PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 " DI VIGNOLA "

LAVORO

COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO

Servizio Progettazione e Costruzioni Stradali

DATA *LUGLIO 2013*

ELABORATO

VARIANTE ALLA S.P. N°569 "DI VIGNOLA"

PONTE TORRENTE SAMOGGIA Progr. km 8+168

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

N. *B.1.1.5*

SCALA --

RIFERIMENTO : *PROGETTO ESECUTIVO*

PROGETTAZIONE GENERALE

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

PROGETTISTA

Dott. Ing. Marco Ferrarini

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

PIACENTINI INGEGNERI

via Belvedere 6 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

Member of CSQ Federation RINA ISO 9001:2000 Certified Quality System

(Ing. Luca Piacentini)

IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Pietro Luminasi

REVISIONE	DATA	MODIFICA
A		

QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO

S.P. n° 569 “DI VIGNOLA”

COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P.67 E ALLA S.P. 78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO

PROGETTO ESECUTIVO

PONTE TORRENTE SAMOGGIA

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

INDICE

1. PREMESSA 6

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 9

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 10

3.1 ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE 10

3.2 ACCIAIO PER LAMINATI, PROFILATI E PIASTRE 10

3.3 ACCIAIO PER PIOLI DI CONNESSIONE TRAVE – SOLETTA 10

3.4 BULLONI 11

3.5 CALCESTRUZZO STRUTTURALE 11

3.5.1 Soletta d'impalcato 11

3.5.2 Cordoli 11

3.5.3 Lastre tralicciate 12

3.6 ACCIAIO PER ARMATURE 12

4. CRITERI DI CALCOLO 13

4.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO 13

4.2 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO 16

5. SOFTWARE DI CALCOLO 17

5.1 SAP 2000 17

5.2 PONTIEC4 17

6. METODO DI CALCOLO 18

6.1 MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO 18

6.2 FASI DI CALCOLO 19

6.3 RIPARTIZIONE TRASVERSALE 21

6.4 COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE TRASVERSALE 21

6.5 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE 22

6.6 VERIFICHE RELATIVE ALL'IMPALCATO 23

7. ANALISI DEI CARICHI 26

7.1 CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2) 28

7.2 RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ε_2) 28

7.3 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (ε_3) 29

7.4 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ε_4) 30

7.5 CARICHI ACCIDENTALI (Q_1) 31

7.6 AZIONE DI FRENAMENTO DEI VEICOLI (Q_3) 31

7.7 AZIONE CENTRIFUGA (Q_4) 31

7.8 AZIONE DEL VENTO (Q_5) 31

8. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE 33

8.1 TRAVI METALLICHE 33

8.1.1 Sollecitazioni 33

8.1.1.1 Sollecitazioni fondamentali SLU 33

8.1.1.2 Sollecitazioni per combinazione SLE Rara 37

8.1.1.3 Sollecitazioni combinazione SLE Frequente 40

8.1.1.4 Sollecitazioni per combinazione allo stato limite di fatica SLF 43

8.1.2 Verifiche di sicurezza 46

8.1.2.1 Verifiche di resistenza SLU 47

8.1.2.2 Verifiche Tensionali SLE Rara 62

8.1.2.3 Verifiche di Web Breathing SLE Frequente 71

8.1.2.4 Verifiche a fatica SLF carpenterie 80

8.1.2.5 Verifica SLU delle piolature 89

8.1.2.6 Verifica SLE delle piolature 94

8.1.2.7 Verifica a fatica SLF delle piolature 99

8.1.2.8 Tabelle riepilogative delle verifiche 104

8.2 VERIFICHE DELLE SALDATURE TRAVI PRINCIPALI 106

8.3 CALCOLO CONTROMONTE 107

9. DIAFRAMMI 108

9.1 SOLECITAZIONI SULLE ASTE DEL DIAFRAMMA 109

9.2 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE 110

9.3 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI 110

9.3.1 Verifiche SLU delle bullonature 110

9.3.2 Verifiche SLE delle bullonature 111

10. CONTROVENTI 112

10.1 CONTROVENTI DI TESTATA 112

10.1.1 Solecitazioni sulle aste del controvento 112

10.2 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE 113

10.3 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI 113

10.3.1 Verifiche SLU delle bullonature 113

10.3.2 Verifiche SLE delle bullonature 114

10.4 CONTROVENTI INTERMEDI 115

10.4.1 Solecitazioni sulle aste del controvento 115

10.5 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE 116

10.6 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI 116

10.6.1 Verifiche SLU delle bullonature 116

10.6.2 Verifiche SLE delle bullonature 117

11. TRAVERSI 118

11.1 TRAVERSO DI PILA 118

11.1.1 Calcolo delle sollecitazioni 118

11.1.1 Veririche strutturali SLU 119

11.1.1 Veririche strutturali SLE 120

11.2 TRAVERSO DI SPALLA 121

11.2.1 Calcolo delle sollecitazioni 121

11.2.2 Veririche strutturali SLU 121

11.2.3 Veririche strutturali SLE 123

12. SOLETTA 124

12.1 CRITERI DI CALCOLO 124

12.2 TRATTO A 126

12.2.1 Fase provvisionale 127

12.2.2 Fase definitiva - Carichi permanenti 131

12.2.3 Fase definitiva - Carichi accidentali 135

12.2.4 Combinazioni di carico e riepilogo delle sollecitazioni 141

12.2.5 Verifiche di resistenza 142

12.2.6 Verifiche a fessurazione 149

12.2.7 Verifiche alle tensioni in esercizio 154

12.3 TRATTO B 156

12.3.1 Fase provvisionale 158

12.3.1 Fase definitiva - Carichi permanenti 162

12.3.2 Fase definitiva - Carichi accidentali 165

12.3.3 Combinazioni di carico e riepilogo delle sollecitazioni 171

12.3.4 Verifiche di resistenza 172

12.3.5 Verifiche a fessurazione 179

12.3.6 Verifiche alle tensioni in esercizio 185

12.4 ZONA DI BORDO 187

1. PREMESSA

Nell'ambito della realizzazione del completamento della variante generale della S.P. 569 nei comuni di Bazzano e Crespellano (c.d. "nuova Bazzanese"), si prevede lo scavalco del torrente Samoggia mediante la realizzazione di un viadotto a tre campate in acciaio.

Il seguente elaborato costituisce la relazione di calcolo comprensiva di tutte le verifiche di sicurezza inerenti all'impalcato del viadotto in esame.

L'opera prevista per scavalcare il torrente Samoggia è un ponte di lunghezza complessiva di 152.28m, suddivisa in 3 campate da 44 + 64.28 + 44 m, misurati in asse appoggi SpA - SpB. Il viadotto è una strada tipo C1, l'asse di tracciamento è interamente curvilineo e la larghezza della carreggiata è costantemente variabile a causa dell'allargamento associato alla visibilità in curva.

Le larghezze della carreggiata significative sono riportate nella seguente tabella:

		larghezza dir MO	larghezza dir BO	larghezza carreggiata
SpA	0.25317961	5.25	5.250	10.50
P1	0.35423725	5.25	6.025	11.28
P2	0.49438130	5.25	7.018	12.27
SpB	0.58887779	5.25	7.993	13.24

Il cordoli hanno larghezza costante pari ad un metro.

Il manufatto è realizzato a travata metallica continua, in modo tale da ridurre il più possibile il numero di giunti di dilatazione sull'opera.

L'impalcato metallico previsto sarà del tipo "a cassone", con sezione trasversale trapezia formata da tre travi a parete piena, controvento di torsione reticolare inferiore, soletta in C.A. collaborante con le travi metalliche costituente la parte superiore del cassone.

La pendenza traversale dell'impalcato è ottenuta mediante l'altezza variabile delle tre travi, le quali presentano le seguenti altezze nelle sezioni significative

H trave1	H trave2	H trave 3

SA	2150.0	2246.4	2345.0
P1	2700.0	2843.2	2991.0
P2	2700.0	2912.0	3133.3
SB	2150.0	2416.5	2697.2

La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi varia in funzione della posizione dei conci. In relazione alle caratteristiche geometriche e alla capacità di resistenza richiesta sono stati definiti i 4 tipi di
conci per i quali si riportano di seguito gli spessori di anime e piattabande e le larghezze delle piattabande.

	CONCIO 1 (H 2150)	CONCIO 2 (H var)	CONCIO 3 (H 2700)	CONCIO 4 (H 2700)	CONCIO 5 (H 2700)
Piattabanda superiore [mm]	800X30	800X30	800X40	800X30	800X30
Anima [mm]	16	20	25	20	14
Piattabanda inferiore [mm]	800X35	800X40	1000X60	800X40	800X35

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 13.50 m, in relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici, le anime delle travi laterali sono inclinate di 24.8°.

Si prevedono diaframmi reticolari trasversali con passo variabile tra 2425 e 3200(a seconda delle campate a cui appartengono) allo scopo di mantenere la forma della sezione (requisito indispensabile per la schematizzazione alla Bredt adottata).

Per quanto riguarda il sistema di vincolamento, si trova un ampia descrizione nella relazione di calcolo dei sistemi di appoggio.

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta.

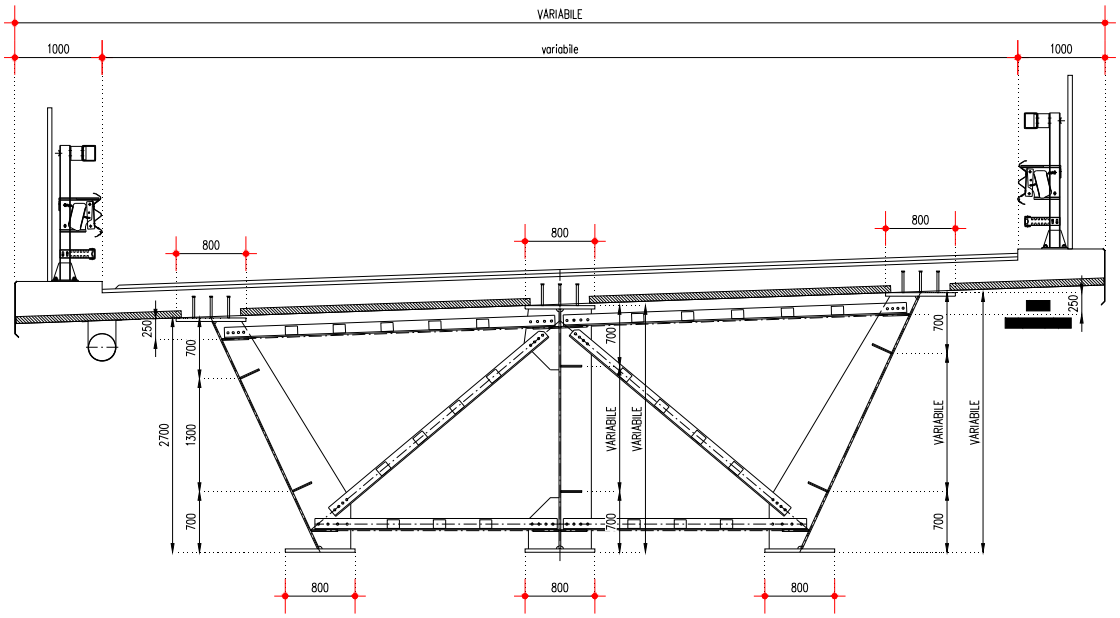
Nelle due figure che seguono si riporta la sezione trasversale dell'impalcato e il prospetto longitudinale, nei quali sono riassunte le informazioni principali sulla geometria dell'opera.

PROGETTISTA
PIACENTINI INGEGNERI
via Cristoni 14 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

OGGETTO : COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P.78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO. PONTE TORRENTE SAMOGGIA. RELAZIONE DI CALCOLO PILE

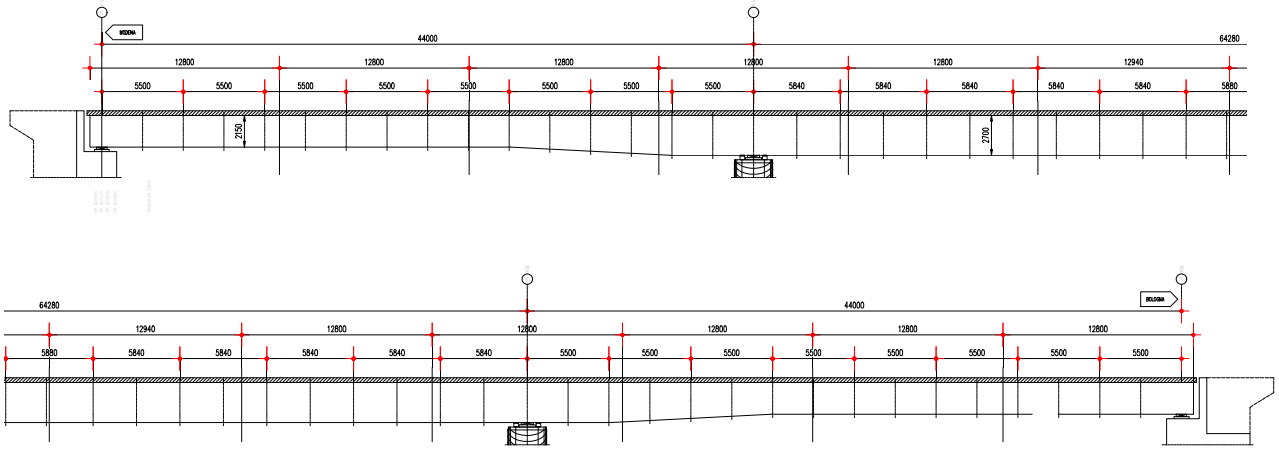
COMMITTENTE: PROVINCIA DI BOLOGNA

SEZIONE TIPO



SEZIONE LONGITUDINALE STRUTTURA METALLICA

(misure longitudinali riferite a l'asse tracciamento)



Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

3.1 ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE

Per spessori t <= 40 mm

Tipo: **S355J2+W**

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t \geq 510$ N/mm^2

Tensione di snervamento $f_y \geq 355$ N/mm^2

Per spessori t > 40 mm

Tipo: **S355K2+W**

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t \geq 470$ N/mm^2

Tensione di snervamento $f_y \geq 335$ N/mm^2

3.2 ACCIAIO PER LAMINATI, PROFILATI E PIASTRE

Tipo: **S355J0+W**

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510$ N/mm^2

Tensione di snervamento $f_y \geq 355$ N/mm^2

3.3 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	$f_t \geq 450$ N/mm^2
Tensione di snervamento	$f_y \geq 350$ N/mm^2

3.4 BULLONI

Secondo UNI EN 14399: 2005 part1 3, 4, 5 e 6

Viti	classe 10.9 (UNI EN ISO 898 - 1: 2001)
Dadi	classe 10.9 (UNI EN 20898-2: 1994)
Rosette	acciaio C50 UNI EN 10083 - 2: 2006 (HRC 32-40)

3.5 CALCESTRUZZO STRUTTURALE

3.5.1 Soletta d'impalcato

Classe di esposizione	XC4
Classe di resistenza minima	C35/45
a/c massimo	0.5
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	35 cm

3.5.2 Cordoli

Classe di esposizione	XC4 XD3 XF4
Classe di resistenza minima	C35/45
a/c massimo	0.45
Minimo contenuto di cemento	360 kg/m^3
Copriferro nominale	5 cm

3.5.3 Lastre tralicciate

Classe di esposizione	XC4 XD1
Classe di resistenza minima	C45/55
a/c massimo	0.5
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	25 cm

3.6 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	fyk	≥	450 N/mm2
Tensione di rottura	ftk	≥	540 N/mm2
Allungamento a rottura	ε_k	≥	7.5%

4. CRITERI DI CALCOLO

4.1 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

ε1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto

ε2 Ritiro e Viscosità

ε3 Variazioni termiche

ε4 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 (non presenti)

q8 Urto di veicolo in svio

q9 Urto di veicolo sottoponte

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:

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

– **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 sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 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
	5	0,0	0,0	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.

4.2 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_{Mo}	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
	Resistensa 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 α_{cc}=0.85

5. SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 SAP 2000

Il calcolo agli elementi finiti del modello è stato effettuato utilizzando il noto codice “SAP 2000” prodotto dalla “CSI Computer and Structures Inc.”,Berkeley, CA, USA. Il software contempla la presenza di elementi tipo: "plate and shell", elementi bidimensionali (piani) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo “frame”, o elementi trave (beam).

5.2 PONTIEC4

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. METODO DI CALCOLO

6.1 MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO

Per determinare l'andamento delle sollecitazioni sulle travi longitudinali è stata eseguita un'analisi monodimensionale tramite il software di calcolo SAP2000, mediante un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi tipo beam.

Il calcolo è stato svolto sulla singola trave longitudinale di bordo in sezione mista, lo studio dello stato di sollecitazione della trave è stato svolto per fasi costruttive.

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili da traffico, è stato utilizzato lo strumento per i carchi mobili implementato in SAP2000 in modo tale da ottenere direttamente l'inviluppo di tutte le sollecitazioni associate al travvico in ogni singola sezione della travata.

Relativamente alla ripartizione trasversale si è impiegato il metodo di Bredt modificato discritto dettagliatamente nel seguito.

6.2 FASI DI CALCOLO

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-cls 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 rigidezza 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.

Si è inoltre tenuto conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell'elemento (ma considerando la presenza dell'armatura lenta) nelle zone adiacenti alla pila per una lunghezza pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato dell'appoggio intermedio.

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 C32/40 adottata.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale e dell'azione del vento.

6.3 RIPARTIZIONE TRASVERSALE

Come già accennato, l'eccentricità trasversale delle stese dei carichi accidentali comporta un aumento delle sollecitazioni nella trave longitudinale posta dalla parte dell'eccentricità stessa rispetto agli oneri connessi ad una disposizione centrata.
Per valutare tali effetti , si è fatto ricorso ad una analisi agli elementi finiti, così articolata:
1. schematizzazione e modellazione della struttura con andamento rettilineo e calcolo delle sollecitazioni prodotte dal carico equivalente a tre colonne, uniformemente ripartito sull'impalcato;
2. schematizzazione e modellazione della struttura con andamento rettilineo e calcolo delle sollecitazioni prodotte da due colonne di carico eccentriche (che è la condizione di carico più penalizzante per la trave di bordo);
Dal confronto tra le sollecitazioni ricavate nei casi di carico 1. e 2. sulle piattabande inferiori del cassone metallico si determinano i valori (valutati nelle sezioni più significative quali le mezzerie e gli appoggi) dei coefficienti amplificatori da applicare alle sollecitazioni che derivino da una distribuzione di carichi centrata in schematizzazione rettilinea per ottenere le sollecitazioni corrispondenti nella schematizzazione relativa ai carichi accidentali presenti sull'intero impalcato con la loro eccentricità.

6.4 COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE TRASVERSALE

Dal confronto tra i risultati dei casi 1. e 2. si valutano i coefficienti amplificatori dei quali servirsi per tenere conto degli
effetti della eccentricità dei carichi, che risultano essere:

Sezioni di campata	$\alpha = 1.20$
Sezioni di appoggio	$\alpha = 1.40$

6.5 SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della struttura è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2008, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento; Tale zona della soletta collabora con le travi nel comportamento longitudinale dell'impalcato. L'incremento di rigidezza flessionale indotta verrà presa in considerazione nel modello di calcolo.

Essendo il ponte in costante allargamento, a favore di sicurezza si assume come costante lungo tutto l'impalcato, la minima larghezza collabornate afferente alla trave in esame calcolata sulla spalla A.

b_{eff} = 4.00m

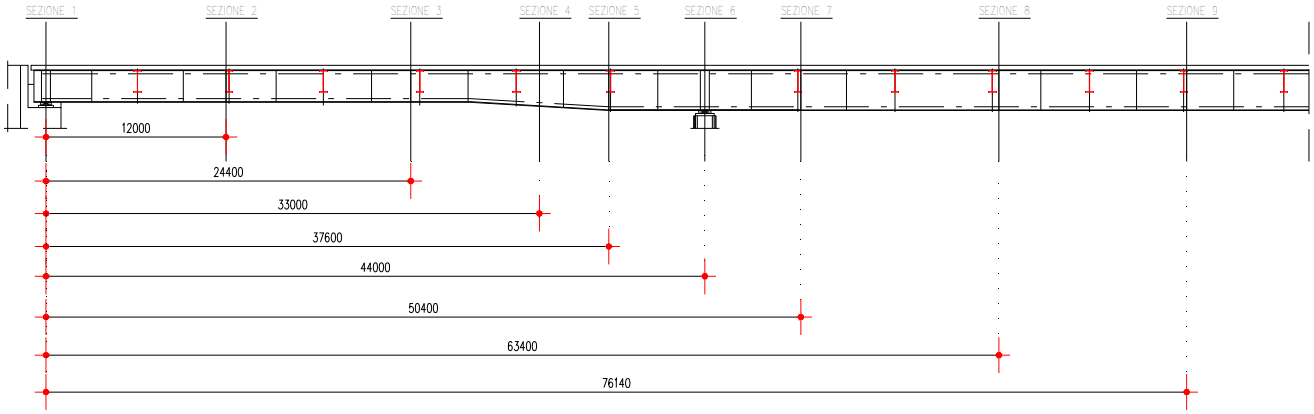
Nelle sezioni sottoposte a momento flettente positivo (soletta compressa) si è tenuto conto della collaborazione della soletta e dell'armatura longitudinale.

Per le sezioni di trave soggette a flessione negativa e quindi tese superiormente, si è tenuto conto della parte metallica e delle barre longitudinali in soletta considerando il calcestruzzo della stessa come fessurato e non reagente a trazione.

Per tenere conto della fessurazione della soletta nella zona a momento negativo, è stato trascurato il contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell'elemento resistente per un tratto pari al 15% della luce, in accordo con il DM 2008 al paragrafo 4.3.2.2.1.

6.6 VERIFICHE RELATIVE ALL'IMPALCATO

La verifiche relative agli elementi che costituiscono l'impalcato sono eseguite nelle seguenti sezioni d'interesse:



- Sezione 1: Sezione di spalla
- Sezione 2: Sezione di cambio concio
- Sezione 3: Sezione di cambio concio
- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile
- Sezione 5: Sezione di cambio concio
- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo)
- Sezione 7: Sezione di cambio concio
- Sezione 8: Sezione di cambio concio
- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo)

Le verifiche condotte per l'impalcato sono le seguenti:

Travi Principali

- 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 intenzione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle piolature SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Traversi

- Verifiche di resistenza flessionale SLU
- Verifiche di resistenza al Taglio SLU
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifiche a fatica

Soletta

Le verifiche della soletta sono svolte in direzione sia longitudinale che trasversale

- Resistenza flessionale SLU
- Resistenza al taglio SLU

- Verifiche di controllo tensionale
- Verifiche di fessurazione

Si sono svolte le verifiche in fase provvisionale delle lastre straliciate

7. ANALISI DEI CARICHI

Premessa

Si è considerato che i carichi strutturali (peso proprio acciaio e soletta) insistano sulla sola trave metallica, in quanto in fase di getto della soletta, non essendo previsti puntellamenti dell'impalcato, l'intero carico grava sulla sezione metallica.

Per quanto riguarda invece i restanti carichi, come sezione resistente, si è considerata la sezione mista in acciaio-cls.

Essendo il ponte in costante allargamento ai fini dell'analisi dei carichi (anche del ritiro e variazione termica), a favore di sicurezza, si assume come costante lungo tutto l'impalcato la massima larghezza di 15,260m

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}=32 N/mm^2, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 33345 \text{ N/mm}^2$$

Secondo la 11.2.5 delle NTC.

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

$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 33345 = 6.3$ **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 $h0=2A_c/u \cong 60$ (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:

$$E_{cls,\infty} = E / [1+ \phi(t\infty , t_0)] = 11115 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11115 = 18.89$$ **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 (permanenti portati, ritiro, cedimenti….)

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

7.1 CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)

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

si assunta la ma

	Spessore [m]	Peso a m^2		Peso per trave a ml	
Peso acciaio		3	kN/m^2	15.4	kN/m
Soletta	0.32	8	kN/m^2	40.9	kN/m
Pavimnetazione		3	kN/m^2	15.4	kN/m
Cordoli				5	kN/m
Reti e Barriere				1	kN/m

7.2 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 $h0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -3.1 \cdot 10^{-3}$$
$$\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot \left(f_{ck} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = -5.5 \cdot 10^{-5}$$
$$\varepsilon_{cd} = -3.04 \cdot 10^{-3}$$

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.

L'effetto del ritiro sulla trave composta viene analizzato, con un metodo che ricalca quello dei vincoli ausiliari, secondo due fasi distinte:

Fase 1) Stato di sollecitazione in soletta in presenza di vincoli perfetti

La soletta di calcestruzzo, se fosse libera rispetto alla trave di acciaio, subirebbe per effetto del ritiro un accorciamento pari a ε_{cs}.

Tale deformazione non rispetterebbe però la congruenza per ripristinare la quale si può ipotizzare l'applicazione di uno sforzo normale di trazione N_R, alla sola soletta, che induce sulla stessa una trazione uniforme pari a:

$\sigma_{ct} = \varepsilon_{cs} \times E_{cls,\infty} = 3{,}3\ N/mm^2$

Si avrebbe tale stato di tensione in soletta se la trave fosse perfettamente incastrata alle estremità: gli incastri fornirebbero lo sforzo di trazione e la trave non manifesterebbe alcuna deformazione.

Fase 2) Stato di sollecitazione nella trave composta conseguente alla rimozione dei vincoli

In realtà i vincoli d'incastro non esistono e si deve quindi applicare sul complesso "trave – soletta", nel baricentro della soletta stessa, lo sforzo N_R cambiato di segno ad entrambi gli estremi.

Pertanto in quest'ultima fase del calcolo l'intera sezione della trave composta è soggetta allo sforzo assiale di compressione, nella quale si ipotizza di considerare il ritiro

$N_R = -(3{,}3 \times 5673 \times (320-80)) \cong -4540$ kN3

applicato in corrispondenza del baricentro della soletta. Si sono utilizzate le rigidezze a lungo termine (n=18).

7.3 VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (ε_3)

Nelle strutture miste è di uso comune, vista la differente inerzia termica dei materiali costituenti la sezione, considerare una variazione uniforme sulla soletta di 10°C e di trattare la variazione termica in termini analoghi al ritiro. In tal modo si tiene conto anche di una azione assiale applicata, i cui effetti, in termini di verifiche delle sezioni, possono non essere trascurabili.

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

$\sigma_{\Delta T} = \varepsilon_{\Delta T} * E_{cls} = 1.2\ E\text{-}4 \times 33346 = 4$ MPa

Pertanto si applica uno sforzo assiale (trazione o compressione):

$N_{\Delta T}$ = (4x 5673 x 320) ≅ 7264 kN

dove si è assunta una larghezza di soletta significativa per la variazione termica b_R = 5673mm

Si sono inoltre utilizzate le rigidezze degli elementi a breve termine (n=6).

Inserendo $N_{\Delta T}$ precedentemente calcolato, sui nodi di spalla del modello in corrispondenza del baricentro della soletta, si sono globalmente studiati gli effetti della variazione di temperatura sulla struttura.

7.4 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ε_4)

Si è considerato un valore del cedimento di pile spalle pari ad 1/5000 della luce afferente all'appoggio

Pile: 12.9mm

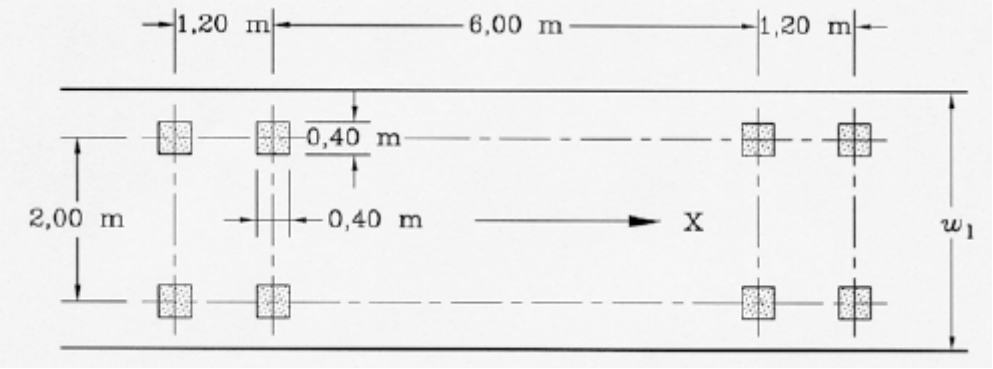
Spalle: 8.8mm

I cedimenti dei sostengi sono stati combinati in modo tale da massimizzare le sollecitazioni sull'impalcato.

7.5 CARICHI ACCIDENTALI (Q_1)

Relativamente alle azioni accidentali da traffico, si assumono gli schemi di carichi mobili prescritti dal DM 14.01.08, norme tecniche per le costruzioni, al paragrafo 5.1.3.3.

Le verifiche a fatica vengono 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 a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto, nell'ipotesi di massima eccentricità.

7.6 AZIONE DI FRENAMENTO DEI VEICOLI (Q_3)

L'azione relativa al frenamento risulta trascurabile per il ponte in esame.

7.7 AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)

L'azione relativa alla forza centrifuga risulta trascurabile per il ponte in esame.

7.8 AZIONE DEL VENTO (Q_5)

Si considera una pressione cinetica pw = 2.0 kN/m^2 diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

H_{tot} = 6.22 m altezza totale della superficie esposta campata

Azione del vento risulta:

$q_v = 2$

x 6.22= 12.44 kN/m

L'altezza del baricentro dell'impalcato, rispetto ad intradosso trave, è pari a circa 1.50 m dunque l'azione del vento ha una braccio pari a: 3.11 m

Nasce dunque un'azione torcente trasversale sull'impalcato pari a:

M = 12.44 * 3.11= 38.69 kNm/m

7.9 AZIONI ECCEZIONALI

Le NTC2008 al 5.1.3.11 prescrivono di tenere in conto per il dimensionamento e le verifiche dell'impalcato anche di azioni eccezionali, quale è considerata l'azione d'urto di corpi galleggianti sull'impalcato. Poiché l'intradosso dell'impalcato si trova 1.3 m al di sopra dell'argine, anche durante eventi di piena eccezionale non si ritiene possibile che si verifichi l'urto di corpi galleggianti contro l'impalcato metallico.

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Le verifiche di sicurezza sono state condotte sulla trave ad altezza minore ed estese, a favore di sucrezza sulle altre travi.

7.10 TRAVI METALLICHE

7.10.1 Sollecitazioni

Nelle tabelle seguenti vengono evidenziate i singoli contributi di sollecitazioni provenienti da ognuna delle singole azioni. Per ogni sezione di verifica sono state eseguite le verifiche considerando le due combinazioni di carico che rispettivamente massimizzano le sollecitazioni in intradosso trave e in estradosso trave. Nelle tabelle delle sollecitazioni si è utilizzata la classica convenzione sui segni

Momento Positivo: tende le fibre inferiori

Momento Negativo: tende le fibre superiori

7.10.1.1 Sollecitazioni fondamentali SLU

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1119.77	0.00	**Strutt.**	0.00	1119.77	0.00
P.Port	0.00	376.59	0.00	**P.Port**	0.00	376.59	0.00
Ritiro	-5448.00	-133.83	4095.68	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	22.80	0.00	**Cedim.**	0.00	22.80	0.00
ΔT Diff	-5230.08	-73.45	2205.75	**ΔT Diff**	5230.08	73.45	-2205.75
Traffico	0.00	1380.27	0.00	**Traffico**	0.00	1380.27	0.00

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	207.71	8247.15	**Strutt.**	0.00	207.71	8247.15
P.Port	0.00	70.38	2681.96	**P.Port**	0.00	70.38	2681.96
Ritiro	-5448.00	-133.83	2222.13	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	22.80	312.45	**Cedim.**	0.00	22.80	312.45
ΔT Diff	-5230.08	-73.45	1177.42	**ΔT Diff**	5230.08	73.45	-1177.42
Traffico	0.00	622.21	11104.25	**Traffico**	0.00	622.21	11104.25

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-970.37	4985.03	**Strutt.**	0.00	-970.37	4985.03
P.Port	0.00	-325.08	1441.24	**P.Port**	0.00	-325.08	1441.24
Ritiro	-5448.00	-13.83	883.89	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	19.71	-542.15	**Cedim.**	0.00	19.71	-542.15
ΔT Diff	-5230.08	-73.45	442.89	**ΔT Diff**	5230.08	73.45	-442.89
Traffico	0.00	-908.55	10202.76	**Traffico**	0.00	-908.55	10202.76

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1387.96	-4432.32	**Strutt.**	0.00	-1387.96	-4432.32
P.Port	0.00	-465.33	-1465.55	**P.Port**	0.00	-465.33	-1465.55
Ritiro	-5448.00	-33.43	231.60	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	19.71	-650.58	**Cedim.**	0.00	19.71	-650.58
ΔT Diff	-5230.08	-12.53	116.89	**ΔT Diff**	5230.08	12.53	-116.89
Traffico	0.00	-1285.74	-8507.75	**Traffico**	0.00	-1285.74	-8507.75

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1805.86	-13218.07	**Strutt.**	0.00	-1805.86	-13218.07
P.Port	0.00	-605.64	-4411.20	**P.Port**	0.00	-605.64	-4411.20
Ritiro	-5448.00	-33.43	47.70	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	19.71	-759.01	**Cedim.**	0.00	19.71	-759.01
ΔT Diff	-5230.08	-12.53	47.96	**ΔT Diff**	5230.08	12.53	-47.96
Traffico	0.00	-1516.33	-10938.50	**Traffico**	0.00	-1516.33	-10938.50

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	2442.80	-24302.98	**Strutt.**	0.00	2442.80	-24302.98
P.Port	0.00	820.05	-8128.69	**P.Port**	0.00	820.05	-8128.69
Ritiro	-5448.00	0.00	-688.34	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	28.77	-867.44	**Cedim.**	0.00	28.77	-867.44
ΔT Diff	-5230.08	0.00	-356.02	**ΔT Diff**	5230.08	0.00	356.02
Traffico	0.00	1909.15	-15847.15	**Traffico**	0.00	1909.15	-15847.15

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1421.23	-7429.47	**Strutt.**	0.00	1421.23	-7429.47
P.Port	0.00	656.76	-3403.32	**P.Port**	0.00	656.76	-3403.32
Ritiro	-5448.00	0.00	-688.34	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	28.77	-683.30	**Cedim.**	0.00	28.77	-683.30
ΔT Diff	-5230.08	0.00	-356.02	**ΔT Diff**	5230.08	0.00	356.02
Traffico	0.00	1646.81	-9074.45	**Traffico**	0.00	1646.81	-9074.45

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	714.48	6238.31	**Strutt.**	0.00	714.48	6238.31
P.Port	0.00	330.16	2912.59	**P.Port**	0.00	330.16	2912.59
Ritiro	-5448.00	0.00	-688.34	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	28.77	-315.03	**Cedim.**	0.00	28.77	-315.03
ΔT Diff	-5230.08	0.00	-356.02	**ΔT Diff**	5230.08	0.00	356.02
Traffico	0.00	980.10	11658.27	**Traffico**	0.00	980.10	11658.27

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

CONDIZIONE DI MAX COMPRESSIONE				CONDIZIONE DI MAX TRAZIONE			
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)		N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	0.00	10861.00	**Strutt.**	0.00	0.00	10861.00
P.Port	0.00	0.00	5048.75	**P.Port**	0.00	0.00	5048.75
Ritiro	-5448.00	0.00	-688.34	**Ritiro**	0.00	0.00	0.00
Cedim.	0.00	28.77	57.27	**Cedim.**	0.00	28.77	57.27
ΔT Diff	-5230.08	0.00	-356.02	**ΔT Diff**	5230.08	0.00	356.02
Traffico	0.00	601.37	15462.13	**Traffico**	0.00	601.37	15462.13

7.10.1.2 Sollecitazioni per combinazione SLE Rara

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	829.46	0.00
P.Port	0.00	278.95	0.00
Ritiro	-4540.00	-111.52	3413.06
Cedim.	0.00	19.00	0.00
ΔT Diff	-4358.40	-61.21	1838.12
Traffico	0.00	1022.42	0.00

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	153.86	6109.00
P.Port	0.00	52.14	1986.64
Ritiro	-4540.00	-111.52	1851.78
Cedim.	0.00	19.00	260.37
ΔT Diff	-4358.40	-61.21	981.18
Traffico	0.00	460.89	8225.37

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-718.79	3692.62
P.Port	0.00	-240.80	1067.58
Ritiro	-4540.00	-11.52	736.57
Cedim.	0.00	16.43	-451.79
ΔT Diff	-4358.40	-61.21	369.08
Traffico	0.00	-673.00	7557.60

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1028.12	-3283.20
P.Port	0.00	-344.69	-1085.59
Ritiro	-4540.00	-27.86	193.00
Cedim.	0.00	16.43	-542.15
ΔT Diff	-4358.40	-10.44	97.41
Traffico	0.00	-952.40	-6302.04

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1337.67	-9791.17
P.Port	0.00	-448.62	-3267.56
Ritiro	-4540.00	-27.86	39.75
Cedim.	0.00	16.43	-632.51
ΔT Diff	-4358.40	-10.44	39.97
Traffico	0.00	-1123.20	-8102.59

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1809.48	-18002.20
P.Port	0.00	607.45	-6021.25
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-722.87
ΔT Diff	-4358.40	0.00	-296.69
Traffico	0.00	1414.18	-11738.63

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1052.77	-5503.31
P.Port	0.00	486.49	-2520.98
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-569.42
ΔT Diff	-4358.40	0.00	-296.69
Traffico	0.00	1219.86	-6721.81

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	529.25	4620.97
P.Port	0.00	244.57	2157.48
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-262.53
ΔT Diff	-4358.40	0.00	-296.69
Traffico	0.00	726.00	8635.76

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	0.00	8045.19
P.Port	0.00	0.00	3739.82
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	47.73
ΔT Diff	-4358.40	0.00	-296.69
Traffico	0.00	445.46	11453.43

7.10.1.3 Sollecitazioni combinazione SLE Frequente

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	829.46	0.00
P.Port	0.00	278.95	0.00
Ritiro	-4540.00	-111.52	3413.06
Cedim.	0.00	19.00	0.00
ΔT Diff	-3632.00	-51.01	1531.77
Traffico	0.00	766.82	0.00

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	153.86	6109.00
P.Port	0.00	52.14	1986.64
Ritiro	-4540.00	-111.52	1851.78
Cedim.	0.00	19.00	260.37
ΔT Diff	-3632.00	-51.01	817.65
Traffico	0.00	345.67	6169.03

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-718.79	3692.62
P.Port	0.00	-240.80	1067.58
Ritiro	-4540.00	-11.52	736.57
Cedim.	0.00	16.43	-451.79
ΔT Diff	-3632.00	-51.01	307.57
Traffico	0.00	-504.75	5668.20

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1028.12	-3283.20
P.Port	0.00	-344.69	-1085.59
Ritiro	-4540.00	-27.86	193.00
Cedim.	0.00	16.43	-542.15
ΔT Diff	-3632.00	-8.70	81.17
Traffico	0.00	-714.30	-4726.53

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1337.67	-9791.17
P.Port	0.00	-448.62	-3267.56
Ritiro	-4540.00	-27.86	39.75
Cedim.	0.00	16.43	-632.51
ΔT Diff	-3632.00	-8.70	33.31
Traffico	0.00	-842.40	-6076.94

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1809.48	-18002.20
P.Port	0.00	607.45	-6021.25
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-722.87
ΔT Diff	-3632.00	0.00	-247.24
Traffico	0.00	1060.64	-8803.97

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1052.77	-5503.31
P.Port	0.00	486.49	-2520.98
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-569.42
ΔT Diff	-3632.00	0.00	-247.24
Traffico	0.00	914.89	-5041.36

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	529.25	4620.97
P.Port	0.00	244.57	2157.48
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	-262.53
ΔT Diff	-3632.00	0.00	-247.24
Traffico	0.00	544.50	6476.82

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	0.00	8045.19
P.Port	0.00	0.00	3739.82
Ritiro	-4540.00	0.00	-573.62
Cedim.	0.00	23.98	47.73
ΔT Diff	-3632.00	0.00	-247.24
Traffico	0.00	334.09	8590.07

7.10.1.4 Sollecitazioni per combinazione allo stato limite di fatica SLF

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	829.46	0.00
P.Port	0.00	278.95	0.00
Traffico	0.00	281.00	0.00
	0.00	-38.00	0.00

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	153.86	6109.00
P.Port	0.00	52.14	1986.64
Traffico	0.00	157.00	2248.57
	0.00	-90.00	-532.13

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-718.79	3692.62
P.Port	0.00	-240.80	1067.58
Traffico	0.00	61.64	-1045.25
	0.00	-201.88	1950.67

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1028.12	-3283.20
P.Port	0.00	-344.69	-1085.59
Traffico	0.00	31.31	-1254.31
	0.00	-240.22	1323.27

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	-1337.67	-9791.17
P.Port	0.00	-448.62	-3267.56
Traffico	0.00	10.47	-1463.36
	0.00	-272.34	489.18

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1809.48	-18002.20
P.Port	0.00	607.45	-6021.25
Traffico	0.00	-27.89	-1672.41
	0.00	304.15	363.54

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	1052.77	-5503.31
P.Port	0.00	486.49	-2520.98
Traffico	0.00	-27.89	-1250.88
	0.00	276.93	633.75

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	529.25	4620.97
P.Port	0.00	244.57	2157.48
Traffico	0.00	-64.58	-893.85
	0.00	210.23	2404.23

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutt.	0.00	0.00	8045.19
P.Port	0.00	0.00	3739.82
Traffico	0.00	-135.64	-532.92
	0.00	135.64	3012.67

7.10.2 Verifiche di sicurezza

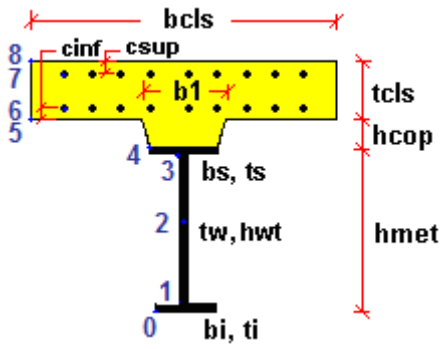
Notazioni adottate nelle tabelle di verifica

Nelle tabelle di verifica estratte dal programma Ponti Ec4 la convenzione sui segni del momento è invertita rispetto alla consuetudine.

Momento positivo : tende le fibre superiori

Momento negativo: tende le fibre inferiori

Le tensioni sulla sezione riportate nelle tabelle di verifica sono riferite ai seguenti punti di controllo della sezione



Nelle tabelle di verifica, le sollecitazioni sono raggruppate nelle seguenti fasi:

FASE1 (F1): Pesi strutturali

FASE2a (F2a): Pesi permanenti

FASE2b (F2b): Ritiro

FASE2c (F2c): Cedimenti, variazione termica stagionale, Spinta delle terre e sovraccarico

FASE3a (F3a): Variazione termica giornaliera

FASE3b (F3b): Traffico, frenatura e vento

7.10.2.1 Verifiche di resistenza SLU

Le tensioni nelle verifiche sezionali sono riportate in MPa. Le tesioni limite per le sezioni in classe 3 e 4 sono le seguenti:

CLS: = 18.13 MPa

Acciao t≤40 = 338 MPa

t>40 = 319 MPa

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

- <u>Preclassificazione della sezione:</u>

<u>Condizione di massima trazione – Verifica Plastica:</u>

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	143.55	2248	-0.06	-0.69	1
Piattabanda superiore	13.04				1
Piattabanda inferiore	11.18				1
Classe della sezione					**1**

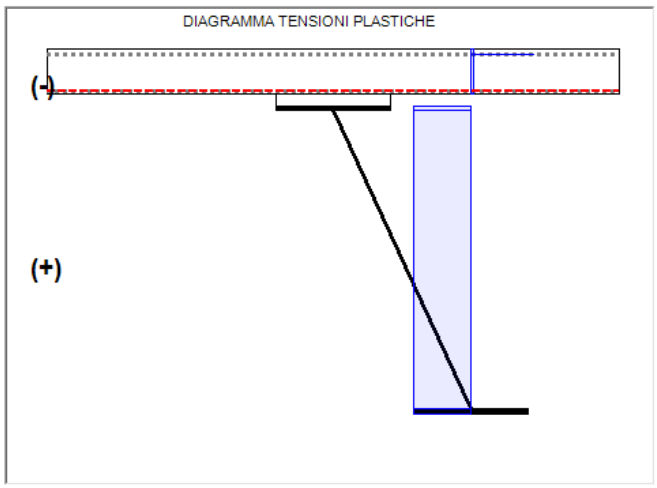
=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	-6.3E+6	NEd	-1.07E+7
NRd	-8.32E+7	MRd	-4.38E+7	MEd	-6.3E+6
				MRd	-4.57E+7
NEd/NRd	**0.128**	MEd/MRd	**0.144**	MEd/MR	**0.138**

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0



Condizione di massima compressione

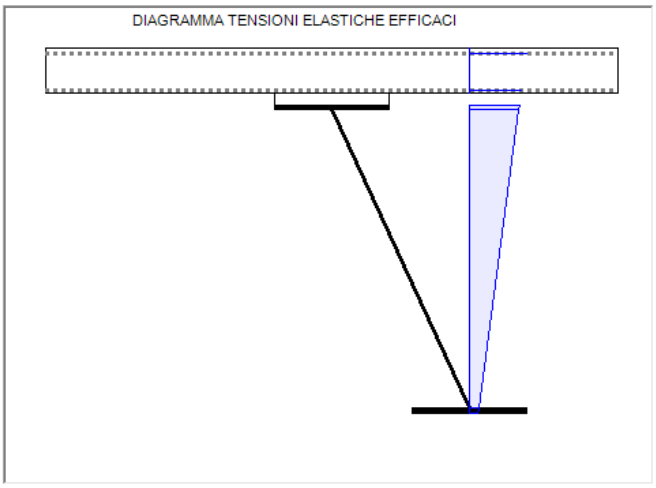
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	143.55	2143	1.01	5.51	4
Piattabanda superiore	13.04				1
Piattabanda inferiore	11.18				3
Classe della sezione					**4**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.23E+6	MEd	2.21E+6	NEd	5.23E+6
NRd	6.15E+7	MRd	4.07E+7	MEd	2.21E+6
				MRd	4.13E+7
NEd/NRd	**0.085**	MEd/MRd	**0.054**	MEd/MR	**0.053**

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



Tensioni sulla sezione: Condizione massima compresisone

	F1	F2a	F.	F2b	F.	F2c	F.	F3a	F.	F3b	F.	F3 tot
σ 8	0	0		0		0		0		0		0
σ 7	0	0		0		0		43.3		0		43.3
σ 6	0	0		0		0		39.4		0		39.4
σ 5	0	0		0		0		0		0		0
σ 4	0	0		0		0		38		0		38
σ 3	0	0		0		0		37.5		0		37.5
σ 2	0	0		0		0		30.9		0		30.9
σ 1	0	0		0		0		6.8		0		6.8
σ 0	0	0		0		0		6.3		0		6.3

38<355/1.05=338 Verificato

Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 8.608E+6 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
143.551	>	59.931

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.197 Isl= 0E+00 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 0

Epsw= 0.814 Ktau= 8.13

Resistenza Shear Buckling

$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$	= 3.783E+6 N
$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$	= 3.436E+6 N
$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$	= 3.462E+5 N

chiw= 0.502 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.654 MEd,eq= 1.187E+7 Nm

c= 738.586 Mf,Rd= 2.712E+7 Nm

taucr= 74.96 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.438

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.87 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.44<1 \qquad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.95 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

- <u>Preclassificazione della sezione – Verifica Plastica:</u>

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	143.55	2248	-0.06	-1.51	1
Piattabanda superiore	13.04				1
Piattabanda inferiore	11.18				1
Classe della sezione					**1**

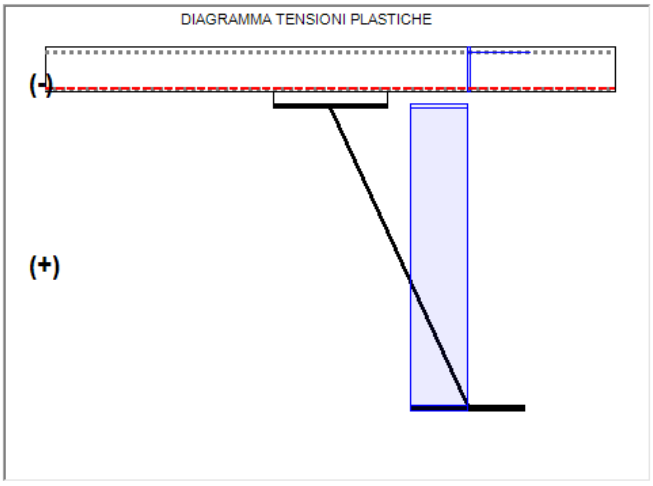
=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	-2.57E+7	NEd	-1.07E+7
NRd	-8.44E+7	MRd	-4.38E+7	MEd	-2.57E+7
				MRd	-4.57E+7
NEd/NRd	**0.127**	MEd/MRd	**0.587**	MEd/MR	**0.563**

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.383



Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = **8.608E+6 N**

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
143.551	>	59.931

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.197 Isl= 0E+00 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 0

Epsw= 0.814 Ktau= 8.13

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = **3.617E+6 N**

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 3.436E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 1.802E+5 N

chiw= 0.502 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.654 MEd= -2.117E+7 Nm

c= 738.586 Mf,Rd= -2.782E+7 Nm

taucr= 74.96 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.761

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = **0.3 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)**

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.76<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.32 <= 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

- Preclassificazione della sezione – Verifica Plastica:

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	143.55	2248	-0.06	-1.38	1
Piattabanda superiore	13.04				1
Piattabanda inferiore	11.18				1
Classe della sezione					**1**

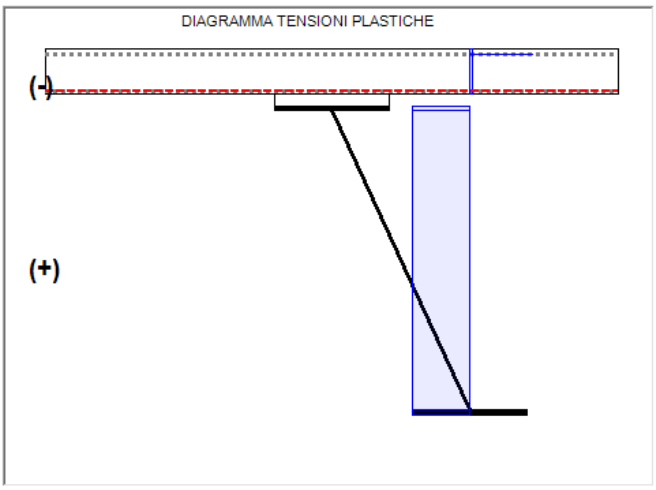
=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	-1.74E+7	NEd	-1.07E+7
NRd	-8.44E+7	MRd	-4.38E+7	MEd	-1.74E+7
				MRd	-4.57E+7
NEd/NRd	**0.127**	MEd/MRd	**0.397**	MEd/MR	**0.381**

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.231



Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = **8.608E+6 N**

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
143.551	>	59.931

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.197 Isl= 0E+00 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 0

Epsw= 0.814 Ktau= 8.13

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = **3.731E+6 N**

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 3.436E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 2.943E+5 N

chiw= 0.502 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.654 MEd= -1.741E+7 Nm

c= 738.586 Mf,Rd= -3.114E+7 Nm

taucr= 74.96 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.559

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = **0.67 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)**

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.56<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.73 > 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Altezza trave: 2425mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

- Preclassificazione della sezione

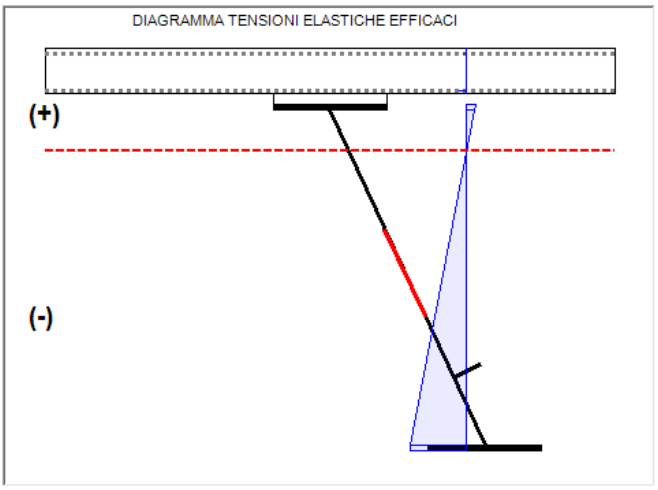
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	129.71	2523	1.05	-0.19	4
Piattabanda superiore	12.97				1
Piattabanda inferiore	9.72				3
Classe della sezione					**4**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	1.47E+7	NEd	-1.07E+7
NRd	-1.07E+8	MRd	5.74E+7	MEd	1.47E+7
				MRd	5.5E+7
NEd/NRd	**0.1**	MEd/MRd	**0.256**	MEd/MR	**0.268**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 3
Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.165



Tensioni sulla sezione: Condizione massima trazione

	F1	F2a	F.	F2b	F.	F2c	F.	F3a	F.	F3b	F.	F3 tot
σ 8	0	0		0		0		0		0		0
σ 7	0	5.1		0		2.3		22.8		29.6		59.8
σ 6	0	3.5		0		1.5		22.7		20.2		48
σ 5	0	0		0		0		0		0		0
σ 4	55.7	2.9		0		1.3		22.7		16.7		99.2
σ 3	54.4	2.7		0		1.2		22.7		15.6		96.5
σ 2	0	0		0		0		22.6		0		22.6
σ 1	-47.5	-11.9		0		-5.3		22.2		-69.2		-111.7
σ 0	-49.3	-12.2		0		-5.4		22.2		-70.6		-115.2

115.2<355/1.05=338 Verificato

Tensioni sulla sezione: Condizione massima compressione

	F1	F2a	F.	F2b	F.	F2c	F.	F3a	F.	F3b	F.	F3 tot
σ 8	0	0		0		0		0		0		-0.2

σ 7	0	4.9	-24.6	2.2	-23.2	28.3	-11.8
σ 6	0	3.2	-24.7	1.4	-23.5	18.6	-22.3
σ 5	0	0	0	0	0	0	-2.1
σ 4	52.3	2.6	-24.8	1.1	-23.6	14.9	26
σ 3	51.1	2.4	-24.8	1.1	-23.7	13.8	23.6
σ 2	0	0	-25.1	0	-24.1	0	-31.1
σ 1	-45.6	-12.7	-26.5	-5.6	-26.4	-73.4	-167.8
σ 0	-47.3	-12.9	-26.6	-5.7	-26.4	-74.9	-171.1

171.1<355/1.05=338 Verificato

Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 1.215E+7 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
129.712	>	75.743

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.06 Isl= 4.799E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 15.019

Epsw= 0.814 Ktau= 12.986

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 7.119E+6 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 6.786E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 3.334E+5 N

chiw= 0.702 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.182 MEd,eq= 2.053E+7 Nm

c= 729.342 Mf,Rd= 3.201E+7 Nm

taucr= 146.65 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.641

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.49 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.64<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.51 > 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

- Preclassificazione della sezione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

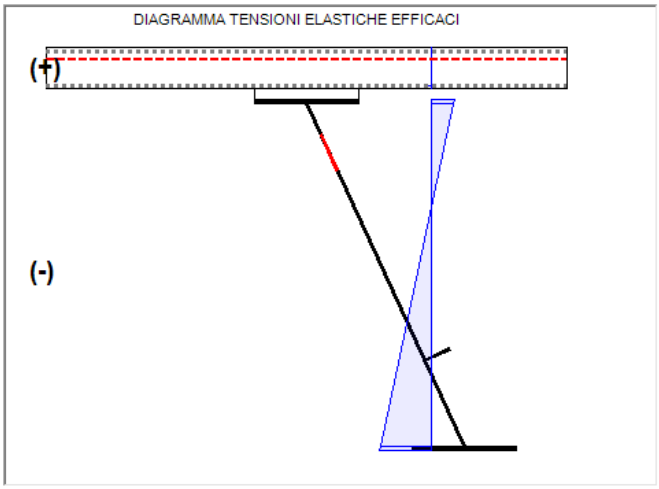
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	144.86	2798	1.05	-0.45	4
Piattabanda superiore	12.97				1
Piattabanda inferiore	9.72				3
Classe della sezione					**4**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	2.92E+7	NEd	-1.07E+7
NRd	-1.09E+8	MRd	6.58E+7	MEd	2.92E+7
				MRd	6.28E+7
NEd/NRd	**0.098**	MEd/MRd	**0.444**	MEd/MR	**0.466**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 3

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.427



Tensioni sulla sezione: Condizione massima trazione

	F1	F2a	F.	F2b	F.	F2c	F.	F3a	F.	F3b	F.	F3 tot
σ 8	0	0		0		0		0		0		0
σ 7	0	13.6		0		2.3		22		33.7		71.6
σ 6	0	9.7		0		1.7		22		24		57.4
σ 5	0	0		0		0		0		0		0
σ 4	144	8.2		0		1.4		22		20.3		196
σ 3	141	7.8		0		1.3		22		19.2		191.3
σ 2	0	0		0		0		22.1		0		22.1
σ 1	-124.3	-31.5		0		-5.4		22.3		-78.2		-217.2
σ 0	-128.4	-32.1		0		-5.5		22.3		-79.7		-223.4

223.4<355/1.05=338 Verificato

Tensioni sulla sezione: Condizione massima compressione

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot
σ 8	0	0	0	0	0	0	0.6
σ 7	0	13.4	-23	2.3	-22.1	33.2	-2.2
σ 6	0	9.4	-23.2	1.6	-22.3	23.3	-14.7
σ 5	0	0	0	0	0	0	-1.4
σ 4	141.2	7.9	-23.3	1.4	-22.4	19.6	121.7
σ 3	138.2	7.4	-23.3	1.3	-22.4	18.4	117.3
σ 2	0	0	-23.7	0	-22.7	0	-29.9
σ 1	-124.6	-32.8	-25.3	-5.6	-24.2	-81.3	-271.8
σ 0	-128.6	-33.4	-25.3	-5.7	-24.3	-82.8	-277.7

277.7<355/1.05=338 Verificato

Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 1.357E+7 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
144.859	>	79.51

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 0.949 Isl= 4.799E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 17.243

Epsw= 0.814 Ktau= 14.31

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 7.123E+6 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 7.123E+6 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 N

chiw= 0.66 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.258 MEd,eq= 3.936E+7 Nm

c= 721.049 Mf,Rd= 3.444E+7 Nm

taucr= 129.57 N/mm^2 MEd/MfRd= 1.143

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.61 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 1.14>1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.61 > 0.5

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1-\frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2$$ = 0.844<=1.0

$$\eta_I = \max\left(\eta_{i,}\right)$$ = 0.821

VERIFICA SODDISFATTA

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x40 mm

Spessore anima: 25mm

Piattabanda inferiore: 1000x60 mm

- Preclassificazione della sezione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

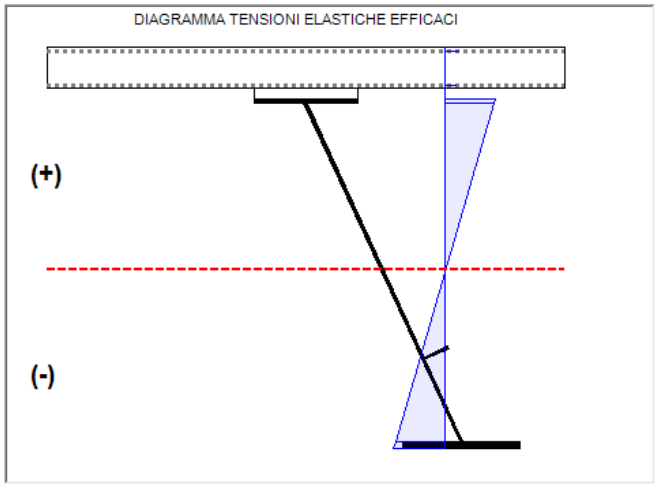
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	114.57	2791	1.05	-0.99	4
Piattabanda superiore	9.66				1
Piattabanda inferiore	7.27				1
Classe della sezione					**4**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.23E+6	MEd	4.88E+7	NEd	5.23E+6
NRd	1.23E+8	MRd	9.33E+7	MEd	4.88E+7
				MRd	9.51E+7
NEd/NRd	**0.042**	MEd/MRd	**0.523**	MEd/MR	**0.513**

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.59



Tensioni sulla sezione: Condizione massima compresisone

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot
σ 8	0	0	0	0	0	0	0
σ 7	0	17.2	-14.6	1.8	-14.7	33.4	23.1
σ 6	0	12.3	-15.1	1.3	-15	24.1	7.7
σ 5	0	0	0	0	0	0	0
σ 4	199	10.5	-15.3	1.1	-15.1	20.5	200.9
σ 3	193.8	9.8	-15.4	1	-15.1	19.1	193.2
σ 2	0	0	-16.3	0	-15.6	0	-31.9
σ 1	-147.5	-38.1	-20	-4.1	-17.7	-74.3	-301.7
σ 0	-155.3	-39.2	-20.1	-4.2	-17.8	-76.5	-313.1

313.1<355/1.05=338 Verificato

Tensioni sulla sezione: Condizione massima trazione

σ 8	0	0	0	0	0	0	0
σ 7	0	17.2	0	1.8	14.7	33.5	67.2
σ 6	0	12.4	0	1.3	14.9	24.1	52.8
σ 5	0	0	0	0	0	0	0
σ 4	199.2	10.6	0	1.1	15	20.6	246.5
σ 3	193.9	9.8	0	1	15.1	19.2	239
σ 2	0	0	0	0	15.6	0	15.6
σ 1	-147	-37.9	0	-4	17.5	-73.8	-245.2
σ 0	-154.9	-39	0	-4.2	17.6	-75.9	-256.3

256.3<355/1.05=338 Verificato

Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 1.677E+7 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
114.566	>	77.272

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 0.96 Isl= 5.424E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 11.276

Epsw= 0.814 Ktau= 13.516

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 1.082E+7 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 1.082E+7 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 N

chiw= 0.811 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.024 MEd,eq= 6.517E+7 Nm

c= 753.097 Mf,Rd= 5.461E+7 Nm

taucr= 195.66 N/mm^2 MEd/MfRd= 1.193

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.53 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 1.19>1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.53 > 0.5

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1-\frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2$$ = 0.983<=1.0

$$\eta_i = \max\left(\eta_i\right)$$ = 0.981

VERIFICA SODDISFATTA

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

- Preclassificazione della sezione

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

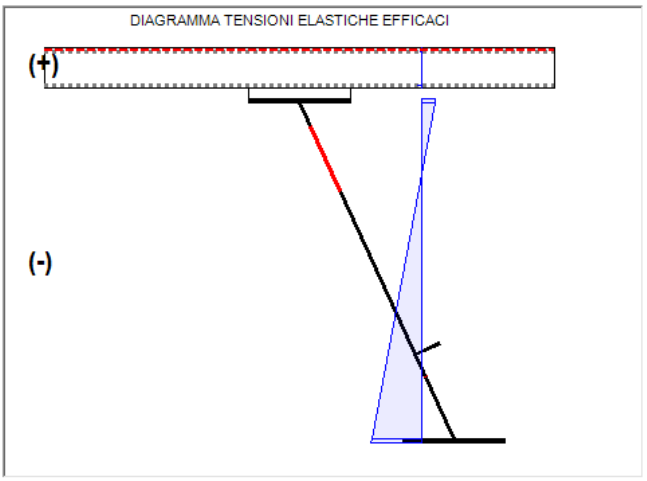
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	144.86	2798	1.05	-0.28	4
Piattabanda superiore	12.97				1
Piattabanda inferiore	9.72				3
Classe della sezione					**4**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.07E+7	MEd	2.16E+7	NEd	-1.07E+7
NRd	-1.09E+8	MRd	6.58E+7	MEd	2.16E+7
				MRd	6.28E+7
NEd/NRd	**0.098**	MEd/MRd	**0.329**	MEd/MR	**0.345**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 3

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.24



Tensioni sulla sezione: Condizione massima compresisone

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot
σ 8	0	0	0	0	0	0	0.1
σ 7	0	10.2	-21.1	2	-21.1	27.1	-5.5
σ 6	0	7	-22.1	1.4	-21.8	18.8	-17.1
σ 5	0	0	0	0	0	0	-1.7
σ 4	77.9	5.9	-22.4	1.2	-22.1	15.6	56.4
σ 3	76.3	5.5	-22.6	1.1	-22.2	14.7	53.4
σ 2	0	0	-24.3	0	-23.3	0	-30.4
σ 1	-68.9	-25.9	-32.6	-5.2	-29	-69	-208.5
σ 0	-71.1	-26.4	-32.8	-5.3	-29.1	-70.3	-212.5

212.5<355/1.05=338 Verificato

Tensioni sulla sezione: Condizione massima trazione

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot
σ 8	0	0	0	0	0	0	0
σ 7	0	10.5	0	2.1	20.7	27.9	61.3
σ 6	0	7.5	0	1.5	21.1	19.9	50
σ 5	0	0	0	0	0	0	0
σ 4	80.9	6.3	0	1.3	21.3	16.8	126.6
σ 3	79.2	6	0	1.2	21.3	15.9	123.6
σ 2	0	0	0	0	22.1	0	22.1
σ 1	-70.2	-24.5	0	-4.9	25.4	-65.2	-139.4
σ 0	-72.4	-24.9	0	-5	25.4	-66.5	-143.4

143.4<355/1.05=338 Verificato

Verifica a Taglio

Nella verifica a taglio, il taglio resistente lungo l'asse dell'anima è proiettanto, a favore di sicurezza, sulla verticale. Ogni coefficiente di sicurezza pertanto è ottenuto considerando un taglio Vrd x cos 24.8

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 1.357E+7 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
144.859	>	73.434

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.122 Isl= 4.799E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 12.345

Epsw= 0.814 Ktau= 12.207

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 6.713E+6 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 6.579E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 1.343E+5 N

chiw= 0.609 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.362 MEd,eq= 2.928E+7 Nm

c= 852.149 Mf,Rd= 3.444E+7 Nm

taucr= 110.52 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.85

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.62 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.85<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.63 > 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

- Preclassificazione della sezione – Verifica Plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	207.34	2802	-0.05	-2.91	1
Piattabanda superiore	13.08				1
Piattabanda inferiore	11.21				1
Classe della sezione					**1**

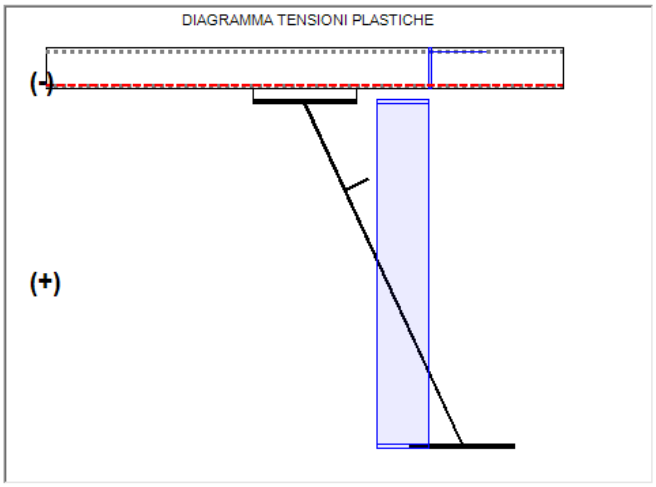
=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.23E+6	MEd	-2.09E+7	NEd	5.23E+6
NRd	6.28E+7	MRd	-5.44E+7	MEd	-2.09E+7
				MRd	-5.3E+7
NEd/NRd	**0.083**	MEd/MRd	**0.384**	MEd/MR	**0.393**

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.224



Verifica a Taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 9.519E+6 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
207.335	>	83.546

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 0.947 Isl= 3.835E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 32.594

Epsw= 0.814 Ktau= 15.8

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 3.926E+6 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 3.668E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 2.581E+5 N

chiw= 0.484 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.714 MEd= -2.085E+7 Nm

c= 724.055 Mf,Rd= -3.259E+7 Nm

taucr= 69.83 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.64

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.58 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.64<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.62 > 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

- Preclassificazione della sezione – Verifica Plastica

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	207.34	2802	-0.05	-2.35	1
Piattabanda superiore	13.08				1
Piattabanda inferiore	11.21				1
Classe della sezione					**1**

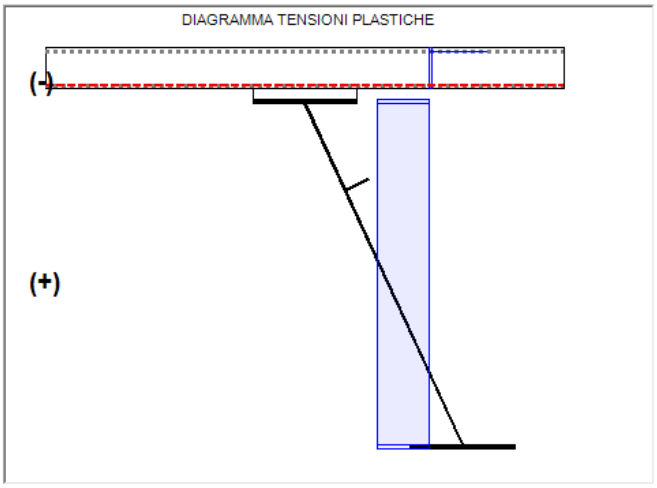
=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.23E+6	MEd	-3.18E+7	NEd	5.23E+6
NRd	6.28E+7	MRd	-5.44E+7	MEd	-3.18E+7
				MRd	-5.3E+7
NEd/NRd	**0.083**	MEd/MRd	**0.585**	MEd/MR	**0.6**

=> Verifica plastica SODDISFATTA

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

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.39



Verifica a Taglio

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = **9.519E+6 N**

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
207.335	>	83.546

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 0.947 Isl= 3.835E+7 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 32.594

Epsw= 0.814 Ktau= 15.8

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = **3.689E+6 N**

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 3.668E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 2.139E+4 N

chiw= 0.484 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.714 MEd= -3.179E+7 Nm

c= 724.055 Mf,Rd= -3.259E+7 Nm

taucr= 69.83 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.975

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.19 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.98<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.19 <= 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

7.10.2.2 Verifiche Tensionali SLE Rara

Le tensioni limite di riferimento sono le seguenti:

CLS: 0.6 fck = 19.20 MPa

Acciao: t ≤ 40 = 355 MPa

t > 40 = 335 MPa

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-4.4	4.4	0.23
σ 7	0	0	-46	0	-36.1	0	-46.4	46.4	0.13
σ 6	0	0	-40	0	-32.9	0	-39	39	0.11
σ 5	0	0	0	0	0	0	-3.6	3.6	0.19
σ 4	0	0	-37.8	0	-31.6	0	-36.2	36.2	0.1
σ 3	0	0	-37.1	0	-31.3	0	-35.3	90.4	0.25
σ 2	0	0	-26.8	0	-25.8	0	-30.3	99.9	0.28
σ 1	0	0	10.5	0	-5.7	0	24.2	69.3	0.2
σ 0	0	0	11.3	0	-5.2	0	25.2	25.2	0.07
τ 4	0	0.1	-0.1	0	0	0.5	0.7	0	0
τ 3	17.5	7.2	-2.9	0.5	-1.6	26.4	48	0	0
τ 2	24.4	7.4	-3	0.5	-1.6	27.1	55	0	0
τ 1	18.7	4.9	-2	0.3	-1.1	17.9	37.5	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

99.9<355 Verificato

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-7.4	7.4	0.38
σ 7	0	-11.1	-37.2	-1.5	-31.3	-46.1	-64.1	64.1	0.18
σ 6	0	-7.7	-34	-1	-29.6	-31.8	-46.1	46.1	0.13
σ 5	0	0	0	0	0	0	-4.5	4.5	0.23
σ 4	-95.9	-6.4	-32.8	-0.8	-28.9	-26.3	-135.1	135.1	0.38
σ 3	-93.3	-6	-32.4	-0.8	-28.7	-24.7	-130.5	132.4	0.37
σ 2	0	0	-26.8	0	-25.8	0	-29.7	38.5	0.11
σ 1	85	21.7	-6.6	2.8	-15	89.9	192.1	192.7	0.54
σ 0	88	22.2	-6.2	2.9	-14.8	91.8	197.5	197.5	0.56
τ 4	0	0	-0.1	0	0	0.2	0.2	0	0
τ 3	3.2	1.3	-2.9	0.5	-1.6	11.9	12.8	0	0
τ 2	4.5	1.4	-3	0.5	-1.6	12.2	14.1	0	0
τ 1	3.5	0.9	-2	0.3	-1.1	8.1	9.3	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

192.7<355 Verificato

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-5.8	5.8	0.3
σ 7	0	-6	-31	2.5	-27.8	-35.3	-48.9	48.9	0.14
σ 6	0	-4.1	-29.7	1.7	-27.2	-24.3	-38.2	38.2	0.11
σ 5	0	0	0	0	0	0	-3.9	3.9	0.2
σ 4	-58	-3.4	-29.2	1.4	-26.9	-20.1	-92.2	92.2	0.26
σ 3	-56.4	-3.2	-29	1.4	-26.9	-18.9	-89.4	111	0.31
σ 2	0	0	-26.8	0	-25.8	0	-29.7	81.8	0.23
σ 1	51.4	11.7	-18.8	-4.9	-21.7	68.8	103.7	116.3	0.33
σ 0	53.2	11.9	-18.6	-5	-21.6	70.3	107	107	0.3
τ 4	0	-0.1	0	0	0	-0.3	-0.5	0	0
τ 3	-15.2	-6.2	-0.3	0.4	-1.6	-14.5	-38	0	0
τ 2	-21.1	-6.4	-0.3	0.4	-1.6	-14.9	-44	0	0
τ 1	-16.2	-4.2	-0.2	0.3	-1.1	-9.8	-30.3	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

116.3<355 Verificato

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Altezza trave: 2425mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-0.4	0.4	0.02
σ 7	0	3.8	-20.1	1.9	-19	21.9	-10.9	10.9	0.03
σ 6	0	2.6	-19.9	1.3	-18.9	15.1	-17.7	17.7	0.05
σ 5	0	0	0	0	0	0	-1.6	1.6	0.08
σ 4	41.3	2.1	-19.8	1.1	-18.9	12.5	21.1	21.1	0.06
σ 3	40.3	2	-19.8	1	-18.8	11.7	19.3	71.1	0.2
σ 2	0	0	-19.4	0	-18.7	0	-24.7	86	0.24
σ 1	-34.6	-8.6	-17.9	-4.3	-17.9	-50	-117	128.5	0.36
σ 0	-35.9	-8.8	-17.9	-4.4	-17.9	-51.1	-119.3	119.3	0.34
τ 4	0	-0.2	0	0	0	-0.4	-0.7	0	0
τ 3	-13.9	-6.5	-0.5	0.3	-0.2	-17.9	-39.5	0	0
τ 2	-21.9	-6.6	-0.5	0.3	-0.2	-18.3	-47.6	0	0
τ 1	-16	-4	-0.3	0.2	-0.1	-11.1	-30.7	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

128.5<355 Verificato

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ 7	0	10	-19.1	1.9	-18.3	24.9	-0.5	0.5	0
σ 6	0	7.2	-19	1.4	-18.3	17.9	-10.8	10.8	0.03
σ 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ 4	106.9	6.1	-19	1.2	-18.3	15.2	92.2	92.2	0.26
σ 3	104.7	5.8	-19	1.1	-18.3	14.4	88.7	116.9	0.33
σ 2	0	0	-18.9	0	-18.2	0	-37.1	100.8	0.28
σ 1	-90.6	-22.8	-18.7	-4.4	-17.9	-56.5	-210.9	218.8	0.62
σ 0	-93.6	-23.2	-18.7	-4.5	-17.9	-57.6	-215.4	215.4	0.61
τ 4	0	-0.2	0	0	0	-0.5	-0.7	0	0
τ 3	-15.7	-7.7	-0.5	0.3	-0.2	-19.2	-43.9	0	0
τ 2	-25.8	-7.9	-0.5	0.3	-0.2	-19.7	-54.1	0	0
τ 1	-18.3	-4.6	-0.3	0.2	-0.1	-11.5	-33.8	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

218.8<355 Verificato

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x40 mm

Spessore anima: 25mm

Piattabanda inferiore: 1000x60 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ 7	0	12.7	-12.2	1.5	-12.2	24.8	14.6	14.6	0.04
σ 6	0	9.2	-12.5	1.1	-12.4	18	3.3	3.3	0.01
σ 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ 4	147.8	7.9	-12.7	0.9	-12.5	15.4	146.9	146.9	0.41
σ 3	143.9	7.4	-12.7	0.9	-12.5	14.3	141.3	161.6	0.46
σ 2	0	0	-13.4	0	-12.9	0	-26.3	100.9	0.28
σ 1	-107.6	-27.5	-16	-3.3	-14.2	-53.6	-222.3	232.7	0.69
σ 0	-113.4	-28.3	-16.1	-3.4	-14.3	-55.2	-230.7	230.7	0.69
τ 4	0	0.3	0	0	0	0.6	0.9	0	0
τ 3	17	8.2	0	0.3	0	19	45.3	0	0
τ 2	27.8	8.4	0	0.3	0	19.5	56.2	0	0
τ 1	21.8	5.5	0	0.2	0	12.8	39.7	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

232.7<355 Verificato

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-0.1	0.1	0.01
σ 7	0	7.8	-17.2	1.8	-17.3	20.7	-6	6	0.02
σ 6	0	5.6	-17.7	1.3	-17.5	14.8	-13.7	13.7	0.04
σ 5	0	0	0	0	0	0	-1.3	1.3	0.07
σ 4	60.1	4.7	-17.9	1.1	-17.6	12.6	43.5	43.5	0.12
σ 3	58.8	4.5	-17.9	1	-17.7	12	41.3	85.2	0.24
σ 2	0	0	-18.9	0	-18.2	0	-24.2	91.7	0.26
σ 1	-50.9	-17.6	-22.9	-4	-20.3	-46.9	-146.2	155.9	0.44
σ 0	-52.6	-17.9	-23	-4	-20.3	-47.8	-149.1	149.1	0.42
τ 4	0	0.2	0	0	0	0.5	0.8	0	0
τ 3	12.4	8.3	0	0.4	0	20.8	43	0	0
τ 2	20.3	8.5	0	0.4	0	21.4	51.1	0	0
τ 1	14.4	5	0	0.2	0	12.5	31.2	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

155.9<355 Verificato

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-5.6	5.6	0.29
σ 7	0	-9.3	-23.7	1.1	-23.9	-37.4	-47.4	47.4	0.13
σ 6	0	-6.9	-24.4	0.8	-24.2	-27.7	-39.1	39.1	0.11
σ 5	0	0	0	0	0	0	-4.1	4.1	0.21
σ 4	-56.1	-6	-24.6	0.7	-24.4	-24	-92.1	92.1	0.26
σ 3	-54.9	-5.7	-24.7	0.7	-24.4	-22.9	-90	108.1	0.3
σ 2	0	0	-26.2	0	-25.2	0	-29.9	73.9	0.21
σ 1	50.3	18.8	-31.2	-2.3	-27.8	75.1	99.1	108.5	0.31
σ 0	51.7	19.1	-31.3	-2.3	-27.8	76.4	101.7	101.7	0.29
τ 4	0	0.1	0	0	0	0.3	0.5	0	0
τ 3	9.9	5.8	0	0.6	0	17.3	34.6	0	0
τ 2	14.2	6	0	0.6	0	17.9	39.1	0	0
τ 1	10.6	3.9	0	0.4	0	11.6	25.5	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

108.5<355 Verificato

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

	F1	F2a F.	F2b F.	F2c F.	F3a F.	F3b F.	F3 tot	Sig Id	c. u.
σ 8	0	0	0	0	0	0	-6.8	6.8	0.35
σ 7	0	-16.2	-23.7	-0.2	-23.9	-49.6	-57.4	57.4	0.16
σ 6	0	-12	-24.4	-0.2	-24.2	-36.7	-44.9	44.9	0.12
σ 5	0	0	0	0	0	0	-4.6	4.6	0.24
σ 4	-97.7	-10.4	-24.6	-0.1	-24.4	-31.9	-137.8	137.8	0.39
σ 3	-95.7	-9.9	-24.7	-0.1	-24.4	-30.4	-134.3	135.8	0.38
σ 2	0	0	-26.2	0	-25.2	0	-29.9	36.1	0.1
σ 1	87.5	32.5	-31.2	0.4	-27.8	99.6	175.1	175.5	0.49
σ 0	90	33.1	-31.3	0.4	-27.8	101.3	179.2	179.2	0.5
τ 4	0	0	0	0	0	0.2	0.2	0	0
τ 3	0	0	0	0.6	0	10.6	11.7	0	0
τ 2	0	0	0	0.6	0	11	11.7	0	0
τ 1	0	0	0	0.4	0	7.1	7	0	0
τ 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

179.2<355 Verificato

7.10.2.3 Verifiche di Web Breathing SLE Frequente

La verifica consiste nel controllo dell'imbozzamento del pannelli d'anima in esercizio in accordo ad EN 1994-2, 7.2.3, che rimanda ad EN 1993-2, 7.4.

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2296.8
Sigma,sup	-33.97
Sigma,inf	21.82
Sigma,Ed	33.97
Tau,Ed	41.12
SigCr(P)	146.49
SigCr(C)	6.42
Csi	1
SigCr	146.49
KTau	8.13
KTausl	0
Web Bre...	0.646
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.646

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2296.8
Sigma,sup	-132.24
Sigma,inf	171.04
Sigma,Ed	132.24
Tau,Ed	9.65
SigCr(P)	289.99
SigCr(C)	6.42
Csi	1
SigCr	289.99
KTau	8.13
KTausl	0
Web Bre...	0.478
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.478

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Altezza trave: 2150mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 16mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2296.8
Sigma,sup	-91.99
Sigma,inf	88.19
Sigma,Ed	91.99
Tau,Ed	33.94
SigCr(P)	210.47
SigCr(C)	6.42
Csi	1
SigCr	210.47
KTau	8.13
KTausl	0
Web Bre...	0.663
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.663

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Altezza trave: 2425mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2594.2
Sigma,sup	16.53
Sigma,inf	-112.83
Sigma,Ed	112.83
Tau,Ed	35.24
SigCr(P)	869.8
SigCr(C)	827.55
Csi	0.051
SigCr	831.76
KTau	12.99
KTausl	15.02
Web Bre...	0.297
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2060	534.3
Sigma,sup	16.53	-86.19
Sigma,inf	-86.19	-112.83
Sigma,Ed	86.19	112.83
Tau,Ed	35.24	35.24
Sigcr0E	17.91	266.25
psi	-0.192	0.764
KSig	9.4	4.5
Sigcr	167.92	1203.63
KTau	7.58	5.49
Taucr	135.84	1461.97
Web Bre...	0.587	0.097
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.587

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2897.2
Sigma,sup	85.92
Sigma,inf	-187.82
Sigma,Ed	187.82
Tau,Ed	39.69
SigCr(P)	1082.35
SigCr(C)	1052.81
Csi	0.028
SigCr	1054.44
KTau	14.31
KTausl	17.24
Web Bre...	0.381
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2170.1	727.1
Sigma,sup	85.92	-119.12
Sigma,inf	-119.12	-187.82
Sigma,Ed	119.12	187.82
Tau,Ed	39.69	39.69
Sigcr0E	16.14	143.78
psi	-0.721	0.634
KSig	17.4	4.9
Sigcr	281.35	699.99
KTau	7.83	5.62
Taucr	126.37	807.96
Web Bre...	0.546	0.274
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.546

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x40 mm

Spessore anima: 25mm

Piattabanda inferiore: 1000x60 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2864.1
Sigma,sup	139.77
Sigma,inf	-206.49
Sigma,Ed	206.49
Tau,Ed	42.78
SigCr(P)	1174.14
SigCr(C)	1112.71
Csi	0.055
SigCr	1119.31
KTau	13.52
KTausl	11.28
Web Bre...	0.303
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2159.1	705
Sigma,sup	139.77	-121.26
Sigma,inf	-121.26	-206.49
Sigma,Ed	121.26	206.49
Tau,Ed	42.78	42.78
Sigcr0E	25.47	238.91
psi	-1.153	0.587
KSig	27.7	5
Sigcr	705.88	1196.57
KTau	7.81	5.6
Taucr	198.84	1338.58
Web Bre...	0.292	0.176
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.303

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 20mm

Piattabanda inferiore: 800x40 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2897.2
Sigma,sup	38.61
Sigma,inf	-143.83
Sigma,Ed	143.83
Tau,Ed	37.16
SigCr(P)	680.53
SigCr(C)	645.77
Csi	0.054
SigCr	649.41
KTau	12.21
KTausl	12.35
Web Bre...	0.431
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	2170.1	727.1
Sigma,sup	38.61	-98.04
Sigma,inf	-98.04	-143.83
Sigma,Ed	98.04	143.83
Tau,Ed	37.16	37.16
Sigcr0E	16.14	143.78
psi	-0.394	0.682
KSig	11.8	4.7
Sigcr	190.49	680.82
KTau	7.12	5.54
Taucr	114.96	796.54
Web Bre...	0.626	0.217
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.626

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2902.7
Sigma,sup	-90.16
Sigma,inf	83.44
Sigma,Ed	90.16
Tau,Ed	29.14
SigCr(P)	1787.96
SigCr(C)	1768.71
Csi	0.011
SigCr	1769.12
KTau	15.8
KTausl	32.59
Web Bre...	0.462
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	738.1	2164.6
Sigma,sup	-90.16	-46.02
Sigma,inf	-46.02	83.44
Sigma,Ed	90.16	46.02
Tau,Ed	29.14	29.14
Sigcr0E	68.36	7.95
psi	0.51	-1.813
KSig	5.3	47.3
Sigcr	359.25	376.11
KTau	5.63	7.82
Taucr	384.75	62.14
Web Bre...	0.264	0.53
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.53

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Altezza trave: 2700mm

Piattabanda superiore: 800x30 mm

Spessore anima: 14mm

Piattabanda inferiore: 800x35 mm

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2902.7
Sigma,sup	-135.57
Sigma,inf	153.68
Sigma,Ed	135.57
Tau,Ed	7.74
SigCr(P)	2075.75
SigCr(C)	2053.02
Csi	0.011
SigCr	2053.52
KTau	15.8
KTausl	32.59
Web Bre...	0.139
Esito	SI'

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	738.1	2164.6
Sigma,sup	-135.57	-62.02
Sigma,inf	-62.02	153.68
Sigma,Ed	135.57	62.02
Tau,Ed	7.74	7.74
Sigcr0E	68.36	7.95
psi	0.458	-2.478
KSig	5.4	72.3
Sigcr	371.86	574.81
KTau	5.63	7.82
Taucr	384.75	62.14
Web Bre...	0.365	0.174
Esito	SI'	SI'

Verifica globale + locale

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

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.365

7.10.2.4 Verifiche a fatica SLF carpenterie

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

In estrama sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), opportunamente calibrato mediante l'aplpicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\ \Phi_2\ \Delta\sigma p$ 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:

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

In ottemeperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D., e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$\gamma_{Ff} = 1$

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

Coefficienti λ

Il valore dei conefficienti λ_1, λ_2, λ_3, λ_4 viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 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 a NTC-08, cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 cap. 5, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (strade e autostrade con flusso medio del traffico pesante).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2{,}0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0{,}5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0{,}125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0{,}05 \times 10^6$

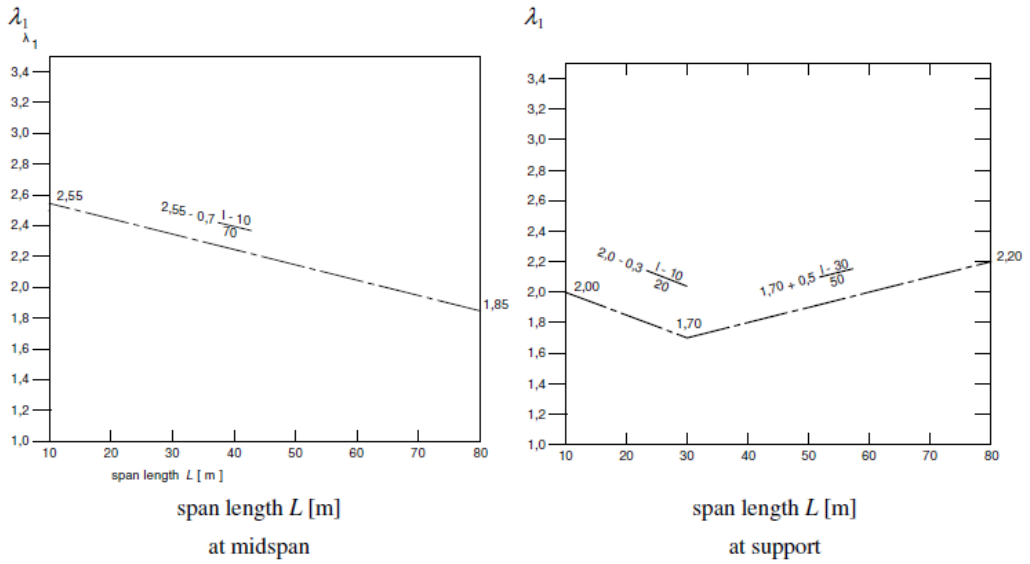
Coefficiente λ_1 - λ_{v1}

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 (conci A, B, E, C, Bp, Ep, Cp, Bs, Es, Cs) e per la zona in prossimità degli appoggi interni (conci D, Dp, Ds), 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 = length of span under consideration	L = 0.4 * span under consideration
at support	L< 30 m	2.00 – 0.3 (L-10) / 20	L = the mean of two adjacent spans	L = length of span under consideration
	L ≥ 30 m	1.70 + 0.5 (L-30) / 50		



span length L [m] at midspan

span length L [m] at support

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 λ_2 - λ_{v2}

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

Per l'assessment dei dettagli di carpenteria, si fa riferimeto a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di vecoli 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} = 0.5e6 flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. precedente)

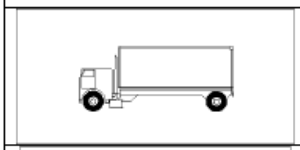
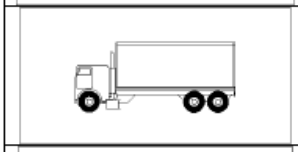
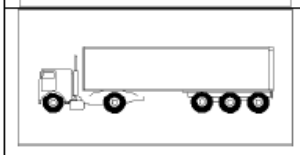
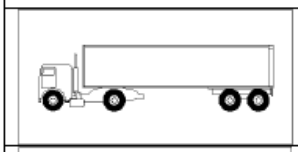
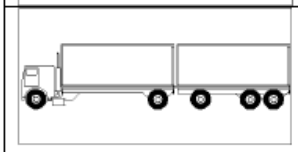
N_0 = 0.5e6 flusso di riferimento

Q_{ml} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "long distance" , 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.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto:

Q_{ml} 445.4 kN

λ_2 = 0.928

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.

Si ha pertanto:

Q_{mlv} = 457.4 kN

λ_{v2} = 0.953

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 cap. 9.5.2.(5), mediante la relazione:

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

t_{Ld} = 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

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal D.A.N., ottenendo:

λ_3 = 1.00

Per la verifica dei connettori, la sostutuzione dell'esponente 1/5 on 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

λ_{v3} = 1.00

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 cap. 9.5.3.(6), prevede:

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

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse del ponte

b= interasse fra le travi principali

$\eta_1 = 1/n + e \cdot x_i / \sum x_i^2 = 0.718$

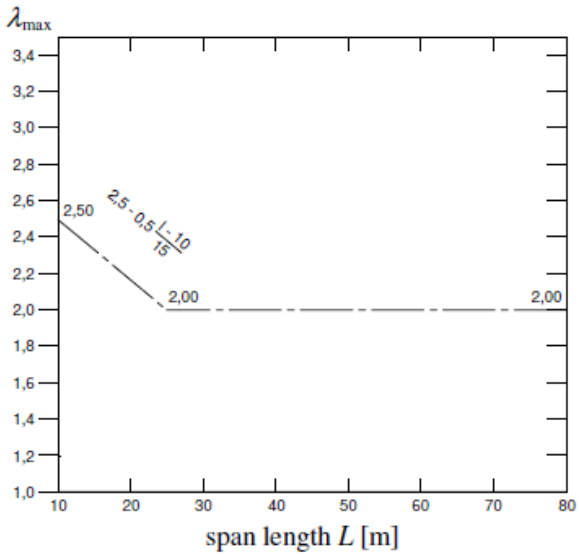
$\eta_2 = 1/n - e \cdot x_i / \sum x_i^2 = -0.052$

$N_1 = N_2$ $Qm_1 = Qm_2$

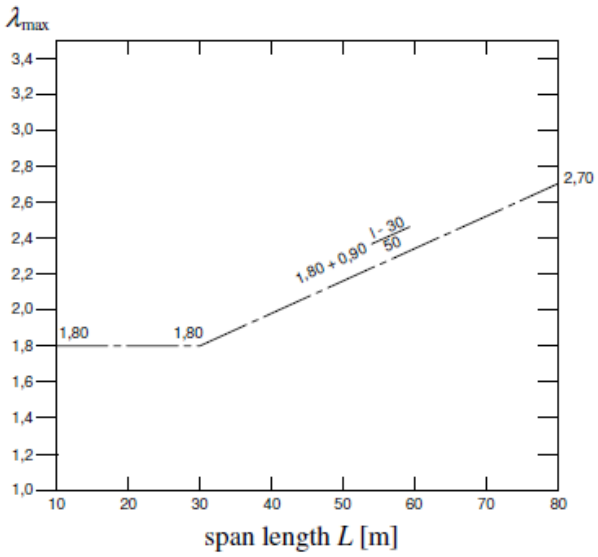
$\lambda_4 = 0.9999 = 1.000$

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 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dall norma, riportati di seguito.



at midspan



at support

Amplificazione dinamica

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nella colabirazione del modello di carico FLM3.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1.(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$\Phi = 1.3(1-D/26)$

Essendo D < 6 m la distanza dal giunto.

Tutti i coefficienti di utilizzo riportati nelle tabelle che seguono sono da intendersi al netto del suddetto coefficiente dinamico. Si evidenzia che nelle zone poste entro i 6 m dalla testata del ponte comunque si hanno coefficienti di utilizzo sempre minori di 1/1.3=0.77.

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 rirspettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabanda superiore
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 140 — Table 8.1: Plain members and mechanically fastened joints (EN 1993-1-9)

Piattabanda inferiore
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 140 — Table 8.1: Plain members and mechanically fastened joints (EN 1993-1-9)

Anima
$\Delta\tau_{Rs}$ (N/mm^2) 100 — Table 8.1: Plain members and mechanically fastened joints (EN 1993-1-9)

Giunzione della piattabanda superiore
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) 112 — t1 (mm) 30 — t2 (mm) 40 — e (mm) 5 — Table 8.3: Transverse butt welds (EN 1993-1-9)

Giunzione della piattabanda inferiore
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) 112 — t1 (mm) 40 — t2 (mm) 60 — e (mm) 10 — Table 8.3: Transverse butt welds (EN 1993-1-9)

Composizione tra l'anima e la piattabanda superiore
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) 112 — Table 8.2: Welded built-up sections (EN 1993-1-9)

Composizione tra l'anima e la piattabanda inferiore
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) 112 — Table 8.2: Welded built-up sections (EN 1993-1-9)

Saldatura dell'irrigidente verticale sull'anima
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 80 — Table 8.4: Weld attachments and stiffeners (EN 1993-1-9)

Saldatura dell'irrigidente verticale alla piattabanda superiore
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 80 — Table 8.4: Weld attachments and stiffeners (EN 1993-1-9)

Saldatura dell'irrigidente verticale alla piattabanda inferiore
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 80 — Table 8.4: Weld attachments and stiffeners (EN 1993-1-9)

Saldatura dell'irrigidente longitudinale sull'anima
$\Delta\sigma_{Rs}$ (N/mm^2) 56 — Table 8.4: Weld attachments and stiffeners (EN 1993-1-9)

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

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

$$\frac{\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \le 1.0 \qquad \frac{\gamma_{Ff}\,\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.0$$

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

γ_{Mf} = 1.35 per tutti i dettagli di carpenteria

γ_{Mf} = 1.35 per la rottura del piolo

Verifiche

Come accennato nei capitoli introdottivi, l'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione di una componente non ciclica delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequante, con la componente ciclica, derivata dall'inviluppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4 per le catgorie di dettaglio indicate al punto precedente.

L'iter di verifica comprende il calcolo delle tensioni lungo la sezione, contestualmente al calcolo delle tensioni, nell'ambito di ciascuna combinazione SLF viene calcolato il $\Delta\sigma_p$.

Segue quindi:

calcolo di $\Delta\sigma_E$, mediante applicazione degli appropriati coefficienti λ.

calcolo di $\Delta\sigma_c$, per i vari dettagli, con applicazione degli appropriati coefficienti di sicurezza e dell'eventuale size effect.

Le verifiche a fatica per i dettagli di carpenteria sono riassunte nella seguente tabella:

Dettaglio	Δσ Sez1	Δσ Sez2	Δσ Sez3	Δσ Sez4	Δσ Sez5	Δσ Sez6	Δσ Sez7	Δσ Sez8	Δσ Sez9	Δσ res / γm	Coeff. Utilizzo Massimo
Piattabanda superiore	0	1.94	4.2	7.45	6.87	4.4	7.42	2.84	1.62	103.7	0.072
Piattabanda inferiore	0	53.94	58.77	38.49	26	15.78	41.56	46.03	26.3	103.7	0.567
Anima	13.26	13.83	14.75	11.09	10.56	8.04	9.79	13.93	15.45	74.07	0.209
Giunzione piattabanda superiore	--	1.94	4.2	--	6.87	--	7.42	2.84	--	79.99	0.093
Giunzione piattabanda inferiore	--	53.94	58.77	--	26	--	41.56	46.03	--	62.61	0.939
Attacco anima-piattabanda superiore	0	1.16	3.32	6.88	6.5	4.1	6.88	2.29	1.31	82.96	0.083
Attacco anima-piattabanda inferiore	0	53.03	57.74	37.73	25.51	15.33	40.84	45.4	25.94	82.96	0.696
Attacco irrigidente Verticale- Anima	0	53.03	57.74	37.73	25.51	15.33	40.84	45.4	25.94	59.26	0.974
Attacco irrigidente Verticale-piattabanda superiore	0	1.16	3.32	6.88	6.5	4.1	6.88	2.29	1.31	59.26	0.116
Attacco irrigidente Verticale-piattabanda inferiore	0	53.03	57.74	37.73	25.51	15.33	40.84	45.4	25.94	59.26	0.974
Attacco irrigidente longitudinale				28.54	17.48	10.55	28.86	9.83	5.62	41.48	0.696

7.10.2.5 Verifica SLU delle piolature

I pioli vengono verificati secondo quanto indicato al punto 4.3.4.3.1 delle NTC 08.

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 844	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 15 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	3.766E+5	7.586E+7	1.762E+11	162.1
2b	0E+00	7.586E+7	1.762E+11	0
2c	2.28E+4	7.586E+7	1.762E+11	9.8
3a	7.345E+4	9.256E+7	2.003E+11	33.9
3b	1.38E+6	9.256E+7	2.003E+11	637.8
Tot				843.7

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 362	<	$n * P_{Rd}$	= 1095 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	7.038E+4	7.626E+7	1.765E+11	30.4
2b	0E+00	7.626E+7	1.765E+11	0
2c	2.28E+4	7.626E+7	1.765E+11	9.8
3a	7.345E+4	9.285E+7	2.005E+11	34
3b	6.222E+5	9.285E+7	2.005E+11	288.2
Tot				362.5

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 519	<	$n * P_{Rd}$	= 1095 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-3.251E+5	7.626E+7	1.765E+11	-140.4
2b	0E+00	7.626E+7	1.765E+11	0
2c	1.971E+4	7.626E+7	1.765E+11	8.5
3a	7.345E+4	9.285E+7	2.005E+11	34
3b	-9.086E+5	9.285E+7	2.005E+11	-420.8
Tot				-518.7

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 709	<	$n * P_{Rd}$	= 1095 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-4.653E+5	1.045E+8	2.639E+11	-184.2
2b	0E+00	1.045E+8	2.639E+11	0
2c	1.971E+4	1.045E+8	2.639E+11	7.8
3a	1.253E+4	1.226E+8	2.931E+11	5.2
3b	-1.286E+6	1.226E+8	2.931E+11	-538
Tot				-709.1

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 781	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-6.056E+5	1.181E+8	3.3E+11	-216.8
2b	0E+00	1.181E+8	3.3E+11	0
2c	1.971E+4	1.181E+8	3.3E+11	7.1
3a	1.253E+4	1.395E+8	3.67E+11	4.8
3b	-1.516E+6	1.395E+8	3.67E+11	-576.3
Tot				-781.3

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 995	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	8.201E+5	1.673E+8	4.812E+11	285.2
2b	0E+00	1.673E+8	4.812E+11	0
2c	2.877E+4	1.673E+8	4.812E+11	10
3a	0E+00	1.942E+8	5.296E+11	0
3b	1.909E+6	1.942E+8	5.296E+11	700
Tot				995.2

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 834	<	$n * P_{Rd}$	= 1642 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 15 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	6.568E+5	1.078E+8	3.147E+11	225.1
2b	0E+00	1.078E+8	3.147E+11	0
2c	2.877E+4	1.078E+8	3.147E+11	9.9
3a	0E+00	1.256E+8	3.454E+11	0
3b	1.647E+6	1.256E+8	3.454E+11	598.7
Tot				833.7

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 491	<	$n * P_{Rd}$	= 1095 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	3.302E+5	9.43E+7	2.724E+11	114.3
2b	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2c	2.877E+4	9.43E+7	2.724E+11	10
3a	0E+00	1.157E+8	3.09E+11	0
3b	9.801E+5	1.157E+8	3.09E+11	367
Tot				491.3

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 235	<	$n * P_{Rd}$	= 1095 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2b	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2c	2.877E+4	9.43E+7	2.724E+11	10
3a	0E+00	1.157E+8	3.09E+11	0
3b	6.014E+5	1.157E+8	3.09E+11	225.2
Tot				235.1

7.10.2.6 Verifica SLE delle piolature

I pioli vengono verificati secondo quanto indicato al punto 4.3.4.3.1 delle NTC 08 e Uni EN 1994-2, 6.6.3.

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 524	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2.79E+5	7.586E+7	1.762E+11	120.1
2b	-1.115E+5	7.586E+7	1.762E+11	-48
2c	1.9E+4	7.586E+7	1.762E+11	8.2
3a	-6.121E+4	9.256E+7	2.003E+11	-28.3
3b	1.022E+6	9.256E+7	2.003E+11	472.5
Tot				524.4

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 168	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 657 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	5.214E+4	7.626E+7	1.765E+11	22.5
2b	-1.115E+5	7.626E+7	1.765E+11	-48.2
2c	1.9E+4	7.626E+7	1.765E+11	8.2
3a	-6.121E+4	9.285E+7	2.005E+11	-28.4
3b	4.609E+5	9.285E+7	2.005E+11	213.5
Tot				167.7

Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 390	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 657 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-2.408E+5	7.626E+7	1.765E+11	-104
2b	-1.152E+4	7.626E+7	1.765E+11	-5
2c	1.643E+4	7.626E+7	1.765E+11	7.1
3a	-6.121E+4	9.285E+7	2.005E+11	-28.4
3b	-5.608E+5	9.285E+7	2.005E+11	-259.8
Tot				-390

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 545	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 657 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-3.447E+5	1.067E+8	2.691E+11	-136.6
2b	-2.786E+4	1.067E+8	2.691E+11	-11
2c	1.643E+4	1.067E+8	2.691E+11	6.5
3a	-1.044E+4	1.255E+8	2.996E+11	-4.4
3b	-9.524E+5	1.255E+8	2.996E+11	-399
Tot				-544.5

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 597	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	-4.486E+5	1.207E+8	3.366E+11	-160.9
2b	-2.786E+4	1.207E+8	3.366E+11	-10
2c	1.643E+4	1.207E+8	3.366E+11	5.9
3a	-1.044E+4	1.429E+8	3.754E+11	-4
3b	-1.123E+6	1.429E+8	3.754E+11	-427.7
Tot				-596.7

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 741	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	6.074E+5	1.713E+8	4.91E+11	212
2b	0E+00	1.713E+8	4.91E+11	0
2c	2.398E+4	1.713E+8	4.91E+11	8.4
3a	0E+00	1.994E+8	5.419E+11	0
3b	1.414E+6	1.994E+8	5.419E+11	520.4
Tot				740.7

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 648	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 985 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	4.865E+5	1.207E+8	3.366E+11	174.5
2b	0E+00	1.207E+8	3.366E+11	0
2c	2.398E+4	1.207E+8	3.366E+11	8.6
3a	0E+00	1.429E+8	3.754E+11	0
3b	1.22E+6	1.429E+8	3.754E+11	464.5
Tot				647.6

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 365	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 657 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm fu= 450 N/mm^2 Ks= 0.6
alfa= 1 fck= 32 N/mm^2 Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2.446E+5	9.43E+7	2.724E+11	84.7
2b	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2c	2.398E+4	9.43E+7	2.724E+11	8.3
3a	0E+00	1.157E+8	3.09E+11	0
3b	7.26E+5	1.157E+8	3.09E+11	271.8
Tot				364.8

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 175	<	$K_s * n * P_{Rd}$	= 657 N/mm

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm	n = 10 N°pioli/m	Ecm= 33346 N/mm^2
h= 200 mm	fu= 450 N/mm^2	Ks= 0.6
alfa= 1	fck= 32 N/mm^2	Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2b	0E+00	9.43E+7	2.724E+11	0
2c	2.398E+4	9.43E+7	2.724E+11	8.3
3a	0E+00	1.157E+8	3.09E+11	0
3b	4.455E+5	1.157E+8	3.09E+11	166.8
Tot				175.1

7.10.2.7 Verifica a fatica SLF delle piolature

Per la veriifca a fatica delle piolature si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vennogo 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

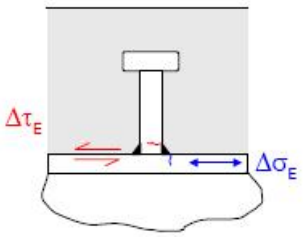
Saldatura piolo - rottura piolocategoria/dettaglio: 90/10

- Sezione 1: Sezione di spalla x = 0.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	35.9 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 59.3 N/mm^2
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0 + 0.54 = 0.54 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 0 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 0 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 35.9 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 25.85 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 1.84 x 0.848 x 1 x 1 = 1.56<2.052 (Appoggio)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

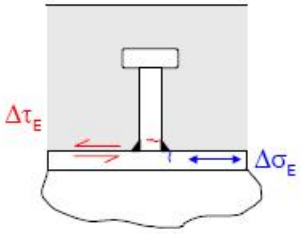
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 2: Sezione di cambio concio x = 12.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	41.8 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	1.9 < 59.3 N/mm^2 (*)
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.03 + 0.63 = 0.66 < 1.3 (*)



VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 1.94 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 1.04 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 41.8 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 30.09 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2.21 x 0.848 x 1 x 1 = 1.874<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

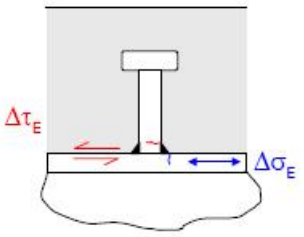
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 3: Sezione di cambio concio x = 24.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	44.6 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	4.2 < 59.3 N/mm^2 (*)
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.07 + 0.67 = 0.74 < 1.3 (*)



VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 4.2 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 2.24 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 44.59 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 32.11 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2.21 x 0.848 x 1 x 1 = 1.874<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

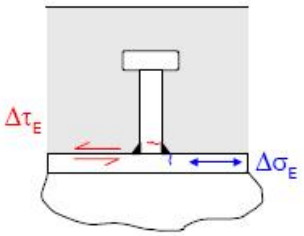
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 4: Sezionea metà altezza variabile x = 33.00m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	41.6 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	7.4 < 59.3 N/mm^2
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.13 + 0.62 = 0.75 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 7.45 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 3.97 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 41.56 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 29.93 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2.21 x 0.848 x 1 x 1 = 1.874<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

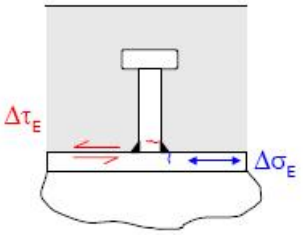
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 5: Sezione di cambio concio x = 37.60m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	26.2 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	6.9 < 59.3 N/mm^2
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_C/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.12 + 0.39 = 0.51 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 6.87 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 3.67 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 26.23 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 18.88 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2.21 x 0.848 x 1 x 1 = 1.874<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

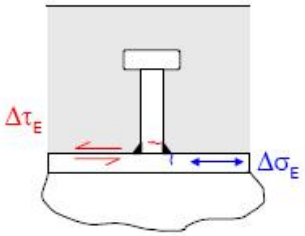
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 6: Sezione di pila (massimo momento negativo) x = 44.00m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	29.8 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	4.4 < 59.3 N/mm^2
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.07 + 0.45 = 0.52 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 4.4 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 2.67 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 29.76 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 21.43 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 1.945 x 0.848 x 1 x 1 = 1.649<2.241 (Appoggio)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

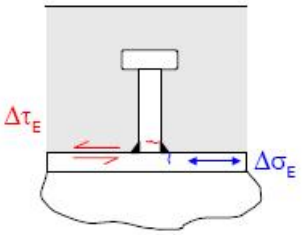
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 7: Sezione di cambio concio x = 50.40m

Piolatura: 15 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	25.2 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	7.4 < 59.3 N/mm^2
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.13 + 0.38 = 0.5 < 1.3



VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 7.42 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 4.38 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 25.16 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 18.11 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2 x 0.848 x 1 x 1 = 1.696<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

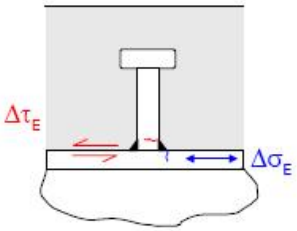
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 8: Sezione di cambio concio x = 63.40m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	37.6 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	2.8 < 59.3 N/mm^2 (*)
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.05 + 0.56 = 0.61 < 1.3 (*)



VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 2.84 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 1.67 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 37.6 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 27.07 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2 x 0.848 x 1 x 1 = 1.696<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

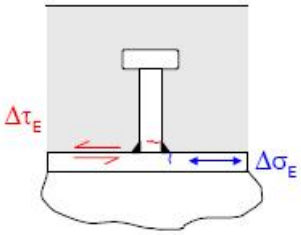
Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

- Sezione 9: Sezione di mezzeria (massimo momento positivo) x = 76.14m

Piolatura: 10 pioli Φ22 h200 /m

Pioli

$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_E \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	41.7 < 66.7 N/mm^2
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_E \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	1.6 < 59.3 N/mm^2 (*)
$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \le 1.3$	0.03 + 0.63 = 0.65 < 1.3 (*)



VERIFICA SODDISFATTA (*) Verifiche non significative (Flangia compressa)

$\Delta\sigma_c$ = 80 N/mm^2 $\Delta\sigma_E = \lambda\ \Delta\sigma_p$ = 1.62 N/mm^2 $\Delta\sigma_p$ = 0.96 N/mm^2

$\Delta\tau_c$ = 90 N/mm^2 $\Delta\tau_E = \lambda_v\ \Delta\tau_p$ = 41.7 N/mm^2 $\Delta\tau_p$ = 30.03 N/mm^2

$\lambda = \lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$ = 2 x 0.848 x 1 x 1 = 1.696<2 (Campata)

$\lambda_v = \lambda_{v1}\ \lambda_{v2}\ \lambda_{v3}\ \lambda_{v4}$ = 1.55 x 0.896 x 1 x 1 = 1.389

Pioli: γ_{Ff} = 1 γ_{Mfs} = 1.35 Carpenteria: γ_{Ff} = 1 γ_{Mf} = 1.35

7.10.2.8 Tabelle riepilogative delle verifiche

Le verifiche sono espresse in termini di coefficienti di utilizzo $F_{ED}/F_{RD}<1$

Tabelle di verifica SLU

Sezione	X (m)	Combinazione	Classificazione		Verifiche flessionali		Verifica a taglio		Piolature
			Classe F1	Classe F3b	MEd/MR	SigEd /fy	VEd/VRd	V/M/N	vEd/(n*P Rd)
Sez1	0	Max traz	4	1	0.14	-	0.771	No int.	0.398
Sez2	12	Max traz	4	1	0.59	-	0.221	No int.	0.196
Sez3	24.4	Max traz	4	1	0.4	-	0.671	No int.	0.492
Sez4	33	Max traz	4	4	-	0.506	0.49	No int.	0.573
Sez5	37.6	Max traz	4	4	-	0.821	0.611	0.844	0.436
Sez6	44	Max com	4	4	-	0.981	0.53	0.983	0.551
Sez7	50.4	Max com	4	4	-	0.629	0.616	No int.	0.462
Sez8	63.4	Max traz	4	1	0.39	-	0.576	No int.	0.408
Sez9	76.14	Max traz	4	1	0.6	-	0.188	No int.	0.195

Tabelle di verifica SLE

Sezione	X (m)	Verifica tensionale	Piolature	Pannelli d'anima Web Breathing
		Sig id / Sig amm	vEd / (ksnPRd)	
Sez1	0	0.281	0.532	0.646
Sez2	12	0.556	0.255	0.478
Sez3	24.4	0.327	0.681	0.663
Sez4	33	0.362	0.829	0.587
Sez5	37.6	0.616	0.606	0.546
Sez6	44	0.695	0.752	0.303
Sez7	50.4	0.439	0.657	0.626
Sez8	63.4	0.306	0.555	0.53
Sez9	76.14	0.505	0.267	0.365

Tabelle di verifica a fatica SLF

Sezione	X (m)	Pioli Eta1	Pioli Eta2	Pioli Eta3	Psup	Pinf	Web	Psup-Psup
Sez1	0	0.539	0	0.414	0	0	0.179	--
Sez2	12	0.446	0.074	0.4	0.042	0.152	0.109	--
Sez3	24.4	0.627	0.033	0.508	0.019	0.52	0.187	0.024
Sez4	33	0.674	0.071	0.569	0.04	0.567	0.199	0.052
Sez5	37.6	0.623	0.126	0.576	0.072	0.371	0.15	--
Sez6	44	0.393	0.116	0.392	0.066	0.251	0.143	0.12
Sez7	50.4	0.377	0.125	0.387	0.072	0.401	0.132	0.129
Sez8	63.4	0.564	0.048	0.471	0.027	0.444	0.188	0.035
Sez9	76.14	0.626	0.027	0.502	0.016	0.254	0.209	--

Sezione	X (m)	Pinf-Pinf	Web-Psup	Web-Pinf	IrrV-Web	IrrV-Psup	IrrV-Pinf	IrrL1-Web
Sez1	0	--	0	0	0	0	0	--
Sez2	12	--	0.049	0.185	0.259	0.069	0.259	0.254
Sez3	24.4	0.695	0.014	0.639	0.895	0.02	0.895	--
Sez4	33	0.758	0.04	0.696	0.974	0.056	0.974	--
Sez5	37.6	--	0.083	0.455	0.637	0.116	0.637	0.688
Sez6	44	0.526	0.078	0.308	0.431	0.11	0.431	0.421
Sez7	50.4	0.841	0.083	0.492	0.689	0.116	0.689	0.696
Sez8	63.4	0.735	0.028	0.547	0.766	0.039	0.766	0.237
Sez9	76.14	--	0.016	0.313	0.438	0.022	0.438	0.135

7.11 VERIFICHE DELLE SALDATURE TRAVI PRINCIPALI

Tutte le saldature dei giunti delle travi principali vengono prescritte a piena penetrazione. Tali saldature possiedono caratteristiche di resistenza almeno pari a quelle del materiale base più debole degli elementi collegati. Le sezioni di giunto dei conci risultano quindi implicitamente verificate. Per quanti riguarda idettagli a fatica delle saldature si rimanda al paragrafo delle verifiche a fatica.

7.12 CALCOLO CONTROMONTE

Il calcolo delle contromonte è condotto considerando i carichi mobili al 25% del loro valore, i carichi strutturali ed i carichi permanenti portati. Considerando per il contributo dei carichi di fase 1 la sola sezione resistente metallica, per i carichi di fase 2 il comportamento a lungo termine e il comportamento a breve termine per i carichi di fase 3. Le frecce riportate sono quelle relative alle sezioni di cambio concio e della mezzeria

Questi valori sono stati ottenuti analizzando il modello in SAP2000.

Trave laterale bassa				
	Strutturali	Permamenti	Traffico	Contromonta
X= 12 m	4.37 cm	0.88 cm	2.61 cm	5.90 cm
X= 24 m	3.42 cm	0.74 cm	2.95 cm	4.90 cm
X= 63.5 m	8.23 cm	1.84 cm	3.82 cm	11.03 cm
X= 76 m	11.29 cm	2.48 cm	4.47 cm	14.89 cm
X= 88.6 m	8.23 cm	1.84 cm	3.82 cm	11.03 cm

Trave intermedia				
	strutturali	permamenti	traffico	Contromonta
X= 12 m	3.87 cm	0.79 cm	2.33 cm	5.24 cm
X= 24 m	3.03 cm	0.67 cm	2.63 cm	4.35 cm
X= 63.5 m	7.28 cm	1.64 cm	3.40 cm	9.77 cm
X= 76 m	9.98 cm	2.21 cm	3.98 cm	13.18 cm
X= 88.6 m	7.28 cm	1.64 cm	3.40 cm	9.77 cm

Trave laterale alta				
	strutturali	permamenti	traffico	Contromonta
X= 12 m	3.37 cm	0.69 cm	2.04 cm	4.57 cm
X= 24 m	2.64 cm	0.59 cm	2.31 cm	3.81 cm
X= 63.5 m	6.33 cm	1.44 cm	2.98 cm	8.52 cm
X= 76 m	8.67 cm	1.93 cm	3.48 cm	11.47 cm
X= 88.6 m	6.33 cm	1.44 cm	2.98 cm	8.52 cm

8. DIAFRAMMI

I diaframmi intermedi vengono calcolati in base al massimo incremento di momento torcente tra due sezioni diaframmate consecutive poste al passo tipico di 6.480m, con i carichi mobili in posizione eccentrica.

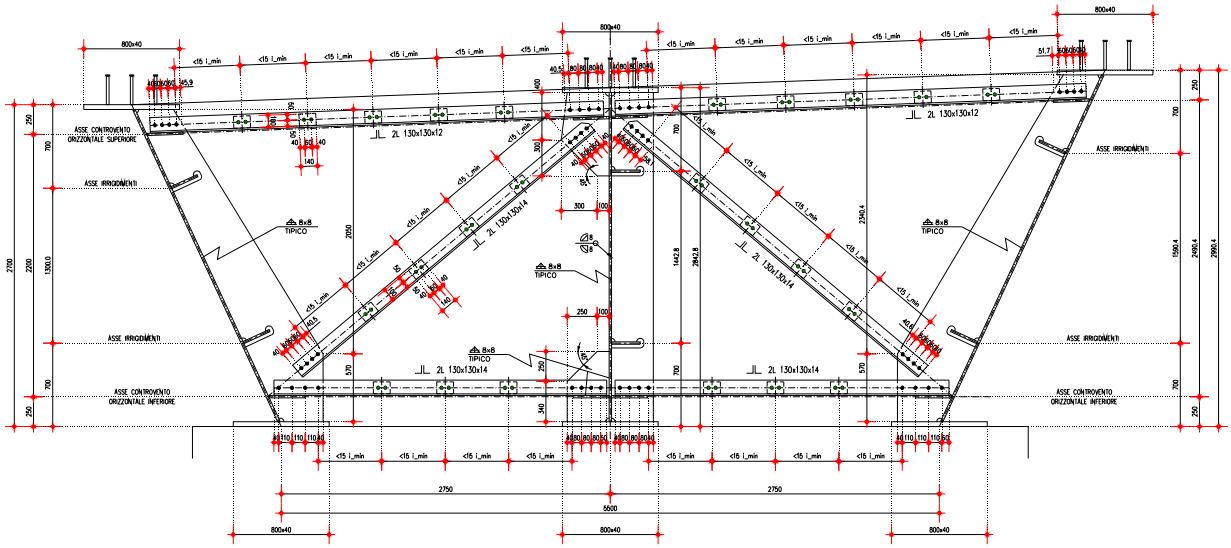
Momento torcente dovuto ai carichi accidentali:

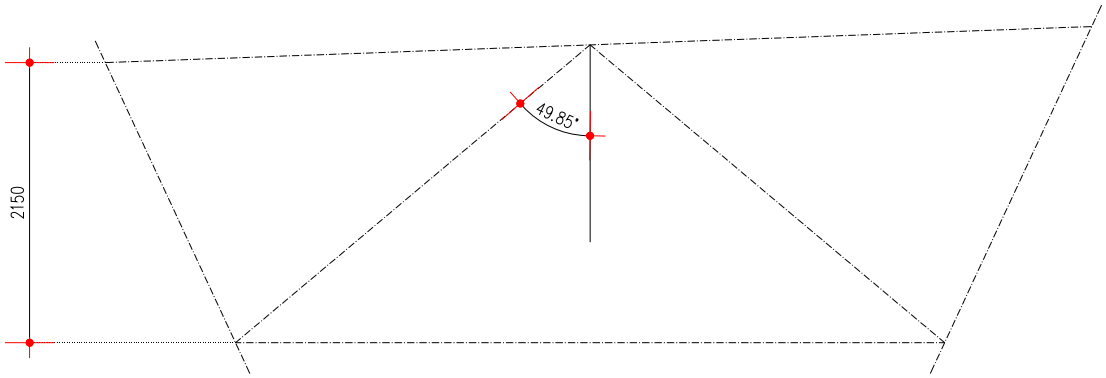
	kN/m	m	Mt	
q1	27	5.165	139.455	kNm/m
q2	7.5	2.165	16.2375	kNm/m
	kN			
Q1	300	6.165	1849.5	kNm
	300	4.165	1249.5	kNm
Q2	200	3.165	633	kNm
	200	1.165	233	kNm

Momento torcente dovuto al vento: 38.69 kNm/m

Si considera a favore di sicurezza che il carico concentrato massimo vada per 1/2 su un singolo diaframma

DIAFRAMMA TIPICO 1:20





8.1 SOLECITAZIONI SULLE ASTE DEL DIAFRAMMA

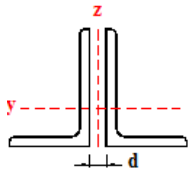
interasse
diaframmi: 6.48 m

ΔM totale fattorizzato: 4414 kNm

Azione nomale sul corente superiore (soletta)	M/2h	1027	kN
h= 2.15 m			
Azione nomale sui diagonali	M/(4 h senα)	682	kN
α = 48.85			
Azione nomale sul corrente inferiore	M/(4 h)	513	kN

8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE

Si adottano per le aste del diaframma 2L 130x130x14



2 L 130 x 130 x 14 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.1$ $\beta_A = 1.0$ $\varepsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9\,\varepsilon = 76.4$

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	101.32	65.01	0.0
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1\ \beta_A^{0.5}$	1.3262	0.8509	0.0
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5\,[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$		1.6553	1.0215	0.451
$\chi = 1/[\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.378	0.6302	1.0
$N_{b,Rd} = \chi\,\beta_A\,A\,f_y/\gamma_{M1}$	(kN)	846.515	1411.567	2239.727

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{682}{847} = 0.8 < 1$$

8.3 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI

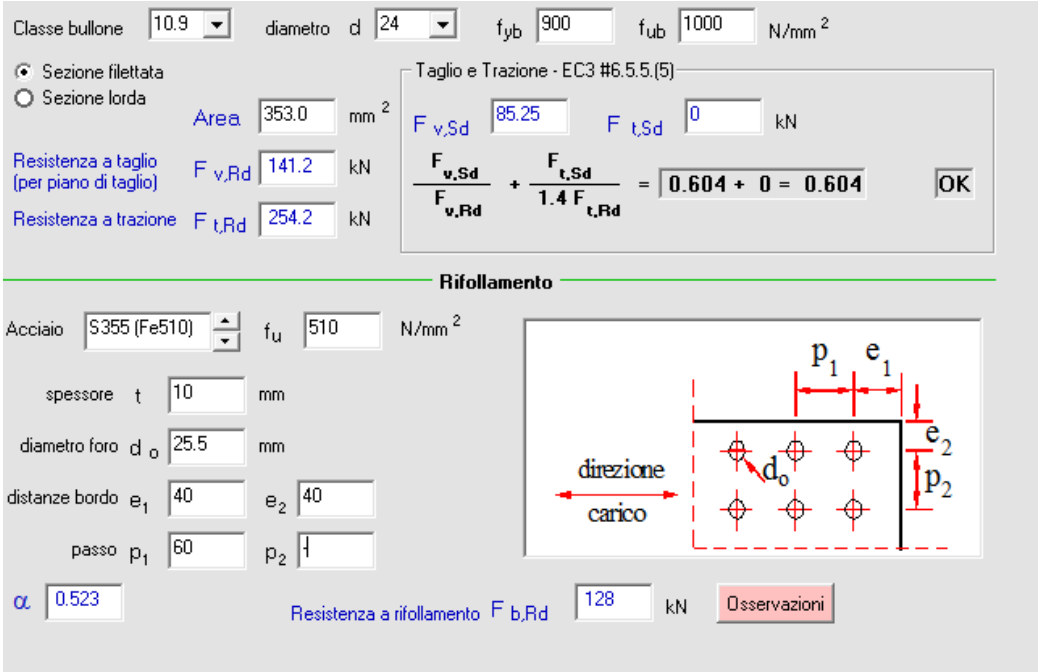
8.3.1 Verifiche SLU delle bullonature

Sforzo SLU 682

N bulloni 4

N superfici di taglio 2

Sforzo di taglio per una superficie di taglio per ogni bullone 85.25 kN



Le verifiche SLU della bullonatura sono tutte soddisfatte.

8.3.2 Verifiche SLE delle bullonature

Allo stato limite di servizio si impone che la bullonatura lavori ad attrito e che le giunzioni non scorrano.

Dai carichi non fattorizzati, utilizzando lo stesso criterio di calcolo usato allo SLU, si ottiene il massimo sforzo sul profilo pari a 471 kN

Taglio trasmissibile per attrito			
ftb	1000	MPa	
μ	0.3		
Ares	353	mm2	M24
n sup attr	2		
γ_{M3}=	1.1		
numero di bulloni	4		
$F_{s,RD}$	539.1273		

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{471}{539} = 0.87 < 1$$

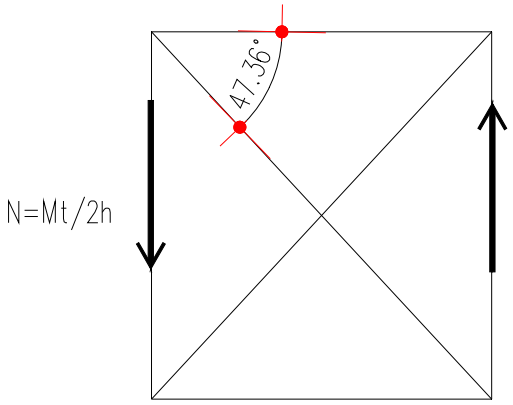
9. CONTROVENTI

9.1 CONTROVENTI DI TESTATA

Per il calcolo dei controventi adiacenti alla pila si è considerata l'azione torcente dovuta al carico distribuito su tutta la campata ed ai carichi concentrati in prossimità della pila. In questa condizione, si è dimensionato il controvento di testata.

9.1.1 Solecitazioni sulle aste del controvento

Si è considerato il controvento reagente sia a trazione che a compressione, h è l'altezza del diaframma, ampiamente a favore di sicurezza si è assunta l'altezza minima tra tutti i diaframmi.



lunghezza travata	65	m
b controvento	6.2	m

ΔM totale fattorizzato: 12407 kNm

Azione nomale sul controvento

h= 2.15 m

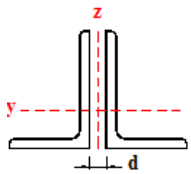
α = 47.36

M/(4h*senα) 1961 kN

(considero sia teso che compresso)

9.2 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE

Si adottano per le aste del controvento 4L 150x150x15



2 L 150 x 150 x 15 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

γ_{M1} = 1.1 β_A = 1.0 ε = 0.81 λ_1 = 93.9 ε = 76.4

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	87.55	57.5	0.0
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1 \ \beta_A^{0.5}$	1.1461	0.7527	0.0
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5\,[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$		1.3885	0.9187	0.451
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.4603	0.6918	1.0
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	1278.504	1921.586	2777.464

4 aste hanno carico critico pari a 1921 x 2 = 3842 kN

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{1961}{3842} = 0.51 < 1$$

9.3 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI

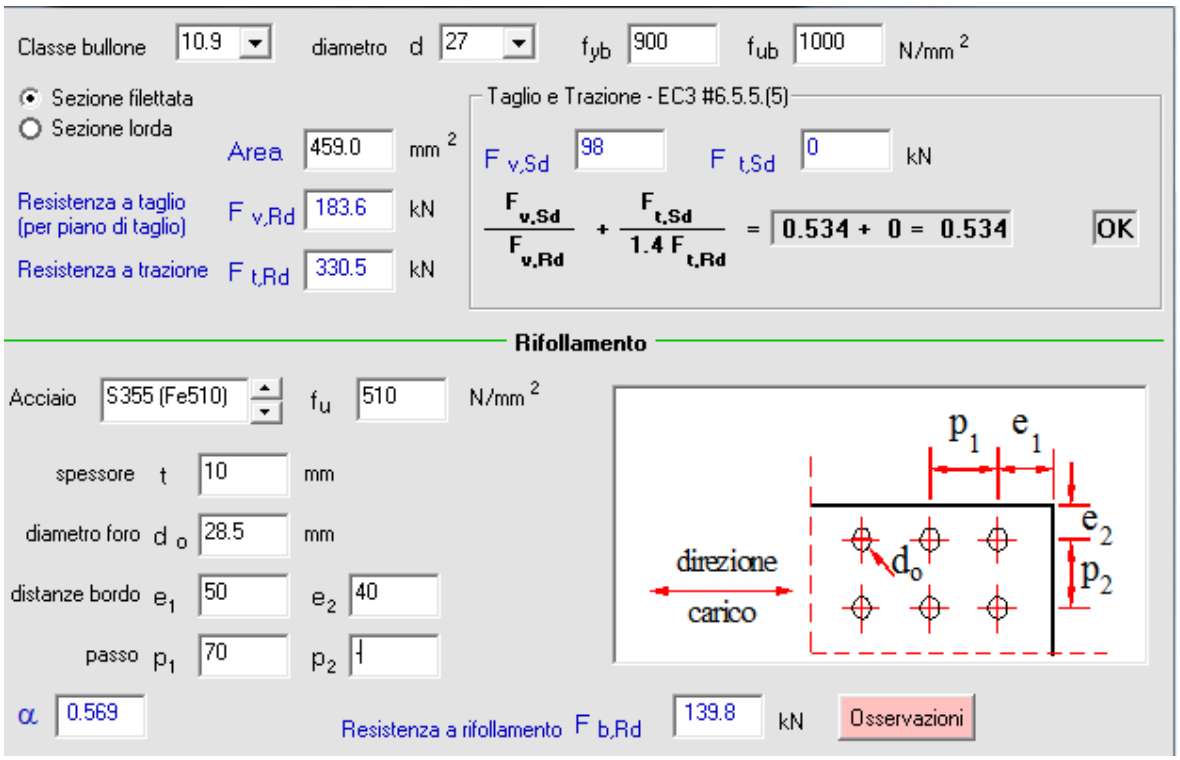
9.3.1 Verifiche SLU delle bullonature

Sforzo SLU 1961

N bulloni 5

N superfici di taglio 4

Sforzo di taglio per una superficie di taglio per ogni bullone 98.05 kN



Le verifiche SLU della bullonatura sono tutte soddisfatte.

9.3.2 Verifiche SLE delle bullonature

Allo stato limite di servizio si impone che la bullonatura lavori ad attrito e che le giunzioni non scorrano.

Dai carichi non fattorizzati, utilizzando lo stesso criterio di calcolo usato allo SLU, si ottiene il massimo sforzo sul profilo pari a 1435 kN

Taglio trasmissibile per attrito			
ftb	1000	MPa	
mu	0.3		
Ares	459	mm2	M27
n sup attr	4		
γ_{M3}=	1.1		
numero di bulloni	5		
$F_{s,RD}$	1752		

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{1435}{1752} = 0.82 < 1$$

9.4 CONTROVENTI INTERMEDI

Per il calcolo dei controventi intermedi si è assunta la massima sollecitazione torcente fino al terzo campo di controvento a partire dalla pila.

9.4.1 Solecitazioni sulle aste del controvento

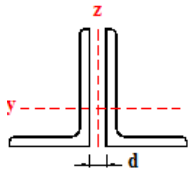
Il calcolo delle sollecitazioni è svolto in maniera analoga a quano visto per i controventi di testata. Per quanto riguarda la sollecitazione torcente realtiva al carico concentrato, si è valutata pari al 73% del totale in funzione della posizione longitudinale del carico.

lunghezza travata	65	m
Distanza dall'appoggio	18.6	m

ΔM totale fattorizzato:	7549	kNm	73% carico concentrato		
Azione nomale sul controvento (soletta)			M/(4h*senα)	1193	kN
h=	2.15	m			
α =	47.36				

9.5 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE ASTE

Si adottano per le aste del controvento 4L 130x130x14



2 L 130 x 130 x 14 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$\gamma_{M1} = 1.1$ $\beta_A = 1.0$ $\varepsilon = 0.81$ $\lambda_1 = 93.9\,\varepsilon = 76.4$

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	101.32	65.01	0.0
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1\ \beta_A^{0.5}$	1.3262	0.8509	0.0
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5\,[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$		1.6553	1.0215	0.451
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.378	0.6302	1.0
$N_{b,Rd} = \chi\,\beta_A\,A\,f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	846.515	1411.567	2239.727

4 aste hanno carico critico pari a 1411 x 2 = 2822 kN

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{1193}{2822} = 0.43 < 1$$

9.6 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE UNIONI

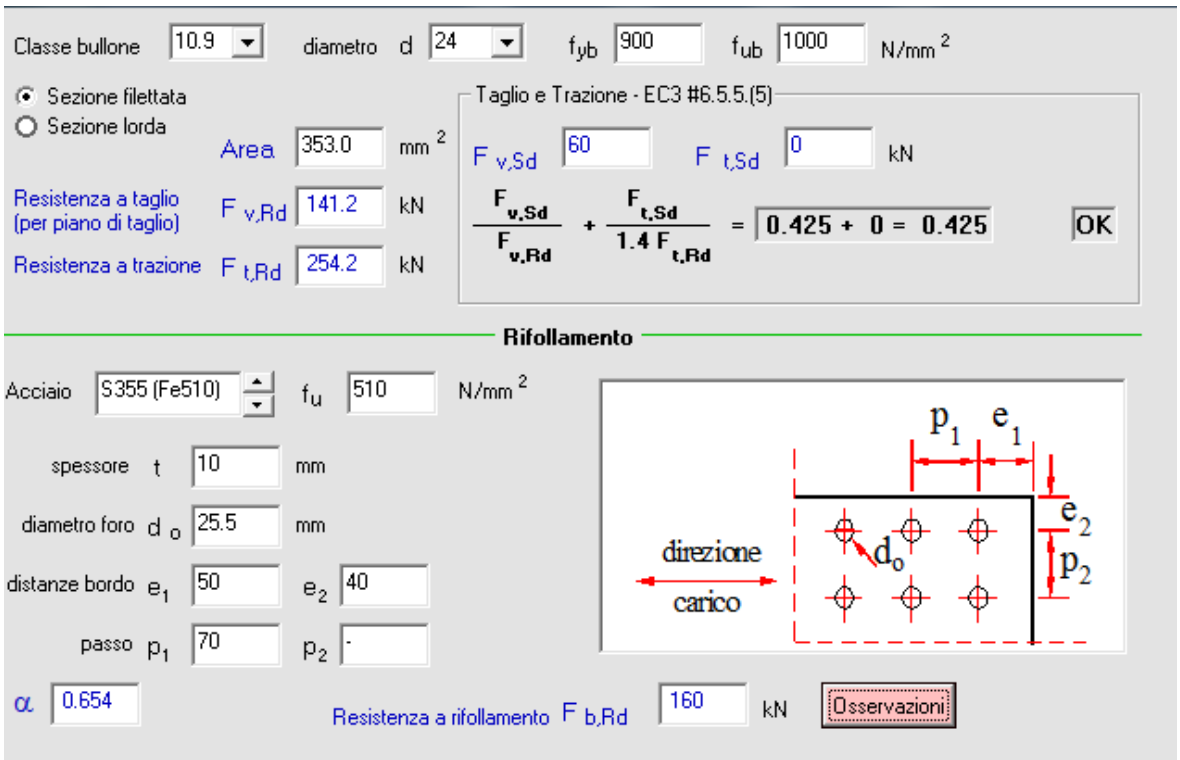
9.6.1 Verifiche SLU delle bullonature

Sforzo SLU 1193

N bulloni 5

N superfici di taglio 4

Sforzo di taglio per una superficie di taglio per ogni bullone 59.65 kN



Le verifiche SLU della bullonatura sono tutte soddisfatte.

9.6.2 Verifiche SLE delle bullonature

Allo stato limite di servizio si impone che la bullonatura lavori ad attrito e che le giunzioni non scorrano.

Dai carichi non fattorizzati, utilizzando lo stesso criterio di calcolo usato allo SLU, si ottiene il massimo sforzo sul profilo pari a 918 kN

Taglio trasmissibile per attrito			
ftb	1000	MPa	
mu	0.45		
Ares	353	mm2	M24
n sup attr	2		
γ_{M3}=	1.1		
numero di bulloni	5		
$F_{s,RD}$	1010.864		

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} = \frac{918}{1011} = 0.91 < 1$$

10. TRAVERSI

La condizione dimensionate per i traversi di spalla e di pila è quella di sollevamento dell'impalcato.

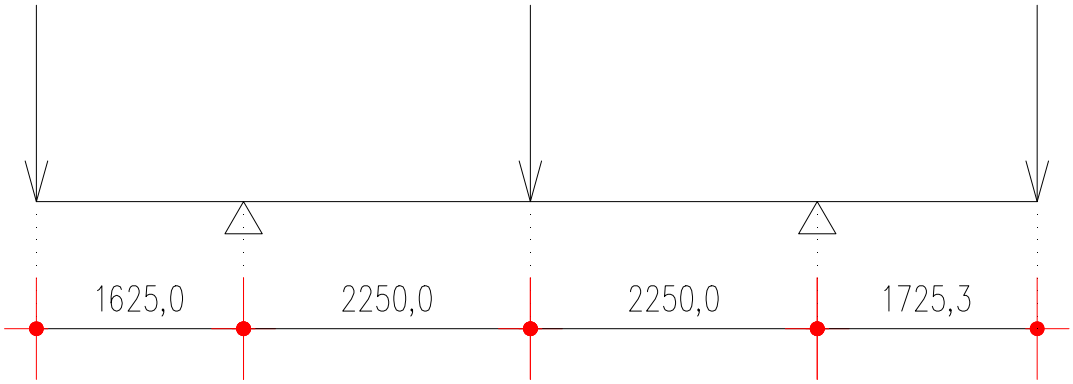
10.1 TRAVERSO DI PILA

La verifica di sollevamento viene svolta nel caso in cui siano presenti i pesi propri strutturalei e permanenti portati.

Lo scarico complessivo nominale dell'impalcato sulla pila è di 13021 kN

Su ogni trave grava 4340 kN che fattorizzato per 1.35 allo SLU è 5859 kN ~ 5900 Kn

10.1.1 Calcolo delle sollecitazioni



Condizione	Momento [kNm]	Taglio [kN]
SLU	10620	5900
SLE	7812	4340

10.1.1 Veririche strutturali SLU

Il traverso adottato nella sezione piu sollecitata ha la seguente sezione

H trave=2340	Piattabanda sup.	500x25
	Anima	25
	Piattabanda inf.	500x25

A	8.23E+04	mm^2
zG	1170	mm
DeltazG	--	
Jy	5.85E+10	mm^4
W	-5.00E+07	mm^3

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

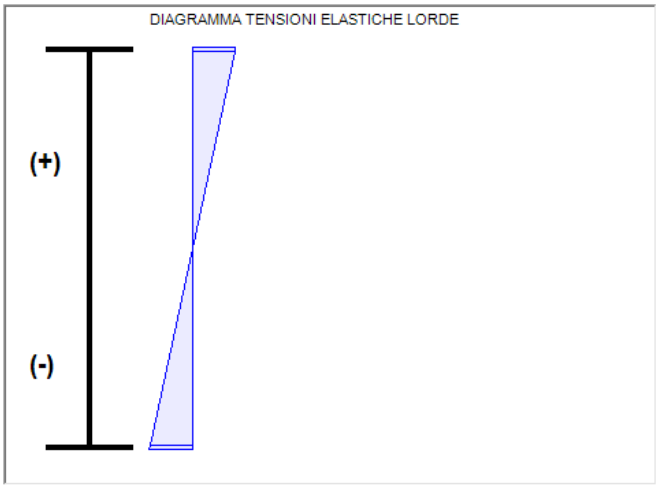
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	91.6	1170	0.5	-1	3
Piattabanda superiore	9.5				1
Piattabanda inferiore	9.5				3
Classe della sezione					**3**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	0E+00	MEd	1E+7	NEd	0E+00
NRd	-2.78E+7	MRd	2.09E+7	MEd	1E+7
				MRd	2.09E+7
NEd/NRd	0	MEd/MRd	0.479	MEd/MR	0.479

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 3

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.591



La tensione massima sulla piattabanda inferiore per la sollecitazione flessionale è

200 < 355/1.5=338 MPa verificato

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = 1.341E+7 N

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
91.6	>	61.982

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.092 Isl= 0E+00 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 0

Epsw= 0.814 Ktau= 8.696

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 8.677E+6 N

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 8.677E+6 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 N

chiw= 0.813 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.02 MEd,eq= 1E+7 Nm

c= 634.535 Mf,Rd= 9.784E+6 Nm

taucr= 196.92 N/mm^2 MEd/MfRd= 1.022

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = 0.68 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 1.02>1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.68 > 0.5

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1-\frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)\left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2$$ = 0.721<=1.0

$$\eta_i = \max\left(\eta_i\right)$$ = 0.591

VERIFICA SODDISFATTA

Tutte le verifiche SLU sono soddisfatte

10.1.1 Veririche strutturali SLE

La verifica strutturale SLE viene condotta col criterio di resistenza di Von Mises

	tensione	σ Id	c. u.
σ 4	176	176	0.5
σ 3	172.2	188	0.53
σ 2	0	160.8	0.45
σ 1	-172.2	188	0.53
σ 0	-176	176	0.5
τ 4	0	0	0
τ 3	43.5	0	0
τ 2	92.8	0	0
τ 1	43.5	0	0
τ 0	0	0	0

Tutte le tensioni ideali sono ampiamente inferiori a 355 MPa ammissibili in esercizio.

176 < 355=338 MPa verificato

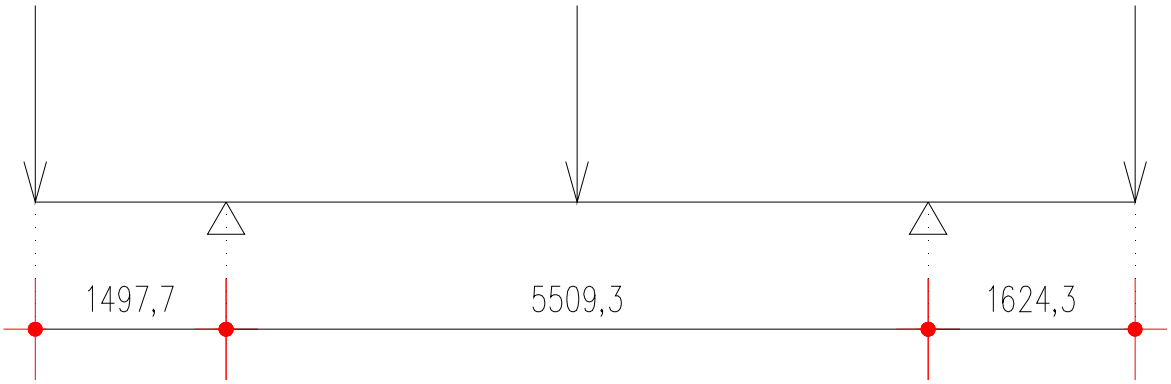
10.2 TRAVERSO DI SPALLA

La verifica di sollevamento viene svolta nel caso in cui siano presenti i pesi propri strutturalei e permanenti portati.

Lo scarico complessivo nominale dell'impalcato sulla spalla è di 3385 kN

Su ogni trave grava 1200 kN che fattorizzato per 1.35 allo SLU è 1620 kN

10.2.1 Calcolo delle sollecitazioni



Condizione	Momento [kNm]	Taglio [kN]
SLU	2916	1620
SLE	2160	1200

10.2.2 Veririche strutturali SLU

Il traverso adottato nella sezione piu sollecitata ha la seguente sezione

H trave=20291640	Piattabanda sup.	400x20
	Anima	20
	Piattabanda inf.	400x20

A	5.60E+04	mm^2
zG	1020	mm
DeltazG	--	
Jy	2.97E+10	mm^4
Wy	-2.91E+07	mm^3

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

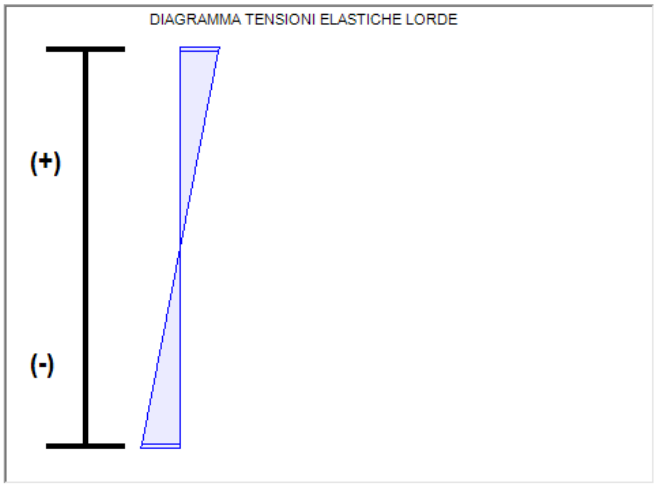
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	100	1020	0.5	-1	3
Piattabanda superiore	9.5				1
Piattabanda inferiore	9.5				3
Classe della sezione					**3**

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	0E+00	MEd	2.92E+6	NEd	0E+00
NRd	-1.89E+7	MRd	1.22E+7	MEd	2.92E+6
				MRd	1.22E+7
NEd/NRd	0	MEd/MRd	0.239	MEd/MR	0.239

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 3

Verifica tensioni lorde in Fase 1 : c.u.=0.297



La tensione massima sulla piattabanda inferiore per la sollecitazione flessionale è

100 MPa<355/1.5=338 MPa verificato

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta\, h_w t_w \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$$ = **9.37E+6 N**

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm^2

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$		$\frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{K_\tau}$
100	>	57.391

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 1.375 Isl= 0E+00 mm^4

eta= 1.2 Ktausl= 0

Epsw= 0.814 Ktau= 7.456

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = **5.195E+6 N**

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w\, f_{yw}\, h_w\, t}{\sqrt{3}\,\gamma_{M1}}$$ = 5.142E+6 N

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f\, t_f^2\, f_{yf}}{c\,\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$ = 5.303E+4 N

chiw= 0.69 Appoggio: NON RIGIDO

lambdaw= 1.203 MEd,eq= 2.916E+6 Nm

c= 696.3 Mf,Rd= 5.464E+6 Nm

taucr= 141.66 N/mm^2 MEd/MfRd= 0.534

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min\left(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd}\right)}$$ = **0.31 <=1 (VERIFICA SODDISFATTA)**

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$$ = 0.53<1 $$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$ = 0.32 <= 0.5

NON C'E' INTERAZIONE

Tutte le verifiche SLU sono soddisfatte

10.2.3 Veririche strutturali SLE

La verifica strutturale SLE viene condotta col criterio di resistenza di Von Mises

	tensione	σ Id	c. u.	id
σ 4	74.3	74.3	0.21	s 4
σ 3	72.8	78.1	0.22	s 3
σ 2	0	63.4	0.18	s 2
σ 1	-72.8	78.1	0.22	s 1
σ 0	-74.3	74.3	0.21	s 0
τ 4	0	0	0	t 4
τ 3	16.3	0	0	t 3
τ 2	36.6	0	0	t 2
τ 1	16.3	0	0	t 1
τ 0	0	0	0	t 0

74.3 MPa < 355 = 338 MPa verificato

Tutte le tensioni ideali sono ampiamente inferiori a 355 MPa ammissibili in esercizio.

11. SOLETTA

11.1 CRITERI DI CALCOLO

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta. Oltre ai correnti inferiori del traliccio, all'interno delle predalles vengono inseriti anche i ferri inferiori dell'armatura trasversale. La presenza di pioli connettori sia sui traversi di spalla che sulle travi longitudinali garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dell'impalcato.

Le verifiche della soletta verranno effettuate con riferimento a due fasi distinte:

FASE PROVVISIONALE: Nella prima fase le prédalles hanno 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 dei cassoni, in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci.

I momenti sono assunti di segno positivo se tendono le fibre inferiori, lo sforzo normale è assunto positivo se di trazione.

In questa prima fase sarà trascurato il contributo dei ferri integrativi all'interno della soletta predalles.

Come si noterà in seguito, durante la fase provvisionale sullo sbalzo non verrà eseguito il getto completo, ma dovrà essere arrestato ad una distanza di 1 metro dal bordo esterno (ovvero uguale alla larghezza del cordolo) in modo da che non si sviluppino tensioni iniziali troppo elevate sui tralicci.

FASE DEFINITIVA: Nella seconda fase si fa riferimento alla sezione completa, composta cioè dal calcestruzzo ormai maturato e da tutte le armature presenti. A favore di sicurezza si trascurerà il contributo dell'armature superiori dei tralicci per le verifiche a momento

negativo (cioè che tendono le fibre superiori). Le sollecitazioni agenti in fase definitiva sono state calcolate considerando tutti i carichi permanenti presenti (quindi anche getto completo e peso delle predalles) oltre ai carichi accidentali.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta facendo riferimento ad una striscia di larghezza unitaria.

In particolare lo schema statico adottato è quello di trave su tre appoggi con sbalzi esterni.

Il dimensionamento è stato effettuato tenendo conto della possibile presenza di una barriera fonoassorbente alta 3 metri.

La larghezza dell'impalcato diminuisce di circa 2,5 metri passando dalla spalla B alla pila 1 perciò, al fine di ottimizzare la soluzione progettuale, è stata dimensionata la soletta differentemente nei due tratti (Tratto A e Tratto B).

11.2 TRATTO A

Il tratto A si estende dalla Spalla B sino alla pila 1 e presenta una larghezza massima dell'impalcato di 15 metri.

Per tenere in conto di eventuali errori di esecuzione sono state utilizzate, a favore di sicurezza, le seguenti luci di calcolo:

L_c = luce massima campata = 5.2 m

L_s = luce massima sbalzo = 3 m

Si utilizzeranno lastre con le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali.

Larghezza lastra l = 2.40 m.

Numero di tralicci per lastra = 6

Corrente superiore del traliccio: ϕ_{cs} = 20 mm

Corrente inferiori del traliccio: ϕ_{ci} = 16 mm

Staffe: ϕ_s = 12 mm

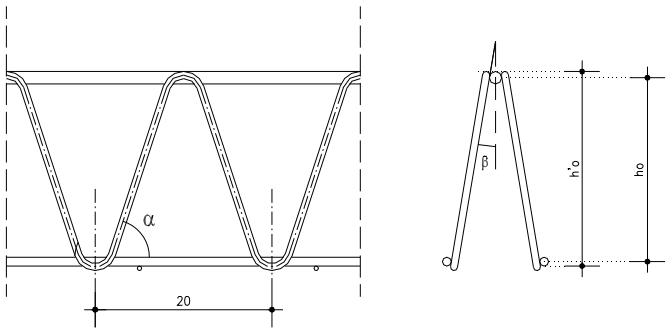
Altezza del traliccio h_0= 20.5 cm

Spessore soletta di base = 8 cm

Braccio della coppia interna d = 20.5 -1 – 0.8 = 18,7 cm

α = 63°

β = 11°



11.2.1 Fase provvisionale

Durante questa prima fase dovrà essere eseguito il getto necessariamente partendo dalle campate per evitare il pericolo di ribaltamento delle predalles.

Di seguito si riportano i carichi agenti in questa prima fase.

Carichi permanenti:

Peso proprio “predalles” $g_1 = 0.08 \times 25 = 2\ kN/m^2$

Getto integrativo $g_2 = 0.24 \times 25 = 6\ kN/m^2$

Carichi Variabili:

Sovraccarico per lavorazioni $g_3 = 1\ kN/m^2$

Le azioni permanenti verranno amplificate mediante un coefficiente parziale di sicurezza pari ad 1.35, mentre alle azioni variabili sarà associato un coefficiente pari ad 1.5.

Campata

Il calcolo delle sollecitazioni massime sarà effettuato sfruttando lo schema statico di trave doppiamente appoggiata con luce di 5,2 metri, a cui si sottrae la larghezza della piattabanda (60 cm). Si ottiene così una luce netta di 4,6 metri.

In campata il getto viene eseguito completamente in una sola fase.

Considerando una striscia di lastra unitaria si avrà:

q = 1.35 x (6+2) + 1.5 x 1 = 12.3 kN/m

Larghezza lastra = 2.4 m

A'_s = 6 φ 20 = 18.85 cm^2

A_s = 12 φ 16 = 24.13 cm^2

A_{st} = 12 φ 12 = 13.57 cm^2

Sollecitazioni:

M_{max}= (12.3 x 4.6^2)/8 = 33 kNm/m = 79.2 kNm

T_{max}= (12.3 x 4.6)/2 = 28.3 kN/m = 68 kN

Trazione nei correnti inferiori:

$$\sigma_t = \frac{Mmax}{d \, x \, As} = \frac{79.2 \, x \, 10^6}{2413 \, x \, 187} = 176 \, MPa < 391 \, MPa$$

Compressione nei correnti superiori: le tensioni di calcolo vengono opportunamente ridotte del coefficiente χ per tenere in conto dell'instabilità del corrente compresso.

l_o = lunghezza libera d'inflessione = 20 cm

D = 20 mm

X = 0.791

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{M_{max}}{d \times A's} = 284\ MPa < 391\ MPa$$

Compressione sulla staffe dovuta allo sforzo tagliante:

l_o = lunghezza libera d'inflessione = $\frac{h_e}{\sin\alpha\ \cos\beta}$ = 23.5 cm

d = 12 mm

χ = 0.456

$$S_{max} = \frac{T_{max}}{\sin\alpha\ \cos\beta} = \frac{68}{\sin 63\ \cos 11} = 78\ kN$$

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{S_{max}}{Ast} = 126\ MPa < \sigma_{max}$$

Sbalzo

Il calcolo delle sollecitazioni massime sarà effettuato sfruttando lo schema statico di mensola incastrata con luce di 3 metri. A favore di sicurezza si è scelto di non ridurre la luce di metà della piattabanda.

In una prima fase il getto integrativo grava sulla prédalles per una lunghezza di 2 m, ovvero viene interrotto a 1 m dal bordo esterno (ovvero pari alla larghezza del cordolo) in modo da non sovrasollecitare i correnti tesi superiori dei tralicci.

Considerando una striscia di lastra unitaria si avrà:

q_1 = 1.35 x 2 = 2.7 kN/m

q_2 = 1.35 x 6 + 1.5 x 1 = 9.6 kN/m

Larghezza lastra = 2.4 m

A_s = 6 φ 20 = 18,85 cm^2

A'_s = 12 φ 16 = 24.13 cm^2

A_{st} = 12 φ 12 = 13.57 cm^2

Sollecitazioni:

M_{max}= (2.7 x 3^2)/2 + (9.6 x 2^2)/2 = 32 kNm/m = 77 kNm

T_{max}= 2.7 x 3 + 9.6 x 2 = 27.3 kN/m = 66 kN

Trazione nei correnti superiori:

$$\sigma_t = \frac{Mmax}{d \times As} = \frac{77 \times 10^6}{1886 \times 187} = 219\ MPa < 391\ MPa$$

Compressione nei correnti inferiori: le tensioni di calcolo vengono opportunamente ridotte del coefficiente χ per tenere in conto dell'instabilità dei correnti compressi in corrispondenza della piattabanda. Si prevede l'introduzione di una staffa orizzontale Ø10 a passo 20cm (all'interno del traliccio), in modo da limitare a 20 cm la lunghezza libera d'inflessione delle barre inferiori in corrispondenza del tratto sopra alla piattabanda.

l_o = lunghezza libera d'inflessione = 20 cm

D = 16 mm

X = 0.702

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{M_{max}}{d \times A's} = 243\ MPa < 391\ MPa$$

Compressione sulla staffe dovuta allo sforzo tagliante:

l_o = lunghezza libera d'inflessione = $\frac{h_g}{\sin\alpha\ \cos\beta}$ = 23.5 cm

d = 12 mm

χ = 0.456

$$S_{max} = \frac{T_{max}}{\sin\alpha\ \cos\beta} = \frac{66}{\sin 63\ \cos 11} = 76\ kN$$

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{S_{max}}{Ast} = 123\ MPa < \sigma_{max}$$

11.2.2 Fase definitiva - Carichi permanenti

Durante questa fase verranno considerati i seguenti carichi permanenti:

Peso proprio "predalles"	$g_1 = 0.08 \times 25 = 2.0$ kN/m^2
Getto integrativo	$g_2 = 0.24 \times 25 = 6.0$ kN/m^2
Cordolo	$p_1 = 0.15 \times 25 = 3.8$ kN/m^2
Barriera di sicurezza	
(ed eventuale fono assorbente)	$p_2 = 3$ kN/m
Veletta	$p_3 = 1$ kN/m
Pavimentazione	$p_4 = 3$ kN/m^2

Nelle seguenti figure si riporta la disposizione dei carichi permanenti sul tratto di impalcato considerato ed i diagrammi delle sollecitazioni nominali flettenti e taglianti.

Figura 1 :Getto + predalles

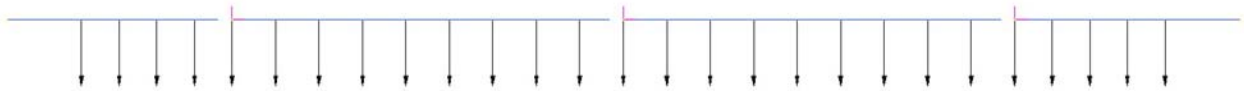


Figura 2: Pavimentazione

Figura 3 : Cordolo

Figura 4 : Veletta

Figura 5 : Barriera di sicurezza

PROGETTISTA
PIACENTINI INGEGNERI
via Cristoni 14 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

OGGETTO : COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P.78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO. PONTE TORRENTE SAMOGGIA. RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMITTENTE: PROVINCIA DI BOLOGNA

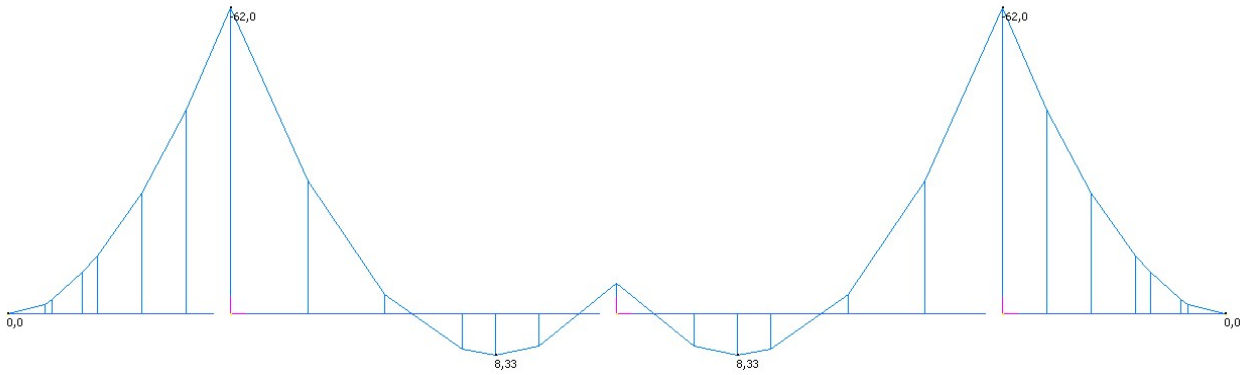


Diagramma del momento flettente

11.2.3 Fase definitiva - Carichi accidentali

Le sollecitazioni indotte dai carichi variabili sono state calcolate considerando la disposizione più sfavorevole per le singole sezioni di verifica, ovvero:

Sezione di appoggio dello sbalzo

Sezione di mezzeria in campata

Sezioni di appoggio centrale

Azioni dovute al traffico:

Per i carichi mobili si farà riferimento agli schemi di carico forniti nelle NTC2008 per le verifiche locali, ovvero;

Schema di carico 1: costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 metri, e da carichi uniformemente distribuiti;

Schema di carico 2: costituito da carichi concentrati su un singolo asse , applicati su impronte di pneumatico rettangolare di larghezza 0.60 m d altezza 0.35 m. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Le aree di competenza dei carichi concentrati verranno valutate di volta in volta ipotizzando una diffusione a 45° verso il piano medio della soletta.

Urto di veicolo in svio q8 :

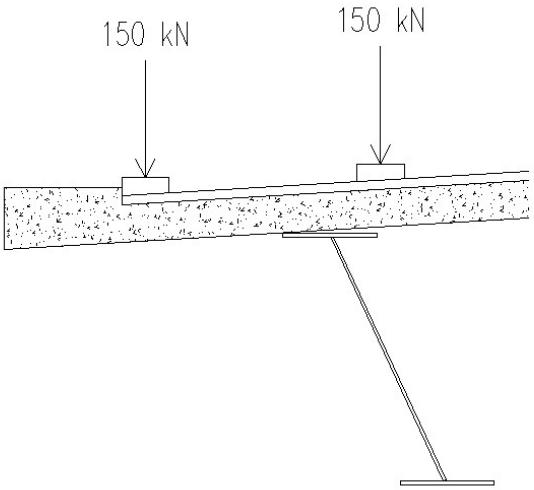
La normativa consente di simulare tale azione con una forza concentrata di intensità pari a 100.00kN applicata ad una quota di 1.00 m misurata a partire dal piano viario.

Sbalzo Laterale

Carichi mobili

Il primo schema di carico è quello che massimizza il momento flettente nella sezione d'appoggio.

Esso è costituito da una colonna del carico con la prima fila di ruote poste in adiacenza al cordolo e la seconda fila posta ad una distanza di 2 m (non si considera la seconda impronta in quanto insiste sulla piattabanda superiore della trave metallica). La disposizione del carico è illustrata nella seguente figura:



Sullo sbalzo agiranno quindi soltanto due impronte di carico da 150 kN l'una, poste ad una distanza dall'asse della piattabanda superiore pari a:

d = 1.80 m

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza

del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

$B_{Res,M}$ = 1.2 + 0.4 + 2 x (0,10 + 0,16 + 1.8) = 5.72 m

A tale schema sarà poi accoppiato un carico distribuito di 9 kN/m considerando un tratto di soletta di 1 metro.

Sulla base di quanto appena esposto la sollecitazione flettente nominale massima al metro lineare di soletta valgono:

$$M_{Max} = \frac{300\ x\ 1.8}{5.72} + \frac{9\ x\ 2^2}{2} = 112.4\ kNm/m$$

Urto di veicolo in svio

Si assume che l'azione d'urto interessi una lunghezza di 2 metri sulla barriera di sicurezza. Si considera poi una ripartizione a 45° in senso verticale fino al piano medio della soletta ed una diffusione in senso orizzontale, sempre a 45°, fino all'appoggio rappresentato dall' asse della piattabanda superiore della trave.

Tale azione va applicata ad un'altezza pari a 1.26 m dal piano medio della soletta.

B_{Res} = 2 + 2 x (0,26 + 2) = 6.52 m

$$M_{Urto} = \frac{100\ x\ 1.26}{6.52} = 19.4\ kNm/m$$

$$N_{Urto} = \frac{100}{6.52} = 15.4\, kN/m$$

A tale azione va associato il secondo schema di carico isolato posizionando l'impronta più esterna a ridosso del sicurvia. Anche per il secondo schema di carico si assume una diffusione a 45° in verticale fino piano medio della soletta ed una diffusione in orizzontale, sempre a 45°, fino all'incastro in corrispondenza dell'asse della piattabanda superiore della trave.

B_{Res} = 0.35 + 0.26 x 2 + 1.7 x 2 = 4.27 m

$$M_{Schema2} = \frac{200\, x\, 1.7}{4.27} = 80\, kNm/m$$

La sollecitazione nominale complessiva sviluppata dall'azione di urto di veicolo sulla sezione di incastro vale pertanto:

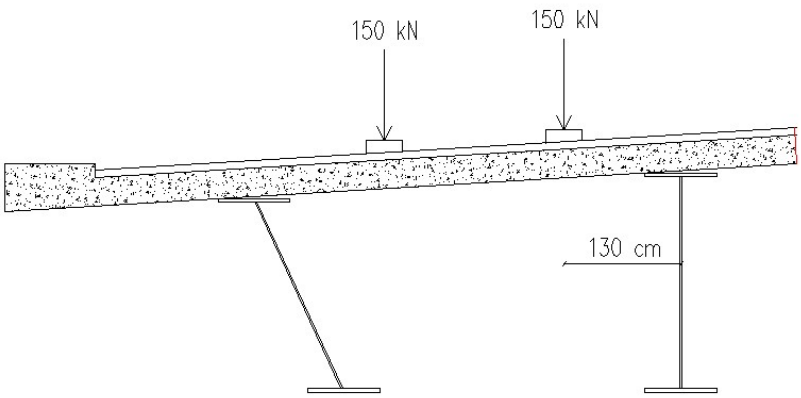
$$M_{max} = 19.4 + 80 = 99.4\, kNm/m$$

$$N_{Trastone} = \frac{100}{6.52} = 15.4\, kN/m$$

Campata

Carichi mobili

La massimizzazione del momento flettente positivo nella sezione di mezzeria si ottiene disponendo lo schema di carico 1 ad 1.3 metri dall'appoggio, come rappresentato in figura:



Ovviamente ad tale coppia di carichi dovrà essere associato il carico distribuito di 9 kN/m^2,

Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato di metà della luce della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

B_{Res} = 1.2 + 0.4 +2 x 0.26 + 5.2/2 = 4.72 m

La massimizzazione del momento flettente negativo sulla sezione di appoggio in corrispondenza della trave centrale si ottiene applicando lo schema di carico 1 su ambo le campate ed in asse alle stesse, utilizzando le seguenti azioni sollecitanti:

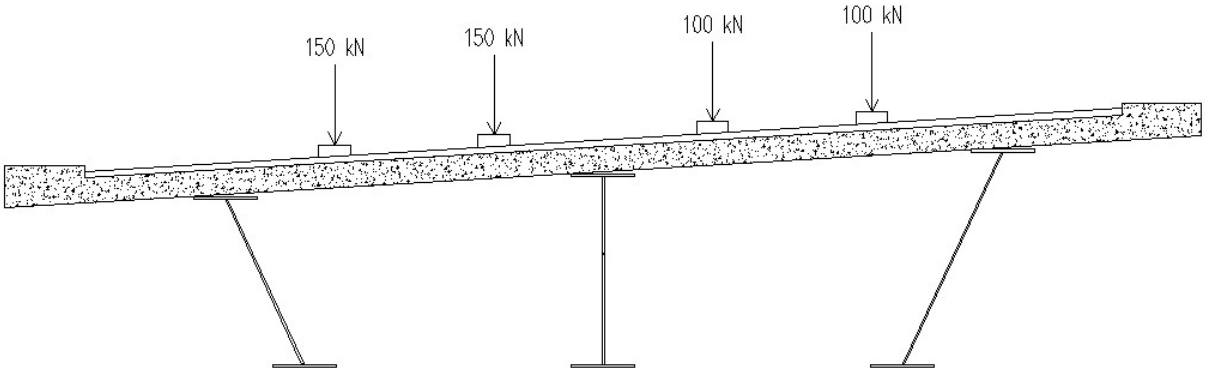
Corsia 1: Carichi concentrati su due assi in tandem da 300 kN e carico distribuito da 9 kN/m2

Corsia 2: Carichi concentrati su due assi in tandem da 200 kN e carico distribuito da 2.5 kN/m2

PROGETTISTA
PIACENTINI INGEGNERI
via Cristoni 14 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

OGGETTO : COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P.78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO. PONTE TORRENTE SAMOGGIA. RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMITTENTE: PROVINCIA DI BOLOGNA



11.2.4 Combinazioni di carico e riepilogo delle sollecitazioni

Le verifiche vengono effettuate agli S.L.E. e S.L.U., con riferimento alle combinazioni riportate nelle NTC2008, in particolare:

- combinazione S.L.U. fondamentale per le verifiche allo stato limite ultimo
- combinazione S.L.U. eccezionale con azione dell'urto per le verifiche allo stato limite ultimo
- combinazione S.L.E. rara per le verifiche delle tensioni di esercizio
- combinazione S.L.E. frequente e per quasi permanente le verifiche di fessurazione

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le sollecitazioni massime sulle varie sezioni di verifica.

Sbalzo, sezione di incastro		
Combinazione	**M (kNm/m)**	**N (kN/m)**
Fondamentale (SLU)	-269	0
Eccezionale (SLU)	-164	15.4
Rara (SLE)	-191	0
Frequente (SLE)	-140	/
Quasi permanente (SLE)	-62	/

Campata, sezione di mezzeria

Combinazione	M (kNm/m)
Fondamentale (SLU)	158
Rara (SLE)	110
Frequente (SLE)	69,6
Quasi permanente (SLE)	8,3

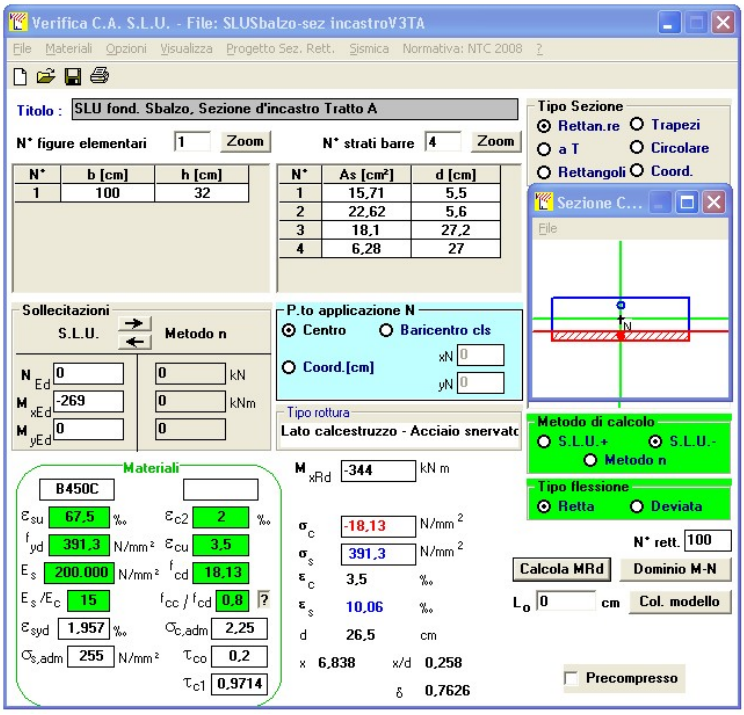
Campata, appoggio centrale	
Combinazione	**M (kNm/m)**
Fondamentale (SLU)	-174
Rara (SLE)	-121
Frequente (SLE)	-84,7
Quasi permanente (SLE)	-9,9

11.2.5 Verifiche di resistenza

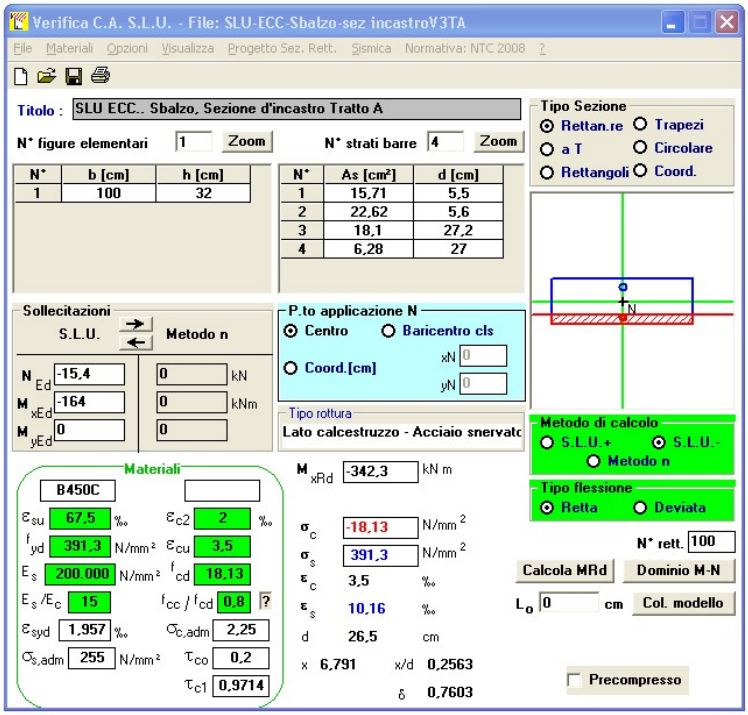
Sbalzo

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza nei confronti degli stati limite ultimi.

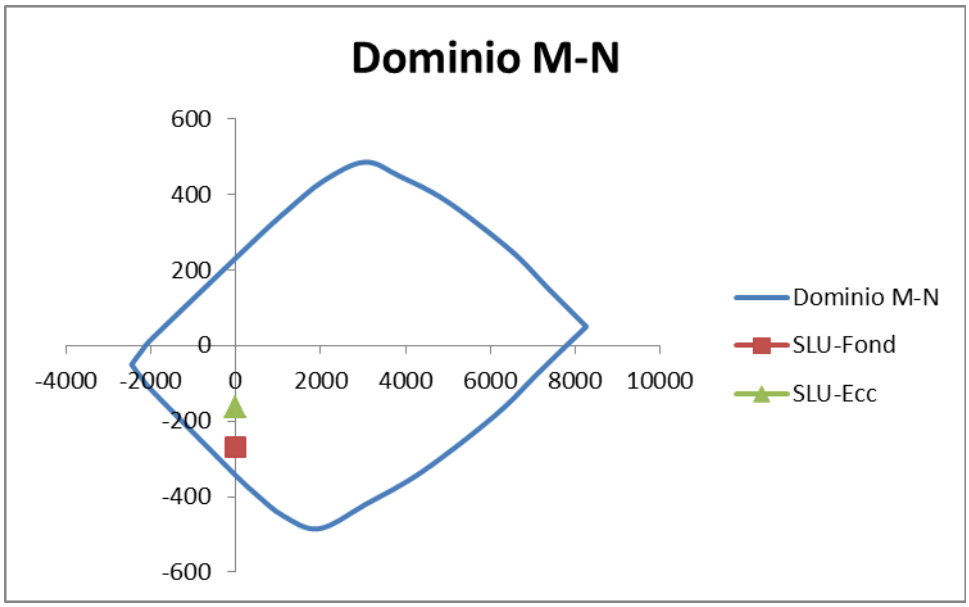
Pressoflessione-Combinazione fondamentale – SEZ Incastro:



Pressoflessione-Combinazione Eccezionale – SEZ Incastro:



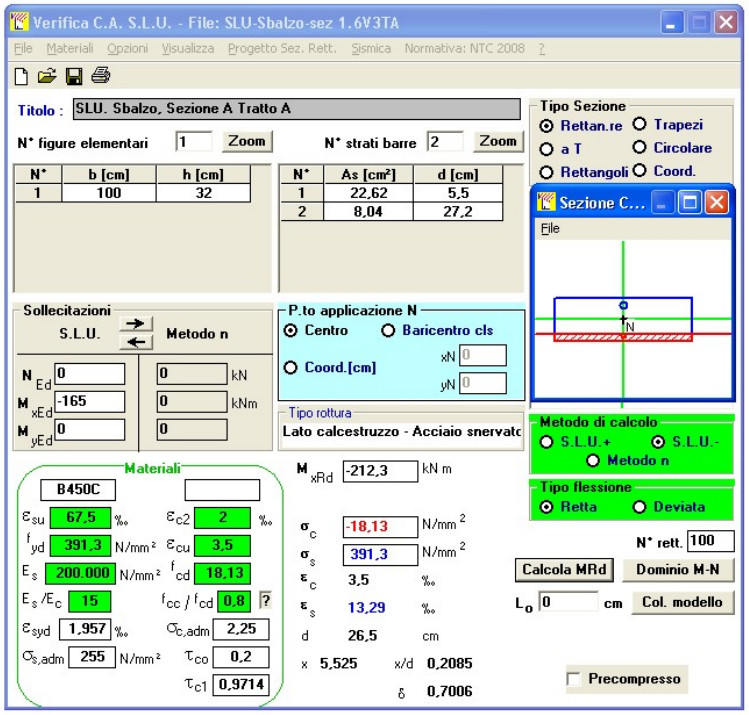
Pressoflessione-Dominio di resistenza - SEZ Incastro:



Nella sezione di incastro per lo sbalzo saranno quindi posti ϕ 24 / 20 a cui vengono aggiunti ϕ 20 / 20 come ferri integrativi; quest'ultimi posso essere fatti partire da circa 120 cm dalla trave (in realtà devono essere fatti partire circa 100 cm prima per garantire l'adeguato ancoraggio).

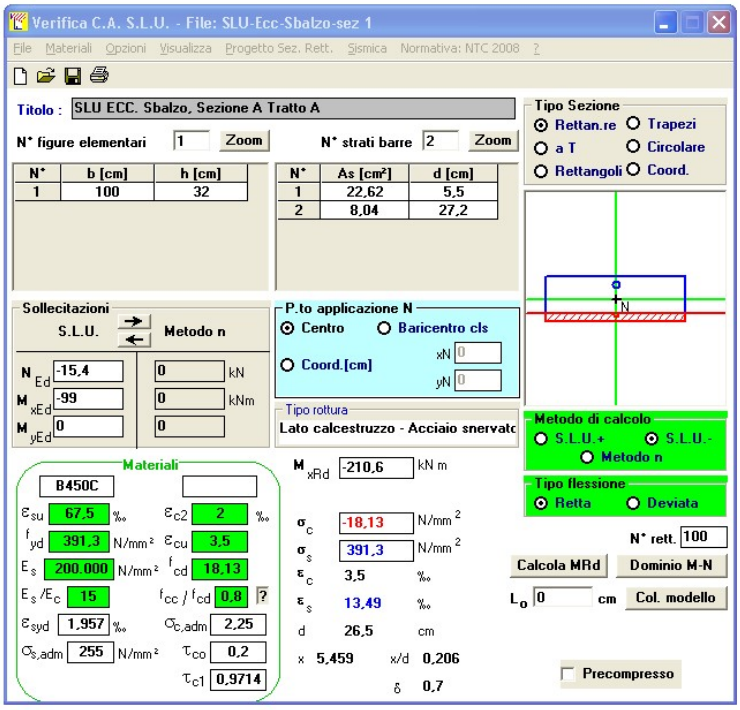
Si riporta quindi la verifica nella suddetta sezione considerando come correnti tesi soltanto i ϕ 24 / 20. Tale sezione verrà nel seguito denominata Sez.A.

Pressoflessione-Combinazione fondamentale Sez A – SEZ A:

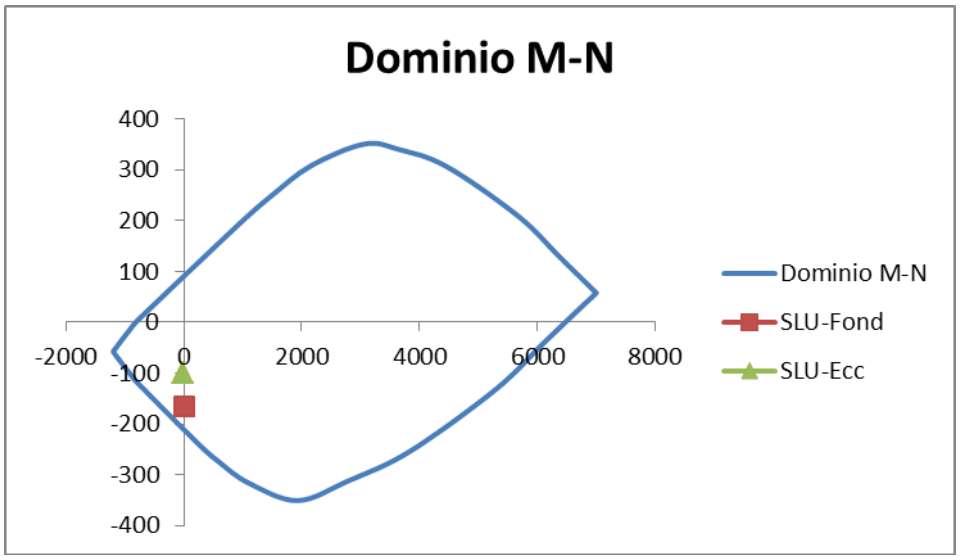


15.4

Pressoflessione-Combinazione Eccezionale Sez A:



Dominio di pressoflessione - Sez A:



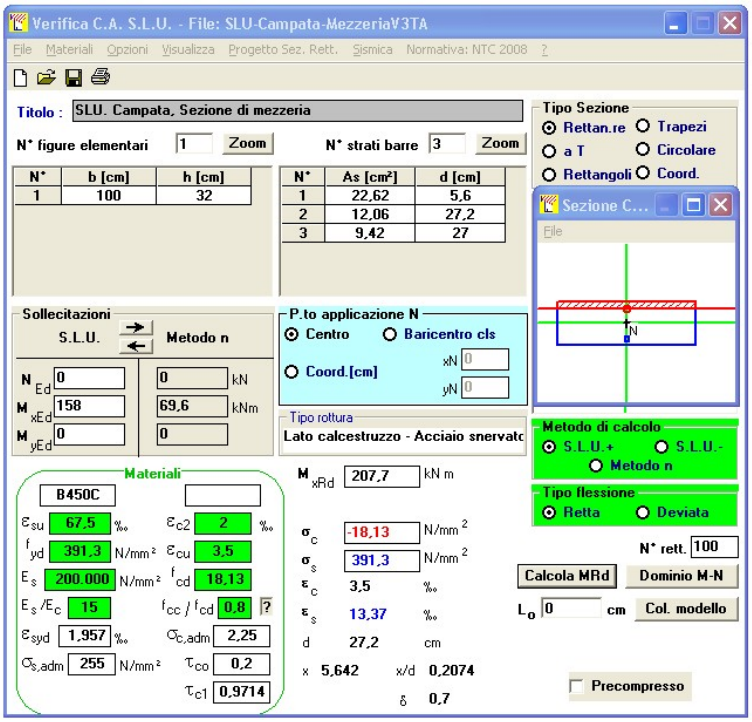
Da quanto sopra riportato se deduce che la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Campata

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza nei confronti dello stato limite ultimo.

Non è stata tenuta in considerazione la combinazione eccezionale in quanto non significativa per le sezioni in esame.

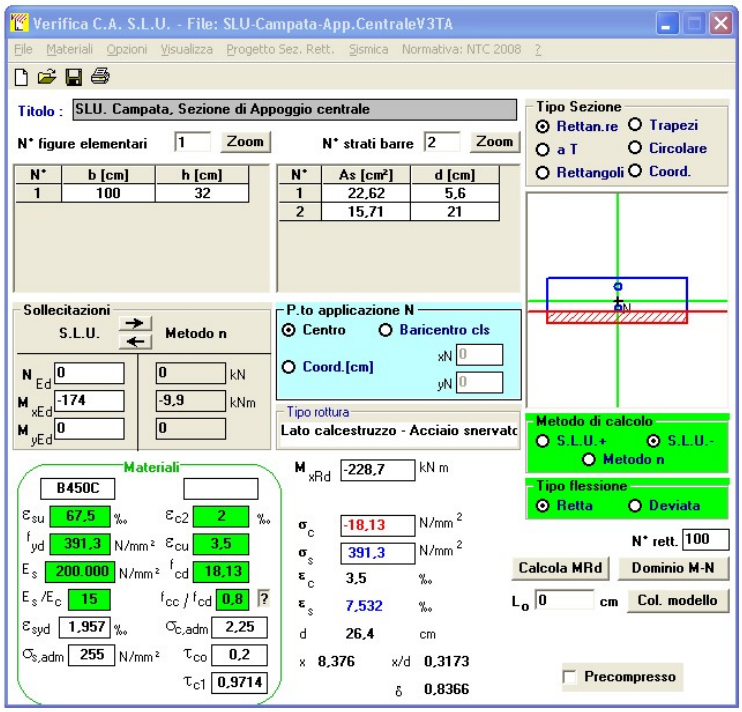
Pressoflessione-Combinazione fondamentale – SEZ Mezzeria:



Essendo CS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.76 < 1 la verifica risulta soddisfatta.

Pressoflessione-Combinazione fondamentale: Sezione di appoggio :

Si noti che in questa sezione vi è la separazione tra le due lastre. Per creare continuità sono stati inseriti correnti inferiori ϕ 20/20 posti al di sopra della soletta in C.a.p.



Essendo CS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.76 < 1 la verifica risulta soddisfatta.

11.2.6 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono eseguite in fasi distinte:

Fase 1 : stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione sulla fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{tr} = \frac{f_{ctm}}{1.2} = f_{ctm,flm}$$

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Fase 2 : stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, i valori limite di apertura delle fessure valgono:

w1 = 0.2

w2 = 0.3

w3 = 0.4

Le verifiche a fessurazione in Fase 2 sono state condotte facendo riferimento a quanto indicato nelle NTC2008 nei confronti dei seguenti stati limite d'esercizio:

Combinazione frequente : Apertura delle fessure wd < w2 = 0.3 mm , Ambiente aggressivo

Combinazione quasi permanente : Apertura delle fessure wd < w1 = 0.2 mm , Ambiente aggressivo

Tutte le verifiche sono state effettuate facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria pari ad 1 metro.

<u>Fase 1- stato limite di formazione delle fessure</u>:

Combinazione Quasi permanente						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**σ_c (MPa)**	**$\sigma_c / f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-62	3833	2,520	2,533	1,01	Fessurata
Sbalzo -Sez. A	-16,3	1571	2,520	0,774	0,31	Non Fessurata
Campata - Mezzeria	8,3	2148	2,520	0,370	0,15	Non Fessurata
Campata - Appoggio	-9,9	2262	2,520	0,841	0,33	Non Fessurata

Combinazione Frequente						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**σ_c (MPa)**	**$\sigma_c / f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-140	3833	2,520	5,719	2,27	Fessurata
Sbalzo -Sez. A	-25,4	1571	2,520	1,206	0,48	Non Fessurata
Campata - Mezzeria	69,6	2148	2,520	3,108	1,23	Fessurata
Campata - Appoggio	-84,7	2262	2,520	7,196	2,86	Fessurata

Come si può notare dalle tabelle sopra riportate, non tutte le sezioni risultano fessurate, in particolare:

SLE Comb. Quasi permanente: soltanto la sezione di incastro allo sbalzo risulta fessurata, solo su di essa verrà quindi effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

SLE Comb. Frequente: soltanto la sezione A risulta non fessurata, su tutte le altre sarà quindi indispensabile effettuare le verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

Fase 2- stato limite di apertura delle fessure.

Di seguito sono riportate le verifiche allo stato limite di apertura per le varie sezioni:

Sbalzo, Sez. Appoggio *Comb. Frequente*		
b	1000	mm
σ_s	163,8	MPa
h	320	mm
c	45	mm
d	275	mm
As	3833	mm^2
φ_{eq}	22,18	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	220,9	mm
ε_{sm}	0,00057	
w_d	0,214	mm
w_1	0,3	mm

Essendo 0.214 < 0.3 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

Sbalzo, Sez. Appoggio		
Comb. Quasi Permanente		
b	1000	mm
σ_s	72,54	MPa
h	320	mm
c	45	mm
d	275	mm
As	3833	mm^2
φ_{eq}	22,18	mm
k_t	0,4	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	219,0	mm
ε_{sm}	0,000208	
w_d	0,078	mm
w_2	0,2	mm

Essendo 0.078 < 0.2 la verifica nella suddetta sezione risulta ampiamente soddisfatta.

Campata, Sez. Appoggio
Comb. Frequente

b	1000	mm
σ_s	163	MPa
h	320	mm
c	45	mm
d	275	mm
As	2262	mm^2
φ_{eq}	24,00	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	273,0	mm
ε_{sm}	0,000463	
w_d	0,217	mm
w_1	0,3	mm

Essendo 0.217 < 0.2 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

Campata, Sez. Mezzeria *Comb.Frequente*		
b	1000	mm
σ_s	139	MPa

h	320	mm
c	40	mm
d	280	mm
As	2148	mm^2
φ_{eq}	17,54	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	240,6	mm
ε_{sm}	0,000389	
w_d	0,159	mm
w_1	0,3	mm

Essendo 0.134 < 0.2 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

11.2.7 Verifiche alle tensioni in esercizio

Le verifiche alle tensioni di esercizio sono state eseguite facendo riferimento alla combinazione caratteristica (Rara) e combinazione quasi permanente.

Secondo quanto indicato dalla normativa le tensioni per calcestruzzo ed acciaio non devono superare i seguenti valori:

$\sigma_c < 0.60\ f_{ck} = 19.2$ MPa — Combinazione caratteristica (Rara)

$\sigma_c < 0.45\ f_{ck} = 14.4$ MPa — Combinazione quasi permanente

$\sigma_s < 0.80\ f_{yk} = 360$ MPa — Combinazione caratteristica (Rara)

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche alla tensioni per le varie sezioni di verifica.

Tensioni sul calcestruzzo, Combinazione rara						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{c,lim}$ (MPa)**	**σ_c(MPa)**	**σ_c /$\sigma_{c,lim}$**	**Verifica**
Sbalzo - Appoggio	-191	3833	19,2	11,04	0,58	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. A	-45,3	1571	19,2	3,51	0,18	Soddisfatta

Campata - Mezzeria	110	2148	19,2	7,74	0,40	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-121	2262	19,2	10,28	0,54	Soddisfatta

Tensioni sul calcestruzzo, Combinazione Quasi permanente

Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{c,lim}$ (MPa)**	**σ_c(MPa)**	**σ_c /$\sigma_{c,lim}$**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-62	3833	14,4	3,59	0,25	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. A	-16,3	1571	14,4	1,26	0,09	Soddisfatta
Campata - Mezzeria	8,3	2148	14,4	0,58	0,04	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-9,9	2262	14,4	0,84	0,06	Soddisfatta

Tensioni sull'acciaio teso, Combinazione rara

Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{s,lim}$ (MPa)**	**σ_s(MPa)**	**σ_s /$\sigma_{s,lim}$**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-191	3833	360	223,50	0,62	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. A	-45,3	1571	360	87,04	0,24	Soddisfatta
Campata - Mezzeria	110	2148	360	219,7	0,61	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-121	2262	360	232,8	0,65	Soddisfatta

In nessuna sezione le tensioni in esercizio superano le tensioni limite imposte dalla normativa vigente, pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.

11.3 TRATTO B

Il tratto B si estende dalla pila 1 sino alla spalla A e presenta una larghezza massima dell'impalcato di 13.3 metri.

Per tenere in conto di eventuali errori di esecuzione sono state utilizzate, a favore di sicurezza, le seguenti luci di calcolo:

L_c = luce massima campata = 4.5 m

L_s = luce massima sbalzo = 2.5 m

Si utilizzeranno lastre con le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali.

Larghezza lastra l = 2.40 m.

Numero di tralicci per lastra in campata = 6

Numero di tralicci per lastra sugli sbalzi = 6

Corrente superiore del traliccio: ϕ_{cs} = 18 mm

Corrente inferiori del traliccio: ϕ_{ci} = 14 mm

Staffe: ϕ_s = 12 mm

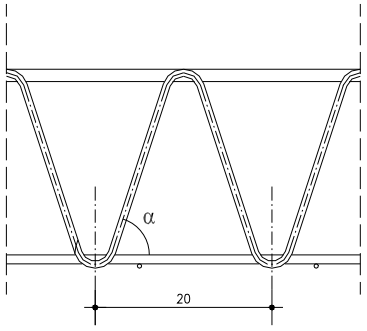
Altezza del traliccio h_0= 20,5 cm

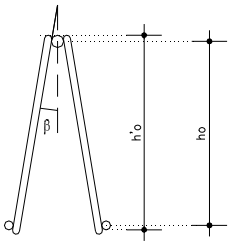
Spessore soletta di base = 8 cm

Braccio della coppia interna d = 20.5 -0.9 – 0.7 = 189 cm

α = 63°

β = 11°





11.3.1 Fase provvisionale

Durante questa prima fase dovrà essere eseguito il getto necessariamente prima sulle campate e, solo successivamente, sugli sbalzi.

Di seguito si riportano i carichi agenti in questa prima fase.

Carichi permanenti:

Peso proprio “predalles” $g_1 = 0.08 \times 25 = 2\ kN/m^2$

Getto integrativo $g_2 = 0.24 \times 25 = 6\ kN/m^2$

Carichi Variabili:

Sovraccarico per lavorazioni $g_3 = 1\ kN/m^2$

Le azioni permanenti verranno amplificate mediante un coefficiente parziale di sicurezza pari ad 1.35, mentre alle azioni variabili sarà associato un coefficiente pari ad 1.5

Campata

Il calcolo delle sollecitazioni massime sarà effettuato sfruttando lo schema statico di trave doppiamente appoggiata con luce di 4.5 metri, a cui si sottrae la larghezza della piattabanda (60 cm). Si ottiene così una luce netta di 3.9 metri.

In campata il getto viene eseguito completamente in una sola fase.

Considerando una striscia di lastra unitaria si avrà:

$q = 1.35 \times (6+2) + 1.5 \times 1 = 12.3\ kN/m$

Larghezza lastra = 2.4 m

A'_s = 6 φ 18 = 15.27 cm^2

A_s = 12 φ 14 = 18.47 cm^2

A_{st} = 12 φ 12 = 13.57 cm^2

Sollecitazioni:

M_{max}= (12.3 x 3.9^2)/8 = 23.4 kNm/m = 56.2 kNm

T_{max}= (12.3 x 3.9)/2 = 24.0 kN/m = 57.6 kN

Trazione nei correnti inferiori:

$$\sigma_t = \frac{Mmax}{d \, x \, As} = \frac{56.2 \, x \, 10^6}{1847 \, x \, 189} = 161 MPa < 391 \, MPa$$

Compressione nei correnti superiori: le tensioni di calcolo vengono opportunamente ridotte del coefficiente χ per tenere in conto dell'instabilità del corrente compresso.

l_o = lunghezza libera d'inflessione = 20 cm

D = 18 mm

X = 0.752

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi} \frac{M_{max}}{d \, x \, A's} = 259 \, MPa < 391 \, MPa$$

Compressione sulla staffe dovuta allo sforzo tagliante:

l_o = lunghezza libera d'inflessione = $\frac{h_0}{\sin\alpha \cos\beta}$ = 23.5 cm

d = 12 mm

χ = 0.456

$$S_{max} = \frac{T_{max}}{\sin\alpha \cos\beta} = \frac{57.6}{\sin 63 \cos 11} = 65.9\ kN$$

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{S_{max}}{A_{st}} = 106.7\ MPa < \sigma_{max}$$

Sbalzo

Il calcolo delle sollecitazioni massime sarà effettuato sfruttando lo schema statico di mensola incastrata con luce di 2.5 metri. A favore di sicurezza si è scelto di non ridurre la luce di metà della piattabanda.

In una prima fase il getto integrativo grava sulla prédalles per una lunghezza di 1.5 m, ovvero viene interrotto a 1 m dal bordo esterno (pari alla larghezza del cordolo) in modo da non sovrasollecitare i correnti tesi superiori dei tralicci.

Considerando una striscia di lastra unitaria si avrà:

q_1 = 1.35 x 2 = 2.7 kN/m

q_2 = 1.35 x 6 + 1.5 x 1 = 9.6 kN/m

Larghezza lastra = 2.4 m

A_s = 6 φ 18= 15.27 cm^2

A'_s = 12 φ 14 = 18.47 cm^2

A_{st} = 12 φ 12 = 13.57 cm^2

Sollecitazioni:

M_{max}= (2.7 x 2.5^2)/2 + (9.6 x 1.5^2)/2 = 19.3 kNm/m = 46.4 kNm

T_{max}= 2.7 x 2.5 + 9.6 x 1.5 = 21.2 kN/m = 51 kN

Trazione nei correnti superiori:

$$\sigma_t = \frac{Mmax}{d\ x\ As} = \frac{46.4\ x\ 10^6}{1527\ x\ 189} = 161\ MPa < 391\ MPa$$

Compressione nei correnti inferiori: le tensioni di calcolo vengono opportunamente ridotte del coefficiente χ per tenere in conto dell'instabilità del corrente compresso in corrispondenza della piattabanda. Si prevede l'introduzione di una staffa orizzontale Ø10 a passo 20cm (all'interno del traliccio), in modo da limitare a 20 cm la lunghezza libera d'inflessione delle barre inferiori in corrispondenza del tratto sopra alla piattabanda.

l_o = lunghezza libera d'inflessione = 20 cm

D = 14 mm

χ = 0.636

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{M_{max}}{d \times A's} = 209\ MPa < 391\ MPa$$

Compressione sulla staffe dovuta allo sforzo tagliante:

l_o = lunghezza libera d'inflessione = $\frac{h_e}{\sin\alpha\ \cos\beta}$ = 23.5 cm

d = 12 mm

χ = 0.456

$$S_{max} = \frac{T_{max}}{\sin\alpha\ \cos\beta} = \frac{51}{\sin 63\ \cos 11} = 60.3\ kN$$

$$\sigma_c = \frac{1}{\chi}\frac{S_{max}}{Ast} = 62.4\ MPa < \sigma_{max}$$

11.3.1 Fase definitiva - Carichi permanenti

Durante questa fase verranno considerati i seguenti carichi permanenti:

Peso proprio "predalles"	g_1 = 0.08 x 25 = 2.0 kN/m^2
Getto integrativo	g_2 = 0.24 x 25 = 6.0 kN/m^2
Cordolo	p_1 = 0.15 x 25 = 3.8 kN/m^2
Barriera di sicurezza	
(ed eventuale fono assorbente)	p_2 = 3 kN/m
Veletta	p_3 = 1 kN/m
Pavimentazione	p_4 = 3 kN/m^2

Nelle seguenti figure si riporta la disposizione dei carichi permanenti sul tratto di impalcato considerato ed i diagrammi delle sollecitazioni nominali flettenti e taglianti.

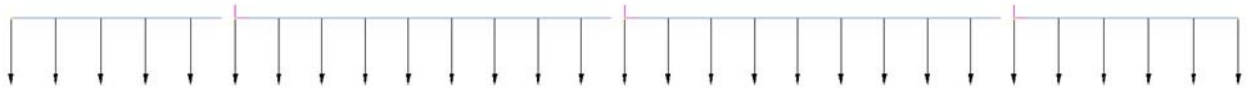


Figura 1 :Getto + predalles

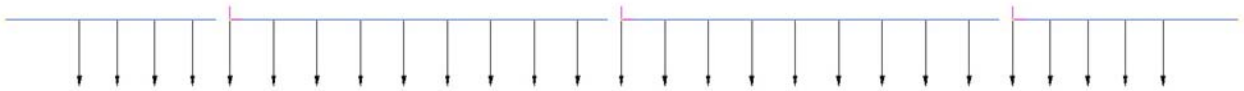


Figura 2: Pavimentazione

Figura 3 : Cordolo

Figura 4 : Veletta

Figura 5 : Barriera di sicurezza

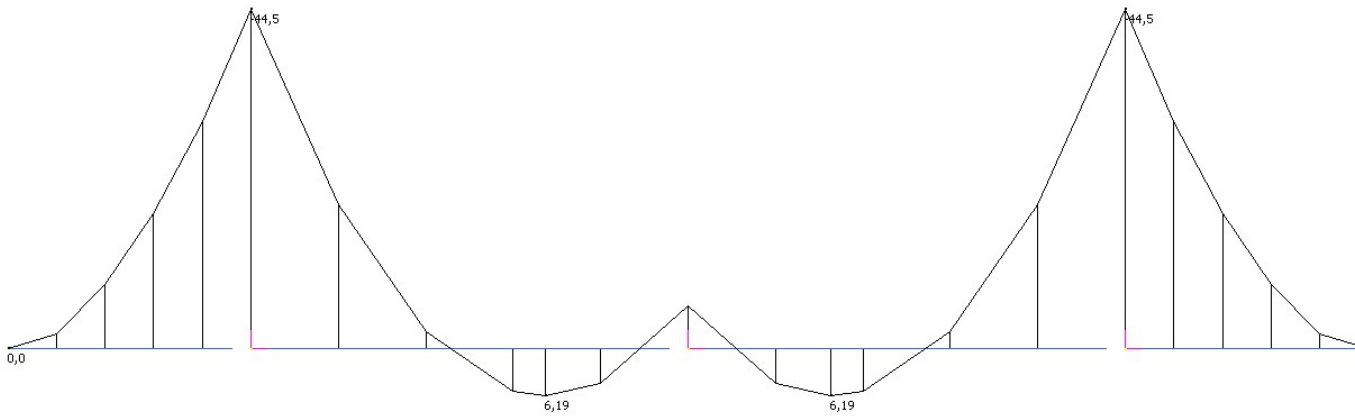


Diagramma del Momento flettente

11.3.2 Fase definitiva - Carichi accidentali

Le sollecitazioni indotte dai carichi variabili sono state calcolate considerando la disposizione più sfavorevole per le singole sezioni di verifica, ovvero:

Sezione di appoggio dello sbalzo

Sezione di mezzeria in campata

Sezioni di appoggio centrale

Azioni dovute al traffico:

Per i carichi mobili si farà riferimento agli schemi di carico forniti dalle NTC2008 per le verifiche locali, ovvero;

Schema di carico 1: costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 metri, e da carichi uniformemente distribuiti;

Schema di carico 2: costituito da carichi concentrati su un singolo asse , applicati su impronte di pneumatico rettangolare di larghezza 0.60 m d altezza 0.35 m. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Le aree di competenza dei carichi concentrati verranno valutate di volta in volta ipotizzando una diffusione a 45° verso il piano medio della soletta.

Urto di veicolo in svio q8 :

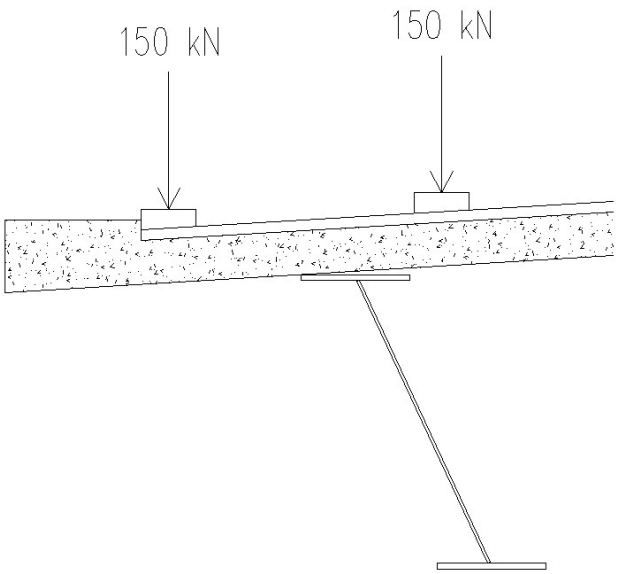
La normativa consente di simulare tale azione con una forza concentrata di intensità pari a 100 kN applicata ad una quota di 1.00 m misurata a partire dal piano viario.

Sbalzo Laterale

Carichi mobili

Il primo schema di carico è quello che massimizza il momento flettente nella sezione d'appoggio.

Esso è costituito da una colonna del carico con la prima fila di ruote poste in adiacenza al cordolo e la seconda fila posta ad una distanza di 2 m (non si considera la seconda impronta in quanto insiste sulla piattabanda superiore della trave metallica). La disposizione del carico è illustrata nella seguente figura:



Sullo sbalzo agiranno quindi soltanto due impronte di carico da 150 kN l'una, poste ad una distanza dall'asse della piattabanda superiore pari a:

d = 1.30 m

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

$B_{Res,M}$ = 1.2 + 0.4 + 2 x (0,10 + 0,16 + 1.3) = 4.72 m

A tale schema sarà poi accoppiato un carico distribuito di 9 kN/m considerando un tratto di soletta di 1 metro.

Sulla base di quanto appena esposto le sollecitazioni nominali massime al metro lineare di soletta valgono:

$$M_{Max} = \frac{300\ x\ 1.3}{4.72} + \frac{9\ x\ 1.5^2}{2} = 92{,}8\ kNm/m$$

Urto di veicolo in svio

Si assume che l'azione d'urto interessi una lunghezza di 2 metri. Si considera poi una ripartizione a 45° in senso verticale fino al piano medio della soletta ed una diffusione in senso orizzontale, sempre a 45°, fino all'appoggio rappresentato dall' asse della piattabanda superiore della trave.

Tale azione va applicata ad un'altezza pari a 1.26 m dal piano medio della soletta.

B_{Res} = 2 + 2 x (0,26 + 1.5) = 5.52 m

$$M_{Urto} = \frac{100\ x\ 1.26}{5.52} = 22.8\ kNm/m$$

$$N_{Urto} = \frac{100}{5.52} = 18.2\ kN/m$$

A tale azione va associato il secondo schema di carico isolato posizionando l'impronta più esterna a ridosso del sicurvia. Anche per il secondo schema di carico si assume una diffusione a 45° in verticale fino piano medio della soletta ed una diffusione in orizzontale, sempre a 45°, fino all'incastro in corrispondenza dell'asse della piattabanda superiore della trave.

B_{Res} = 0.35 + 0.26 x 2 + 1.2 x 2 = 3.27 m

$$M_{Schema2} = \frac{200 \, x \, 1.2}{3.27} = 73.4 \; kNm/m$$

La sollecitazione nominale complessiva sviluppata dall'azione di urto di veicolo sulla sezione di incastro vale pertanto:

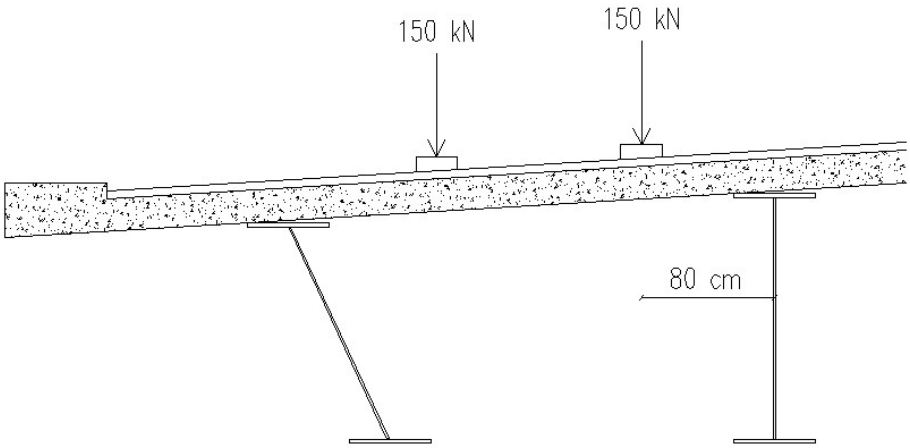
$$M_{max} = 22.8 + 73.4 = 96.2 \; kNm/m$$

$$N_{Trazione} = \frac{100}{5.52} = 18.2 \; kN/m$$

Campata

Carichi mobili

La massimizzazione del momento flettente positivo nella sezione di mezzeria si ottiene disponendo lo schema di carico 1 a 0.8 metri dall'appoggio, come rappresentato in figura:



Ovviamente ad tale coppia di carichi dovrà essere associato il carico distribuito di 9 kN/m^2,

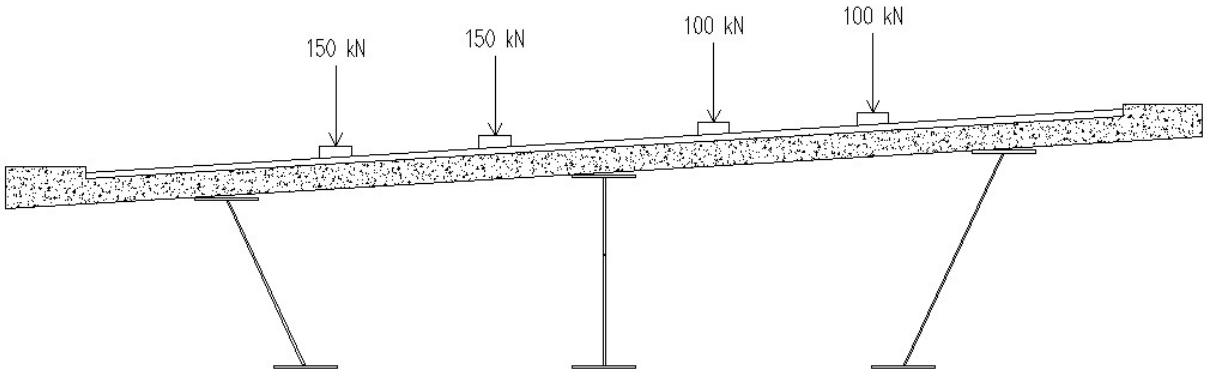
Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato di metà della luce della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

B_{Res} = 1.2 + 0.4 +2 x 0.26 + 4.5/2 = 4.37 m

La massimizzazione del momento flettente negativo sulla sezione di appoggio in corrispondenza della trave centrale si ottiene applicando lo schema di carico 1 su ambo le campate ed in asse alle stesse, utilizzando le seguenti azioni sollecitanti:

Corsia 1: Carichi concentrati su due assi in tandem da 300 kN e carico distribuito da 9 kN/m2

Corsia 2: Carichi concentrati su due assi in tandem da 200 kN e carico distribuito da 2.5 kN/m2



11.3.3 Combinazioni di carico e riepilogo delle sollecitazioni

Le verifiche vengono effettuate agli S.L.E. e S.L.U., con riferimento alle combinazioni riportate nelle NTC2008, in particolare:

- combinazione S.L.U. fondamentale per le verifiche allo stato limite ultimo
- combinazione S.L.U. eccezionale con azione dell'urto per le verifiche allo stato limite ultimo
- combinazione S.L.E. rara per le verifiche delle tensioni di esercizio
- combinazione S.L.E. frequente e per quasi permanente le verifiche di fessurazione

Per le verifiche SLU fondamentale ed SLE rara è stata utilizzata l'azione variabile da traffico come dominante, combinata all'azione del vento.

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le sollecitazioni massime sulle varie sezioni di verifica.

Sbalzo, sezione di incastro		
Combinazione	**M (kNm/m)**	**N (kN/m)**
Fondamentale (SLU)	-216	0
Eccezionale (SLU)	-141	18,2
Rara (SLE)	-154	0

Frequente (SLE)	-111	/
Quasi permanente (SLE)	-44,5	/

Campata, sezione di mezzeria	
Combinazione	**M (kNm/m)**
Fondamentale (SLU)	140
Rara (SLE)	98,1
Frequente (SLE)	61,8
Quasi permanente (SLE)	6,31

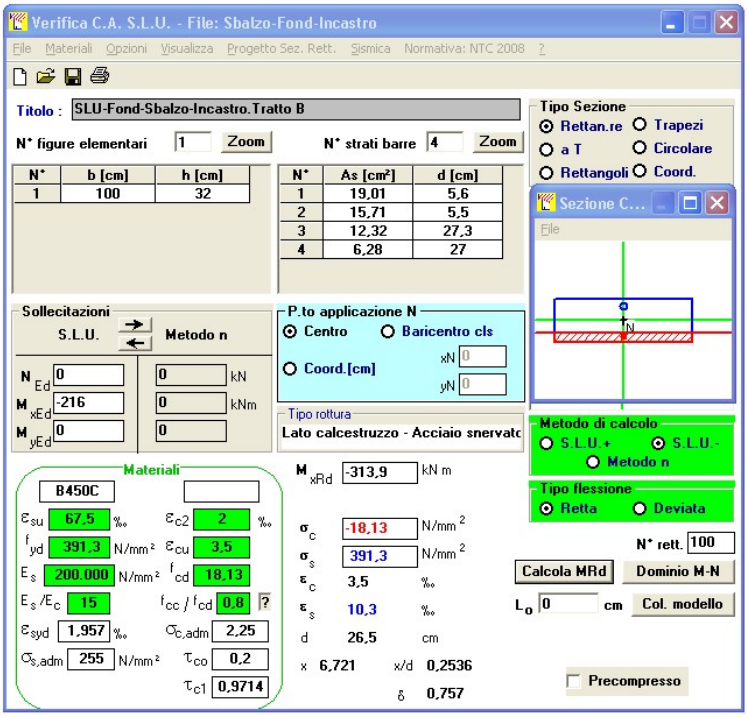
Campata, appoggio centrale	
Combinazione	**M (kNm/m)**
Fondamentale (SLU)	-148
Rara (SLE)	-103
Frequente (SLE)	-72,4
Quasi permanente (SLE)	-8,61

11.3.4 Verifiche di resistenza

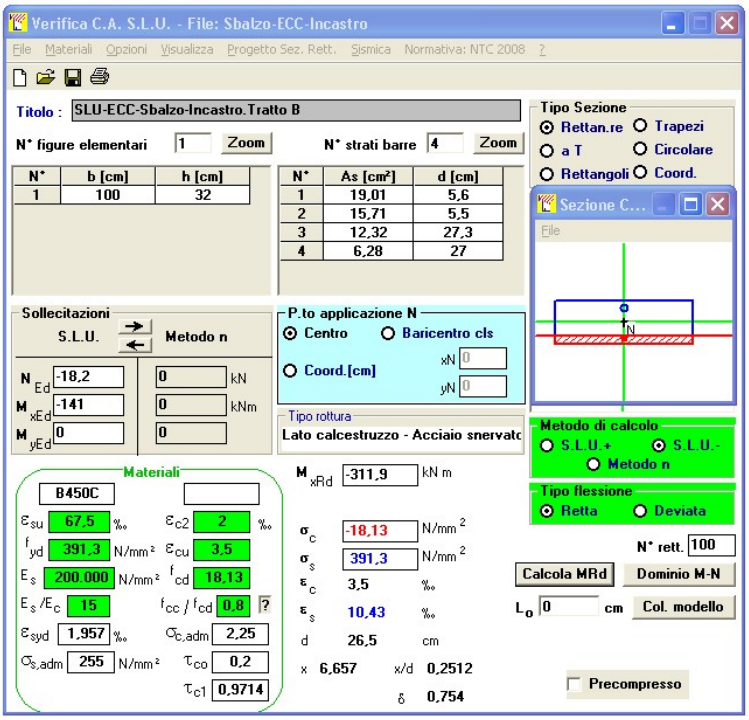
Sbalzo

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza nei confronti degli stati limite ultimi.

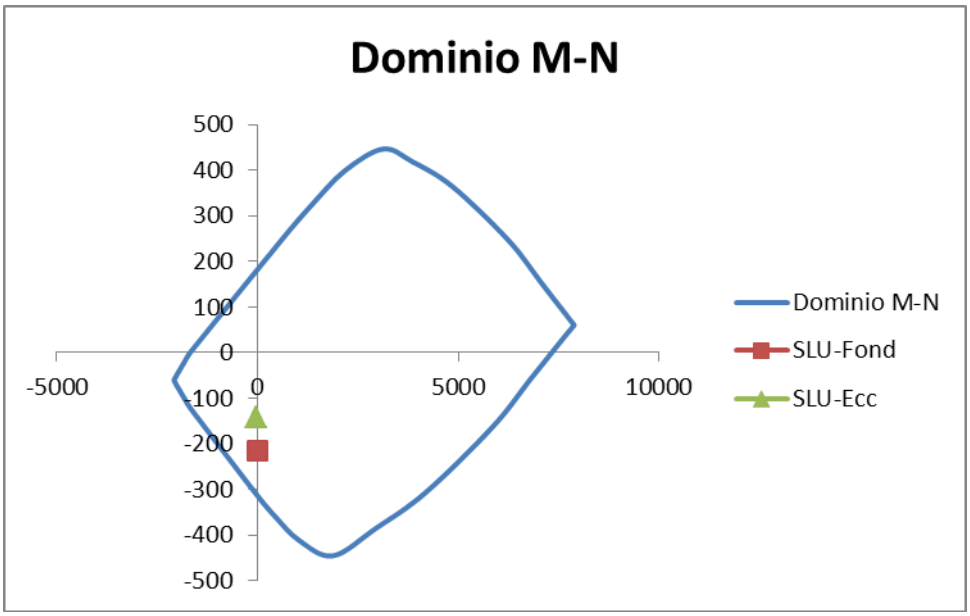
Pressoflessione-Combinazione fondamentale - SEZ Appoggio:



Pressoflessione-Combinazione Eccezionale - SEZ Appoggio:



Pressoflessione-Dominio di resistenza - SEZ Appoggio:

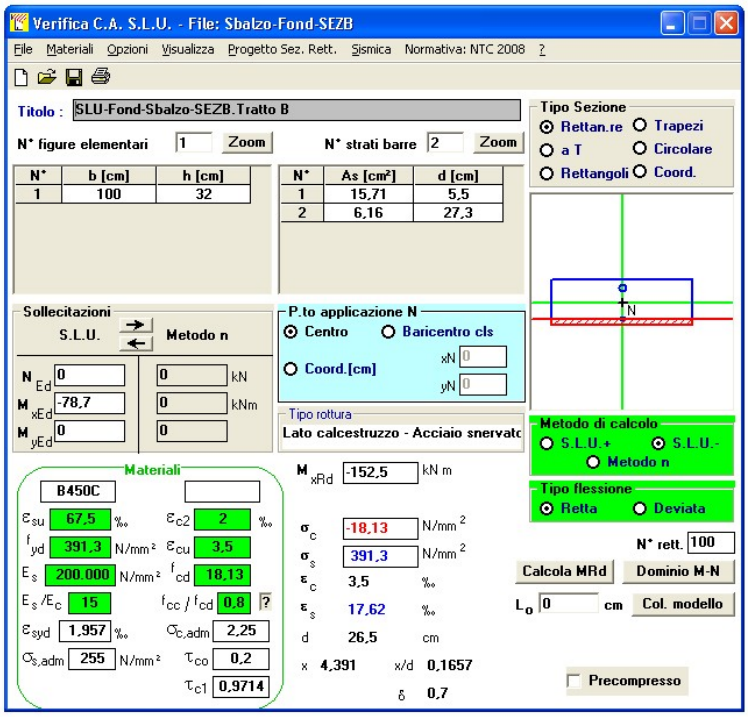


Da quanto sopra riportato se deduce che la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

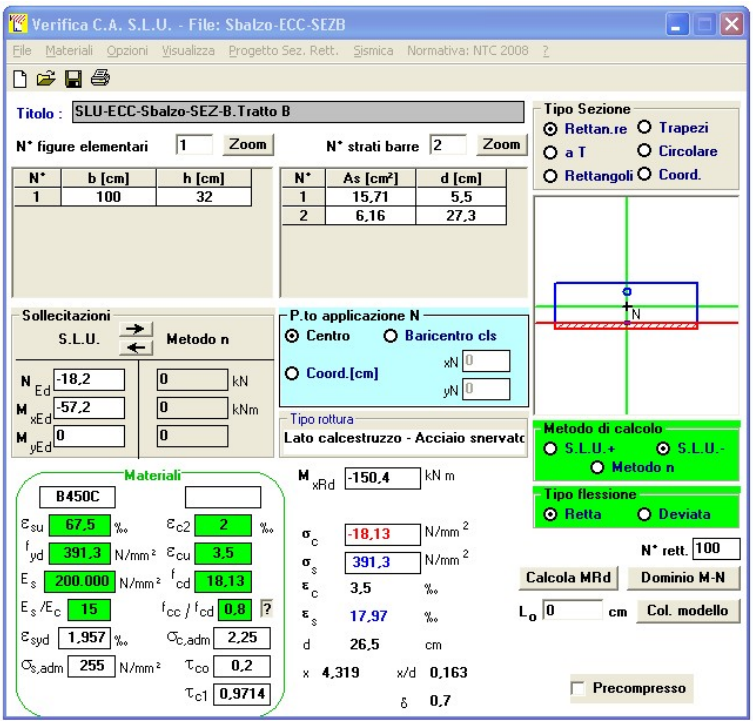
Nella sezione di incastro per lo sbalzo saranno quindi posti ϕ 22 / 20 a cui vengono aggiunti ϕ 20 / 20 come ferri integrativi; quest'ultimi posso essere fatti partire da circa 100 cm dalla trave (in realtà devono essere fatti partire circa 100 cm prima per garantire l'adeguato ancoraggio).

Si riporta quindi la verifica nella suddetta sezione considerando come correnti tesi soltanto i ϕ 18 / 20. Tale sezione verrà nel seguito denominata Sez.B.

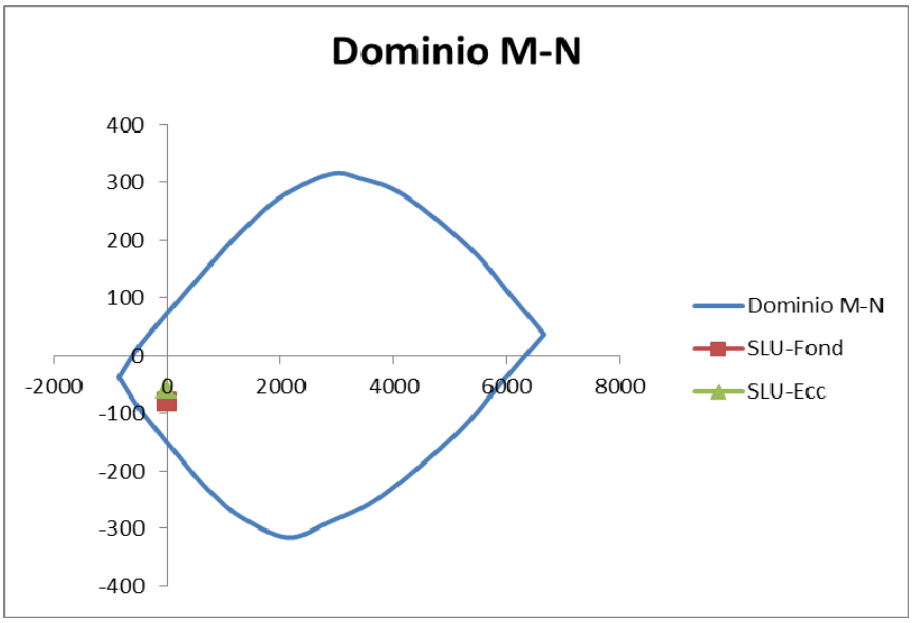
Pressoflessione-Combinazione fondamentale SEZ-B:



Pressoflessione-Combinazione Eccezionale SEZ-B:



Pressoflessione-Dominio di resistenza SEZ-B:



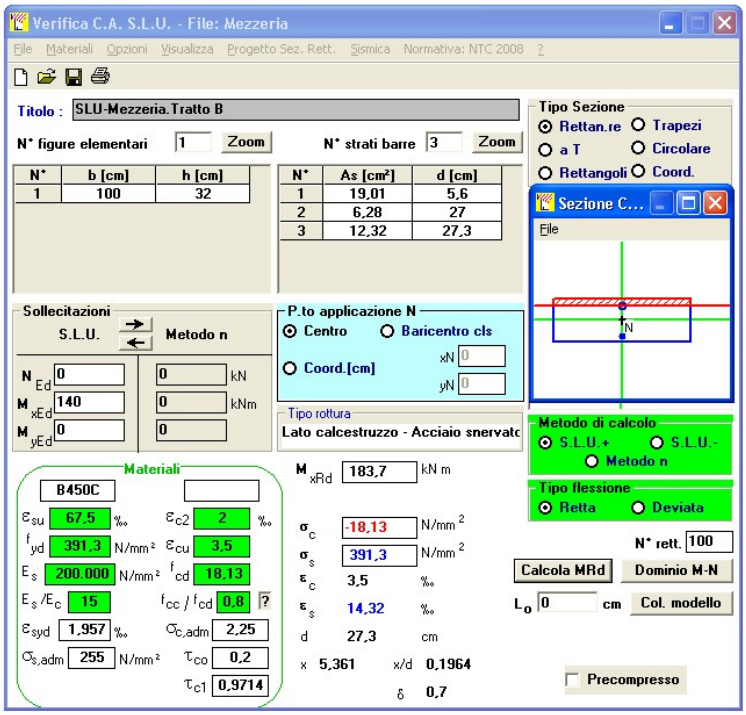
Da quanto sopra riportato se deduce che la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Campata

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza nei confronti dello stato limite ultimo.

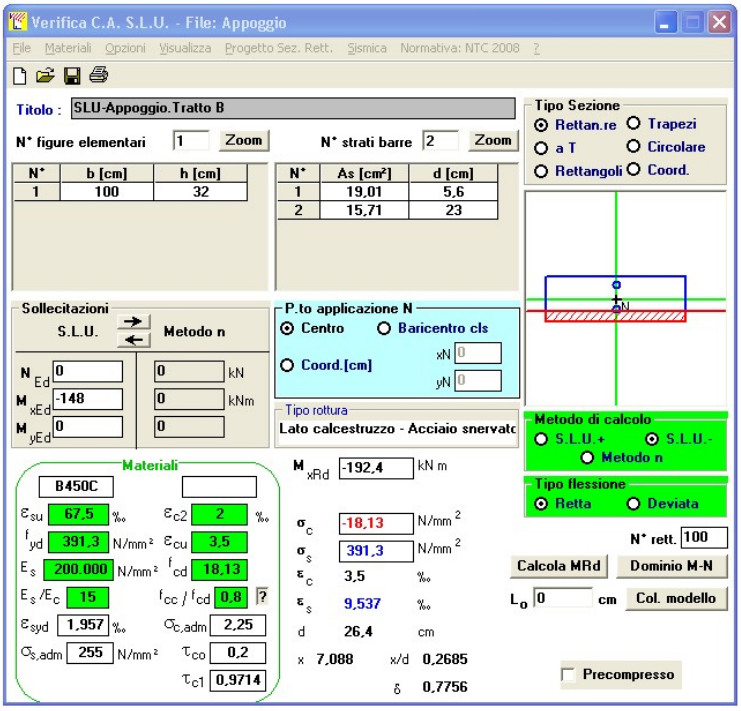
Non è stata tenuta in considerazione la combinazione fondamentale in quanto non significativa per le sezioni in esame.

Pressoflessione-Combinazione fondamentale – SEZ Mezzeria:



Essendo CS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.76 < 1 la verifica risulta soddisfatta.

Pressoflessione-Combinazione fondamentale – SEZ Appoggio:



Si noti che in questa sezione vi è la separazione tra le due lastre. Per creare continuità sono stati inseriti correnti inferiori ϕ 20/20 posti al di sopra della soletta in C.a.p. Essendo CS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.77 < 1 la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

11.3.5 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono eseguite in fasi distinte:

Fase 1 : stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione sulla fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{tr} = \frac{f_{ctm}}{1.2} = f_{ctm,fles}$$

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Fase 2 : stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, i valori limite di apertura delle fessure valgono:

w1 = 0.2

w2 = 0.3

w3 = 0.4

Le verifiche a fessurazione in Fase 2 sono state condotte facendo riferimento a quanto indicato nella NTC2008 nei confronti dei seguenti stati limite d'esercizio:

Combinazione frequente : Apertura delle fessure wd < w2 = 0.3 mm , Ambiente aggressivo

Combinazione quasi permanente : Apertura delle fessure wd < w1 = 0.2 mm , Ambiente aggressivo

Tutte le verifiche sono state effettuate facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria pari ad 1 metro.

<u>Fase 1- stato limite di formazione delle fessure</u>:

Combinazione Quasi permanente						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**σ_c (MPa)**	**$\sigma_c / f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-44,5	3472	2,520	1,888	0,75	Non Fessurata
Sbalzo -Sez. B	-17,7	1571	2,520	0,889	0,35	Non Fessurata
Campata - Mezzeria	6,31	1860	2,520	0,297	0,12	Non Fessurata
Campata - Appoggio	-8,61	1901	2,520	0,428	0,17	Non Fessurata

Combinazione Frequente						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**σ_c (MPa)**	**$\sigma_c / f_{ctm,lim}$ (Mpa)**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-111	3472	2,520	4,708	1,87	Fessurata
Sbalzo -Sez. B	-32,4	1571	2,520	1,628	0,65	Non Fessurata
Campata - Mezzeria	61,8	1860	2,520	2,910	1,15	Fessurata
Campata - Appoggio	-72,4	1901	2,520	3,596	1,43	Fessurata

Come si può notare dalle tabelle sopra riportate, non tutte le sezioni risultano fessurate, in particolare:

SLE Comb. Quasi permanente: nessuna sezione risulta fessurata, non verranno quindi effettuate verifiche allo stati limite di apertura delle fessure nei confronti della combinazione quasi permanente.

SLE Comb. Frequente: soltanto la sezione posta ad 1 metro dall'asse della piattbanda risulta non fessurata, su tutte le altre sarà quindi indispensabile effettuare le verifica allo stato limite di apertura delle fessure.

Fase 2- stato limite di apertura delle fessure.

Di seguito sono riportate le verifiche allo stato limite di apertura per le varie sezioni:

Sbalzo, Sez. Appoggio Combinazione Frequente		
b	1000	mm
σ_s	142,6	MPa
h	320	mm
c	45	mm
d	275	mm
As	3472	mm^2
φ_{eq}	21,05	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	223,6	mm

ε_{sm}	0,000454	
w_d	0,173	mm
w_2	0,3	mm

Essendo 0.173 < 0.3 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

Campata, Sez. Appoggio		
Combinazione Frequente		
b	1000	mm
σ_s	165,5	MPa
h	320	mm
c	45	mm
d	275	mm
As	1901	mm^2
φ_{eq}	22,00	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	299,7	mm
ε_{sm}	0,000473	
w_d	0,241	mm
w_1	0,3	mm

Essendo 0.241 < 0.3 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

Campata, Sez. Mezzeria		
Combinazione Frequente		
b	1000	mm
σ_s	141,1	MPa
h	320	mm
c	40	mm
d	280	mm
As	1860	mm^2
φ_{eq}	15,58	mm
k_t	0,6	
k_1	0,8	
k_2	0,5	
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Δ_{smax}	245,0	mm
ε_{sm}	0,000403	
w_d	0,168	mm
w_1	0,3	mm

Essendo 0.168 < 0.3 la verifica nella suddetta sezione risulta soddisfatta.

PROGETTISTA
PIACENTINI INGEGNERI
via Cristoni 14 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

OGGETTO : COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P.78 NEI COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO. PONTE TORRENTE SAMOGGIA. RELAZIONE DI CALCOLO PILE

COMMITTENTE: PROVINCIA DI BOLOGNA

11.3.6 Verifiche alle tensioni in esercizio

Le verifiche alle tensioni di esercizio sono state eseguite facendo riferimento alla combinazione caratteristica (Rara) e combinazione quasi permanente.

Secondo quanto indicato dalla normativa le tensioni per calcestruzzo ed acciaio non devono superare i seguenti valori:

$\sigma_c < 0.60\ f_{ck} = 19.2$ MPa — Combinazione caratteristica (Rara)

$\sigma_c < 0.45\ f_{ck} = 14.4$ MPa — Combinazione quasi permanente

$\sigma_s < 0.80\ f_{yk} = 360$ MPa — Combinazione caratteristica (Rara)

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche alla tensioni per le varie sezioni di verifica.

Tensioni sul calcestruzzo, Combinazione rara						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{c,lim}$ (MPa)**	**σ_c(MPa)**	**σ_c /$\sigma_{c,lim}$**	**Verifica**
Sbalzo - Appoggio	-154	3472	19,2	9,57	0,50	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. B	-54,7	1571	19,2	4,87	0,25	Soddisfatta
Campata - Mezzeria	98,1	1860	19,2	7,39	0,38	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-103	1901	19,2	9,01	0,47	Soddisfatta

Tensioni sul calcestruzzo, Combinazione Quasi permanente						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{c,lim}$ (MPa)**	**σ_c(MPa)**	**σ_c /$\sigma_{c,lim}$**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-44,5	3472	14,4	2,77	0,19	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. B	-17,7	1571	14,4	1,58	0,11	Soddisfatta
Campata - Mezzeria	6,31	1860	14,4	0,48	0,03	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-8,61	1901	14,4	0,75	0,05	Soddisfatta

Tensioni sull'acciaio teso, Combinazione rara						
Sezione	**M (kNm/m)**	**A_s (mm^2)**	**$\sigma_{s,lim}$ (MPa)**	**σ_s(MPa)**	**σ_s /$\sigma_{s,lim}$**	**Situazione**
Sbalzo - Appoggio	-154	3472	360	197,9	0,55	Soddisfatta
Sbalzo -Sez. B	-54,7	1571	360	148,6	0,41	Soddisfatta
Campata - Mezzeria	98,1	1860	360	223,9	0,62	Soddisfatta
Campata - Appoggio	-103	1901	360	235,5	0,65	Soddisfatta

In nessuna sezione le tensioni in esercizio superano le tensioni limite imposte dalla normativa vigente, pertanto tutte le verifiche risultano soddisfatte.

11.4 ZONA DI BORDO

Nelle zone di bordo, ossia nelle parti di soletta adiacenti ai giunti di dilatazione delle spalle, la Normativa sui ponti stradali prescrive di adottare un coefficiente d'incremento dinamico addizionale q_2 da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Si assume un coefficiente dinamico Φ = 1.50.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Data la presenza del traverso al di sotto dello sbalzo si considera un comportamento a mensola in direzione perpendicolare all'asse del traverso. La luce considerata per la mensola va dal bordo libero all'asse del traverso misurata perpendicolarmente all'asse del traverso stesso.

La massimizzazione della sollecitazione flettente si ottiene applicando il secondo schema di carico alla massima distanza dall'asse del traverso (1 metro), la massimizzazione dello sforzo di taglio si ottiene applicando il secondo schema di carico 2 addossato alla piattabanda del traverso ad una distanza dal bordo della piattabanda stessa pari allo spessore della soletta e del manto stradale (42 cm); in tale condizione i flussi di compressione, che si assumono diffondersi a 45°, non raggiungono la piattabanda, così l'intero carico applicato costituisce per la soletta sollecitazione tagliante.

Carichi permanenti:

Peso proprio soletta $g_1 = 0.32 * 25.00 = 8.00$ kN/m^2

Peso proprio pavimentazione $g_2 = 3.00$ kN/m^2

M = ((8.00 + 3.00)* 1^2)/ 2= 5.5 kNm/m

T = (8.00 + 3.00)* 1 = 11.0 kN/m

Carichi mobili:

$B_{Res,V}$ = 2 + 0.6 + 2 x 0.26 + 2 x (0.42 + 0.175) = 4.31 m

$B_{Res,M}$ = 2 + 0.6 + 2 x (0.26+1) = 5.12 m

M = 1.50 x 400 x 1 / 5.12 = 117.2 kNm/m

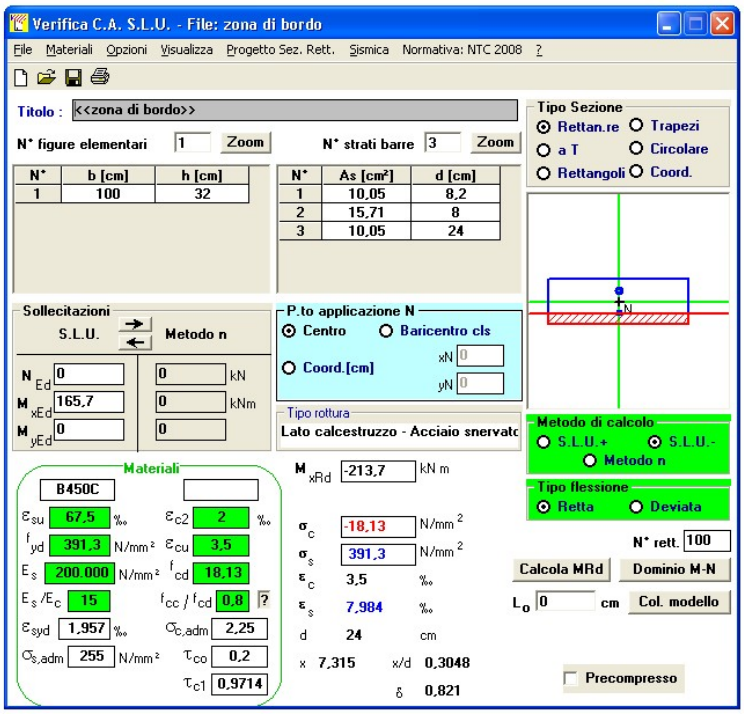
T = 1.50 x 400 / 4.31 = 139.2 kN/m

Sollecitazioni totali:

M = 1.35 x (5.5 + 117.2) = 165.7 kNm/m

T = 1.35 x (11 + 130) = 203 kN/m

Verifica a flessione: Le verifiche fanno riferimento ad una sezione 100 x 32 cm



Sono stati i seguenti ferri longitudinali:

A_s = φ 16/20 + φ 20/20

A'_s = φ 16/20

Essendo CS = 0,76 < 1 la verifica a flessione risulta soddisfatta.

Verifica a taglio:

Res.Taglio senza Armatura specifica		
h	250	mm
c	25	mm
d	225	mm
b_w	1000	mm
A_{sl}	2576	mm^2
k	1,94	
ρ	0,011	
σ_{cp}	0	MPa
v_{min}	0,536	MPa
$V_{Rd,min}$	120,6	kN/m
V_{Rd}	174,2	kN/m
V_{ed}	203	kN/m
CS	1,17	

La sezione risulta non verifica a taglio, è necessario quindi inserire armatura trasversale specifica. Si prevedere una staffatura ϕ 14 passo 20 cm longitudinale e passo 40 cm trasversale. Per ogni metro di sezione saranno presenti quindi 2 staffe.

Armatura specifica

f'_{cd}	9,07	
θ	21,8	Gradi
	0,38	Rad
α	90	Gradi
	1,57	Rad
cotgθ	2,5	
cotgα	0,0	
sinα	1	
s	200	
A_{sw}	308	mm^2
α_c	1	
V_{Rcd}	633,1	kN/m
V_{Rsd}	305,1	kN/m
V_{Rd}	305,1	kN/m
V_{ed}	203	kN/m

Essendo il rapporto CS = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.67 < 1 la verifica risulta soddisfatta.