

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

OP.N°154,159 AMPLIAMENTO PONTE RIOLO/SOTTOVIA BASSORENO PK.25+150

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO (RIOLO)

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:	
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prod. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	00	
1	1	306	000	1	P	D	000000	000000	000000	0	S	T	R	0141	SCALA: -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082	SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE
					n. data
					0 NOVEMBRE 2016
					1 -
					2 -
	REDATTO:	-	VERIFICATO:	Ing. Lucio Ferretti Torricelli	3 -
					4 -

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

Autostrada A13

Bologna - Padova

Progetto Definitivo

Ampliamento alla terza corsia

Tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

Opere d'arte

Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno

Relazione di calcolo impalcato Ponte Riolo

INDICE

1. PREMESSA.....	6
2. DESCRIZIONE TECNICA DELL'OPERA.....	7
2.1 Contestualizzazione.....	10
2.1.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione	10
2.1.2 Sismicità.....	10
3. Normativa di riferimento	11
4. Caratteristiche dei materiali	12
4.1 Acciaio per carpenterie metalliche.....	12
4.2 Acciaio per laminati, profilati e piastre	12
4.3 Acciaio per pioli di connessione trave-soletta.....	12
4.4 Calcestruzzo strutturale.....	13
4.4.1 Soletta d'impalcato.....	13
4.4.2 Cordoli.....	13
4.5 Acciaio per armature.....	13
5. Software di calcolo	14
6. Metodi di calcolo.....	15
6.1 Modellazione dell'impalcato.....	15
6.2 Fasi di calcolo.....	16
6.2.1 Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo.....	17
6.3 Larghezza di soletta collaborante con le travi principali	19
6.4 Ripartizione trasversale per le travi principali	20
6.4.1 Ripartizione trasversale per lo schema di carico 1 in configurazione provvisoriale	21
7. Criteri di calcolo.....	22
7.1 Criteri di definizione delle azioni di calcolo	22
7.2 Criteri di definizione delle resistenze di calcolo	25
8. Criteri di verifica.....	26

8.1	S.L.U. - Resistenza delle sezioni	27
8.2	S.L.E. - Limitazione delle tensioni.....	29
8.3	S.L.E. - Web breathing	29
8.4	S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta	30
8.5	S.L.F. - Verifiche a fatica	35
8.5.1	Coefficienti λ	36
8.5.2	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	41
9.	Analisi dei carichi.....	43
9.1	Carichi permanenti (g_1 e g_2).....	43
9.2	Ritiro differenziale fra trave e soletta (ε_2).....	43
9.3	VARIAZIONE TERMINA DIFFERENZIALE (ε_3).....	44
9.4	Carichi accidentali (q_1).....	44
9.4.1	Verifiche di resistenza	45
9.4.2	Verifiche locali	46
9.4.3	Verifiche a fatica.....	46
10.	Travi principali.....	47
10.1	Sezioni significative di verifica.....	47
10.2	Diagrammi delle sollecitazioni	48
10.2.1	Peso proprio acciaio	48
10.2.2	Peso proprio soletta	48
10.2.3	Pesi permanenti cordoli, pavimentazione, parapetto e rete.....	49
10.2.4	Carichi accidentali(traffico).....	50
10.2.5	Fatica	51
10.3	Tabelle delle sollecitazioni combinate e fattorizzate	52
10.3.1	Sollecitazioni nella combinazione SLU	53
10.3.2	Sollecitazioni nella combinazione SLE Rara.....	54
10.3.3	Sollecitazioni nella combinazione SLE Frequente	54
10.3.4	Sollecitazioni nella combinazione SLF stato limite per fatica.....	55
10.4	Verifiche strutturali.....	56

10.4.1	Sezione 1: Spalla	56
10.4.2	Sezione 2: giunto	60
10.4.3	Sezione 3: Mezzeria	64
11.	Traversi	67
11.1	Analisi dei carichi	67
11.1.1	Sollecitazioni SLU	68
11.2	Verifica traverso di spalla	69
11.2.1	Stati Limite Ultimi	69
12.	SOLETTA.....	71
12.1	VERIFICA IN FASE DI MONTAGGIO (COPPELLA).....	71
12.1.1	Analisi dei carichi	72
12.1.2	Verifiche	72
12.2	VERIFICA SLU e sle in fase di esercizio.....	80
12.2.1	Analisi dei carichi	81
12.2.2	Sollecitazioni	82
12.2.3	Verifica SLU	86
12.2.4	Verifica a Taglio SLU	89
12.2.5	Verifiche SLE	89

1. PREMESSA

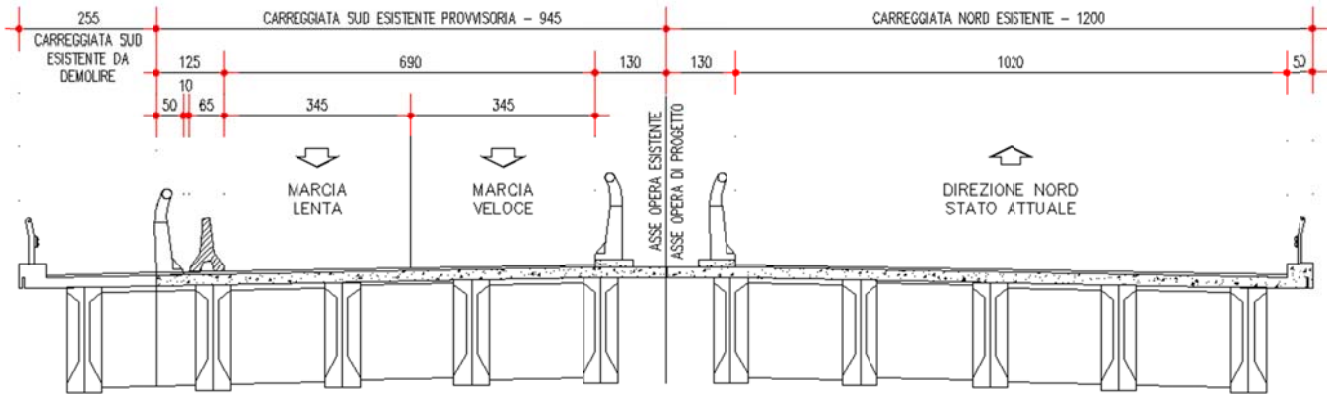
L'opera oggetto della presente relazione è il Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno, realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo con un'unica campata di luce di calcolo pari a 43.00m.

L'opera riguarda la ricostruzione, con conseguente ampliamento, dell'impalcato con asse rettilineo a doppio senso di marcia che scavalca il canale Riolo, del collegamento autostradale A13 Bologna-Padova alla progressiva km 25+180.

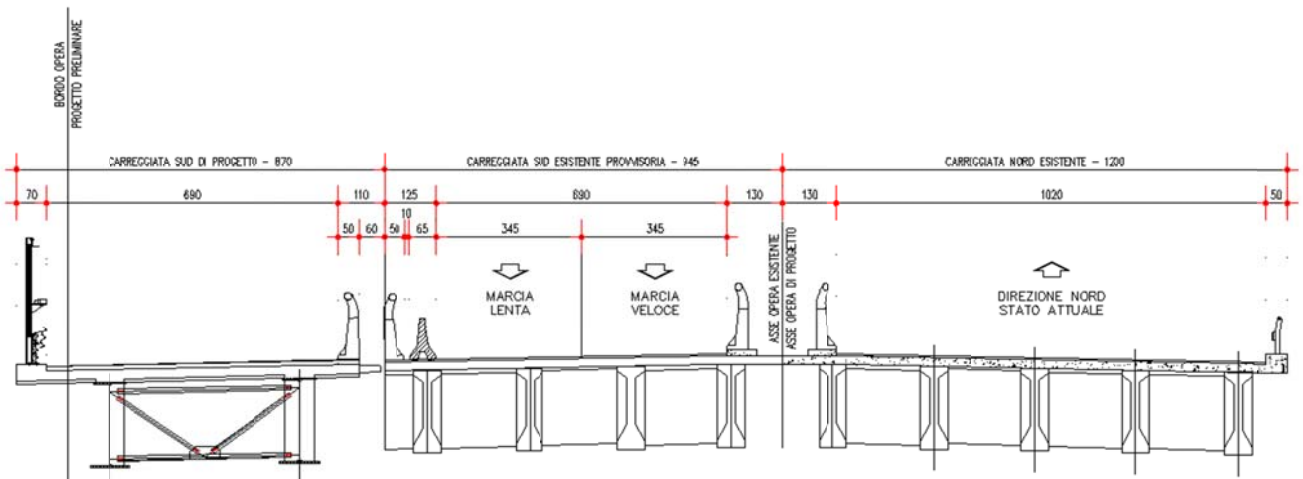
2. DESCRIZIONE TECNICA DELL'OPERA

Il progetto prevede la ricostruzione completa dell'impalcato sviluppata in sei fasi:

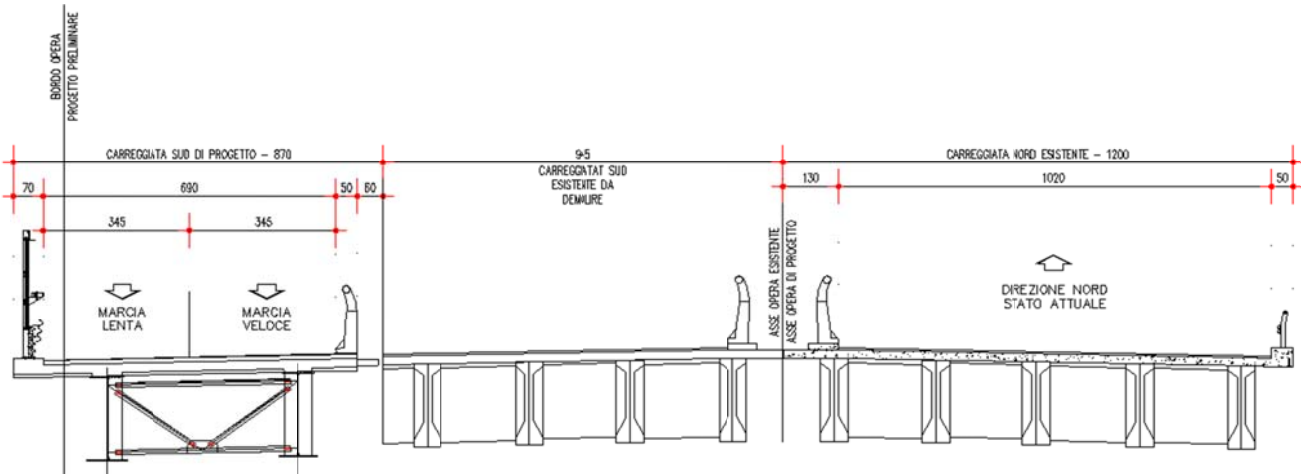
- Fase 1: Traffico in direzione Bologna su corsie a larghezza ridotta in carreggiata sud.



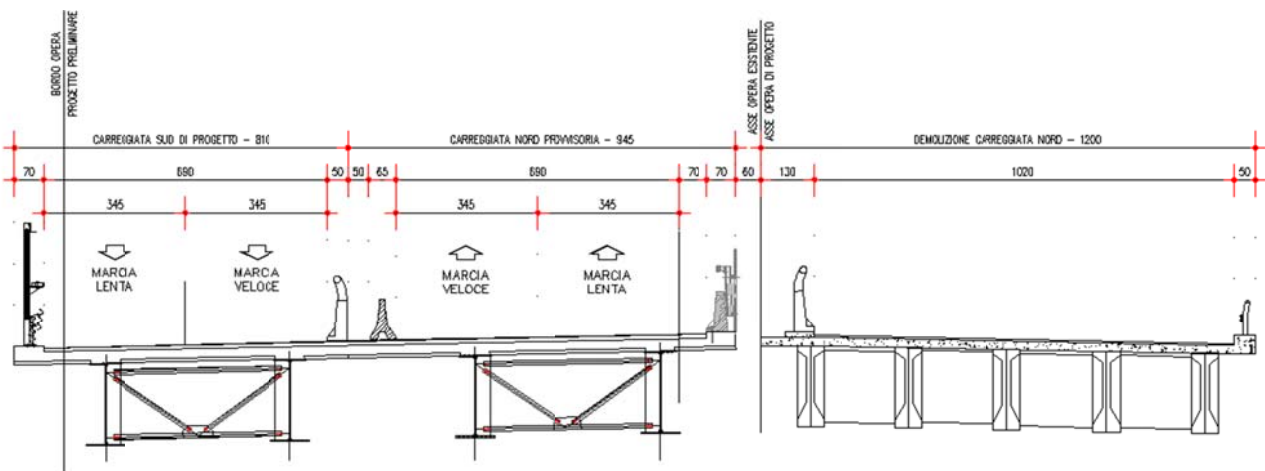
- Fase 2: Realizzazione della parte provvisoria dell'opera di progetto in carreggiata sud.



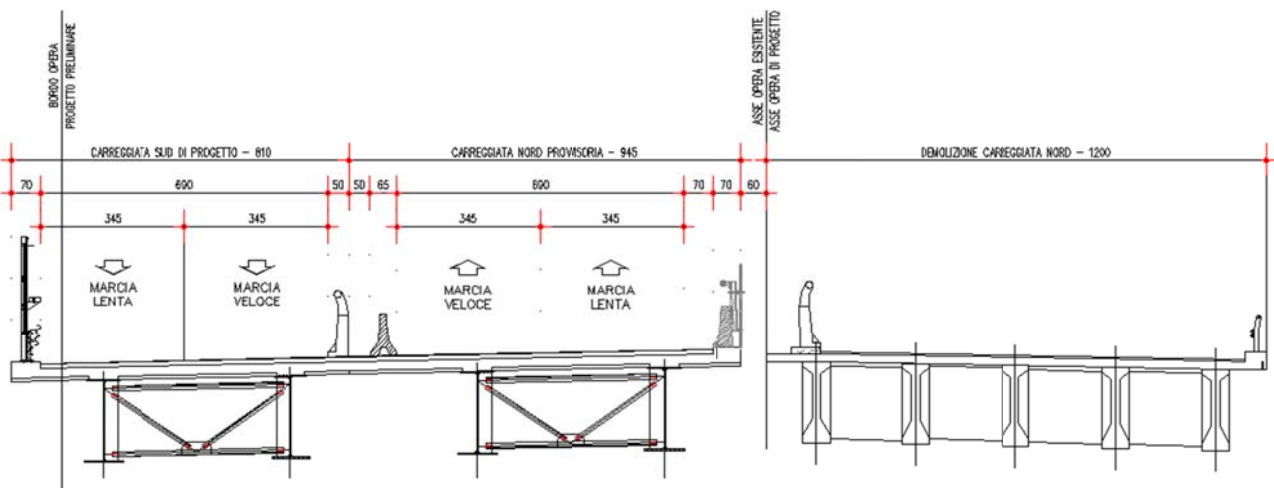
- Fase 3: Deviazione del traffico in direzione Bologna su nuova opera di progetto con corsie a larghezza ridotta.



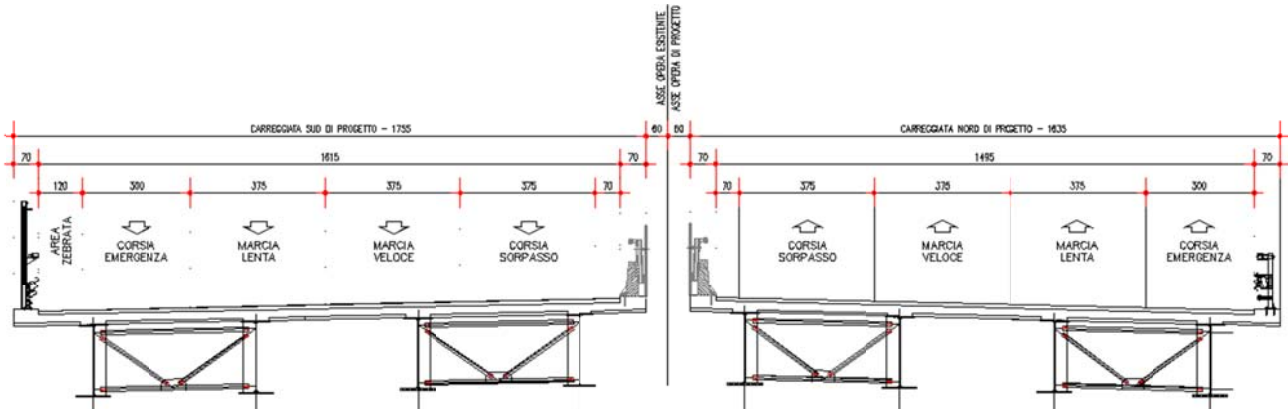
- Fase 4: Completamento della carreggiata sud di progetto.



- Fase 5: Deviazione del traffico in direzione nord su carreggiata sud.



- Fase 6: Realizzazione dell'opera di progetto in carreggiata nord.



L'opera di progetto presenta le seguenti caratteristiche:

- La struttura metallica sarà realizzata in acciaio S355 protetto con idoneo ciclo di verniciatura. Le travi principali a doppio T presentano un interasse di 4.50m per la carreggiata sud e di 4.30m per la carreggiata nord ed una altezza di 2.00m e saranno costruite in officina in conci di lunghezza non superiore ai 13.00m per consentire il trasporto in cantiere senza la necessità di trasporti eccezionali. I sistemi di controventamento trasversale delle travi sono stati realizzati mediante: traversi di spalla a doppio T di altezza 1.5m (piattabanda inferiore e superiore 500x20mm e anima di spessore 12mm) e diaframmi di campata, realizzati con profilati ad L (correnti inferiore e superiore 120x20mm, diagonali 100x10mm), posti ad interasse costante pari a 8.6m;
- La soletta sarà realizzata con lastre prefabbricate in calcestruzzo di spessore 8cm e sono irrigidite mediante tralicci elettrosaldati alti 20.5cm disposti ad interasse di 0.40m;
- La soletta presenterà cordoli di larghezza rispettivamente 0.97m e 0.62m per una larghezza trasversale complessiva di 16.70m per la carreggiata nord e di 17.90m per la carreggiata sud.
- Il sistema di vincolamento sarà realizzato con diverse tipologie di isolatori elastomerici in neoprene armato: fisso per la spalla A e con guida longitudinale per la spalla B. Tali dispositivi sono caratterizzati da smorzamento equivalente in condizioni sismiche non inferiore al 15% e da rigidità orizzontale in condizioni sismiche pari a 3690 kN/m; tale soluzione consente di distribuire uniformemente le azioni orizzontali sulle sottostrutture e di contenere le forze sismiche inerziali trasmesse dall'impalcato alle stesse sottostrutture entro valori che non pregiudichino la resistenza delle opere di fondazione;
- In corrispondenza delle spalle A e B verranno posati di giunti in neoprene armato con escursione longitudinale rispettivamente di $\pm 80\text{mm}$ e $\pm 90\text{mm}$ per assorbire gli spostamenti mutui tra impalcato e sottostrutture in esercizio e in fase sismica senza danneggiamenti sino allo Stato Limite di Danno (il varco soletta-paraghiaia è comunque dimensionato per evitare martellamento delle strutture anche allo Stato Limite di Collasso);

2.1 CONTESTUALIZZAZIONE

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 Bologna - Padova.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

2.1.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$$T_{min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$RH = 75 \%$$

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta: XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

2.1.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale 50
anni

Classe d'uso IV \rightarrow $C_u =$
2.0

Vita di riferimento 100 anni
ag $0.086 \text{ g} = 0.84$

m/s^2

Categoria topografica

T1

Tipo di suolo

D

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN).

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

1. D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")
2. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008
3. UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
4. UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
5. UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
6. UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
7. UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
8. UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
9. UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
10. UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
11. UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
12. UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
13. UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
14. UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e
15. regole per gli edifici
16. UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
17. UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
18. UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di
19. conformità dei componenti strutturali
20. UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sotto elencati materiali.

4.1 ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE

Per spessori $t \leq 40$ mm

Tipo: S355J2

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

Per spessori $t > 40$ mm

Tipo: S355K2

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 470$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 335$ N/mm²

4.2 ACCIAIO PER LAMINATI, PROFILATI E PIASTRE

Tipo: S355J0

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

4.3 ACCIAIO PER PIOLI DI CONNESSIONE TRAVE-SOLETTA

Per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il CLS si prescrivono i seguenti pioli tipo "Nelson" (SECONDO LE UNI EN ISO 13918)

Tipo acciaio: S235J2G3+C450

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione	$f_t > 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y > 350 \text{ N/mm}^2$

4.4 CALCESTRUZZO STRUTTURALE

4.4.1 Soletta d'impalcato

Classe di esposizione	XF4
Classe di resistenza minima	C35/45
a/c massimo	0.5
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	35 mm

4.4.2 Cordoli

Classe di esposizione	XF4
Classe di resistenza minima	C35/45
a/c massimo	0.45
Minimo contenuto di cemento	360 kg/m^3
Copriferro nominale	50 mm

4.5 ACCIAIO PER ARMATURE

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$

5. SOFTWARE DI CALCOLO

Straus 7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

Ponti EC4

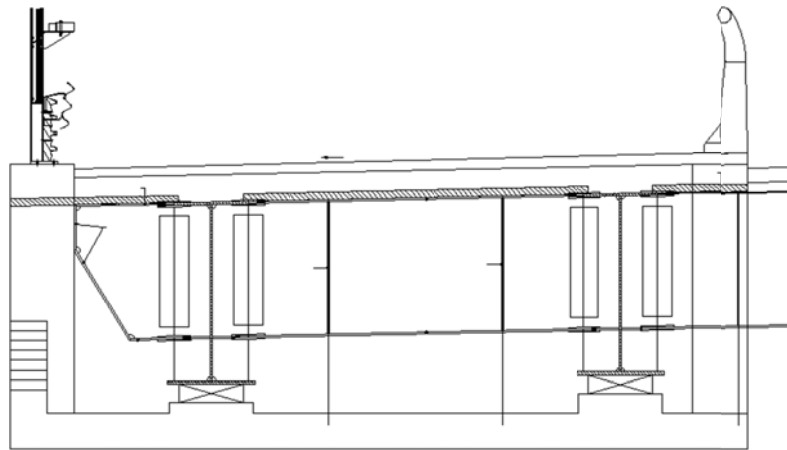
Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il programma Ponti EC4, software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte, sviluppato da Alhambra s.r.l. Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici.

6. METODI DI CALCOLO

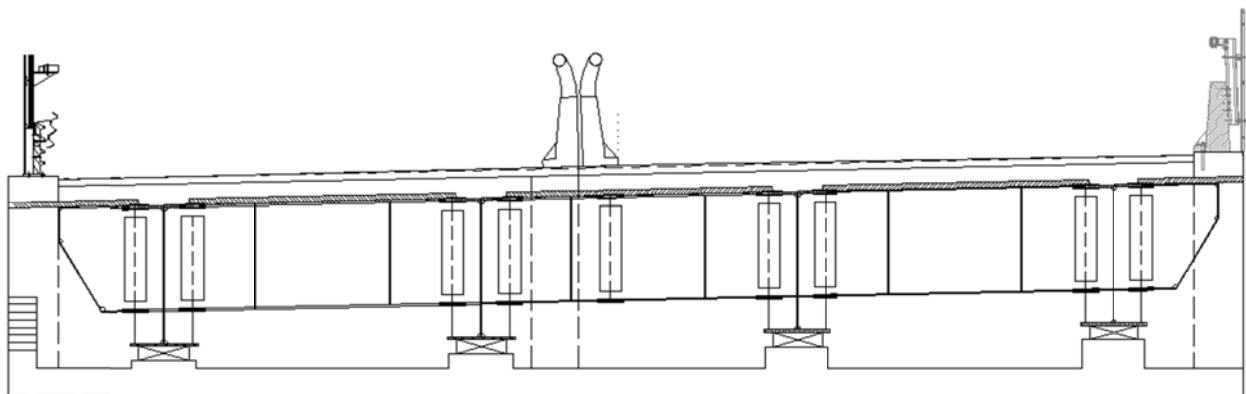
6.1 MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO

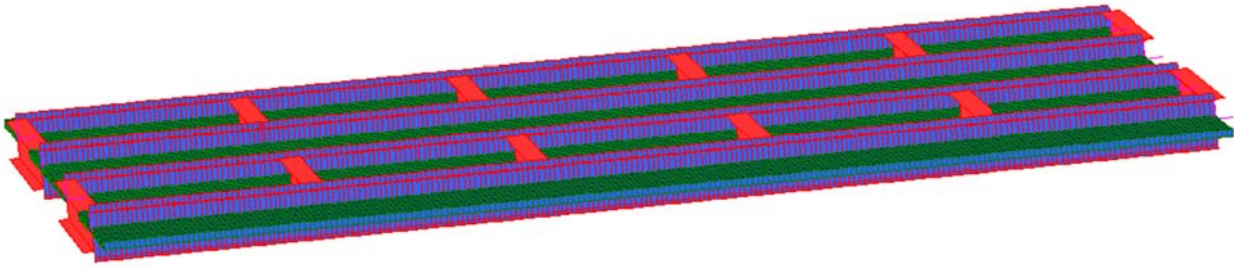
La determinazione degli sforzi agenti sulle travi, sui traversi e sulla soletta dell'impalcato è stata eseguita considerando i seguenti modelli di calcolo:

- Modello monofilare realizzato con elementi "beam" con Straus7. Tale modello è stato adottato per le verifiche di resistenza agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio della trave, considerando a favore di sicurezza la configurazione provvisoria dell'impalcato come sezione resistente (riportato in figura); la ripartizione dei carichi mobili da traffico è stata stimata mediante i coefficienti di Courbon.



- Modello bidimensionale a graticcio, in cui la travatura metallica è stata implementata con elementi lineari "beam", mentre la soletta in calcestruzzo con elementi "shell" bidimensionali. Tale modello verrà impiegato per il calcolo delle sollecitazioni per le verifiche a fatica della trave, considerando l'intera sezione dell'impalcato in configurazione definitiva (riportato in figura).





Al fine di valutare la situazione più critica sia per le verifiche di resistenza che per le verifiche a fatica, si è scelto di considerare la carreggiata sud dell'impalcato poiché caratterizzata da interasse maggiore tra le travi longitudinali. Lo stesso modello è stato impiegato anche per ricavare le sollecitazioni riguardanti la soletta (si rimanda al capitolo relativo alla soletta)

6.2 FASI DI CALCOLO

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-clt l'analisi le azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione in tre fasi del comportamento dell'impalcato, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, che interagiscono con la viscosità del calcestruzzo, si adotta per il calcestruzzo un valore del modulo elastico effettivo corrispondente a quello ottenuto adottando un coefficiente di viscosità come suggerito dalla normativa, che si traduce, in fase di verifica, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2. In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle strutture di appoggio.

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale circa 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 adottata.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

6.2.1 Valori del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo in accordo con i punti con le NTC 08 come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 34077 \text{ N/mm}^2$$

Secondo la 11.2.5 delle NTC.

Il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 34077 = 6.16 \quad \text{si assume } n = 6$$

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 75% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\phi(t^\infty, t_0) = 2$$

in cui è stato assunto t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, tra 8 e 60 giorni. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls,\infty} = E / [1 + \phi(t^\infty, t_0)] = 11359 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11359 = 18.49 \quad \text{si assume } n = 18$$

In sintesi si ha:

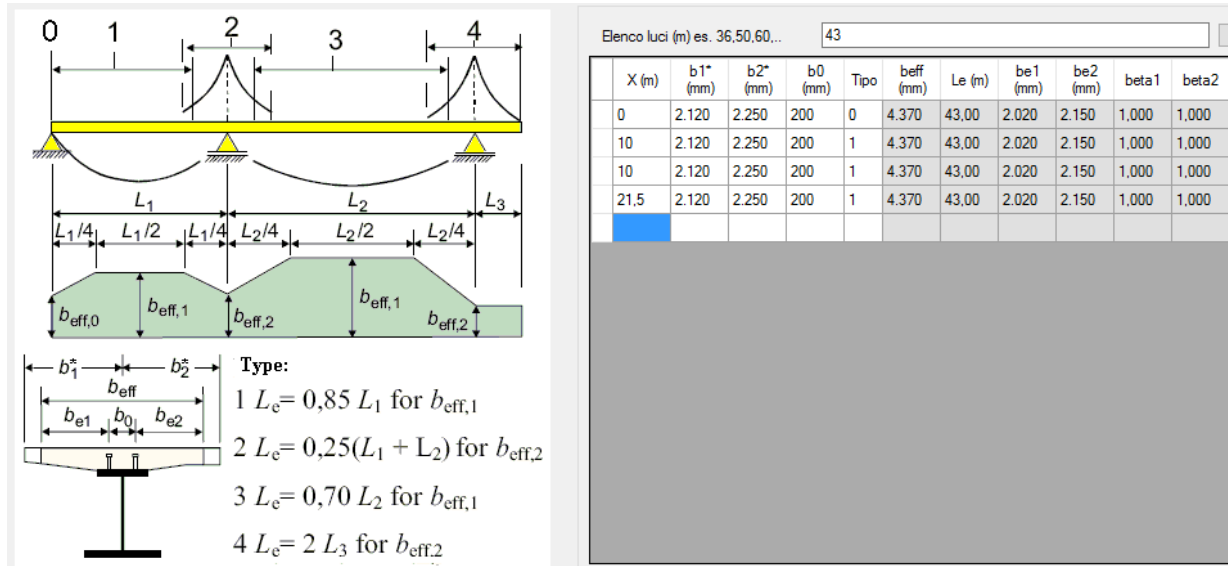
$n = \infty$: reagente solo la trave in acciaio sotto l'azione dei pesi strutturali,

$n = 18$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi differiti (permanentemente portati, ritiro, cedimenti...)

$n = 6$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi istantanei (carichi accidentali, variazioni termiche, vento...)

6.3 LARGHEZZA DI SOLETTA COLLABORANTE CON LE TRAVI PRINCIPALI

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2008, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. Le larghezze collaboranti per le diverse sezioni di verifica sono calcolate come segue:



6.4 RIPARTIZIONE TRASVERSALE PER LE TRAVI PRINCIPALI

La ripartizione trasversale dei carichi accidentali si effettua secondo la teoria di Courbon-Albenga. Per una posizione eccentrica dei carichi si avrà una rotazione rigida della sezione trasversale dell'impalcato che comporterà un aumento delle sollecitazioni nella trave longitudinale posta dalla parte dell'eccentricità stessa (trave di riva). Il carico sulla trave i-esima dovuto ad una colonna di carico posta ad eccentricità e dal centro dell'impalcato, sarà valutato secondo la seguente relazione.

$$P_i = P \cdot \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

P_i = Porzione di carico accidentale sulla trave considerata

n = numero di travi

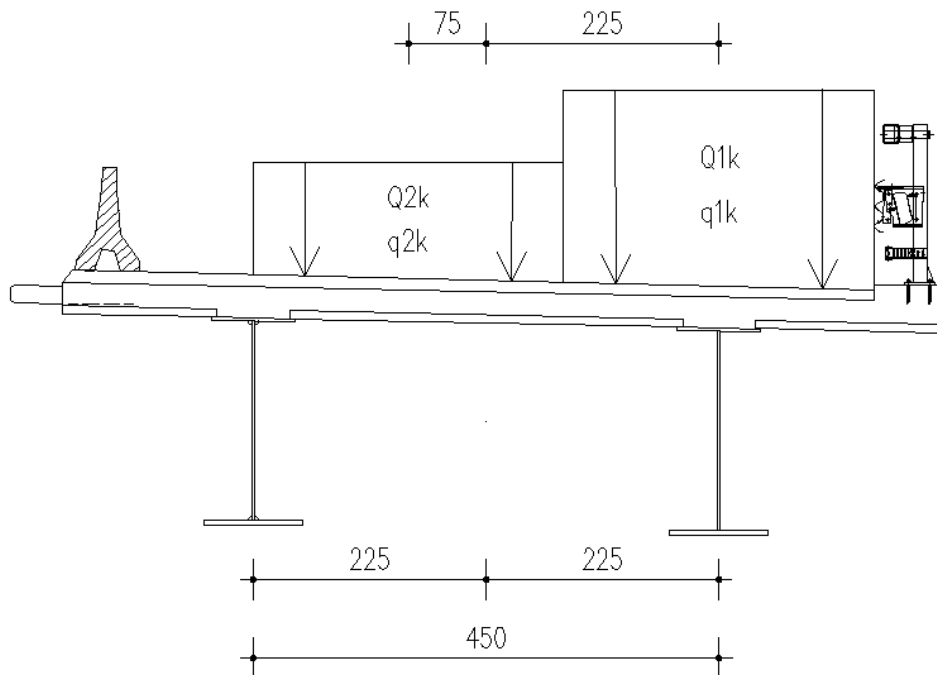
e = eccentricità del carico rispetto a centro dell'impalcato

d_i = distanza della trave i-esima dal centro dell'impalcato

6.4.1 Ripartizione trasversale per lo schema di carico 1 in configurazione provvisoria

Per valutare tali effetti si operano considerazioni d'equilibrio sulla sezione trasversale, per la quale è stata riportata nella seguente figura la posizione delle colonne di carico agenti e la rispettiva risultante.

Essendo più gravosa, l'analisi viene svolta nella configurazione provvisoria e non nella configurazione definitiva.



Indicato con $\rho_1 = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_1}{d_1^2 + d_2^2}$ il coefficiente di ripartizione trasversale per la trave di riva, si ha:

$$d_1 = 2.25 \text{ m}$$

$$d_2 = -2.25 \text{ m}$$

$n = 2$ numero di travi

Si ricavano i seguenti coefficienti di ripartizione in funzione del carico:

	e	ρ_i
Q1	2.25	1.00
Q2	-0.75	0.33

7. CRITERI DI CALCOLO

7.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc...)
- g3 Altre azioni permanenti
- ϵ 1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ϵ 2 Ritiro e Viscosità
- ϵ 3 Variazioni termiche
- ϵ 4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		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 dei coefficienti parziali per i ponti.

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

Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

7.2 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 08 sono riportati nella seguente tabella:

Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.1
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.1
Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.5
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

8. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-08 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti Eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica (quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica
 - Shear Buckling
 - Controllo interazione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

8.1 S.L.U. - RESISTENZA DELLE SEZIONI

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Pre-classificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame

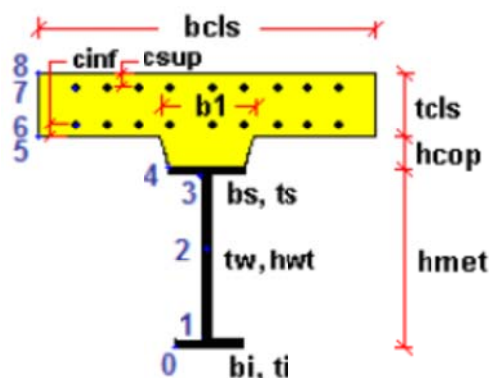
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico η_1 ; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media.

Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1 (4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd} \quad (\text{sezione costituita dalle sole flange})$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{x,i} |$).

8.2 S.L.E. - LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

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

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

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

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

8.3 S.L.E. - WEB BREATHING

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_σ, k_τ sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

8.4 S.L.U. E S.L.E. - VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-08 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$V_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

Tale approccio risulta ovviamente sempre valido per lo SLE mentre allo SLU solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse plastiche.

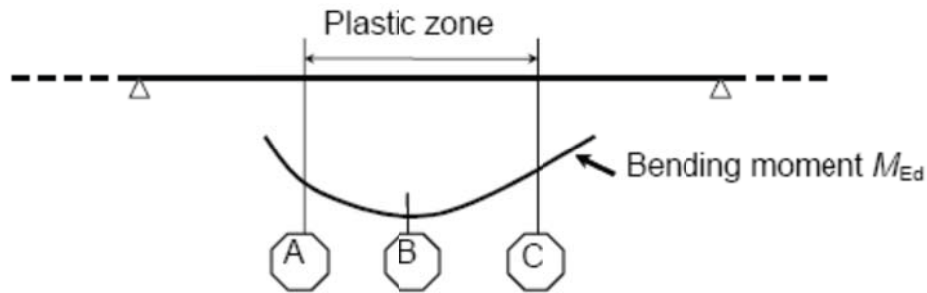
Per sezioni di classe 1 e 2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico (η_1) risulti maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante scorrimento mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Se è presente una zona plasticizzata in campata non è sufficiente calcolare i pioli con il flusso elastico. In tale condizione si ha infatti che il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo delle piolature sarà quindi effettuato secondo la procedura di seguito illustrata:

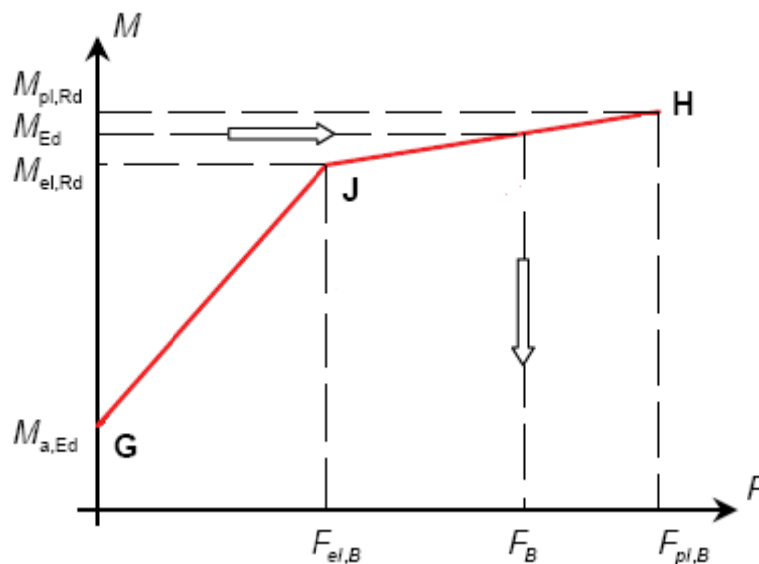
1) Si individua la zona plastica, schematicamente rappresentata nella figura seguente, in cui B è la sezione più sollecitata ed A è la prima sezione in cui la tensione nelle fibre tese e/o compresse è pari alla tensione di snervamento:



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra gli estremi ed il punto di minimo momento (conci di soletta compresi tra A e B e conci di soletta compresi tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo e valutata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4 (6).

2) Si schematizza il diagramma di interazione M-N nella sezione B con la bilatera G-J-H riportata nella figura seguente.



Si indica con:

$M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica

$M_{el,Rd}$ momento flettente elastico

M_{Ed} momento flettente di progetto

$M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione

$F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

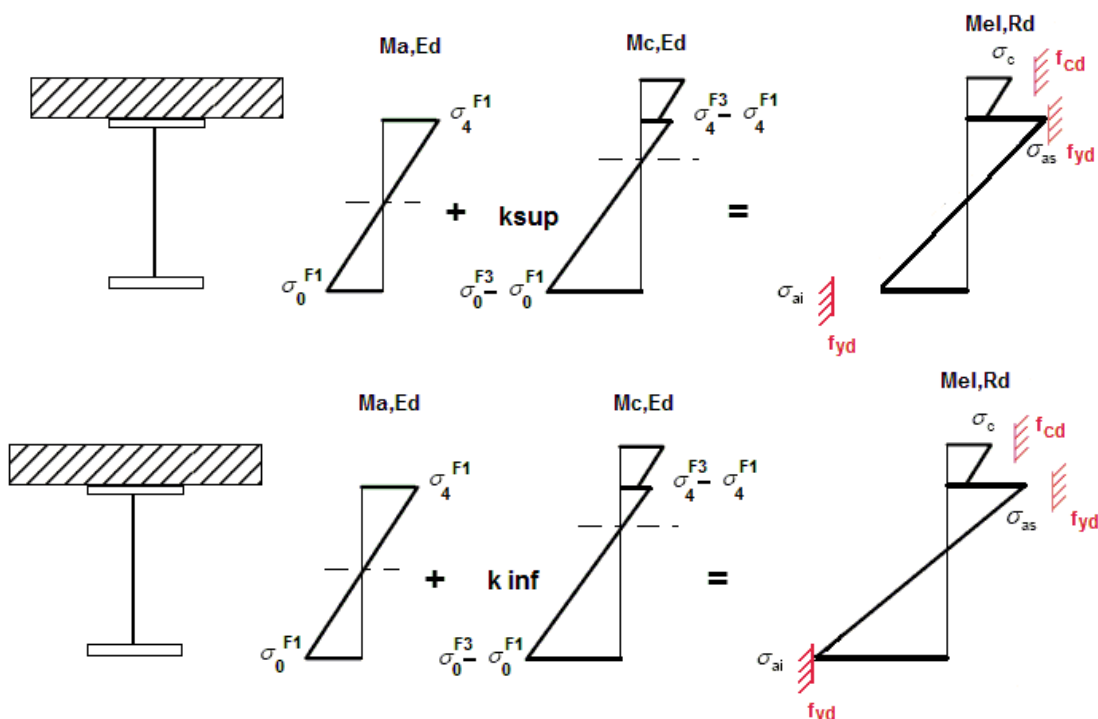
G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1

H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).

J punto corrispondente allo snervamento del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{El,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{El,Rd}$).

L'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} .

3) Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico secondo la seguente procedura:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,ED}$$

$M_{c,Ed}$	momento flettente agente sulla sezione composta
$M_{a,Ed}$	momento flettente agente sulla sola trave metallica
$M_{el,Rd}$	momento flettente elastico

$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

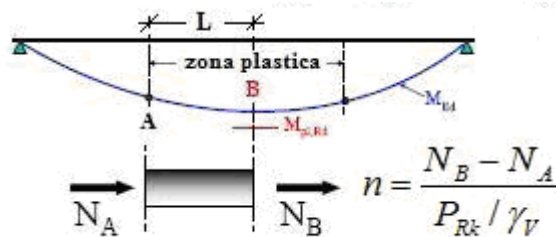
dove $i = 1$ o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k * (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 * A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n_{pioli} è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

8.5 S.L.F. - VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per $2e6$ cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_d / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad \text{alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad \text{bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)}$$

8.5.1 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 4.

Tabella 5.1.X – *Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta*

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

- Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2 (2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	$L = \text{length of span under consideration}$	$L = 0.4 * \text{span under consideration}$
at support	$L < 30 \text{ m}$	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	$L = \text{the mean of two adjacent spans}$	$L = \text{length of span under consideration}$
	$L \geq 30 \text{ m}$	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

Sezione	prog. [m]	λ_1 Mom	λ_1 Taglio
Spalla	0	2.22	2.48
Giunto	10	2.22	2.48
M+ _{max}	21.5	2.22	2.48

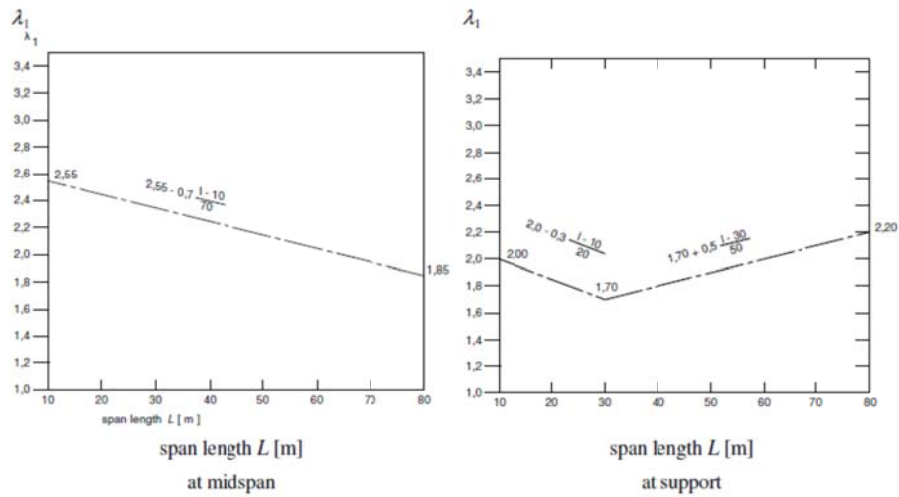


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

- **Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$**

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 2e6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5 (1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Calcolo

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 1.224$ $\lambda_{v2} = 1.133$

Q₀ = 480 kN (peso dell'FML3)
 N₀ = 0.5E6
 N_{obs} = 2E+6 (Cfr. Tab. 4.5)
 Q_{ml} = 445,4 kN (Cfr. Tab. 4.7)
 Q_{mlv} = 457,4 kN (Cfr. Tab. 4.7)

Numero di osservazioni

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N _{obs} per year and per slow lane
<input checked="" type="radio"/>	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	2,0 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	0,5 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	Main roads with low flow rates of lorries	0,125 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	Local roads with low flow rates of lorries	0,05 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	User	<input type="text"/>

Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	Q ₁ = 200 kN	Q ₂ = 310 kN	Q ₃ = 490 kN	Q ₄ = 390 kN	Q ₅ = 450 kN	
<input checked="" type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text"/> %	<input type="text"/> %	<input type="text"/> %	<input type="text"/> %	<input type="text"/> %	User <input type="button" value="Calcola"/>

Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

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

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

- **coefficiente λ_3 - λ_{v3}**

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Si ottiene pertanto $\lambda_3 = 0.871$

Per la verifica dei connettori si opera la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 come nel caso precedente, da cui si ricava $\lambda_3 = 0.917$

- **coefficiente λ_4 - λ_{v4}**

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

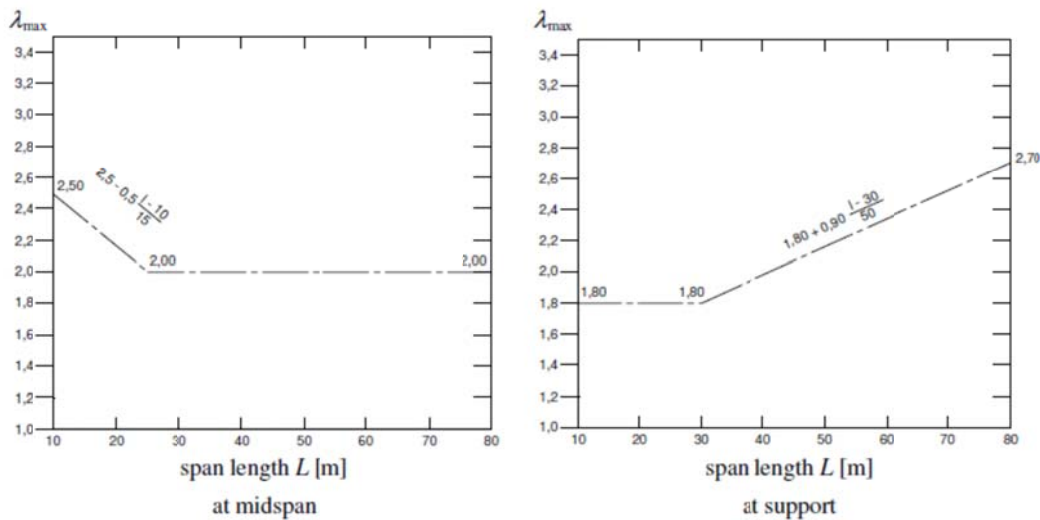
La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha solamente una corsia di marcia lenta per cui il coefficiente λ_4 assume valore unitario.

- **Coefficiente λ - λ_v**

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



8.5.2 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	100/7	tab.8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piattabanda	categoria/dettaglio:	112/4(*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

La scelta dei dettagli a fatica delle bullonature è conseguente all'ipotesi di funzionamento ad attrito allo SLE.

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9 (*)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Saldatura piolo - rottura piolo	categoria/dettaglio:	90/10	

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$
$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

9. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi utilizzati nel dimensionamento dell'impalcato

9.1 CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta (le unità di misura utilizzate sono kN e m)

	Peso a m ²	Peso per trave a ml
PESO ACCIAIO	3 kN/m ²	12.82 kN/m
SOLETTA	7.5 kN/m ²	32.06 kN/m
PAVIMENTAZIONE	3.0 kN/m ²	11.78 kN/m
CORDOLO		1.31 kN/m
PARAPETTO		1.25 kN/m
RETE di PROTEZIONE		0.5 kN/m

9.2 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)

L'azione da ritiro è stata determinata secondo il punto 11.2.10.6 delle NTC 08

La dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 75% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\begin{aligned}\epsilon_{cs} &= \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -3.1 \cdot 10^{-3} \\ \epsilon_{ca} &= -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -5.5 \cdot 10^{-5} \\ \epsilon_{cd} &= -3.04 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

in cui è stato assunto t_0 , età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, compreso tra 8 e 60 giorni.

Per le travi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} * E_s / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$

$$M_r = N_r * e$$

In particolare con “e” si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r e M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh} * E_s / n_{f2b}$. Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal software Ponti EC4 sezione per sezione, e sono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8).

9.3 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (ε_3)

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$. Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro e gli effetti isostatici sono calcolati sezione per sezione in Ponti EC4 così come descritto per il ritiro.

La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha * \Delta T = 1,2 \text{ E-}5 * 10 = 1.2 \text{ E-}4$$

9.4 CARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2008, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Si distinguono i carichi accidentali utilizzati per la verifica a resistenza in configurazione provvisoria dai carichi accidentali impiegati per la verifica a fatica.

9.4.1 Verifiche di resistenza

Nelle verifiche di resistenza, come indicato in precedenza, si considera la configurazione provvisoria del ponte.

Nel caso in esame, la carreggiata è in grado di ospitare 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m.

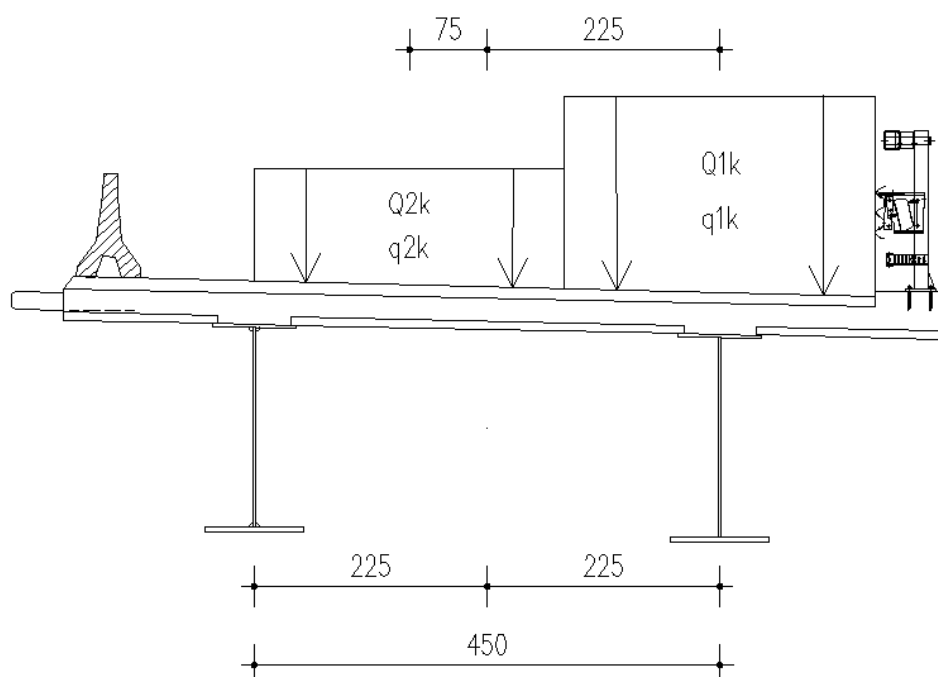
Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m^2 su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m^2 su una larghezza di 3.00m.

Dai carichi descritti si è individuata la seguente disposizione, mirata a massimizzare gli effetti sulle travate.



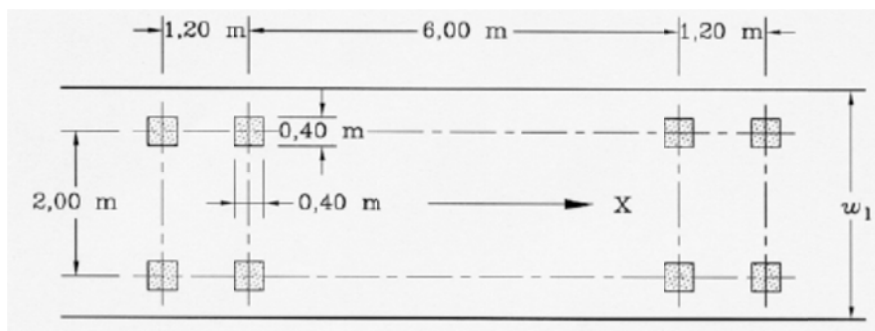
9.4.2 Verifiche locali

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre allo schema di carico globale oltre al "Modello di carico 2" (LM2), composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

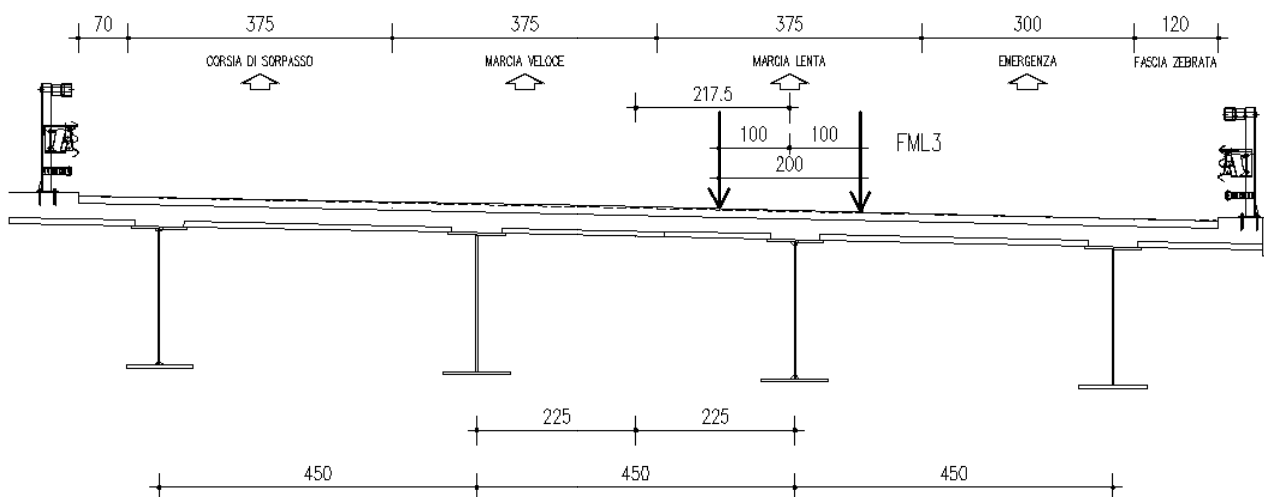
9.4.3 Verifiche a fatica

Per le verifiche a fatica della trave si considera la configurazione definitiva del ponte.

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è composta da due carreggiate separate per ogni senso di marcia. All'interno della carreggiata in esame è presente un'unica corsia lenta, posizionata nella sua collocazione reale di progetto. Nel seguito si riporta lo schema di carico utilizzato:

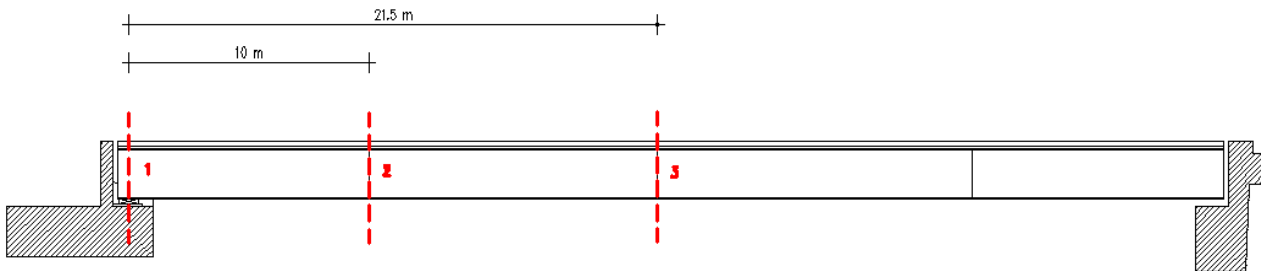


10. TRAVI PRINCIPALI

L'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di un modello di calcolo agli elementi finiti come precedentemente descritto.

10.1 SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA

Le sezioni significative per le verifiche strutturali delle travi principali sono evidenziate nel seguito:



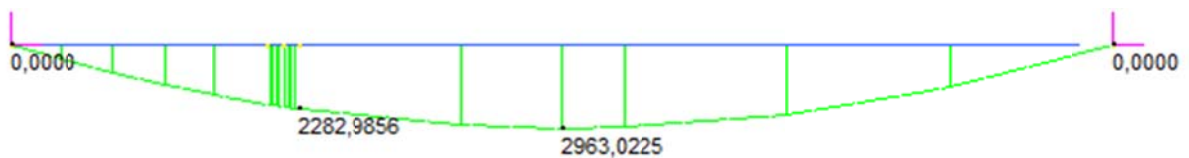
	Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3
PIATTABANDA SUPERIORE (mm)	800x25	800x30	800x30
SPESSORE ANIMA (mm)	20	16	16
PIATTABANDA INFERIORE (mm)	950x30	950x60	950x60

10.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

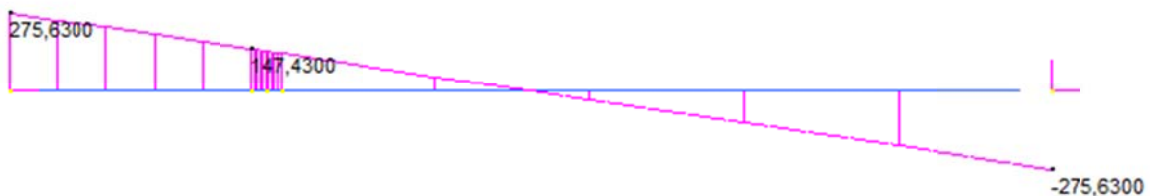
Si riportano i diagrammi di sollecitazione per le azioni principali di momento e taglio, considerate nel dimensionamento, le unità di misura sono kN per le forze e metri per le lunghezze, i valori nei diagrammi sono relativi ai carichi nominali, quindi non fattorizzati.

10.2.1 Peso proprio acciaio

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	2963,0225
	[Bm:4]	[Bm:4]

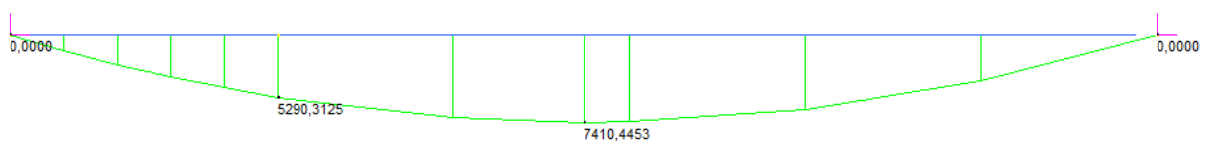


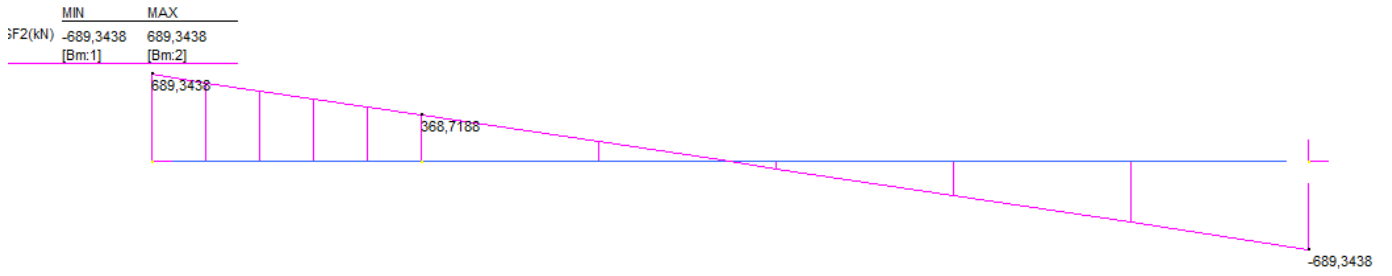
	MIN	MAX
SF2(kN)	-275,6300	275,6300
	[Bm:4]	[Bm:1]



10.2.2 Peso proprio soletta

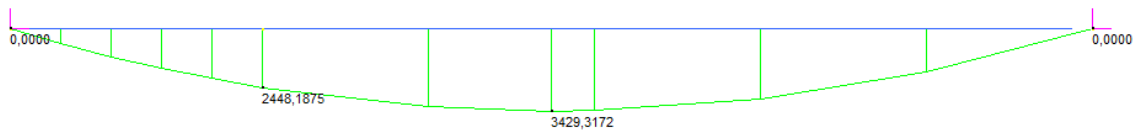
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	7410,4453
	[Bm:2]	[Bm:1]



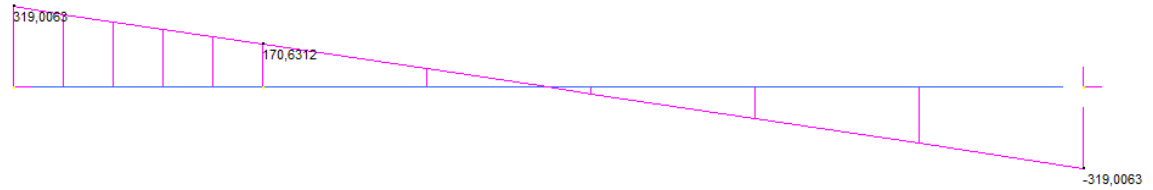


10.2.3 Pes permanenti cordoli, pavimentazione, parapetto e rete

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	3429,3172
	[Bm:2]	[Bm:1]



	MIN	MAX
SF2(kN)	-319,0063	319,0063
	[Bm:1]	[Bm:2]

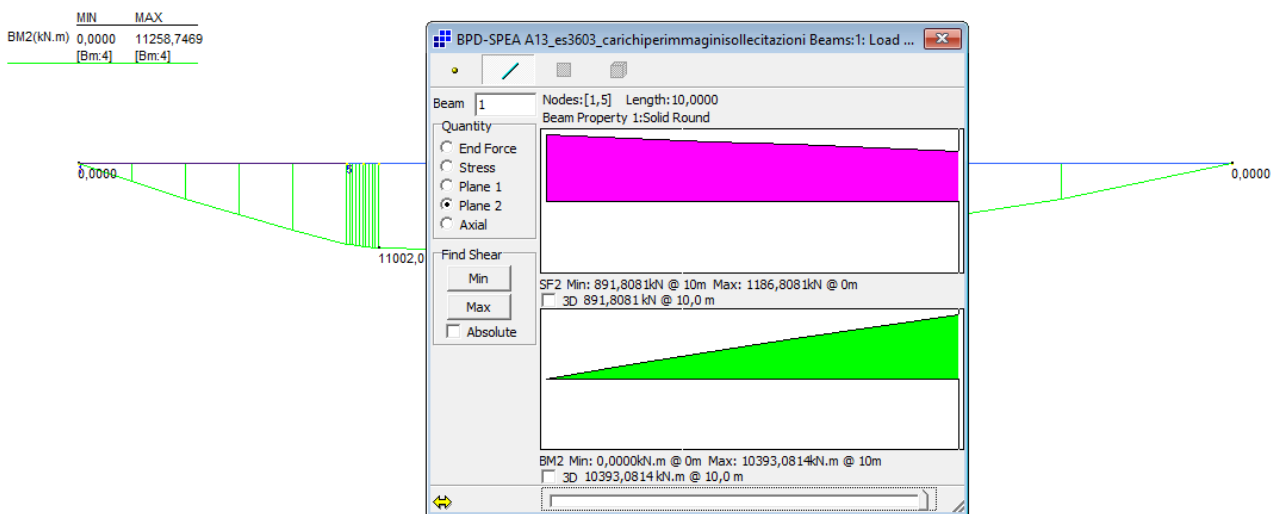


10.2.4 Carichi accidentali(traffico)

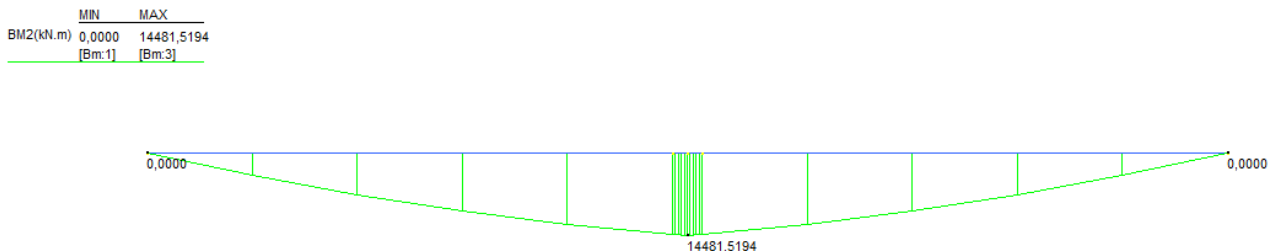
Si considera nel modello di calcolo i carichi derivanti dalla prima e dalla seconda colonna di carico e si riportano le sollecitazioni di taglio e momento nelle sezioni di verifica, che sono state inquadrare nelle figure seguenti.

Per quanto riguarda la sezione 1 si è scelto di considerare come taglio agente, ampiamente a favore di sicurezza, il taglio ricavato tramite l'approccio alla Courbon sulla configurazione provvisoria che vale 1367,58 kN (i carichi concentrati sono stati assegnati interamente all'appoggio).

Sezione 2:



Sezione 3:

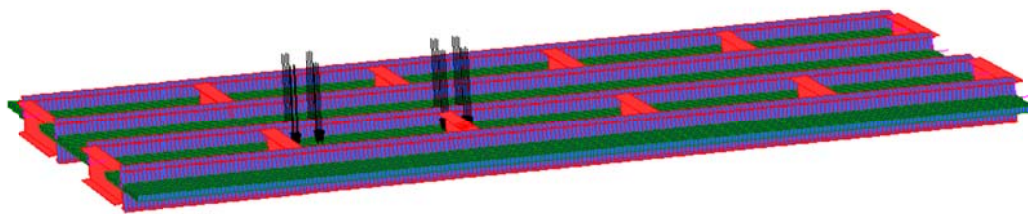


Il software Ponti EC4, utilizzato per le verifiche statiche della trave mista acciaio-calcestruzzo, prende in considerazione i carichi da ritiro e variazione termica, quindi tali carichi non sono considerati nel modello di calcolo.

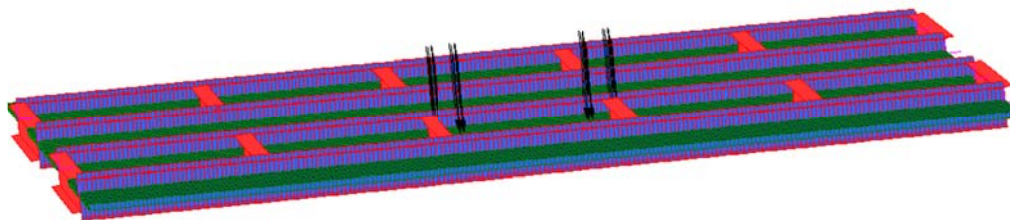
10.2.5 Fatica

Le sollecitazioni per fatica sono state ottenute dal modello FEM avendo applicato i carichi da fatica come da normativa per massimizzare le sollecitazioni sulle sezioni di verifica come riportato nelle seguenti figure:

Forze applicate per massimizzare la sezione 2:



Forze applicate per massimizzare la sezione 3:

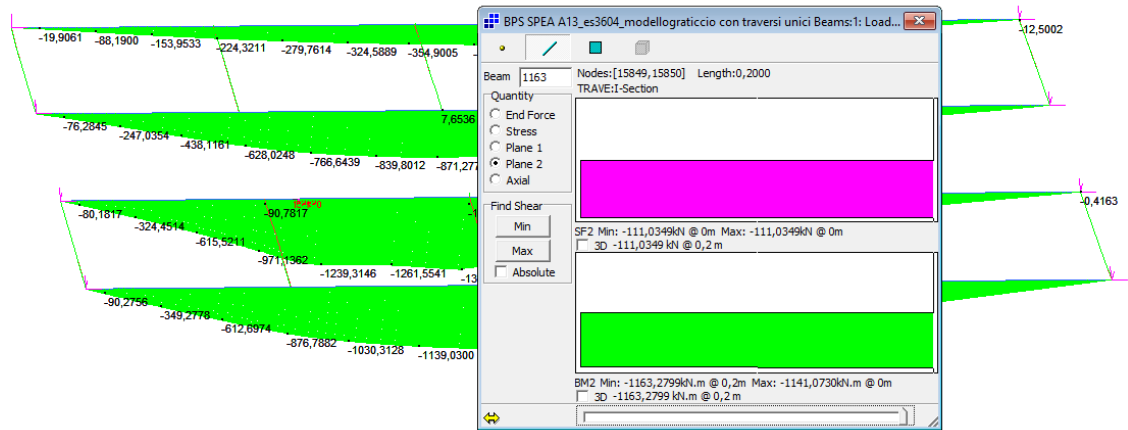


Per quanto riguarda la sezione 1 di spalla si è scelto di considerare, ampiamente a favore di sicurezza, il taglio totale all'appoggio ricavato tramite il modello FEM che vale 189,60 kN.

Si riportano le sollecitazioni di taglio e momento nelle sezioni di verifica, che sono state inquadrare nelle figure seguenti:

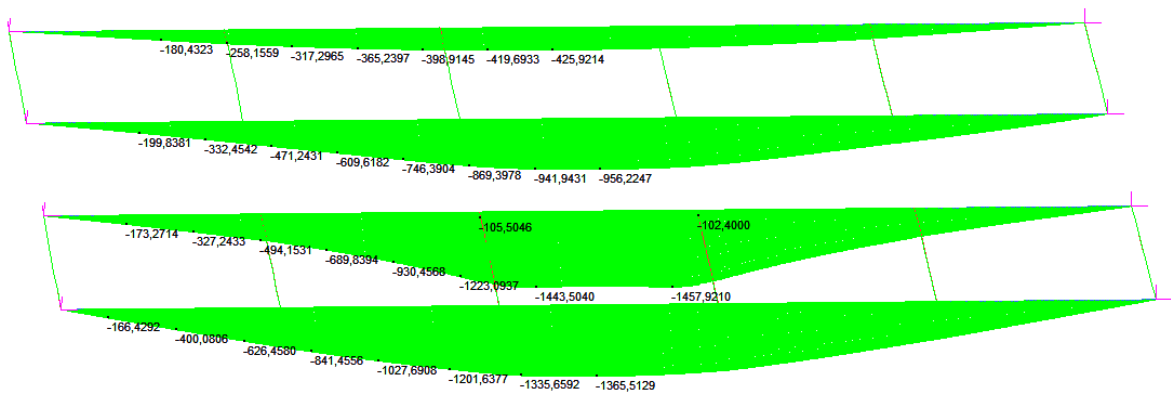
Sezione 2:

	MN	MAX
BM2(kN.m)	-1359,0960	70,1420
	[Bm.880]	[Bm.1753]



Sezione 3:

	MN	MAX
BM2(kN.m)	-1457,9210	70,1420
	[Bm.361]	[Bm.1753]



10.3 TABELLE DELLE SOLLECITAZIONI COMBinate E FATTORIZZATE

Di seguito si riportano le sollecitazioni combinate e fattorizzate per le diverse fasi considerate:

Fase 1 Peso proprio

Fase 2a Permanenti

Fase 2b Ritiro

Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni

Fase 3a Variazione termica

Fase 3b Traffico

Nelle prime tre colonne sono indicati nell'ordine N, T ed M. Nell'ultima colonna sono indicati, invece, i coefficienti di combinazione per variazione termica e ritiro. Le unità di misura delle tabelle sono Newton per le forze e metri per le lunghezze

10.3.1 Sollecitazioni nella combinazione SLU

Massima compressione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	1302859,7	0		Fase1	0	696878,4375	-9998691	
Fase2a	0	430658,44	0		Fase2a	0	230352,1875	-3305053	
Fase2b	0	0	0	1,2	Fase2b	0	0	0	1,2
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,72	Fase3a	0	0	0	0,72
Fase3b	0	1846238	0		Fase3b	0	1203930	-14030685	
Massima trazione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	1302860	0		Fase1	0	696878	-9998691	
Fase2a	0	430658	0		Fase2a	0	230352	-3305053	
Fase2b	0	0	0		Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,72	Fase3a	0	0	0	-0,72
Fase3b	0	1846238	0		Fase3b	0	1203930	-14030685	

Massima compressione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-14005742	
Fase2a	0	0	-4629578	
Fase2b	0	0	0	1,2
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,72
Fase3b	0	0	-19550053	
Massima trazione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-14005742	
Fase2a	0	0	-4629578	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,72
Fase3b	0	0	-19550053	

10.3.2 Sollecitazioni nella combinazione SLE Rara

Massima compressione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	965081,25	0		Fase1	0	516206,25	-7406438	
Fase2a	0	319006,25	0		Fase2a	0	170631,25	-2448188	
Fase2b	0	0	0	1	Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,6	Fase3a	0	0	0	0,6
Fase3b	0	1367583	0		Fase3b	0	891800	-10393100	
Massima trazione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	965081	0		Fase1	0	516206	-7406438	
Fase2a	0	319006	0		Fase2a	0	170631	-2448188	
Fase2b	0	0	0		Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,6	Fase3a	0	0	0	-0,6
Fase3b	0	1367583	0		Fase3b	0	891800	-10393100	

Massima compressione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-10374623	
Fase2a	0	0	-3429317	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,6
Fase3b	0	0	-14481521	
Massima trazione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-10374623	
Fase2a	0	0	-3429317	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,6
Fase3b	0	0	-14481521	

10.3.3 Sollecitazioni nella combinazione SLE Frequente

Massima compressione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	965081,25	0		Fase1	0	516206,25	-7406438	
Fase2a	0	319006,25	0		Fase2a	0	170631,25	-2448188	
Fase2b	0	0	0	1	Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,5	Fase3a	0	0	0	0,5
Fase3b	0	1025688	0		Fase3b	0	668850	-7794825	
Massima trazione metallo sezione di spalla					Massima compressione metallo sezione di giunto				
Fase1	0	965081	0		Fase1	0	516206	-7406438	
Fase2a	0	319006	0		Fase2a	0	170631	-2448188	
Fase2b	0	0	0		Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0		Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,5	Fase3a	0	0	0	-0,5
Fase3b	0	1025688	0		Fase3b	0	668850	-7794825	

Massima compressione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-10374623	
Fase2a	0	0	-3429317	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0,5
Fase3b	0	0	-10861141	
Massima trazione metallo sezione di mezzeria				
Fase1	0	0	-10374623	
Fase2a	0	0	-3429317	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0,5
Fase3b	0	0	-10861141	

10.3.4 Sollecitazioni nella combinazione SLF stato limite per fatica

Massima compressione metallo sezione di spalla				Massima compressione metallo sezione di giunto			
Fase1	0	965081	0	Fase1	0	516206	-7406438
Fase2a	0	319006	0	Fase2a	0	170631	-2448188
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	189600	0	Fase3b	0	111030	-1163280
Massima trazione metallo sezione di spalla				Massima trazione metallo sezione di giunto			
Fase1	0	965081	0	Fase1	0	516206	-7406438
Fase2a	0	319006	0	Fase2a	0	170631	-2448188
Fase2b	0	0	0	Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0	Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0	Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0	Fase3b	0	0	0

Massima compressione metallo sezione di mezzeria			
Fase1	0	0	-10374623
Fase2a	0	0	-3429317
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	-1457920
Massima compressione metallo sezione di mezzeria			
Fase1	0	0	-10374623
Fase2a	0	0	-3429317
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le verifiche strutturali per la combinazione più gravosa.

10.4.1 Sezione 1: Spalla

Nome concio
Concio 1

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2...)
Sez1,Sez2 0,10

Lamiere (Concio1)

bs (mm) 800 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 25 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 2000
twr (mm) 20
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 950
ti (mm) 30 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (Concio1)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 2150
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni

Fatica (Concio1)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) 2,220
Carpenteria (Taglio) λ_1 2,478
Amatura $\lambda_{s,1}$ 0,000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0,000

Clis soletta (Concio1)

bcls (mm) 4370 tcls (mm) 220
b1 (mm) 800 bsx (mm) 2120
hcop (mm) 80 Valuta raccordo

Amatura soletta (Concio1)

	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)
layer superiore	16	200	50
layer inferiore	16	200	25

Pioli (Concio1)

n (n²/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin. Fv (N) 0,000E+000

10.4.1.1 Verifica flessionale SLU

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T	ϵ	N	M	$\gamma\psi$
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	1	0,00E+000	1,30E+006	0,00E+000	0,00E+000	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1,2
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2a	0,00E+000	4,31E+005	0,00E+000	0,00E+000	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,72
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000				
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-4,04E+006	0,00E+000	-2,98E+006	0,00E+000				
	SLS carat., Mmin	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000				
	SLS carat., Vmax	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000				
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2,42E+006	0,00E+000	-1,03E+006	0,00E+000				
	SLS freq., Mmax	3b	0,00E+000	1,85E+006	0,00E+000	0,00E+000				
	SLS freq., Mmin	Totale	-6,46E+006	3,58E+006	-4,01E+006	0,00E+000				
	SLS freq., Vmax									
	SLS freq., Vmin									
	SLF acciaio, Mmax									
	SLF acciaio, Mmin									

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica	Tensioni	Taglio	Caratt. geometriche 0	Caratt. geometriche 1	Caratt. geometriche 2	Diagrammi Mpl-N	Pioli. SLU, SLS	SLE. Web Breathing	SLF 1	SLF 2	Stiffeners
Classificazione e verifica plastica in Fase 3											
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe						
Anima	97,25	1977	0	0	1						
Piattabanda superiore	15,6				1						
Piattabanda inferiore	15,5				1						
Classe della sezione					1						
=> Verifica plastica APPLICABILE											
	Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M						
	NEd	-6,46E+6	MEd	-4,01E+6	NEd	-6,46E+6					
	NRd	-5,32E+7	MRd	-3,66E+7	MEd	-4,01E+6					
					MRd	-3,8E+7					
	NEd/NRd	0,122	MEd/MRd	0,11	MEd/MR	0,106					
=> Verifica plastica SODDISFATTA											

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.1.2 Verifica a taglio SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0,00E+000	1,30E+006	0,00E+000	0,00E+000
2a	0,00E+000	4,31E+005	0,00E+000	0,00E+000
2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
Rit.Iso	-4,04E+006	0,00E+000	-2,98E+006	0,00E+000
2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
DT.Iso	-2,42E+006	0,00E+000	-1,03E+006	0,00E+000
3b	0,00E+000	1,85E+006	0,00E+000	0,00E+000
Totale	-6,46E+006	3,58E+006	-4,01E+006	0,00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1,2
Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Plioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 9,112E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1,05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5,921E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5,552E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3,693E+5 \text{ N}$$

chiw = 0,766 Appoggio: RIGIDO
 lambda_w = 1,089 MEd = -4,009E+6 Nm
 c = 576,374 Mf,Rd = -2,498E+7 Nm
 taucr = 173,04 N/mm² MEd/MfRd = 0,161

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0,6 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0,16 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0,64 > 0,5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_z}$
97,25	>	61,687

=> Verifica NECESSARIA

a/hw = 1,105 Isl = 0E+00 mm⁴
 eta = 1,2 Ktausl = 0
 Epsw = 0,814 Ktau = 8,614

10.4.1.3 Verifica tensionale SLE rara

Sezioni e combinazioni di progetto

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0,00E+000	9,65E+005	0,00E+000	0,00E+000
2a	0,00E+000	3,19E+005	0,00E+000	0,00E+000
2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
Rit.Iso	-3,36E+006	0,00E+000	-2,48E+006	0,00E+000
2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
DT.Iso	-2,02E+006	0,00E+000	-8,61E+005	0,00E+000
3b	0,00E+000	1,37E+006	0,00E+000	0,00E+000
Totale	-5,38E+006	2,65E+006	-3,34E+006	0,00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ε	N	M	γψ
Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1
Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,6

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Plioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0,0	0,0	0,0	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	σ 8
σ 7	0,0	0,0	0,0	-38,5	0,0	0,0	0,0	0,0	-10,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	σ 7
σ 6	0,0	0,0	0,0	-35,5	0,0	0,0	0,0	0,0	-9,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	σ 6
σ 5	0,0	0,0	0,0	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	σ 5
σ 4	0,0	0,0	0,0	-33,3	0,0	0,0	0,0	0,0	-8,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,00	σ 4
σ 3	0,0	0,0	0,0	-32,8	0,0	0,0	0,0	0,0	-8,7	0,0	0,0	0,0	0,0	90,9	0,26	σ 3
σ 2	0,0	0,0	0,0	-22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-7,6	0,0	0,0	0,0	0,0	125,7	0,35	σ 2
σ 1	0,0	0,0	0,0	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	94,7	0,27	σ 1
σ 0	0,0	0,0	0,0	8,1	0,0	0,0	0,0	0,0	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	σ 0
τ 4	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,8	0,2	0,3	0,0	0,00	τ 4
τ 3	17,8	7,8	6,6	0,0	0,0	0,0	0,0	24,4	0,0	0,0	35,0	28,1	52,5	0,0	0,00	τ 3
τ 2	27,2	8,1	8,6	0,0	0,0	0,0	0,0	35,8	0,0	0,0	35,2	36,8	72,6	0,0	0,00	τ 2
τ 1	20,9	5,5	6,4	0,0	0,0	0,0	0,0	27,3	0,0	0,0	22,0	27,4	54,7	0,0	0,00	τ 1
τ 0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 1,31
 Totale, intradosso = 1,56
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 1,65
 Totale, intradosso = 2,11
 => Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s. = 0,354

10.4.1.4 Verifica SLE di web breathing

Sezioni e combinazioni di progetto

- Concio1_Sez1
- Concio1_Sez2
- Concio2_Sez2
- Concio2_Sez3

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0,00E+000	9,65E+005	0,00E+000	0,00E+000
2a	0,00E+000	3,19E+005	0,00E+000	0,00E+000
2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
Rit. Iso	-3,36E+006	0,00E+000	-2,48E+006	0,00E+000
2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
DT. Iso	-1,68E+006	0,00E+000	-7,18E+005	0,00E+000
3b	0,00E+000	1,03E+006	0,00E+000	0,00E+000
Totale	-5,05E+006	2,31E+006	-3,20E+006	0,00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	γ_V
Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1
Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,5

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	1945
Sigma_sup	0
Sigma_inf	0
Sigma.Ed	0
KSig	1E+50
Sigcr0E	20,09
Tau.Ed	52,23
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	16,42
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	8,61
KTausl	0
Web Bre...	0,332
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0,332

10.4.1.5 Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_V$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_V$	= 122631 N

$V_{L,Ed} = 1064 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0,6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1,25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	4,307E+5	4,782E+7	1,199E+11	171,7
2b	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
2c	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
3a	0E+00	7,495E+7	1,551E+11	0
3b	1,846E+6	7,495E+7	1,551E+11	892,1
Tot				1063,9

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.
(Solo per sezioni di estremità)

Flusso per ritiro: $vL,k = N_c/b_{eff} = 770 \text{ N/mm}$
 Flusso per Var. termica (-): $vL,k = N_c/b_{eff} = 770 \text{ N/mm}$
 Flusso di progetto: $vL,Ed = 1,2 * 770 + 0,72 * 770 = 1478 \text{ N/mm}$
 Numero minimo di pioli in testata = 13,5 n/m < 15 n/m

VERIFICA SODDISFATTA

10.4.1.6 Verifica delle piolature SLE

Verifica plastica | Tensioni | Taglio | Caratt. geometriche 0 | Caratt. geometriche 1 | Caratt. geometriche 2 | Diagrammi Mpl-N | Pioli. SLU. SLS | SLE. Web Breathing | SLF 1 | SLF 2 | Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 788 < K_s * \eta * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N/pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	3,19E+5	4,782E+7	1,199E+11	127,2
2b	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
2c	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
3a	0E+00	7,495E+7	1,551E+11	0
3b	1,368E+6	7,495E+7	1,551E+11	660,8
Tot				788

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
 Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.1.7 Verifica a fatica degli elementi di carpenteria e delle piolature SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	0,00	92,59	0,000
Plattabanda inferiore	0,00	92,59	0,000
Anima	12,90	74,07	0,174
Giunzione plattabanda superiore	0,00	66,26	0,000
Giunzione plattabanda inferiore	0,00	37,64	0,000
Attacco anima-piattabanda superiore	0,00	74,07	0,000
Attacco anima-piattabanda inferiore	0,00	74,07	0,000
Attacco imdigente verticale - anima	0,00	59,26	0,000

$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1.35$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2,22 \times 1,224 \times 0,871 \times 1 = 2,366 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) (Momento)
 2,478 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,641 (Campata) (Taglio)

$\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} * k_s = 94 \times 0,541 = 50,8 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 108 x 0,828 = 89,4 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	25,9 < 78,3 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$	0 < 59,3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1,3$	0 + 0,33 = 0,33 < 1,3

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda$ $\Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v$ $\Delta\tau_p = 25,88 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 16,07 \text{ N/mm}^2$

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2,22 \times 1,224 \times 0,871 \times 1 = 2,366 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1,55 \times 1,133 \times 0,917 \times 1 = 1,611$

Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MFs} = 1,15$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{MF} = 1,35$

10.4.2 Sezione 2: giunto

Nome concio
Concio 1

Sezioni (es. Sez1,Sez2...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez1,Sez2 0,10

Lamiere (Concio1)
bs (mm) 800 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 25 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 2000
twr (mm) 20
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 950
ti (mm) 30 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (Concio1)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 2150
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni

Fatica (Concio1)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) λ_1 2,220 ?
Carpenteria (Taglio) λ_2 2,478
Amatura $\lambda_{s,1}$ 0,000
Fattore per azioni da traffico (Amature) 0,000

Cis soletta (Concio1)
bcls (mm) 4370 tcls (mm) 220
b1 (mm) 800 bsx (mm) 2120
hcop (mm) 80 Valuta raccordo

Amatura soletta (Concio1)
diametro (mm) passo (mm) copriferro (mm)
layer superiore 16 200 50
layer inferiore 16 200 25

Pioli (Concio1)
n (n1/m) 15 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 0
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0,000E+000

lit GEOMETRIA del concio Concio1 (-Db1 Click- sulla lista dei concii per passare ad una fase di input utilizzando i dati correnti)

10.4.2.1 Verifica flessionale SLU

Concio1_Sez1	SLU fond. Mmax	Fase	N	V	M	T	g	N	M	γ_{ψ}			
Concio1_Sez2	SLU fond. Mmin	1	0,00E+000	6,97E+005	-1,00E+007	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1,2		
Concio2_Sez2	SLU fond. Vmax	2a	0,00E+000	2,30E+005	-3,31E+006	0,00E+000	Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,72		
Concio2_Sez3	SLU fond. Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat. Mmax	Rit.Iso	-4,04E+006	0,00E+000	-2,98E+006	0,00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat. Mmin	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat. Vmax	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat. Vmin	DT.Iso	-2,42E+006	0,00E+000	-1,03E+006	0,00E+000							
	SLS freq. Mmax	3b	0,00E+000	1,20E+006	-1,40E+007	0,00E+000							
	SLS freq. Mmin	Totale	-6,46E+006	2,13E+006	-3,13E+007	0,00E+000							
	SLS freq. Vmax												
	SLS freq. Vmin												
	SLF acciaio. Mmax												
	SLF acciaio. Mmin												

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	97,25	1977	0	-1,34	1
Plattabanda superiore	15,6				1
Plattabanda inferiore	15,5				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M
NEd -6,46E+6	MEd -3,13E+7	NEd -6,46E+6
NRd -5,32E+7	MRd -3,66E+7	MEd -3,13E+7
		MRd -3,8E+7
NEd/NRd 0,122	MEd/MRd 0,858	MEd/MR 0,825

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Platt. Sup in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.2.2 Verifica a taglio SLU

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T	ε	N	M	γψ			
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	1	0,00E+000	6,97E+005	-1,00E+007	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1,2		
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2a	0,00E+000	2,30E+005	-3,31E+006	0,00E+000	Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,72		
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-4,04E+006	0,00E+000	-2,98E+006	0,00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2,42E+006	0,00E+000	-1,03E+006	0,00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0,00E+000	1,20E+006	-1,40E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-6,46E+006	2,13E+006	-3,13E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mme												
	SLF acciaio, Mmir												

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 9,112E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1,05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5,552E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5,552E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw= 0,766 Appoggio: RIGIDO
 lambda_w= 1,089 MEd= -3,134E+7 Nm
 c= 576,374 Mf,Rd= -2,498E+7 Nm
 taucr= 173,04 N/mm² MEd/MfRd= 1,255

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0,38 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1,25 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0,38 \leq 0,5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.2.3 Verifica tensionale SLE rara

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T	ε	N	M	γψ			
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	1	0,00E+000	5,16E+005	-7,41E+006	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1		
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2a	0,00E+000	1,71E+005	-2,45E+006	0,00E+000	Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,6		
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-3,36E+006	0,00E+000	-2,48E+006	0,00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Mmin	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmax	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-2,02E+006	0,00E+000	-8,61E+005	0,00E+000							
	SLS freq., Mmax	3b	0,00E+000	8,92E+005	-1,04E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-5,38E+006	1,58E+006	-2,36E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mme												
	SLF acciaio, Mmir												

Tensioni su sezione lorda

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0,0	-1,0	0,0	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	-6,0	0,0	-5,3	5,3	0,25	σ 8
σ 7	0,0	-16,3	-42,0	-38,5	0,0	0,0	0,0	-42,0	-10,3	0,0	-32,6	-178,2	-97,6	97,6	0,27	σ 7
σ 6	0,0	-13,3	-37,0	-35,5	0,0	0,0	0,0	-37,0	-9,5	0,0	-22,9	-157,2	-81,1	81,1	0,23	σ 6
σ 5	0,0	-0,7	0,0	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	-3,5	0,0	-2,1	2,1	0,10	σ 5
σ 4	-138,2	-11,2	-33,4	-33,3	0,0	0,0	0,0	-171,6	-8,9	0,0	-15,9	-141,9	-207,4	207,4	0,58	σ 4
σ 3	-135,0	-10,7	-32,6	-32,8	0,0	0,0	0,0	-167,6	-8,7	0,0	-14,2	-138,3	-201,4	211,1	0,59	σ 3
σ 2	0,0	0,0	0,0	-22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-7,6	0,0	0,0	0,0	-29,5	78,3	0,22	σ 2
σ 1	110,6	29,1	33,9	7,5	0,0	0,0	0,0	144,5	2,1	0,0	116,2	144,0	265,3	269,9	0,76	σ 1
σ 0	114,4	29,7	34,9	8,1	0,0	0,0	0,0	149,3	2,2	0,0	118,2	148,3	272,5	272,5	0,77	σ 0
τ 4	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,2	0,6	0,0	0,00	τ 4
τ 3	9,5	4,2	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	13,0	0,0	0,0	22,8	18,3	36,5	0,0	0,00	τ 3
τ 2	14,6	4,4	4,6	0,0	0,0	0,0	0,0	19,1	0,0	0,0	23,0	24,0	41,9	0,0	0,00	τ 2
τ 1	11,2	2,9	3,4	0,0	0,0	0,0	0,0	14,6	0,0	0,0	14,3	17,9	28,4	0,0	0,00	τ 1
τ 0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0,35
 Totale, intradosso = 0,85
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -5,3
 Totale, intradosso = -2,14
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0,768

10.4.2.4 Verifica SLE di web breathing

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T		ξ	N	M	γψ		
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	1	0,00E+000	5,16E+005	-7,41E+006	0,00E+000							
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2a	0,00E+000	1,71E+005	-2,45E+006	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1		
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,5		
	SLS carat., Mmax	Rit.Iso	-3,36E+006	0,00E+000	-2,48E+006	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000		Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
	SLS carat., Vmax	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	DT.Iso	-1,68E+006	0,00E+000	-7,18E+005	0,00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS freq., Mmax	3b	0,00E+000	6,69E+005	-7,79E+006	0,00E+000							
	SLS freq., Mmin	Totale	-5,05E+006	1,36E+006	-2,08E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mmax												
	SLF acciaio, Mmin												

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

Anima	
b	1945
Sigma.sup	-156,31
Sigma.inf	226,78
Sigma.Ed	156,31
KSig	35,92
Sigcr0E	20,09
Tau.Ed	30,59
SigCr(P)	721,63
SigCr(C)	16,42
Csi	1
SigCr	721,63
KTau	8,61
KTausl	0
Web Bre...	0,291
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 0,291

10.4.2.5 Verifica delle piolature SLU

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioni. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

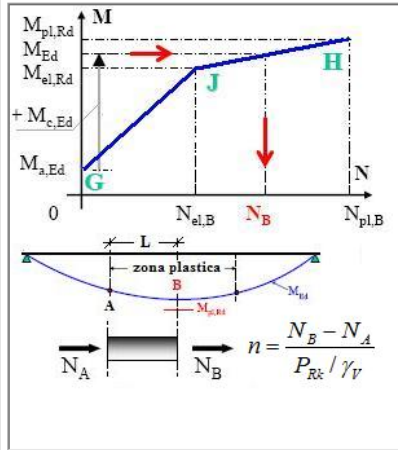
$$v_{L,Ed} = 674 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n= 15 N/pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 200 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1,25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2,304E+5	4,782E+7	1,199E+11	91,9
2b	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
2c	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
3a	0E+00	7,495E+7	1,551E+11	0
3b	1,204E+6	7,495E+7	1,551E+11	581,8
Tot				673,6

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.



Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.

Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.2.6 Verifica delle piolature SLE

Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	Fase	N	V	M	T	ε	N	M	γψ			
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	1	0,00E+000	5,16E+005	-7,41E+006	0,00E+000							
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2a	0,00E+000	1,71E+005	-2,45E+006	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-2,48E+6	1		
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,44E+6	0,6		
	SLS carat., Mmax	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro						
	SLS carat., Mmin	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b	
	SLS carat., Vmax	DT.Iso	-2,02E+006	0,00E+000	-8,61E+005	0,00E+000	Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS carat., Vmin	3b	0,00E+000	8,92E+005	-1,04E+007	0,00E+000	Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
	SLS freq., Mmax	Totale	-5,38E+006	1,58E+006	-2,36E+007	0,00E+000							
	SLS freq., Mmin												
	SLS freq., Vmax												
	SLS freq., Vmin												
	SLF acciaio, Mme												
	SLF acciaio, Mmir												

Verifica plastica | Tensioni | Taglio | Caratt. geometriche 0 | Caratt. geometriche 1 | Caratt. geometriche 2 | Diagrammi Mpl-N | Pioli. SLU. SLS | SLE. Web Breathing | SLF 1 | SLF 2 | Stiffeners

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0,8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$v_{L,Ed} = 499 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 15 N/pioli/m E_{cm} = 34077 N/mm²
 h = 200 mm f_u = 450 N/mm² K_s = 0,6
 A/f_a = 1 f_{ck} = 35 N/mm² Gammav = 1,25

Fase	V	Sy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1,706E+5	4,782E+7	1,199E+11	68
2b	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
2c	0E+00	4,782E+7	1,199E+11	0
3a	0E+00	7,495E+7	1,551E+11	0
3b	8,918E+5	7,495E+7	1,551E+11	430,9
Tot				499

Zone plastiche (SLU Mmin). Schemi di calcolo.

Zone plastiche (SLU Mmin). Verifica.
 Calcolo dei pioli in zona plastica non necessario

Effetti primari di ritiro e variazione termica.

10.4.2.7 Verifica a fatica degli elementi di carpenteria e pioli SLF

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	3,55	92,59	0,038
Plattabanda inferiore	26,45	92,59	0,286
Anima	7,55	74,07	0,102
Giunzione plattabanda superiore	3,55	66,26	0,054
Giunzione plattabanda inferiore	26,45	37,64	0,703
Attacco anima-plattabanda superiore	3,17	74,07	0,043
Attacco anima-plattabanda inferiore	26,00	74,07	0,351
Attacco imdigente verticale - anima	26,00	59,26	0,439

γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1,35

λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2,22 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,366 > 2 => 2 (Campata) (Momento)
 2,478 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,641 (Campata) (Taglio)

Δσ_{Rs} = Δσ_{Rsk} * k_s = 94 x 0,541 = 50,8 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
 108 x 0,828 = 89,4 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{MF,s}}$	15,2 < 78,3 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{MF}}$	3,5 < 59,3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1,3$	0,06 + 0,19 = 0,25 < 1,3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

Δσ_c = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 3,55 N/mm² Δσ_p = 1,77 N/mm²
 Δτ_c = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 15,15 N/mm² Δτ_p = 9,41 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2,22 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,366 > 2 => 2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1,55 x 1,133 x 0,917 x 1 = 1,611

Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1,15
 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1,35

10.4.3 Sezione 3: Mezzeria

Nome concio
Concio2

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)
Sez2,Sez3 10,22

Lamiere (Concio2)

bs (mm) 800 Flangia sup. in cl. 1
ts (mm) 30 Flangia sup. <40mm
hmet (mm) 2000
twr (mm) 16
alfa 0 Inclined web
bi (mm) 950
ti (mm) 60 Flangia inf. <40mm

Opzioni avanzate per le flange
 Edita opzioni
 Edita opzioni

Stiffeners verticali (Concio2)
Interasse fra gli stiffeners (mm) 2150
 Appoggio rigido EN 1993-1-5, 5.2(2)
 Edita opzioni

Fatica (Concio2)
Fattori eq. di danno per Carpenteria (Momento) λ_1 2,220 ?
Carpenteria (Taglio) λ_2 2,478
Armatura λ_3 s,1 0,000
Fattore per azioni da traffico (Armature) 0,000

Cis soletta (Concio2)

bcls (mm) 4370 tcls (mm) 220
b1 (mm) 800 bsx (mm) 2120
hcop (mm) 80 Valuta raccordo

Amatura soletta (Concio2)

	diametro (mm)	passo (mm)	copriferro (mm)
layer superiore	16	200	50
layer inferiore	16	200	25

Pioli (Concio2)

n (n°/m) 10 diametro (mm) 22 altezza (mm) 200

Solo sezioni in campata, in classe 1 e 2
Dist. sez. plasticizzata - sez. elastica per SLU-Mmin L (m) 2
Sforzo normale elastico nella soletta, ad L dalla sez. corrente, correlato a SLU-Mmin Fx (N) 0,000E+000

10.4.3.1 Verifica flessionale SLU

Sezioni e combinazioni di progetto

- Concio1_Sez1
- Concio1_Sez2
- Concio2_Sez2
- Concio2_Sez3

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0,00E+000	0,00E+000	-1,40E+007	0,00E+000
2a	0,00E+000	0,00E+000	-4,63E+006	0,00E+000
2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
Rit. Iso	-4,04E+006	0,00E+000	-3,75E+006	0,00E+000
2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
DT. Iso	-2,42E+006	0,00E+000	-1,38E+006	0,00E+000
3b	0,00E+000	0,00E+000	-1,96E+007	0,00E+000
Totale	-6,46E+006	0,00E+000	-4,33E+007	0,00E+000

Effetti primari del ritiro e della variazione termica

	ϵ	N	M	γ_w
Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-3,12E+6	1,2
Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,91E+6	0,72

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	119,38	1668	0,16	-0,9	1
Piattabanda superiore	13,07				1
Piattabanda inferiore	7,78				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M	
NEd	-6,46E+6	MEd -4,33E+7	NEd -6,46E+6
NRd	-6,02E+7	MRd -5,02E+7	MEd -4,33E+7
		MRd -5,2E+7	
NEd/NRd	0,107	MEd/MRd 0,862	MEd/MR 0,833

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

DIAGRAMMA TENSIONI PLASTICHE

10.4.3.2 Verifica a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 7.158E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1,05 fyw=355 N/mm²

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.513E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.513E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw= 0,617 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w= 1,345 MEd= -4,331E+7 Nm
 c= 727,702 Mf,Rd= -4,257E+7 Nm
 tau_cr= 113,29 N/mm² MEd/MfRd= 1,017

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
119,375	>	61,267

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 1,126 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1,2 Ktausl= 0
 Epsw= 0,814 Ktau= 8,497

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1,02 > 1 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0 \leq 0,5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.4.3.3 Verifica tensionale SLE rara

		Fase	N	V	M	T		ε	N	M	γψ
Concio1_Sez1	SLU fond., Mmax	1	0,00E+000	0,00E+000	-1,04E+007	0,00E+000	Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-3,12E+6	1
Concio1_Sez2	SLU fond., Mmin	2a	0,00E+000	0,00E+000	-3,43E+006	0,00E+000	Var. temica	-1E-4	-3,36E+6	-1,91E+6	0,6
Concio2_Sez2	SLU fond., Vmax	2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	Momenti aggiuntivi per shift asse neutro				
Concio2_Sez3	SLU fond., Vmin	Rit.Iso	-3,36E+006	0,00E+000	-3,12E+006	0,00E+000					
	SLS carat., Mmax	2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000					
	SLS carat., Mmin	3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000					
	SLS carat., Vmax	DT.Iso	-2,02E+006	0,00E+000	-1,15E+006	0,00E+000					
	SLS carat., Vmin	3b	0,00E+000	0,00E+000	-1,45E+007	0,00E+000					
	SLS freq., Mmax	Totale	-5,38E+006	0,00E+000	-3,26E+007	0,00E+000					
	SLS freq., Mmin										
	SLS freq., Vmax										
	SLS freq., Vmin										
	SLF acciaio, Mmax										
	SLF acciaio, Mmin										

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli. SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.	id
σ 8	0,0	-1,2	0,0	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	-7,3	0,0	-6,7	6,7	0,32	σ 8
σ 7	0,0	-20,4	-51,5	-37,6	0,0	0,0	0,0	-51,5	-10,1	0,0	-40,4	-217,3	-108,6	108,6	0,30	σ 7
σ 6	0,0	-17,4	-46,2	-34,8	0,0	0,0	0,0	-46,2	-9,4	0,0	-31,1	-195,2	-92,8	92,8	0,26	σ 6
σ 5	0,0	-0,9	0,0	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6	0,0	-4,9	0,0	-3,7	3,7	0,18	σ 5
σ 4	-171,3	-15,3	-42,4	-32,9	0,0	0,0	0,0	-213,7	-8,9	0,0	-24,4	-179,1	-252,6	252,6	0,71	σ 4
σ 3	-167,3	-14,6	-41,3	-32,3	0,0	0,0	0,0	-208,6	-8,7	0,0	-22,4	-174,5	-245,3	245,3	0,69	σ 3
σ 2	0,0	0,0	0,0	-19,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-6,9	0,0	0,0	0,0	-25,9	25,9	0,07	σ 2
σ 1	88,4	24,8	27,7	3,6	0,0	0,0	0,0	116,1	1,0	0,0	100,4	117,1	218,3	218,3	0,65	σ 1
σ 0	96,4	26,1	29,9	4,8	0,0	0,0	0,0	126,3	1,3	0,0	104,3	126,2	232,9	232,9	0,70	σ 0
τ 4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 4
τ 3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 3
τ 2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 2
τ 1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 1
τ 0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	τ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0,17
 Totale, intradosso = 0,65
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = -6,74
 Totale, intradosso = -3,71
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> **Verifica SLS SODDISFATTA c.s.= 0,712**

10.4.3.4 Verifica SLE di web breathing

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli, SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	1910
Sigma.sup	-249,18
Sigma.inf	191,62
Sigma.Ed	249,18
KSig	18,43
Sigcr0E	13,33
Tau.Ed	0
SigCr(P)	245,73
SigCr(C)	10,51
Csi	1
SigCr	245,73
KTau	8,5
KTauSl	0
Web Bre...	1,014
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s = 1.014

10.4.3.5 Verifica a fatica degli elementi di carpenteria e pioli SLF

Concio1_Sez1
Concio1_Sez2
Concio2_Sez2
Concio2_Sez3

Fase	N	V	M	T
1	0,00E+000	0,00E+000	-1,04E+007	0,00E+000
2a	0,00E+000	0,00E+000	-3,43E+006	0,00E+000
2b	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
Rit.Iso	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
2c	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3a	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
DT.Iso	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000
3bMax	0,00E+000	0,00E+000	-1,46E+006	0,00E+000
3bMin	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000	0,00E+000

	ε	N	M	γ _v
Ritiro	-3E-4	-3,36E+6	-3,12E+6	0
Var. termica	-1E-4	-3,36E+6	-1,91E+6	0

Momenti aggiuntivi per shift asse neutro

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3a	Fase 3b
Cracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Uncracked	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00

Verifica plastica Tensioni Taglio Caratt. geometriche 0 Caratt. geometriche 1 Caratt. geometriche 2 Diagrammi Mpl-N Pioli, SLU, SLS SLE. Web Breathing SLF 1 SLF 2 Stiffeners

Acciaio strutturale

Detail	gF*DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	4,91	92,59	0,053
Plattabanda inferiore	20,99	92,59	0,227
Anima	0,00	74,07	0,000
Giunzione plattabanda superiore	4,91	66,26	0,074
Giunzione plattabanda inferiore	20,99	37,64	0,558
Attacco anima-plattabanda superiore	4,52	74,07	0,061
Attacco anima-plattabanda inferiore	20,22	74,07	0,273
Attacco imidente verticale - anima	20,22	59,26	0,341

γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1,35

λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2,22 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,366 > 2 => 2 (Campata) (Momento)
2,478 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,641 (Campata) (Taglio)

Δσ_{R_s} = Δσ_{Rsk} * k_s = 94 x 0,541 = 50,8 N/mm² (Giunzione flangia inf.)
108 x 0,828 = 89,4 N/mm² (Giunzione flangia sup.)

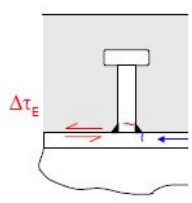
Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	0 < 78,3 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	4,9 < 59,3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3$	0,08 + 0 = 0,08 < 1,3 (*)

VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia)

Δσ_c = 80 N/mm² Δσ_E = λ Δσ_p = 4,91 N/mm² Δσ_p = 2,45 N/mm²
 Δτ_c = 90 N/mm² Δτ_E = λ_v Δτ_p = 0 N/mm² Δτ_p = 0 N/mm²
 λ = λ₁ λ₂ λ₃ λ₄ = 2,22 x 1,224 x 0,871 x 1 = 2,366 > 2 => 2 (Campata)
 λ_v = λ_{v1} λ_{v2} λ_{v3} λ_{v4} = 1,55 x 1,133 x 0,917 x 1 = 1,611

Pioli: γ_{FF} = 1 γ_{Mf_s} = 1,15
 Carpenteria: γ_{FF} = 1 γ_{Mf} = 1,35

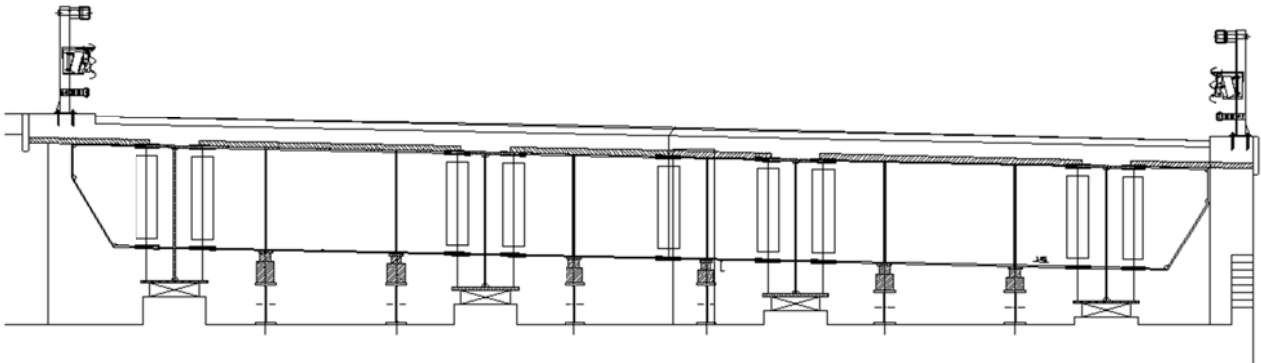


11. TRAVERSI

In questo capitolo viene svolta la verifica agli Stati Limite ultimi e agli Stati Limite di Esercizio dei traverzi metallici costituenti l'impalcato.

La condizione di verifica più critica sui traverzi risulta essere durante la fase di sollevamento dell'impalcato per la manutenzione degli appoggi.

Si determinano le sollecitazioni agenti sul traverso di spalla in fase di sollevamento implementando le azioni dovute dal peso dell'impalcato (trasmesse dalle travi longitudinali) e le azioni derivanti dai martinetti in un modello monofilare agli elementi finiti (Straus7), realizzato mediante elementi "beam" lineari. Data l'interruzione del traffico per tale intervento di manutenzione, i carichi variabili da traffico non verranno considerati.



11.1 ANALISI DEI CARICHI

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta (le unità di misura utilizzate sono kN e m):

		Peso
PESO TRAVI	3 kN/m ²	2264 kN
SOLETTA	25 kN/m ³	5660 kN
PAVIMENTAZIONE	3 kN/m ²	2083 kN
CORDOLI	25 kN/m ³	226 kN
BARRIERE e RETI		301 kN
TOTALE		10534 kN

11.1.1 Sollecitazioni SLU

Il carico totale pari a 10534 kN si ripartisce equamente sulle due spalla e sulla quattro travi presenti, per cui si ottiene che su una singola trave agisce una forza F pari a:

- $F_{trave} = \frac{F}{8} = 1317 \text{ kN}$

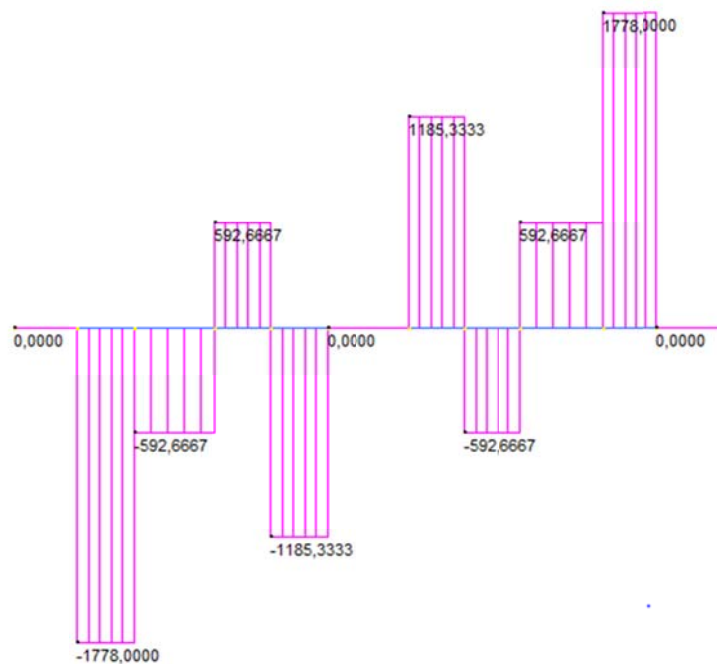
Per le verifiche si considera lo schema statico illustrato in precedenza con quattro forze concentrate di valore:

- $F = 1317 * 1,35 = 1778 \text{ kN}$

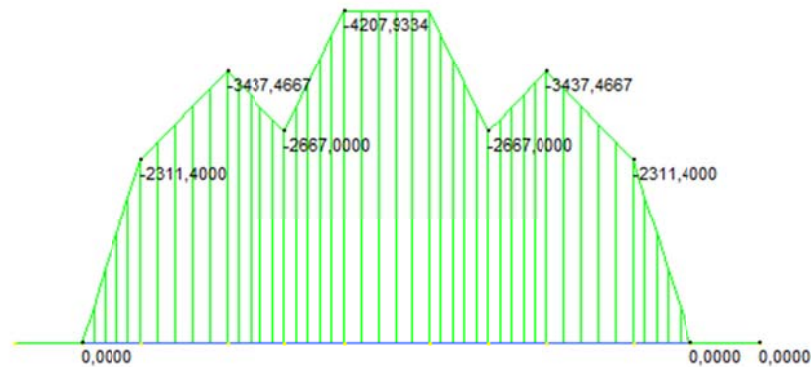
Su ogni martinetto agisce invece una forza pari a 1185.3 kN, poiché su una spalla, in fase di sollevamento, sono presenti 6 martinetti.

Le sollecitazioni di Taglio e Momento sul traverso sono riportate nelle seguenti figure:

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1815,0000	1815,0000
	[Bm:21]	[Bm:29]



	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4295,5000	750,2688
	[Bm:25]	[Bm:7]



11.2 VERIFICA TRAVERSO DI SPALLA

Le caratteristiche del traverso sono illustrate nella seguente tabella:

	Traverso
PIATTABANDA SUPERIORE (mm)	500x20
SPESSORE ANIMA (mm)	12
PIATTABANDA INFERIORE (mm)	500x20
ALTEZZA(mm)	1500
AREA(mm ²)	37520
Ig(m ⁴)	0,0141
Wel(m ³)	0,0188
Wpl(m ³)	0,021195

11.2.1 Stati Limite Ultimi

Le sollecitazioni massime di taglio e momento sono state ricavate in precedenza e valgono:

- $V_{sd} = 1778 \text{ k}$
- $M_{sd} = 4208 \text{ kNm}$

11.2.1.1 Verifica a Momento Flettente

Poiché la sezione è di classe 1, il momento resistente vale:

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 7166 \text{ kNm}$$

Poiché $M_{rd} > M_{ed}$, la verifica risulta soddisfatta.

11.2.1.2 Verifica a Taglio

La resistenza della sezione a taglio vale:

$$V_{rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 3420 \text{ kN}$$

Poiché $V_{rd} > V_{ed}$, la verifica risulta soddisfatta.

12. SOLETTA

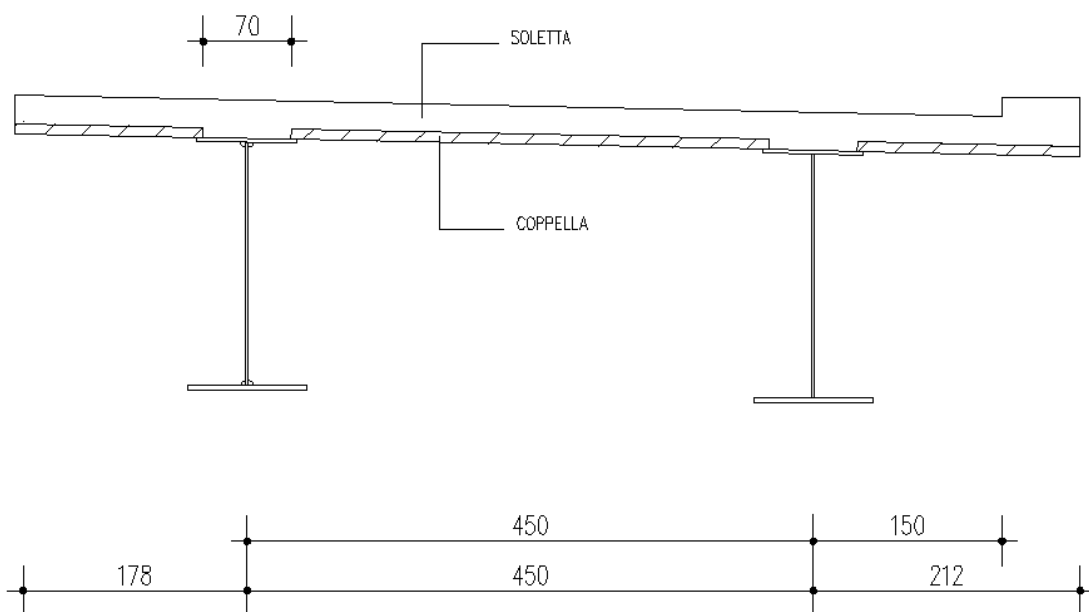
La verifica della soletta viene svolta sia in fase di montaggio sia per gli stati limite ultimo e di esercizio in fase definitiva. In fase di montaggio le sollecitazioni vengono ricavate tramite schemi semplificati di mensola e di trave doppiamente appoggiata mentre in fase definitiva le sollecitazioni vengono ricavate tramite un modello tridimensionale agli elementi finiti di Straus7 descritto nei capitoli seguenti.

12.1 VERIFICA IN FASE DI MONTAGGIO (COPPELLA)

Nella fase di montaggio la coppella ha un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione”. Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulla campata centrale verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze pari a 1.78m e 4.50m rispettivamente. Queste luci di calcolo sono risultate le più gravose tra quelle possibili in carreggiata nord e in carreggiata sud, sia in configurazione definitiva sia in configurazione provvisoria. I momenti si considerano di segno positivo se tendono le fibre inferiori.

Nella seguente figura è riportato uno schema della sezione trasversale della soletta.



12.1.1 Analisi dei carichi

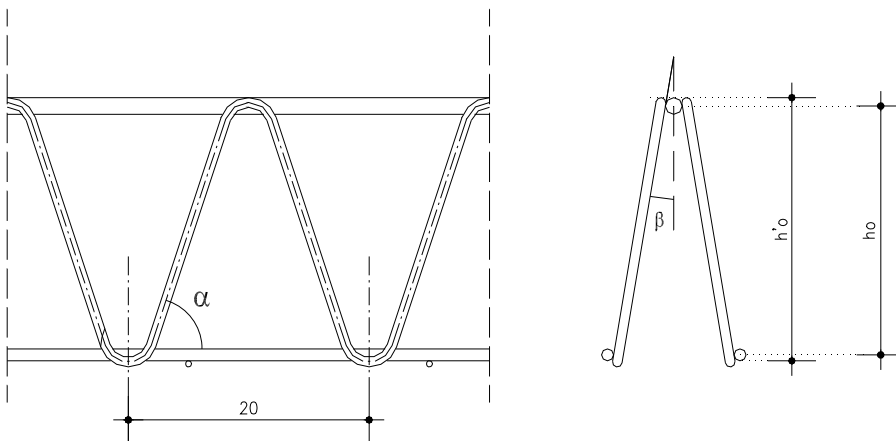
I pesi propri considerati nel calcolo sono i seguenti, con i rispettivi coefficienti γ :

- | | |
|-----------------------------------|---|
| 1) Peso proprio coppella | $g_{1,p} = 1.35 * 0.08 * 25 = 2.70 \text{ kN/m}^2$ |
| 2) Getto integrativo sullo sbalzo | $g_{1,s} = 1.35 * 0.22 * 25.00 = 7.43 \text{ kN/m}^2$ |
| 3) Sovraccarico | $q_1 = 1.5 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |

12.1.2 Verifiche

In questo paragrafo si verifica che siano soddisfatte sia la verifica di resistenza delle aste tese sia quella di stabilità degli elementi compressi.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 20.5 \text{ cm}$

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 19.1 \text{ cm}$

Corrente superiore: 1 $\phi 16$

Corrente inferiore: 2 $\phi 12$

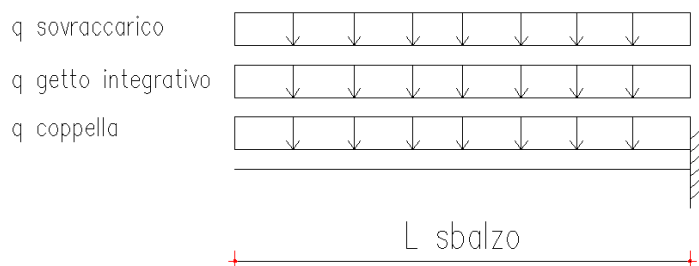
Staffe: $\phi 10$

1) Sbalzo

A favore di sicurezza si prende la condizione peggiore per lo sbalzo che si verifica in configurazione provvisoria quando la luce di calcolo è pari a $l_{\text{sbalzo}} = 1.78\text{m}$.

Si prevede di gettare il calcestruzzo in un'unica fase.

Le sollecitazioni sono ricavate secondo il seguente schema di carico:



Di seguito si riportano i dati geometrici e il calcolo delle sollecitazioni:

Geometria		
larghezza lastra	2.4	m
interasse tralicci	0.40	m
lunghezza sbalzo	1.78	m
lunghezza del tratto gettato	1.78	m

Sollecitazioni unitarie		
M	18.42	kNm/m
T	20.69	kN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
M	44.20	kNm/lastra
T	49,66	kN/lastra
S staffe	52,83	kN/lastra
Sollecitazioni sul traliccio		
M	7.37	kNm
T	8.28	kN
S staffe	8.81	kN

Verifica a trazione del corrente superiore

La verifica a trazione viene svolta sul corrente superiore $\phi 16$.

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio risulta:

$$N_{\text{sup},Sd} = M / h = 7.37 / 0.191 = 38.59 \text{ kN}$$

$$N_{\text{sup},Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{201 \cdot 450}{1.05} = 86142.9 \text{ N} = 86.1 \text{ kN}$$

Risulta:

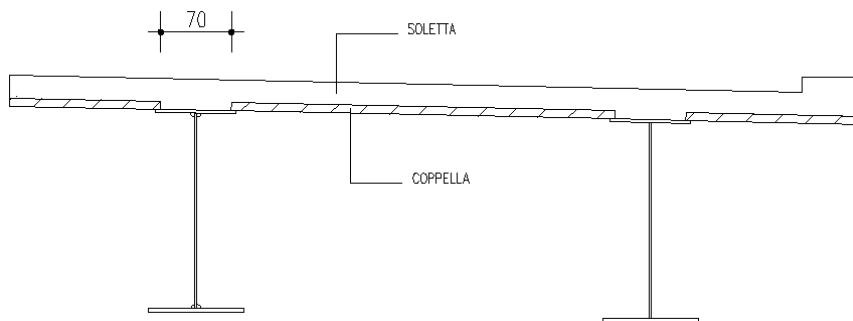
$$\frac{N_{\text{sup},Sd}}{N_{\text{sup},Rd}} = \frac{38.59}{86.1} = 0.45 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica di stabilità corrente inferiore

Si assume la seguente lunghezza libera di inflessione per le barre inferiori in corrispondenza del tratto sopra alla piattabanda:

$$L = \beta L_c$$

$$L = 1 \cdot 70 = 70 \text{ cm}$$



Si decide di utilizzare due correnti inferiori $\phi 12$ con l'aggiunta di due ferri integrativi $\phi 20$ (passo 20cm).

Per la verifica ad instabilità tutta la compressione viene calcolata sul ferro integrativo.

Lo sforzo normale agente sui ferri integrativi risulta:

$$N_{\text{inf},Sd} = M / h = 7.37 / 0.191 = 38.59 \text{ kN}$$

Su un singolo ferro gravano quindi:

$$N_{\text{inf},Sd} = 38.59 / 2 = 19.29 \text{ kN}$$

Viene verificata la resistenza all'instabilità del corrente inferiore compresso (ϕ 20).

$$J=7853.98 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot J}{(\beta \cdot L)^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 7854}{(1 \cdot 700)^2} = 33221N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{314 \cdot 450}{33221}} = 2.06$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (2.06 - 0.2) + 2.06^2] = 3.084$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3.08 + \sqrt{3.08^2 - 2.06^2}} = 0.186$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.186 \cdot 314 \cdot 450}{1.10} = 23904.7N = 23.9kN$$

$$N_{sd} = 19.29 \text{ kN}$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

Risulta:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{19.29}{23.90} = 0.81 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica di stabilità staffe diagonali

Si assume la seguente lunghezza libera di inflessione per le barre diagonali (si calcola la lunghezza effettiva inclinata degli angoli α e β (vedere figura traliccio):

$$L = \beta L_c$$

$$L = 1 \cdot 20.3 = 20.3 \text{ cm}$$

Lo sforzo normale agente su una barra diagonale della staffa risulta pari a:

$$N_{staf,Sd} = 8.81/2 = 4.41 \text{ kN}$$

Viene verificata la resistenza all'instabilità del diagonale compresso (ϕ 10).

$$J=490.87 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot J}{(\beta \cdot L)^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 490.87}{(1 \cdot 203)^2} = 24648 N$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{78.54 \cdot 450}{24648}} = 1,20$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.20 - 0.2) + 1.20^2] = 1.461$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.46 + \sqrt{1.46^2 - 1.20^2}} = 0.435$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.435 \cdot 78.54 \cdot 450}{1.10} = 13975.9 N = 14 kN$$

$$N_{sd} = 4.41 kN$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

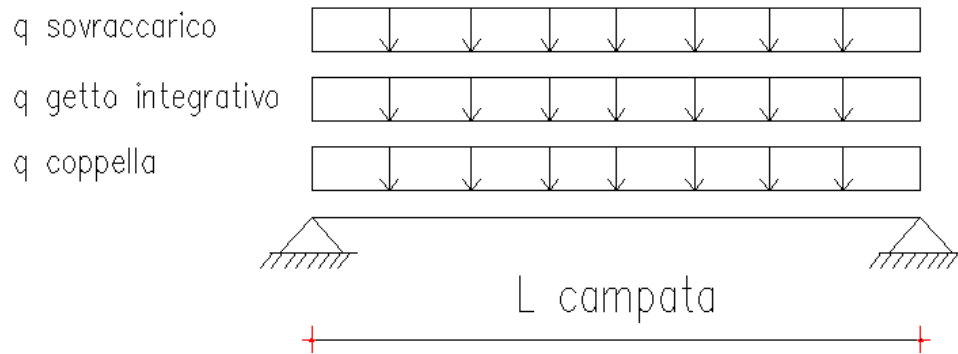
Risulta:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{4.41}{14} = 0.31 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

2) Campata

Ampiamente a favore di sicurezza si considera come luce di calcolo $l_{\text{campata}}=4.50\text{m}$ (distanza tra gli assi tra le due travi).

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.



Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni per la campata. Per i dati geometrici si fa riferimento a quanto riportato nella verifica dello sbalzo.

Sollecitazioni unitarie		
M=	29.43	kNm/m
T=	26.16	KN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
larghezza lastra	2.40	m
M=	70.62	kNm/lastra
T=	62.78	kN/lastra
S staffe	66.77	kN/lastra
Sollecitazioni sul traliccio		
M	11.77	kNm
T	10.46	kN
S staffe	11.13	kN

Verifica di stabilità corrente superiore

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio risulta:

$$N_{\text{sup}} = M / h = 11.77 / 0.191 = 61.6 \text{ kN}$$

Si assume la seguente lunghezza libera di inflessione:

$$L = \beta L_c$$

$$L = 1 \cdot 20 = 20 \text{ cm}$$

Viene verificata la resistenza all'instabilità del corrente superiore compresso ($\phi 16$).

$$J = 3217 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot J}{(\beta \cdot L)^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 3217}{(1 \cdot 200)^2} = 166690.0 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{201 \cdot 450}{166690}} = 0.737$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (0.737 - 0.2) + 0.737^2] = 0.9$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.9 + \sqrt{0.9^2 - 0.737^2}} = 0.73$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.73 \cdot 201 \cdot 450}{1.10} = 62884 \text{ N} = 62.9 \text{ kN}$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

Risulta:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{61.6}{62.9} = 0.97 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica a trazione del corrente inferiore

La verifica a trazione viene svolta sui correnti inferiori che hanno diametro $\phi 12$.

Lo sforzo normale agente sui correnti inferiori del traliccio risulta:

$$N_{\text{inf,Sd}} = M / h = 11.77 / 0.191 = 61.62 \text{ kN}$$

Su un singolo ferro inferiore risulta dunque:

$$N_{\text{inf,Sd}} = 61.62 / 2 = 30.81 \text{ kN}$$

$$N_{\text{inf,Rd}} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{113 \cdot 450}{1.05} = 48428.6 \text{ N} = 48.4 \text{ kN}$$

Risulta:

$$\frac{N_{\text{inf,Sd}}}{N_{\text{inf,Rd}}} = \frac{48.4}{61.62} = 0.79 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica di stabilità delle staffe

Si assume la seguente lunghezza libera di inflessione per le barre diagonali (si calcola la lunghezza effettiva inclinata degli angoli α e β (vedere figura traliccio):

$$L = \beta L_c$$

$$L = 1 \cdot 20.3 = 20.3 \text{ cm}$$

Lo sforzo normale agente su una barra diagonale della staffa risulta pari a:

$$N_{\text{staf,Sd}} = 11.13 / 2 = 5.56 \text{ kN}$$

Viene verificata la resistenza all'instabilità del diagonale compresso ($\phi 10$).

$$J = 490.87 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot J}{(\beta \cdot L)^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 490.87}{(1 \cdot 203)^2} = 24648 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{78.54 \cdot 450}{24648}} = 1.20$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.20 - 0.2) + 1.20^2] = 1.461$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1.46 + \sqrt{1.46^2 - 1.20^2}} = 0.435$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.435 \cdot 78.54 \cdot 450}{1.10} = 13977N = 13.98kN$$

$$N_{sd} = 5.56 \text{ kN}$$

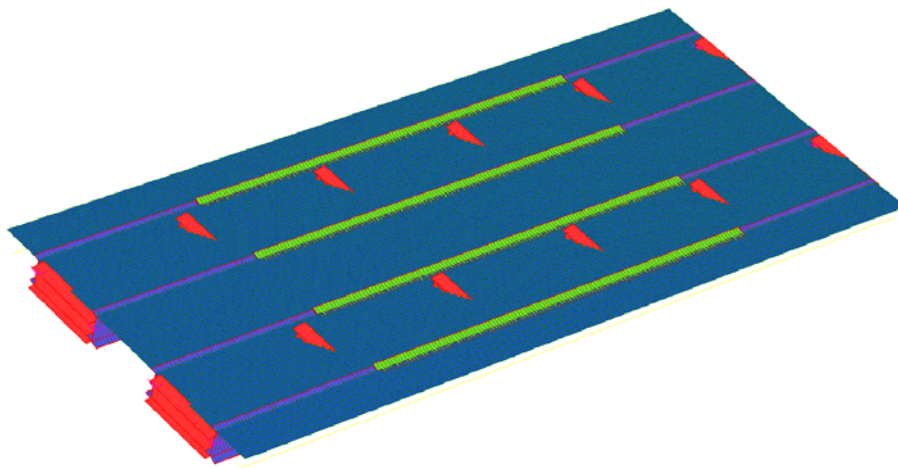
dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

Risulta:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{5.56}{13.98} = 0.40 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

12.2 VERIFICA SLU E SLE IN FASE DI ESERCIZIO

La valutazione delle sollecitazioni nella soletta in fase di esercizio è stata fatta realizzando un modello tridimensionale agli elementi finiti di Straus7. La modellazione della soletta dell'impalcato è stata effettuata mediante elementi "shell" lineari a quattro nodi, aventi dimensione caratteristica 0.2x0.25 m. Le travi e i traversi sono invece stati modellati come elementi "beam". La seguente figura riporta la configurazione del modello agli elementi finiti.

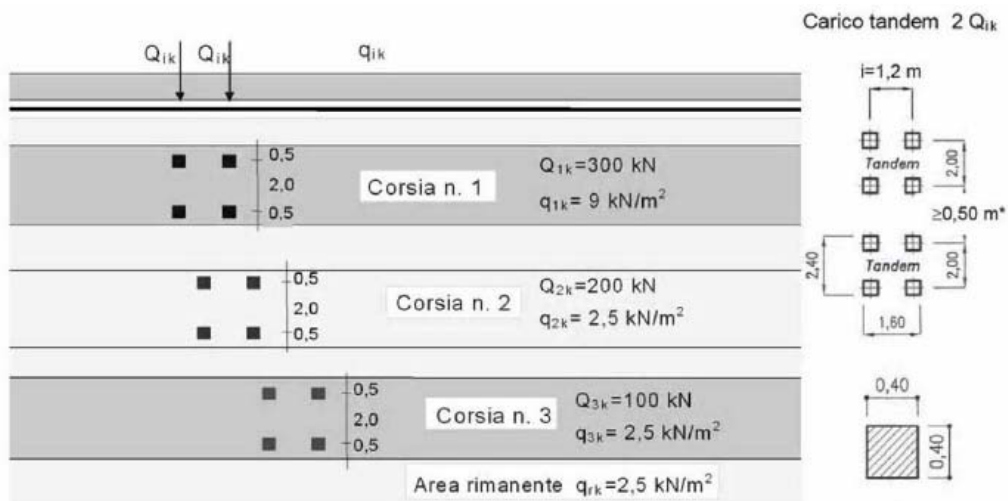


Le verifiche riportate sono state effettuate considerando una striscia trasversale unitaria di soletta, posta nella mezzeria dell'impalcato. I momenti flettenti ricavati dalla modellazione sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori e verranno verificati considerando la soletta monolitica avente come armatura resistente sia le barre presenti nella coppella che quelle integrative nel getto.

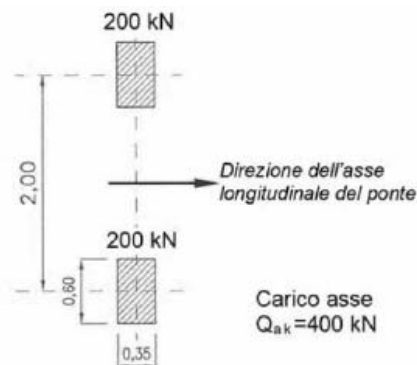
12.2.1 Analisi dei carichi

- | | |
|-----------------------------------|--|
| 1) Peso proprio coppella | $g_{1,p} = 1.35 * 0.08 * 25 = 2.70 \text{ kN/m}^2$ |
| 2) Getto integrativo sullo sbalzo | $g_{1,s} = 1.35 * 0.22 * 25.00 = 7.43 \text{ kN/m}^2$ |
| 2') Getto integrativo in campata | $g_{1,c} = 1.35 * 0.22 * 25.00 = 7.43 \text{ kN/m}^2$ |
| 3) Cordoli | $g_{2,c} = 1.35 * 0.15 * 25.00 = 5.063 \text{ kN/m}^2$ |
| 4) Barriera di sicurezza | $g_4 = 1.35 * 3.5 = 4.73 \text{ kN/m}$ |
| 5) Pavimentazione | $g_5 = 1.35 * 3 = 4.05 \text{ kN/m}^2$ |
| 6) Carichi mobili | |

Secondo quanto indicato dalla normativa, per verifiche locali, si considera sia lo Schema di Carico 1 (costituito da carichi uniformemente distribuiti e carichi concentrati) che lo Schema di Carico 2 (carichi tandem concentrati), in modo da individuare la configurazione di carico più gravosa.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

La posizione dei carichi mobili viene definita con l'obiettivo principale di massimizzare/minimizzare il comportamento flessionale lungo la sezione trasversale tracciata nella mezzeria longitudinale della soletta.

12.2.2 Sollecitazioni

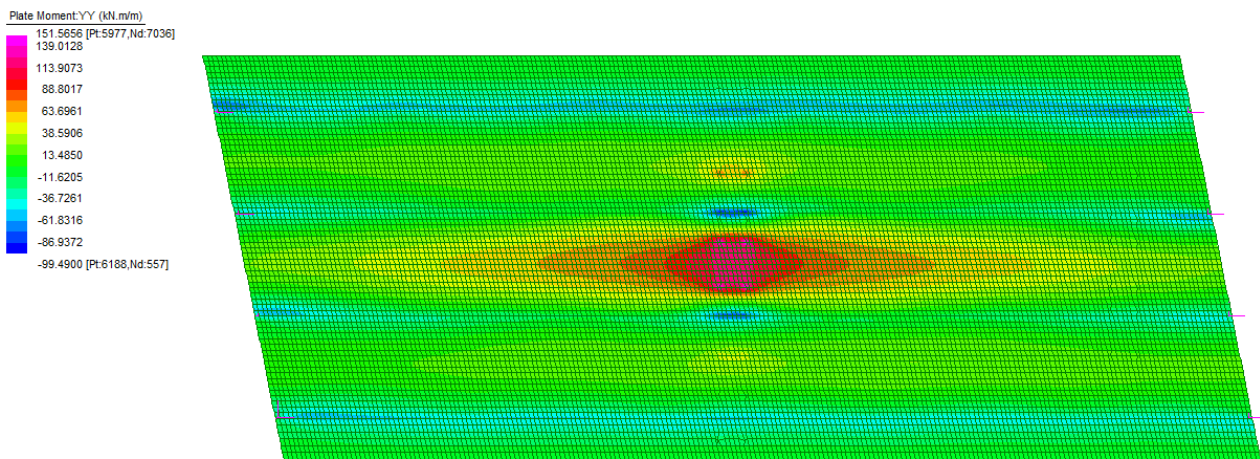
Le sollecitazioni agli SLU e SLE sono state ricavate dal modello tridimensionale precedentemente descritto. I momenti massimi positivi sono stati ricavati adottando lo Schema di Carico 1 considerando la Corsia di traffico n°1 in posizione longitudinale centrale rispetto alla soletta al fine di massimizzare le sollecitazioni, mentre le restanti corsie vengono considerate adiacenti alla stessa. I carichi concentrati, relativi al suddetto schema di carico, sono stati posizionati in corrispondenza della mezzeria della campata, in modo da aggravare ulteriormente la configurazione.

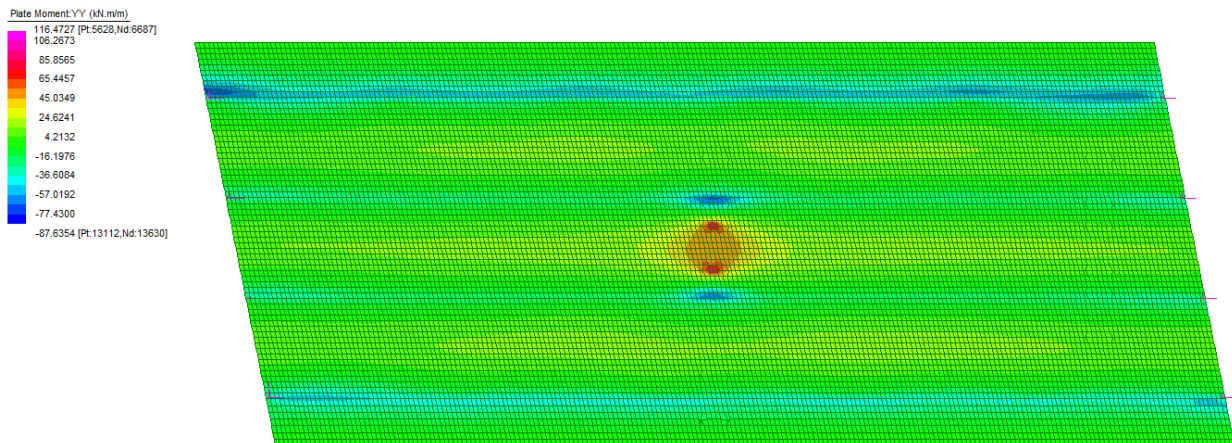
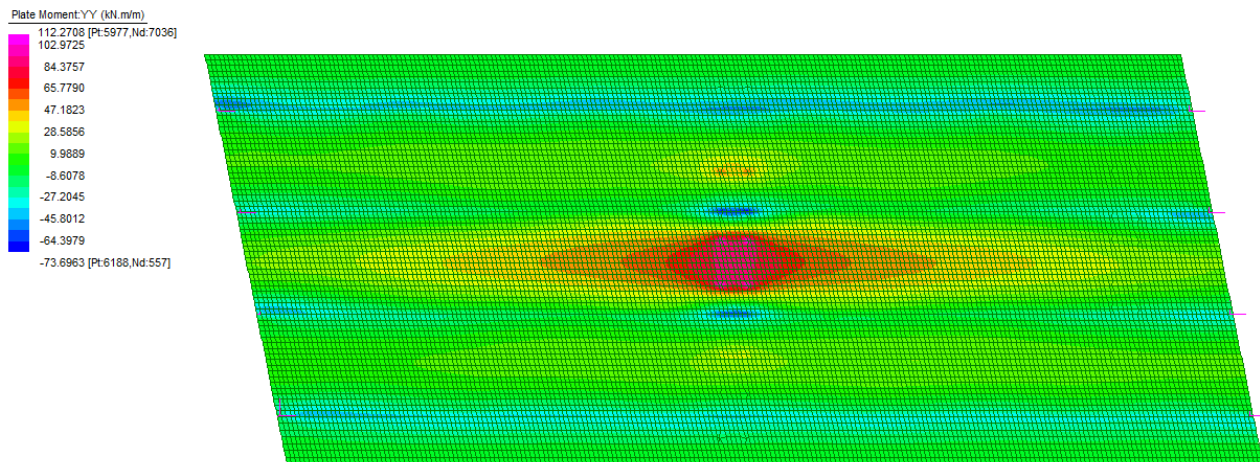
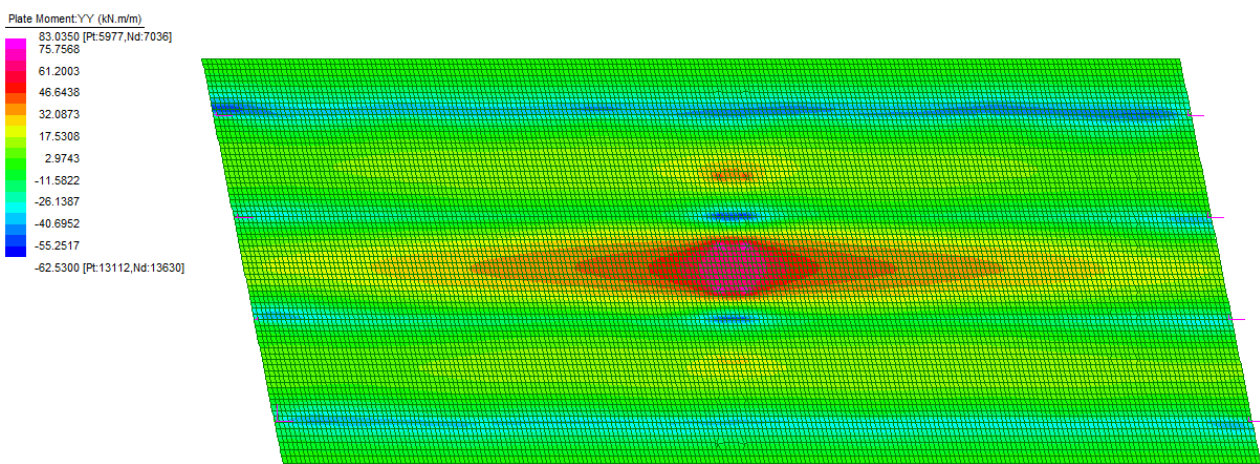
Inoltre, al fine di valutare le massime sollecitazioni flettenti negative agenti sulla soletta, viene adottata la seguente disposizione delle corsie dello Schema di Carico 1: la Corsia di traffico n°1 in posizione eccentrica massima, ricadente sull'asse della trave più esterna, e la Corsia di traffico n°2 in posizione specchiata (minima eccentricità). Analogamente, i relativi carichi concentrati delle corsie di traffico vengono applicati con la medesima configurazione delle corsie di traffico sopra descritte, ma posizionati nella mezzeria longitudinale della soletta.

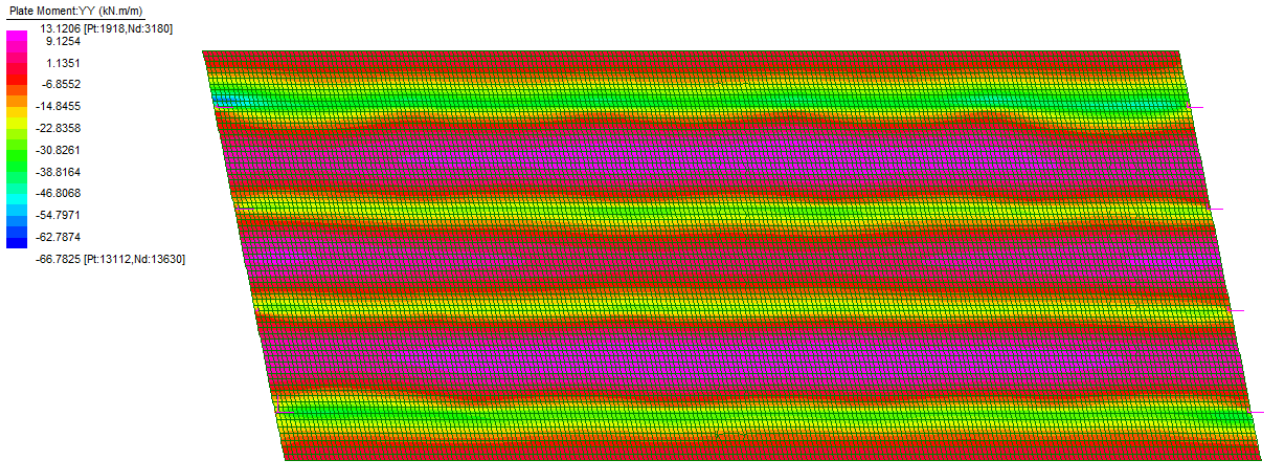
Per quanto riguarda lo Schema di Carico 2 si seguono le medesime considerazioni riportate per lo Schema di Carico 1.

Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni M_{yy} , momenti flettenti trasversali, per gli Stati Limite considerati.

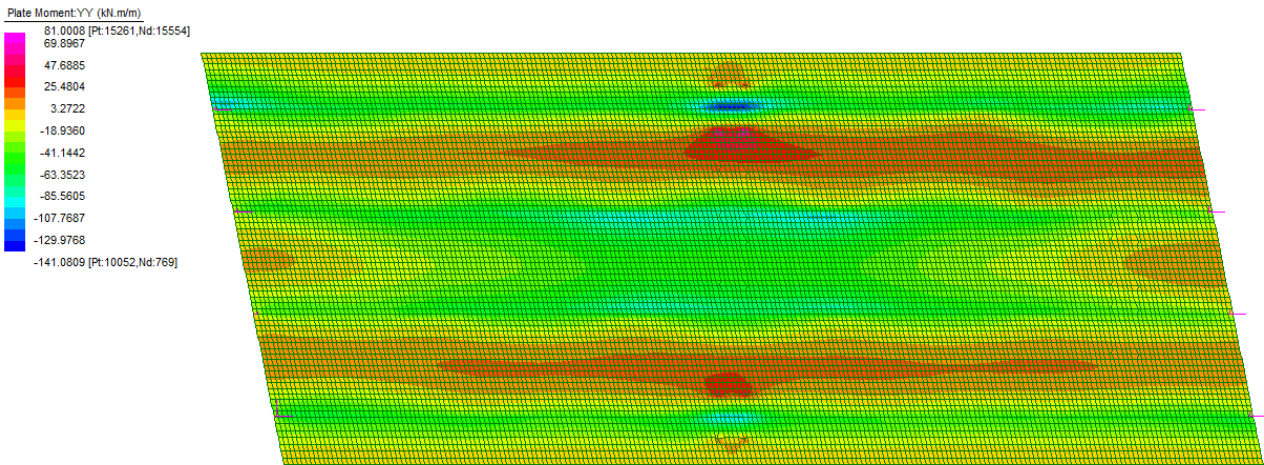
Involuppo Momenti flettenti positivi SLU – Schema di carico 1



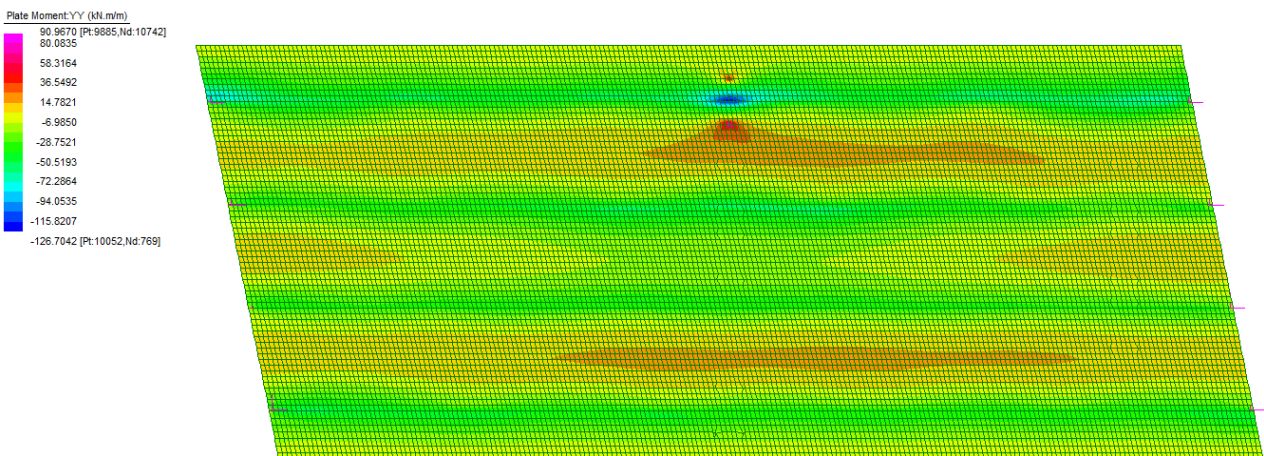
Inviluppo Momenti flettenti positivi SLU – Schema di carico 2**Inviluppo Momenti positivi SLE Rara – Schema di carico 1****Inviluppo Momenti positivi SLE Frequente – Schema di carico 1****Inviluppo Momenti positivi SLE Quasi Permanente – Schema di carico 1**



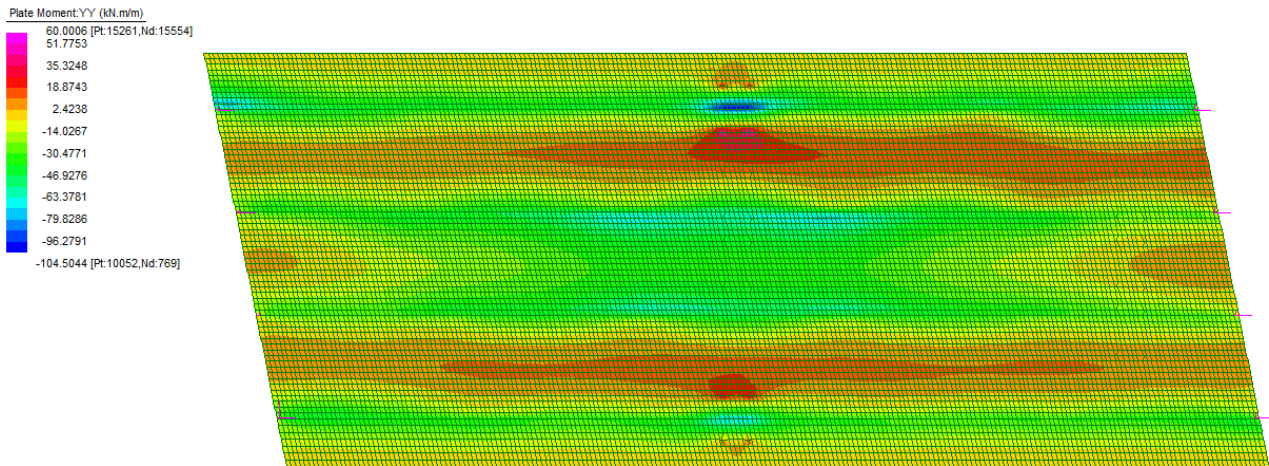
Inviluppo Momenti flettenti negativi SLU – Schema di carico 1



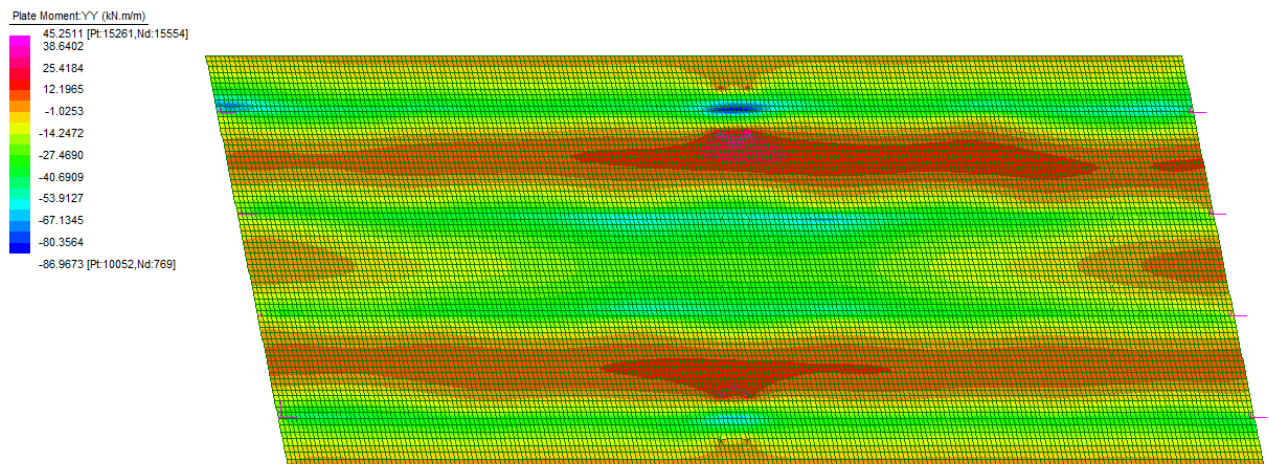
Inviluppo Momenti flettenti negativi SLU – Schema di carico 2



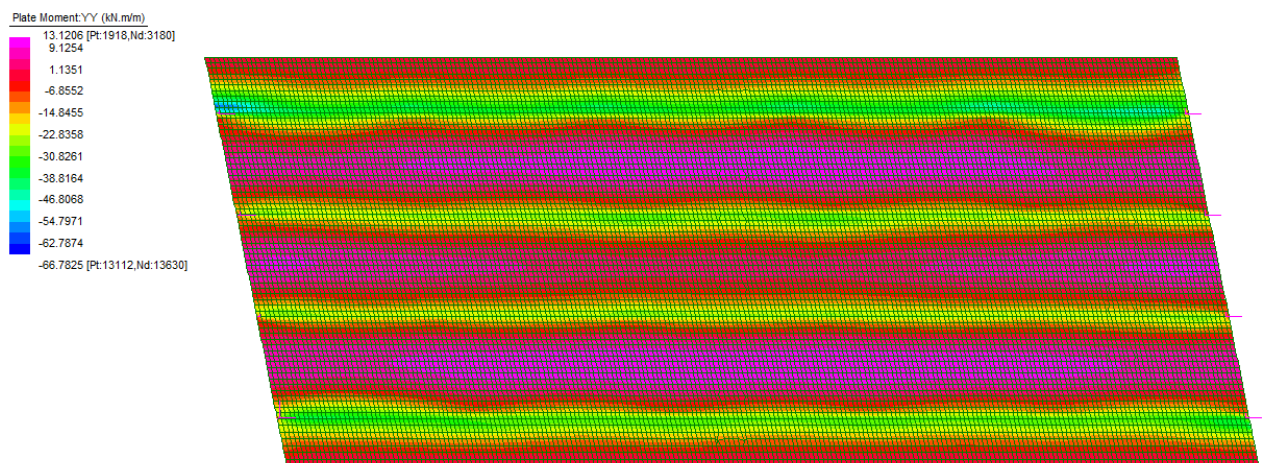
Inviluppo Momenti flettenti negativi SLE Rara – Schema di carico 1



Involuppo Momenti flettenti negativi SLE Frequente – Schema di carico 1



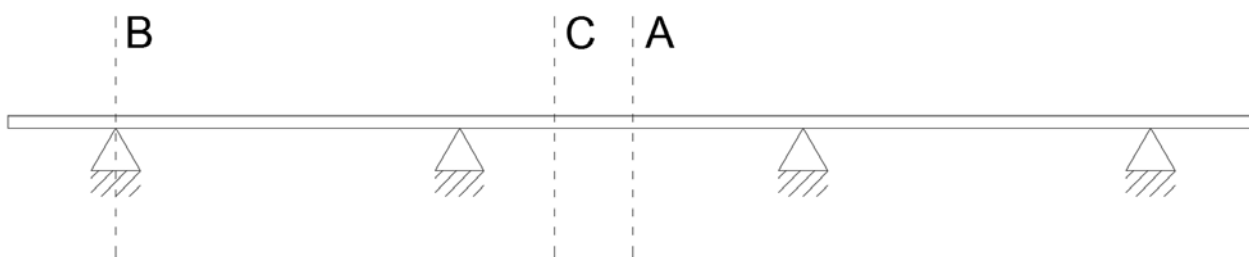
Involuppo Momenti flettenti negativi SLE Quasi Permanente – Schema di carico 1



I valori riportati nella seguente tabella riassuntiva le massime sollecitazioni che verranno considerate per le verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio.

Combinazione	Momento positivo [kNm]
SLU	151.57
SLE – Rara	112.27
SLE – Frequente	83.04
SLE – Quasi permanente	13.12
Combinazione	Momento negativo [kNm]
SLU	-141.08
SLE – Rara	-104.50
SLE – Frequente	-86.97
SLE – Quasi permanente	-42.13

In fase di verifica si considerano le sezioni indicate in figura.



Sezione A – Momento massimo positivo

Sezione B – Momento massimo negativo

Sezione C – Sezione di giunto

12.2.3 Verifica SLU

La soletta viene armata superiormente con ferri $\varnothing 16$ a passo 20 cm e ferri $\varnothing 16$ a passo 40 cm (derivanti dall'armatura superiore del traliccio delle lastre prefabbricate), inferiormente con ferri $\varnothing 16$ a passo 20 cm + $\varnothing 20$ a passo 20 cm (barre integrative immerse nella coppella delle lastre predalle) + ferri $\varnothing 12$ a passo 20 cm (derivanti dall'armatura inferiore del traliccio delle lastre prefabbricate). La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 30 cm, che corrisponde allo spessore della soletta indurita.

Le seguenti verifiche vengono condotte non considerando il benefico contributo dello sforzo assiale di compressione.

Verifica a momento positivo Sezione A

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	5.03	7.3
3	10.05	18.7
4	5.65	26.4
5	15.71	26

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 151.57 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 256.9 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.79 ‰
 d 26.4 cm
 x 6.468 x/d 0.245
 δ 0.7462

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

La verifica a momento positivo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (151.57 kNm) è minore del momento resistente (257 kNm).

Verifica a momento negativo Sezione B

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	5.03	7.3
3	10.05	18.7
4	5.65	26.4
5	15.71	26

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -141.08 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -166.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 15.91 ‰
 d 25.7 cm
 x 4.634 x/d 0.1803
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

La verifica a momento negativo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (141 kNm) è minore del momento resistente (167 kNm).

12.2.4 Verifica a Taglio SLU

Il taglio massimo SLU risulta pari a $V_{sd} = 189.65$ kN (valore mediato sulla striscia unitaria). Tale valore è stato ottenuto posizionando la Corsia di traffico n°1 in prossimità della trave con eccentricità positiva massima, e le rimanenti corsie di traffico adiacenti alla stessa.

V_{sdu}	189.65	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.3	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	26.40	cm
A_{sl}	31.41	cm ²
c	3.60	cm
f_{cd}	22.885	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	236.978	kN

La verifica risulta dunque soddisfatta.

12.2.5 Verifiche SLE

Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne della soletta, dovute alle combinazioni rara, frequente e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nelle armature e si verifica che quest'ultime rispettino i limiti tensionali prescritti dal NTC 2008:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo (σ_c) deve rispettare la seguente condizione:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

- La massima tensione dell'acciaio (σ_s), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

In accordo con i materiali impiegati, tali limitazioni risulteranno essere:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21MPa$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75MPa$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360MPa$$

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara) - Sezione A

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	5.03	7.3
3	10.05	18.7
4	5.65	26.4
5	15.71	26

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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} 112.27 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico quasi permanente - Sezione A

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	4.3
			2	5.03	7.3
			3	10.05	18.7
			4	5.65	26.4
			5	15.71	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} 13.12 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara) - Sezione B

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	4.3
			2	5.03	7.3
			3	10.05	18.7
			4	5.65	26.4
			5	15.71	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} -104.50 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico quasi permanente - Sezione B

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	5.03	7.3
3	10.05	18.7
4	5.65	26.4
5	15.71	26

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -42.13 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara) - Sezione C

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	22

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.3
2	5.03	7.3
3	10.05	18.7
4	15.71	18.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 112.27 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico quasi permanente - Sezione C

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	22	1	10.05	4.3
			2	5.03	7.3
			3	10.05	18.7
			4	15.71	18.7

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

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

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

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

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -1.704 N/mm²
 σ_s 32.54 N/mm²
 ε_s 0.1627 ‰
 d 18.7 cm
 x 8.227 x/d 0.44
 δ 0.99

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico quasi permanente, si considera tale verifica soddisfatta.

Verifica fessurazione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 14/01/08 nel caso di struttura in calcestruzzo ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

w₂ = 0.3 mm
 w₁ = 0.2 mm

Verifica all' stato limite di apertura delle fessure – Sezione A

Verifica combinazione frequente

Per la verifica a fessurazione è stato considerato un momento sollecitante allo SLE pari a 83.04kNm.

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese: $A_s = 5\phi 20 + 5\phi 16 + 5\phi 12$

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	35	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	34077	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	48	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	6.26	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	19.95	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	1.73	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	151.10	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	10.24	cm
Altezza utile	$d =$	23.74	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	1.05E-03	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	10.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$hc_{eff} =$	6.6	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	658.7	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	19.95	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	19.90	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	

Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	4.32E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.086	mm

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché $w_k < 0.3\text{mm}$.

Verifica combinazione quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 1.50\text{MPa}$$

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	4.3
			2	5.03	7.3
			3	10.05	18.7
			4	5.65	26.4
			5	15.71	26

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 13.12 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -0.7087 N/mm²
 σ_c 0.6612 N/mm²
 ϵ_s 0.03726 ‰

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica all' stato limite di apertura delle fessure – Sezione B

Verifica combinazione frequente

Per la verifica a fessurazione è stato considerato un momento sollecitante allo SLE pari a - 86.97kNm.

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese: $A_s = 5\phi 16 + 2.5\phi 16$

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	35	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	34077	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	48	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	5.30	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	19.95	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	1.60	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	266.00	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	7.84	cm
Altezza utile	$d =$	24.70	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	1.66E-03	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	10.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$hc_{,eff} =$	7.4	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	738.7	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	19.95	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	20.27	cm
Coefficiente kt	$kt =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	

Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	9.49E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.192	mm

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché $w_k < 0.3\text{mm}$.

Verifica combinazione quasi permanente

Per la verifica a fessurazione è stato considerato un momento sollecitante allo SLE pari a - 42.13kNm.

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese: $A_s = 5\emptyset 16 + 2.5\emptyset 16$

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	35	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	34077	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	48	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	5.30	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	19.95	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	1.60	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	128.80	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	7.84	cm
Altezza utile	$d =$	24.70	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	8.06E-04	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	10.0	cm

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	7.4	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	738.7	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	19.95	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	20.27	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	3.68E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.075	mm

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché $w_k < 0.2\text{mm}$.

Verifica all' stato limite di apertura delle fessure – Sezione C

Verifica combinazione frequente

Per la verifica a fessurazione è stato considerato un momento sollecitante allo SLE pari a 83.04kNm.

Dal calcolo dell'asse neutro della sezione considerata, si è determinato quali armature sono effettivamente tese: $A_s = 5\emptyset 20 + 5\emptyset 16$

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	35	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	34077	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	22	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	$M_{fess} =$	26	kNm
Copri ferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	3.50	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	19.95	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.5	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm

Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	1.84	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	206.00	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	8.23	cm
Altezza utile	$d =$	18.50	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	1.32E-03	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	10.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	4.6	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	459.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	19.95	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	19.11	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	7.49E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.143	mm

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta poiché $w_k < 0.3\text{mm}$.

Verifica combinazione quasi permanente

I risultati mostrano che il calcestruzzo non si fessura essendo:

$$\sigma_c < f_{ctd} = 1.50\text{MPa}$$

