tot} | R_{tot} |
| Trave TA | 0,286 | 285,77 | 2026 | 279 | 0,313 | 11,57 | 1264 | 170 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 3890 | 532 |
| Trave TB | 0,220 | 220,18 | 1561 | 215 | 0,232 | 8,59 | 939 | 129 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 3100 | 427 |
| Trave TC | 0,199 | 199,46 | 1414 | 195 | 0,207 | 7,65 | 836 | 115 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 2851 | 392 |
| Trave TD | 0,134 | 133,87 | 949 | 131 | 0,126 | 4,68 | 511 | 70 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 2061 | 284 |
| Trave TE | 0,113 | 113,16 | 802 | 111 | 0,101 | 3,74 | 408 | 56 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 1811 | 249 |
| Trave TF | 0,048 | 47,56 | 337 | 47 | 0,021 | 0,76 | 84 | 11 | 0,167 | 0,50 | 5,00 | 601 | 83 | 1021 | 140 |
| Trave TG | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Trave TH | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Trave TI | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Trave TL | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Trave TM | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Trave TN | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0 | 0 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 1,000 | 1000,00 | | | 1,000 | 37,00 | | | | | | | | | |

5.2. Azioni orizzontali: reazioni sugli appoggi

5.2.1. Azioni orizzontali longitudinali – Frenamento

La reazione è pari a:

$$0,6 \times (2 \times 300) + 0,1 \times (9 \times 3) \times 30 = \underline{441 \text{ kN}} \quad \text{solo lato appoggi fissi}$$

5.2.2. Azioni orizzontali longitudinali – Attrito

Scorrimento acciaio su acciaio. Si assume un coefficiente di attrito pari a 0,25 per i soli carichi permanenti:

$$0,25 \times (6 \times 83) = \underline{124 \text{ kN}} \quad \text{solo lato appoggi scorrevoli}$$

5.2.3. Azioni orizzontali trasversali – Vento

Il vento agisce sulla superficie della struttura e sulla superficie convenzionale dei carichi transitanti ($h=3$ m dal piano stradale):

sup. esposta per la trave $1,5 \text{ m}^2/\text{m}$

sup. convenzionale carichi mobili $3 \text{ m}^2/\text{m}$

totale $4,5 \text{ m}^2/\text{m}$

azione del vento $1,5 \text{ kN/m}^2 \times 4,5 \text{ m}^2/\text{m} = 6,75 \text{ kN/m}$

reazione da ogni lato $6,75 \times 30 / 2 = \underline{101 \text{ kN}}$

5.3. Verifica della configurazione del ponte

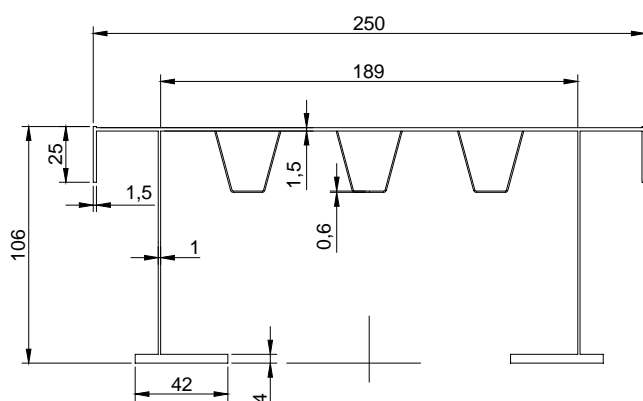
5.3.1. Sollecitazione flettente

Momento sollecitante massimo (mezza sezione)

$$M_{s\ 1/2} = 2026 + 1264 + 601 = 3891 \text{ kNm}$$

$$M_{sd\ 1/2} = 3891 \times 1,35 = 5253 \text{ kNm}$$

Momento resistente



Area: 1108.1542
 Perimetro: 1602.7807
 Casella di delimitazione: X: -125.0000 -- 125.0000
 Y: 0.0000 -- 106.0000
 Baricentro: X: 0.0000
 Y: 61.7187
 Momenti di inerzia: X: 6459291.7582
 Y: 7592013.0787
 Prodotti di inerzia: XY: 0.0000
 Raggi di girazione: X: 76.3471
 Y: 82.7710
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 2238350.2795 lungo [1.0000 0.0000]
 J: 7592013.0787 lungo [0.0000 1.0000]

$$W_{el} = 2238350/61,72 = 36266 \text{ cm}^3 \quad \text{sezione intera}$$

$$W_{el,1/2} = 36266/2 = 18133 \text{ cm}^3 \quad \text{mezza sezione}$$

$$M_{C,Rd\ 1/2} = (W_{el,1/2} f_{yk})/\gamma_{M0} = (18133 \times 355)/1,05 = 6130 \text{ kNm}$$

Verifica

$$M_{C,Rd1/2} > M_{sd1/2} \quad \text{VERIFICATO}$$

5.3.2. Sollecitazione tagliante

Taglio sollecitante massimo (mezza sezione)

$$V_{s\ 1/2} = 279 + 170 + 83 = 532 \text{ kN}$$

$$V_{sd\ 1/2} = 532 \times 1,35 = 718 \text{ kN}$$

Taglio resistente per mezza sezione (secondo EN 1993-1-1)

$$a = 3000 \text{ mm} \quad \text{passo irrigidimenti}$$

$$d = 1000 \text{ mm} \quad \text{altezza anima}$$

$$t_w = 10 \text{ mm} \quad \text{spessore anima}$$

$$\epsilon = (235/f_y)^{1/2} = 0,814 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$k_w = 5,78 \quad \text{fattore di imbozzamento a taglio}$$

$$d/t_w = 100 > 30\epsilon (k_t)^{1/2} = 58 \quad \rightarrow \quad \text{necessaria verifica a instabilità a taglio}$$

$$V_{ba.Rd\ 1/2} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1} = 1000 \times 10 \times 135 / 1,1 = 1227 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 \quad \text{per verifiche di instabilità per ponti}$$

$$\lambda_w = 1,36 \quad \text{snellezza dell'anima}$$

$$\tau_{ba} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza post-critica a taglio}$$

$$V_{ba.Rd\ 1/2} > V_{sd\ 1/2} \quad \text{VERIFICATO}$$

5.3.3. Deformazioni

Combinazione di carico frequente (NTC2018: 2.5.3, 5.1.3.12, tab. 5.1.VI):

$$G + \psi_{11} Q_{\text{TANDEM}} + \psi_{12} Q_{\text{UDL}}$$

$\psi_{11} = 0,75$ per carichi concentrati (tandem)

$\psi_{12} = 0,40$ per carichi distribuiti (UDL)

La freccia elastica massima per la trave “TA” vale:

$$f_{\text{perm}} = 23,3\text{mm}$$

$$f_{\text{var,TANDEM}} = 65,3 \text{ mm}$$

$$f_{\text{var,UDL}} = 48,9 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = 23,3 + 0,75 \times 65,3 + 0,40 \times 48,9 = 91,8 \text{ mm}$$

5.4. Verifica a fatica della configurazione del ponte

Le verifiche a fatica sono eseguite in conformità al D.M. 17/01/2018 (carichi di progetto e coefficienti di sicurezza), ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n. 617, relative alle metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

L'esecuzione delle verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici o a sezione composta prevede l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N, nonché alla scelta del relativo coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} . Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla accessibilità per l'ispezione, sia dall'entità delle conseguenze delle crisi per fatica dell'elemento o della struttura. Si possono utilizzare due diversi approcci progettuali:

- **criterio del danneggiamento accettabile** per strutture poco sensibili alla rottura per fatica.
- **criterio della vita utile a fatica** per strutture sensibili alla rottura per fatica.

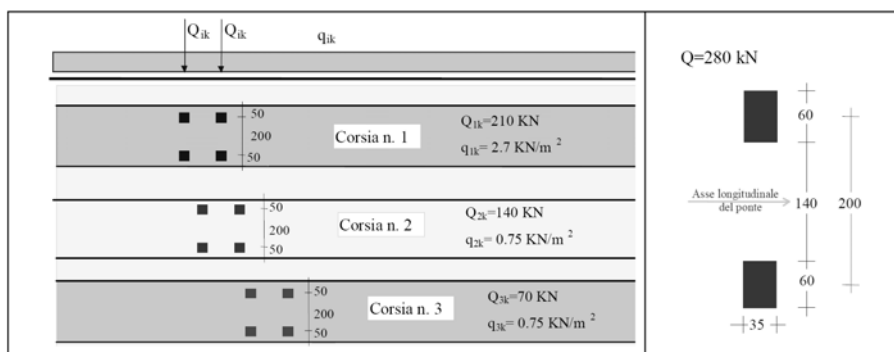
| Criteri di valutazione | Conseguenze moderate (γ_{Mf}) | Conseguenze significative (γ_{Mf}) |
|----------------------------|---|--|
| Danneggiamento accettabile | 1,00 | 1,15 |
| Vita utile a fatica | 1,15 | 1,35 |

Coefficienti parziali γ_{Mf}

La verifica a fatica può essere condotta controllando che i valori massimi dei delta di tensione sulla struttura siano inferiori ai limiti di fatica per i diversi dettagli costruttivi (verifica per “Vita Illimitata”) oppure controllando che, per un definito numero di cicli di tensione, la struttura possa subire delta di tensione in grado di creare danneggiamento ma con effetto complessivo non significativo nella vita di progetto dell’opera (verifica a “Danneggiamento”).

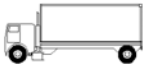




I modelli di carico da utilizzarsi per la verifica a fatica degli impalcati stradali sono:

- il modello di carico LM1 costituito dallo schema di carico 1, ma con valori dei carichi concentrati ridotti del 30 % e carichi distribuiti ridotti del 70 % (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);



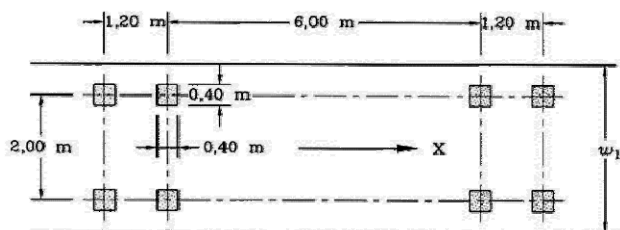
Modello di carico a fatica LM1

- il modello di carico LM2 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a vita illimitata);

| SAGOMA del VEICOLO | | | Distanza tra gli assi (m) | Carico frequente per asse (kN) | Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX) |
|---|--|--|------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
|  | | | 4,5 | 90 | A |
| | | | | 190 | B |
|  | | | 4,20 1,30 | 80 | A |
| | | | | 140 | B |
| | | | | 140 | B |
|  | | | 3,20 5,20 1,30 1,30 | 90 | A |
| | | | | 180 | B |
| | | | | 120 | C |
| | | | | 120 | C |
|  | | | 3,40 6,00 1,80 | 90 | A |
| | | | | 190 | B |
| | | | | 140 | B |
| | | | | 140 | B |
|  | | | 4,80 3,60 4,40 1,30 | 90 | A |
| | | | | 180 | B |
| | | | | 120 | C |
| | | | | 110 | C |
| | | | | 110 | C |

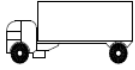
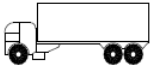


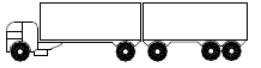
Modello di carico a fatica LM2

- il modello di carico LM3, che si compone di un veicolo convenzionale dal peso complessivo di 480 kN (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)



Modello di carico a fatica LM3 (4 assi da 120 kN)

- il modello di carico LM4 costituito da un set di veicoli con ingombro geometrico e peso definiti (utilizzabile per verifiche a danneggiamento)

| Sagoma del veicolo | Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX) | Interassi [m] | Valori equivalenti dei carichi asse [kN] | Composizione del traffico | | |
|---|---------------------------------|------------------------------|--|---------------------------|-------------------|-----------------|
| | | | | Lunga percorrenza | Media percorrenza | Traffico locale |
|  | A B | 4,50 | 70 130 | 20,0 | 40,0 | 80,0 |
|  | A B B | 4,20 1,30 | 70 120 120 | 5,0 | 10,0 | 5,0 |
|  | A B C C C | 3,20 5,20 1,30 1,30 | 70 150 90 90 90 | 50,0 | 30,0 | 5,0 |
|  | A B B B | 3,40 6,00 1,80 | 70 140 90 90 | 15,0 | 15,0 | 5,0 |
|  | A B C C C | 4,80 3,60 4,40 1,30 | 70 130 90 80 80 | 10,0 | 5,0 | 5,0 |

Modello di carico a fatica LM4

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati dal limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$. Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

$$D = \sum_{i=1}^p D_i = \sum_{i=1}^p \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Tali verifiche sono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, o, in alternativa, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4.

In alcuni casi è possibile ricondurre la verifica a danneggiamento alla determinazione del delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_E$ mediante una serie di coefficienti λ , opportunamente calibrati, funzione della luce della campata, del volume di traffico atteso, della vita di progetto dell'opera e della simultaneità di più veicoli lenti nella carreggiata:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \varphi_{fat} \cdot [\sigma_{FLM,max} - \sigma_{FLM,min}] = \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_{max}$$

con $\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$.

Il coefficiente dinamico equivalente φ_{fat} per ponti stradali è assunto diverso dall'unità solo nelle prossimità dei giunti di dilatazione. In definitiva, si conduce la verifica a danneggiamento controllando che risulti:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_E(\lambda) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Le "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" definisce le diverse categorie di dettagli ed i valori caratteristici dei delta di tensione resistenti, determinati a 125000 cicli. Le sezioni critiche maggiormente significative sono le giunzioni di testa saldate a completa penetrazione, gli impilaggi delle lamiere e le giunzioni saldate degli elementi secondari con le travi principali.

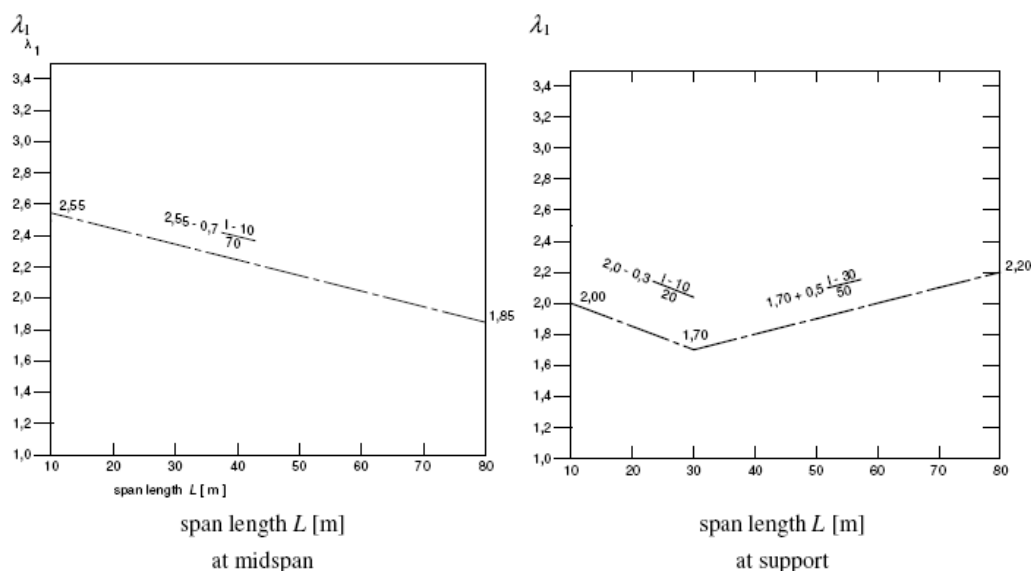
Nel caso in esame le verifiche sono condotte a vita illimitata secondo il “criterio della vita utile a fatica”, con riferimento al modello di carico LM3.

I coefficienti utilizzati per la verifica a fatica sono di seguito esplicitati:

$$\gamma_{Mf} = 1,35$$

$$\gamma_F = 1,0$$

λ_1 è il fattore che tiene conto della lunghezza della campata;



Determinazione λ_1

λ_2 è il fattore che tiene conto del volume di traffico, ed è calcolato nel seguente modo:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{5}} ; \text{dove } Q_{m1} \text{ pari a } 445 \text{ kN deriva dal tipo di traffico supposto "a lunga percorrenza", } N_{obs} \text{ pari a } 0.125 \cdot 10^6 \text{ deriva dal flusso annuo di traffico ipotizzato "Strade"}$$

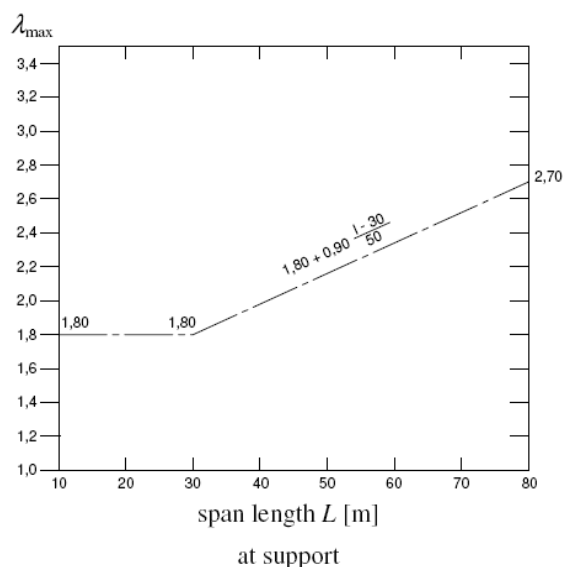
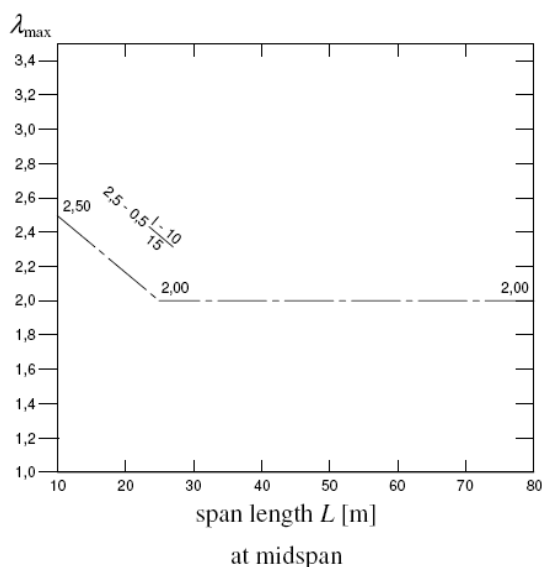
principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità" e Q_0 è pari a 480kN (carico LM3)

λ_3 è il fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ assumendo una vita di progetto pari a 10 anni.}$$

λ_4 è il fattore che considera il traffico sulle corsie, e dato che la corsia di carico lenta è solamente una, il coefficiente vale 1.

Il prodotto dei coefficienti λ non deve comunque superare il valore λ_{max} di seguito riportato:



Determinazione λ_{max}

Il coefficiente dinamico φ_{fat} in prossimità degli appoggi è calcolato con la seguente formula:

$$\Phi = 1.3 \cdot \left[1 - \frac{D}{26} \right] \geq 1 \text{ con } D \leq 6m.$$

Si riporta di seguito il riepilogo dei coefficiente sopra descritti per due condizioni diverse:

- campata;
- appoggio spalla;

| per Momento | | | | | |
|-----------------|---|-----------------|----------------------|-----------------|-----------|
| | $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$ | λ_{max} | $\lambda_{progetto}$ | φ_{fat} | coeff TOT |
| Campata | 1.04 | 2.00 | 1.04 | 1.00 | 1.04 |
| per taglio | | | | | |
| | $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$ | λ_{max} | $\lambda_{progetto}$ | φ_{fat} | coeff TOT |
| appoggio spalla | 1.12 | 2.43 | 1.12 | 1.30 | 1.46 |

I coefficienti totale sono stati utilizzati per ampliare il $\Delta\sigma$ e $\Delta\tau$.

Il limite a fatica $\Delta\sigma_{res}$ è calcolato come segue:

$$\Delta\sigma_{res} = k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

dove k_s è un coefficiente riduttivo in funzione dello spessore dell'elemento ($k_s = \sqrt[5]{\frac{25}{t}}$),

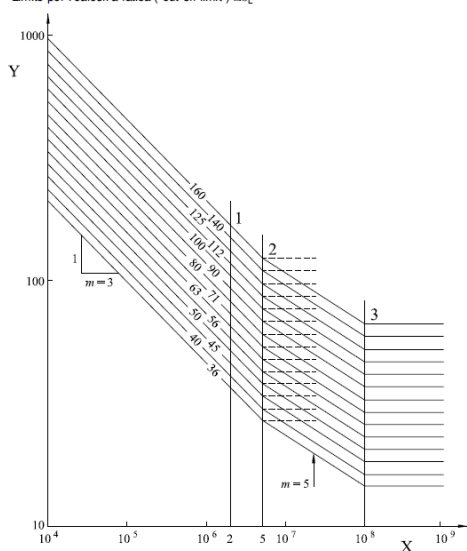
mentre $\Delta\sigma_c$ dipende dalla tipologia di saldatura.

I valori di $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$ vengono ricavati dalle curve di resistenza a fatica di seguito riportate.

Curves di resistenza a fatica per intervalli di variazione delle tensioni normali

Legenda

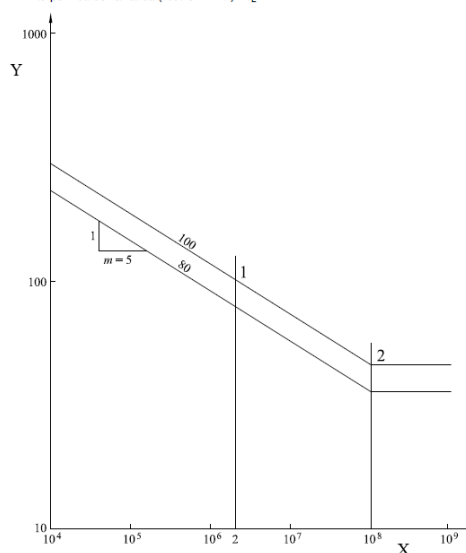
- X Durata, numero di cicli N
- Y Intervallo di variazione della tensione normale $\Delta\sigma_n$ [N/mm²]
- 1 Categoria di particolare costruttivo $\Delta\sigma_c$
- 2 Limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$
- 3 Limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") $\Delta\sigma_L$



Curves di resistenza a fatica per intervalli di variazione delle tensioni tangenziali

Legenda

- X Durata, numero di cicli N
- Y Intervallo di variazione della tensione tangenziale $\Delta\sigma_t$ [N/mm²]
- 1 Categoria di particolare costruttivo $\Delta\tau_c$
- 2 Limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") $\Delta\tau_L$



Le sollecitazioni massime a fatica relative a mezza sezione resistente valgono:

$$M_{sd} = 2736/2 = 1368 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 400/2 = 200 \text{ kN}$$

Le verifiche, effettuate sulle sezioni dell'impalcato conducono ai risultati di seguito riportati:

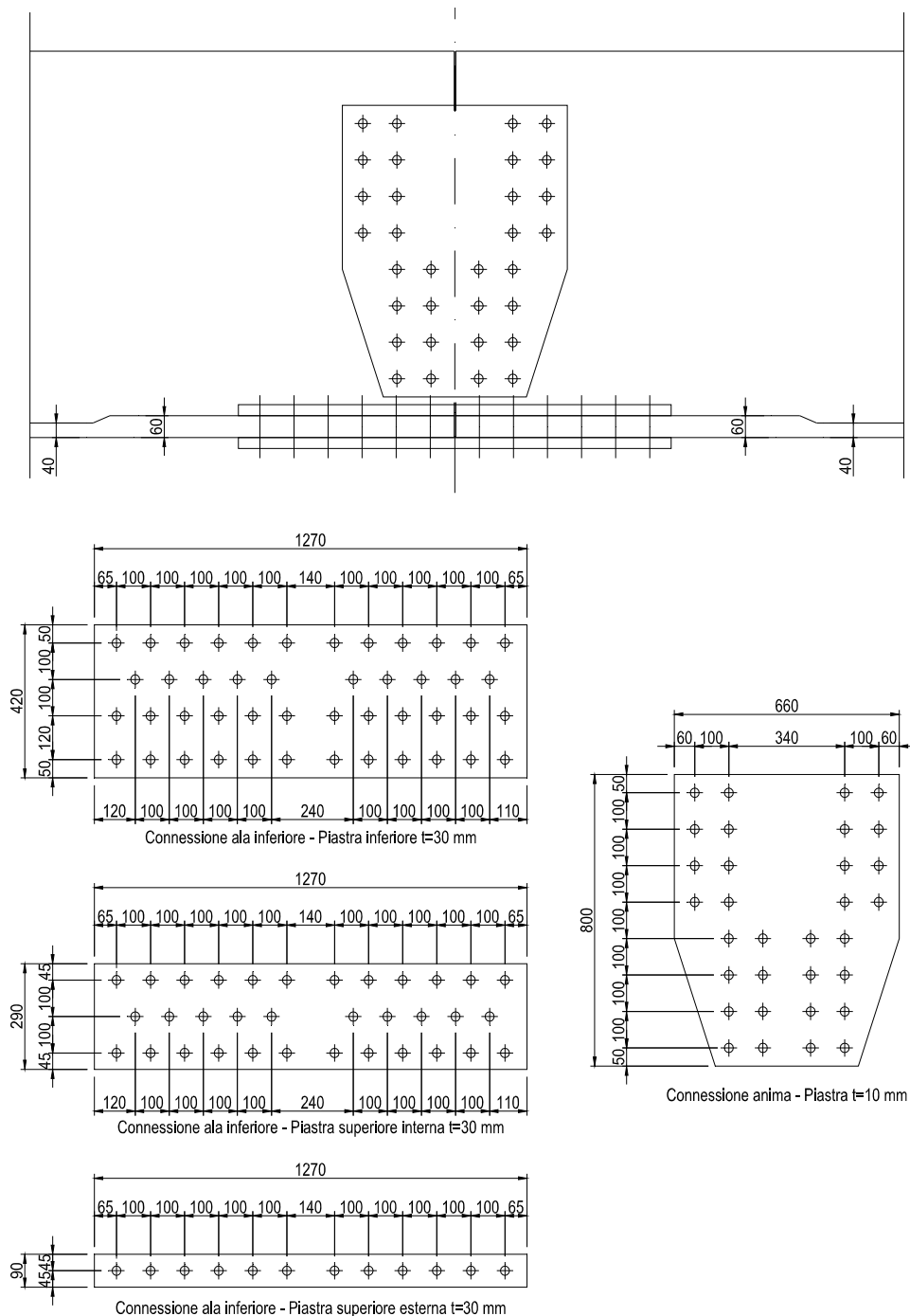
Campata

$$\Delta\sigma_e = \lambda_{prog} \cdot \varphi_{fat} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{min}) = 1.04 \cdot 1 \cdot (75 - 0) = 78 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_c = 149.32 \text{ Mpa}$$

Appoggio

$$\Delta\tau_c = \lambda_{prog} \cdot \varphi_{fat} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_{min}) = 1.12 \cdot 1.3 \cdot (32 - 0) = 48 \text{ Mpa} < \Delta\tau_c = 116.07 \text{ Mpa}$$

5.5. Verifica della connessione longitudinale



5.5.1. Ala inferiore

La connessione è realizzata da 23 bulloni M30, classe 10.9

| | |
|--------------------------------|---|
| $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$ | materiale bulloni |
| $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ | materiale piastre ($t=30 \text{ mm}$) |
| $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$ | materiale ala trave ($t=60 \text{ mm}$) |
| $A_{res}=561 \text{ mm}^2$ | area resistente |
| $d = 30 \text{ mm}$ | diametro gambo vite |
| $t = 30 \text{ mm}$ | spessore piastre |
| $t_f = 60 \text{ mm}$ | spessore ala inferiore |
| $\gamma_{M3} = 1,25$ | per SLU |
| $\gamma_{M2} = 1,25$ | |

Si realizza una unione a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza (scorrimento impedito). I bulloni sono soggetti a una forza di precarico applicata con serraggio controllato. Nel seguito si calcola la resistenza della connessione sia come unione ad attrito resistente allo scorrimento sia come unione a taglio.

Verifica bullonatura – Unione resistente a scorrimento

| | |
|---|---|
| $\mu = 0,4$ | superfici di contatto di classe B (EC3) |
| $n = 2$ | numero superfici di attrito |
| $F_{p,C} = 0,7 f_{tb} A_{res} = 392,7 \text{ kN}$ | precarico, serraggio controllato |

La resistenza di calcolo allo scorrimento di 1 bullone vale quindi:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3} = \mathbf{251,3 \text{ kN}}$$

La resistenza di calcolo allo scorrimento della connessione è:

$$F_{s,Rdtot} = 251,3 \times 23 = \mathbf{5780 \text{ kN}}$$

Verifica a punzonamento delle piastre – Unione resistente a scorrimento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$d_m = \min [\text{diam. dado; diam. testa vite}]$$

$$B_{p,Rd} = (d_m 23) \text{ kN}$$

Considerando come azione sollecitante la forza di precarico ($F_{p,C} = 392,7 \text{ kN}$) applicata al bullone si ottiene che la verifica a punzonamento è soddisfatta alla seguente condizione:

$$B_{p,Rd} = (d_m 23) \text{ kN} > F_{p,C} = 392,7 \text{ kN}$$

Quindi:

$$d_m > 17 \text{ mm}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta (il diametro del gambo della vite è pari a 30 mm).

Verifica bullonatura – Unione a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di 1 bullone vale:

$$F_{v,Rd} = n_v (0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}) = 448,8 \text{ kN}$$

$$n_v = 2 \quad \text{numero superfici di taglio}$$

La resistenza di calcolo a taglio della connessione è:

$$F_{v,Rdtot} = 448,8 \times 23 = 10322 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento delle piastre – Unione a taglio

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

$$k = \min [2,8e_2/d_0 - 1,7 = 2,23; 2,5] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$k = \min [1,4p_2/d_0 - 1,7 = 2,67; 2,5] \quad \text{bulloni interni}$$

$$\alpha = \min [e_1/3d_0 = 0,667; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$\alpha = \min [p_1/3d_0 - 0,25 = 0,79; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni interni}$$

La resistenza a rifollamento delle due piastre è pari a:

$$F_{b,Rd} = 2 \times (2,23 \times 0,667 \times 510 \times 30 \times 30 / 1,25) = 1092 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento dell'ala inferiore – Unione a taglio

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t_f / \gamma_{M2}$$

$$k = \min [2,8e_2/d_0 - 1,7 = 2,23; 2,5] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$k = \min [1,4p_2/d_0 - 1,7 = 2,67; 2,5] \quad \text{bulloni interni}$$

$$\alpha = \min [e_1/3d_0 = 0,667; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$\alpha = \min [p_1/3d_0 - 0,25 = 0,79; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni interni}$$

La resistenza a rifollamento dell'ala inferiore è pari a:

$$F_{b,Rd} = 2,23 \times 0,667 \times 470 \times 30 \times 60 / 1,25 = 1026 \text{ kN}$$

Resistenza della flangia inferiore nella zona forata ($t=60 \text{ mm}$)

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$A_{net} = 60[50 + 120 + 2(100^2 + 50^2)^{1/2} + 50] - 4 \times 60 \times 32 = 18936 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 6408 \text{ kN}$$

Resistenza delle piastre di coprigiunto (t=30 mm)

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$A_{net,1} = 30[50+120+2(100^2+50^2)^{1/2}+50]-4 \times 30 \times 32 = 9468 \text{ mm}^2$$

$$A_{net,2} = 30[45+2(100^2+50^2)^{1/2}+45]-3 \times 30 \times 32 = 6528 \text{ mm}^2$$

$$A_{net,3} = 30 \times 90 - 1 \times 30 \times 32 = 1740 \text{ mm}^2$$

$$A_{net,TOT} = 17726 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 6513 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione dell'ala inferiore della trave (t=40 mm)

$$N_{u,Rd} = A f_{tk} / \gamma_{M0}$$

$$A = 40 \times 420 = 16800 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 5680 \text{ kN}$$

La resistenza della connessione è governata dalla resistenza a scorrimento (5.3.1.1) e vale:

$$F_{s,Rdtot} = 5780 \text{ kN}$$

Tale resistenza è superiore alla massima forza di trazione trasmissibile dall'ala inferiore (5.3.1.8):

$$F_{s,Rdtot} = 5780 \text{ kN} > N_{u,Rd} = 5680 \text{ kN}$$

Quindi la connessione è sufficientemente robusta.

5.5.2. Anima

La connessione è realizzata da (16+16) bulloni M24, classe 10.9

| | |
|--------------------------------|---|
| $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$ | materiale bulloni |
| $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ | materiale piastre ($t=10 \text{ mm}$) |
| $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ | materiale anima trave ($t=10 \text{ mm}$) |
| $A_{res}=353 \text{ mm}^2$ | area resistente |
| $d = 24 \text{ mm}$ | diametro gambo vite |
| $t = 10 \text{ mm}$ | spessore piastre |
| $t_w = 10 \text{ mm}$ | spessore anima |
| $\gamma_{M3} = 1,25$ | per SLU |
| $\gamma_{M2} = 1,25$ | |

Si realizza una unione a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza (scorrimento impedito allo SLU). I bulloni sono soggetti a una forza di precarico applicata con serraggio controllato. Nel seguito si calcola la resistenza della connessione sia come unione ad attrito resistente allo scorrimento sia come unione a taglio.

Verifica bullonatura – Unione resistente a scorrimento

$\mu = 0,4$ superfici di contatto di classe B (EC3)

$n = 2$ numero superfici di attrito

$F_{p,C} = 0,7 f_{tb} A_{res} = 247,1 \text{ kN}$ precarico, serraggio controllato

La resistenza di calcolo allo scorrimento di 1 bullone vale quindi:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3} = \mathbf{158 \text{ kN}}$$

La resistenza di calcolo allo scorrimento della connessione è:

$$F_{s,Rdtot} = 158 \times 16 = \mathbf{2528 \text{ kN}}$$

Verifica a punzonamento delle piastre – Unione resistente a scorrimento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$$d_m = \min [\text{diam. dado; diam. testa vite}]$$

$$B_{p,Rd} = (d_m 7,7) \text{ kN}$$

Considerando come azione sollecitante la forza di precarico ($F_{p,C} = 247,1 \text{ kN}$) applicata al bullone si ottiene che la verifica a punzonamento è soddisfatta alla seguente condizione:

$$B_{p,Rd} = (d_m 7,7) \text{ kN} > F_{p,C} = 247,1 \text{ kN}$$

Quindi:

$$d_m > 32 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto il diametro del dado, inferiore al diametro della testa della vite, è pari a 36 mm.

Verifica bullonatura – Unione a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di 1 bullone vale:

$$F_{v,Rd} = n_v (0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}) = 282,4 \text{ kN}$$

$$n_v = 2 \quad \text{numero superfici di taglio}$$

La resistenza di calcolo a taglio della connessione è:

$$F_{v,Rdtot} = 282,4 \times 16 = 4518 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento delle piastre – Unione a taglio

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

$$k = \min [2,8e_2/d_0 - 1,7 = 3,68; \underline{2,5}] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$k = \min [1,4p_2/d_0 - 1,7 = 3,68; 2,5] \quad \text{bulloni interni}$$

$$\alpha = \min [e_1/3d_0 = \underline{0,64}; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$\alpha = \min [p_1/3d_0 - 0,25 = 1,03; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni interni}$$

La resistenza a rifollamento delle due piastre è pari a:

$$F_{b,Rd} = 2 \times (2,5 \times 0,64 \times 510 \times 24 \times 10 / 1,25) = 314 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento dell'anima – Unione a taglio

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t_f / \gamma_{M2}$$

$$k = \min [2,8e_2/d_0 - 1,7 = 4,76; \underline{2,5}] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$k = \min [1,4p_2/d_0 - 1,7 = 3,68; 2,5] \quad \text{bulloni interni}$$

$$\alpha = \min [e_1/3d_0 = \text{---}; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; \underline{1}] \quad \text{bulloni di bordo}$$

$$\alpha = \min [p_1/3d_0 - 0,25 = 1,03; f_{tb}/f_{tk} = 1,96; 1] \quad \text{bulloni interni}$$

La resistenza a rifollamento dell'ala inferiore è pari a:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 510 \times 24 \times 10 / 1,25 = 245 \text{ kN}$$

5.4.2.6 Resistenza a taglio della trave

$$V_{ba,Rd} = 1227 \text{ kNm} \quad (\text{vedere 5.3.2})$$

Sollecitazione nel bullone più sollecitato

Si ipotizza che la connessione sia sollecitata da una forza di taglio pari alla resistenza a taglio della trave, agente con un eccentricità di 17 cm rispetto all'asse della connessione:

$$V_s = 1227 \text{ kN}$$

La sollecitazione sul bullone più sollecitato è pari a:

$$F_{bv} = 1227 / (2 \times 16) = 38,34 \text{ kN}$$

$$F_{bh,ecc.} = ((1227000 \times 170) \times 350) / (2 \times 4(350^2 + 250^2 + 150^2 + 50^2)) = 43,45 \text{ kN}$$

La bullonatura è inoltre sollecitata dal momento flettente. Ipotizzando che la fibra inferiore più esterna della sezione della trave sia sollecitata da una tensione pari a f_{yk} , si ottiene, per la fibra in corrispondenza della fila di bulloni inferiore:

$$\sigma_s = (f_{yk} / y_G) y_{bull} = 263 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$y_G = 617 \text{ mm}$$

$$y_{bull} = 457 \text{ mm}$$

Quindi, tenuto conto dell'interasse tra le file dei bulloni ($i=100 \text{ mm}$):

$$F_{bh,mom.} = (\sigma_s i) t_w / n_v n_b = (263 \times 100) \times 10 / 2 \times 2 = 65,8 \text{ kN}$$

$$n_v = 2 \quad \text{numero superfici di taglio}$$

$$n_b = 2 \quad \text{numero bulloni}$$

Sommando le sollecitazioni:

$$F_b = [(65,8 + 43,45)^2 + 38,34^2]^{1/2} = 116 \text{ kN}$$

La resistenza della connessione è governata dalla resistenza a scorrimento (5.4.2.1). Per il singolo bullone:

$$F_{s,Rd} = 158 \text{ kN}$$

La sollecitazione massima per i bulloni vale (5.4.2.7):

$$F_b = 116 \text{ kN}$$

Verifica:

$$F_{s,Rd} = 158 \text{ kN} > F_b = 116 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO}$$

5.6. Verifica della barriera guard-rail

5.6.1. Verifica sezione montante

La sollecitazione derivante dal traffico veicolare è:

$$F_{Hs,traf} = 100 \text{ kN} \quad \text{a quota 1 m dal piano di transito}$$

Quindi:

$$M_s = 1,00 \times 100 = 100 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 1,35 \times 100 = 135 \text{ kNm}$$

La resistenza del montante (HE200B) è:

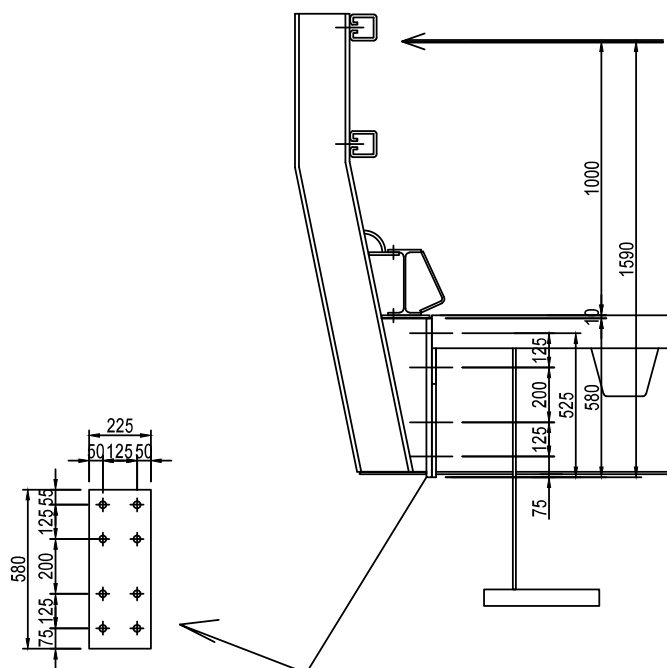
$$M_{Rd} = W_{pl} f_{yk} / 1.05 = 143 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd} = 143 \text{ kNm} \quad > \quad M_{sd} = 135 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO}$$

5.6.2. Connessione bullonata

8 bulloni M24, classe 8.8



Le sollecitazioni derivanti dal traffico veicolare sono le seguenti:

$$F_{Hs,traf} = 100 \text{ kN} \quad \text{a quota 1 m dal piano di transito}$$

$$F_{Vs,traf} = 0,75 \alpha_{Q1k} Q_{1k} = 0,75 \times 1 \times 300 = 225 \text{ kN}$$

Rispetto al filo inferiore della piastra di collegamento del montante all'elemento il braccio della forza orizzontale è pari a $(1+0,59)=1,59$ m. Il momento sollecitante è quindi:

$$M_s = 1,59 \times 100 = 159 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni totali sono:

$$M_s = 159 \text{ kNm}$$

$$F_{Vs} = 225 \text{ kN}$$

Quindi, allo SLU:

$$M_{sd} = 1,35 \times 159 = 215 \text{ kN}$$

$$F_{Vsd} = 1,35 \times 225 = 304 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni sui bulloni più sollecitati:

$$F_{t,Ed} = (215000 \times 525) / [2 \times (525^2 + 400^2 + 200^2 + 75^2)] = 117 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 304 / 8 = 38 \text{ kN}$$

La resistenza è:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 203 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 135 \text{ kN}$$

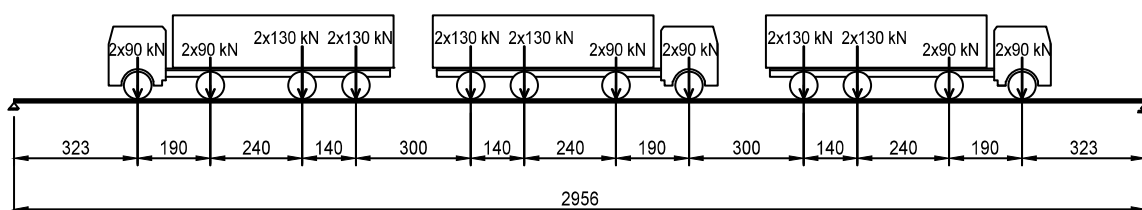
Verifica:

$$F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd} + F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 0,69 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

5.7. Analisi della struttura sottoposta ai carichi di prova

Il carico di prova ipotizzato consiste in sei mezzi da quattro assi (distanza tra gli assi: 1,90 m, 2,40 m, 1,40 m) di massa totale pari a 440 kN (90kN + 90 kN + 130 kN + 130 kN).

I mezzi sono disposti su due colonne affiancate composte ognuna da tre mezzi; le due colonne sono disposte simmetricamente rispetto all'asse longitudinale del ponte; in senso longitudinale i mezzi di ognuna delle due colonne sono disposti come riportato nel seguente schema.



Sollecitazioni dovute ai carichi di prova:

momento massimo 11481kNm

reazione massima 1335 kN

Momento d'inerzia totale:

$$J = 2238350 \times 3 = 6715050 \text{ cm}^4$$

Freccia teorica elastica in mezzeria sotto i carichi di prova:

$$f = 73,5 \text{ mm}$$