

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.

Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 <i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Claudio Müller</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754 <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i> (Mandante) cooprogetti cocoprogetti (Mandante) engeko (Mandante) AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i>
IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Vincenzo Catone</i>		IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2): <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035
VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i>		<i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

VIADOTTO S. ERACLIANO

Impalcato – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI02STRRE01_B			
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI02STRRE01		B	-
D						
C						
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22		Feb. '22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione		Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	6
1.1.	DESCRIZIONE GENERALE	6
1.2.	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	8
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	9
3.	MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO.....	12
3.1.	STRUTTURA METALLICA.....	12
3.2.	BULLONI E SALDATURE	14
3.3.	CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO.....	15
3.3.1.	Classe di conseguenze	15
3.3.2.	Categoria di servizio e di produzione.....	15
3.3.3.	Determinazione della classe di esecuzione	17
3.4.	SOLETTA MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO	18
3.4.1.	Connettori a piolo	18
3.4.2.	Calcestruzzo	19
3.4.3.	Acciaio per armature	22
3.4.4.	Resistenze di calcolo.....	23
3.5.	UNITA' DI MISURA	25
4.	ANALISI DEI CARICHI	26
4.1.	CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2).....	26
4.1.1.	Carichi permanenti strutturali (G_1)	26
4.1.2.	Carichi permanenti portati (G_2).....	29
4.2.	CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO (Q_1).....	31
4.2.1.	Ripartizione longitudinale dei carichi	32
4.2.2.	Massimo momento flettente in campata	33
4.2.3.	Massimo momento flettente in pila – Massima reazione.....	34
4.2.4.	Massimo taglio in campata.....	35
4.2.5.	Ripartizione trasversale dei carichi mobili.....	36
4.3.	AZIONE DEL RITIRO	48
4.3.1.	Ritiro e viscosità: ε_2 e ε_3	48
4.3.2.	Deformazione da ritiro e coefficiente di viscosità.....	49
4.4.	CEDIMENTI VINCOLARI: ε_4	51
4.5.	FRENATURA (Q_3).....	52
4.6.	AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	53

4.7.	AZIONE DEL VENTO (Q_5).....	54
4.7.1.	<i>Vento sull'impalcato</i>	55
4.8.	AZIONE TERMICA (Q_7).....	58
4.8.1.	<i>Variazione termica differenziale</i>	58
4.8.2.	<i>Variazione termica uniforme</i>	60
4.9.	URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q_8).....	61
4.10.	AZIONE SISMICA (E).....	62
5.	CRITERI DI CALCOLO.....	65
5.1.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE	65
5.2.	ANALISI GLOBALE ELASTICA.....	66
5.2.1.	<i>Fasi di calcolo</i>	67
5.3.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	69
5.3.1.	<i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	71
5.3.2.	<i>Stati limite ultimi</i>	71
5.3.3.	<i>Stati limite di esercizio</i>	72
6.	MODELLI DI CALCOLO ADOTTATI	73
6.1.	DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	74
6.1.1.	<i>Nodi</i>	74
6.1.2.	<i>Elementi</i>	75
6.2.	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	77
6.2.1.	<i>Modello completo</i>	77
6.2.2.	<i>Nodi</i>	78
6.2.3.	<i>Elementi travi, diaframmi e elementi soletta</i>	79
6.2.4.	<i>Carichi applicati al modello</i>	81
6.3.	CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI	83
6.3.1.	<i>Larghezze collaboranti</i>	83
6.3.2.	<i>Assegnazione delle sezioni agli elementi di analisi</i>	88
6.3.3.	<i>Caratteristiche statiche delle travi principali</i>	89
6.3.4.	<i>Inerzie dei diaframmi</i>	101
6.3.5.	<i>Elementi soletta</i>	101
6.4.	ANALISI GLOBALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	102
6.5.	MASSIME AZIONI INTERNE	102
6.5.1.	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	102
6.5.2.	<i>Diagrammi delle massime e minime sollecitazioni di verifica</i>	104
6.6.	ANALISI SISMICA.....	106

6.6.1.	ANALISI MODALE	108
6.6.2.	Reazioni degli appoggi allo SLC-SLU.....	110
6.6.3.	Spostamenti allo SLC - SLU.....	112
6.6.4.	Corsa massima giunti di dilatazione	115
7.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	116
7.1.	DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI STRUTTURALI	116
7.2.	TRAVI LONGITUDINALI – VERIFICHE SLU	118
7.2.1.	Verifica delle sezioni	120
7.3.	TRAVI LONGITUDINALI – VERIFICHE SLE	153
7.3.1.	Verifica S.L.E. tensionale – riepilogo coefficienti di sfruttamento	154
7.3.2.	Verifica S.L.E. “Web breathing” tensionale – riepilogo coefficienti di sfruttamento.....	155
7.3.3.	Verifica dei pioli allo SLE – riepilogo coefficienti di sfruttamento.....	157
7.4.	VERIFICHE A FATICA	167
7.4.1.	Modello di carico	167
7.4.2.	Classi di dettaglio	170
7.4.3.	Verifiche a vita illimitata.....	172
7.5.	SALDATURA DI COMPOSIZIONE.....	176
7.6.	VERIFICA DEI PIOLI.....	177
7.1.	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	180
8.	DIAFRAMMI	182
8.1.	DESCRIZIONE	182
8.1.1.	Diaframmi intermedi	184
8.1.2.	Diaframmi di pila	194
8.1.3.	DIAFRAMMI DI SPALLA	202
8.1.4.	VERIFICHE BRIGLIE E DIAGONALI – ALLARGAMENTO.....	210
9.	CONTROVENTI	213
9.1.	CONTROVENTI INFERIORI.....	213
9.1.1.	Valori massimi di verifica allo SLU.....	214
9.2.	CONTROVENTI DI MONTAGGIO	217
9.2.1.	Valori massimi di verifica allo SLU.....	217
10.	SOLETTA D’IMPALCATO.....	221
10.1.	DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA.....	221
10.2.	FASE 1	223
10.2.1.	Analisi dei carichi	223
10.2.2.	Modello di calcolo.....	225

10.2.3. Verifica del traliccio predalles per Fase I	230
10.3. FASE II	238
10.3.1. Analisi dei carichi	238
10.3.2. Modello di calcolo.....	240
10.4. FASE III	244
10.4.1. Ripartizione trasversale dei carichi mobili su soletta.....	244
10.4.2. Larghezze collaboranti	249
10.4.3. Effetti dei carichi da traffico	255
10.4.4. Momento minimo su trave esterna	256
10.4.5. Momento minimo su trave interna	257
10.4.6. Momento massimo in campata.....	259
10.4.7. Taglio massimo su trave esterna.....	260
10.4.8. Taglio massimo su trave interna.....	261
10.4.9. Momento minimo su trave esterna	262
10.4.10. Momento minimo su trave interna	263
10.4.11. Momento massimo in campata.....	265
10.4.12. Taglio massimo su trave esterna.....	266
10.4.13. Taglio massimo su trave interna.....	267
10.5. RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI	268
10.6. COMBINAZIONI DI CARICO	269
10.7. AZIONI DI VERIFICA	269
10.8. VERIFICA DI RESISTENZA AGLI SLU	270
10.8.1. Verifica sezioni tipiche.....	270
10.8.1. VERIFICA DI RESISTENZA AGLI SLE	278
10.9. VERIFICHE DEGLI SBALZI LATERALI	291
10.10. VERIFICHE LOCALI IN CODIZIONI DI SVIO	295
10.10.1. ANALISI DEI CARICHI.....	295
10.10.2. SOLLECITAZIONI.....	298
10.10.3. VERIFICHE IN COMBINAZIONE ECCEZIONALE	299
11. APPARECCHI DI APPOGGIO.....	302
11.1.1. CONDIZIONI ELEMENTARI	302
11.1.2. INVILUPPI.....	310
12. VERIFICHE IN FASE DI VARO	311
12.1. VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	312
13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	319

PROGETTAZIONE ATI:

13.1. CONTROLLO DELLE REAZIONI	319
13.1.1. Fase 1.....	319
13.1.2. Fase 2.....	319
<u>14. ALLEGATI</u>	<u>320</u>

1. INTRODUZIONE

1.1. DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione illustra il calcolo del nuovo ponte costituito da un impalcato a travata posto alla progressiva 2+535.25.

Il ponte, con sistema costruttivo misto acciaio-calcestruzzo, presenta uno schema statico di campata continua su 4 appoggi con luci rispettivamente di 50+60+50m. Lo schema di vincolo prevede l'adozione di isolatori ad alto smorzamento (HDRB).

La sezione trasversale dell'impalcato è costituita da una coppia di travi a doppio T in composizione saldata, disposte a interasse di 8 m la cui altezza risulta costante e pari a 2.7 m. I traversi intermedi e di pila sono di tipo reticolare disposti a interasse longitudinale variabili con un massimo pari a 7.20 m. Il traverso di spalla è un profilo in parete piena. Per l'assemblaggio delle travi si prevedono unioni saldate tra conci d'officina, mentre per il collegamento di tutti gli elementi secondari (traversi e controventi) si prevedono unioni bullonate a taglio.

La stabilizzazione della porzione compressa della struttura metallica durante le fasi antecedenti alla realizzazione e solidarizzazione della soletta in c.a. è assicurata da un sistema di controventi realizzato mediante profili angolari accoppiati di sezione 2L90x8 e 2L80x6. La soletta presenta una larghezza variabile da 14.5m (sezione tipica) a 16.75m (sezione in allargamento) e spessore costante pari a 27 cm (6 cm di predella e 21 cm di getto). Per rompitrattare la soletta in senso trasversale, si prevedono due travi di spina, la prima corre in asse all'impalcato ed è sorretta dai diaframmi, la seconda, presente solo nelle zone di allargamento, viene sorretta da saette. La connessione soletta-travi è realizzata mediante pioli Nelson.

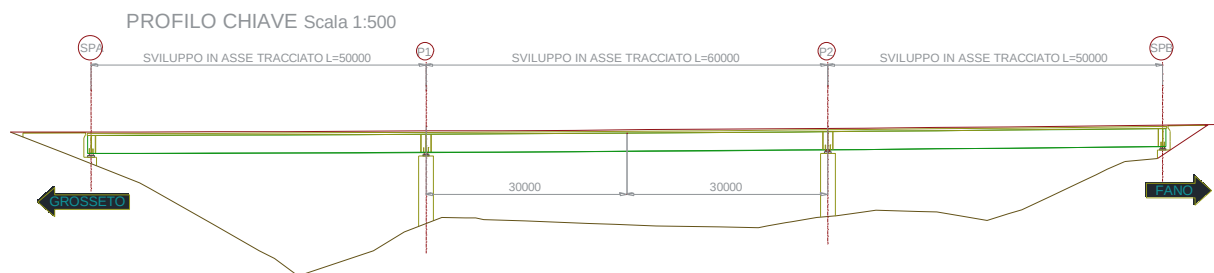


Figura 1.1 Profilo longitudinale

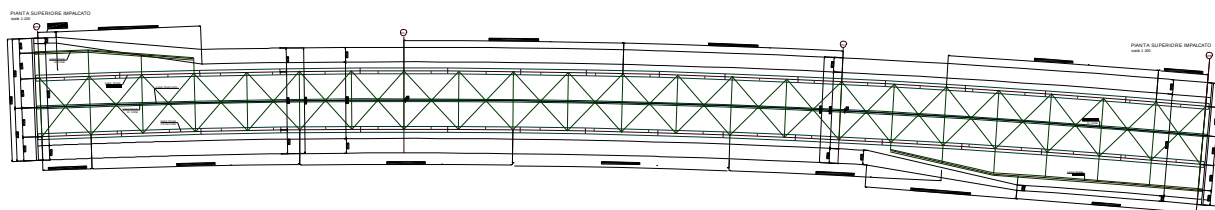


Figura 1.2. Pianta superiore di impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

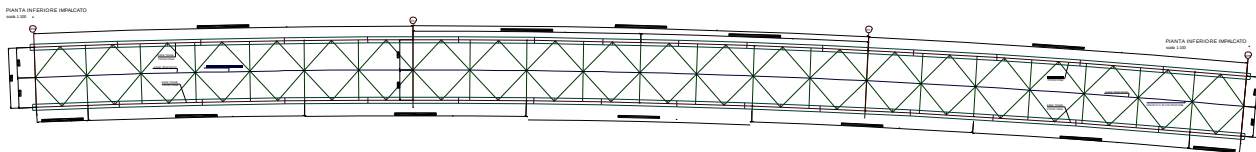


Figura 1.3. Pianta inferiore di impalcato

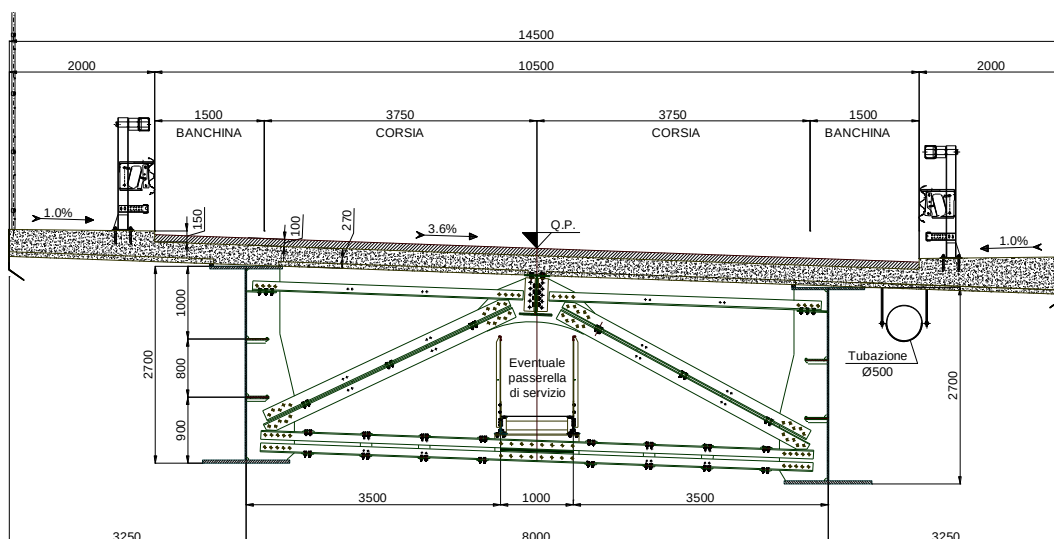


Figura 1.4 Sezione trasversale tipica

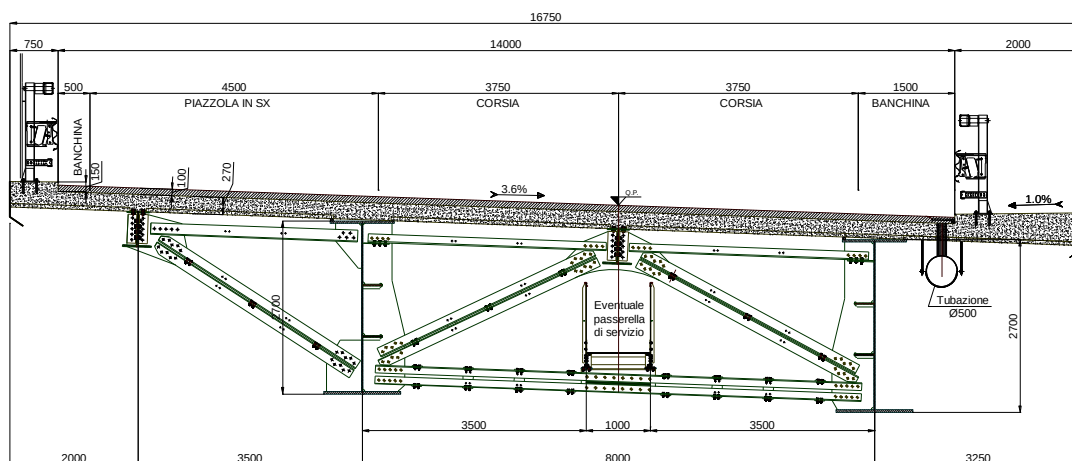


Figura 1.5 Sezione trasversale allargata

1.2. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La vita nominale di una struttura VN è definita nel punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 come il *numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.*

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.I del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame, la costruzione è di tipo 2 ed è caratterizzata quindi dalla vita nominale $V_N = 50$ anni.

Tipi di Costruzione		V_N [anni]
1	Opere provvisorie - Opere Provvisionali - Strutture in fase costruttiva.	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

Tabella 1.1 Vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 prevede che le costruzioni siano suddivise tra 4 classi d'uso, definite nella seguente tabella.

Classe d'uso	
Classe I	Costruzioni con la presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 1.2 Classi d'uso

La struttura in esame rientra nella Classe IV, quindi il suo coefficiente d'uso C_u è pari a 2.0.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- **D.M. 17 gennaio 2018** - *“Norme tecniche per le costruzioni”* con la relativa circolare applicativa del 11 febbraio 2019 n. 617 - *“Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.
- 1 febbraio 2019 n. 617 - *“Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee e al sistema degli eurocodici, in particolare:

- **UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0** - *“Criteri generali di progettazione strutturale”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1** - *“Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4** - *“Azioni in generale - Azioni del vento”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5** - *“Azioni in generale - Azioni termiche”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2** - *“Carichi da traffico sui ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-1:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-5:2007 - EUROCODICE 3 Parte 1-5** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Elementi strutturali a lastra”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-8:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-8** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-9:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-9** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-10:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-10** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-2:2007 - EUROCODICE 3 Parte 2** - *“Progettazione delle strutture in acciaio Ponti di acciaio”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1994-1-1:2005 - EUROCODICE 4 parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;

- **UNI EN 1994-2:2006 - EUROCODICE 4 parte 2** - *"Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1** - *"Progettazione geotecnica - Regole generali"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"* con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per gli apparecchi di appoggio si è fatto riferimento alla norma:

- **CNR 10018/85** - *"Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l'impiego"*.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- **UNI EN 206:2016** - *"Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"*;
- **UNI 11104:2016** - *"Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206"*;
- **UNI EN 10080:2005** - *"Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità"*.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale acciaio e dei sistemi di connessione, si considerano:

- **UNI EN 10025-1:2005** - *"Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura"*;
- **UNI EN 10025-5:2005** - *"Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 5: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica"*;
- **UNI EN ISO 4016:2011** - *"Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C"*.
- **UNI EN ISO 4034:2013** - *"Dadi esagonali normali (tipo 1) - Categoria C"*;
- **UNI EN 14399-1:2005** - *"Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 1: Requisiti generali"*;
- **UNI EN 14399-3:2005** - *"Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato Parte 3: Sistema HR - Assieme vite e dado esagonali"*;
- **UNI EN 14399-4:2005** - *"Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 4: Sistema HV - Assieme vite e dado esagonali"*;
- **UNI EN 14399-5:2005** - *"Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 5: Rondelle piane"*;
- **UNI EN 14399-6:2005** - *"Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 6: Rondelle piane smussate"*;

- **UNI EN ISO 898-1:2013** - *"Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio - Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate - Filettature a passo grosso e a passo fine"*;
- **UNI EN ISO 898-2:2012** - *"Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio al carbonio e acciaio legato - Parte 2: Dadi con classi di resistenza specificate - Filettatura a passo grosso e filettatura a passo fine"*;
- **UNI EN ISO 4063:2011** - *"Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura e codificazione numerica dei processi"*;
- **UNI EN ISO 13918:2009** - *"Saldatura - Prigionieri e ferrule ceramiche per la saldatura ad arco dei prigionieri"*;
- **UNI EN ISO 14555:2014** - *"Saldatura - Saldatura ad arco dei prigionieri di materiali metallici"*.

Per l'esecuzione delle strutture, si considerano le regole contenute nei seguenti documenti:

- **UNI EN 13670** - "Esecuzione di strutture di calcestruzzo";
- **UNI EN 1090-2:2018** - "Esecuzione di strutture di acciaio - Requisiti tecnici per strutture di acciaio";
- **UNI 11011:1962** - "Codice di pratica per la preparazione dei lembi nella saldatura per fusione di strutture in acciaio".

3. MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO

La struttura dell'impalcato è costituita da elementi di carpenteria metallica (profili saldati composti, piastre, angolari, bulloni e pioli) e dal calcestruzzo per il getto di completamento delle solette.

3.1. STRUTTURA METALLICA

Per la determinazione delle caratteristiche dei materiali da utilizzare per la struttura metallica (piatti per profili saldati composti di travi longitudinali e trasversi, piatti per coprigiunti ed irrigidimenti, angolari), si fa riferimento ai paragrafi 11.3.4 del D.M. 2018, alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025-5 (per i laminati con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica) e alla sezione 3 dell'Eurocodice 3 EN 1993-1-1:2005.

Utili informazioni sulla determinazione dei massimi valori ammissibili dello spessore degli elementi e sulla scelta del grado di resilienza sono state ricavate dalla UNI EN 1993-1-10:2005 e dalla UNI EN 10164:2005.

L'acciaio impiegato per l'impalcato è di tipo S355W (ex Fe510 Corten), suddiviso nei gradi J0, J2 e K2 a seconda dello spessore della lamiera.

Le varie tipologie presentano caratteristiche meccaniche differenziate a seconda che lo spessore sia inferiore o superiore ai 40 mm, come indicato dal D.M. 17 gennaio 2018 al paragrafo 4.2.1.1 e riportato nella seguente tabella.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio	S 355 J0W, S 355 J2W, S 355 K2W		
Carico unitario di rottura a trazione	f_{tk}	510 [N/mm ²] per $t \leq 40$ [mm] 490 [N/mm ²] per $t > 40$ [mm]	[Tab. 11.3.IX]
Carico unitario di snervamento	f_{yk}	355 [N/mm ²] per $t \leq 40$ [mm] 335 [N/mm ²] per $t > 40$ [mm]	[Tab. 11.3.IX]
Modulo di elasticità	E	210000 [N/mm ²]	[11.3.4.1]
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	[11.3.4.1]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.000012 [°C ⁻¹]	[11.3.4.1]
Massa volumica	ρ_c	7850 [kg/m ³]	[11.3.4.1]

Tabella 3.1 proprietà caratteristiche dell'acciaio secondo D. M. 2018 (paragrafo 11.3.4.1) per profili a sezione aperta laminati a caldo (UNI EN 10025-5), al variare dello spessore.

Al fine di scongiurare il fenomeno dello strappo lamellare all'atto della saldatura, il costruttore dovrà verificare, in funzione delle tecniche e degli accorgimenti di saldatura utilizzati, se sia necessario l'impiego di lamiere qualificate secondo la UNI EN 10164:2005. Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio non dipendono tuttavia dalla classe qualitativa, pertanto rimangono valide le caratteristiche riportate nella precedente tabella.

La resistenza di calcolo si pone nella forma (D. M. 17 gennaio 2018 punto 4.2.4.1.1):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

in cui:

R_k	è il valore caratteristico della resistenza (a trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici dei materiali e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti della classe della sezione;
γ_M	è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato: - $\gamma_{M0} = 1.05$ per la resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4; - $\gamma_{M1} = 1.10$ per la resistenza all'instabilità delle membrature; - $\gamma_{M2} = 1.25$ per la resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori).

3.2. BULLONI E SALDATURE

Per i bulloni utilizzati nelle giunzioni a taglio (conformi alle UNI EN ISO 4016:2011, UNI 4034:2013 e UNI EN ISO 898-1:2001) e a attrito (conformi alle UNI EN 14399-3:2005 e 14399-4:2005) vengono sempre impiegati bulloni ad alta resistenza, con le seguenti resistenze di progetto:

Classe	f_{tb} [N/mm ²]	f_{yb} [N/mm ²]
10.9	1000	900

Tabella 3.2 resistenze di progetto dei bulloni utilizzati (tabella 11.3.XII.b del D. M. 2018).

Le rosette per le giunzioni ad attrito devono essere conformi alle caratteristiche dimensionali previste dalle norme UNI EN 14399-5:2005 e UNI EN 14399-6:2005 e realizzate in acciaio C50 secondo le UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40.

I bulloni disposti con asse verticale devono avere, se possibile, la testa della vite verso l'alto e il dado verso il basso. Devono essere previste una rosetta sotto la vite e una sotto il dado (UNI EN 14399-5,6:2005).

Per la verifica dei bulloni e delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo, si utilizzano i coefficienti di sicurezza indicati nella tabella 4.2.XIV del D.M. 2018, ovvero $\gamma_{M2} = 1.25$

Per la verifica delle saldature a piena penetrazione, in conformità con quanto indicato nel paragrafo 4.2.8.2.1 del D.M. 2018 e in considerazione del fatto che generalmente vengono realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati, si assume che la resistenza di calcolo dei collegamenti sia pari alla resistenza di progetto del più debole degli elementi connessi.

3.3. CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Per le strutture in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo, le UNI EN 1090-2 introducono, al punto 4.1.2, la classe di esecuzione. Vengono fornite quattro classi di esecuzione da 1 a 4, identificate da EXC1 a EXC4, per le quali il requisito restrittivo cresce da EXC1 a EXC4.

L'Appendice B della UNI EN 1090-2 fornisce una guida per la scelta della corretta classe di esecuzione.

3.3.1. CLASSE DI CONSEGUENZE

Il primo passo per la scelta della classe di esecuzione è la determinazione della classe di conseguenze, il cui riferimento è l'Appendice B (informativa) della UNI EN 1990, che individua 3 livelli ai fini della differenziazione dell'affidabilità.

Classe d'uso	Descrizione	Esempi di edifici ed opere civili
CC3 (ALTA)	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, e conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es.: sala da concerti)
CC2 (STANDARD)	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es.: edificio per uffici)
CC1 (BASSA)	Conseguenze basse per perdita di vite umane, conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nelle quali generalmente nessuno entra (es.: magazzini), serre

Tabella 3.3 classe di conseguenza per diversi tipi di opere (prospetto B.1 dell'UNI EN 1990).

Per il caso in esame si individua la classe di conseguenze standard CC2.

3.3.2. CATEGORIA DI SERVIZIO E DI PRODUZIONE

Durante le fasi di esecuzione e di esercizio della struttura, possono insorgere rischi dovuti alla complessità dell'esecuzione dei lavori ed all'incertezza delle azioni gravanti sulla struttura, che possono evidenziare difetti nella struttura durante il suo utilizzo.

Per tenere in conto di queste tipologie di rischio, sono state introdotte le categorie di servizio e le categorie di produzione.

<i>Categoria di servizio</i>	<i>Criterio</i>
SC1	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (esempio: Edifici); - Strutture e componenti con connessioni progettate per bassa duttilità in zone a bassa sismicità; - Strutture e componenti progettate per la fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S0).
SC2	- Strutture e componenti progettate per le azioni fatica secondo la EN 1993 (esempi: Ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S1 a S9), strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine); - Strutture e componenti con connessioni progettate per media (CD"B") o alta (CD"A") duttilità in zona a media o alta sismicità.

Tabella 3.4 criteri suggeriti per la determinazione della categoria di servizio (prospetto B.1 dell'UNI EN 1090-2).

<i>Categoria di produzione</i>	<i>Criterio</i>
PC1	- Componenti non saldati realizzati con qualsiasi tipo di acciaio; - Componenti saldati realizzati con acciai di qualità inferiore a S355;
PC2	- Componenti saldati realizzati con acciai di qualità uguale o superiore a S355; - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere; - Componenti formati a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione; - Strutture tralicciate realizzate con profili tubolari circolari.

Tabella 3.5 criteri suggeriti per la determinazione della categoria di produzione (prospetto B.2 dell'UNI EN 1090-2).

Si osserva che l'impalcato in esame appartiene alla categoria di servizio SC2 ed alla categoria di produzione PC2.

3.3.3. DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione delle strutture viene determinata combinando la classe di conseguenze e le categorie di servizio e produzione secondo il seguente schema fornito al punto B.3 delle UNI EN 1090-2.

Classe di Conseguenze		CC1		CC2		CC3	
Categoria di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoria di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Tabella 3.6 matrice raccomandata per la determinazione delle classi di esecuzione (prospetto B.3 dell'UNI EN 1090-2).

Come si può rilevare, la classe di esecuzione raccomandata per l'impalcato in esame è la EXC3.

L'elenco dei requisiti relativi alle classi di esecuzione è fornito nel punto A.3 della. Si UNI EN 1090-2, al quale si rimanda per i dettagli.

Si evidenzia che per la EXC3 è richiesta la completa tracciabilità e la marcatura dei prodotti.

3.4. SOLETTA MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

I materiali costituenti la soletta mista sono il calcestruzzo utilizzato per le lastre predalles e per il getto e le barre di armatura superiore e inferiore della soletta. Vi sono inoltre i connettori a piolo tipo Nelson per il collegamento con la struttura in carpenteria metallica.

3.4.1. CONNETTORI A PIOLO

Per i connettori a piolo, il paragrafo 11.3.4.7 del D.M. 2018 prevede che l'acciaio utilizzato per essi sia idoneo al processo di formazione dello stesso piolo e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi.

Nel caso in esame, si utilizzano pioli di tipo Nelson, per i quali la ditta produttrice prevede l'utilizzo di acciaio S 235J2G3+C450, secondo la UNI EN ISO 13918:2009.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio non dipendono dalla classe qualitativa; pertanto, in conformità con il paragrafo 11.3.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018, si hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio	S 235 J2G3 + C450		
Carico unitario di rottura a trazione	f_{tk}	450 [N/mm ²]	-
Carico unitario di snervamento	f_{yk}	350 [N/mm ²]	-
Modulo di elasticità	E	210000 [N/mm ²]	[11.3.4.1]
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	[11.3.4.1]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.000012 [°C ⁻¹]	[11.3.4.1]
Massa volumica	ρ_c	7850 [kg/m ³]	[11.3.4.1]

Tabella 3.7 proprietà caratteristiche dell'acciaio secondo D. M. 2018 (paragrafo 11.3.4.1) per i pioli di tipo Nelson, secondo quanto richiesto dal produttore (riferimento UNI EN 10025).

Il paragrafo 11.3.4.7 del D.M. 2018 prevede il rispetto di alcuni requisiti aggiuntivi, riportati nella seguente tabella.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio	S 235 J2G3 + C450		
Rapporto tra rottura e snervamento caratteristici	$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.20	[11.3.4.7]
Allungamento a rottura	L_0	$\geq 12\%$	[11.3.4.7]

Tabella 3.8 requisiti aggiuntivi per l'acciaio utilizzato per i connettori a piolo secondo D. M. 2018 (paragrafo 11.3.4.7).

Nelle verifiche relative alle connessioni, il paragrafo 4.3.3 del D.M. 2018 prevede che venga utilizzato un coefficiente parziale di sicurezza pari a $\gamma_v = 1.25$.

3.4.2. CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo impiegato per il getto della soletta e per le dalle è caratterizzato dalla classe di resistenza C32/40, dalla classe di esposizione ambientale XC4 e dalla classe di consistenza S4.

Nella seguente tabella sono riassunte le proprietà di confezionamento del calcestruzzo previsto, con indicata la norma che prevede, per il tipo impiegato, il valore più restrittivo delle varie proprietà.

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C32/40	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥ 50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC 4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	360 [kg/m³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con $T < 10$ °C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 3.9 proprietà di confezionamento del calcestruzzo C32/40 utilizzato per la soletta dell'impalcato.

Per il calcestruzzo di classe C32/40 adottato, il D. M. 17 gennaio 2018, al paragrafo 11.2.10, prevede le proprietà meccaniche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C32/40		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.10 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.17 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	33643 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 [°C ⁻¹]	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	-

Tabella 3.10 proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo C32/40, utilizzato per la soletta dell'impalcato e per le dalle, secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Il calcestruzzo impiegato per il getto dei cordoli è caratterizzato dalla classe di resistenza C35/45, dalla classe di esposizione ambientale XC4+XD3 e dalla classe di consistenza S4.

Nella seguente tabella sono riassunte le proprietà di confezionamento del calcestruzzo previsto, con indicata la norma che prevede, per il tipo impiegato, il valore più restrittivo delle varie proprietà.

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥ 50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4+XD3	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max	0.45	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	360 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con $T < 10$ °C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	50 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 3.11 proprietà di confezionamento del calcestruzzo C35/45 utilizzato per i cordoli.

Per il calcestruzzo di classe C35/45 adottato, il D. M. 17 gennaio 2018, al paragrafo 11.2.10, prevede le proprietà meccaniche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.82 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.67 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 [°C ⁻¹]	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	-

Tabella 3.12 proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo C35/45, utilizzato per i cordoli, secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

3.4.3. ACCIAIO PER ARMATURE

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo B450C, per il quale il D. M. 17 gennaio 2018, al paragrafo 11.3.2.1, prevede le proprietà riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio	B450C		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 [N/mm ²]	[Tab. 11.3.lb]
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	540 [N/mm ²]	[Tab. 11.3.lb]
Rapporto tra rottura e snervamento caratteristici	$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	[Tab. 11.3.lb]
Rapporto tra snervamento reale e nominale	$(f_y/f_{y,nom})_k$	≤ 1.25	[Tab. 11.3.lb]
Allungamento a rottura	$(A_{gt})_k$	≥ 7.5%	[Tab. 11.3.lb]
Modulo di elasticità medio	E_s	210000 [N/mm ²]	-
Coefficiente di dilatazione termica	α_s	0.00001 [°C ⁻¹]	-
Massa volumica	ρ_s	7850 [kg/m ³]	[11.3.2.4]

Tabella 3.13 proprietà caratteristiche dell'acciaio per armature B450C secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.3.2.1)

3.4.4. RESISTENZE DI CALCOLO

Le proprietà dei materiali riportate ai punti precedenti conducono, attraverso l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali per i materiali previsti dal D.M. 17 gennaio 2018 al paragrafo 4.1.2, alla determinazione dei seguenti valori di progetto per calcestruzzo ed acciaio.

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C32/40		
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_c	1.5	[4.1.2.1]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	18.81 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.1]
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	1.47 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.2]
Tensione di aderenza ultima; barre ad aderenza migliorata	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	3.30 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.4]
Deformazione convenzionale di rottura	ε_{cu}	-0.35 %	[4.1.2.1.2.2]

Tabella 3.14 valori di progetto per il calcestruzzo C32/40, utilizzato per le strutture dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C35/45		
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_c	1.5	[4.1.2.1]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	21.16 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.1]
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	1.78 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.2]
Tensione di aderenza ultima; barre ad aderenza migliorata	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	4.00 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.4]
Deformazione convenzionale di rottura	ε_{cu}	-0.35 %	[4.1.2.1.2.2]

Tabella 3.15 valori di progetto per il calcestruzzo C35/45, utilizzato per i cordoli, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio	B450C		
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_s	1.15	[4.1.2.1.1.3]
Resistenza di calcolo	$f_{ys} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	391.3 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.3]
Deformazione di snervamento	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{ys}}{E_s}$	0.186 %	-
Deformazione convenzionale di rottura	ε_{sd}	0.01	[4.2.1.1]

Tabella 3.16 valori di progetto per l'acciaio per armature B450C, utilizzato per la soletta dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

3.5. UNITA' DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

– per i carichi	kN, kN/m ² , kN/m ³
– per le azioni di calcolo	kN, kNm, kNcm
– per le tensioni	MPa, kN/cm ² , daN/cm ² , N/cm ²

Dove non diversamente specificato le unità di misura sono kN e m.

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1. CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)

4.1.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)

In questa fase si considerano agenti il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate, del getto della soletta che è ancora inerte e della veletta.

La struttura resistente in questa fase di carico è costituita unicamente dalle travi metalliche.

Il peso di analisi della carpenteria metallica è considerato pari a circa 320 kg/m² di impalcato.

Soletta in allargamento	$25 \text{ kN/m}^3 \times (0.27 \text{ m} \times 16.75 \text{ m})$	=	113.06 kN/m
Soletta tipica	$25 \text{ kN/m}^3 \times (0.27 \text{ m} \times 14.50 \text{ m})$	=	97.88 kN/m
Veletta metallica	$1.00 \text{ kN/m} \times 2$	=	2.00 kN/m
Passerella di ispezione metallica	$1.00 \text{ kN/m} \times 2$	=	2.00 kN/m

Media ponderata sullo sviluppo

Carpenteria metallica	$3.20 \text{ kN/m}^2 \times 15.20 \text{ m}$	=	48.64 kN/m

La ripartizione trasversale dei carichi è stata calcolata mediante lo schema statico sotto riportato.

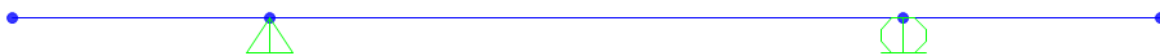


Figura 4.1 Modello di calcolo per carichi permanenti strutturali – Sezione tipica

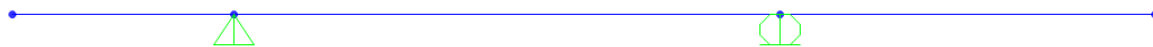


Figura 4.2 Modello di calcolo per carichi permanenti strutturali – Sezione in allargamento

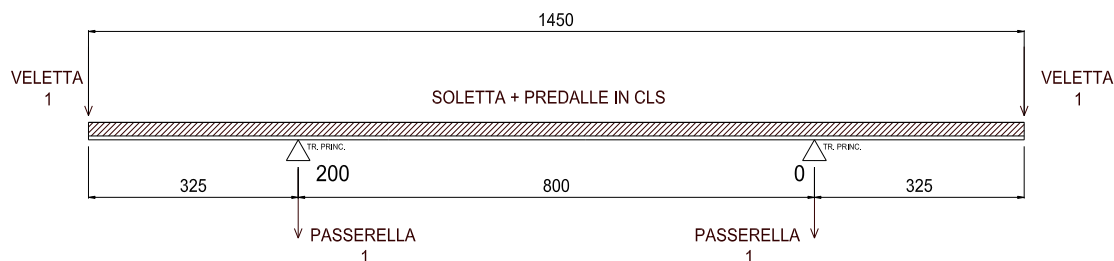


Figura 4.3 Pesì propri strutturali – Sezione tipica

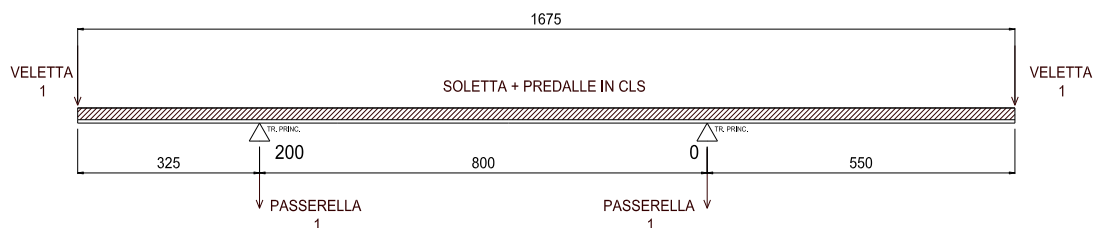


Figura 4.4 Pesì propri strutturali – Sezione in allargamento

I valori delle reazioni sono i seguenti:

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

In questo caso essendo presente l'allargamento sia lato esterno sulla prima campata che lato interno sulla terza campata, le seguenti reazioni sono da considerarsi anche specchiate lato trave interna (trave 0).

	R₀* [kN/m]	R₂₀₀* [kN/m]
Soletta	40.63	72.43
Carpenteria metallica	24.32	24.32
Veletta	0.72	1.28
Passerella di ispezione	1.00	1.00
Fase 1	65.31	97.39

Tabella 4.1 reazioni per carichi permanenti strutturali

SEZIONE TIPICA

	R₀* [kN/m]	R₂₀₀* [kN/m]
Soletta	48.94	48.94
Carpenteria metallica	24.32	24.32
Veletta	1.00	1.00
Passerella di ispezione	1.00	1.00
Fase 1	73.82	73.82

Tabella 4.2 reazioni per carichi permanenti strutturali

NOTA BENE: i carichi relativi alla fase 1 esplicitati in precedenza sono stati valutati su una larghezza media di impalcato. Nel modello di calcolo sono stati inseriti i valori corretti in funzione della posizione effettiva degli allargamenti.

4.1.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_2)

In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati di impalcato come pavimentazione, cordoli, sicurvia, impianti, etc.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

Pavimentazione	$3.00 \text{ kN/m}^2 \times 14.00 \text{ m}$	= 42.00 kN/m
Cordolo	$4.25 \text{ kN/m}^2 \times 0.75 \text{ m} + 3.15 \text{ kN/m}^2 \times 2.00 \text{ m}$	= 9.49 kN/m
Guard Rail+rete	3.00 kN/m	= 3.00 kN/m
Guard Rail	1.50 kN/m	= 1.50 kN/m
Smaltimento acque		= 2.00 kN/m
Barriera		= 2.00 kN/m
		59.99 kN/m

SEZIONE TIPICA

Pavimentazione	$3.00 \text{ kN/m}^2 \times 10.50 \text{ m}$	= 31.50 kN/m
Cordolo	$2.00 \text{ m} \times (3.15 \text{ kN/m}^2 + 5.00 \text{ kN/m}^2)$	= 16.30 kN/m
Guard Rail	$2 \times 1.50 \text{ kN/m}$	= 3.00 kN/m
Smaltimento acque		= 2.00 kN/m
Barriera	$2 \times 2.00 \text{ kN/m}$	= 4.00 kN/m
		56.80 kN/m

La ripartizione trasversale dei carichi è stata calcolata mediante lo schema statico riportato nella fase 1.

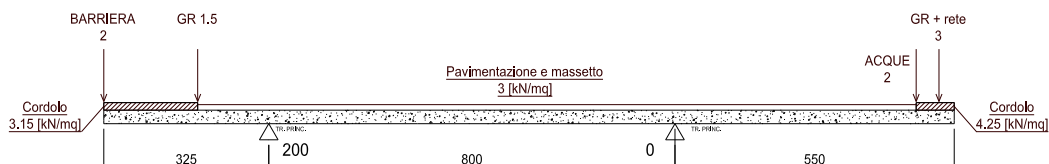


Figura 4.5 reazioni per carichi permanenti strutturali – Sezione in allargamento

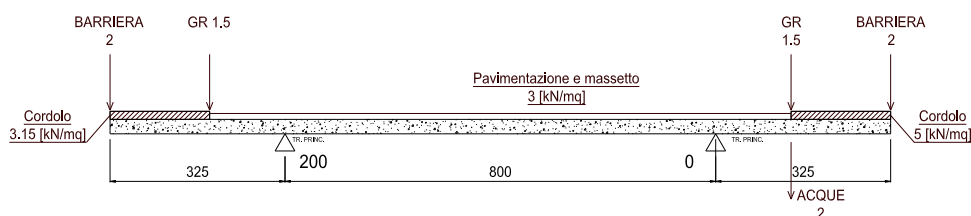


Figura 4.6 reazioni per carichi permanenti strutturali – Sezione tipica

I valori delle reazioni sono i seguenti:

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

In questo caso essendo presente l'allargamento sia lato esterno sulla prima campata che lato interno sulla terza campata, le seguenti reazioni sono da considerarsi anche specchiate lato trave interna (trave 0).

	R₀* [kN/m]	R₂₀₀* [kN/m]
Pavimentazione	11.81	30.19
Cordolo	6.03	3.46
Guard Rail + rete	-0.19	4.69
Barriera	2.81	-0.81
Smaltimento acque	-1.19	3.19
Fase 2	19.27	40.72

Tabella 4.3 reazioni per carichi permanenti portati.

SEZIONE TIPICA

	R₀* [kN/m]	R₂₀₀* [kN/m]
Pavimentazione	15.75	15.75
Cordolo	5.26	11.04
Guard Rail	1.50	1.50
Barriera	2.00	2.00
Smaltimento acque	-0.31	2.31
Fase 2	24.20	32.60

Tabella 4.4 reazioni per carichi permanenti portati.

PROGETTAZIONE ATI:

4.2. CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO (Q_k)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel §5.1.3.3 delle NTC2018.

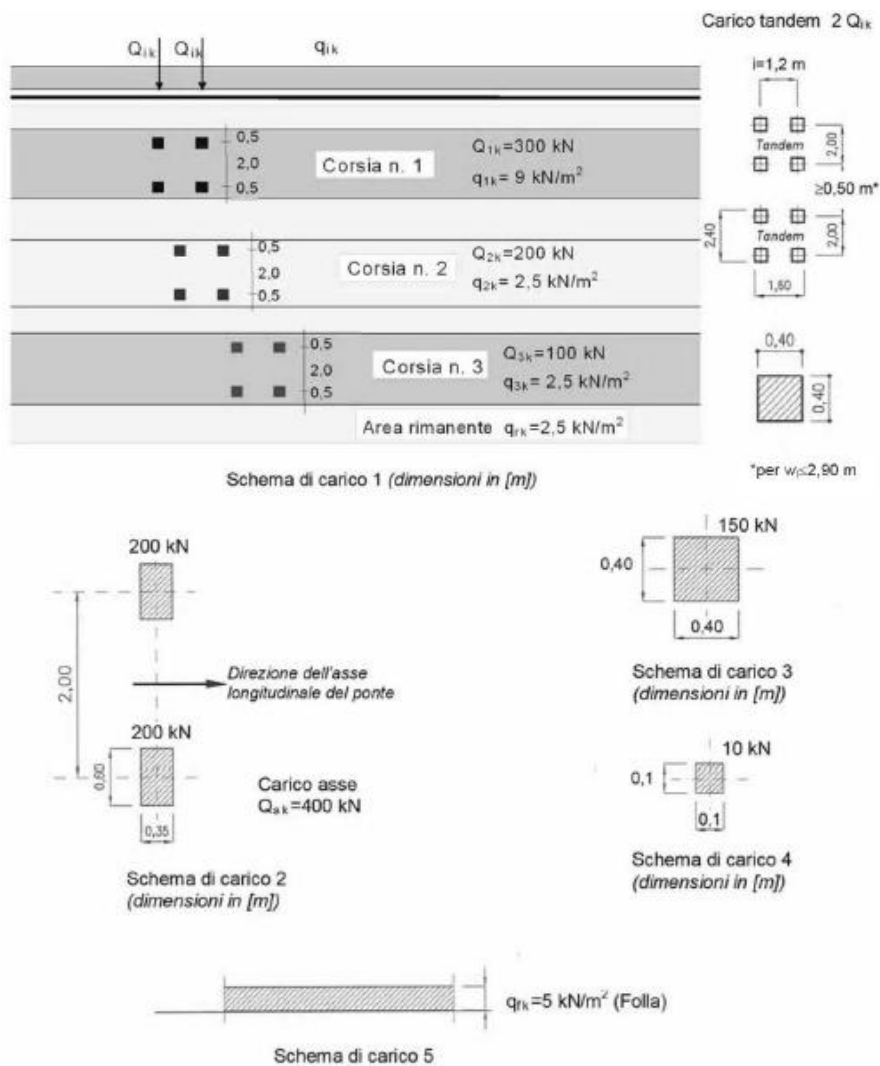


Figura 4.7 Schemi di carico 1÷5, dimensioni in m [Figura 5.1.2 – NTC2018].

La tabella seguente (Tab. 5.1.II - NTC2018) riepiloga l'intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Tabella 4.5 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Lo Schema di Carico 2 è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m.

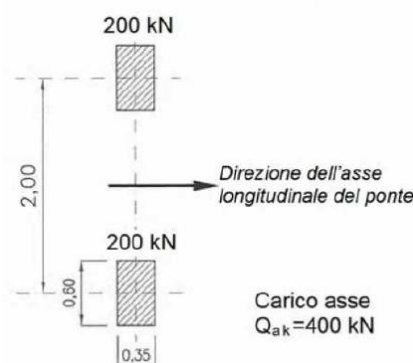


Figura 4.8 Schema di Carico 2 (Figura 5.1.2 – NTC2018).

4.2.1. RIPARTIZIONE LONGITUDINALE DEI CARICHI

La ripartizione longitudinale che massimizza il momento flettente nella i-esima campata viene ricavata spostando il carico Q_{1k} all'interno della campata stessa.

Nel modello di analisi i due carichi concentrati, corrispondenti al singolo asse del veicolo Q_{1k} , vengono schematizzati con un carico uniformemente distribuito equivalente della lunghezza di 2.4 m applicato sulle travi principali, ripartizione sicuramente cautelativa considerando l'impronta della ruota e l'effettiva diffusione del carico al baricentro delle travi metalliche. Oltre al carico tandem sono previsti i carichi uniformemente distribuiti (q_{1k} , q_{rk} , q_{fk}) i quali oltre che nella campata in cui è presente il carico tandem vengono applicati e parzializzati nelle rimanenti campate in funzione della linea di influenza della caratteristica di sollecitazione massimizzata (momento flettente o taglio).

4.2.2. MASSIMO MOMENTO FLETTENTE IN CAMPATA

Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della i -esima campata si fa avanzare di 1.5 m il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

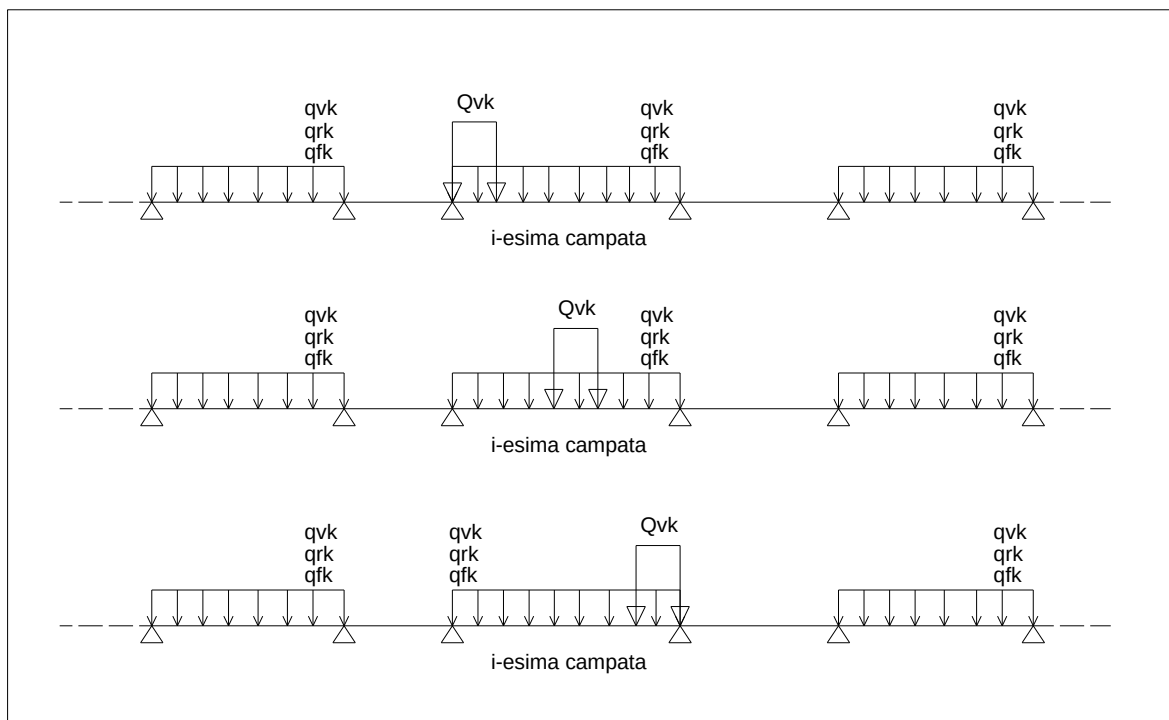


Figura 4.9 Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento positivo in campata.

4.2.3. MASSIMO MOMENTO FLETTENTE IN PILA – MASSIMA REAZIONE

Per massimizzare il momento flettente negativo sulla pila della i-esima campata si fa avanzare di 1.5 m il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

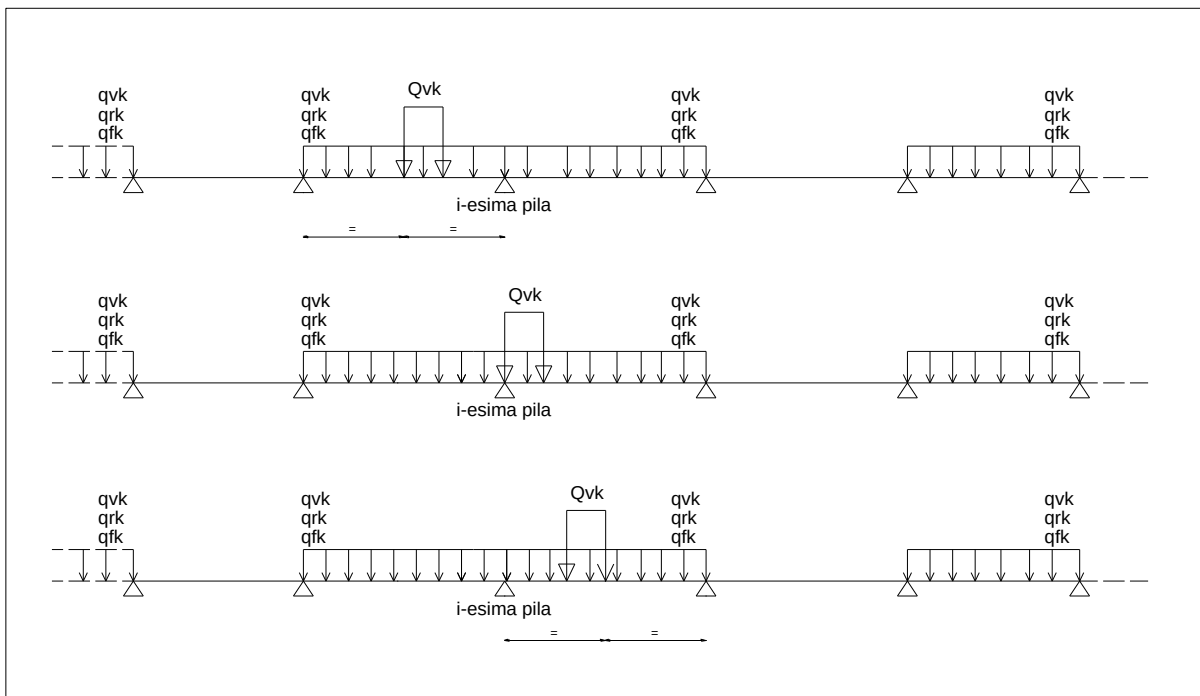


Figura 4.10 Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento negativo in pila.

4.2.4. MASSIMO TAGLIO IN CAMPATA

Per massimizzare il taglio di ogni sezione trasversale della i-esima campata si fa avanzare di 1.5 m il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del taglio.

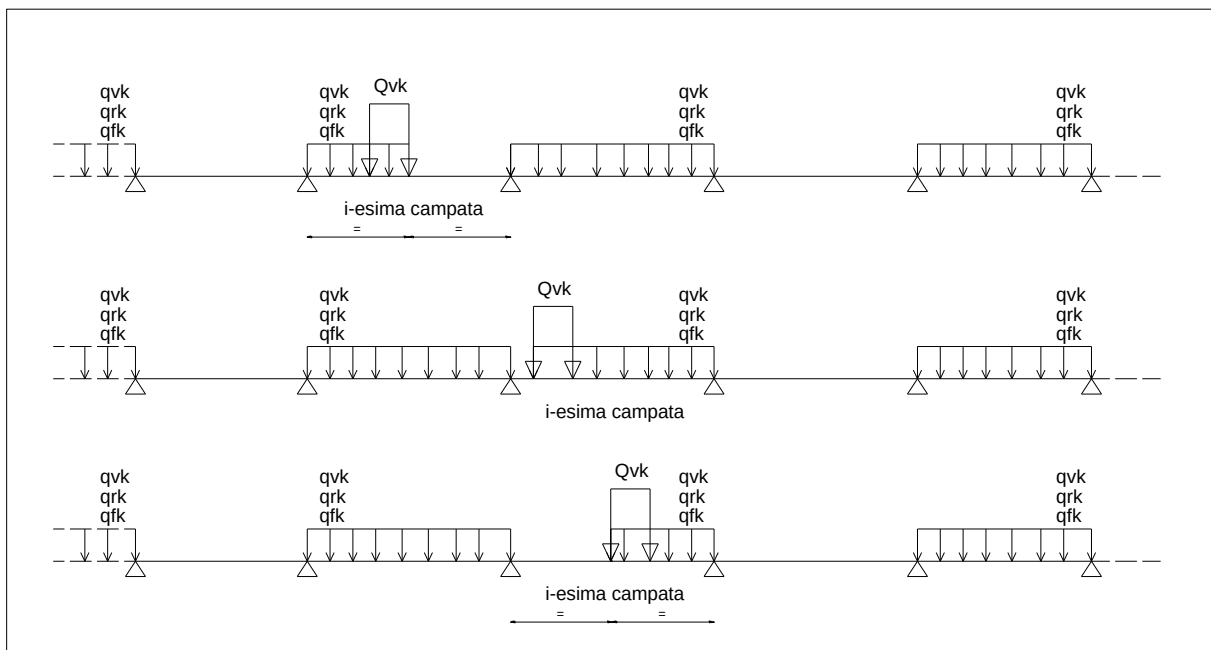


Figura 4.11 Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio.

4.2.5. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI MOBILI

La ripartizione trasversale dei carichi è stata eseguita considerando le condizioni di carico di seguito riportate, in esse il valore del carico concentrato rappresenta la singola ruota, mentre i carichi distribuiti sono valutati a metro lineare.

La ripartizione trasversale dei carichi è stata calcolata mediante uno schema statico di trave su 2 appoggi con due sbalzi esterni.

Gli schemi e i risultati di seguito riportati sono da intendersi anche specchiati in quanto il ponte risulta in leggera curva e presenta allargamenti in posizione differente sulle campate di estremità.

4.2.5.1. Massimo carico verticale su impalcato lato esterno (files Mext)

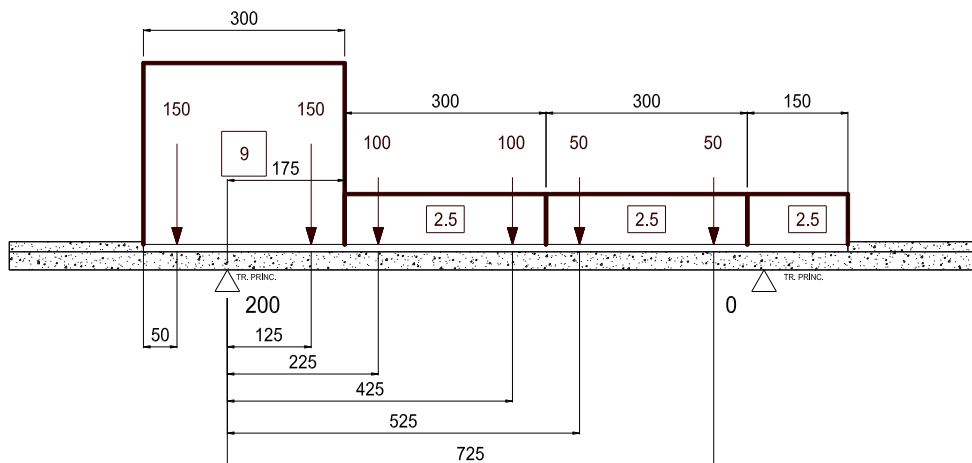


Figura 4.12 Mext – sezione tipica.

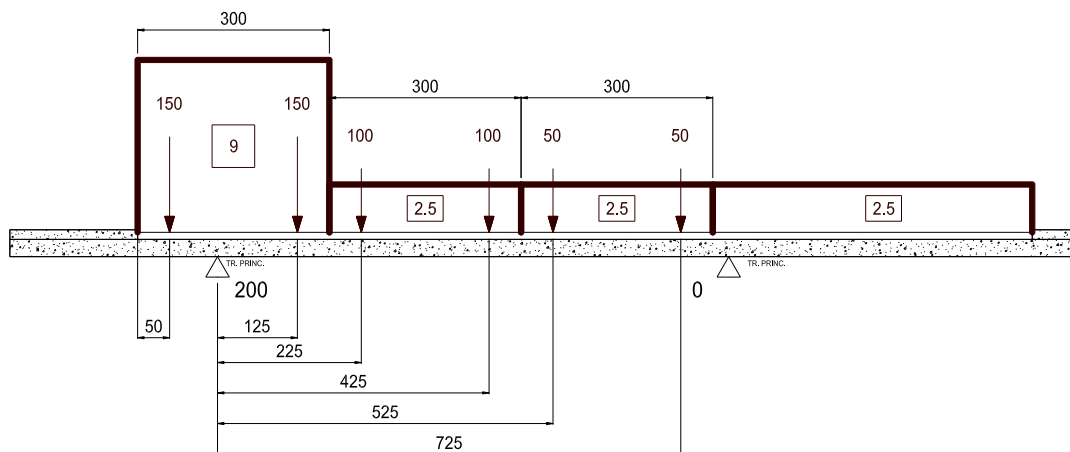


Figura 4.13 Mext – sezione in allargamento

SEZIONE TIPICA

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	168.75	13.73	-
R_{200}^*	431.25	32.02	-
TOTALE	600	45.75	-

Tabella 4.6 reazioni per carichi da traffico Mext.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	168.75	25.77	-
R_{200}^*	431.25	28.73	-
TOTALE	600	54.50	-

Tabella 4.7 reazioni per carichi da traffico Mext.

4.2.5.1. Massimo carico verticale su impalcato lato interno (files Mint)

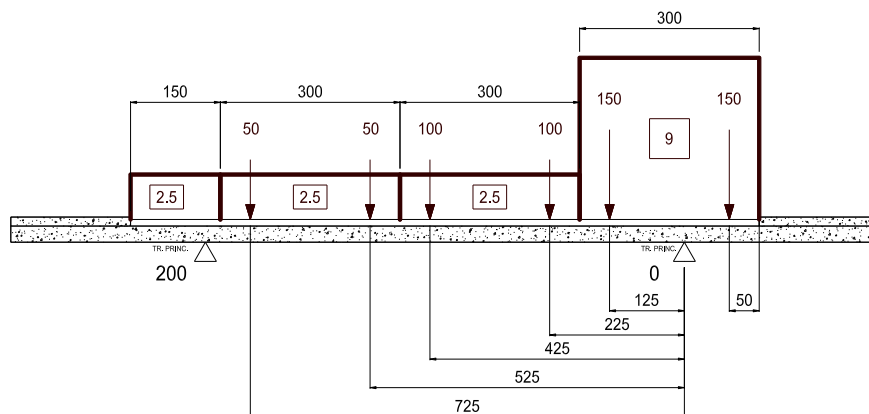


Figura 4.14 Mint – sezione tipica.

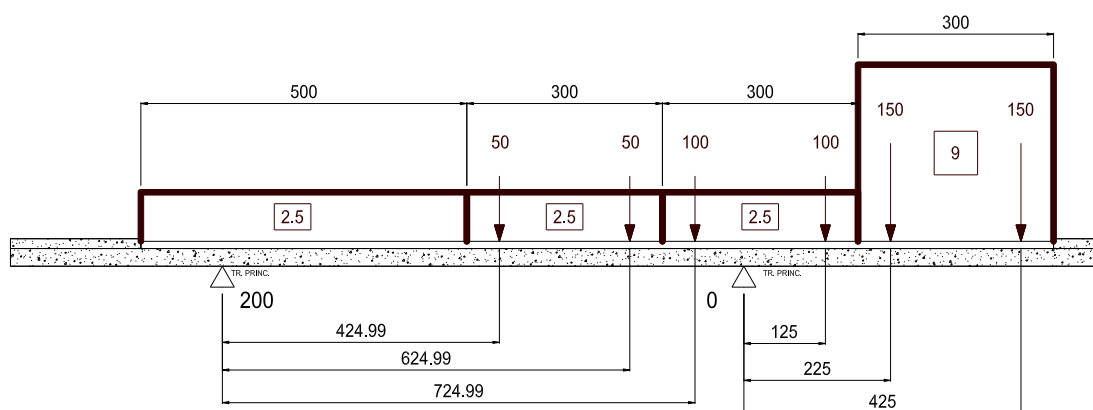


Figura 4.15 Mint – sezione in allargamento

PROGETTAZIONE ATI:

SEZIONE TIPICA

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	431.25	32.02	-
R_{200}^*	168.75	13.73	-
TOTALE	600	45.75	-

Tabella 4.8 reazioni per carichi da traffico Mint.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	693.75	52.58	-
R_{200}^*	-93.75	1.92	-
TOTALE	600	54.50	-

Tabella 4.9 reazioni per carichi da traffico Mint.

4.2.5.2. Massimo carico torcente su trave esterna (files T2ext)

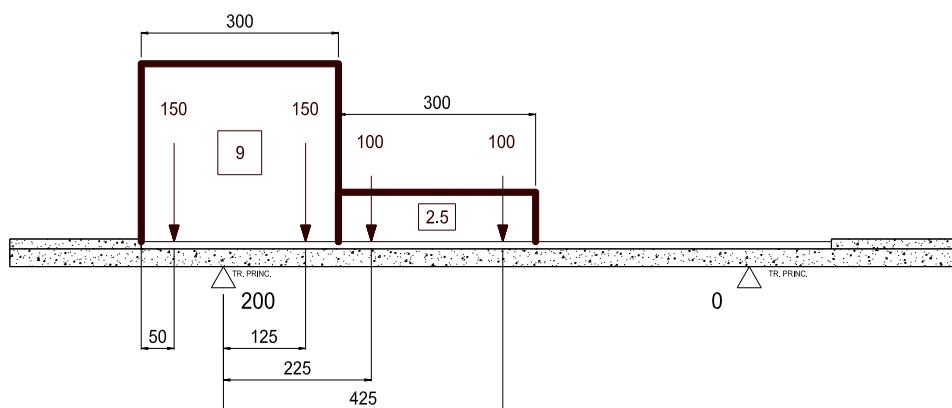


Figura 4.16 T2ext – Sezione tipica

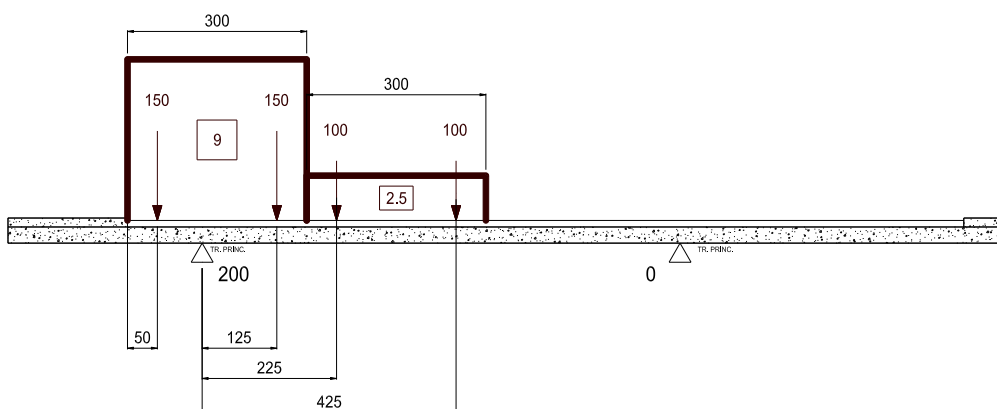


Figura 4.17 T2ext – Sezione in allargamento

SEZIONE TIPICA e ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	90.62	3.89	-
R_{200}^*	409.38	30.61	-
TOTALE	500	34.5	-

Tabella 4.10 reazioni per carichi da traffico T2ext.

4.2.5.3. Massimo carico torcente su trave interna (files T2int)

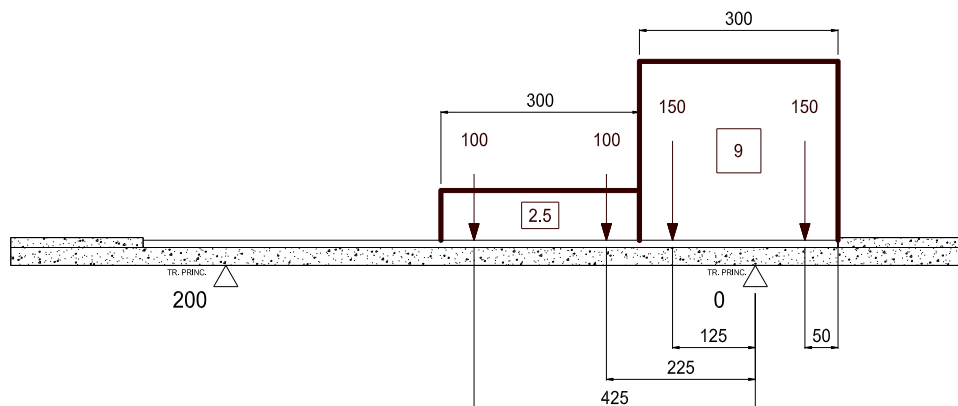


Figura 4.18 T2int – sezione tipica.

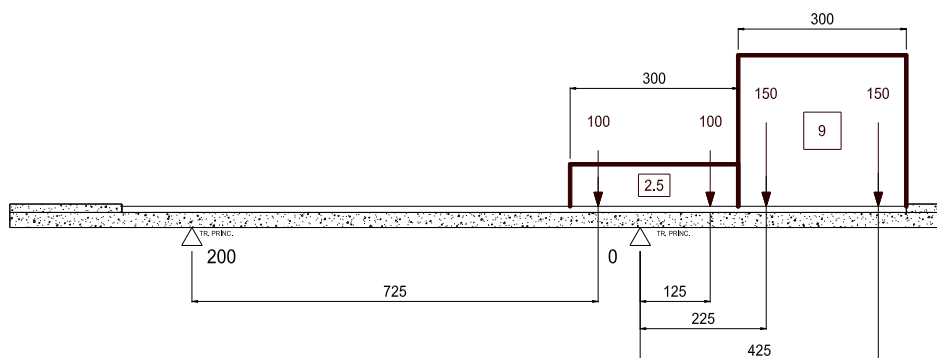


Figura 4.19 T2int – sezione in allargamento

SEZIONE TIPICA

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	409.38	30.61	-
R_{200}^*	90.62	3.89	-
TOTALE	500	34.50	-

Tabella 4.11 reazioni per carichi da traffico T2int.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	628.12	45.70	-
R_{200}^*	-128.12	-11.20	-
TOTALE	500	34.50	-

Tabella 4.12 reazioni per carichi da traffico T2int.

4.2.5.1. Massimo carico torcente su trave esterna (files T1ext)

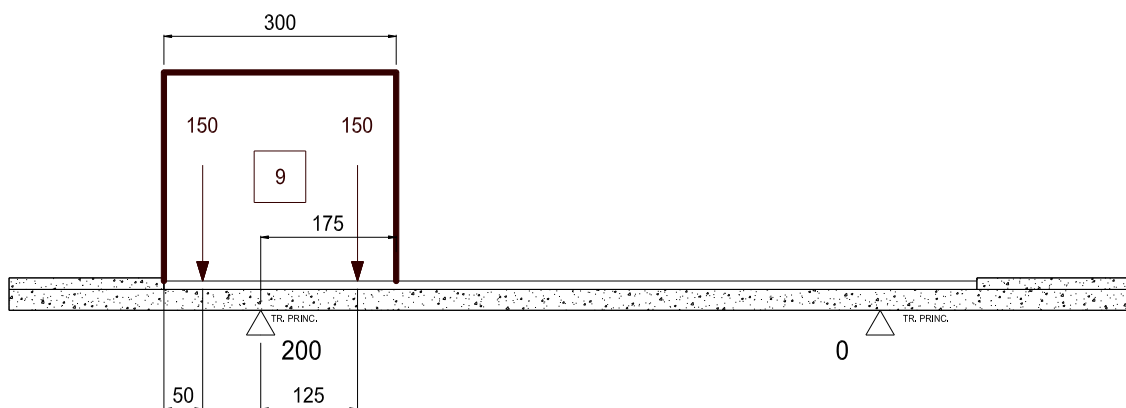


Figura 4.20 T1ext – Sezione tipica

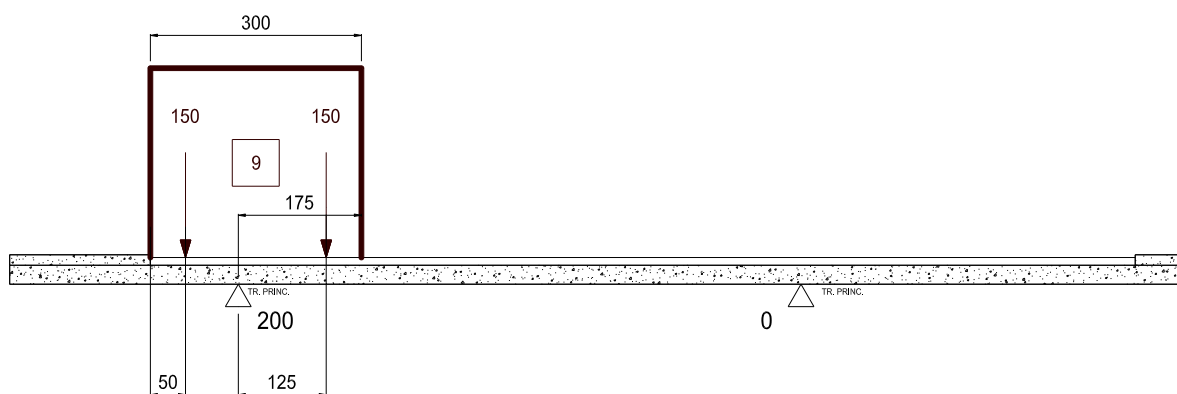


Figura 4.21 T1ext – Sezione in allargamento

PROGETTAZIONE ATI:

SEZIONE TIPICA e ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	9.38	0.84	-
R_{200}^*	290.63	26.16	-
TOTALE	300	27.00	-

Tabella 4.13 reazioni per carichi da traffico T1ext.

4.2.5.1. Massimo carico torcente su trave interna (files T1int)

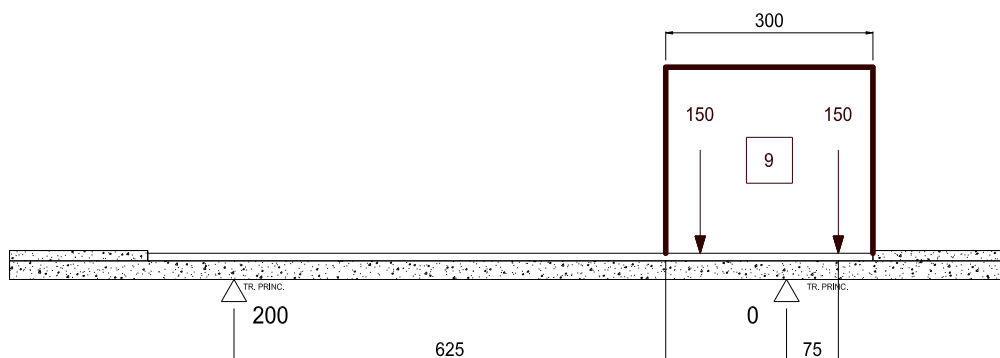


Figura 4.22 T2int – sezione tipica.

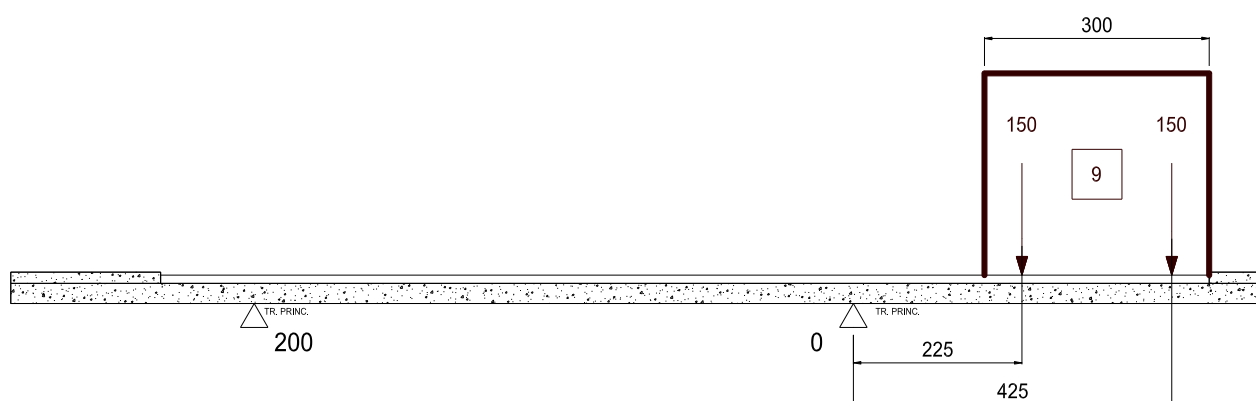


Figura 4.23 T2int – sezione in allargamento

SEZIONE TIPICA

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	290.63	26.16	-
R_{200}^*	9.37	0.84	-
TOTALE	300	27.00	-

Tabella 4.14 reazioni per carichi da traffico T2int.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m]	q_f [kN/m]
R_0^*	421.87	37.97	-
R_{200}^*	-121.87	-10.97	-
TOTALE	300	27.00	-

Tabella 4.15 reazioni per carichi da traffico T2int.

4.3. AZIONE DEL RITIRO

4.3.1. RITIRO E VISCOSITÀ: ε_2 E ε_3

Gli effetti del ritiro e dello scorrimento viscoso del calcestruzzo vengono valutati secondo la teoria approssimata del metodo di Mörsch (cfr. "Impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo", Matildi-Mele, Edizioni Italsider), ossia sul concetto di deformazione del calcestruzzo totalmente impedita dalla trave metallica.

Per effetto della deformazione impedita nasce una azione assiale di trazione nella soletta e di compressione (eccentrica) per la sezione composta trave+soletta, come evidenziato nella seguente figura.

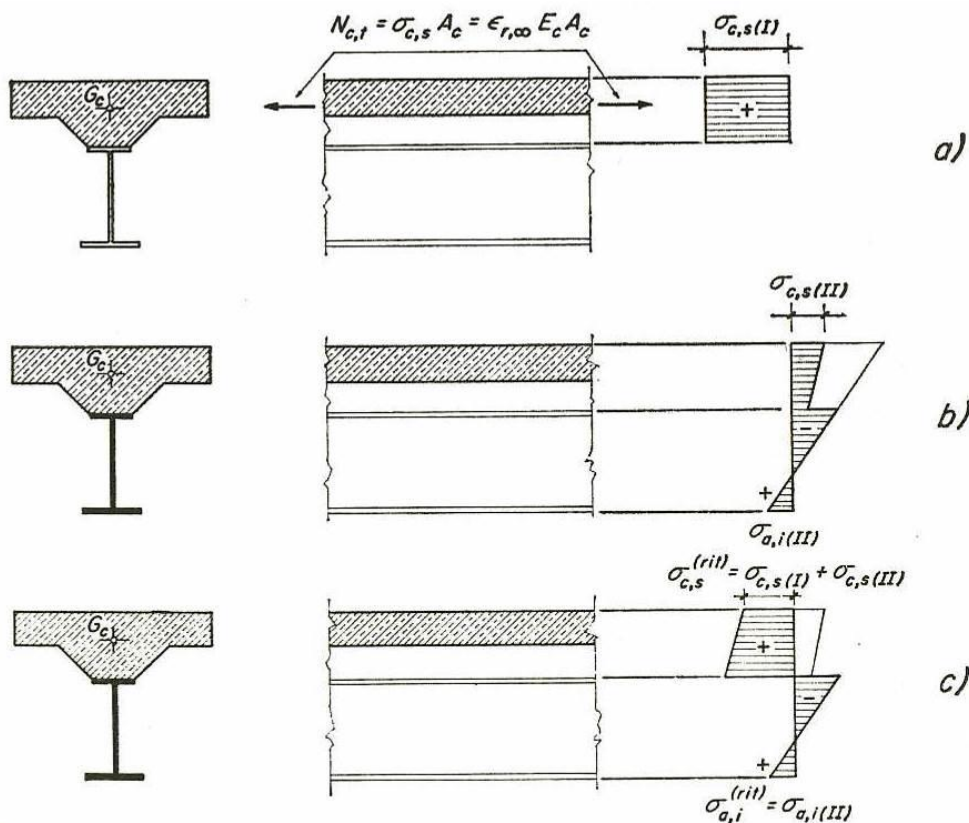


Figura 4.24 Andamento tensioni interne per l'effetto del ritiro del calcestruzzo della soletta.

4.3.2. DEFORMAZIONE DA RITIRO E COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ

Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Nel presente paragrafo si riporta, secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/08 par. 11.2.10.6), il calcolo della deformazione a tempo infinito per ritiro e il relativo coefficiente di viscosità.

Proprietà della sezione tipica dell'impalcato

Larg. impalcato=	16.75	m	
S_{getto} =	27.00	cm	Spessore soletta
S_{predalla} =	6.00	cm	Spessore predalla

da cui si ottiene

A_c =	3.52	m ²	area sezione getto in calcestruzzo
u =	16.75	m	perimetro della sezione in calcestruzzo esposta all'aria
h_0 =	420.00	mm	$2A_c/u$ (dimensione fittizia)
k_h =	0.72		(tabella 11.2.Vb)

Proprietà del calcestruzzo utilizzato		
R_{ck} =	40	N/mm ²
E_{cm} =	33643	N/mm ²
E_a =	210000	N/mm ²
f_{ck} =	33	N/mm ²
f_{cm} =	41	N/mm ²

Si riportano quindi i seguenti valori di deformazione ottenuti in funzione dell'umidità di progetto assunta (75%)
il coefficiente di Viscosità e quelli di omogeneizzazione derivanti

Deformazione da ritiro per essiccamento	ϵ_{c0} =	-0.00030
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty}$ =	-0.00022
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty}$ =	-0.00006
Deformazione totale da ritiro	$\epsilon_{cs,\infty}$ =	-0.00027

Coefficiente di viscosità ($t_0 > 60$)	$\phi_{(\infty, t_0)}$ =	1.660

Coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata (Fase 3)	n_3 =	6.24
Coefficiente di omogeneizzazione per azioni di lunga durata (Fase 2)	$n_2 = n_3 \cdot (1 + \phi_{(\infty, t_0)})$ =	16.60

PROGETTAZIONE ATI:

L'azione del ritiro, ossia la deformazione del calcestruzzo (ritiro) durante le fasi di indurimento, porta a una coazione interna dovuta all'opposizione della trave metallica a detta deformazione.

L'effetto è quello di una trazione agente sul baricentro del getto che quindi rispetto al baricentro della trave metallica è eccentrica e crea un momento flettente

L'effetto del ritiro si valuta, quindi, mediante la sovrapposizione di due effetti:

- 1) Una trazione agente nel baricentro della soletta (N_r)
- 2) Una pressoflessione applicata alla sezione composta: l'effetto flessionale è valutato applicando un momento al modello di calcolo, mentre la compressione è applicata direttamente in fase di verifica.

Nel seguito si riporta il calcolo dell'azione Normale e del conseguente effetto flettente

$A_c =$	3.5175 m ²	
$n = n_2 =$	16.60	Coeff. di omogeneizzazione
$\epsilon_{cs,\infty} =$	-0.00027	Deformazione totale da ritiro
$b =$	1.064 m	Distanza baricentro getto cls - baricentro medio sez. mista in Fase 2

$$N_{r,eq} = (A_c \cdot \epsilon_{cs,\infty} \cdot E_a) / n_2 = 12179 \text{ kN}$$

$$M_{r,eq} = N_{r,eq} \cdot b_2 = 12950 \text{ kNm}$$

$$N_{r,eq} \cong 6090 \text{ kN} \quad (\text{per ciascuna trave})$$

$$M_{r,eq} \cong 6480 \text{ kNm} \quad (\text{per ciascuna trave})$$

4.4. CEDIMENTI VINCOLARI: ε_4

Per tenere conto dei possibili cedimenti di fondazione delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

Cedimento verticale sull'i-esima pila $\delta_{i,p} = (l_{i-1} + l_i) / 2 \times 1/5000$

Cedimento sull'i-esima spalla $\delta_{i,sp} = l_i / 2 \times 1/5000$

Cedimento di progetto		δ_i [mm]
Spalla 1	50000 / (2x5000)	5
Pila 1	(50000+60000) / (2x5000)	11
Pila 2	(60000+50000) / (2x5000)	11
Spalla 2	50000 / (2x5000)	5

4.5. FRENATURA (Q₃)

Secondo il D.M. 17/01/2018 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e è uguale a:

$$180\text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{ kN}$$

Considerando la lunghezza massima del viadotto risulta:

$$Q_3 = (0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 9 \times 3 \times 160) \text{ kN} = 792 \text{ kN} < 900 \text{ kN} \Rightarrow Q_3 = \mathbf{792 \text{ kN}}$$

Poiché la definizione dei gruppi di carico di cui alla tabella 5.1.IV del D. Min. 17/01/2018 non prevede la compresenza tra carichi orizzontali e carichi verticali caratteristici (gruppo 1), prevedendo la loro combinazione solo al gruppo 2 (in concomitanza ai carichi mobili frequenti), la presenza dell'azione della frenatura non è stata presa in considerazione nel dimensionamento dell'impalcato.

4.6. AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 17/01/2018 l'azione centrifuga totale, applicata a livello della pavimentazione e agente in direzione normale all'asse del ponte, risulta pari a:

$$200 < R < 1500 \text{ m} \rightarrow Q_4 = 40 \times Q_v / R \approx 35 \text{ kN}$$

essendo

$n = 3$ numero di corsie di carico

$R = 1250 \text{ m}$ raggio di curvatura

$Q_v = 1200 \text{ kN}$ carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte

Poiché la definizione dei gruppi di carico di cui alla tabella 5.1.IV del D. Min. 17/01/2018 non prevede la compresenza tra carichi orizzontali e carichi verticali caratteristici (gruppo 1), prevedendo la loro combinazione solo al gruppo 2 (in concomitanza ai carichi mobili frequenti), la presenza dell'azione centrifuga non è stata presa in considerazione nel dimensionamento dell'impalcato.

4.7. AZIONE DEL VENTO (Q_5)

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p_w = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

q_b = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di pressione (o di forma, o aerodinamico);

c_d = è il coefficiente dinamico.

AZIONE VENTO

Zona	3	[-]
Velocità di riferimento zona	$v_{b,0} =$	27 [m/s]
Classe di Rugosità	C	[-]
Distanza dal mare	100	[km]
quota sito s.l.m.	$a_s =$	300 [m]
Categoria	III	[-]
parametri sito	$a_0 =$	500 [m]
parametri sito	$k_a =$	0.02 [1/s]
Velocità di riferimento sito	$v_b =$	27 [m/s]
Tempo di ritorno	$T_R =$	50 [anni]
	$\alpha_R =$	1.00 [-]
Velocità di picco	$v_r = v_b \cdot \alpha_R =$	27.02 [m/s]
altezza caratteristica struttura	$z =$	20 [m]
parametro sito	$k_r =$	0.2 [-]
altezza di riferimento sito	$z_0 =$	0.1 [m]
altezza minima	$z_{min} =$	5 [m]
densità aria	$\rho =$	1.25 [kg/m ³]
pressione cinetica base	$q_b =$	456 [N/m ²]
Coefficiente di Topografia	$c_t =$	1 [-]
Coefficiente di Esposizione	$c_e =$	2.61 [-]
Coefficiente Dinamico	$c_d =$	1 [-]

$$q_d = c_e \cdot c_d \cdot q_b = 1.19 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

4.7.1. VENTO SULL'IMPALCATO

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a 3 m, dalla pavimentazione stradale.

In riferimento alla distanza del baricentro della generica sezione d'impalcato dal limite superiore di soletta, si calcolano il carico orizzontale e il momento torcente dovuto al vento scarico, il carico orizzontale e il momento torcente dovuto al vento carico.

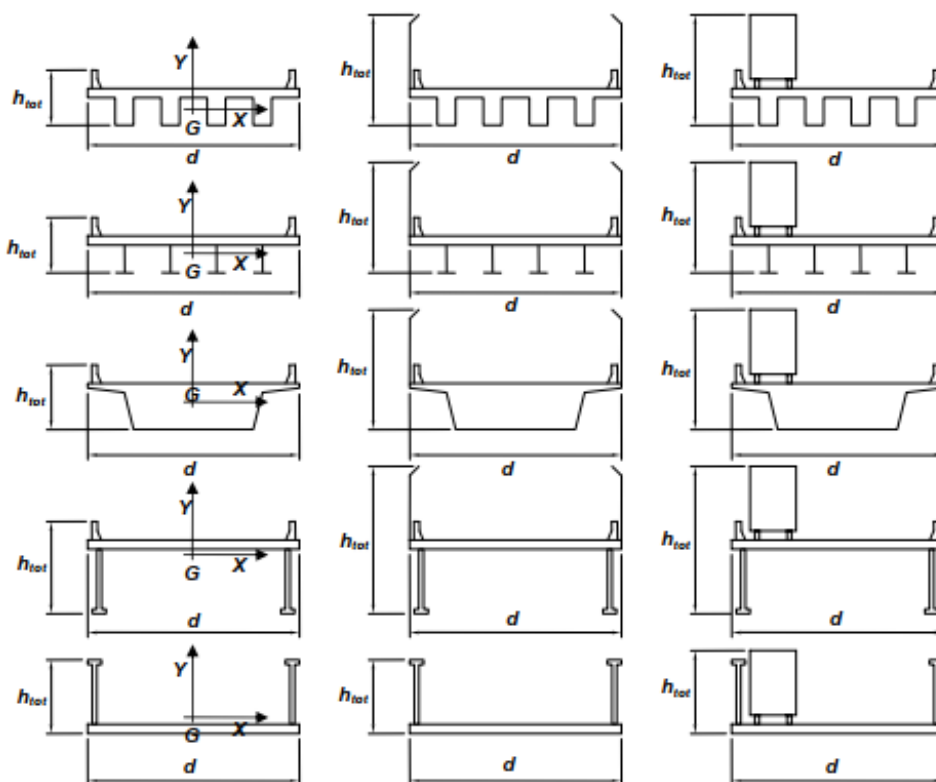


Figura 4.25 Tipi di impalcato da ponte trattati nel presente paragrafo delle CNR-DT 207/2008.

Ammettendo che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, esso esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili a una forza parallela alla direzione del vento, f_X , a una forza verticale, f_Y , e a un momento intorno alla linea d'asse, m_Z (Figura G.54, Eq. (3.14), paragrafo 3.3.4). Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza, cf_X e cf_Y , e mediante un coefficiente di momento, cm_Z .

Azione del vento lungo x (trasversale)

È necessario, inoltre, determinare il coefficiente di forza in direzione x, che è calcolato facendo riferimento al §8.3 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 e facendo la distinzione tra la condizione di ponte carico e quella di ponte scarico.

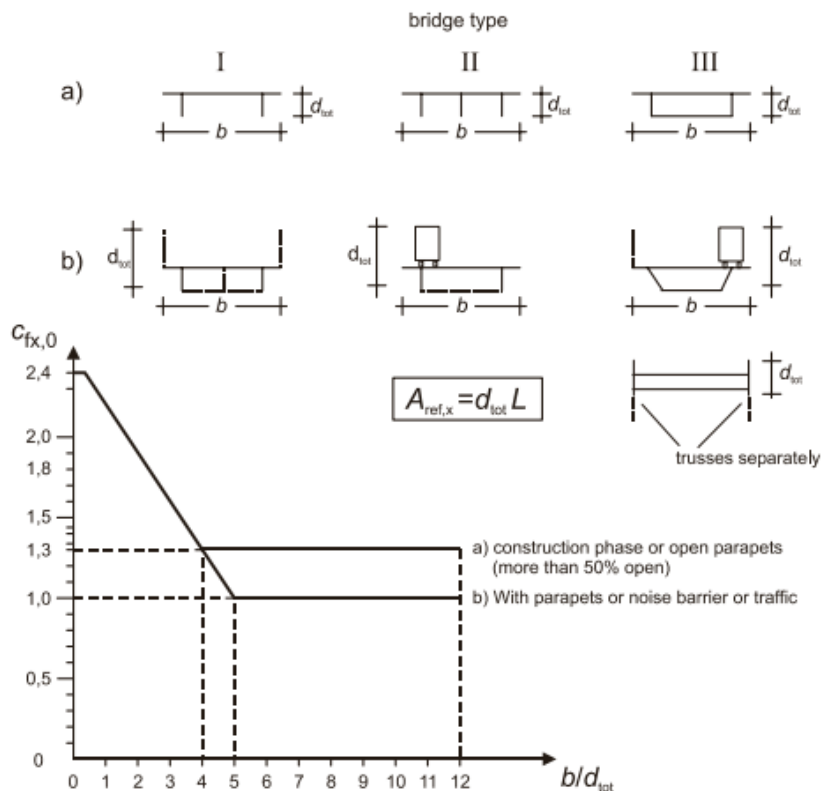


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{fx,0}$

Nel caso di ponte scarico si ha che:

Altezza trave	$h_1 = 2.7$ [m]
Altezza soletta+cordolo	$h_s = 0.45$ [m]
Altezza sistema di ritenuta	$d_1 = 3.00$ [m]
Altezza totale (struttura + sistema di ritenuta)	$d_{tot} = 6.15$ [m]
Larghezza impalcato	$b = 14.5$ [m]
	$b/d_{tot} = 2.4$
Coefficiente di forza	$c_{f,x} = 1.8$
Lunghezza del ponte	$L = 160$ [m]
Area di riferimento x	$A_{ref,x} = 984.0$ [m ²]
Azione concentrata dovuta al vento	$F_x = A_{ref,x} * q_d * c_{f,x} = 2132$ [kN]

Azione totale X vento su impalcato	$p_{xtot} = F_x / L = 13.33$ [kN/m]

Nel caso di ponte carico si ha che:

Altezza trave	$h_1 =$	2.7 [m]
Altezza soletta+pavimentazione	$h_s =$	0.37 [m]
Altezza stesa di carico	$h_c =$	3.00 [m]
Altezza totale (struttura + stesa di carico)	$d_{tot} =$	6.07 [m]
Larghezza impalcato	$b =$	14.5 [m]
	$b/d_{tot} =$	2.4
Coefficiente di forza	$c_{f,x} =$	1.8
Lunghezza del ponte	$L =$	259 [m]
Area di riferimento x	$A_{ref,x} =$	1572.1 [m ²]
Azione concentrata dovuta al vento	$F_x = A_{ref,x} * q_d * c_{f,x} =$	3389 [kN]

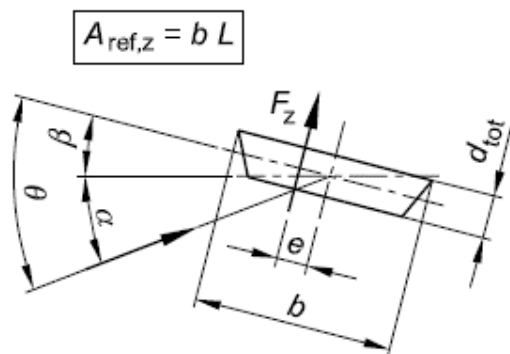
Azione totale X vento su impalcato	$p_{xtot} = F_x/L =$	13.08 [kN/m]

Azione del vento lungo y (longitudinale)

Si assume che la forza del vento agente lungo y sia pari al 25% della forza del vento agente lungo x nel caso di ponte scarico.

Azione totale Y vento su impalcato	$p_{ytot} = 0.25 * p_{xtot} =$	3.33 [kN/m]

Azione del vento lungo z (verticale)



Larghezza impalcato	$b =$	14.5 [m]
Area di riferimento z	$A_{ref,z} = b * L =$	2320.0 [m ²]
Coefficiente di forza verso alto e basso	$c_{f,z} =$	0.9 (vedere EC1-1-4 §8.3.3)
Azione concentrata dovuta al vento	$F_z = A_{ref,z} * q_d * c_{f,z} =$	2483 [kN]
Eccentricità applicazione carico	$e = b/4 =$	3.63 [m]

Azione totale Z vento su impalcato	$p_{ztot} = F_z/L =$	15.52 [kN/m]

4.8. AZIONE TERMICA (Q_7)

4.8.1. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE

La trattazione teorica della variazione termica differenziale sulla sezione mista acciaio-clt è del tutto analoga a quella del ritiro e viene effettuata sulla base delle ripartizioni di temperatura estiva ed invernale previste dalle norme UNI EN 1991-2-5 (di cui si riporta uno stralcio nella figura sottostante).

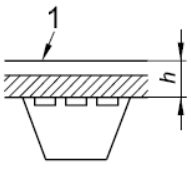
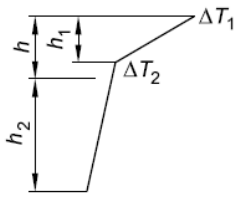
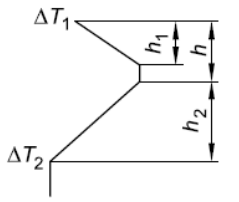
Tipo di Costruzione	Differenza di Temperatura (ΔT)																									
	(a) Riscaldamento	(b) Raffreddamento																								
 2a. Impalcato di calcestruzzo su travi di acciaio a cassone, travi di acciaio reticolari o a parete piena 1 100 mm di rivestimento	Procedura normale  $h_1 = 0,6 \text{ m}$ $h_2 = 0,4 \text{ m}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td><td>°C</td><td>°C</td></tr> <tr> <td>0,2</td><td>13</td><td>4</td></tr> <tr> <td>0,3</td><td>16</td><td>4</td></tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td><td>°C</td><td>°C</td></tr> <tr> <td>0,2</td><td>-3,5</td><td>-8</td></tr> <tr> <td>0,3</td><td>-5,0</td><td>-8</td></tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0,2	13	4																								
0,3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0,2	-3,5	-8																								
0,3	-5,0	-8																								

Figura 4.26 Andamento temperature interne all'impalcato.

Dalle valutazioni rigorose sul calcolo dei gradienti termici efficaci nelle usuali sezioni da ponte si evidenzia che la soletta risulta nelle due configurazioni (riscaldamento e raffreddamento), in termini di parametri efficaci, sempre “più calda” della trave metallica. Per tale ragione la condizione di variazione termica differenziale nell'impalcato si potrebbe ritenere sempre discorde con il ritiro: tuttavia a favore di sicurezza ritiro e termica, in fase di inviluppo delle sollecitazioni di progetto, potranno essere concordi o discordi allo scopo di massimizzarne gli effetti sulla sezione.

Molto a favore di sicurezza si è lo stesso considerato un $\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ fra soletta e trave in acciaio, agente in tempi brevi e quindi con coefficiente di omogeneizzazione di fase 3.

In analogia con quanto già illustrato per il ritiro sulle sezioni miste l'effetto della termica differenziale si può tradurre nella seguente considerazione: l'acciaio varia la sua temperatura più rapidamente del clt, il quale contrasta la deformazione delle travi in acciaio. La congruenza fra i due materiali limita la deformazione della trave metallica generando quindi uno stato coattivo composto da:

- Tensoflessione nella trave metallica ipotizzata isolata
- Pressoflessione per la sezione mista.

L'azione equivalente che si genera dovrebbe essere calcolata imponendo una deformazione nulla nelle fibre che separano l'acciaio dal cls. Quindi per annullare la deformazione termica in corrispondenza dell'estradosso della trave metallica deve nascere un'azione dall'equilibrio della sola sezione di acciaio:

$$N_{eq}/A_a + (N_{eq} e_a) / [J_a / e_a] = \alpha \Delta T E_a \quad \text{da cui:}$$

$$N_{eq} = \alpha \Delta T E_a A_a \cdot [J_a / (J_a + A_a e_a^2)]$$

A= area

J= momento d'inerzia

Cautelativamente non si considera l'equilibrio alla rotazione e si pone quindi il termine riduttivo da esso derivante pari a $[J_a / (J_a + A_a e_a^2)] = 1$

$$\text{Conseguentemente } N_{eq} = \alpha \Delta T E_a A_a$$

In funzione del valore medio della sezione metallica sullo sviluppo dell'impalcato e del gradiente termico ipotizzato si ottiene quindi il seguente valore dell'azione assiale e del relativo momento di trasporto:

Calcolo azione termica

$A_a =$	1704 cm ²	Area media della sezione metallica
$\alpha =$	1.20E-05	Coeff. di dilatazione termica acciaio
$\Delta T =$	10 °C	
$N_{t,eq} \cong$	$(\alpha \cdot \Delta T \cdot E_a \cdot A_a) =$	4300 kN (per ciascuna trave)
$b_3 =$	0.741 m	Distanza baricentro soletta - baricentro sez. mista in Fase 3
$M_{t,eq} =$	$N_{t,eq} \cdot b_3 =$	3180 kNm (per ciascuna trave)

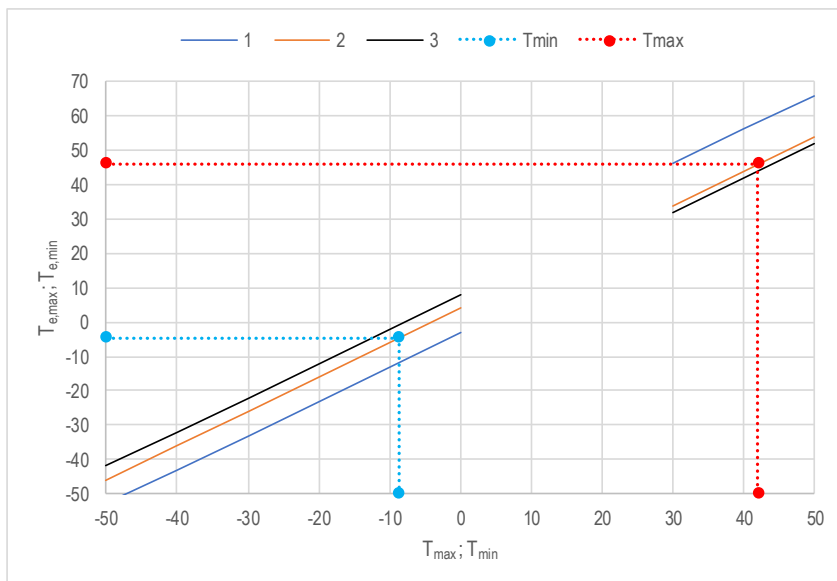
4.8.2. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME

La componente di temperatura uniforme dipende dalla minima e dalla massima temperatura che un ponte raggiunge. Questo porta a un intervallo di variazione uniforme di temperatura che, in una struttura non vincolata porterebbe a una variazione nella lunghezza dell'elemento

Azioni termiche sui ponti

Nome del sito	Urbania
Regione	Marche
Zona	III
a_s (Quota su l.m.m. del sito)	100 m
Tempo di ritorno	50 anni
Temperatura minima aria esterna	$T_{min} = -9$ °C
Temperatura massima aria esterna	$T_{max} = 42$ °C

Tipo di impalcato	Impalcato a struttura composta
Curva di riferimento	2



Temperatura uniforme minima	$T_{e,min} = -5$ °C
Temperatura uniforme massima	$T_{e,max} = 46$ °C

Temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi	$T_0 = 15$ °C

Tipo di installazione	Stima temperatura accurata e preregolazione
Variazione di temperatura iniziale	$\Delta T_0 = 10$ °C

Variazione termica in fase di riscaldamento	$\Delta T_{exp,d} = T_{e,max} - T_0 + \Delta T_0 = 41$ °C
Variazione termica in fase di raffreddamento	$\Delta T_{con,d} = T_{e,min} - T_0 - \Delta T_0 = -30$ °C

4.9. URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q_8)

Le azioni eccezionali q_8 previste riguardano l'urto dei veicoli in svio contro i guardrails posti ai bordi dell'impalcato stradale.

Il punto 5.1.3.10 del D.M. 2018 rimanda al punto 3.6.3.3.2 dello stesso decreto, che prevede che, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0.5 m.

Per la verifica si considera una combinazione di carico eccezionale nella quale all'azione d'urto applicato al sicurvia si associa un carico verticale isolato pari ad una ruota del secondo schema di carico (200 kN su un'impronta 0.35×0.60 m).

Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e sarà considerata unicamente nel calcolo della soletta.

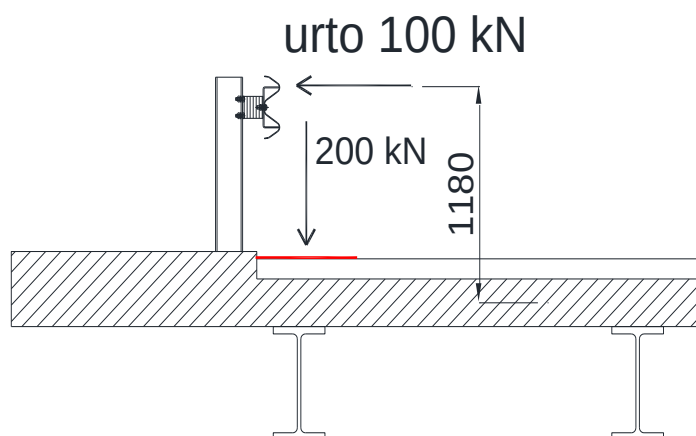


Figura 4.27 Urto del veicolo in svio.

4.10. AZIONE SISMICA (E)

Si riporta il calcolo dell'azione sismica in accordo alle NTC2018 eseguito con il foglio di calcolo fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 12.503264 LATTUDINE: 43.671608

☐ Ricerca per comune REGIONE: Marche PROVINCIA: Pesaro e Urbino COMUNE: Urbania

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 4.28 Localizzazione geografica del ponte.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 2 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 100 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:
SLO - $P_{VR} = 81\%$: 60
SLD - $P_{VR} = 63\%$: 101

Stati limite ultimi - SLU:
SLV - $P_{VR} = 10\%$: 949
SLC - $P_{VR} = 5\%$: 1950

Elaborazioni:
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO:
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
---■--- Strategia scelta

10000
1000
100
10
 T_R [anni]

SLO SLD SLV SLC

60 101 949 1950

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Figura 4.29 Vita nominale e classe d'uso del ponte.

PROGETTAZIONE ATI:

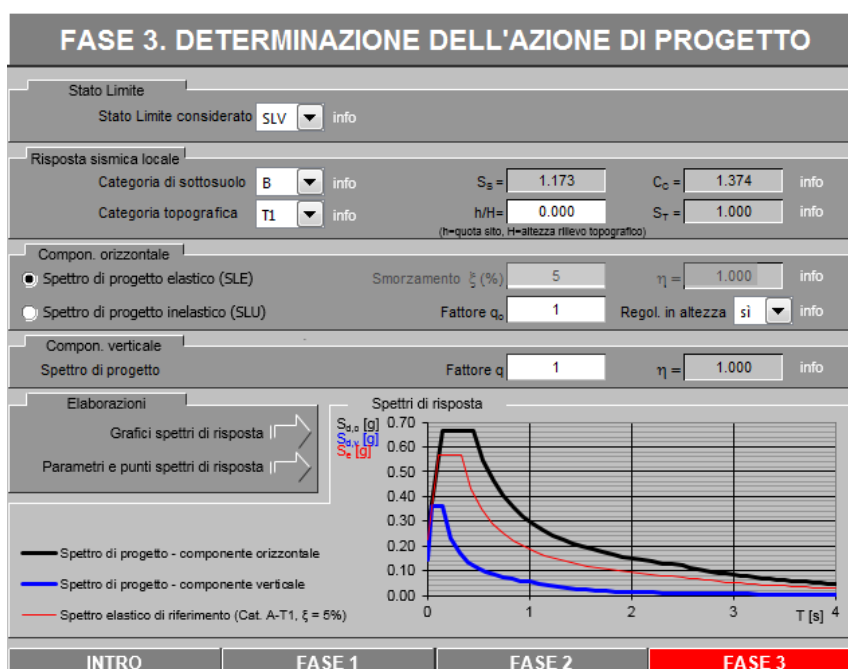


Figura 4.30 Spettri di risposta elastici con smorzamento convenzionale del 5%.

Di seguito si riportano gli spettri smorzati utilizzati. Lo spettro si considera smorzato in corrispondenza di periodi superiori a $0.8 \times T_{is}$.

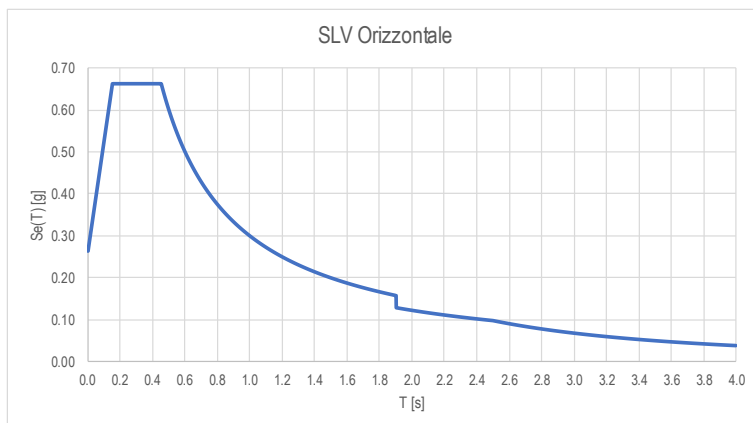


Figura 4.31 Spettro di risposta orizzontale SLV con smorzamento equivalente del 10%.

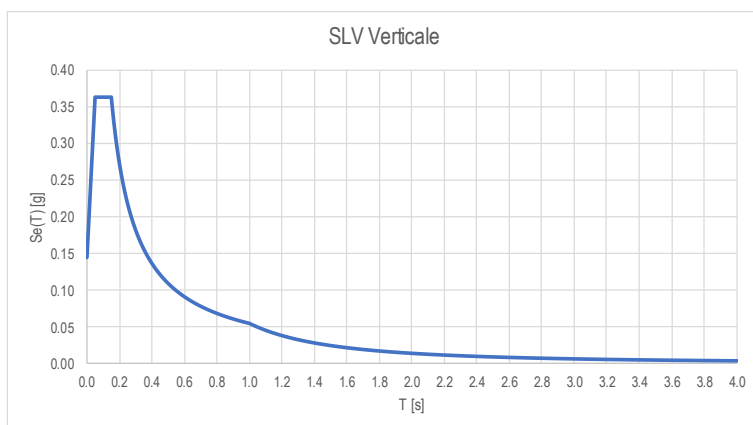


Figura 4.32 Spettro di risposta verticale SLV con smorzamento equivalente del 5%.

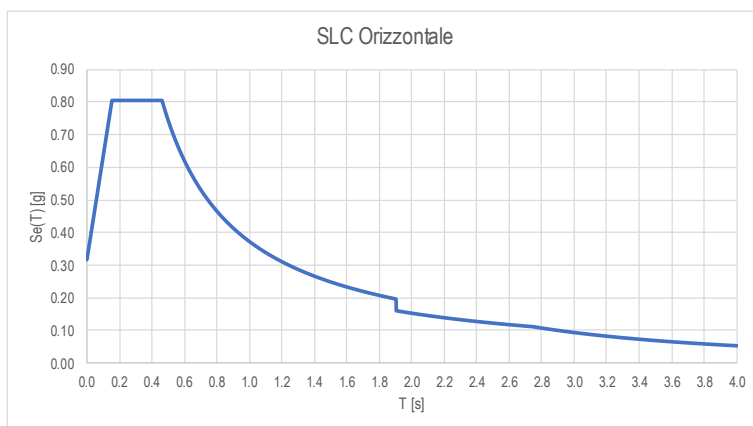


Figura 4.33 Spettro di risposta orizzontale SLC con smorzamento equivalente del 10%.

5. CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano i criteri generali di verifica degli elementi strutturali soggetti alle azioni statiche e sismiche, gli approcci e i criteri con cui vengono combinati i carichi.

Non si riporta l'elenco dettagliato di tutte le combinazioni in quanto in numero molto elevato, a causa delle molteplici disposizioni dei carichi mobili sull'impalcato.

5.1. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE

Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali alle azioni statiche sono effettuate tramite il D.M. 17 gennaio 2018, secondo il *criterio semiprobabilistico degli stati limite*.

Tale norma, al paragrafo 2.1, prevede infatti che la sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, debbano essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Secondo il paragrafo 2.2.3 del D.M. 2018, le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

In conformità al punto 2.3 del D.M. 2018, per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati, quale il metodo di primo livello denominato metodo semiprobabilistico agli stati limite. In tale formulazione, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

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

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza, associati ai materiali ed alle azioni, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.2. ANALISI GLOBALE ELASTICA

L'analisi è eseguita secondo il metodo globale elastico. Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione è il SAP2000 ® versione 22 (licenze di Sap2000 Advanced/Ultimate intestata a SETIN Servizi Tecnici Infrastrutture s.r.l.). Le sollecitazioni ottenute dai singoli modelli di calcolo di ciascuna fase resistente di seguito illustrata vengono involuppate e combinate per ottenere le condizioni di verifica più gravose mediante una macro di post-processione dei risultati che crea il file di input per il programma di verifica delle sezioni miste realizzate con il software PONTI EC4 (licenza di PONTI EC4 intestata a Steel Project Engineering s.r.l.).

PROGETTAZIONE ATI:

5.2.1. FASI DI CALCOLO

Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto acciaio-clt, le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di clt, e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

Fase 1: considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate, del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte e delle vellee metalliche.

La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

Fase 2: considera i successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, G.R. ecc.) ai quali corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni “ lenti “ che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa, che si traduce, per le verifiche condotte con il metodo degli stati limiti, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione “n” pari a 16.65.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi “ lenti “ in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

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 6.24, per la classe di resistenza del calcestruzzo ipotizzata C32/40.

Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore di taglio, di momento flettente o di momento torcente.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale che si traduce in un'azione normale lungo l'asse del viadotto e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta – baricentro sezione mista.

Per esigenze computazionali il calcolo delle sollecitazioni di progetto avverrà suddividendo le diverse condizioni di carico in più modelli di studio, suddivisi in base alla fase di carico di volta in volta presa in esame.

Per esigenze computazioni può essere necessario utilizzare un modello privo di carichi per simulare la condizione di carico nullo, direttamente all'interno dell'involucro si inserisce nella fase di competenza la condizione denominata NULL, che simula l'assenza di carichi nella struttura. I file di studio per le travi principali sono riportati nella seguente tabella.

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

NOME FILE	TIPO FASE	CARICHI
<i>Fase1.sdb</i>	Montaggio – caratteristiche statiche del solo acciaio	Peso proprio strutture metalliche, veletta, predalle metalliche e soletta
<i>Fase2.sdb</i>	Carichi di lunga durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Pesi permanenti portati di impalcato (pavimentazione, marciapiedi, guard-rails, barriere, eventuali impianti)
<i>Ritiro.sdb</i>	Carichi di lunga durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Effetto del ritiro
<i>Cedimenti.sdb</i>	Carichi di lunga durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Effetto dei cedimenti vincolari
<i>GT.sdb</i>	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Effetto della variazione termica differenziale (discorde dal ritiro)
<i>VUT.sdb</i>	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Effetto della variazione termica uniforme
<i>Mext_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Carico verticale massimo da traffico sulla sezione trasversale del ponte con 3 stese di carico, addossato alla trave esterna. In funzione delle diverse posizioni del carico mobile ciascun file di analisi conterrà "x" differenti condizioni di carico necessarie a massimizzare le sollecitazioni di momento e taglio secondo la linea di influenza della caratteristica di sollecitazione.
<i>Mint_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Come Mext ma con il carico addossato su trave interna.
<i>T2ext_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Carico torcente massimo da traffico sulla sezione trasversale del ponte con 2 stese di carico, addossato alla trave esterna. In funzione delle diverse posizioni del carico mobile ciascun file di analisi conterrà "x" differenti condizioni di carico necessarie a massimizzare le sollecitazioni di momento e taglio secondo la linea di influenza della caratteristica di sollecitazione.
<i>T2int_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Come T2ext ma con il carico addossato su trave interna.
<i>T1ext_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Carico verticale da traffico sulla sezione trasversale del ponte con 1 stesa di carico (massimizzazione delle sollecitazioni sul traverso). In funzione delle diverse posizioni del carico mobile ciascun file di analisi conterrà "x" differenti condizioni di carico necessarie a massimizzare le sollecitazioni di momento e taglio secondo la linea di influenza della caratteristica di sollecitazione.
<i>T1int_**.sdb</i> (più file in funzione del numero di campate)	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Come T1ext ma con il carico
<i>Vento.sdb</i>	Carichi di breve durata – caratteristiche statiche acciaio + cls	Azione da vento

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 5.1 Files di studio per l'analisi delle travi principali

5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2008 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione sismica (SLV - SLC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti;
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
P	valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
Q_{K1}	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
$Q_{K,i}$	valore caratteristico dell'azione variabile i ;
γ_{G1}	coefficiente parziale per le azioni permanenti;
γ_{G2}	coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
γ_P	coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
γ_{Q1}	coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
$\gamma_{Q,i}$	coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
$\psi_{i,i}$	coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
+	combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequent	ψ_2 quasi permanent
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

Tabella 5.2 Estratto della tabella 5.1.VI del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

5.3.1. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulle strutture del ponte e delle sottostrutture, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel paragrafo precedente.

5.3.2. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono i seguenti casi:

EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido;
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
GEO	stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle seguenti tabelle, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.35	1.0
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Ritiro e Viscosità Cedimenti vincolari	Favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.2	1.2	1.2

(1) equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

(2) nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 5.3 Estratto della tabella 5.1.V del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Per il ponte in struttura metallica è richiesto il rispetto dello stato limite di fatica; per la definizione delle combinazioni di verifica, si rimanda alla trattazione dettagliata del relativo paragrafo.

5.3.3. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

5.3.3.1. Stato limite di esercizio per strutture in calcestruzzo armato

Per le strutture in calcestruzzo armato come la soletta di impalcato, il paragrafo 4.1.2.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

5.3.3.2. Stato limite di esercizio per strutture in acciaio

Per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

6. MODELLI DI CALCOLO ADOTTATI

Per la valutazione del quadro deformativo e tensionale delle strutture si utilizzano modelli di calcolo agli elementi finiti sviluppati con il software SAP2000v22.

Il ponte è schematizzato come un graticcio di travi modellate mediante elementi “frame” a cui vengono assegnate le proprietà geometriche in funzione della sezione di acciaio, di calcestruzzo o collaborante nelle diverse fasi di calcolo. Per la modellazione dell’impalcato sono stati schematizzati gli elementi principali (travi longitudinali, diaframmi trasversali e elementi soletta) tramite elementi “beam” e su di essi sono stati applicati i carichi di progetto. Dalla risoluzione del sistema, si determinano le caratteristiche di sollecitazione per i vari elementi e la deformazione degli stessi.

Il viadotto in oggetto presenta un impalcato a struttura mista a via superiore. L’impalcato ha un comportamento alla Bredt in quanto sono presenti controventi inferiori.

Lo schema statico globale è quello di trave continua su 4 appoggi con luci delle campate di 50+60+50m

È stata svolta una analisi globale elastica sviluppando il calcolo secondo quanto previsto dalle norme NTC2018, EC4, CNR-UNI 10011 e CNR 10030.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 e in fase 3, è stata determinata in accordo al D.M. 17.01.2018.

L’origine del modello numerico è stata assunta in corrispondenza della spalla 1.

I nodi di schema corrispondono a punti caratteristici della struttura quali irrigidenti, giunti e diaframmi.

6.1. DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura, analizzata con il metodo degli elementi finiti, è stata discretizzata.

6.1.1. Nodi

I nodi dell'impalcato, rispetto all'origine degli assi cartesiani, hanno la seguente numerazione:

001 – 059	Trave interno curva
201 – 259	Trave esterno curva

I nodi vincolati sono i seguenti:

001 – 201	Spalla A
019 – 219	Pila 1
041 – 241	Pila 2
059 – 259	Spalla B

Per i modelli soggetti unicamente a carico verticale i nodi vincolati presentano un vincolo verticale infinitamente rigido e molle orizzontali che simulano la rigidità in esercizio degli isolatori. Per i modelli di calcolo soggetti alle azioni orizzontali di esercizio come vento, sisma e forza centrifuga, lo schema statico degli isolatori è stato riprodotto fedelmente con molle orizzontali che simulano la rigidità in esercizio degli isolatori.

6.1.2. ELEMENTI

Gli elementi della struttura sono i seguenti:

Travi principali

001 – ... – 058	Trave interno curva
201 – ... – 258	Trave esterno curva

Diaframmi intermedi, di pila e di spalla

1001 – 2001	Diaframma di spalla A
1003 – 2003	Diaframma intermedio
1006 – 2006	Diaframma intermedio
1008 – 2008	Diaframma intermedio
1011 – 2011	Diaframma intermedio
1014 – 2014	Diaframma intermedio
1016 – 2016	Diaframma intermedio
1019 – 2019	Diaframma pila 1
1022 – 2022	Diaframma intermedio
1024 – 2024	Diaframma intermedio
1027 – 2027	Diaframma intermedio
1030 – 2030	Diaframma intermedio
1033 – 2033	Diaframma intermedio
1036 – 2036	Diaframma intermedio
1038 – 2038	Diaframma intermedio
1041 – 2041	Diaframma pila 2
1044 – 2044	Diaframma intermedio
1046 – 2046	Diaframma intermedio
1049 – 2049	Diaframma intermedio
1052 – 2052	Diaframma intermedio
1054 – 2054	Diaframma intermedio
1057 – 2057	Diaframma intermedio
1059 – 2059	Diaframma di spalla B

Elementi soletta

Completano il modello di calcolo gli elementi:

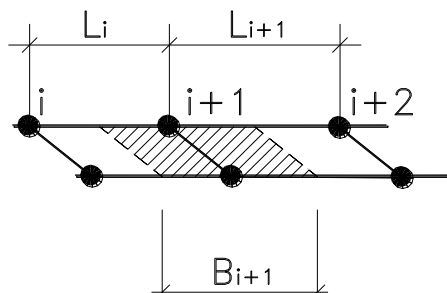
10001 - 20001	Elementi soletta
10002 - 20002	Elementi soletta
10003 - 20003	Elementi soletta
10004 - 20004	Elementi soletta
10006 - 20006	Elementi soletta
10007 - 20007	Elementi soletta
10008 - 20008	Elementi soletta
10010 - 20010	Elementi soletta
10011 - 20011	Elementi soletta
10012 - 20012	Elementi soletta
10014 - 20014	Elementi soletta
10015 - 20015	Elementi soletta

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

10016 - 20016	Elementi soletta
10018 - 20018	Elementi soletta
10019 - 20019	Elementi soletta
10020 - 20020	Elementi soletta
10022 - 20022	Elementi soletta
10023 - 20023	Elementi soletta
10024 - 20024	Elementi soletta
10026 - 20026	Elementi soletta
10027 - 20027	Elementi soletta
10029 - 20029	Elementi soletta
10030 - 20030	Elementi soletta
10031 - 20031	Elementi soletta
10033 - 20033	Elementi soletta
10034 - 20034	Elementi soletta
10036 - 20036	Elementi soletta
10037 - 20037	Elementi soletta
10038 - 20038	Elementi soletta
10040 - 20040	Elementi soletta
10041 - 20041	Elementi soletta
10042 - 20042	Elementi soletta
10044 - 20044	Elementi soletta
10045 - 20045	Elementi soletta
10046 - 20046	Elementi soletta
10048 - 20048	Elementi soletta
10049 - 20049	Elementi soletta
10050 - 20050	Elementi soletta
10052 - 20052	Elementi soletta
10053 - 20053	Elementi soletta
10054 - 20054	Elementi soletta
10056 - 20056	Elementi soletta
10057 - 20057	Elementi soletta
10058 - 20058	Elementi soletta
10059 - 20059	Elementi soletta

Gli elementi soletta sono resi attivi solo per le fasi successive al getto della soletta, quindi in fase 2 e in fase 3. Le caratteristiche inerziali dei suddetti elementi sono state calcolate in funzione dell'interasse dei nodi, come rappresentato sinteticamente nel disegno sotto riportato:



PROGETTAZIONE ATI:

6.2. MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Nel seguito si riportano le immagini relative al graticcio di nodi e elementi che costituiscono il modello di analisi e calcolo delle sollecitazioni; si riportano le immagini relative al modello nella sua globalità e le immagini relative alla numerazione di nodi e aste.

6.2.1. MODELLO COMPLETO

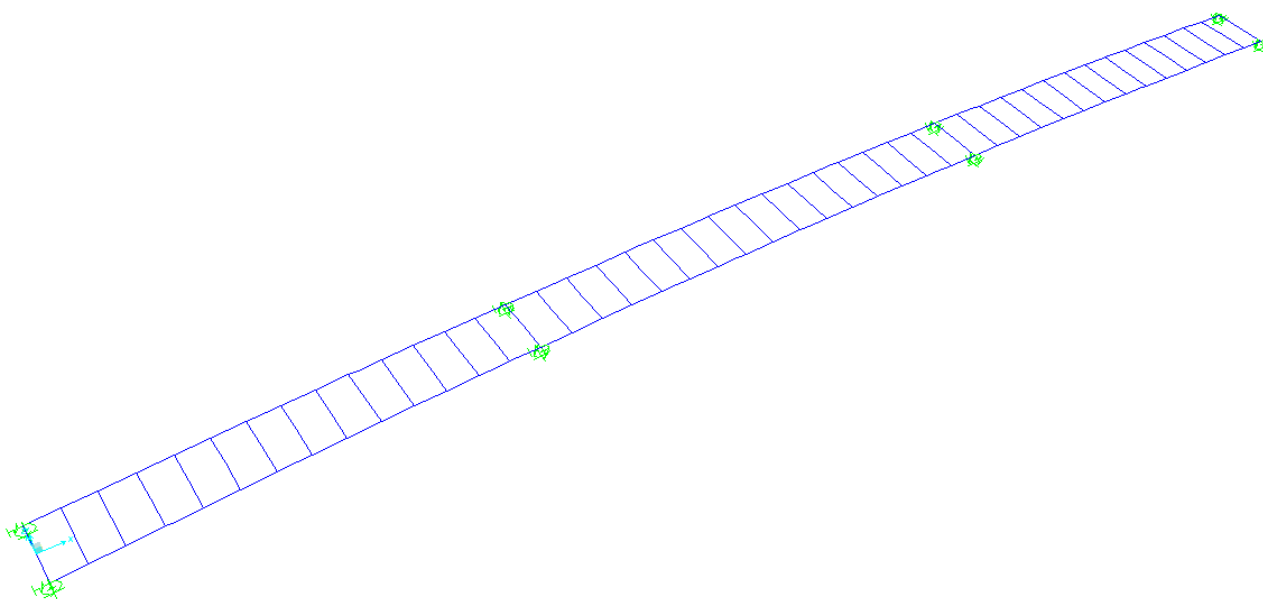


Figura 6.1 Modello 3D.

6.2.2. NODI

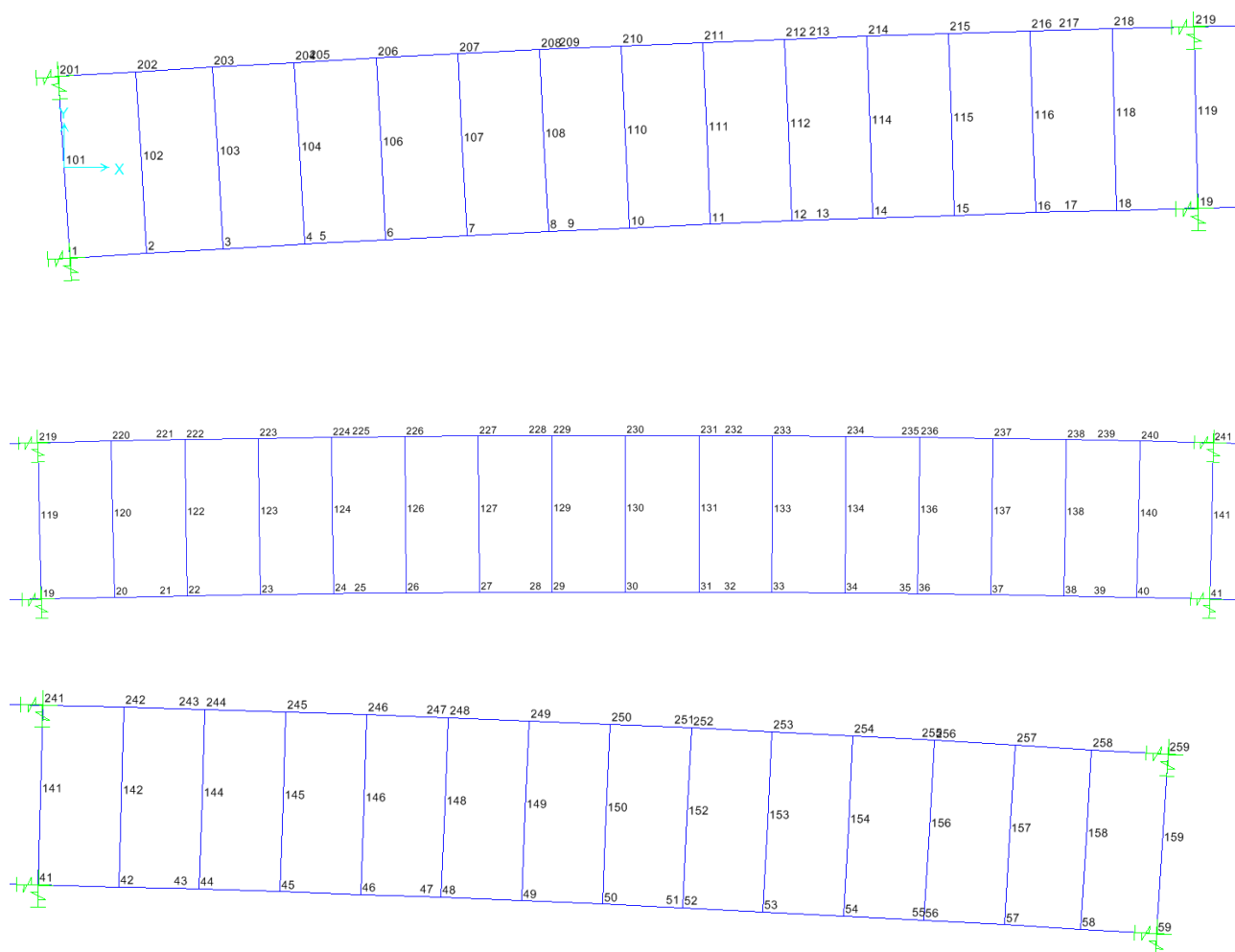


Figura 6.2 nodi

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.3. ELEMENTI TRAVI, DIAFRAMMI E ELEMENTI SOLETTA

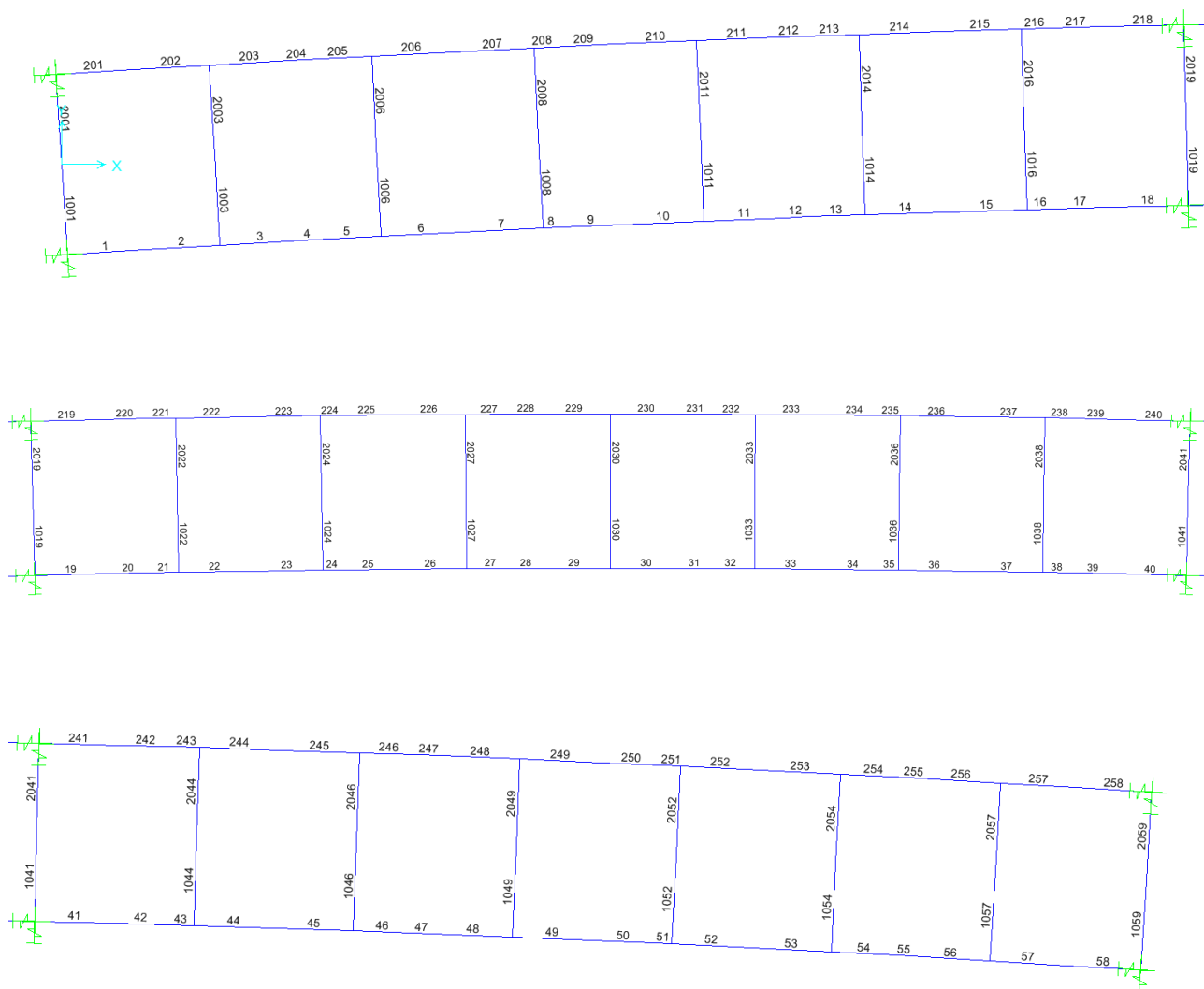


Figura 6.3 Travi principali e diaframmi metallici

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

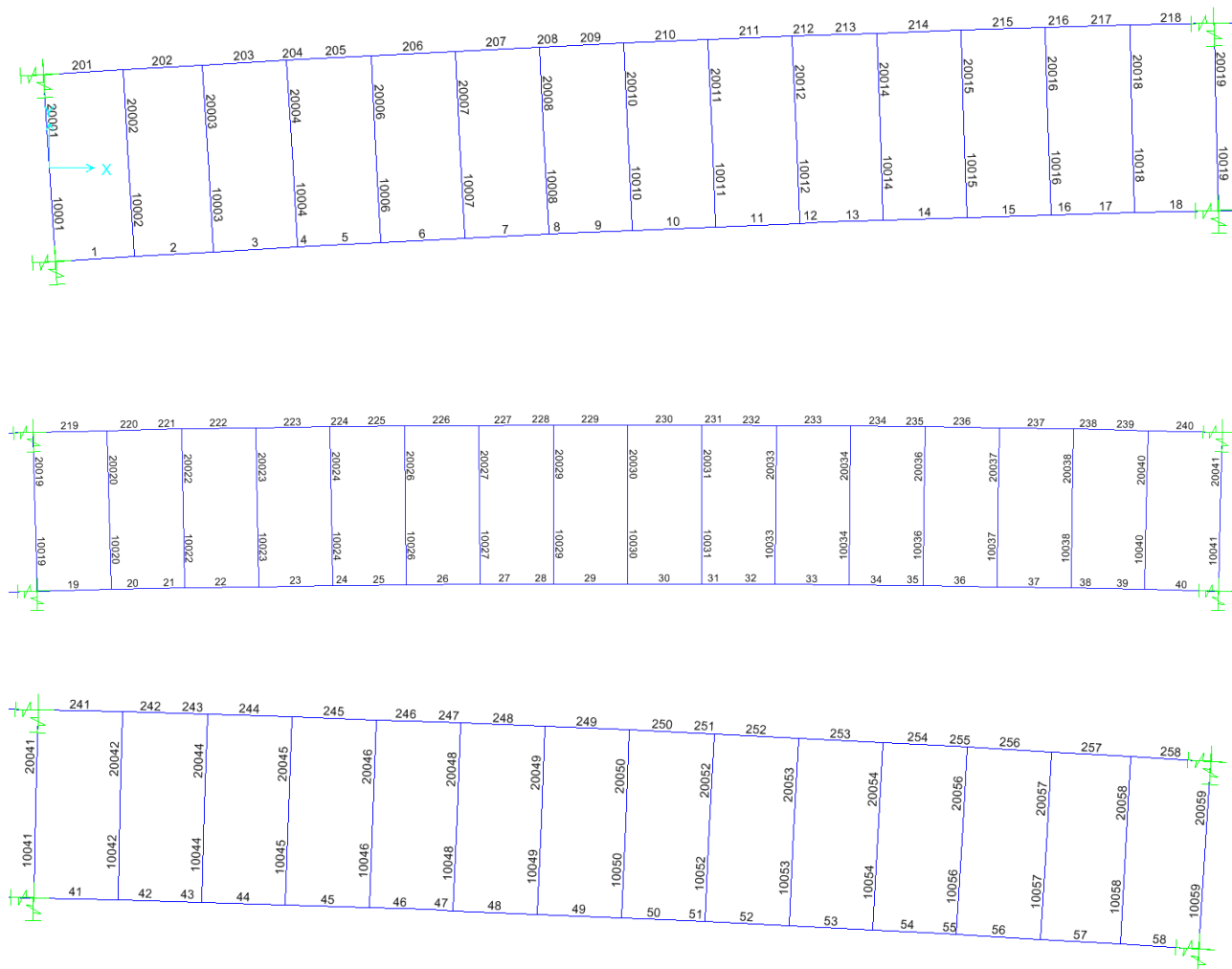


Figura 6.4 Travi principali e elementi soletta.

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.4. CARICHI APPLICATI AL MODELLO

Si riportano come esempio alcuni caricamenti dei modelli globali.

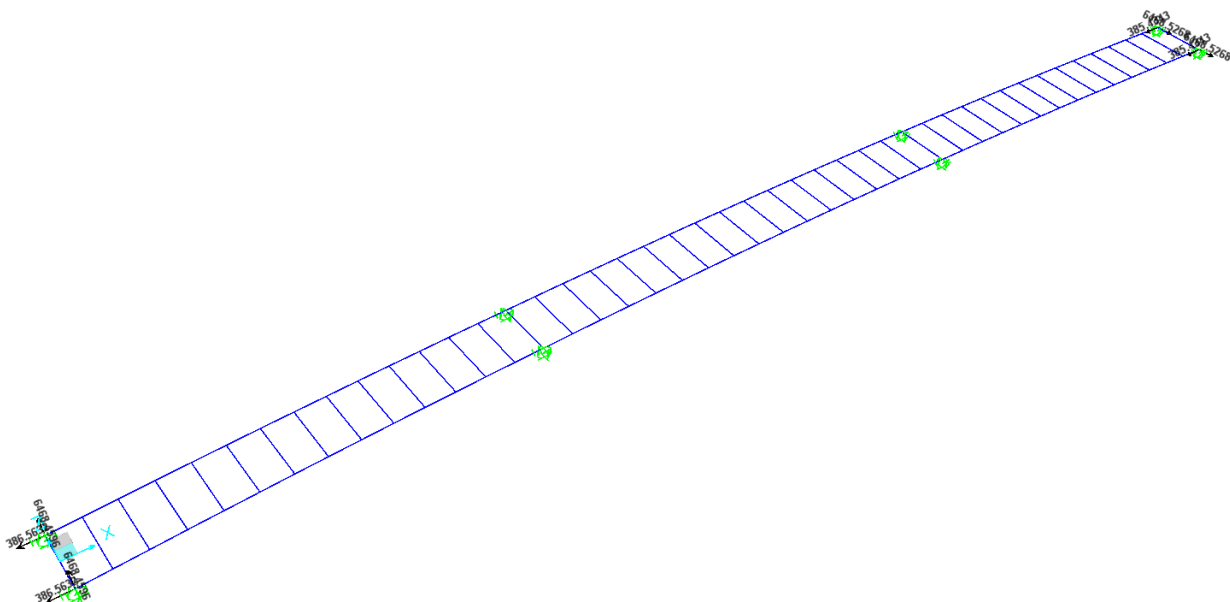


Figura 6.5 Ritiro [kN/m]

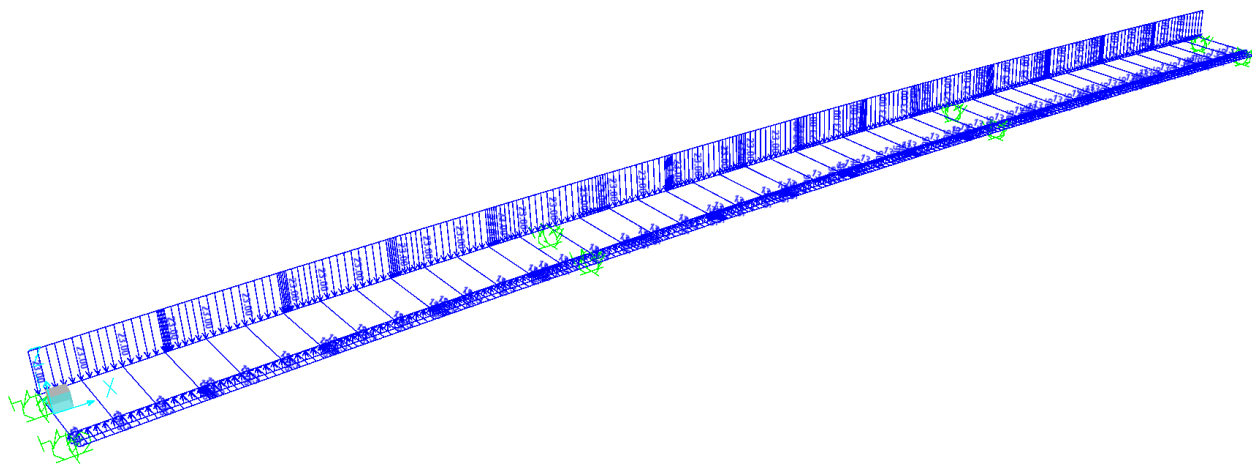


Figura 6.6 Vento [kN/m]

PROGETTAZIONE ATI:

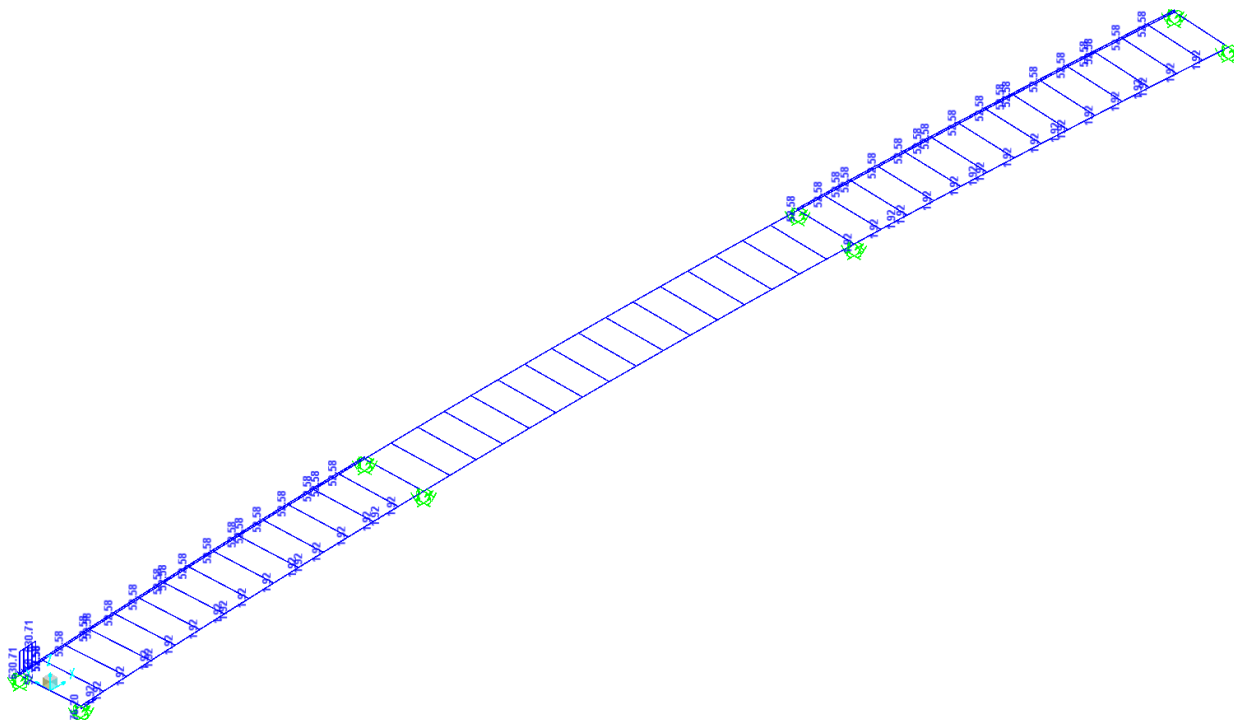


Figura 6.7 TRAFFICO - Mext_1_M01-01 [kN/m]

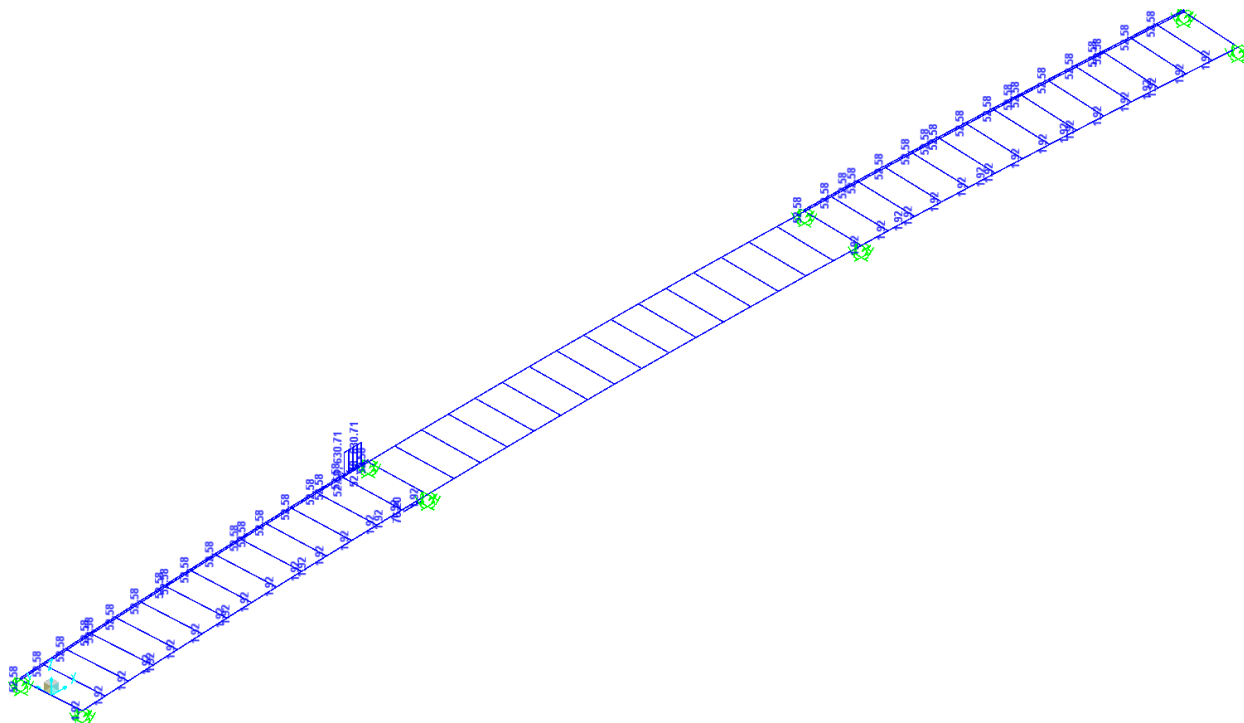


Figura 6.8 TRAFFICO - Mext_1_M01-32 [kN/m]

PROGETTAZIONE ATI:

6.3. CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI

6.3.1. LARGHEZZE COLLABORANTI

Le due travi principali sono poste a interasse pari a 8 m e gli sbalzi laterali hanno luci variabili da un minimo di 3.25m a un massimo di 5.30m. A favore di sicurezza, tuttavia, si considera una larghezza di soletta collaborante pari a circa 14.50 m (larghezza minima e tipica di impalcato). Tale valore è pari alla distanza tra le travi esterne, aumentata del doppio del minimo sbalzo laterale della soletta. Il calcolo delle larghezze di soletta collaboranti con la trave metallica viene effettuato secondo le indicazioni del paragrafo 4.3.2.3 del D.M. 17.01.2018; più nel dettaglio la simbologia utilizzata nel presente paragrafo fa riferimento alle geometrie indicate nelle seguenti figure:

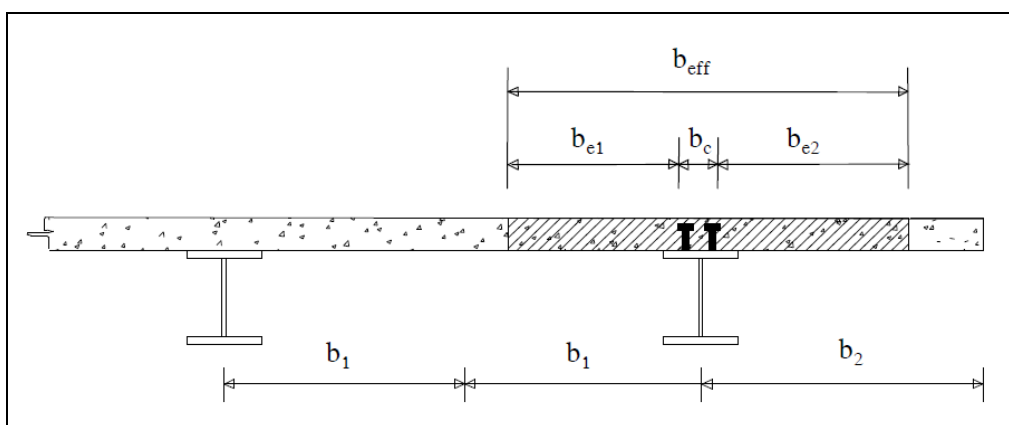


Figura 6.9 Definizione delle larghezze efficaci beff.

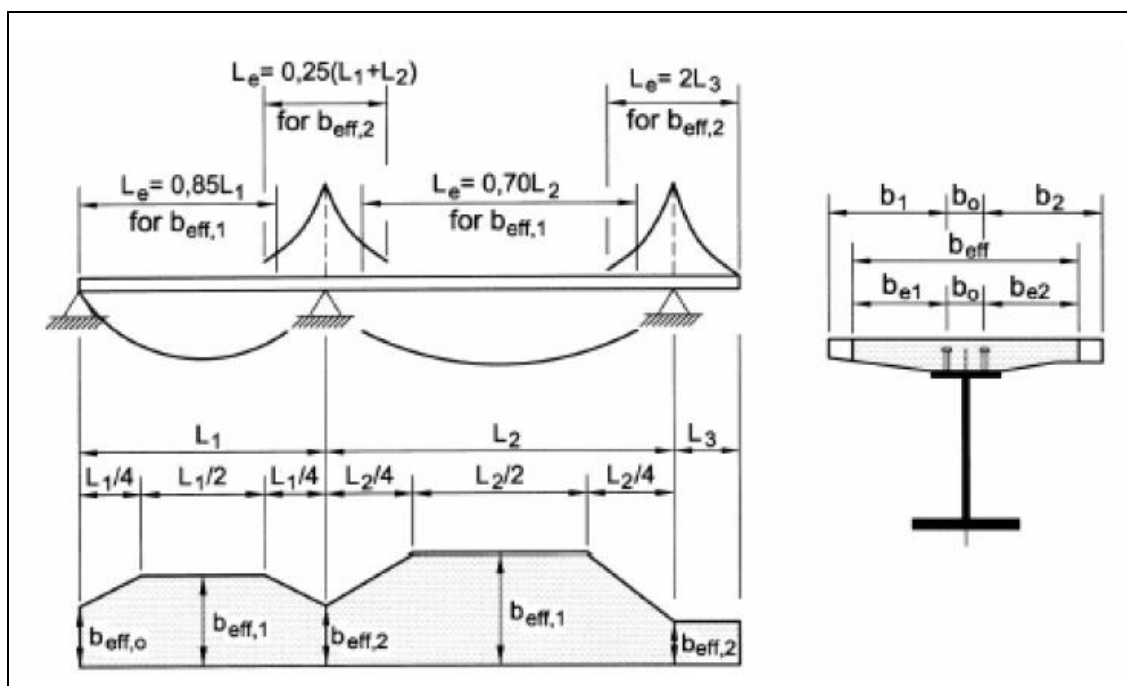


Figura 6.10 Larghezze efficaci beff e luci equivalenti Le per travi continue

PROGETTAZIONE ATI:

Campata di riva (SP1-P1)

numero di travi	2		
$L_1 =$	5000 cm		
$L_e = 0.85 \times L_1 =$	4250 cm	$L_e / 8 \approx$	531 cm
$i =$	800 cm	(interasse travi longitudinali)	
$B_{tot} =$	1450 cm		
$b_0 =$	0 cm		

$$b_{e1} = \min(L_e/8; b_1) = 400 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(L_e/8; b_2) = 325 \text{ cm}$$

Conci in campata

Alla luce di ciò ai conci in campata di riva (C2,C3,C4) verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

$$\text{Travi (1 e 3)} \quad B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 725 \text{ cm}$$

Conci di riva

Per gli appoggi di estremità la larghezza collaborante diventa:

$$b_{eff} = \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

dove:

$$b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$$

$$\beta_i = [0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}]$$

Per il caso in esame:

$$\beta_1 = 0.82 < 1$$

$$\beta_2 = 0.88 < 1$$

Alla luce di ciò al concio C1 verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

$$\text{Travi (1 e 3)} \quad B_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 615 \text{ cm}$$

Campata di riva (P2-SP2)

numero di travi	2	
$L_1 =$	5000 cm	
$L_e = 0.85 \times L_1 =$	4250 cm	$L_e / 8 \approx$ 531 cm
$i =$	800 cm	(interasse travi longitudinali)
$B_{tot} =$	1450 cm	
$b_0 =$	0 cm	

$$b_{e1} = \min(L_e/8; b_1) = 400 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(L_e/8; b_2) = 325 \text{ cm}$$

Conci in campata

Alla luce di ciò ai conci in campata di riva (C2,C3,C4) verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

$$\text{Travi (1 e 3)} \quad B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 725 \text{ cm}$$

Conci di riva

Per gli appoggi di estremità la larghezza collaborante diventa:

$$b_{eff} = \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

dove:

$$b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$$

$$\beta_i = [0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}]$$

Per il caso in esame:

$$\beta_1 = 0.82 < 1$$

$$\beta_2 = 0.88 < 1$$

Alla luce di ciò al concio C1 verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

$$\text{Travi (1 e 3)} \quad B_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 615 \text{ cm}$$

Pila 1

numero di travi	2		
$L_1 =$	5000 cm		
$L_2 =$	6000 cm		
$L_e = 0.25 \times (L_1 + L_2) =$	2750 cm	$L_e / 8 \approx$	343 cm
$i =$	800 cm	(interasse travi longitudinali)	
$B_{tot} =$	1450 cm		
$b_0 =$	0 cm		
$b_{e1} = \min(L_e/8; b_1) =$	343 cm		
$b_{e2} = \min(L_e/8; b_2) =$	325 cm		

Alla luce di ciò ai conci di pila (C5) verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

Travi (1 e 4) $B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} =$ 670 cm

Pila 2

numero di travi	2		
$L_1 =$	5000 cm		
$L_2 =$	6000 cm		
$L_e = 0.25 \times (L_1 + L_2) =$	2750 cm	$L_e / 8 \approx$	343 cm
$i =$	800 cm	(interasse travi longitudinali)	
$B_{tot} =$	1450 cm		
$b_0 =$	0 cm		
$b_{e1} = \min(L_e/8; b_1) =$	343 cm		
$b_{e2} = \min(L_e/8; b_2) =$	325 cm		

Alla luce di ciò ai conci di pila (C5) verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

Travi (1 e 4) $B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} =$ 670 cm

Campata P1-P2

numero di travi	2		
$L_2 =$	6000 cm		
$L_e = 0.70 \times L_2 =$	4200 cm	$L_e / 8 \approx$	525 cm
$i =$	800 cm	(interasse travi longitudinali)	
$B_{tot} =$	1450 cm		
$b_0 =$	0 cm		
$b_{e1} = \min(L_e/8; b_1) =$	400 cm		
$b_{e2} = \min(L_e/8; b_2) =$	325 cm		

Alla luce di ciò ai conci in campata centrale (C6, C7, C8) verrà assegnata una larghezza collaborante pari a:

Travi (1 e 2)	$B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} =$	725 cm

6.3.2. ASSEGNAZIONE DELLE SEZIONI AGLI ELEMENTI DI ANALISI

Per la disposizione dei conci sullo sviluppo longitudinale delle travate si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto a corredo del presente documento di calcolo.

Si riporta di seguito la corrispondenza fra le sezioni di analisi e le assegnazioni delle stesse ai diversi elementi del modello di calcolo.

Sezione di analisi	Concio di analisi	Aste modello
001	C1	001 – 004 201 – 204 055 – 058 255 - 258
002	C2	005 – 008 205 – 208 051 – 054 251 – 254
003	C3	009 – 012 209 – 212 047 – 050 247 – 250
004	C4	013 – 016 213 – 216 043 – 046 243 – 246
005	C5	017 – 020 217 – 220 039 – 042 239 – 242
006	C6	021 – 024 221 – 224 035 – 038 235 – 238
007	C7	025 – 027 225 – 227 032 – 034 232 – 234
008	C8	028 – 031 228 – 231

Tabella 6.1 Riferimento sezioni di analisi

6.3.3. CARATTERISTICHE STATICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Fessurazione soletta

In sede di analisi strutturale, la soletta si considera fessurata in corrispondenza del concio di pila; per questo motivo le proprietà della sezione relativa ai conci 5 sono state calcolate trascurando il contributo del calcestruzzo.

Inerzia torsionale

Il ponte ha sezione trasversale "chiusa", con comportamento alla Bredt; quindi ciascuna trave è dotata dell'inerzia torsionale calcolata come esposto di seguito:

Considerando una "travata alla Bredt" provvista

- in fase 1 di controventi di piano inferiori e controventi superiori
- in fase 2 e 3 di controventi di piano inferiori e soletta superiore

l'inerzia torsionale del cassone si ricava utilizzando la formula di Bredt:

Per la valutazione dell'inerzia torsionale si utilizza la formula:

$$J_t = 4A^2 / (\sum l_i/t_i) \quad (\text{Sezioni a cassone})$$

dove:

A = Area cellula torsio-rigida

l_i = lunghezza parete i-esima della cellula

t_i = spessore parete i-esima della cellula

N.B. Nel modello di analisi agli elementi rappresentativi delle travi principali con comportamento alla Bredt viene associata un'inerzia torsionale pari a metà di quella dell'intero cassone torsiorigido.

Di seguito si riportano, per tutte le sezioni utilizzate nel modello di calcolo, le caratteristiche statiche calcolate in ciascuna delle fasi di carico esaminate in precedenza.

Sezione T1N001I T1N001I; T2N001I T2N001I (CONCIO 1)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x35 mm
Piattabanda inferiore	1200x45 mm
Anima	25x2620 mm, Inclinazione: 0
Soletta	6150x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3400 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.475E+	2.557E+	2.557E+	2.557E+	4.034E+	1.668E+
Z _G (mm)	1119.16	1849.07	1849.07	1849.07	2215.39	1315.57
J _y (mm ⁴)	1.745E+1	3.608E+1	3.608E+1	3.608E+1	4.552E+1	2.238E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.559E+	-1.951E+	-1.951E+	-1.951E+	-2.055E+	-1.701E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.625E+	-2E+	-2E+	-2E+	-2.097E+	-1.761E+
W _{y,3} (mm ³)	1.129E+	4.421E+	4.421E+	4.421E+	1.013E+	1.658E+
W _{y,4} (mm ³)	1.104E+	4.24E+	4.24E+	4.24E+	9.394E+	1.616E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.095E+	4.095E+	4.095E+	8.846E+	1.582E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.095E+	4.095E+	4.095E+	8.846E+	1.582E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.433E+	3.433E+	3.433E+	6.65E+	1.412E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.218E+	3.218E+	3.218E+	6.033E+	1.353E+
S _{y,1} (mm ³)	5.922E+	9.863E+	9.863E+	9.863E+	1.184E+	6.983E+
S _{y,2} (mm ³)	7.364E+	1.393E+	1.393E+	1.393E+	1.773E+	9.001E+
S _{y,3} (mm ³)	4.377E+	1.31E+	1.31E+	1.31E+	1.748E+	6.724E+
S _{y,4} (mm ³)	2.235E-	1.077E+	1.077E+	1.077E+	1.617E+	2.897E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	Z _N (mm)	Z _{max} (mm)	Z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	9.009E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.192E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.022E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	3.78E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	3.78E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	9.467E+	2682.	270	266
Anima della trave di acciaio	2.215E+	135	266	4

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Flangia inferiore della trave di acciaio	1.723E+	22.	4
Compressione ultima per la sezione completa	-8.723E+		
Trazione ultima per la sezione completa	5.64E+		
Compressione ultima per la sezione senza anima	-6.509E+		
Trazione ultima per la sezione senza anima	3.426E+		

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	11.07	0.814	1	0
Flangia inferiore	13.05	0.838	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	104.8	0.814	0.495	-1.062	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	104.8	0.814	0	-0.207	1
Compressione semplice (N)	104.8	0.814	1	1	4

Sezione T1N005I T1N005I; T2N005I T2N005I (CONCIO 2)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x75 mm
Anima	20x2585 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	di diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	di diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	di diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.7E+	2.975E+	2.975E+	2.975E+	4.716E+	1.927E+
Z _G (mm)	939.65	1756.18	1756.18	1756.18	2159.8	1161.28
J _y (mm ⁴)	2.054E+1	4.703E+1	4.703E+1	4.703E+1	6.025E+1	2.762E+1
W _{y,0} (mm ³)	-2.186E+	-2.678E+	-2.678E+	-2.678E+	-2.79E+	-2.379E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.376E+	-2.798E+	-2.798E+	-2.798E+	-2.89E+	-2.543E+
W _{y,3} (mm ³)	1.194E+	5.204E+	5.204E+	5.204E+	1.205E+	1.843E+
W _{y,4} (mm ³)	1.167E+	4.983E+	4.983E+	4.983E+	1.115E+	1.795E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.83E+	4.83E+	4.83E+	1.057E+	1.761E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.83E+	4.83E+	4.83E+	1.057E+	1.761E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	4.112E+	4.112E+	4.112E+	8.141E+	1.589E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.875E+	3.875E+	3.875E+	7.437E+	1.527E+
S _{y,1} (mm ³)	7.781E+	1.482E+	1.482E+	1.482E+	1.831E+	9.693E+
S _{y,2} (mm ³)	8.529E+	1.765E+	1.765E+	1.765E+	2.265E+	1.087E+

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$S_{y,3}(mm^3)$	5.569E+	1.683E+	1.683E+	1.683E+	2.24E+	8.626E+
$S_{y,4}(mm^3)$	0E+0	1.388E+	1.388E+	1.388E+	2.074E+	3.767E+
n_E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	$N_{pl}(N)$	$z_N(mm)$	$z_{max}(mm)$	$z_{min}(mm)$
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	4.456E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	4.456E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	1.082E+	268	270	266
Anima della trave di acciaio	1.748E+	1367.	266	7
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.752E+	37.	7	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.011E+			
Trazione ultima per la sezione completa	6.473E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-8.359E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	4.725E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.75	0.814	1	0
Flangia inferiore	7.533	0.838	1	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	129.25	0.814	0.277	-1.38	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	129.25	0.814	0	-0.24	1
Compressione semplice (N)	129.25	0.814	1	1	4

Sezione T1N009I T1N009I; T2N009I T2N009I (CONCIO 3)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x35 mm
Piattabanda inferiore	1150x65 mm
Anima	20x2600 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.548E+	2.823E+	2.823E+	2.823E+	4.564E+	1.775E+
z _G (mm)	959.73	1811.14	1811.14	1811.14	2207.2	1197.76
J _y (mm ⁴)	1.852E+1	4.342E+1	4.342E+1	4.342E+1	5.512E+1	2.537E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.93E+	-2.397E+	-2.397E+	-2.397E+	-2.497E+	-2.118E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.07E+	-2.486E+	-2.486E+	-2.486E+	-2.573E+	-2.24E+
W _{y,3} (mm ³)	1.086E+	5.085E+	5.085E+	5.085E+	1.204E+	1.729E+
W _{y,4} (mm ³)	1.064E+	4.884E+	4.884E+	4.884E+	1.119E+	1.689E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.725E+	4.725E+	4.725E+	1.054E+	1.656E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.725E+	4.725E+	4.725E+	1.054E+	1.656E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.987E+	3.987E+	3.987E+	7.957E+	1.491E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.746E+	3.746E+	3.746E+	7.227E+	1.432E+
S _{y,1} (mm ³)	6.931E+	1.33E+	1.33E+	1.33E+	1.626E+	8.71E+
S _{y,2} (mm ³)	7.732E+	1.634E+	1.634E+	1.634E+	2.085E+	9.994E+
S _{y,3} (mm ³)	4.824E+	1.562E+	1.562E+	1.562E+	2.064E+	7.841E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	1.318E+	1.318E+	1.318E+	1.931E+	3.683E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	4.456E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	4.456E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	9.467E+	2682.	270	266
Anima della trave di acciaio	1.758E+	136	266	6
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.385E+	32.	6	
Compressione ultima per la sezione completa	-9.615E+			
Trazione ultima per la sezione completa	5.981E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-7.857E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	4.223E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	11.14	0.814	1	0
Flangia inferiore	8.692	0.838	3	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	130	0.814	0.344	-1.295	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	130	0.814	0	-0.214	1
Compressione semplice (N)	130	0.814	1	1	4

Sezione T1N013I T1N013I; T2N013I T2N013I (CONCIO4)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x65 mm
Anima	25x2595 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x20 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 300x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.716E+	3.22E+	3.22E+	3.22E+	4.96E+	2.172E+
z _G (mm)	1028.8	1874.38	1874.38	1874.38	2216.67	1403.51
J _y (mm ⁴)	2.051E+1	4.687E+1	4.687E+1	4.687E+1	5.771E+1	3.203E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.993E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.603E+	-2.282E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.128E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.682E+	-2.393E+
W _{y,3} (mm ³)	1.257E+	5.966E+	5.966E+	5.966E+	1.302E+	2.549E+
W _{y,4} (mm ³)	1.227E+	5.677E+	5.677E+	5.677E+	1.194E+	2.47E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	4.57E+	4.57E+	4.57E+	8.445E+	2.14E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	4.278E+	4.278E+	4.278E+	7.66E+	2.045E+
S _{y,1} (mm ³)	7.448E+	1.377E+	1.377E+	1.377E+	1.633E+	1.025E+
S _{y,2} (mm ³)	8.609E+	1.786E+	1.786E+	1.786E+	2.211E+	1.249E+
S _{y,3} (mm ³)	5.284E+	1.709E+	1.709E+	1.709E+	2.187E+	1.051E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	1.451E+	1.451E+	1.451E+	2.039E+	6.43E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.05E+	2935.7	297	2901.5
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.56E+	281	2898.4	2731.5
Strato di calcestruzzo inferiore	-2.41E+	2729.2	2728.4	273
Strato di armatura superiore	8.913E+	290	2901.5	2898.4
Strato di armatura inferiore	8.913E+	273	2731.5	2728.4
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	1.082E+	268	270	266

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Anima della trave di acciaio	2.193E+	1362.	266	6
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.385E+	32.	6	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.103E+			
Trazione ultima per la sezione completa	7.443E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-8.836E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	5.249E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.688	0.814	1	0
Flangia inferiore	8.654	0.838	3	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	103.8	0.814	0.609	-0.939	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	103.8	0.814	0	-0.206	1
Compressione semplice (N)	103.8	0.814	1	1	4

Sezione T1N017I T1N017I; T2N017I T2N017I (CONCIO 5)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	1150x95 mm
Piattabanda inferiore	1150x115 mm
Anima	32x2490 mm, Inclinazione: 0
Soletta	6700x240 mm
Raccordo	1150x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	450x25 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1800 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 300x30 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	3.212E+	4.601E+	4.601E+	4.601E+	6.21E+	3.633E+
z _G (mm)	1263.32	1739.30	1739.30	1739.30	2026.96	1443.13
J _y (mm ⁴)	4.453E+1	6.87E+1	6.87E+1	6.87E+1	8.348E+1	5.352E+1
W _{y,0} (mm ³)	-3.525E+	-3.95E+	-3.95E+	-3.95E+	-4.118E+	-3.708E+
W _{y,1} (mm ³)	-3.878E+	-4.23E+	-4.23E+	-4.23E+	-4.366E+	-4.03E+
W _{y,3} (mm ³)	3.319E+	7.936E+	7.936E+	7.936E+	1.444E+	4.606E+
W _{y,4} (mm ³)	3.099E+	7.151E+	7.151E+	7.151E+	1.24E+	4.258E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	6.935E+	6.935E+	6.935E+	1.187E+	4.159E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	6.935E+	6.935E+	6.935E+	1.187E+	4.159E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	5.919E+	5.919E+	5.919E+	9.562E+	3.674E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	5.582E+	5.582E+	5.582E+	8.852E+	3.505E+
S _{y,1} (mm ³)	1.595E+	2.224E+	2.224E+	2.224E+	2.605E+	1.833E+

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$S_{v,2}(mm^3)$	1.806E+	2.646E+	2.646E+	2.646E+	3.19E+	2.115E+
$S_{v,3}(mm^3)$	1.518E+	2.526E+	2.526E+	2.526E+	3.136E+	1.899E+
$S_{v,4}(mm^3)$	0E+0	1.529E+	1.529E+	1.529E+	2.453E+	5.775E+
n_E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	$N_{pl}(N)$	$z_N(mm)$	$z_{max}(mm)$	$z_{min}(mm)$
Strato di calcestruzzo superiore	9.704E+	2935.7	297	2901.5
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.366E+	281	2898.4	2731.5
Strato di calcestruzzo inferiore	-2.227E+	2729.2	2728.4	273
Strato di armatura superiore	8.236E+	290	2901.5	2898.4
Strato di armatura inferiore	8.236E+	273	2731.5	2728.4
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	3.486E+	2652.	270	260
Anima della trave di acciaio	2.694E+	136	260	11
Flangia inferiore della trave di acciaio	4.219E+	57.	11	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.536E+			
Trazione ultima per la sezione completa	1.205E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-1.267E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	9.352E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	5.884	0.838	1	0
Flangia inferiore	4.861	0.838	1	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	77.812	0.814	0.67	-0.875	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	77.812	0.814	0	-0.302	1
Compressione semplice (N)	77.812	0.814	1	1	4

Sezione T1N021I T1N021I; T2N021I T2N021I (CONCIO 6)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	1000x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x75 mm
Anima	25x2585 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	1000x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3750 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x20 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 300x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.909E+	3.412E+	3.412E+	3.412E+	5.153E+	2.364E+
z _G (mm)	1041.56	1833.7	1833.7	1833.7	2177.00	1383.25
J _y (mm ⁴)	2.372E+1	5.1E+1	5.1E+1	5.1E+1	6.298E+1	3.532E+1
W _{y,0} (mm ³)	-2.278E+	-2.781E+	-2.781E+	-2.781E+	-2.893E+	-2.554E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.454E+	-2.899E+	-2.899E+	-2.899E+	-2.996E+	-2.7E+
W _{y,3} (mm ³)	1.466E+	6.172E+	6.172E+	6.172E+	1.304E+	2.767E+
W _{y,4} (mm ³)	1.43E+	5.887E+	5.887E+	5.887E+	1.204E+	2.683E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	5.69E+	5.69E+	5.69E+	1.139E+	2.623E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	5.69E+	5.69E+	5.69E+	1.139E+	2.623E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	4.783E+	4.783E+	4.783E+	8.711E+	2.329E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	4.488E+	4.488E+	4.488E+	7.942E+	2.226E+
S _{y,1} (mm ³)	8.66E+	1.549E+	1.549E+	1.549E+	1.845E+	1.161E+
S _{y,2} (mm ³)	9.828E+	1.936E+	1.936E+	1.936E+	2.398E+	1.375E+
S _{y,3} (mm ³)	6.554E+	1.851E+	1.851E+	1.851E+	2.368E+	1.171E+
S _{y,4} (mm ³)	-2.235E-	1.512E+	1.512E+	1.512E+	2.167E+	6.522E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.05E+	2935.7	297	2901.5
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.56E+	281	2898.4	2731.5
Strato di calcestruzzo inferiore	-2.41E+	2729.2	2728.4	273
Strato di armatura superiore	8.913E+	290	2901.5	2898.4
Strato di armatura inferiore	8.913E+	273	2731.5	2728.4
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	1.352E+	268	270	266
Anima della trave di acciaio	2.185E+	1367.	266	7
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.752E+	37.	7	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.166E+			
Trazione ultima per la sezione completa	8.072E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-9.473E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	5.887E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	12.18	0.814	1	0
Flangia inferiore	7.5	0.838	1	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	103.4	0.814	0.588	-0.976	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	103.4	0.814	0	-0.23	1
Compressione semplice (N)	103.4	0.814	1	1	4

Sezione T1N025I T1N025I; T2N025I T2N025I (CONCIO 7)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x25 mm
Piattabanda inferiore	1200x40 mm
Anima	20x2635 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3750 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.207E+	2.483E+	2.483E+	2.483E+	4.223E+	1.435E+
z _G (mm)	1045.98	1969.83	1969.83	1969.83	2332.52	1326.81
J _y (mm ⁴)	1.4E+1	3.412E+1	3.412E+1	3.412E+1	4.213E+1	2.002E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.339E+	-1.732E+	-1.732E+	-1.732E+	-1.806E+	-1.509E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.392E+	-1.768E+	-1.768E+	-1.768E+	-1.838E+	-1.555E+
W _{y,3} (mm ³)	8.596E+	4.838E+	4.838E+	4.838E+	1.23E+	1.485E+
W _{y,4} (mm ³)	8.466E+	4.673E+	4.673E+	4.673E+	1.146E+	1.458E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.488E+	4.488E+	4.488E+	1.06E+	1.426E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.488E+	4.488E+	4.488E+	1.06E+	1.426E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.668E+	3.668E+	3.668E+	7.424E+	1.272E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.411E+	3.411E+	3.411E+	6.609E+	1.218E+
S _{y,1} (mm ³)	4.925E+	9.359E+	9.359E+	9.359E+	1.11E+	6.273E+
S _{y,2} (mm ³)	5.937E+	1.308E+	1.308E+	1.308E+	1.636E+	7.929E+
S _{y,3} (mm ³)	3.283E+	1.259E+	1.259E+	1.259E+	1.624E+	6.111E+
S _{y,4} (mm ³)	-3.725E-	1.115E+	1.115E+	1.115E+	1.553E+	3.39E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione è riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	4.456E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	4.456E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	6.762E+	2687.	270	267

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Anima della trave di acciaio	1.782E+	1357.	267	4
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.623E+	2	4	
Compressione ultima per la sezione completa	-8.607E+			
Trazione ultima per la sezione completa	4.972E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-6.825E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	3.19E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	15.6	0.814	1	0
Flangia inferiore	14.75	0.814	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	131.75	0.814	0.484	-1.048	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	131.75	0.814	0	-0.149	1
Compressione semplice (N)	131.75	0.814	1	1	4

Sezione T1N028I T1N028I; T2N028I T2N028I (CONCIO 8)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x25 mm
Piattabanda inferiore	1200x40 mm
Anima	18x2635 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3750 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.154E+	2.43E+	2.43E+	2.43E+	4.171E+	1.382E+
z _G (mm)	1031.76	1983.11	1983.11	1983.11	2344.84	1325.64
J _y (mm ⁴)	1.364E+1	3.361E+1	3.361E+1	3.361E+1	4.132E+1	1.971E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.322E+	-1.695E+	-1.695E+	-1.695E+	-1.762E+	-1.487E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.376E+	-1.73E+	-1.73E+	-1.73E+	-1.793E+	-1.533E+
W _{y,3} (mm ³)	8.304E+	4.858E+	4.858E+	4.858E+	1.251E+	1.461E+
W _{y,4} (mm ³)	8.179E+	4.689E+	4.689E+	4.689E+	1.163E+	1.434E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.5E+	4.5E+	4.5E+	1.073E+	1.404E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.5E+	4.5E+	4.5E+	1.073E+	1.404E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.666E+	3.666E+	3.666E+	7.442E+	1.252E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.406E+	3.406E+	3.406E+	6.609E+	1.199E+
S _{y,1} (mm ³)	4.856E+	9.423E+	9.423E+	9.423E+	1.116E+	6.267E+

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$S_{v,2}(mm^3)$	5.742E+	1.282E+	1.282E+	1.282E+	1.594E+	7.755E+
$S_{v,3}(mm^3)$	3.311E+	1.239E+	1.239E+	1.239E+	1.584E+	6.116E+
$S_{v,4}(mm^3)$	3.725E-	1.098E+	1.098E+	1.098E+	1.516E+	3.392E+
n_E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

<i>Componenti</i>	$N_{pl}(N)$	$z_N(mm)$	$z_{max}(mm)$	$z_{min}(mm)$
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	4.456E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	4.456E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	6.762E+	2687.	270	267
Anima della trave di acciaio	1.604E+	1357.	267	4
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.623E+	2	4	
<i>Compressione ultima per la sezione completa</i>	-8.428E+			
<i>Trazione ultima per la sezione completa</i>	4.794E+			
<i>Compressione ultima per la sezione senza anima</i>	-6.825E+			
<i>Trazione ultima per la sezione senza anima</i>	3.19E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	<i>Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)</i>	<i>Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)</i>
Flangia superiore	15.64	0.814	1	0
Flangia inferiore	14.77	0.814	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	<i>classe</i>
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	146.389	0.814	0.483	-1.05	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	146.389	0.814	0	-0.143	1
Compressione semplice (N)	146.389	0.814	1	1	4

6.3.4. INERZIE DEI DIAFRAMMI

Le rigidezze flessionali dei diaframmi intermedi (reticolari) sono state considerate pari a:
1041084 cm⁴ (reticolari - H = 2700 mm) ;

Le rigidezze flessionali dei diaframmi di spalla (parete piena) sono state considerate pari a:
3041886 cm⁴ (doppio T - H = 2100 mm) ;

Le rigidezze flessionali dei diaframmi di pila (reticolari) sono state considerate pari a:
1176120 cm⁴ (reticolari - H = 2700 mm) ;

6.3.5. ELEMENTI SOLETTA

Le rigidezze flessionali degli elementi soletta schematizzano la rigidezza trasversale della soletta in calcestruzzo armato (quella longitudinale è già computata nelle caratteristiche statiche delle sezioni miste delle travi). Il calcolo delle proprietà statiche viene effettuato direttamente dal programma di calcolo ipotizzando una sezione trasversale tipica pari a circa 340 x 27 cm e un materiale con le proprietà meccaniche corrispondenti al calcestruzzo nelle diverse fasi. Secondo prassi usuale e bibliografia consolidata (vedi anche “Progettazione e costruzione di ponti” – Petrangeli – par. 6.4.4) alla sola inerzia torsionale calcolata in automatico viene applicato un fattore riduttivo pari a 0.5 per tenere conto della formula di calcolo di tale inerzia secondo bibliografia.

ELEMENTI SOLETTA					
Dimensioni soletta			Fase 2		Fase 3
b (cm)	340	J (cm ⁴)	67191		178745
h (cm)	27	I ₃ (cm ⁴)	5327349		14172115
Coeff. Omogeneizzazione					
n Fase 2	16.6	I ₂ (cm ⁴)	33595		89373
n Fase 3	6.24	A _s (cm ²)	553		1471
I ₃ inerzia orizzontale; I ₂ inerzia verticale					

6.4. ANALISI GLOBALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

L'analisi statica del viadotto in oggetto è stata eseguita impiegando il metodo elastico con i file di analisi illustrati nei precedenti capitoli. Per effettuare le verifiche di resistenza e stabilità su ciascuno degli elementi dell'impalcato, i file di output dell'analisi (file *.xlsx ottenuti attraverso l'esportazione dei risultati direttamente da SAP2000 v22) vengono rielaborati con un processo automatico di involuppo che consente di ricavare per ciascun elemento in ciascuna fase di carico la caratteristica di sollecitazione massima/minima presa in esame e le restanti sollecitazioni congruenti. Si ottiene per ciascuna asta un report contenente tutte le informazioni relative alle sollecitazioni successivamente utilizzate per le verifiche che verranno svolte per le travi principali dell'impalcato e per gli altri elementi.

6.5. MASSIME AZIONI INTERNE

6.5.1. SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Data la tipologia usuale di impalcato a travata le sollecitazioni che saranno massimizzate sono quelle di taglio e momento flettente verticale; i files contenenti l'involuppo completo delle sollecitazioni elementari combinate saranno denominati:

a) eracliano_SLU_M33.xlsx	Stato Limite Ultimo - max momento flettente verticale
b) eracliano_SLU_V2.xlsx	Stato Limite Ultimo - max taglio verticale

I file completi contenenti tutti gli involuppi delle sollecitazioni per tutti gli elementi del modello sono riportati sotto formato elettronico negli allegati di calcolo alla presente relazione. Per ciascuna fase di carico vengono estrapolati i massimi e minimi della sollecitazione indicizzata fornendo per ogni singolo frame del modello e per ogni output station le sollecitazioni congruenti.

Le fasi di carico elaborate e combinate dall'involuppatore, partendo dai singoli file di output del SAP2000, sono così suddivise:

- fase 1: solo trave metallica resistente (assenza di collaborazione con la soletta);
- fase 2: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati a istante successivo al getto, e di intensità costante nel tempo (es. permanenti di finitura, cedimenti);
- ritiro: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati all'istante immediatamente dopo il getto, e aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro);
- termica: presenza della soletta, con modulo elastico a breve termine, valutato per le variazioni termiche differenziali sulla sezione mista acciaio-clt.
- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine, per tutte le azioni accidentali legate a traffico, vento e eventualmente sisma.

In fase di verifica con Ponti EC4, per esigenze computazionali, le fasi di carico saranno riorganizzate secondo la seguente legenda:

- fase 1: uguale alla fase 1 dell'involuppo;
- fase 2a: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati a istante successivo al getto, e di intensità costante nel tempo (es. permanenti di finitura);
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati all'istante immediatamente dopo il getto, e aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro);
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni o cedimenti vincolari imposti a un certo istante al getto, e aventi sviluppo nel tempo costante.
- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine, utilizzata per le variazioni termiche differenziali e per tutte le azioni accidentali legate a traffico, vento e eventualmente sisma.

Gli involuppi vengono poi ripetuti anche per le combinazioni di carico per gli stati limite di esercizio (rara e frequente) da utilizzare per le verifiche tensionali e di respiro delle anime previste dall'EC3-EC4 e per la fatica (vedere appositi paragrafi per la descrizione delle condizioni di carico involuppate). L'elenco degli involuppi è il seguente:

c)	eraciano_SLE_rara_M33.xlsx	Stato Limite di Esercizio – comb. Rara - max momento flettente verticale
d)	eraciano_SLE_rara_V2.xlsx	Stato Limite di Esercizio – comb. Rara - max taglio verticale
e)	eraciano_SLE_freq_M33.xlsx	Stato Limite di Esercizio – comb. Freq. - max momento flettente verticale
f)	eraciano_SLE_freq_V2.xlsx	Stato Limite di Esercizio – comb. Freq. - max taglio verticale
e)	eraciano_Fat_M33.xlsx	Stato Limite di Fatica - max momento flettente verticale
f)	eraciano_Fat_V2.xlsx	Stato Limite di Fatica - max taglio verticale

A titolo riepilogativo si riportano nel seguente paragrafo i diagrammi con le massime sollecitazioni di involuppo SLU per le travi principali di impalcato, sia per il diagramma del taglio che per il momento flettente.

6.5.2. DIAGRAMMI DELLE MASSIME E MINIME SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Si riportano di seguito i diagrammi relativi alle massime e minime caratteristiche di sollecitazione agenti sulle travi principali riferiti alle combinazioni di carico in precedenza descritte e di seguito riportate:

Somma +/-:

1.35/1.0 Fase1.out + 1.5/1.0 Fase2.out + 1.2/0.0 Ritiro.out + 0.9/0.0 Termica.out + 0.9/0.0 Vento + 1.35/0.0 FASE3

I grafici vengono ricavati mediante fogli di calcolo elettronici sulla base dei valori di sollecitazione totale massima/minima in ciascun elemento ricavati dai file di involuppo eracliano_SLU_M33.xlsx (max momento flettente) e eracliano_SLU_V3.xlsx (max taglio). Si riportano i grafici relativi alla trave interno curva (filo 000) e esterno curva (filo 200).

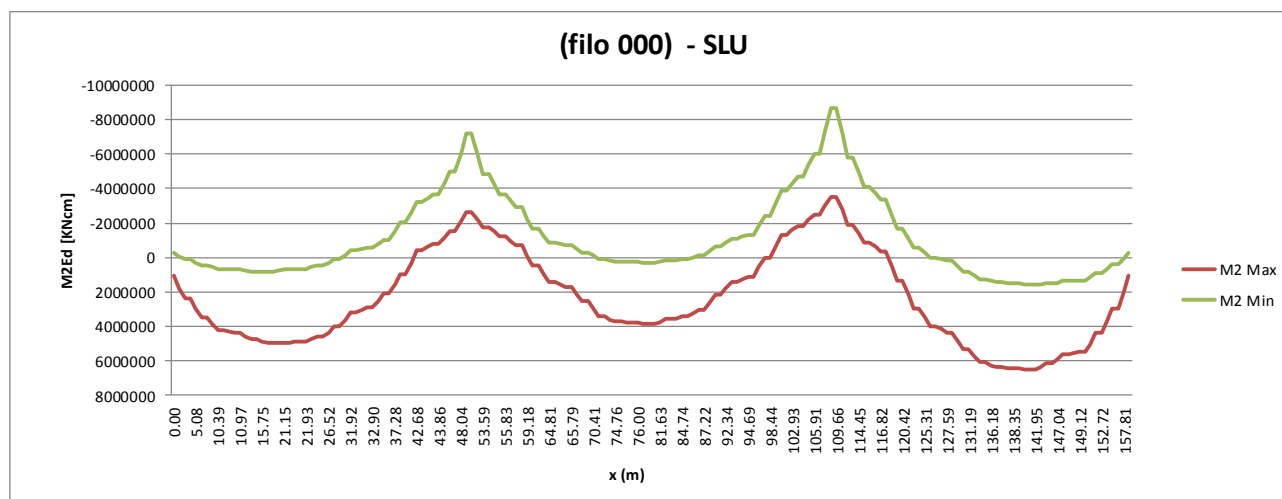


Figura 6.11 Involuppo del momento sulla trave interno curva (filo 000).

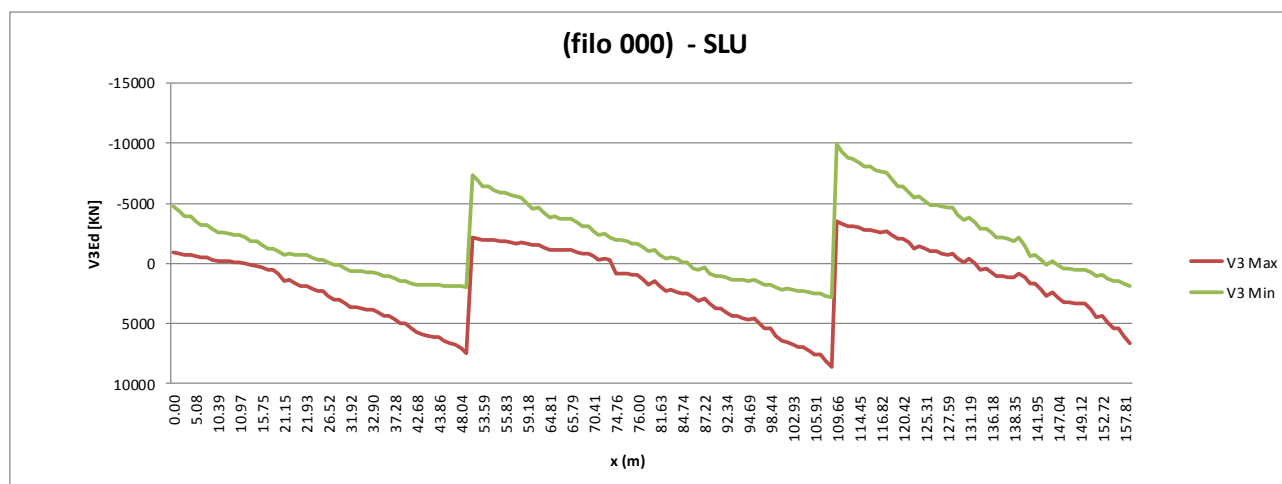


Figura 6.12 Involuppo del taglio sulla trave interno curva (filo 000).

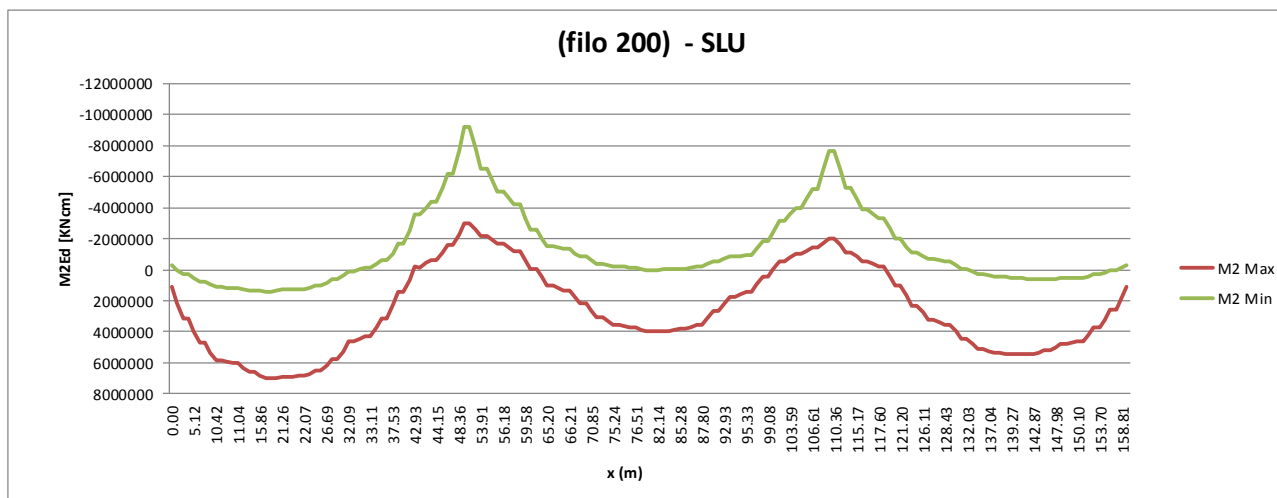


Figura 6.13 Involuppo del momento sulla trave esterno curva (filo 200).

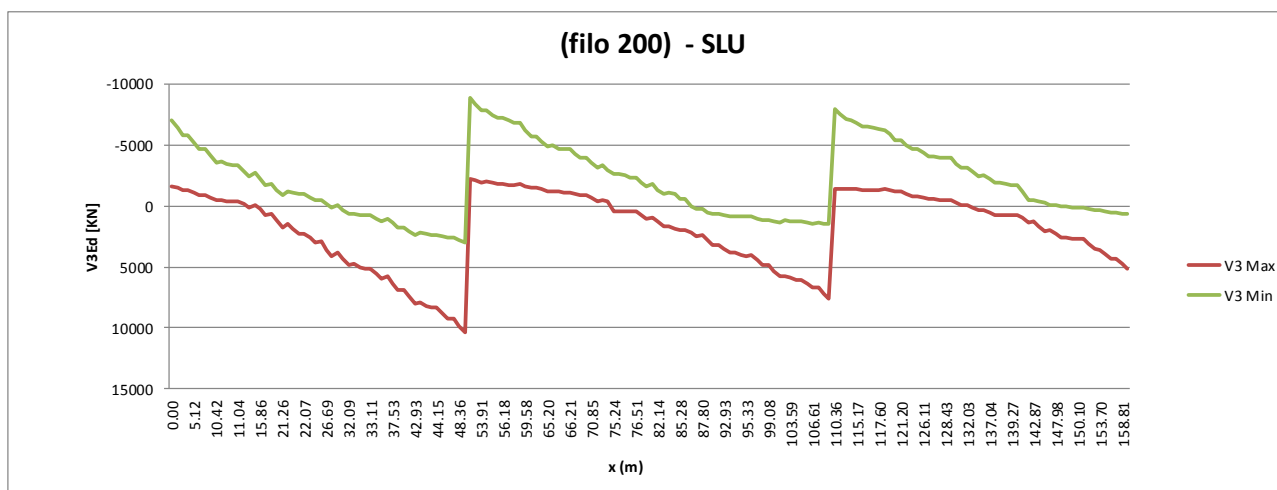


Figura 6.14 Involuppo del taglio sulla trave interno curva (filo 200).

6.6. ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta in modo da poter calcolare le reazioni necessarie per il dimensionamento degli appoggi e della sottostruttura (spalle e fondazioni) in condizioni sismiche.

Come già detto, sono previsti degli isolatori elastomerici che consentono di abbattere la rigidità del sistema ponte-sottostruttura e dunque avere dei periodi propri molto alti in modo da ricadere nel ramo discendente dello spettro di progetto.

N.B.: Il produttore dovrà garantire una variabilità dei valori di rigidità e smorzamento nominali degli isolatori tenendo conto di tutti i parametri (fornitura, invecchiamento, temperatura e frequenza di prova) non superiore a +/- 20% del valore nominale.

La massa sismica è data dalla somma dei carichi di Fase 1 e di Fase 2.

Di seguito si riportano le combinazioni di carico utilizzate. Le reazioni degli appoggi sono valutate per l'azione sismica allo SLV mentre gli spostamenti massimi sono valutati per l'azione sismica allo SLC.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
SLC_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_1			FASE2	1
SLC_1			SLC_X	1
SLC_1			SLC_Y	0.3
SLC_1			SLC_Z	0.3
SLC_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_2			FASE2	1
SLC_2			SLC_X	0.3
SLC_2			SLC_Y	1
SLC_2			SLC_Z	0.3
SLV_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_1			FASE2	1
SLV_1			SLV_X	1
SLV_1			SLV_Y	0.3
SLV_1			SLV_Z	0.3
SLV_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_2			FASE2	1
SLV_2			SLV_X	0.3
SLV_2			SLV_Y	1
SLV_2			SLV_Z	0.3
SLC_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_3			FASE2	1
SLC_3			SLC_X	0.3
SLC_3			SLC_Y	0.3
SLC_3			SLC_Z	1
SLV_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_3			FASE2	1
SLV_3			SLV_X	0.3
SLV_3			SLV_Y	0.3
SLV_3			SLV_Z	1

PROGETTAZIONE ATI:

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture prevede l'impiego di isolatori elastomerici; si tratta di dispositivi d'appoggio costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione; sono caratterizzati da ridotta rigidezza orizzontale, elevata rigidezza verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento sulla struttura isolata.

Su ogni spalla sono posizionati 2 isolatori elastomerici su un unico allineamento in corrispondenza delle tre nervature principali dell'impalcato.

Nel caso specifico vengono utilizzati degli isolatori elastomerici caratterizzati da i seguenti parametri:

- coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\xi_{eq} = 10\%$);
- spostamento massimo pari a 300 mm;
- rigidezza orizzontale equivalente (SPALLA): $K_e = 3.37$ kN/mm, $K_v = 2104$ kN/mm;
- rigidezza orizzontale equivalente (PILA): $K_e = 3.74$ kN/mm, $K_v = 3333$ kN/mm;

Nel modello di calcolo tali dispositivi sono modellati con elementi "link" lineari a cui sono state assegnate le caratteristiche di rigidezza orizzontale equivalente (nelle due direzioni ortogonali nel piano orizzontale) e rigidezza verticale dell'isolatore adottato.

6.6.1. ANALISI MODALE

È stata definita l'analisi modale in modo da non trascurare modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%.

Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.

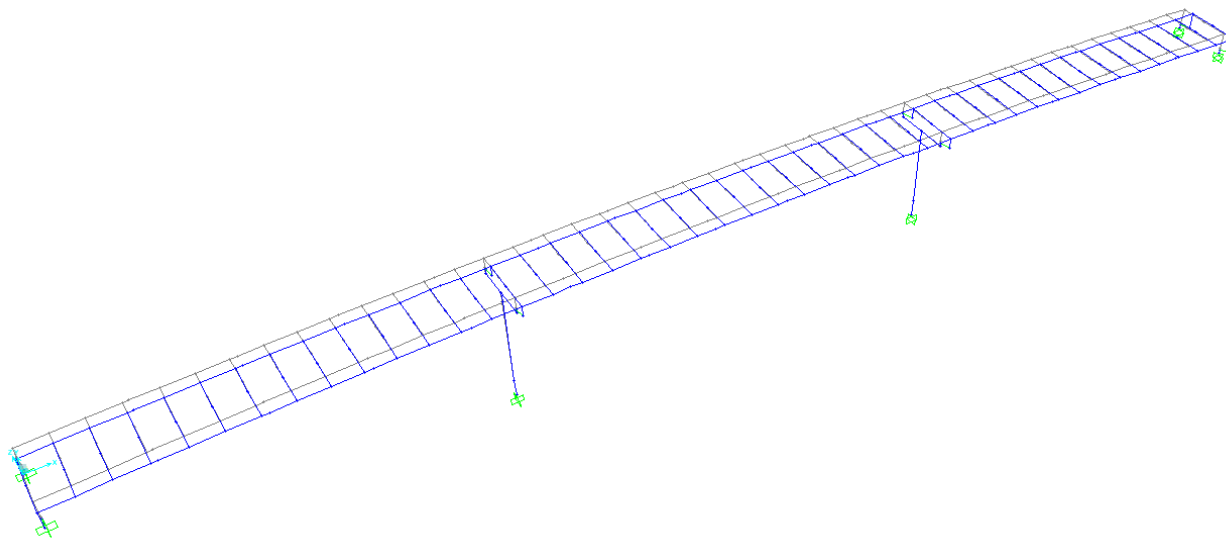


Figura 6.15 Primo modo di vibrare (T=2.23 s)

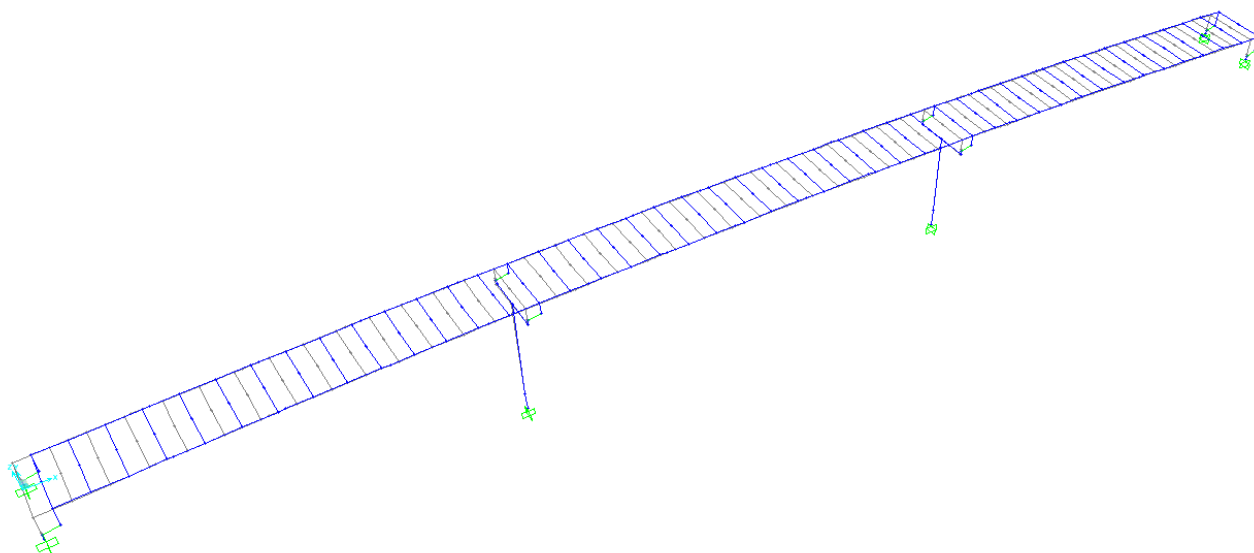


Figura 6.16 Secondo modo di vibrare (T=2.21 s)

PROGETTAZIONE ATI:

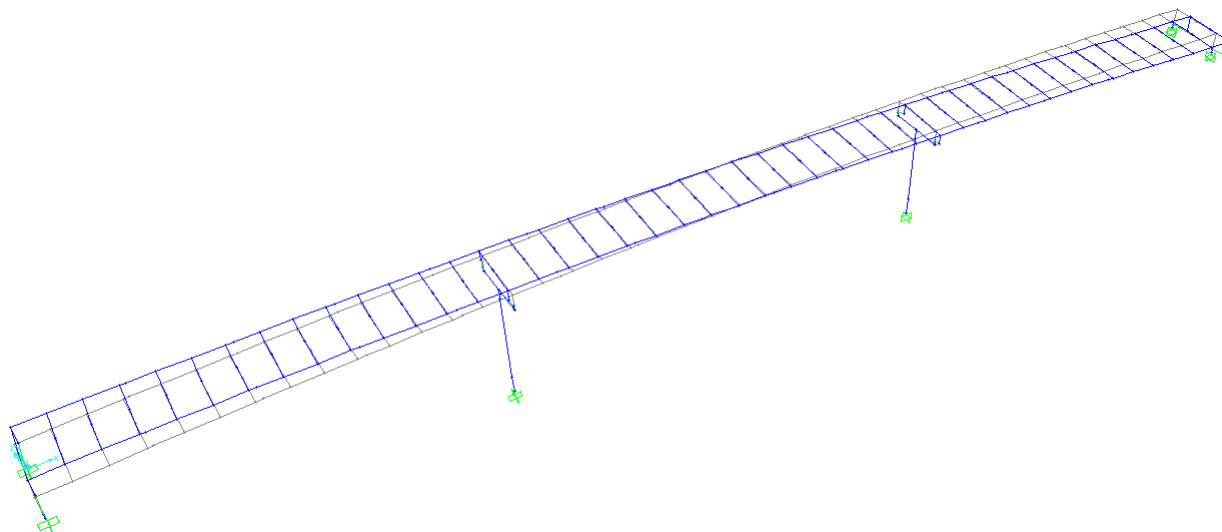


Figura 6.17 Terzo modo di vibrare (T=1.75 s)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.230	0.002	0.787	0.000	0.002	0.787	0.000
MODAL	Mode	2	2.208	0.790	0.002	0.000	0.791	0.788	0.000
MODAL	Mode	3	1.755	0.000	0.000	0.000	0.792	0.789	0.000
MODAL	Mode	4	0.766	0.000	0.000	0.013	0.792	0.789	0.013
MODAL	Mode	5	0.700	0.000	0.000	0.000	0.792	0.789	0.013
MODAL	Mode	6	0.581	0.000	0.000	0.021	0.792	0.789	0.034
MODAL	Mode	7	0.557	0.000	0.000	0.209	0.792	0.789	0.243
MODAL	Mode	8	0.495	0.000	0.001	0.000	0.792	0.789	0.243
MODAL	Mode	9	0.461	0.000	0.000	0.216	0.792	0.789	0.459
MODAL	Mode	10	0.451	0.000	0.000	0.187	0.792	0.789	0.646
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
MODAL	Mode	101	0.019	0.000	0.000	0.014	0.917	0.918	0.855

6.6.2. REAZIONI DEGLI APPOGGI ALLO SLC-SLU

Nel paragrafo seguente vengono indicate le reazioni degli appoggi allo SLC utili al dimensionamento degli stessi. Per le reazioni relative alla combinazione SLU si rimanda alle tabelle riportate nel capitolo 11.

TABLE: Element Forces - Links						
Link	OutputCase	CaseType	StepType	P (vert.)	V2 (long.)	V3 (trasv.)
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
P1-1	SLC_1	Combination	Max	-4322	816	268
P1-1	SLC_1	Combination	Max	-4322	816	268
P1-1	SLC_1	Combination	Min	-6712	-812	-261
P1-1	SLC_1	Combination	Min	-6712	-812	-261
P1-1	SLC_2	Combination	Max	-4012	290	820
P1-1	SLC_2	Combination	Max	-4012	290	820
P1-1	SLC_2	Combination	Min	-7023	-286	-813
P1-1	SLC_2	Combination	Min	-7023	-286	-813
P1-1	SLC_3	Combination	Max	-2091	284	268
P1-1	SLC_3	Combination	Max	-2091	284	268
P1-1	SLC_3	Combination	Min	-8944	-279	-261
P1-1	SLC_3	Combination	Min	-8944	-279	-261
P1-2	SLC_1	Combination	Max	-5971	802	249
P1-2	SLC_1	Combination	Max	-5971	802	249
P1-2	SLC_1	Combination	Min	-8263	-823	-278
P1-2	SLC_1	Combination	Min	-8263	-823	-278
P1-2	SLC_2	Combination	Max	-5629	271	802
P1-2	SLC_2	Combination	Max	-5629	271	802
P1-2	SLC_2	Combination	Min	-8605	-293	-831
P1-2	SLC_2	Combination	Min	-8605	-293	-831
P1-2	SLC_3	Combination	Max	-3903	265	249
P1-2	SLC_3	Combination	Max	-3903	265	249
P1-2	SLC_3	Combination	Min	-10331	-286	-278
P1-2	SLC_3	Combination	Min	-10331	-286	-278
P2-1	SLC_1	Combination	Max	-6041	829	282
P2-1	SLC_1	Combination	Max	-6041	829	282
P2-1	SLC_1	Combination	Min	-8480	-815	-246
P2-1	SLC_1	Combination	Min	-8480	-815	-246
P2-1	SLC_2	Combination	Max	-5776	297	837
P2-1	SLC_2	Combination	Max	-5776	297	837
P2-1	SLC_2	Combination	Min	-8746	-283	-801
P2-1	SLC_2	Combination	Min	-8746	-283	-801
P2-1	SLC_3	Combination	Max	-3719	285	283
P2-1	SLC_3	Combination	Max	-3719	285	283
P2-1	SLC_3	Combination	Min	-10802	-270	-247
P2-1	SLC_3	Combination	Min	-10802	-270	-247

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

P2-2	SLC_1	Combination	Max	-4122	823	264
P2-2	SLC_1	Combination	Max	-4122	823	264
P2-2	SLC_1	Combination	Min	-6530	-823	-264
P2-2	SLC_1	Combination	Min	-6530	-823	-264
P2-2	SLC_2	Combination	Max	-3839	286	818
P2-2	SLC_2	Combination	Max	-3839	286	818
P2-2	SLC_2	Combination	Min	-6813	-286	-819
P2-2	SLC_2	Combination	Min	-6813	-286	-819
P2-2	SLC_3	Combination	Max	-1818	282	265
P2-2	SLC_3	Combination	Max	-1818	282	265
P2-2	SLC_3	Combination	Min	-8834	-283	-265
P2-2	SLC_3	Combination	Min	-8834	-283	-265
SP1-1	SLC_1	Combination	Max	-861	850	244
SP1-1	SLC_1	Combination	Max	-861	850	244
SP1-1	SLC_1	Combination	Min	-2079	-783	-235
SP1-1	SLC_1	Combination	Min	-2079	-783	-235
SP1-1	SLC_2	Combination	Max	-560	384	695
SP1-1	SLC_2	Combination	Max	-560	384	695
SP1-1	SLC_2	Combination	Min	-2380	-317	-687
SP1-1	SLC_2	Combination	Min	-2380	-317	-687
SP1-1	SLC_3	Combination	Max	73	373	224
SP1-1	SLC_3	Combination	Max	73	373	224
SP1-1	SLC_3	Combination	Min	-3013	-307	-215
SP1-1	SLC_3	Combination	Min	-3013	-307	-215
SP1-2	SLC_1	Combination	Max	-2259	875	244
SP1-2	SLC_1	Combination	Max	-2259	875	244
SP1-2	SLC_1	Combination	Min	-3312	-750	-235
SP1-2	SLC_1	Combination	Min	-3312	-750	-235
SP1-2	SLC_2	Combination	Max	-1972	399	695
SP1-2	SLC_2	Combination	Max	-1972	399	695
SP1-2	SLC_2	Combination	Min	-3599	-275	-686
SP1-2	SLC_2	Combination	Min	-3599	-275	-686
SP1-2	SLC_3	Combination	Max	-1587	389	224
SP1-2	SLC_3	Combination	Max	-1587	389	224
SP1-2	SLC_3	Combination	Min	-3984	-265	-215
SP1-2	SLC_3	Combination	Min	-3984	-265	-215
SP2-1	SLC_1	Combination	Max	-2099	758	239
SP2-1	SLC_1	Combination	Max	-2099	758	239
SP2-1	SLC_1	Combination	Min	-3195	-872	-243
SP2-1	SLC_1	Combination	Min	-3195	-872	-243
SP2-1	SLC_2	Combination	Max	-1806	291	682
SP2-1	SLC_2	Combination	Max	-1806	291	682
SP2-1	SLC_2	Combination	Min	-3489	-406	-686
SP2-1	SLC_2	Combination	Min	-3489	-406	-686
SP2-1	SLC_3	Combination	Max	-1283	276	216
SP2-1	SLC_3	Combination	Max	-1283	276	216
SP2-1	SLC_3	Combination	Min	-4011	-390	-220
SP2-1	SLC_3	Combination	Min	-4011	-390	-220
SP2-2	SLC_1	Combination	Max	-1001	778	239
SP2-2	SLC_1	Combination	Max	-1001	778	239
SP2-2	SLC_1	Combination	Min	-2228	-851	-243
SP2-2	SLC_1	Combination	Min	-2228	-851	-243
SP2-2	SLC_2	Combination	Max	-737	303	682
SP2-2	SLC_2	Combination	Max	-737	303	682
SP2-2	SLC_2	Combination	Min	-2492	-376	-686
SP2-2	SLC_2	Combination	Min	-2492	-376	-686
SP2-2	SLC_3	Combination	Max	-116	300	216
SP2-2	SLC_3	Combination	Max	-116	300	216
SP2-2	SLC_3	Combination	Min	-3114	-373	-220
SP2-2	SLC_3	Combination	Min	-3114	-373	-220

PROGETTAZIONE ATI:

6.6.3. SPOSTAMENTI ALLO SLC - SLU

Si riportano in tabella i valori degli spostamenti degli appoggi allo SLC, necessari per il dimensionamento della corsa dell'isolatore.

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	$(U1^2+U2^2)^{0.5}$
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm
P1-1	SLC_1	Combination	Max	22.5	7.1	23.6
P1-1	SLC_1	Combination	Min	-22.6	-7.1	23.7
P1-1	SLC_2	Combination	Max	7.9	22.2	23.5
P1-1	SLC_2	Combination	Min	-8.0	-22.2	23.6
P1-1	SLC_3	Combination	Max	7.7	6.9	10.4
P1-1	SLC_3	Combination	Min	-7.8	-6.9	10.4
P1-2	SLC_1	Combination	Max	22.8	7.1	23.9
P1-2	SLC_1	Combination	Min	-22.3	-7.1	23.4
P1-2	SLC_2	Combination	Max	8.0	22.2	23.6
P1-2	SLC_2	Combination	Min	-7.6	-22.1	23.4
P1-2	SLC_3	Combination	Max	7.8	6.9	10.5
P1-2	SLC_3	Combination	Min	-7.4	-6.9	10.1
P2-1	SLC_1	Combination	Max	22.4	7.2	23.5
P2-1	SLC_1	Combination	Min	-22.7	-7.0	23.7
P2-1	SLC_2	Combination	Max	7.8	22.2	23.5
P2-1	SLC_2	Combination	Min	-8.1	-22.0	23.4
P2-1	SLC_3	Combination	Max	7.4	7.0	10.2
P2-1	SLC_3	Combination	Min	-7.7	-6.8	10.3
P2-2	SLC_1	Combination	Max	22.5	7.2	23.7
P2-2	SLC_1	Combination	Min	-22.5	-7.0	23.6
P2-2	SLC_2	Combination	Max	7.8	22.2	23.5
P2-2	SLC_2	Combination	Min	-7.8	-22.0	23.3
P2-2	SLC_3	Combination	Max	7.7	7.0	10.4
P2-2	SLC_3	Combination	Min	-7.7	-6.8	10.3
SP1-1	SLC_1	Combination	Max	23.3	7.2	24.4
SP1-1	SLC_1	Combination	Min	-25.1	-6.9	26.0
SP1-1	SLC_2	Combination	Max	9.4	20.6	22.7
SP1-1	SLC_2	Combination	Min	-11.2	-20.4	23.2
SP1-1	SLC_3	Combination	Max	9.1	6.6	11.2
SP1-1	SLC_3	Combination	Min	-10.8	-6.4	12.5
SP1-2	SLC_1	Combination	Max	22.5	7.2	23.6
SP1-2	SLC_1	Combination	Min	-25.7	-6.9	26.6
SP1-2	SLC_2	Combination	Max	8.3	20.6	26.6
SP1-2	SLC_2	Combination	Min	-11.5	-20.4	26.6
SP1-2	SLC_3	Combination	Max	8.0	6.6	26.6
SP1-2	SLC_3	Combination	Min	-11.2	-6.4	26.6

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

SP2-1	SLC_1	Combination	Max	25.6	7.0	26.6
SP2-1	SLC_1	Combination	Min	-22.6	-7.1	26.6
SP2-1	SLC_2	Combination	Max	11.7	20.2	26.6
SP2-1	SLC_2	Combination	Min	-8.7	-20.4	26.6
SP2-1	SLC_3	Combination	Max	11.3	6.4	26.6
SP2-1	SLC_3	Combination	Min	-8.3	-6.5	26.6
SP2-2	SLC_1	Combination	Max	25.1	7.0	26.6
SP2-2	SLC_1	Combination	Min	-23.2	-7.1	26.6
SP2-2	SLC_2	Combination	Max	10.9	20.2	26.6
SP2-2	SLC_2	Combination	Min	-9.0	-20.4	26.6
SP2-2	SLC_3	Combination	Max	10.8	6.4	26.6
SP2-2	SLC_3	Combination	Min	-8.9	-6.5	26.6

Lo spostamento massimo richiesto in combinazione SLC è dunque pari a 266 mm che risulta essere minore rispetto alla corsa dell'isolatore che risulta essere pari a 300 mm.

PROGETTAZIONE ATI:

Nella tabella seguente vengono riportati gli spostamenti concomitanti allo sforzo normale massimo presente su isolatore nella combinazione SLU (vento e termica uniforme come azioni secondarie).

TABLE: Joint Displacements - comb Nmax					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	cm	cm
P1-1	VENTO + VUT	Combination	Max	1.64	7.08
P1-1	VENTO + VUT	Combination	Min	-1.26	6.84
P1-2	VENTO + VUT	Combination	Max	1.60	7.08
P1-2	VENTO + VUT	Combination	Min	-1.31	6.84
P2-1	VENTO + VUT	Combination	Max	1.25	7.08
P2-1	VENTO + VUT	Combination	Min	-1.64	6.84
P2-2	VENTO + VUT	Combination	Max	1.31	7.08
P2-2	VENTO + VUT	Combination	Min	-1.60	6.84
SP1-1	VENTO + VUT	Combination	Max	4.31	6.58
SP1-1	VENTO + VUT	Combination	Min	-3.41	6.31
SP1-2	VENTO + VUT	Combination	Max	4.24	6.58
SP1-2	VENTO + VUT	Combination	Min	-3.51	6.31
SP2-1	VENTO + VUT	Combination	Max	3.41	6.58
SP2-1	VENTO + VUT	Combination	Min	-4.31	6.31
SP2-2	VENTO + VUT	Combination	Max	3.51	6.58
SP2-2	VENTO + VUT	Combination	Min	-4.24	6.31

Nella tabella seguente vengono riportati gli spostamenti massimi nella combinazione SLU (involuppo tra vento e termica come azioni principali).

TABLE: Joint Displacements - ENV SLU					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	cm	cm
P1-1	ENV SLU	Combination	Max	2.6	11.7
P1-1	ENV SLU	Combination	Min	-2.2	6.8
P1-2	ENV SLU	Combination	Max	2.6	11.7
P1-2	ENV SLU	Combination	Min	-2.3	6.8
P2-1	ENV SLU	Combination	Max	2.2	11.7
P2-1	ENV SLU	Combination	Min	-2.6	6.8
P2-2	ENV SLU	Combination	Max	2.3	11.7
P2-2	ENV SLU	Combination	Min	-2.6	6.8
SP1-1	ENV SLU	Combination	Max	6.9	10.9
SP1-1	ENV SLU	Combination	Min	-6.0	6.2
SP1-2	ENV SLU	Combination	Max	6.8	10.9
SP1-2	ENV SLU	Combination	Min	-6.1	6.2
SP2-1	ENV SLU	Combination	Max	6.0	10.9
SP2-1	ENV SLU	Combination	Min	-6.9	6.2
SP2-2	ENV SLU	Combination	Max	6.1	10.9
SP2-2	ENV SLU	Combination	Min	-6.8	6.2

6.6.4. CORSA MASSIMA GIUNTI DI DILATAZIONE

Si riportano in tabella i valori degli spostamenti degli appoggi di spalla allo SLV nelle due direzioni longitudinale e trasversale (parallele e ortogonale all'asse del ponte), necessari per il dimensionamento del giunto di dilatazione

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	cm	cm
SP1-1	SLV_1	Combination	Max	20.1	6.0
SP1-1	SLV_1	Combination	Min	-20.1	-5.7
SP1-1	SLV_2	Combination	Max	8.6	17.2
SP1-1	SLV_2	Combination	Min	-8.6	-16.9
SP2-1	SLV_1	Combination	Max	20.1	5.8
SP2-1	SLV_1	Combination	Min	-20.1	-6.0
SP2-1	SLV_2	Combination	Max	8.6	16.8
SP2-1	SLV_2	Combination	Min	-8.6	-17.0
SP1-2	SLV_1	Combination	Max	20.1	6.0
SP1-2	SLV_1	Combination	Min	-20.1	-5.7
SP1-2	SLV_2	Combination	Max	8.4	17.2
SP1-2	SLV_2	Combination	Min	-8.4	-16.9
SP2-2	SLV_1	Combination	Max	20.1	5.8
SP2-2	SLV_1	Combination	Min	-20.1	-6.0
SP2-2	SLV_2	Combination	Max	8.4	16.8
SP2-2	SLV_2	Combination	Min	-8.4	-17.0

	ESCURSIONE GIUNTI (SLV)	
	LONG (mm)	TRASV (mm)
SPA-SPB	±210	±190

7. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Nel presente capitolo si riportano le verifiche degli elementi strutturali di cui si sono descritte le caratteristiche statiche e di sollecitazione nei capitoli precedenti. I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti nelle NTC18 cap. 4.2, 4.3 e relative istruzioni. Si rileva una perfetta coincidenza con quanto contenuto in Eurocodice, attraverso l'applicazione del relativo N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2). Nel prosieguo si farà riferimento puntuale a quest'ultimo testo, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative. Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

S.L.U.

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di “local buckling”)
flange induced buckling

S.L.E.

limitazione delle tensioni
“web breathing”

Fatica

verifica dell'ampiezza dei $\square\square$

I medesimi S.L. verranno esaminati, con le medesime modalità generali, per la verifica della connessione trave-soletta. Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma “Ponti EC4” per tutte le sezioni miste acciaio-clt che costituiscono le travi principali del viadotto. Nel seguito vengono espone in dettaglio le modalità operative attraverso il commento della reportistica delle sezioni più significative prese a campione.

7.1. DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI STRUTTURALI

Per la distribuzione delle sezioni strutturali si fa riferimento ai paragrafi dell'analisi strutturale, mentre nel seguente prospetto si riepilogano le denominazioni delle sezioni utilizzate dal software Ponti EC4 in correlazione con la numerazione delle aste dei modelli di calcolo.

Ponti EC4 per ciascuna asta delle travi principali di impalcato crea una sezione di verifica corrispondente all'output station del frame nel modello seguendo i seguenti parametri:

- Trave interna o trave esterna (filo 000, T1 – filo 201, T2)
- Numero elemento frame considerato (numero “frame” del modello di calcolo)
- Output Station considerato (“I” = inizio elemento, “M” = mezzera elemento, “F” = fine elemento)

Quindi per l'elemento j-esimo (“frame” appartenente alla trave Tn-esima) verranno riportate le verifiche per le sezioni resistenti TnNji, TnNjm e TnNjf. Di seguito si riporta uno specchio riepilogativo dell'associazione fra aste di modello, sezioni metalliche resistenti e la denominazione delle sezioni di verifica utilizzata dal software Ponti EC4.

SEZIONE DI VERIFICA	CONCIO METALLICO DI ANALISI	ASTE MODELLO
T1N001I-T1N004F	001	1-4
T1N005I-T1N008F	002	5-8
T1N009I-T1N012F	003	9-12
T1N013I-T1N016F	004	13-16
T1N017I-T1N020F	005	17-20
T1N021I-T1N024F	006	21-24
T1N025I-T1N027F	007	25-27
T1N028I-T1N031F	008	28-31

Tabella 7.1 Tabella di riferimento sezioni di verifica – conci metallici di analisi – frame modello – TRAVE 1

SEZIONE DI VERIFICA	CONCIO METALLICO DI ANALISI	ASTE MODELLO
T2N1I-T2N4F	001	201-204
T2N5I-T2N8F	002	205-208
T2N9I-T2N12F	003	209-212
T2N13I-T2N16F	004	213-216
T2N17I-T2N20F	005	217-220
T2N21I-T2N24F	006	221-224
T2N25I-T2N27F	007	225-227
T2N28I-T2N31F	008	228-231

Tabella 7.2 Tabella di riferimento sezioni di verifica – conci metallici di analisi – frame modello – TRAVE 2

7.2. TRAVI LONGITUDINALI – VERIFICHE SLU

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

- **Preclassificazione della sezione**

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti.

- **Analisi plastica**

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

- **Classificazione effettiva della sezione**

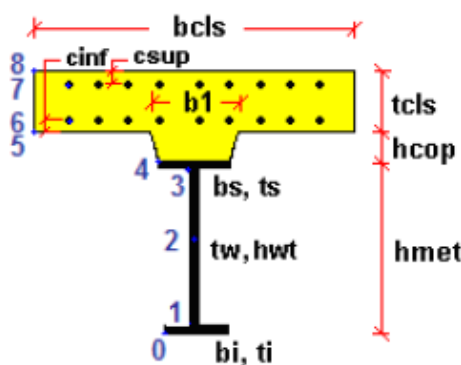
Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti).

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

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta \geq 1$,; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

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

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico $\eta \geq 1$, effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e. Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

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

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

Per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione ϕ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributi resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

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

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

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3-4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico in luogo di quello plastico, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulti interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio. In considerazione di queste ipotesi cautelative le verifiche di interazione si intendono soddisfatte anche se dovessero eccedere l'unità di qualche punto percentuale.

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

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

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

Per sezioni in classe 3-4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base delle tensioni cumulate nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \sum \sigma_{x,i} |$).

A seguire si riporta lo sviluppo delle verifiche nelle sezioni più significative, tramite le singole tabelle prodotte dalla procedura Ponti EC4. Per tutte le altre sezioni si indicheranno in forma grafica e tabellare i coefficienti di utilizzo.

7.2.1. VERIFICA DELLE SEZIONI

Il programma effettua sistematicamente il gruppo di verifiche per le quattro condizioni fondamentali M_{max} , M_{min} , V_{max} e V_{min} , sulla base delle sollecitazioni di progetto S.L.U. esportate direttamente, nell'ambito di ciascuna "fase", dal modello agli elementi finiti. Negli allegati di calcolo su supporto elettronico si riportano per esteso le verifiche allo SLU per tutte le sezioni dei diversi conci. Nelle pagine seguenti si riportano invece in forma grafica i risultati principali e in forma tabellare l'output sintetico delle verifiche del programma Ponti EC4, contenente, per ciascuna sezione e per ciascuna condizione esaminata, i seguenti risultati, rispettivamente scaturiti dall'analisi a lungo termine (LT) e dall'analisi a breve termine (ST):

- classificazione della sezione in fase 1
- classificazione della sezione in fase finale
- $\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$ rapporto di sfruttamento plastico per tensioni normali (solo classe 1 e 2)
- $\eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$ rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$ rapporto di sfruttamento a taglio
- $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ rapporto di sfruttamento plastico a taglio
- V/M/N rapporto di sfruttamento per azione combinata M/N/V

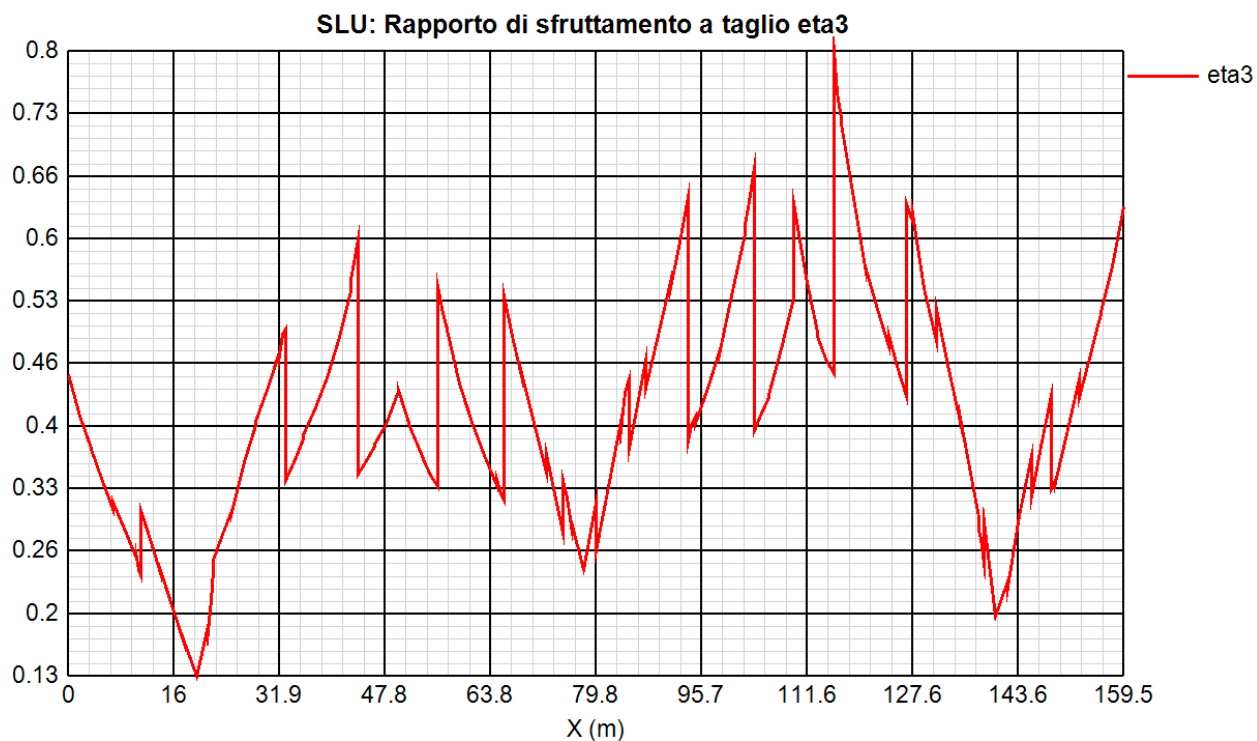
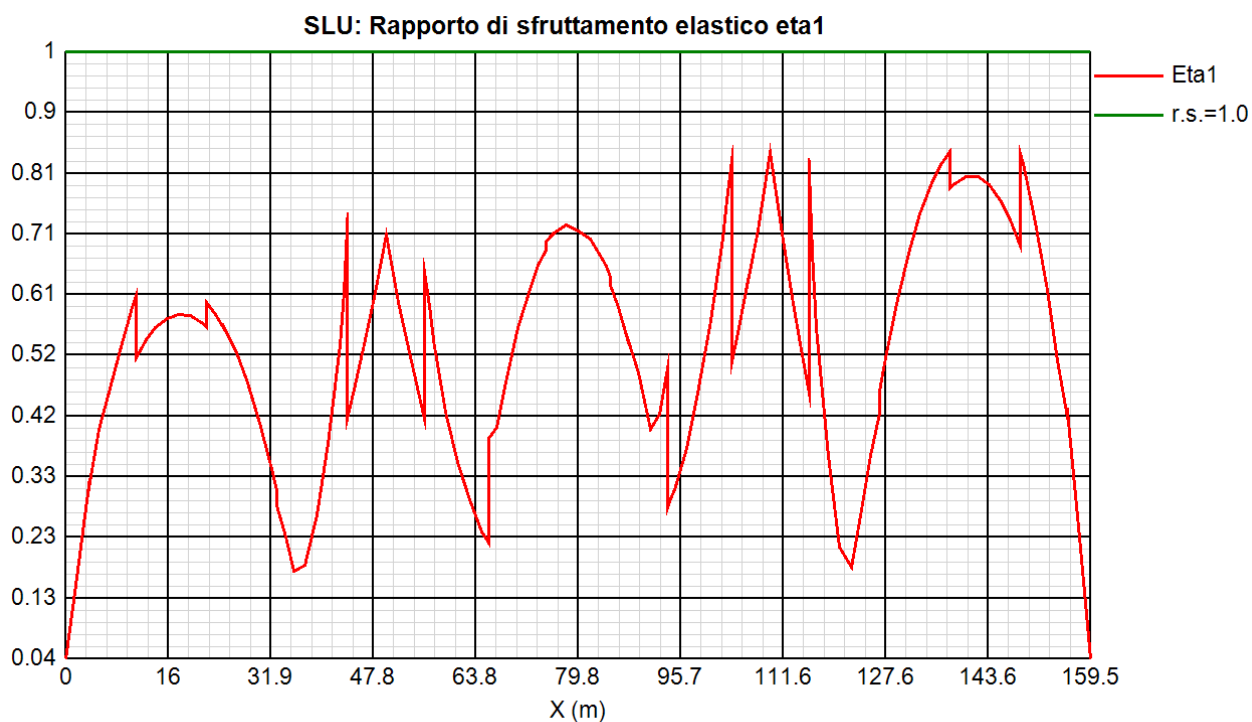
Si evidenzia che sia l'analisi plastica sia l'analisi elastica vengono effettuate sistematicamente dal programma, indipendentemente dalla classificazione della sezione. Pertanto, nell'ambito dell'esposizione dei vari rapporti di sfruttamento, verranno indicati tra parentesi:

- il rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali, quando riferito a sezioni di classe 1-2 (valore non significativo)
- Il rapporto di sfruttamento plastico per tensioni normali, quando riferito a sezioni di classe 3-4 (verifica plastica non applicabile)

Si riportano sinteticamente di seguito i valori di riferimento per le verifiche di resistenza (vedi par. 3 per i valori completi):

- Travi principali (S355J0): $sp \leq 4 \text{ cm}$ $f_{yd} = 33.8 \text{ kN/cm}^2$
 $sp > 4 \text{ cm}$ $f_{yd} = 31.9 \text{ kN/cm}^2$
- Piastre metalliche (S355J0): $f_{yd} = 33.8 \text{ kN/cm}^2$
- Soletta (C32/40): $f_{cd} = 1.88 \text{ kN/cm}^2$
- Barre di armatura (B450C): $f_{yd} = 39.1 \text{ kN/cm}^2$

FILO 000

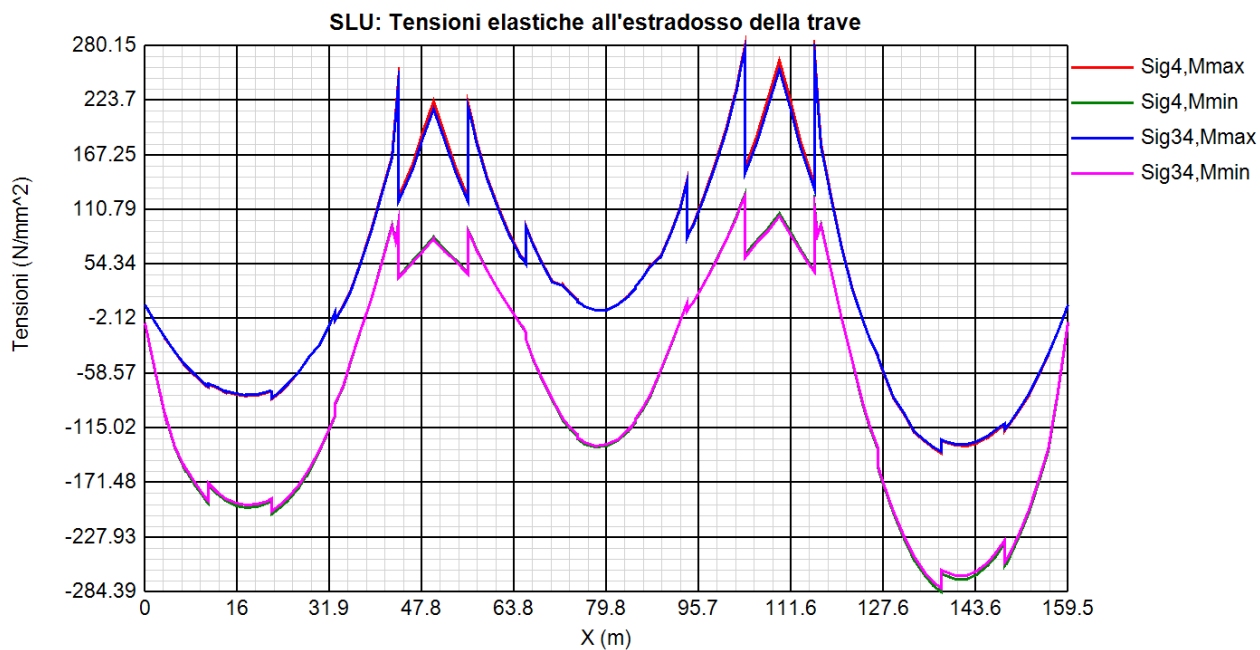
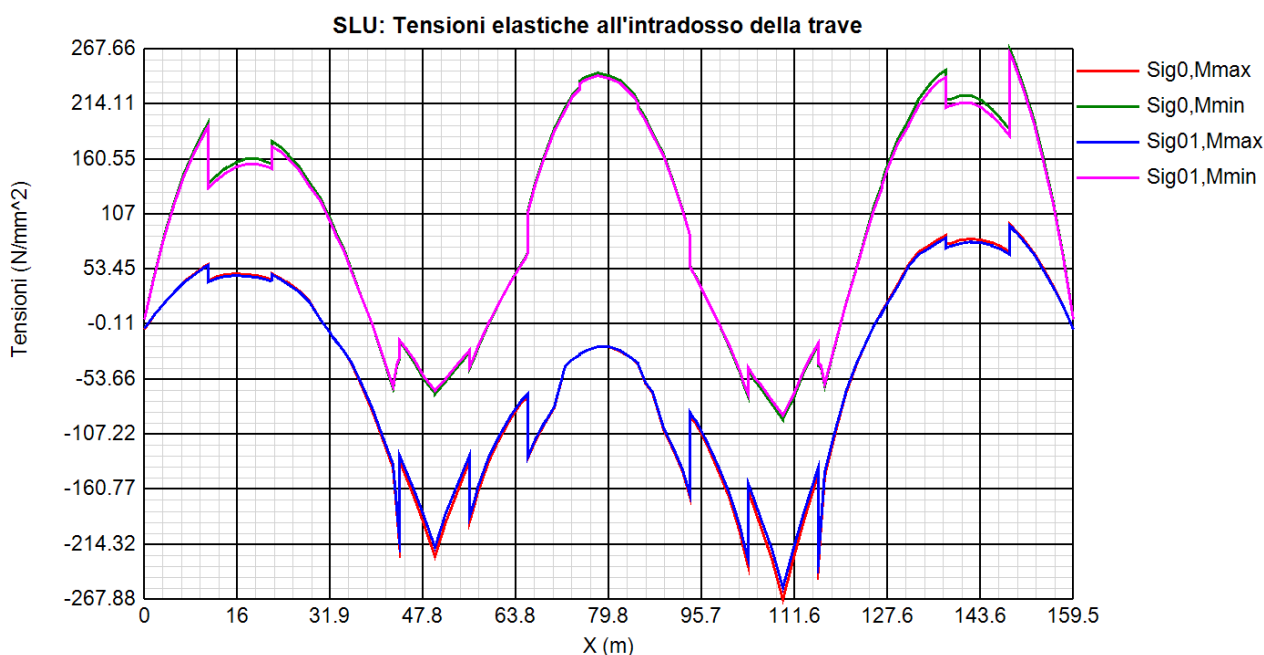
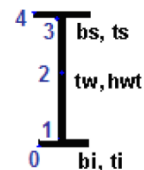


PROGETTAZIONE ATI:

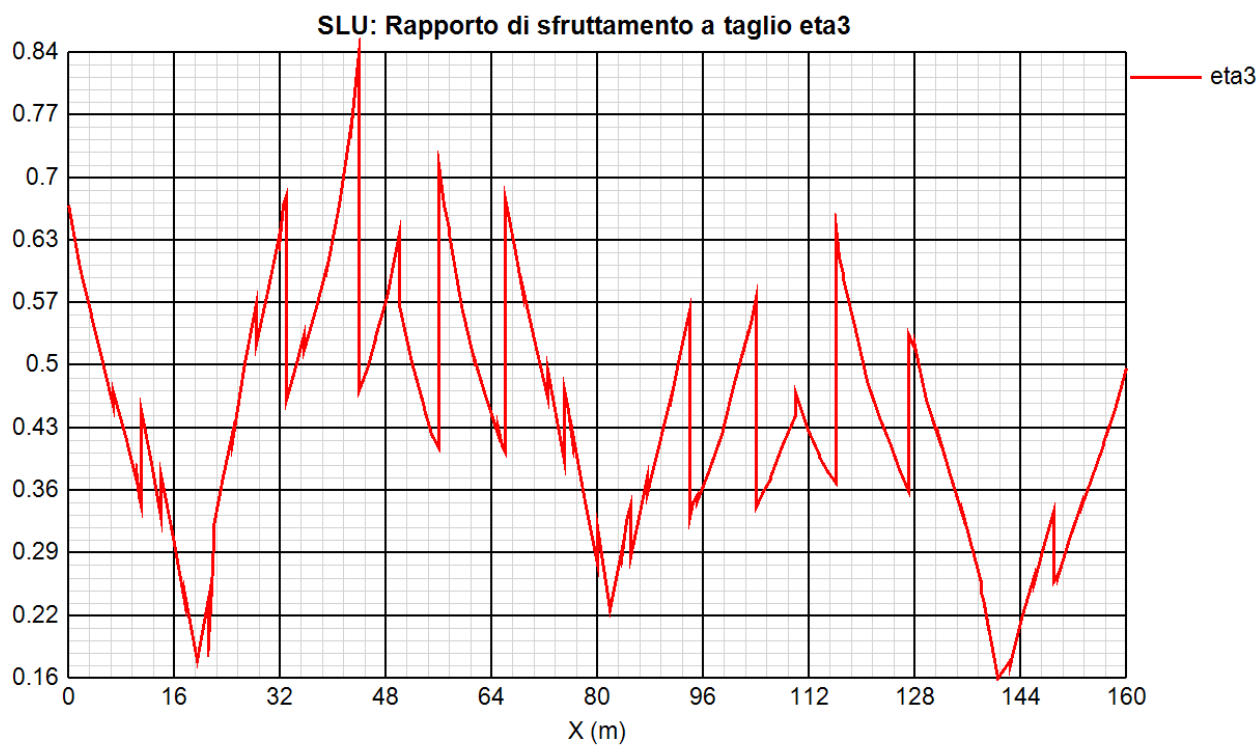
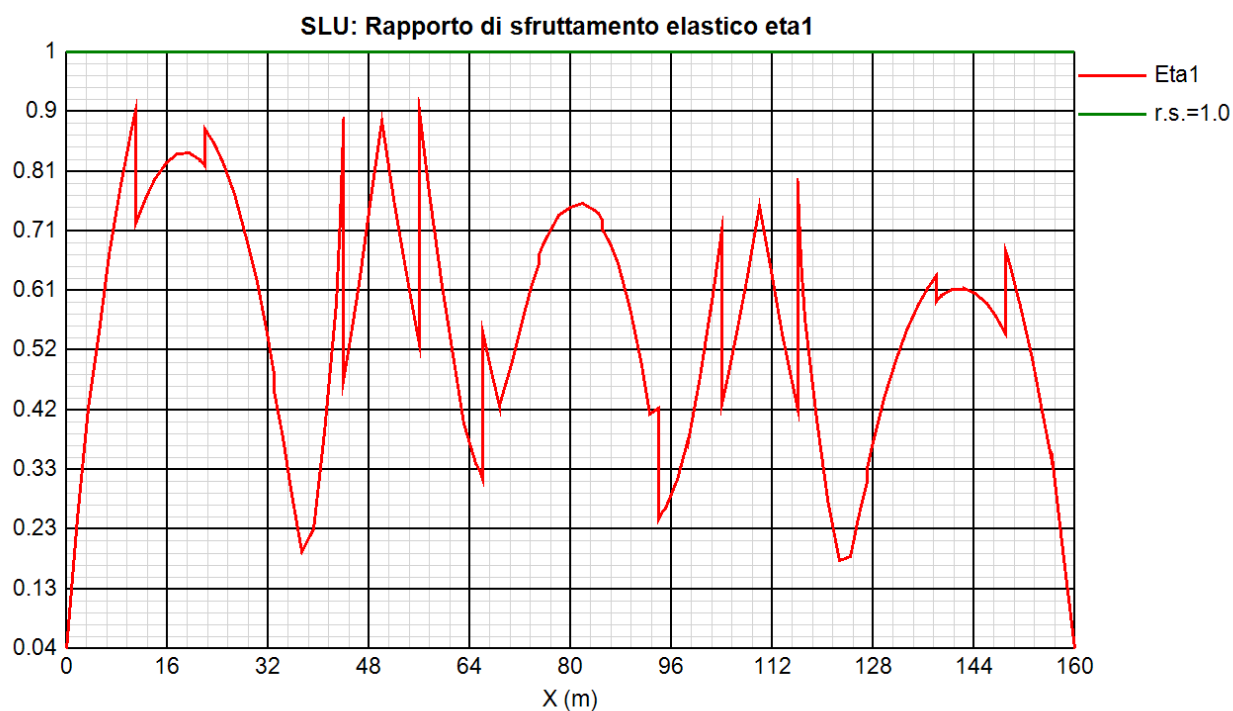
Grafici delle tensioni allo SLU

Sig0, Sig01 = tensioni intradosso elemento (punti 0 e 1 della figura)

Sig4, Sig34 = tensioni estradosso elemento (punti 4 e 3 della figura)



FILO 200

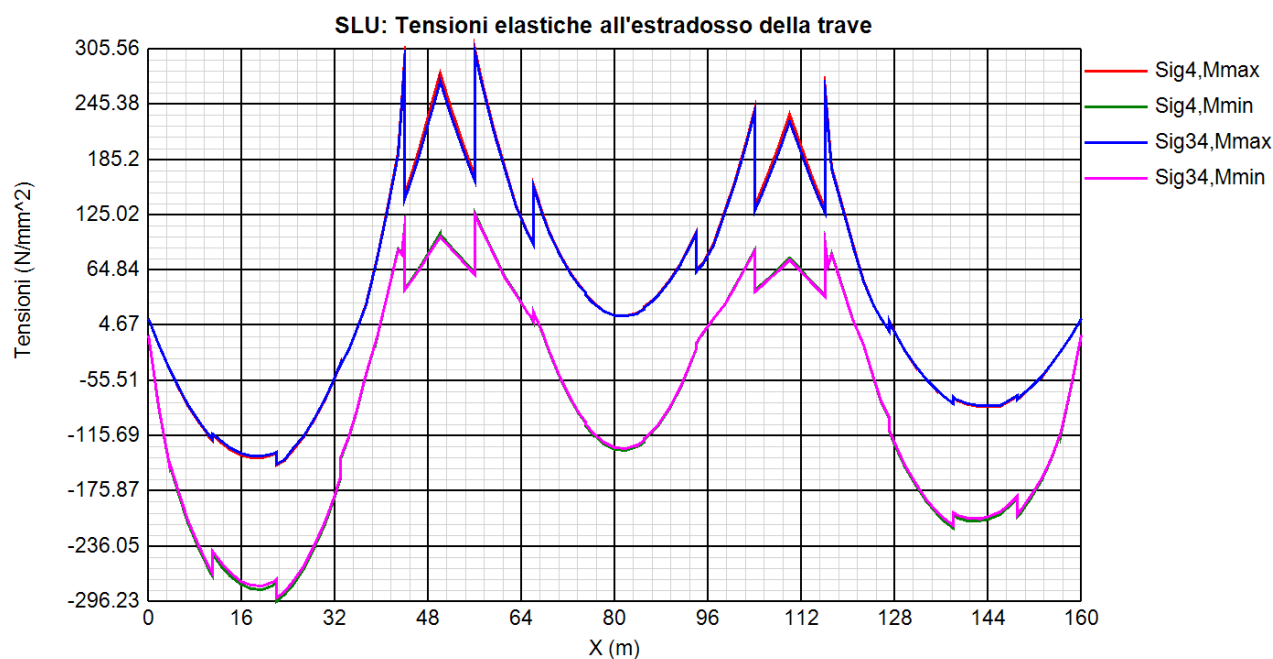
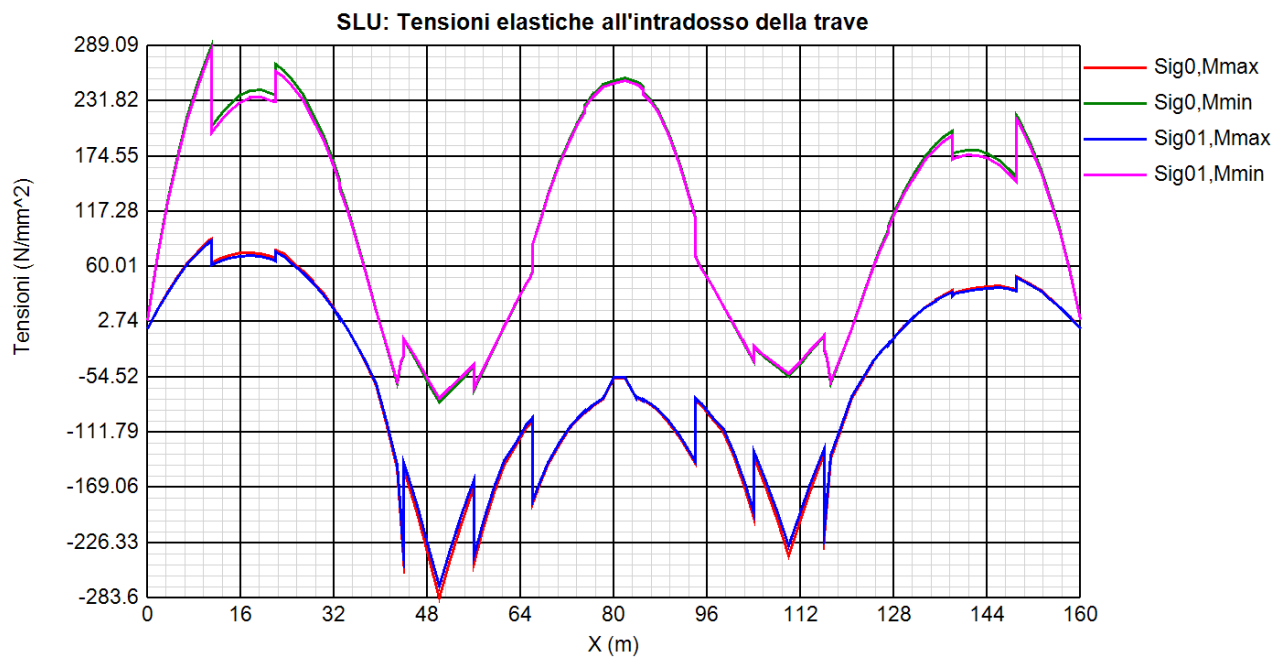
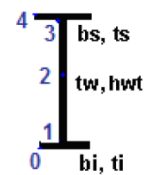


PROGETTAZIONE ATI:

Grafici delle tensioni allo SLU

Sig0, Sig01 = tensioni intradosso elemento (punti 0 e 1 della figura)

Sig4, Sig34 = tensioni estradosso elemento (punti 4 e 3 della figura)



PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano infine di seguito, a titolo puramente illustrativo, alcune delle verifiche estese per le sezioni resistenti più significative delle travi principali; per le verifiche estese di tutte le aste in tutte le condizioni di carico si rimanda, per ovvie esigenze di contenimento della dimensione del presente documento, agli allegati di calcolo alla presente relazione disponibili su supporto informatico.

FILO 000

Sezione T1N043I T1N043I

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x65 mm
Anima	25x2595 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3563 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x20 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 300x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.716E+	3.22E+	3.22E+	3.22E+	4.96E+	2.172E+
z _G (mm)	1028.8	1874.38	1874.38	1874.38	2216.67	1403.51
J _y (mm ⁴)	2.051E+1	4.687E+1	4.687E+1	4.687E+1	5.771E+1	3.203E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.993E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.603E+	-2.282E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.128E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.682E+	-2.393E+
W _{y,3} (mm ³)	1.257E+	5.966E+	5.966E+	5.966E+	1.302E+	2.549E+
W _{y,4} (mm ³)	1.227E+	5.677E+	5.677E+	5.677E+	1.194E+	2.47E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	4.57E+	4.57E+	4.57E+	8.445E+	2.14E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	4.278E+	4.278E+	4.278E+	7.66E+	2.045E+
S _{y,1} (mm ³)	7.448E+	1.377E+	1.377E+	1.377E+	1.633E+	1.025E+
S _{y,2} (mm ³)	8.609E+	1.786E+	1.786E+	1.786E+	2.211E+	1.249E+
S _{y,3} (mm ³)	5.284E+	1.709E+	1.709E+	1.709E+	2.187E+	1.051E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	1.451E+	1.451E+	1.451E+	2.039E+	6.43E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione è riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Componenti	$N_{pl}(N)$	$z_N(mm)$	$z_{max}(mm)$	$z_{min}(mm)$
Strato di calcestruzzo superiore	1.05E+	2935.7	297	2901.5
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.56E+	281	2898.4	2731.5
Strato di calcestruzzo inferiore	-2.41E+	2729.2	2728.4	273
Strato di armatura superiore	8.913E+	290	2901.5	2898.4
Strato di armatura inferiore	8.913E+	273	2731.5	2728.4
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	1.082E+	268	270	266
Anima della trave di acciaio	2.193E+	1362.	266	6
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.385E+	32.	6	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.103E+			
Trazione ultima per la sezione completa	7.443E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-8.836E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	5.249E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.688	0.814	1	0
Flangia inferiore	8.654	0.838	3	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	103.8	0.814	0.609	-0.939	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	103.8	0.814	0	-0.206	1
Compressione semplice (N)	103.8	0.814	1	1	4

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)

Sollecitazioni (Comb. Mmax)

Fase	$N(N)$	$V(N)$	$M(Nm)$	$T(Nm)$
	0E+0	3.12E+	1.72E+	0E+0
2	0E+0	1.45E+	8.31E+	0E+0
2	0E+0	1.78E+	7.3E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.16E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.47E+	2.48E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.37E+	
3	-6.1E+	1.91E+	1.54E+	0E+0
Total	-1.17E+	6.73E+	4.12E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmax)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	103.	2337.8	0.8	-1.1	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					
Analisi plastica: NON APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale	Flessione semplice	Interazione N/M
$N_{Ed}(N)$	$M_{Ed}(Nm)$	$N_{Ed}(N)$
$N_{Rd}(N)$	$M_{Rd}(Nm)$	$M_{Ed}(Nm)$
		$M_{Rd}(Nm)$
N_{Ed}/N_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}

VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

PROGETTAZIONE ATI:

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		1.		2.										
σ_7		18.	38.	-22.	34.			72.	-7.	11.	17.	69.	153.	0.39
σ_6		15.	34.	-22.	30.			64.	-7.	10.	12.	61.	136.	0.34
σ_5		0.		2.										
σ_4	140.	14.	33.	-22.	29.			203.	-7.	1.	11.	59.	273.	0.80
σ_3	136.	13.	32.	-22.	28.			19.	-7.	9.	10.	57.	265.	0.78
σ_2				-22.					-7.		-1.	-2.	-2.	0.00
σ_1	-80.	-32.	-34.	-23.	-30.			-146.	-	-10.	-58.	-67.	-223.	0.70
σ_0	-86.	-33.	-36.	-23.	-3.			-154.	-	-10.	-60.	-70.	-23.	0.7

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.808 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 4.03 N/mm²

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.77 N/mm²

La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 8.03 N/mm²

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 6.73 N/mm²

La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.491 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 1.001E+7 \text{ N}$

Essendo:

$$a/h_w = 1.373, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.898E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 15.194, \quad K_\tau = 11.569$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd} = 1.001E+7 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.828, \quad \lambda_w = 1.003, \quad \tau_{cr} = 204, \quad C = 1046$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,eq} = 6.746E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = 6.021E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.12$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.52E+7 \text{ N}$

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 1.001E+7 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.672, \quad (= \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.672, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.808$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + (1 - M_{f,Rd}/M_{Rd})(2\eta_3 - 1)^2 = 0.845 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	2.31E+	1.27E+	0E+0
2	0E+0	9.06E+	3.24E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

3	0E+0	-6.47E+	-2.48E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.37E+	
3	6.1E+	4.68E+	-7.18E+	0E+0
Total	4.36E+	3.62E+	8.7E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	103.	1388.3	0.5	-3.0	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
$N_{Ed}(N)$	4.358E+6	$M_{Ed}(Nm)$	8.7E+6	$N_{Ed}(N)$	4.358E+6
$N_{Rd}(N)$	7.443E+7	$M_{Rd}(Nm)$	8.541E+7	$M_{Ed}(Nm)$	8.7E+6
				$M_{Rd}(Nm)$	8.237E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.059	M_{Ed}/M_{Rd}	0.102	M_{Ed}/M_{Rd}	0.106

VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		0.							-		-1.		-1.	0.08
σ_7		7.	15.					15.	7.	-11.	-7.	-30.	7.	0.01
σ_6		5.	13.					13.	7.	-10.	-5.	-26.	8.	0.02
σ_5		0.							-		-0.		-1.	0.06
σ_4	103.	5.	13.					11.	7.	-1.	-4.	-26.	112.	0.33
σ_3	101.	5.	12.					114.	7.	-9.	-4.	-25.	11.	0.32
σ_2									7.		1.	2.	8.	0.02
σ_1	-59.	-12.	-13.					-73.		10.	2.	32.	-36.	0.11
σ_0	-63.	-1.	-14.					-78.		10.	28.	34.	-40.	0.12

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.332 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.46 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.36 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -1.81 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -1.43 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.491 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd}=1.001E+7$ N

Essendo:

$$a/h_w=1.373, \quad \eta=1.2, \quad I_{sl}=1.898E+8(mm^4), \quad K_{\tau sl}=15.194, \quad K_\tau=11.569$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=1.001E+7 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w=0.828, \quad \lambda_w=1.003, \quad \tau_{cr}=204, \quad C=1046$$

$$M_{Ed}=M_{Ed,eq}=1.34E+8 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=6.757E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.983$$

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.52E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 1.001E+7$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.362, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.362, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.332$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed} / M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	3.12E+	1.72E+	0E+0
2	0E+0	1.45E+	8.31E+	0E+0
2	0E+0	1.78E+	7.3E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.16E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.47E+	2.48E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.37E+	
3	6.1E+	3.24E+	4.97E+	0E+0
Total	-1.05E+	8.05E+	3.07E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z_{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	103.	2265.6	0.8	-1.3	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-1.047E+7	M _{Ed} (Nm)	3.073E+7	N _{Ed} (N)	-1.047E+7
N _{Rd} (N)	-1.103E+8	M _{Rd} (Nm)	8.541E+7	M _{Ed} (Nm)	3.073E+7
				M _{Rd} (Nm)	8.814E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.095	M _{Ed} /M _{Rd}	0.36	M _{Ed} /M _{Rd}	0.349
VERIFICA NON SIGNIFICATIVA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		1.		2.							1.			
σ_7		18.	38.	-22.	34.			72.	-7.	11.	7.	2	110.	0.28
σ_6		15.	34.	-22.	30.			64.	-7.	10.	5.	23.	98.	0.25
σ_5		0.		2.							0.			
σ_4	140.	14.	33.	-22.	29.			203.	-7.	1	5.	22.	236.	0.69
σ_3	136.	13.	32.	-22.	28.			19	-7.	9.		22.	230.	0.68
σ_2				-22.					-7.		1.	2.	2.	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

σ_1	-80.	-32.	-34.	-23.	-30.			-146.	-	-10.	-17.	-1	-174.	0.54
σ_0	-86.	-33.	-36.	-23.	-3			-154.	-	-10.	-17.	-1	-184.	0.57

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.699 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 4.03 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.77 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 6.24 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 5.64 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.491 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd}=1.012E+7$ N

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.373, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.898E+8(\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 15.194, \quad K_\tau = 11.569 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 1.001E+7 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 1.098E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.828, \quad \lambda_w = 1.003, \quad \tau_{cr} = 204, \quad C = 1046 \\ M_{Ed} &= M_{Ed,eq} = 5.838E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = 6.078E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.96 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd}=1.52E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=1.012E+7$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.796, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.805, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.699 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1 \\ \text{NON C'E' INTERAZIONE}$$

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmin)

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	2.31E+	1.27E+	0E+0
2	0E+0	9.06E+	3.24E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.47E+	-2.48E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.37E+	
3	-6.1E+	-3.72E+	2.03E+	0E+0
Total	3.14E+	2.78E+	1.79E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmin)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	103.	1460.5	0.5	-1.5	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

PROGETTAZIONE ATI:

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	3.137E+6	M _{Ed} (Nm)	1.792E+7	N _{Ed} (N)	3.137E+6
N _{Rd} (N)	7.443E+7	M _{Rd} (Nm)	8.541E+7	M _{Ed} (Nm)	1.792E+7
				M _{Rd} (Nm)	8.333E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.042	M _{Ed} /M _{Rd}	0.21	M _{Ed} /M _{Rd}	0.215
VERIFICA NON SIGNIFICATIVA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈		0.							-		0.		-0.	0.01
σ ₇		7.	15.					15.	7.	-11.	1.	6.	15.	0.0
σ ₆		5.	13.					13.	7.	-10.	0.	5.	1	0.03
σ ₅		0.							-		0.		-0.	0.02
σ ₄	103.	5.	13.					11	7.	-1	0.	5.	117.	0.34
σ ₃	101.	5.	12.					114.	7.	-9.	0.	5.	114.	0.33
σ ₂									7.		-1.	-2.	6.	0.01
σ ₁	-59.	-12.	-13.					-73.		10.	-8.	-11.	-73.	0.2
σ ₀	-63.	-1	-14.					-78.		10.	-	-11.	-7	0.24

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.347 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.46 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.36 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.28 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.51 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=103.8 > 31/\eta * \varepsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.491 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=1.001E+7 N**

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.373, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.898E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 15.194, \quad K_\tau = 11.569 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 1.001E+7 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.828, \quad \lambda_w = 1.003, \quad \tau_{cr} = 204, \quad C = 1046 \\ M_{Ed} &= M_{Ed,eq} = 1.403E+8 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = 6.703E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 2.093 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=1.52E+7 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=1.001E+7 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.278, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.278, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.347 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1 \\ \text{NON C'E' INTERAZIONE}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione T1N050F T1N050F

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x35 mm
Piattabanda inferiore	1150x65 mm
Anima	20x2600 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3564 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.548E+	2.823E+	2.823E+	2.823E+	4.564E+	1.775E+
z _G (mm)	959.73	1811.14	1811.14	1811.14	2207.2	1197.76
J _y (mm ⁴)	1.852E+1	4.342E+1	4.342E+1	4.342E+1	5.512E+1	2.537E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.93E+	-2.397E+	-2.397E+	-2.397E+	-2.497E+	-2.118E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.07E+	-2.486E+	-2.486E+	-2.486E+	-2.573E+	-2.24E+
W _{y,3} (mm ³)	1.086E+	5.085E+	5.085E+	5.085E+	1.204E+	1.729E+
W _{y,4} (mm ³)	1.064E+	4.884E+	4.884E+	4.884E+	1.119E+	1.689E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.725E+	4.725E+	4.725E+	1.054E+	1.656E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.725E+	4.725E+	4.725E+	1.054E+	1.656E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.987E+	3.987E+	3.987E+	7.957E+	1.491E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.746E+	3.746E+	3.746E+	7.227E+	1.432E+
S _{y,1} (mm ³)	6.931E+	1.33E+	1.33E+	1.33E+	1.626E+	8.71E+
S _{y,2} (mm ³)	7.732E+	1.634E+	1.634E+	1.634E+	2.085E+	9.994E+
S _{y,3} (mm ³)	4.824E+	1.562E+	1.562E+	1.562E+	2.064E+	7.841E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	1.318E+	1.318E+	1.318E+	1.931E+	3.683E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	4.456E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	4.456E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	9.467E+	2682.	270	266

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Anima della trave di acciaio	1.758E+	136	266	6
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.385E+	32.	6	
Compressione ultima per la sezione completa	-9.615E+			
Trazione ultima per la sezione completa	5.981E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-7.857E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	4.223E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	11.14	0.814	1	0
Flangia inferiore	8.692	0.838	3	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	130	0.814	0.344	-1.295	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	130	0.814	0	-0.214	1
Compressione semplice (N)	130	0.814	1	1	4

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)

Sollecitazioni (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	2.67E+	-1.53E+	0E+0
2	0E+0	1.17E+	-5.71E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.52E+	-1.1E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.41E+	
3	4.41E+	2.39E+	5.16E+	0E+0
Total	4.19E+	5.58E+	-1.46E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmax)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	13	2697.3	-0.0	-0.5	
Piattabanda superiore	11.1				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	4.189E+6	M_{Ed} (Nm)	-1.459E+7	N_{Ed} (N)	4.189E+6
N_{Rd} (N)	5.981E+7	M_{Rd} (Nm)	-9.372E+7	M_{Ed} (Nm)	-1.459E+7
				M_{Rd} (Nm)	-9.168E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.07	M_{Ed}/M_{Rd}	0.156	M_{Ed}/M_{Rd}	0.159
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		-0.						-0.	-0.		1.		-0.	0.00
σ_7		-14.	-38.					-14.	9.	-7.	7.	37.		0.00
σ_6		-12.	-34.					-12.	9.	-6.	5.	33.	3.	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

σ_5		-0.						-0.	-0.		0.		-0.	0.0
σ_4	-144.	-11.	-33.					-155.	9.	-6.	5.	3	-140.	0.41
σ_3	-141.	-11.	-3					-152.	9.	-6.	5.	32.	-13	0.40
σ_2									8.			2.	9.	0.02
σ_1	74.	2	25.					97.	3.	4.	-19.	-20.	81.	0.25
σ_0	79.	23.	2					103.		5.	-19.	-21.	86.	0.27

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.417 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.92 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.73 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.17 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.43 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=130 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.299 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=7.689E+6$ N**

Essendo:

$a/h_w=1.371$, $\eta=1.2$, $I_{sl}=9.309E+7(\text{mm}^4)$, $K_{\tau sl}=14.738$, $K_\tau=11.507$
contributo anima: $V_{bw,Rd}=6.388E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd}=1.301E+6$ N
 $\chi_w=0.659$, $\lambda_w=1.259$, $\tau_{cr}=129.4$, $C=1084.4$
 $M_{Ed}=-1.459E+7$ Nm, $M_{f,Rd}=-6.755E+7$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=0.216$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=1.218E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=7.689E+6$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.073, \quad (= \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.087, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.159$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	3.6E+	-2.07E+	0E+0
2	0E+0	1E+	-1.02E+	0E+0
2	0E+0	1.79E+	3.84E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.62E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.52E+	1.1E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.41E+	
3	-4.41E+	1.34E+	-2.78E+	0E+0
Total	-1.15E+	8.39E+	-6.38E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Anima	13	2668.2		-0.8	
Piattabanda superiore	11.1				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-1.152E+7	M _{Ed} (Nm)	-6.376E+7	N _{Ed} (N)	-1.152E+7
N _{Rd} (N)	-9.615E+7	M _{Rd} (Nm)	-9.372E+7	M _{Ed} (Nm)	-6.376E+7
				M _{Rd} (Nm)	-9.915E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.12	M _{Ed} /M _{Rd}	0.68	M _{Ed} /M _{Rd}	0.643
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈		-1.							0.		-6.		-5.	0.25
σ ₇		-25.	-68.	-35.	25.			-42.	-9.	7.	-35.	-188.	-106.	0.27
σ ₆		-21.	-61.	-3	23.			-38.	-9.	6.	-27.	-170.	-92.	0.23
σ ₅		-1.		2.					0.		-4.		-2.	0.13
σ ₄	-194.	-20.	-60.	-33.	22.			-232.	-9.	6.	-25.	-166.	-284.	0.84
σ ₃	-190.	-2	-58.	-33.	22.			-227.	-9.	6.	-2	-16	-277.	0.82
σ ₂				-2					-8.		-	-2.	-35.	0.10
σ ₁	100.	4	45.	-10.	-17.			128.	-3.	-4.	106.	121.	234.	0.73
σ ₀	107.	42.	48.	-10.	-18.			137.	-	-5.	110.	128.	246.	0.77

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.841 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.41 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.87 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -5.36 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.87 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=130 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=71.299 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=6.79E+6 N**

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.371, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 9.309E+7 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 14.738, \quad K_\tau = 11.507 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 6.388E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 4.027E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.659, \quad \lambda_w = 1.259, \quad \tau_{cr} = 129.4, \quad C = 1084.4 \\ M_{Ed} &= -6.376E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -7.594E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.84 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=1.218E+7 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=6.79E+6 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.124, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.131, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.643 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

PROGETTAZIONE ATI:

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	3.6E+	-2.07E+	0E+0
2	0E+0	1.61E+	-8.87E+	0E+0
2	0E+0	1.79E+	3.84E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.62E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.52E+	1.1E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.41E+	
3	-4.41E+	1.37E+	-1.54E+	0E+0
Total	-1.15E+	2.14E+	-5.01E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	13	2668.2		-0.6	
Piattabanda superiore	11.1				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-1.152E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.006E+7	N _{Ed} (N)	-1.152E+7
N _{Rd} (N)	-9.615E+7	M _{Rd} (Nm)	-9.372E+7	M _{Ed} (Nm)	-5.006E+7
				M _{Rd} (Nm)	-9.915E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.12	M _{Ed} /M _{Rd}	0.534	M _{Ed} /M _{Rd}	0.505
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈		-1.							0.		-3.		-2.	0.11
σ ₇		-22.	-59.	-35.	25.			-33.	-9.	7.	-20.	-105.	-87.	0.22
σ ₆		-18.	-53.	-3	23.			-30.	-9.	6.	-15.	-95.	-77.	0.19
σ ₅		-1.		2.					0.		-2.		-0.	0.03
σ ₄	-194.	-18.	-52.	-33.	22.			-224.	-9.	6.	-14.	-93.	-270.	0.
σ ₃	-190.	-17.	-51.	-33.	22.			-219.	-9.	6.	-13.	-91.	-264.	0.78
σ ₂				-2					-8.		-	-2.	-35.	0.10
σ ₁	100.	35.	39.	-10.	-17.			122.	-3.	-4.	58.	66.	180.	0.56
σ ₀	107.	3	41.	-10.	-18.			131.	-	-5.	60.	70.	191.	0.60

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.8 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.62 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.04 N/mm²
- La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.4 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.82 N/mm²

PROGETTAZIONE ATI:

La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=130 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.299 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 7.159E+6 \text{ N}$

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.371, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 9.309E+7 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 14.738, \quad K_\tau = 11.507 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 6.388E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 7.717E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.659, \quad \lambda_w = 1.259, \quad \tau_{cr} = 129.4, \quad C = 1084.4 \\ M_{Ed} &= -5.006E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -7.594E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.659 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.218E+7 \text{ N}$

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 7.159E+6 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.298, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.334, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.505 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1 \\ \text{NON C'E' INTERAZIONE}$$

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmin)

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	2.67E+	-1.53E+	0E+0
2	0E+0	5.55E+	-7.03E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.52E+	-1.1E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.41E+	
3	4.41E+	-1.35E+	-2.11E+	0E+0
Total	4.19E+	-1.09E+	-4.22E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmin)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	13	2697.3	-0.0	-1.1	
Piattabanda superiore	11.1				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	4.189E+6	M _{Ed} (Nm)	-4.217E+7	N _{Ed} (N)	4.189E+6
N _{Rd} (N)	5.981E+7	M _{Rd} (Nm)	-9.372E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.217E+7
				M _{Rd} (Nm)	-9.168E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.07	M _{Ed} /M _{Rd}	0.45	M _{Ed} /M _{Rd}	0.46

VERIFICA SODDISFATTA

PROGETTAZIONE ATI:

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		-1.						-1.	-0.		-4.		-6.	0.29
σ_7		-17.	-47.					-17.	9.	-7.	-25.	-139.	-33.	0.08
σ_6		-14.	-42.					-14.	9.	-6.	-19.	-12.	-24.	0.06
σ_5		-0.						-0.	-0.		-3.		-4.	0.21
σ_4	-144.	-14.	-41.					-158.	9.	-6.	-17.	-122.	-167.	0.49
σ_3	-141.	-13.	-40.					-155.	9.	-6.	-16.	-119.	-162.	0.4
σ_2									8.			2.	9.	0.02
σ_1	74.	28.	31.					102.	3.	4.	8.	96.	188.	0.59
σ_0	79.	29.	33.					108.		5.	85.	102.	197.	0.61

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.618 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.13 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.9 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -6.2 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -4.59 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=130 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.299 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=7.22E+6$ N**

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.371, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 9.309E+7(\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 14.738, \quad K_\tau = 11.507 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 6.388E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 8.326E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.659, \quad \lambda_w = 1.259, \quad \tau_{cr} = 129.4, \quad C = 1084.4 \\ M_{Ed} &= -4.217E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -6.755E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.624 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=1.218E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=7.22E+6$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.151, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.171, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.46 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1 \\ \text{NON C'E' INTERAZIONE}$$

FILO 200

Sezione T2N004F T2N004F

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x35 mm
Piattabanda inferiore	1200x45 mm
Anima	25x2620 mm, Inclinazione: 0
Soletta	6150x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.475E+	2.557E+	2.557E+	2.557E+	4.034E+	1.668E+
z _G (mm)	1119.16	1849.07	1849.07	1849.07	2215.39	1315.57
J _y (mm ⁴)	1.745E+1	3.608E+1	3.608E+1	3.608E+1	4.552E+1	2.238E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.559E+	-1.951E+	-1.951E+	-1.951E+	-2.055E+	-1.701E+
W _{y,1} (mm ³)	-1.625E+	-2E+	-2E+	-2E+	-2.097E+	-1.761E+
W _{y,3} (mm ³)	1.129E+	4.421E+	4.421E+	4.421E+	1.013E+	1.658E+
W _{y,4} (mm ³)	1.104E+	4.24E+	4.24E+	4.24E+	9.394E+	1.616E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	4.095E+	4.095E+	4.095E+	8.846E+	1.582E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	4.095E+	4.095E+	4.095E+	8.846E+	1.582E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	3.433E+	3.433E+	3.433E+	6.65E+	1.412E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	3.218E+	3.218E+	3.218E+	6.033E+	1.353E+
S _{y,1} (mm ³)	5.922E+	9.863E+	9.863E+	9.863E+	1.184E+	6.983E+
S _{y,2} (mm ³)	7.364E+	1.393E+	1.393E+	1.393E+	1.773E+	9.001E+
S _{y,3} (mm ³)	4.377E+	1.31E+	1.31E+	1.31E+	1.748E+	6.724E+
S _{y,4} (mm ³)	2.235E-	1.077E+	1.077E+	1.077E+	1.617E+	2.897E+
I _{NE}	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	9.009E+	2935.3	297	2900.7
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.192E+	281	2899.2	2730.7
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.022E+	2729.6	2729.2	273
Strato di armatura superiore	3.78E+	290	2900.7	2899.2
Strato di armatura inferiore	3.78E+	273	2730.7	2729.2
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Flangia superiore della trave di acciaio	9.467E+	2682.	270	266
Anima della trave di acciaio	2.215E+	135	266	4
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.723E+	22.	4	
Compressione ultima per la sezione completa	-8.723E+			
Trazione ultima per la sezione completa	5.64E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-6.509E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	3.426E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	11.07	0.814	1	0
Flangia inferiore	13.05	0.838	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	104.8	0.814	0.495	-1.062	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	104.8	0.814	0	-0.207	1
Compressione semplice (N)	104.8	0.814	1	1	4

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)

Sollecitazioni (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	7.27E+	-1.37E+	0E+0
2	0E+0	2.52E+	-5.29E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.47E+	-2.97E+	0E+0
Term.Is	3.78E+		2.4E+	
3	-2.96E+	-3.45E+	5.06E+	0E+0
Total	3.48E+	6.99E+	-1.19E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmax)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	104.	2687.1	-0.0	-0.7	
Piattabanda superiore	11.0				
Piattabanda inferiore	13.0				
classe della sezione					

Analisi plastica: APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	3.48E+6	M _{Ed} (Nm)	-1.186E+7	N _{Ed} (N)	3.48E+6
N _{Rd} (N)	5.64E+7	M _{Rd} (Nm)	-8.149E+7	M _{Ed} (Nm)	-1.186E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.986E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.062	M _{Ed} /M _{Rd}	0.145	M _{Ed} /M _{Rd}	0.148
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8			-					-	-0.		1.		-0.	0.01
σ_7		-15.	-37.					-15.	12.	-2.	6.	34.		0.0

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

σ_6		-12.	-33.					-12.	11.	-1.		30.	3.	0.0
σ_5		-0.						-0.	-0.		0.		-0.	0.03
σ_4	-124.	-12.	-32.					-136.	11.	-1.	4.	29.	-120.	0.35
σ_3	-121.	-1.	-31.					-133.	11.	-1.	4.	28.	-117.	0.34
σ_2									9.		-0.	-1.	8.	0.02
σ_1	84.	26.	30.					110.	-0.	1.	-24.	-30.	85.	0.26
σ_0	8	27.	31.					115.	-0.	1.	-25.	-31.	88.	0.27

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.357 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.99 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -0.78 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.26 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.66 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 104.8 > 31/\eta \cdot \epsilon_w \cdot (K_\tau)^{0.5} = 68.763 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 1.031E+7 \text{ N}$

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.374, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.059E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 9.721, \quad K_\tau = 10.703 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 9.626E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 6.876E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.789, \quad \lambda_w = 1.052, \quad \tau_{cr} = 185.2, \quad C = 977 \\ M_{Ed} &= -1.186E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -4.943E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.24 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.534E+7 \text{ N}$

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 1.031E+7 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.068, \quad (= \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.073, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.148 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1 \\ \text{NON C'E' INTERAZIONE}$$

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.82E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	4.54E+	-8.78E+	0E+0
2	0E+0	-1.78E+	1.47E+	0E+0
Rit.Is	-7.32E+		-7.33E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.47E+	2.97E+	0E+0
Term.Is	-3.78E+		-2.4E+	
3	2.96E+	1.48E+	-2.51E+	0E+0
Total	-1.08E+	2.67E+	-6.04E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	104.	2528.0	0.0	-1.0	
Piattabanda superiore	11.0				
Piattabanda inferiore	13.0				
classe della sezione					
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	-1.08E+7	M_{Ed} (Nm)	-6.039E+7	N_{Ed} (N)	-1.08E+7
N_{Rd} (N)	-8.723E+7	M_{Rd} (Nm)	-8.149E+7	M_{Ed} (Nm)	-6.039E+7
				M_{Rd} (Nm)	-8.625E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.124	M_{Ed}/M_{Rd}	0.741	M_{Ed}/M_{Rd}	0.7
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		-1.		2.					0.		-6.		-5.	0.26
σ_7		-25.	-62.	-45.	10.			-51.	-12.	2.	-37.	-176.	-120.	0.30
σ_6		-21.	-55.	-42.	9.			-46.	-11.	1.	-27.	-157.	-103.	0.26
σ_5		-1.		2.					0.		-4.		-2.	0.12
σ_4	-167.	-20.	-54.	-42.	9.			-21.	-11.	1.	-2.	-153.	-268.	0.79
σ_3	-164.	-19.	-5.	-41.	8.			-208.	-11.	1.	-24.	-149.	-261.	0.77
σ_2				-28.					-9.		0.	1.	-37.	0.1
σ_1	11.	43.	49.	0.	-8.			155.	0.	-1.	120.	144.	279.	0.87
σ_0	118.	4.	51.	1.	-8.			161.	0.	-1.	12.	149.	289.	0.90

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.906 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.5 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.08 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -5.56 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.68 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=104.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 68.763 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 9.626E+6$ N

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.374, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.059E+8 (mm^4), \quad K_{\tau sl} = 9.721, \quad K_\tau = 10.703 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 9.626E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.789, \quad \lambda_w = 1.052, \quad \tau_{cr} = 185.2, \quad C = 977 \\ M_{Ed} &= -6.039E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = -5.701E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.059 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.534E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 9.626E+6$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.278, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_1 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.278, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.7 \end{aligned}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	9.82E+	-1.85E+	0E+0
2	0E+0	4.54E+	-8.78E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.47E+	-2.97E+	0E+0
Term.Is	3.78E+		2.4E+	
3	2.96E+	1.84E+	-2.11E+	0E+0
Total	4.07E+	3.34E+	-4.63E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	104.	2688.2	-0.0	-1.3	
Piattabanda superiore	11.0				
Piattabanda inferiore	13.0				
classe della sezione					
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	4.071E+6	M _{Ed} (Nm)	-4.631E+7	N _{Ed} (N)	4.071E+6
N _{Rd} (N)	5.64E+7	M _{Rd} (Nm)	-8.149E+7	M _{Ed} (Nm)	-4.631E+7
				M _{Rd} (Nm)	-7.958E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.072	M _{Ed} /M _{Rd}	0.568	M _{Ed} /M _{Rd}	0.582
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		-1.						-1.	-0.		-5.		-7.	0.36
σ_7		-25.	-62.					-25.	12.	-2.	-3.	-147.	-44.	0.11
σ_6		-21.	-55.					-21.	11.	-1.	-23.	-131.	-32.	0.08
σ_5		-1.						-1.	-0.		-3.		-5.	0.26
σ_4	-167.	-20.	-54.					-188.	11.	-1.	-21.	-128.	-198.	0.58
σ_3	-164.	-19.	-5.					-18.	11.	-1.	-20.	-125.	-192.	0.5
σ_2									9.		0.	1.	10.	0.0
σ_1	11.	43.	49.					157.	-0.	1.	101.	121.	258.	0.81
σ_0	118.	4.	51.					163.	-0.	1.	103.	125.	266.	0.83

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.835 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.64 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = -1.29 N/mm²
- La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Non fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -7.63 N/mm²

PROGETTAZIONE ATI:

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -5.67 N/mm^2
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$h_w/t_w=104.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=68.763$ Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 9.706E+6 \text{ N}$

Essendo:

$$a/h_w=1.374, \quad \eta=1.2, \quad I_{sl}=1.059E+8(\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl}=9.721, \quad K_{\tau}=10.703$$

contributo anima: $V_{bw,Rd} = 9.626E+6 \text{ N}$, contributo flange: $V_{bf,Rd} = 8.025E+4 \text{ N}$

$$\chi_w = 0.789, \quad \lambda_{sw} = 1.052, \quad \tau_{cr} = 185.2, \quad C = 977$$

$$M_{Ed} = -4.631E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -4.909E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.943$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.534E+7 \text{ N}$

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 9.706E+6 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.344, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0.347, \quad \eta_1 = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.582$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$\eta_3 < 0.5$, $M_{Ed} / M_{f,Rd} < 1$
NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. V_{min})

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	$N\ (N)$	$V\ (N)$	$M\ (Nm)$	$T\ (Nm)$
	0E+0	7.27E+	-1.37E+	0E+0
2	0E+0	2.52E+	-5.29E+	0E+0
2	0E+0	-1.78E+	1.47E+	0E+0
Rit.Is	-7.32E+		-7.33E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.47E+	2.97E+	0E+0
Term.Is	-3.78E+		-2.4E+	
3	-2.96E+	-3.45E+	5.06E+	0E+0
Total	-1.14E+	3.92E+	-2.19E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmin)

	c/t	$z_{pl} (mm)$	α	ψ	Classe
Anima	104.	2493.0	0.0	-0.6	
Piattabanda superiore	11.0				
Piattabanda inferiore	13.0				
classe della sezione					
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	-1.139E+7	M _{Ed} (Nm)	-2.191E+7	N _{Ed} (N)	-1.139E+7
N _{Rd} (N)	-8.723E+7	M _{Rd} (Nm)	-8.149E+7	M _{Ed} (Nm)	-2.191E+7
				M _{Rd} (Nm)	-8.643E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.131	M _{Ed} /M _{Rd}	0.269	M _{Ed} /M _{Rd}	0.253
VERIFICA SODDISFATTA					

PROGETTAZIONE ATI:

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		-		2.					0.		1.			
σ_7		-15.	-37.	-45.	10.			-27.	-12.	2.	6.	34.	9.	0.02
σ_6		-12.	-33.	-42.	9.			-24.	-11.	1.		30.	7.	0.0
σ_5		-0.		2.					0.		0.			
σ_4	-124.	-12.	-32.	-42.	9.			-14.	-11.	1.	4.	29.	-116.	0.34
σ_3	-121.	-1.	-31.	-41.	8.			-144.	-11.	1.	4.	28.	-114.	0.33
σ_2				-28.					-9.		-0.	-1.	-1.	0.00
σ_1	84.	26.	30.	0.	-8.			106.	0.	-1.	-24.	-30.	7.	0.23
σ_0	8.	27.	31.	1.	-8.			110.	0.	-1.	-25.	-31.	77.	0.24

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.345 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.15 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 1.59 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 2.88 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 3.07 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 104.8 > 31/\eta \cdot \epsilon_w \cdot (K_\tau)^{0.5} = 68.763 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 1.025E+7$ N

Essendo:

$$\begin{aligned} a/h_w &= 1.374, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.059E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 9.721, \quad K_\tau = 10.703 \\ \text{contributo anima: } V_{bw,Rd} &= 9.626E+6 \text{ N}, \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 6.229E+5 \text{ N} \\ \chi_w &= 0.789, \quad \lambda_w = 1.052, \quad \tau_{cr} = 185.2, \quad C = 977 \\ M_{Ed} &= -2.191E+7 \text{ Nm}, \quad M_{f,Rd} = -5.731E+7 \text{ Nm}, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.382 \end{aligned}$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.534E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 1.025E+7$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\begin{aligned} \eta_3 &= V_{Ed}/V_{Rd} = 0.038, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA}) \\ \eta_3 &= V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.041, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.253 \end{aligned}$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} < 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Sezione T2N016F T2N016F

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x65 mm

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Anima	25x2595 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 100 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 30/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x20 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 300x25 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.716E+	3.22E+	3.22E+	3.22E+	4.96E+	2.172E+
z _G (mm)	1028.8	1874.38	1874.38	1874.38	2216.67	1403.51
J _y (mm ⁴)	2.051E+1	4.687E+1	4.687E+1	4.687E+1	5.771E+1	3.203E+1
W _{y,0} (mm ³)	-1.993E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.501E+	-2.603E+	-2.282E+
W _{y,1} (mm ³)	-2.128E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.59E+	-2.682E+	-2.393E+
W _{y,3} (mm ³)	1.257E+	5.966E+	5.966E+	5.966E+	1.302E+	2.549E+
W _{y,4} (mm ³)	1.227E+	5.677E+	5.677E+	5.677E+	1.194E+	2.47E+
W _{y,5} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,6} (mm ³)	1E+30	5.478E+	5.478E+	5.478E+	1.124E+	2.414E+
W _{y,7} (mm ³)	1E+30	4.57E+	4.57E+	4.57E+	8.445E+	2.14E+
W _{y,8} (mm ³)	1E+30	4.278E+	4.278E+	4.278E+	7.66E+	2.045E+
S _{y,1} (mm ³)	7.448E+	1.377E+	1.377E+	1.377E+	1.633E+	1.025E+
S _{y,2} (mm ³)	8.609E+	1.786E+	1.786E+	1.786E+	2.211E+	1.249E+
S _{y,3} (mm ³)	5.284E+	1.709E+	1.709E+	1.709E+	2.187E+	1.051E+
S _{y,4} (mm ³)	0E+0	1.451E+	1.451E+	1.451E+	2.039E+	6.43E+
n _E	1E+30	16.	16.	16.	6.2	1E+30

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.05E+	2935.7	297	2901.5
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.56E+	281	2898.4	2731.5
Strato di calcestruzzo inferiore	-2.41E+	2729.2	2728.4	273
Strato di armatura superiore	8.913E+	290	2901.5	2898.4
Strato di armatura inferiore	8.913E+	273	2731.5	2728.4
Raccordo in cls	0E+0	271	273	270
Flangia superiore della trave di acciaio	1.082E+	268	270	266
Anima della trave di acciaio	2.193E+	1362.	266	6
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.385E+	32.	6	
Compressione ultima per la sezione completa	-1.103E+			
Trazione ultima per la sezione completa	7.443E+			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-8.836E+			
Trazione ultima per la sezione senza anima	5.249E+			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre	Flessione semplice con fibre

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

			tese superiori (M+)	tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.688	0.814	1	0
Flangia inferiore	8.654	0.838	3	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	103.8	0.814	0.609	-0.939	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	103.8	0.814	0	-0.206	1
Compressione semplice (N)	103.8	0.814	1	1	4

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)

Sollecitazioni (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	-3.16E+	1.78E+	0E+0
2	0E+0	-1.35E+	7.46E+	0E+0
2	0E+0	-1.83E+	7.82E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.16E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.67E+	2.59E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.37E+	
3	6.34E+	-2.44E+	1.83E+	0E+0
Total	-1.04E+	-7.21E+	4.45E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmax)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	103.	2264.2	0.8	-1.2	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					
Analisi plastica: NON APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale	Flessione semplice	Interazione N/M
N_{Ed} (N)	M_{Ed} (Nm)	N_{Ed} (N)
N_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nm)	M_{Ed} (Nm)
		M_{Rd} (Nm)
N_{Ed}/N_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}
0.095	0.521	0.505
VERIFICA NON SIGNIFICATIVA		

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		1.		2.										
σ_7		16.	34.	-21.	36.			71.	-7.	12.	22.	88.	171.	0.43
σ_6		13.	30.	-21.	32.			63.	-7.	10.	17.	78.	152.	0.3
σ_5		0.		2.							2.			
σ_4	145.	13.	30.	-21.	31.			207.	-7.	10.	16.	7	294.	0.87
σ_3	14	12.	29.	-21.	30.			201.	-7.	10.	15.	74.	286.	0.84
σ_2				-22.					-7.		1.	2.	2.	0.00
σ_1	-83.	-28.	-31.	-25.	-32.			-147.	-8.	-10.	-66.	-73.	-232.	0.72
σ_0	-89.	-29.	-32.	-25.	-34.			-156.	-8.	-11.	-6	-77.	-245.	0.76

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.872 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.99 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.74 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 9.01 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 7.52 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling
 $h_w/t_w=103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.251$ Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd}=9.974E+6$ N

Essendo:

$a/h_w=1.387$, $\eta=1.2$, $I_{sl}=1.898E+8(mm^4)$, $K_{\tau sl}=14.883$, $K_\tau=11.492$
 contributo anima: $V_{bw,Rd}=9.974E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd}=0E+00$ N
 $\chi_w=0.825$, $\lambda_w=1.006$, $\tau_{cr}=202.6$, $C=1056.9$
 $M_{Ed}=M_{Ed,eq}=7.28E+7$ Nm, $M_{f,Rd}=6.08E+7$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.198$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd}=1.52E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd}=\min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd})=9.974E+6$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.722, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.722, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.872$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + (1 - M_{f,Rd}/M_{Rd})(2\eta_3 - 1)^2 = 0.933 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmin)

Sollecitazioni (Comb. Mmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	-2.34E+	1.32E+	0E+0
2	0E+0	-8.57E+	2.72E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.67E+	-2.59E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.37E+	
3	-6.34E+	-7.2E+	-9.58E+	0E+0
Total	3.11E+	-3.85E+	6.14E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Mmin)

	c/t	$z_{pl}(mm)$	α	ψ	Classe
Anima	103.	1461.9	0.5	-3.6	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmin)

Azione assiale	Flessione semplice	Interazione N/M

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

N_{Ed} (N)	3.114E+6	M_{Ed} (Nm)	6.145E+6	N_{Ed} (N)	3.114E+6
N_{Rd} (N)	7.443E+7	M_{Rd} (Nm)	8.541E+7	M_{Ed} (Nm)	6.145E+6
				M_{Rd} (Nm)	8.335E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.042	M_{Ed}/M_{Rd}	0.072	M_{Ed}/M_{Rd}	0.074
VERIFICA NON SIGNIFICATIVA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorde (Comb. Mmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		0.							-		-2.		-2.	0.13
σ_7			12.					12.	7.	-12.	-12.	-47.	0.	0.00
σ_6			11.					11.	7.	-10.	-9.	-42.	2.	0.00
σ_5		0.							-		-1.		-2.	0.10
σ_4	107.	4.	1					118.	7.	-10.	-9.	-41.	110.	0.32
σ_3	105.	4.	10.					115.	7.	-10.	-8.	-40.	108.	0.32
σ_2									7.		-1.	-2.	6.	0.01
σ_1	-62.	-10.	-11.					-73.	8.	10.	34.	37.	-29.	0.09
σ_0	-66.	-10.	-11.					-78.	8.	11.	35.	39.	-33.	0.10

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.327 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.38 N/mm²

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.3 N/mm²

La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.81 N/mm²

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -2.25 N/mm²

La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.251 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd} = 9.974E+6$ N

Essendo:

$$a/h_w = 1.387, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.898E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 14.883, \quad K_\tau = 11.492$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd} = 9.974E+6 \text{ N, contributo flange: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.825, \quad \lambda_w = 1.006, \quad \tau_{cr} = 202.6, \quad C = 1056.9$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,eq} = 1.32E+8 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = 6.702E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.97$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.52E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 9.974E+6$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.386, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.386, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.327$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmax)

Sollecitazioni (Comb. Vmax)

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	-2.34E+	1.32E+	0E+0
2	0E+0	-8.57E+	2.72E+	0E+0
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
Rit.Is	0E+0		0E+0	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	6.67E+	-2.59E+	0E+0
Term.Is	3.75E+		2.37E+	
3	-6.34E+	7.95E+	-4.91E+	0E+0
Total	3.11E+	-2.34E+	1.52E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmax)

	c/t	z _{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	103.	1461.9	0.5	-1.8	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N _{Ed} (N)	3.114E+6	M _{Ed} (Nm)	1.524E+7	N _{Ed} (N)	3.114E+6
N _{Rd} (N)	7.443E+7	M _{Rd} (Nm)	8.541E+7	M _{Ed} (Nm)	1.524E+7
				M _{Rd} (Nm)	8.335E+7
N _{Ed} /N _{Rd}	0.042	M _{Ed} /M _{Rd}	0.178	M _{Ed} /M _{Rd}	0.183

VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η ₁
σ ₈		0.							-		-0.		-0.	0.04
σ ₇			12.					12.	7.	-12.	-1.	-5.	11.	0.02
σ ₆			11.					11.	7.	-10.	-1.	-	10.	0.02
σ ₅		0.							-		-0.		-0.	0.04
σ ₄	107.	4.	1					118.	7.	-10.	-1.	-4.	118.	0.3
σ ₃	105.	4.	10.					115.	7.	-10.	-1.	-4.	115.	0.34
σ ₂									7.		-1.	-2.	6.	0.01
σ ₁	-62.	-10.	-11.					-73.	8.	10.	0.	-0.	-63.	0.
σ ₀	-66.	-10.	-11.					-78.	8.	11.	0.	-0.	-68.	0.21

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.35 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.38 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0.3 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.91 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = -0.95 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Non fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 103.8 > 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5} = 71.251 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd} = 9.974E+6 N**

PROGETTAZIONE ATI:

Essendo:

$a/h_w = 1.387$, $\eta = 1.2$, $I_{sl} = 1.898E+8 (mm^4)$, $K_{\tau sl} = 14.883$, $K_{\tau} = 11.492$
contributo anima: $V_{bw,Rd} = 9.974E+6$ N, contributo flange: $V_{bf,Rd} = 0E+00$ N
 $\chi_w = 0.825$, $\lambda_w = 1.006$, $\tau_{cr} = 202.6$, $C = 1056.9$
 $M_{Ed} = M_{Ed,eq} = 1.411E+8$ Nm, $M_{f,Rd} = 6.702E+7$ Nm, $M_{Ed}/M_{f,Rd} = 2.106$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd} = 1.52E+7$ N

Resistenza a taglio: $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 9.974E+6$ N

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.234, \quad (= \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.234, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.35$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Vmin)

Sollecitazioni (Comb. Vmin)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
	0E+0	-3.16E+	1.78E+	0E+0
2	0E+0	-1.35E+	7.46E+	0E+0
2	0E+0	-1.83E+	7.82E+	0E+0
Rit.Is	-7.33E+		-7.16E+	
2	0E+0	0E+0	0E+0	0E+0
3	0E+0	-6.67E+	2.59E+	0E+0
Term.Is	-3.75E+		-2.37E+	
3	6.34E+	-3.61E+	7.88E+	0E+0
Total	-1.04E+	-8.37E+	3.41E+	0E+0

Pressoflessione - Analisi plastica

Classificazione della sezione (Comb. Vmin)

	c/t	$z_{pl} (mm)$	α	ψ	Classe
Anima	103.	2264.2	0.8	-1.	
Piattabanda superiore	9.6				
Piattabanda inferiore	8.6				
classe della sezione					

Analisi plastica: NON APPLICABILE

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Vmin)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
$N_{Ed} (N)$	-1.045E+7	$M_{Ed} (Nm)$	3.406E+7	$N_{Ed} (N)$	-1.045E+7
$N_{Rd} (N)$	-1.103E+8	$M_{Rd} (Nm)$	8.541E+7	$M_{Ed} (Nm)$	3.406E+7
				$M_{Rd} (Nm)$	8.815E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.095	M_{Ed}/M_{Rd}	0.399	M_{Ed}/M_{Rd}	0.386

VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Vmin)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8		1.		2.							1.			
σ_7		16.	34.	-21.	36.			71.	-7.	12.	10.	39.	123.	0.31

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

σ_6		13.	30.	-21.	32.			63.	-7.	10.	8.	35.	109.	0.2
σ_5		0.		2.							1.			
σ_4	145.	13.	30.	-21.	31.			207.	-7.	10.	7.	34.	252.	0.74
σ_3	14	12.	29.	-21.	30.			201.	-7.	10.	7.	33.	245.	0.72
σ_2				-22.					-7.		1.	2.	2.	0.00
σ_1	-83.	-28.	-31.	-25.	-32.			-147.	-8.	-10.	-28.	-3	-188.	0.59
σ_0	-89.	-29.	-32.	-25.	-34.			-156.	-8.	-11.	-2	-31.	-199.	0.62

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.747 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.99 N/mm²

2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 3.74 N/mm²

La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)

3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 6.83 N/mm²

4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 6.04 N/mm²

La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessita' di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w = 103.8 > 31/\eta \cdot \epsilon_w \cdot (K_\tau)^{0.5} = 71.251 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd} = 9.974E+6$ N**

Essendo:

$$a/h_w = 1.387, \quad \eta = 1.2, \quad I_{sl} = 1.898E+8 (\text{mm}^4), \quad K_{\tau sl} = 14.883, \quad K_\tau = 11.492$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd} = 9.974E+6 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd} = 0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w = 0.825, \quad \lambda_w = 1.006, \quad \tau_{cr} = 202.6, \quad C = 1056.9$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,eq} = 6.239E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd} = 6.08E+7 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd} = 1.026$$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd} = 1.52E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) = 9.974E+6$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.839, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.839, \quad \eta_1 = \max(\eta_i) = 0.747$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 > 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + (1 - M_{f,Rd}/M_{Rd})(2\eta_3 - 1)^2 = 0.89 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

7.3. TRAVI LONGITUDINALI – VERIFICHE SLE

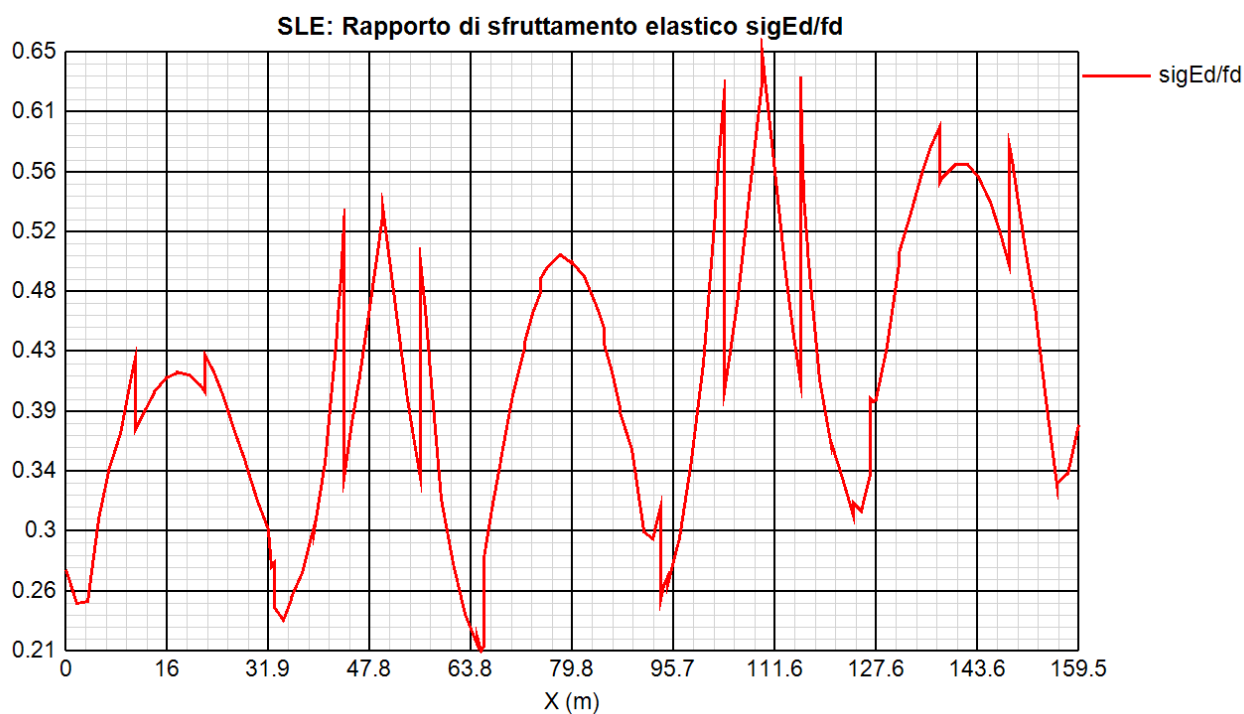
La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$. Il programma Ponti EC4 procede al calcolo del rapporto di sfruttamento dei vari componenti (acciaio, calcestruzzo e armature) delle sezioni esaminate nelle condizioni M_{max}/min e V_{max}/min .

Si riportano negli allegati su supporto elettronico le verifiche estese relative alle sezioni di interesse per i diversi conci in cui l'impalcato è diviso.

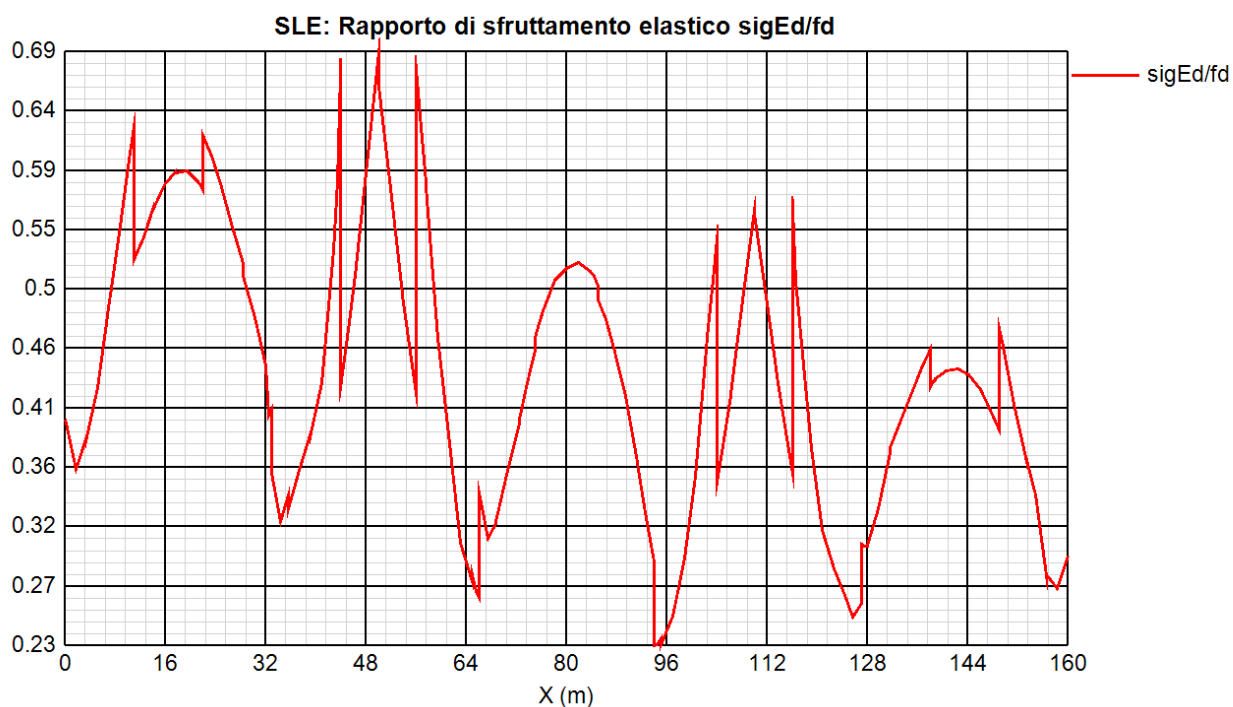
7.3.1. VERIFICA S.L.E. TENSIONALE – RIEPILOGO COEFFICIENTI DI SFRUTTAMENTO

Si riporta una rappresentazione grafica dei coefficienti massimi di sfruttamento per il caso più significativo:

FILO 000



FILO 200



PROGETTAZIONE ATI:

7.3.2. VERIFICA S.L.E. “WEB BREATHING” TENSIONALE – RIEPILOGO COEFFICIENTI DI SFRUTTAMENTO

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

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

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

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica euleriana

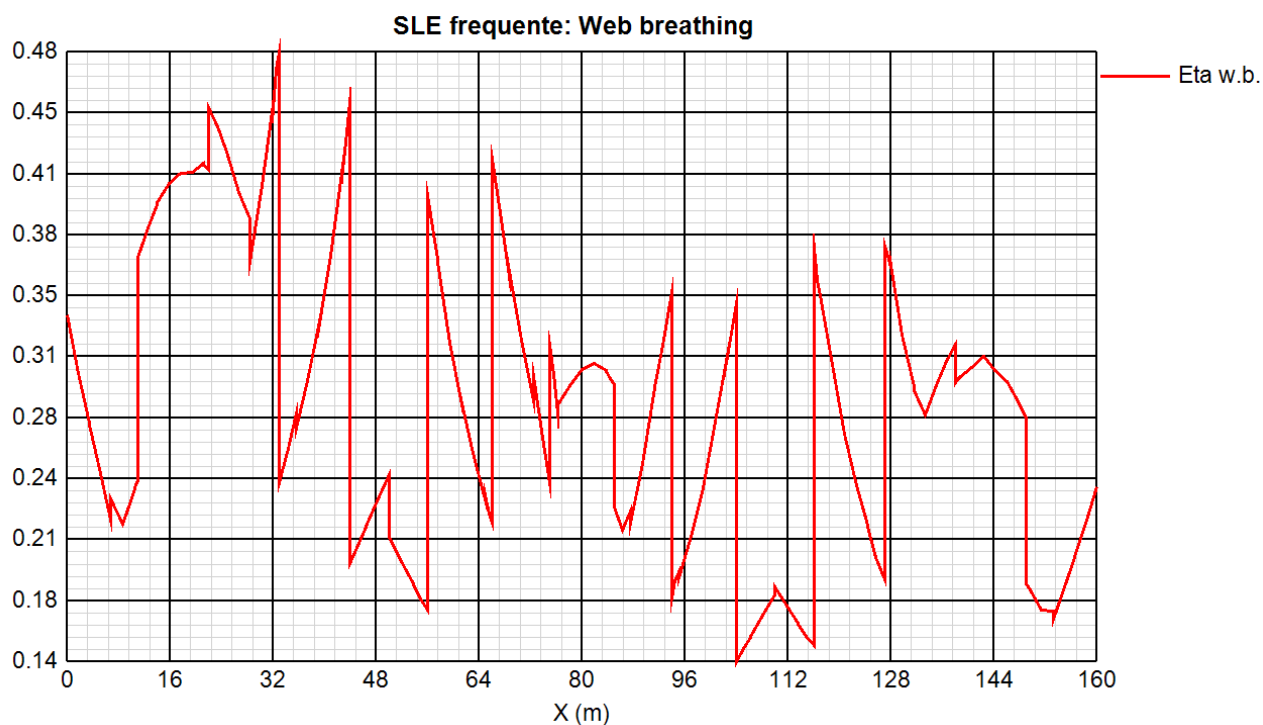
k_{σ} , k_{τ} = coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min. La tensione normale critica viene valutata a partire da quella euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente χ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

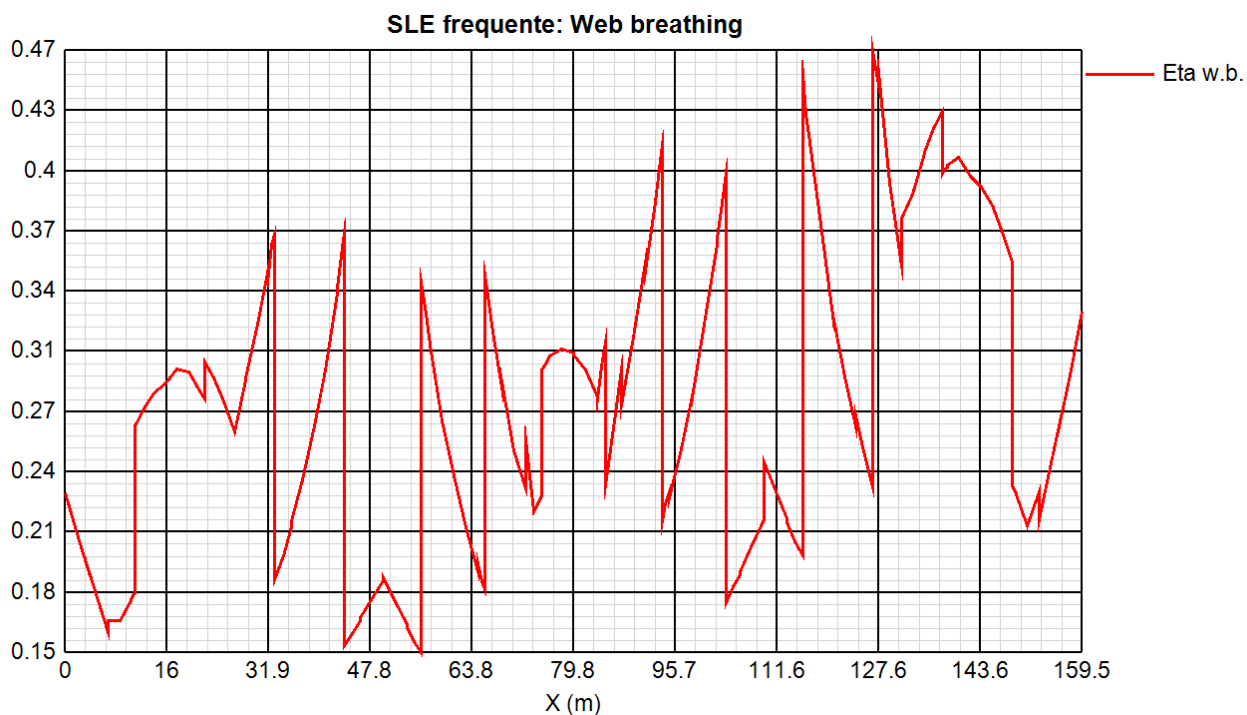
Nelle tabelle riportate in allegato su supporto informatico vengono riportati i coefficienti di sicurezza dedotti per la verifica “web breathing” di tutte le sezioni.

Come testimoniato dalla presenza di coefficienti di sicurezza inferiori a 1.1, le verifiche appaiono in tutti i casi soddisfatte. Si riportano di seguito i grafici dei coefficienti di utilizzo a “web breathing” per le travi principali indicate in precedenza.

FILO 200



FILO 000



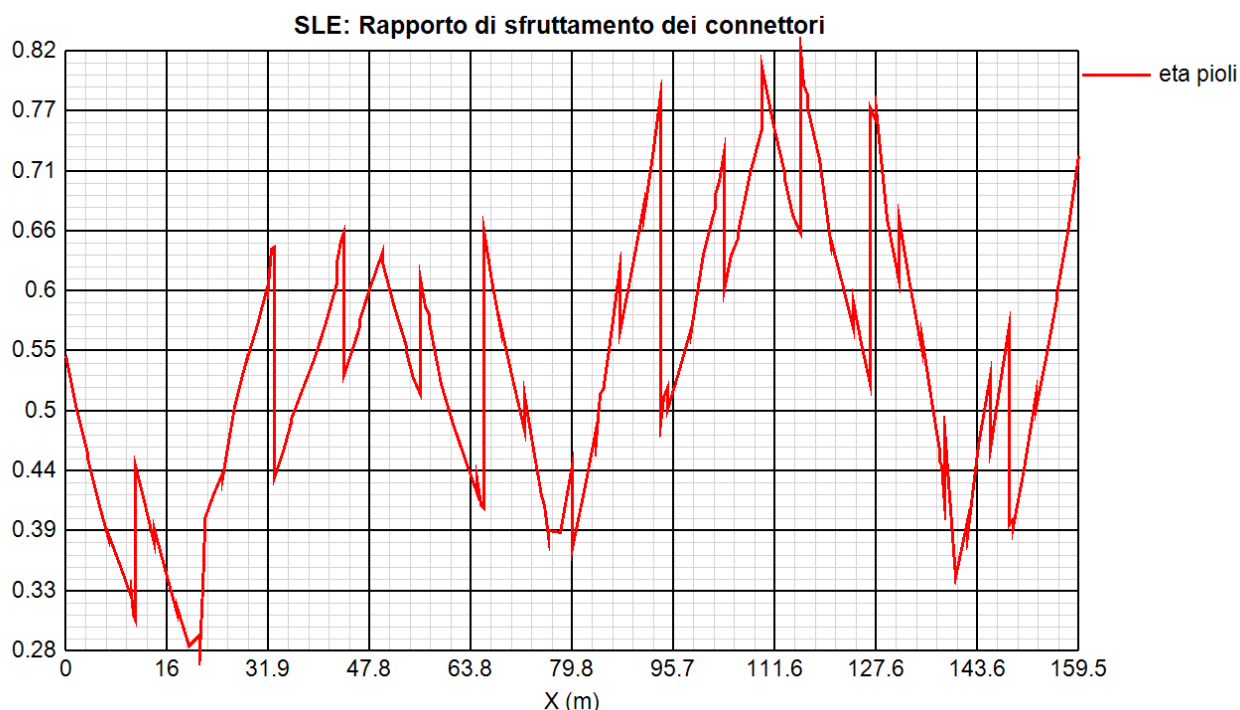
PROGETTAZIONE ATI:

7.3.3. VERIFICA DEI PIOLI ALLO SLE – RIEPILOGO COEFFICIENTI DI SFRUTTAMENTO

La Circolare applicativa del 21/01/19 al cap. C4.3.4.3.3, riporta che per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto.

Si riportano di seguito i grafici dei coefficienti di utilizzo dei connettori per le travi principali indicate in precedenza.

FILO 000



Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di utilizzo dei connettori.

X (m)	eta pioli	Sezione
0.00	0.55	T1N001I_T1N001I
1.69	0.50	T1N001M_T1N001M
3.38	0.46	T1N001F_T1N001F
3.38	0.45	T1N002I_T1N002I
5.08	0.41	T1N002M_T1N002M
6.79	0.38	T1N002F_T1N002F
6.79	0.38	T1N003I_T1N003I
8.59	0.35	T1N003M_T1N003M
10.39	0.33	T1N003F_T1N003F
10.39	0.33	T1N004I_T1N004I
10.68	0.31	T1N004M_T1N004M
10.97	0.31	T1N004F_T1N004F
10.97	0.45	T1N005I_T1N005I

PROGETTAZIONE ATI:

12.46	0.41	T1N005M_T1N005M
13.95	0.38	T1N005F_T1N005F
13.95	0.39	T1N006I_T1N006I
15.75	0.35	T1N006M_T1N006M
17.55	0.31	T1N006F_T1N006F
17.55	0.32	T1N007I_T1N007I
19.35	0.28	T1N007M_T1N007M
21.15	0.29	T1N007F_T1N007F
21.15	0.28	T1N008I_T1N008I
21.54	0.34	T1N008M_T1N008M
21.93	0.39	T1N008F_T1N008F
21.93	0.40	T1N009I_T1N009I
23.32	0.42	T1N009M_T1N009M
24.72	0.44	T1N009F_T1N009F
24.72	0.44	T1N010I_T1N010I
26.52	0.50	T1N010M_T1N010M
28.32	0.54	T1N010F_T1N010F
28.32	0.54	T1N011I_T1N011I
30.12	0.57	T1N011M_T1N011M
31.92	0.61	T1N011F_T1N011F
31.92	0.61	T1N012I_T1N012I
32.41	0.64	T1N012M_T1N012M
32.90	0.64	T1N012F_T1N012F
32.90	0.43	T1N013I_T1N013I
34.19	0.46	T1N013M_T1N013M
35.48	0.49	T1N013F_T1N013F
35.48	0.49	T1N014I_T1N014I
37.28	0.51	T1N014M_T1N014M
39.08	0.54	T1N014F_T1N014F
39.08	0.54	T1N015I_T1N015I
40.88	0.57	T1N015M_T1N015M
42.68	0.61	T1N015F_T1N015F
42.68	0.63	T1N016I_T1N016I
43.27	0.65	T1N016M_T1N016M
43.86	0.66	T1N016F_T1N016F
43.86	0.53	T1N017I_T1N017I
45.05	0.55	T1N017M_T1N017M
46.24	0.57	T1N017F_T1N017F
46.24	0.58	T1N018I_T1N018I
48.04	0.61	T1N018M_T1N018M
49.84	0.64	T1N018F_T1N018F
49.84	0.63	T1N019I_T1N019I
51.72	0.59	T1N019M_T1N019M
53.59	0.55	T1N019F_T1N019F

PROGETTAZIONE ATI:

53.59	0.55	T1N020I_T1N020I
54.71	0.53	T1N020M_T1N020M
55.83	0.51	T1N020F_T1N020F
55.83	0.62	T1N021I_T1N021I
56.57	0.59	T1N021M_T1N021M
57.31	0.58	T1N021F_T1N021F
57.31	0.58	T1N022I_T1N022I
59.18	0.52	T1N022M_T1N022M
61.06	0.48	T1N022F_T1N022F
61.06	0.48	T1N023I_T1N023I
62.93	0.45	T1N023M_T1N023M
64.81	0.42	T1N023F_T1N023F
64.81	0.43	T1N024I_T1N024I
65.30	0.41	T1N024M_T1N024M
65.79	0.41	T1N024F_T1N024F
65.79	0.66	T1N025I_T1N025I
67.16	0.61	T1N025M_T1N025M
68.53	0.57	T1N025F_T1N025F
68.53	0.57	T1N026I_T1N026I
70.40	0.52	T1N026M_T1N026M
72.28	0.48	T1N026F_T1N026F
72.28	0.51	T1N027I_T1N027I
73.52	0.47	T1N027M_T1N027M
74.76	0.42	T1N027F_T1N027F
74.76	0.42	T1N028I_T1N028I
75.38	0.41	T1N028M_T1N028M
76.00	0.38	T1N028F_T1N028F
76.00	0.39	T1N029I_T1N029I
77.87	0.39	T1N029M_T1N029M
79.75	0.45	T1N029F_T1N029F
79.75	0.37	T1N030I_T1N030I
81.63	0.42	T1N030M_T1N030M
83.50	0.48	T1N030F_T1N030F
83.50	0.47	T1N031I_T1N031I
84.12	0.51	T1N031M_T1N031M
84.74	0.52	T1N031F_T1N031F
84.74	0.52	T1N032I_T1N032I
85.98	0.57	T1N032M_T1N032M
87.22	0.63	T1N032F_T1N032F
87.22	0.57	T1N033I_T1N033I
89.10	0.62	T1N033M_T1N033M
90.97	0.68	T1N033F_T1N033F
90.97	0.67	T1N034I_T1N034I
92.34	0.73	T1N034M_T1N034M

PROGETTAZIONE ATI:

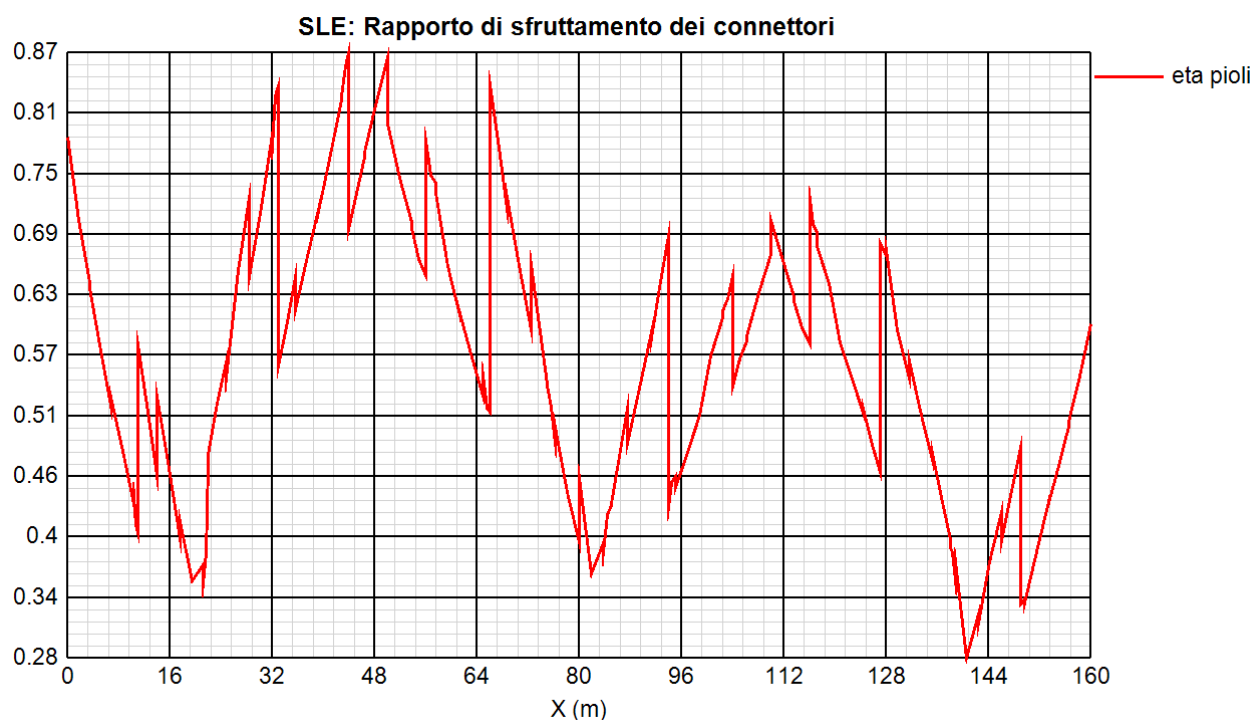
93.71	0.78	T1N034F_T1N034F
93.71	0.48	T1N035I_T1N035I
94.20	0.51	T1N035M_T1N035M
94.69	0.52	T1N035F_T1N035F
94.69	0.50	T1N036I_T1N036I
96.57	0.53	T1N036M_T1N036M
98.44	0.57	T1N036F_T1N036F
98.44	0.57	T1N037I_T1N037I
100.32	0.64	T1N037M_T1N037M
102.19	0.68	T1N037F_T1N037F
102.19	0.69	T1N038I_T1N038I
102.93	0.70	T1N038M_T1N038M
103.67	0.73	T1N038F_T1N038F
103.67	0.61	T1N039I_T1N039I
104.79	0.64	T1N039M_T1N039M
105.91	0.65	T1N039F_T1N039F
105.91	0.66	T1N040I_T1N040I
107.78	0.71	T1N040M_T1N040M
109.66	0.75	T1N040F_T1N040F
109.66	0.81	T1N041I_T1N041I
111.46	0.75	T1N041M_T1N041M
113.26	0.71	T1N041F_T1N041F
113.26	0.71	T1N042I_T1N042I
114.45	0.67	T1N042M_T1N042M
115.64	0.66	T1N042F_T1N042F
115.64	0.82	T1N043I_T1N043I
116.23	0.79	T1N043M_T1N043M
116.82	0.78	T1N043F_T1N043F
116.82	0.77	T1N044I_T1N044I
118.62	0.72	T1N044M_T1N044M
120.42	0.65	T1N044F_T1N044F
120.42	0.65	T1N045I_T1N045I
122.22	0.61	T1N045M_T1N045M
124.02	0.57	T1N045F_T1N045F
124.02	0.60	T1N046I_T1N046I
125.31	0.56	T1N046M_T1N046M
126.60	0.52	T1N046F_T1N046F
126.60	0.77	T1N047I_T1N047I
127.09	0.76	T1N047M_T1N047M
127.59	0.76	T1N047F_T1N047F
127.59	0.77	T1N048I_T1N048I
129.39	0.67	T1N048M_T1N048M
131.19	0.61	T1N048F_T1N048F
131.19	0.67	T1N049I_T1N049I

PROGETTAZIONE ATI:

132.99	0.61	T1N049M_T1N049M
134.79	0.55	T1N049F_T1N049F
134.79	0.56	T1N050I_T1N050I
136.18	0.51	T1N050M_T1N050M
137.57	0.46	T1N050F_T1N050F
137.57	0.45	T1N051I_T1N051I
137.96	0.45	T1N051M_T1N051M
138.35	0.41	T1N051F_T1N051F
138.35	0.48	T1N052I_T1N052I
140.15	0.35	T1N052M_T1N052M
141.95	0.40	T1N052F_T1N052F
141.95	0.38	T1N053I_T1N053I
143.75	0.46	T1N053M_T1N053M
145.55	0.53	T1N053F_T1N053F
145.55	0.46	T1N054I_T1N054I
147.04	0.52	T1N054M_T1N054M
148.53	0.57	T1N054F_T1N054F
148.53	0.39	T1N055I_T1N055I
148.82	0.40	T1N055M_T1N055M
149.12	0.40	T1N055F_T1N055F
149.12	0.39	T1N056I_T1N056I
150.92	0.44	T1N056M_T1N056M
152.72	0.51	T1N056F_T1N056F
152.72	0.50	T1N057I_T1N057I
154.42	0.54	T1N057M_T1N057M
156.12	0.60	T1N057F_T1N057F
156.12	0.60	T1N058I_T1N058I
157.81	0.66	T1N058M_T1N058M
159.50	0.73	T1N058F_T1N058F

PROGETTAZIONE ATI:

FILO 200



Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di utilizzo dei connettori.

X (m)	eta pioli	Sezione
0.00	0.79	T2N001I_T2N001I
1.70	0.70	T2N001M_T2N001M
3.40	0.64	T2N001F_T2N001F
3.40	0.64	T2N002I_T2N002I
5.10	0.58	T2N002M_T2N002M
6.80	0.52	T2N002F_T2N002F
6.80	0.53	T2N003I_T2N003I
8.60	0.48	T2N003M_T2N003M
10.40	0.43	T2N003F_T2N003F
10.40	0.44	T2N004I_T2N004I
10.70	0.41	T2N004M_T2N004M
11.00	0.40	T2N004F_T2N004F
11.00	0.58	T2N005I_T2N005I
12.50	0.52	T2N005M_T2N005M
14.00	0.46	T2N005F_T2N005F
14.00	0.53	T2N006I_T2N006I
15.80	0.46	T2N006M_T2N006M
17.60	0.40	T2N006F_T2N006F
17.60	0.41	T2N007I_T2N007I

PROGETTAZIONE ATI:

19.40	0.35	T2N007M_T2N007M
21.20	0.37	T2N007F_T2N007F
21.20	0.35	T2N008I_T2N008I
21.60	0.38	T2N008M_T2N008M
22.00	0.47	T2N008F_T2N008F
22.00	0.48	T2N009I_T2N009I
23.40	0.53	T2N009M_T2N009M
24.80	0.57	T2N009F_T2N009F
24.80	0.55	T2N010I_T2N010I
26.60	0.66	T2N010M_T2N010M
28.40	0.73	T2N010F_T2N010F
28.40	0.65	T2N011I_T2N011I
30.20	0.72	T2N011M_T2N011M
32.00	0.79	T2N011F_T2N011F
32.00	0.78	T2N012I_T2N012I
32.50	0.83	T2N012M_T2N012M
33.00	0.84	T2N012F_T2N012F
33.00	0.56	T2N013I_T2N013I
34.30	0.61	T2N013M_T2N013M
35.60	0.65	T2N013F_T2N013F
35.60	0.62	T2N014I_T2N014I
37.40	0.67	T2N014M_T2N014M
39.20	0.72	T2N014F_T2N014F
39.20	0.71	T2N015I_T2N015I
41.00	0.76	T2N015M_T2N015M
42.80	0.82	T2N015F_T2N015F
42.80	0.83	T2N016I_T2N016I
43.40	0.86	T2N016M_T2N016M
44.00	0.87	T2N016F_T2N016F
44.00	0.70	T2N017I_T2N017I
45.20	0.73	T2N017M_T2N017M
46.40	0.77	T2N017F_T2N017F
46.40	0.77	T2N018I_T2N018I
48.20	0.82	T2N018M_T2N018M
50.00	0.86	T2N018F_T2N018F
50.00	0.80	T2N019I_T2N019I
51.88	0.75	T2N019M_T2N019M
53.75	0.70	T2N019F_T2N019F
53.75	0.70	T2N020I_T2N020I
54.88	0.67	T2N020M_T2N020M
56.00	0.65	T2N020F_T2N020F
56.00	0.78	T2N021I_T2N021I

PROGETTAZIONE ATI:

56.75	0.75	T2N021M_T2N021M
57.50	0.74	T2N021F_T2N021F
57.50	0.73	T2N022I_T2N022I
59.38	0.66	T2N022M_T2N022M
61.25	0.62	T2N022F_T2N022F
61.25	0.62	T2N023I_T2N023I
63.13	0.58	T2N023M_T2N023M
65.00	0.53	T2N023F_T2N023F
65.00	0.55	T2N024I_T2N024I
65.50	0.52	T2N024M_T2N024M
66.00	0.52	T2N024F_T2N024F
66.00	0.84	T2N025I_T2N025I
67.38	0.78	T2N025M_T2N025M
68.75	0.72	T2N025F_T2N025F
68.75	0.73	T2N026I_T2N026I
70.63	0.66	T2N026M_T2N026M
72.50	0.60	T2N026F_T2N026F
72.50	0.66	T2N027I_T2N027I
73.75	0.60	T2N027M_T2N027M
75.00	0.55	T2N027F_T2N027F
75.00	0.54	T2N028I_T2N028I
75.63	0.52	T2N028M_T2N028M
76.25	0.49	T2N028F_T2N028F
76.25	0.50	T2N029I_T2N029I
78.13	0.44	T2N029M_T2N029M
80.00	0.39	T2N029F_T2N029F
80.00	0.45	T2N030I_T2N030I
81.88	0.36	T2N030M_T2N030M
83.76	0.39	T2N030F_T2N030F
83.76	0.38	T2N031I_T2N031I
84.38	0.42	T2N031M_T2N031M
85.01	0.43	T2N031F_T2N031F
85.01	0.43	T2N032I_T2N032I
86.26	0.48	T2N032M_T2N032M
87.51	0.52	T2N032F_T2N032F
87.51	0.49	T2N033I_T2N033I
89.38	0.54	T2N033M_T2N033M
91.26	0.60	T2N033F_T2N033F
91.26	0.59	T2N034I_T2N034I
92.63	0.64	T2N034M_T2N034M
94.01	0.69	T2N034F_T2N034F
94.01	0.43	T2N035I_T2N035I

PROGETTAZIONE ATI:

94.51	0.45	T2N035M_T2N035M
95.01	0.46	T2N035F_T2N035F
95.01	0.45	T2N036I_T2N036I
96.88	0.48	T2N036M_T2N036M
98.76	0.52	T2N036F_T2N036F
98.76	0.52	T2N037I_T2N037I
100.63	0.57	T2N037M_T2N037M
102.51	0.61	T2N037F_T2N037F
102.51	0.62	T2N038I_T2N038I
103.26	0.63	T2N038M_T2N038M
104.01	0.65	T2N038F_T2N038F
104.01	0.54	T2N039I_T2N039I
105.13	0.57	T2N039M_T2N039M
106.26	0.59	T2N039F_T2N039F
106.26	0.59	T2N040I_T2N040I
108.13	0.64	T2N040M_T2N040M
110.01	0.67	T2N040F_T2N040F
110.01	0.71	T2N041I_T2N041I
111.81	0.67	T2N041M_T2N041M
113.61	0.63	T2N041F_T2N041F
113.61	0.63	T2N042I_T2N042I
114.81	0.60	T2N042M_T2N042M
116.01	0.58	T2N042F_T2N042F
116.01	0.72	T2N043I_T2N043I
116.61	0.70	T2N043M_T2N043M
117.21	0.69	T2N043F_T2N043F
117.21	0.68	T2N044I_T2N044I
119.01	0.64	T2N044M_T2N044M
120.81	0.59	T2N044F_T2N044F
120.81	0.59	T2N045I_T2N045I
122.61	0.55	T2N045M_T2N045M
124.41	0.52	T2N045F_T2N045F
124.41	0.52	T2N046I_T2N046I
125.71	0.49	T2N046M_T2N046M
127.01	0.46	T2N046F_T2N046F
127.01	0.68	T2N047I_T2N047I
127.51	0.68	T2N047M_T2N047M
128.01	0.67	T2N047F_T2N047F
128.01	0.68	T2N048I_T2N048I
129.81	0.60	T2N048M_T2N048M
131.61	0.55	T2N048F_T2N048F
131.61	0.57	T2N049I_T2N049I

PROGETTAZIONE ATI:

133.41	0.52	T2N049M_T2N049M
135.21	0.47	T2N049F_T2N049F
135.21	0.48	T2N050I_T2N050I
136.61	0.44	T2N050M_T2N050M
138.01	0.39	T2N050F_T2N050F
138.01	0.39	T2N051I_T2N051I
138.41	0.38	T2N051M_T2N051M
138.81	0.35	T2N051F_T2N051F
138.81	0.37	T2N052I_T2N052I
140.61	0.28	T2N052M_T2N052M
142.41	0.32	T2N052F_T2N052F
142.41	0.31	T2N053I_T2N053I
144.21	0.37	T2N053M_T2N053M
146.01	0.42	T2N053F_T2N053F
146.01	0.39	T2N054I_T2N054I
147.51	0.44	T2N054M_T2N054M
149.01	0.48	T2N054F_T2N054F
149.01	0.33	T2N055I_T2N055I
149.31	0.33	T2N055M_T2N055M
149.61	0.34	T2N055F_T2N055F
149.61	0.33	T2N056I_T2N056I
151.41	0.38	T2N056M_T2N056M
153.21	0.43	T2N056F_T2N056F
153.21	0.43	T2N057I_T2N057I
154.91	0.46	T2N057M_T2N057M
156.61	0.50	T2N057F_T2N057F
156.61	0.51	T2N058I_T2N058I
158.31	0.55	T2N058M_T2N058M
160.01	0.60	T2N058F_T2N058F

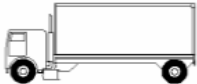
PROGETTAZIONE ATI:

7.4. VERIFICHE A FATICA

7.4.1. MODELLO DI CARICO

Nel presente paragrafo vengono condotte, a favore di sicurezza, le verifiche a fatica a vita illimitata per le strutture di impalcato: in considerazione della tipologia di categoria stradale (Categoria C1 - strada extraurbana secondaria) non si prevedono significativi effetti di interazione fra veicoli lenti; si adotta di conseguenza il modello di carico 2 costituito dai seguenti veicoli disposti sulla corsia convenzionale n. 1 (quella che massimizza l'effetto sull'elemento).

Nell'immagine seguente, in accordo con il punto 5.1.4.3 del DM 17/01/2018, si riportano le specifiche del modello di carico 2.

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

I delta di tensione si determinano in base agli effetti più severi dei diversi autocarri, considerati separatamente, che viaggiano da soli sulla corsia convenzionale numero 1.

I delta di tensione sono valutati considerando unicamente gli effetti dei carichi da traffico del LM2 viaggianti sull'impalcato nella sua interezza così come dedotto dagli inviluppi realizzati ad hoc e di seguito elencati:

Fat_M22.out
Fat_V3.out

Stato Limite di Fatica - max momento flettente verticale
Stato Limite di Fatica - max taglio verticale

PROGETTAZIONE ATI:

Indicando con P il peso del singolo asse, la ripartizione trasversale dei carichi è ottenuta ipotizzando il veicolo in transito al centro della corsia convenzionale, che è stata posizionata secondo gli schemi riportati di seguito.

Gli schemi e i risultati di seguito riportati sono da intendersi anche specchiati in quanto il ponte risulta in leggera curva e presenta allargamenti in posizione differente sulle campate di estremità.

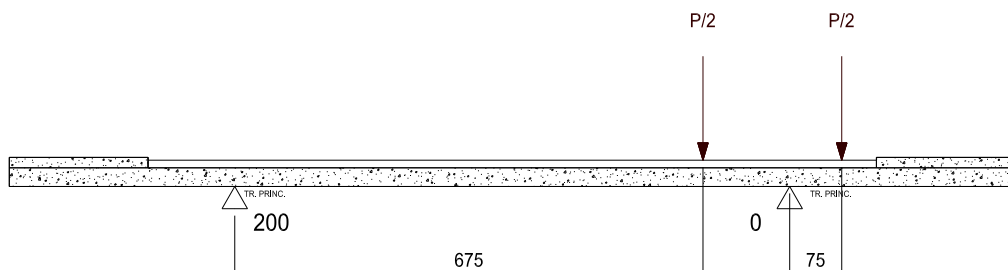


Figura 7.1 Carichi a fatica – Sezione tipica

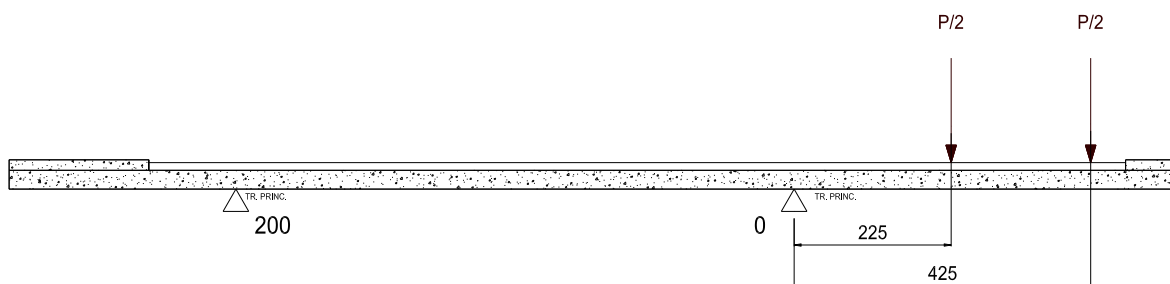


Figura 7.2 Carichi a fatica – Sezione in allargamento

SEZIONE TIPICA

	Q_{1k} [kN/m]
R_0^*	0.97 P
R_{200}^*	0.03 P

Tabella 7.3 Reazioni per carichi da fatica

SEZIONE IN ALLARGAMENTO

	Q_{1k} [kN/m]
R_0^*	1.41 P
R_{200}^*	-0.41 P

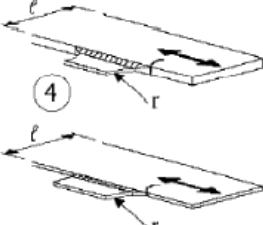
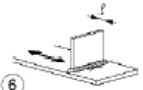
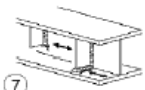
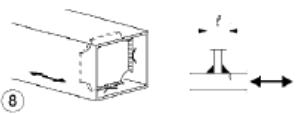
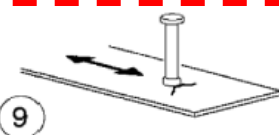
Tabella 7.4 Reazioni per carichi da fatica

7.4.2. CLASSI DI DETTAGLIO

I dettagli interessati dalle verifiche a fatica sono i seguenti:

- saldature degli irrigidenti trasversali alle piattabande e all'anima delle travi principali;
- saldature dei pioli alle piattabande superiori delle travi principali;
- saldature di composizione delle travi principali.

In accordo con la "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni", par. C4.2.4.1.4.4, per i dettagli indicati si assumono i seguenti valori di resistenza a fatica per $N = 2 \times 10^6$ cicli.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
90 (a) 71 (b) 50 (c)		4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r. La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3). La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r. (a) $r \geq L/3$ o $r > 150$ mm (b) $L/3 \geq r \geq L/6$ (c) $r < L/6$	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura
40		5) Come saldato, senza raccordo di transizione	
80 (a) 71 (b)	  	Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	

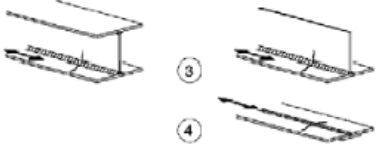
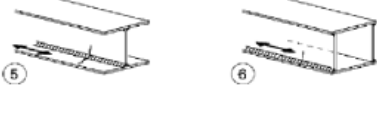
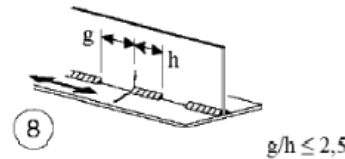
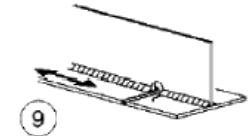
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/ripresе, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XV)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda

Figura 7.3 Dettagli costruttivi per attacchi e irrigidenti saldati ($\Delta\sigma$).

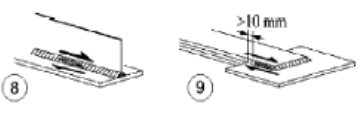
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

Figura 7.4 Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\tau$).

7.4.3. VERIFICHE A VITA ILLIMITATA

In accordo con il par. 4.2.4.1.4 del DM 17/01/2018 e con i punti C4.2.4.1.4.3 e C4.2.4.1.4.5 delle “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” si verifica che:

$$\Delta\sigma_{max,d} \leq \Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$$

$$\Delta\tau_{max,d} \leq \Delta\tau_D/\gamma_{Mf} = \Delta\tau_L/\gamma_{Mf}$$

Essendo:

$$\Delta\sigma_{max,d}, \Delta\tau_{max,d}$$

valori di progetto delle massime escursioni di tensione prodotte dal modello di carico a fatica;

$$\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_C$$

limite a fatica a ampiezza costante per $N = 5 \times 10^6$ cicli;

$$\Delta\tau_L = 0.457\Delta\tau_C$$

limite a fatica a ampiezza costante per $N = 10^8$ cicli;

$$\Delta\sigma_C$$

limite a fatica a ampiezza costante per $N = 2 \times 10^6$, dedotto dalla relativa curva S-N di resistenza a fatica per il dettaglio considerato;

$$\Delta\tau_C$$

limite a fatica a ampiezza costante per $N = 2 \times 10^6$, dedotto dalla relativa curva S-N di resistenza a fatica per il dettaglio considerato;

$$\gamma_{Mf}$$

coefficiente parziale di sicurezza.

N.B. Le verifiche saranno eseguite impiegando un coefficiente parziale $\gamma_{Mf}=1.35$.

7.4.3.1. Saldature degli irrigidenti trasversali alle piattabande

Essendo lo spessore massimo di irrigidente e saldature minore di 50 mm risulta:

Classe del dettaglio	$\Delta\sigma_C^* = 8.0 \text{ kN/cm}^2$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{mf} = 1.35$
Resistenza di progetto a fatica	$\Delta\sigma_D = 8.0 \times 0.737 / 1.35 \text{ kN/cm}^2 = 4.37 \text{ kN/cm}^2$

In questo caso si controllano le tensioni all'interfaccia piattabanda-anima.

Piattabanda superiore

Asta 225 – x = 0.00 cm (Sezione 007)

$$\Delta\sigma_{sup,max} = 1.98 \text{ kN/cm}^2 < 4.37 \text{ kN/cm}^2$$

Piattabanda inferiore

Asta 228 – x = 0.00 cm (Sezione 008)

$$\Delta\sigma_{inf,max} = 4.02 \text{ kN/cm}^2 < 4.37 \text{ kN/cm}^2$$

7.4.3.2. Saldature dei pioli alle piattabande superiori

Classe del dettaglio	$\Delta\sigma_C^* = 8.0 \text{ kN/cm}^2$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{mf} = 1.35$
Resistenza di progetto a fatica	$\Delta\sigma_D = 8.0 \times 0.737 / 1.35 \text{ kN/cm}^2 = 4.37 \text{ kN/cm}^2$

Asta 228 – x = 0.00 cm (Sezione 007)

$$\Delta\sigma_{sup,max} = 2.04 \text{ kN/cm}^2 < 4.37 \text{ kN/cm}^2$$

7.4.3.3. Saldature di composizione delle travi

Classe del dettaglio	$\Delta\tau_C^* = 8.0 \text{ kN/cm}^2$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{mf} = 1.35$
Resistenza di progetto a fatica	$\Delta\tau_D = 8.0 \times 0.457 / 1.35 \text{ kN/cm}^2 = 2.71 \text{ kN/cm}^2$

Per il calcolo di $\Delta\tau$ in corrispondenza della sezione di gola del cordone ($\Delta\tau_w$) si assume, per ogni spessore di anima, il valore di $\Delta\tau_{med}$ corrispondente.

anima 18 mm

Asta 228 – x = 0.00 cm (Sezione 228)

$$\Delta\tau_{med,max} = 0.99 \text{ kN/cm}^2$$

Con riferimento alla sezione di gola del cordone della saldatura di composizione si ottiene:

$$\text{cordone } 8 \times 8 \quad \max \Delta\tau_w = 1.8 \times 0.99 / (2 \times 0.8 \times 0.707) \text{ kN/cm}^2 = 1.58 \text{ kN/cm}^2 < 2.71 \text{ kN/cm}^2$$

anima 20 mm

Asta 47 – x = 49.15 cm (Sezione 003)

$$\Delta\tau_{med,max} = 1.32 \text{ kN/cm}^2$$

Con riferimento alla sezione di gola del cordone della saldatura di composizione si ottiene:

$$\text{cordone } 9 \times 9 \quad \max \Delta\tau_w = 2.0 \times 1.32 / (2 \times 0.9 \times 0.707) \text{ kN/cm}^2 = 2.07 \text{ kN/cm}^2 < 2.71 \text{ kN/cm}^2$$

anima 25 mm

Asta 201 – x = 0.00 cm (Sezione 001)

$$\Delta\tau_{med,max} = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

Con riferimento alla sezione di gola del cordone della saldatura di composizione si ottiene:

$$\text{cordone } 12 \times 12 \quad \max \Delta\tau_w = 2.5 \times 1.28 / (2 \times 1.2 \times 0.707) \text{ kN/cm}^2 = 1.89 \text{ kN/cm}^2 < 2.71 \text{ kN/cm}^2$$

anima 32 mm

Asta 41 – x = 0.00 cm (Sezione 005)

$$\Delta\tau_{med,max} = 1.06 \text{ kN/cm}^2$$

Con riferimento alla sezione di gola del cordone della saldatura di composizione si ottiene:

$$\text{cordone } 18 \times 18 \quad \max \Delta\tau_w = 3.2 \times 1.06 / (2 \times 1.8 \times 0.707) \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \text{ kN/cm}^2 < 2.71 \text{ kN/cm}^2$$

7.4.3.4. Pioli

Classe del dettaglio

$$\Delta\tau_C^* = 9.0 \text{ kN/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_{mf} = 1.15$$

Resistenza di progetto a fatica

$$\Delta\tau_D = 9.0 \times 0.457 / 1.15 \text{ kN/cm}^2 = 3.57 \text{ kN/cm}^2$$

I pioli vengono verificati in via cautelativa a vita illimitata.

SEZIONE	ASTA	PIOLI		SCORRIMENTO		SCORRIMENTO PIOLO		Δτ (kN/cm²)	ΔτD (kN/cm2)	Δτ/ΔτD
1	201	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	13.35	Fmax (kN)	0.44	0.98	3.56	0.28
		numero	6							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-70.10	Fmin (kN)	-2.34			
		Area (cm²)	2.84							
2	51	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	71.31	Fmax (kN)	3.57	2.76	3.56	0.78
		numero	4							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-85.48	Fmin (kN)	-4.27			
		Area (cm²)	2.84							
3	47	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	34.38	Fmax (kN)	1.72	2.96	3.56	0.83
		numero	4							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-133.32	Fmin (kN)	-6.67			
		Area (cm²)	2.84							
4	43	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	3.37	Fmax (kN)	0.11	2.17	3.56	0.61
		numero	6							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-181.20	Fmin (kN)	-6.04			
		Area (cm²)	2.84							
5	41	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	2.87	Fmax (kN)	0.10	0.77	3.56	0.22
		numero	6							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-62.84	Fmin (kN)	-2.09			
		Area (cm²)	2.84							
6	238	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	117.28	Fmax (kN)	3.91	1.47	3.56	0.41
		numero	6							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-8.13	Fmin (kN)	-0.27			
		Area (cm²)	2.84							
7	225	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	20.52	Fmax (kN)	1.03	2.19	3.56	0.62
		numero	4							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-103.71	Fmin (kN)	-5.19			
		Area (cm²)	2.84							
8	228	Diametro (mm)	19	Fmax (kN/m)	44.08	Fmax (kN)	2.20	2.12	3.56	0.60
		numero	4							
		passo (cm)	20	Fmin (kN/m)	-76.35	Fmin (kN)	-3.82			
		Area (cm²)	2.84							

7.5. SALDATURA DI COMPOSIZIONE

Si riportano nella seguente tabella i valori di massimo scorrimento tra anima e piattabanda inferiore e superiore rispettivamente, calcolati considerando le azioni derivanti dall' involuppo dei massimi tagli sezione per sezione; date le dimensioni del cordone di saldatura utilizzato nel progetto viene inoltre calcolata la $\tau//$.

σ_{amm}

24.85 kN/cm²

Eracliano - saldature cordone superiore							
Sezione	t Anima	Scorrimento	Ag minima	cordone		h gola	$\tau//$
	(mm)	[kN/cm]	[cm]	[mm]		[mm]	[kN/cm ²]
1	25	22.20	0.89	12	x	12	8.49
2	20	11.86	0.48	9	x	9	6.36
3	20	17.24	0.69	9	x	9	6.36
4	25	24.35	0.98	12	x	12	8.49
5	32	36.42	1.47	18	x	18	12.73
6	25	22.18	0.89	12	x	12	8.49
7	20	15.58	0.63	9	x	9	6.36
8	18	9.41	0.38	8	x	8	5.66

Eracliano - saldature cordone inferiore							
Sezione	t Anima	Scorrimento	Ag minima	cordone		h gola	$\tau//$
	(mm)	[kN/cm]	[cm]	[mm]		[mm]	[kN/cm ²]
1	25	23.08	0.93	12	x	12	8.49
2	20	11.36	0.46	9	x	9	6.36
3	20	16.86	0.68	9	x	9	6.36
4	25	29.13	1.17	12	x	12	8.49
5	32	36.19	1.46	18	x	18	12.73
6	25	25.83	1.04	12	x	12	8.49
7	20	14.22	0.57	9	x	9	6.36
8	18	7.85	0.32	8	x	8	5.66

7.6. VERIFICA DEI PIOLI

La verifica si esegue secondo quanto specificato al par. 6.3.2.1 di EC4-2.

Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

<i>Pioli di tipo Nelson</i>	$\phi 19$, $h = 175 \text{ mm}$ ($h_{\min} = 0.6 h_{\text{sol}}$)
<i>Soletta</i>	CLS C32/40

La resistenza a taglio di progetto di un piolo dotato di testa è la minore fra:

$$P_{Rd} = 0.8 f_u (\pi \phi^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0.29 \alpha \phi^2 (f_{ck} E_{cm})^{1/2} / \gamma_v$$

dove:

ϕ è il diametro del gambo del piolo;

f_u è la resistenza specifica ultima a trazione del materiale del piolo, da assumersi non maggiore di 500 N/mm^2 ;

f_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo all'età considerata;

E_{cm} è il valore nominale del modulo secante del calcestruzzo;

$\alpha = 0.2 [(h/\phi) + 1]$ per $3 \leq h/\phi \leq 4$;

$\alpha = 1$ per $h/\phi > 4$;

h è l'altezza globale del piolo;

γ_v è il fattore parziale di sicurezza da assumersi pari a 1.25 per gli stati limite ultimi diversi dalla fatica.

Nel caso in esame si ottiene

$$P_{Rd} = 0.8 f_u (\pi \phi^2 / 4) / \gamma_v = 81.66 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0.29 \alpha \phi^2 (f_{ck} E_{cm})^{1/2} / \gamma_v = 88.51 \text{ kN}$$

da cui:

$$P_{Rd} = 81.66 \text{ kN} \quad \text{allo SLU}$$

Nelle tabelle seguenti si riporta la verifica dei connettori delle travi principali.

TRAVE INTERNO CURVA

CONCIO	ASTA	ascissa	Scorrimento[kN/m]	Prd	n _{pioli}	passo[cm]	Portata[kN/m]	Verifica
1	1	169.1	1032.11	81.7	6	20	2449.7	0.42
1	2	0.0	947.03	81.7	6	20	2449.7	0.39
1	3	0.0	790.67	81.7	6	20	2449.7	0.32
1	4	0.0	678.11	81.7	6	20	2449.7	0.28
2	5	0.0	615.74	81.7	4	20	1633.1	0.38
2	6	0.0	531.08	81.7	4	20	1633.1	0.33
2	7	0.0	426.35	81.7	4	20	1633.1	0.26
2	8	78.3	503.42	81.7	4	20	1633.1	0.31
3	9	278.2	566.94	81.7	4	20	1633.1	0.35
3	10	360.0	702.15	81.7	4	20	1633.1	0.43
3	11	360.0	816.08	81.7	4	20	1633.1	0.50
3	12	98.3	861.32	81.7	4	20	1633.1	0.53
4	13	129.2	904.43	81.7	6	20	2449.7	0.37
4	14	360.0	932.27	81.7	6	20	2449.7	0.38
4	15	0.0	938.45	81.7	6	20	2449.7	0.38
4	16	0.0	873.87	81.7	6	20	2449.7	0.36
5	17	238.1	485.65	81.7	6	20	2449.7	0.20
5	18	360.0	537.44	81.7	6	20	2449.7	0.22
5	19	0.0	518.29	81.7	6	20	2449.7	0.21
5	20	0.0	453.74	81.7	6	20	2449.7	0.19
6	21	74.1	623.65	81.7	6	20	2449.7	0.25
6	22	375.0	849.53	81.7	6	20	2449.7	0.35
6	23	375.0	858.34	81.7	6	20	2449.7	0.35
6	24	0.0	877.23	81.7	6	20	2449.7	0.36
7	25	0.0	908.28	81.7	4	20	1633.1	0.56
7	26	0.0	789.51	81.7	4	20	1633.1	0.48
7	27	0.0	697.41	81.7	4	20	1633.1	0.43
8	28	0.0	574.38	81.7	4	20	1633.1	0.35
8	29	375.0	595.52	81.7	4	20	1633.1	0.36
8	30	375.5	655.73	81.7	4	20	1633.1	0.40
8	31	123.5	710.55	81.7	4	20	1633.1	0.44
7	32	248.4	856.76	81.7	4	20	1633.1	0.52
7	33	375.0	946.92	81.7	4	20	1633.1	0.58
7	34	273.5	1084.19	81.7	4	20	1633.1	0.66
6	35	49.3	1030.53	81.7	6	20	2449.7	0.42
6	36	375.0	1004.74	81.7	6	20	2449.7	0.41
6	37	187.5	1086.45	81.7	6	20	2449.7	0.44
6	38	74.1	705.03	81.7	6	20	2449.7	0.29
5	39	223.2	537.27	81.7	6	20	2449.7	0.22
5	40	375.0	612.88	81.7	6	20	2449.7	0.25
5	41	0.0	679.79	81.7	6	20	2449.7	0.28
5	42	0.0	601.24	81.7	6	20	2449.7	0.25
4	43	118.2	827.82	81.7	6	20	2449.7	0.34
4	44	180.0	1225.83	81.7	6	20	2449.7	0.50
4	45	360.0	1142.24	81.7	6	20	2449.7	0.47
4	46	0.0	1178.45	81.7	6	20	2449.7	0.48
3	47	0.0	1039.74	81.7	4	20	1633.1	0.64
3	48	0.0	1032.23	81.7	4	20	1633.1	0.63
3	49	0.0	881.24	81.7	4	20	1633.1	0.54
3	50	0.0	733.25	81.7	4	20	1633.1	0.45
2	51	0.0	587.16	81.7	4	20	1633.1	0.36
2	52	0.0	623.05	81.7	4	20	1633.1	0.38
2	53	360.0	720.97	81.7	4	20	1633.1	0.44
2	54	298.3	796.63	81.7	4	20	1633.1	0.49
1	55	58.3	824.48	81.7	6	20	2449.7	0.34
1	56	360.0	1052.81	81.7	6	20	2449.7	0.43
1	57	340.3	1248.84	81.7	6	20	2449.7	0.51
1	58	169.1	1367.65	81.7	6	20	2449.7	0.56

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

TRAVE ESTERNO CURVA

CONCIO	ASTA	ascissa	Scorrimento[kN/m]	Prd	n _{pioli}	passo[cm]	Portata[kN/m]	Verifica
1	201	170.9	1479.84	81.7	6	20	2449.7	0.60
1	202	0.0	1349.98	81.7	6	20	2449.7	0.55
1	203	0.0	1132.31	81.7	6	20	2449.7	0.46
1	204	0.0	933.26	81.7	6	20	2449.7	0.38
2	205	0.0	831.03	81.7	4	20	1633.1	0.51
2	206	0.0	736.89	81.7	4	20	1633.1	0.45
2	207	0.0	565.85	81.7	4	20	1633.1	0.35
2	208	81.8	608.64	81.7	4	20	1633.1	0.37
3	209	281.8	747.25	81.7	4	20	1633.1	0.46
3	210	360.0	968.82	81.7	4	20	1633.1	0.59
3	211	360.0	1078.84	81.7	4	20	1633.1	0.66
3	212	101.8	1144.49	81.7	4	20	1633.1	0.70
4	213	261.7	1313.8	81.7	6	20	2449.7	0.54
4	214	180.0	1361.51	81.7	6	20	2449.7	0.56
4	215	0.0	1273.72	81.7	6	20	2449.7	0.52
4	216	0.0	904.52	81.7	6	20	2449.7	0.37
5	217	241.8	650.22	81.7	6	20	2449.7	0.27
5	218	360.0	726.98	81.7	6	20	2449.7	0.30
5	219	0.0	648.25	81.7	6	20	2449.7	0.26
5	220	0.0	572.34	81.7	6	20	2449.7	0.23
6	221	0.0	591.63	81.7	6	20	2449.7	0.24
6	222	375.0	1137.69	81.7	6	20	2449.7	0.46
6	223	0.0	1140.83	81.7	6	20	2449.7	0.47
6	224	0.0	1029.29	81.7	6	20	2449.7	0.42
7	225	138.3	1095.08	81.7	4	20	1633.1	0.67
7	226	0.0	1026.97	81.7	4	20	1633.1	0.63
7	227	0.0	909.97	81.7	4	20	1633.1	0.56
8	228	0.0	749.36	81.7	4	20	1633.1	0.46
8	229	0.0	691.85	81.7	4	20	1633.1	0.42
8	230	0.0	605.79	81.7	4	20	1633.1	0.37
8	231	126.6	592.2	81.7	4	20	1633.1	0.36
7	232	251.5	723.6	81.7	4	20	1633.1	0.44
7	233	375.0	841.49	81.7	4	20	1633.1	0.52
7	234	276.5	971.73	81.7	4	20	1633.1	0.60
6	235	101.5	944.94	81.7	6	20	2449.7	0.39
6	236	0.0	926.49	81.7	6	20	2449.7	0.38
6	237	375.0	461.79	81.7	6	20	2449.7	0.19
6	238	75.9	514.87	81.7	6	20	2449.7	0.21
5	239	226.8	476.99	81.7	6	20	2449.7	0.19
5	240	375.0	542.36	81.7	6	20	2449.7	0.22
5	241	0.0	585.08	81.7	6	20	2449.7	0.24
5	242	0.0	524.56	81.7	6	20	2449.7	0.21
4	243	0.0	607.53	81.7	6	20	2449.7	0.25
4	244	360.0	696.55	81.7	6	20	2449.7	0.28
4	245	360.0	1044.55	81.7	6	20	2449.7	0.43
4	246	0.0	1045.69	81.7	6	20	2449.7	0.43
3	247	0.0	925.97	81.7	4	20	1633.1	0.57
3	248	0.0	913.84	81.7	4	20	1633.1	0.56
3	249	0.0	752.16	81.7	4	20	1633.1	0.46
3	250	0.0	626.33	81.7	4	20	1633.1	0.38
2	251	0.0	499.16	81.7	4	20	1633.1	0.31
2	252	0.0	478.11	81.7	4	20	1633.1	0.29
2	253	360.0	577.78	81.7	4	20	1633.1	0.35
2	254	301.7	682.84	81.7	4	20	1633.1	0.42
1	255	61.7	715.46	81.7	6	20	2449.7	0.29
1	256	360.0	902.43	81.7	6	20	2449.7	0.37
1	257	340.3	1062.06	81.7	6	20	2449.7	0.43
1	258	170.9	1158.12	81.7	6	20	2449.7	0.47

PROGETTAZIONE ATI:

7.1. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Si riportano di seguito le verifiche di deformabilità dell'impalcato.

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di deformabilità nelle varie fasi di vita della struttura e la relativa contromonta da assegnare ai vari conci.

Le strutture in acciaio, in C.A.P. e miste acciaio - calcestruzzo (ad eccezione delle strutture con travi in ferro incorporate nel cls) dovranno presentare una contromonta da determinare considerando per la totalità dei carichi permanenti e degli effetti lenti del cls, nonché per il 25% dei carichi accidentali dinamizzati.

Si dovranno valutare le deformazioni elastiche dovute ai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (f_p);
- Peso delle opere di finitura (f_f);
- Carichi verticali da traffico (f_s);
- Effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso (f_r).

Dovrà essere assorbita da opportuna controfreccia di costruzione (c_f) la somma dei seguenti contributi:

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

Tale controfreccia dovrà essere ottenuta di norma mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere o tramite spezzata realizzata in corrispondenza dei giunti tra conci. L'asse del giunto sarà disposto lungo il raggio dell'arco e l'apertura del varco tra i conci dovrà risultare costante lungo tutta l'altezza della trave.

Dovrà inoltre risultare: $f_p \leq L/300$

In tutte le strutture, limitatamente agli elementi principali, si dovrà rispettare il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto nella combinazione caratteristica (rara) agli S.L.E:

$$f \leq L/700$$

Dove:

L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale;

La verifica di deformabilità dell'impalcato è stata effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale veicolare su ogni campata. Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Campata **SP1 - P1**
Lunghezza **5000** cm

Frecce (cm)	Trave 1		Trave 2	
Fase 1	-4.96	$L/1008 < L/300$	-8.54	$L/585 < L/300$
Fase 2	-0.95		-1.68	
Ritiro	-0.75		-0.78	
Fase 3	-3.46	$L/1445 < L/700$	-4.16	$L/1202 < L/700$

SLE (rara)	-3.50	$L/1429 < L/700$	-4.20	$L/1190 < L/700$

Campata **P1-P2**
Lunghezza **6000** cm

Frecce (cm)	Trave 1		Trave 2	
Fase 1	-3.33	$L/1805 < L/300$	-3.25	$L/1845 < L/300$
Fase 2	-1.37		-1.06	
Ritiro	0.00		0.00	
Fase 3	-4.89	$L/1227 < L/700$	-5.13	$L/1170 < L/700$

SLE (rara)	-4.90	$L/1224 < L/700$	-5.20	$L/1154 < L/700$

Campata **P2-SP2**
Lunghezza **5000** cm

Frecce (cm)	Trave 1		Trave 2	
Fase 1	-7.91	$L/632 < L/300$	-5.29	$L/946 < L/300$
Fase 2	-1.56		-1.01	
Ritiro	-0.74		-0.77	
Fase 3	-3.94	$L/1524 < L/700$	-3.70	$L/1622 < L/700$

SLE (rara)	-4.00	$L/1250 < L/700$	-3.70	$L/1351 < L/700$

PROGETTAZIONE ATI:

8. DIAFRAMMI

8.1. DESCRIZIONE

I diaframmi intermedi e quelli di pila sono di tipo reticolare. Il diaframma di spalla è a parete piena composto saldato.

I diaframmi intermedi sono composti da profili 2L 130x14 a cartella per la briglia superiore, profili 4L150x15 a croce per i diagonali e per la briglia inferiore sono stati usati 4L 120x10 posizionati in modo da formare un doppio T equivalente.

I diaframmi di pila invece sono composti da profili 2L 150x15 a cartella per la briglia superiore, profili 4L150x15 a croce per i diagonali e per la briglia inferiore sono stati usati 4L 120x12 posizionati in modo da formare un doppio T equivalente.

I diaframmi di spalla hanno sezione a T composta saldata di altezza 2100mm con piattabande superiori e inferiori 400x20mm e anima spessore 18mm.

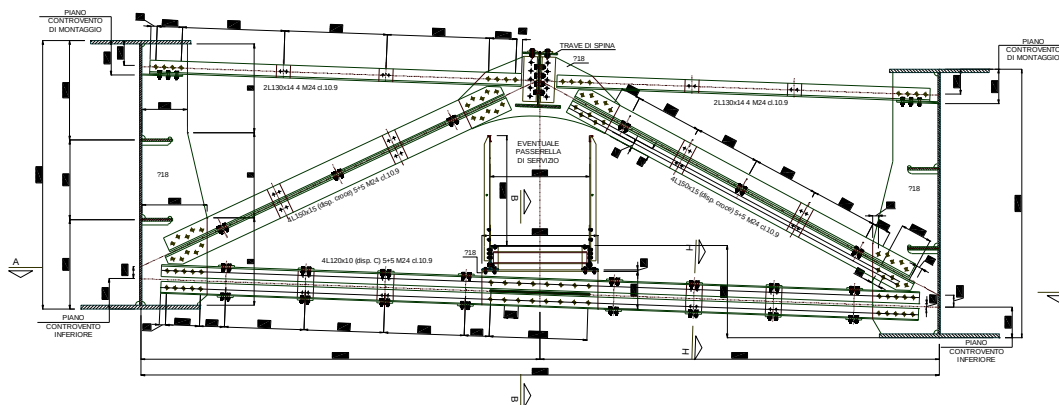


Figura 8.1 Sezione trasversale su diaframmi di intermedi

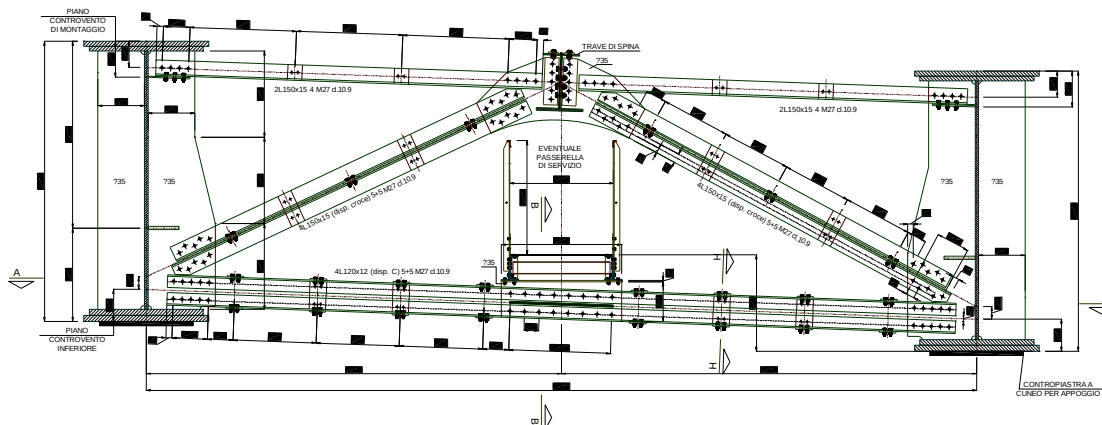


Figura 8.2 Sezione trasversale su diaframmi di pila

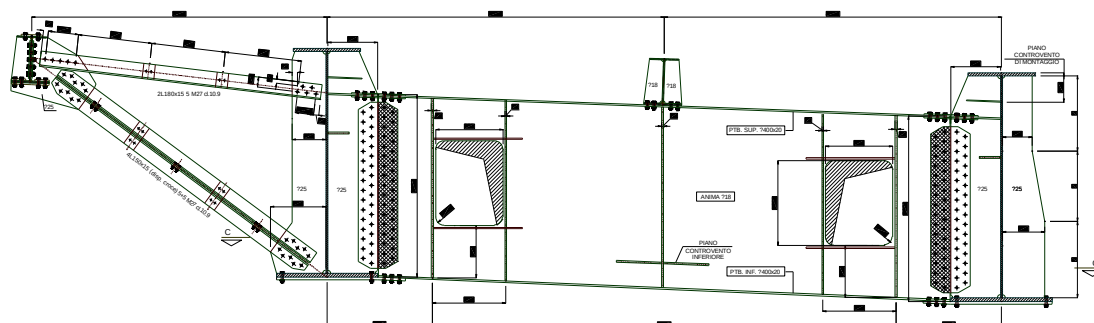


Figura 8.3 Sezione trasversale su diaframmi di spalla

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.1. DIAFRAMMI INTERMEDI

Le sollecitazioni sulle briglie dovute agli effetti globali possono essere calcolate una volta noti i momenti flettenti agenti sugli elementi che nel modello globale schematizzano i diaframmi intermedi. Nota la distanza fra le briglie si ricavano i carichi equivalenti da applicare alle briglie superiori e inferiori.

Noti, invece, i tagli agenti sugli elementi del modello globale e noto l'angolo di inclinazione delle diagonali, sono stati ricavati i carichi assiali equivalenti da applicare alle diagonali stesse.

Si rimanda alle tabelle successive dove vengono calcolate le sollecitazioni nelle varie parti costituenti i diaframmi intermedi; in esse sono stati massimizzati il taglio e il momento sui frame che schematizzano i diaframmi nel modello, e sono stati calcolati gli sforzi nei profili effettivi come già specificato.

8.1.1.1. Effetti globali

INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento		FASE3		TOTALE (slu)	
	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)
1003	-952	-4199	696	-306	98	-101	1213	24	-410	-1181	9962	-16215	15114	-29202
1006	-1304	-7478	-941	-14934	59	-47	719	3	-2028	-13019	39205	-65152	52556	-132225
1008	-2161	-2177	-1117	-19195	141	-106	529	-4	-2276	-14855	47203	-76189	62367	-148088
1011	-1134	-5428	-1031	-18846	213	-156	185	-11	-1754	-11729	43190	-71427	57650	-142780
1014	-801	-2610	-732	-14078	395	-293	115	-6	-529	-3587	31405	-52534	42208	-99149
1016	543	-8660	-371	-6444	658	-490	-8	-56	9427	1324	39382	-42208	63173	-78993
1022	1667	360	11594	582	653	-490	40	9	8224	1179	36428	-24141	77052	-32818
1024	4774	978	11967	585	389	-279	7	-26	-572	-4207	37805	-39452	75907	-56435
1027	5436	443	11223	552	184	-110	9	-12	-1853	-12826	74660	-68926	125196	-104297
1030	2742	-5	8375	401	46	-42	11	0	-2219	-15246	78207	-77388	121912	-118252
1033	-102	-414	3896	165	185	-110	10	-15	-1856	-12831	70014	-74774	100495	-113202
1036	-868	-5140	-180	-3150	393	-282	7	-35	-574	-4208	40800	-38902	54692	-68349
1038	-1375	-15013	-549	-11772	653	-490	34	9	8223	1178	23319	-36329	38331	-87558
1044	-400	-6477	-189	-5004	656	-489	-8	-60	9428	1324	41425	-40327	64796	-71350
1046	6178	650	7247	351	394	-292	112	-6	-528	-3586	53792	-30010	92437	-43449
1049	10069	864	15033	752	212	-156	186	-11	-1753	-11726	72018	-41959	133845	-66534
1052	17828	1650	18207	949	142	-107	533	-4	-2276	-14852	78236	-44439	157807	-71843
1054	14244	970	15016	830	59	-47	706	3	-2024	-13017	66394	-37694	132303	-61689
1057	11000	699	2371	330	96	-100	1191	24	-407	-1182	19424	-8151	46173	-11489
2003	2296	-952	-370	-1371	105	-102	-51	-1240	586	-185	13834	-11143	22429	-20162
2006	4869	-1304	13943	-50	53	-65	-42	-759	12168	1177	61250	-36913	121190	-52657
2008	-2145	-2161	18112	34	112	-147	-38	-571	13970	1391	71651	-44601	134459	-63990
2011	3160	-1134	17919	104	160	-216	-23	-219	11128	1154	67938	-41113	133068	-57555
2014	1007	-801	13463	117	294	-394	-14	-135	3421	363	50166	-30019	92710	-42242
2016	9747	543	6088	15	488	-651	43	-5	-1038	-9140	40236	-37763	77246	-59450
2022	2973	1667	-119	-11131	484	-644	7	-24	-875	-7920	23255	-34969	35997	-70167
2024	978	-2818	-139	-11520	276	-384	42	9	4122	488	38143	-36340	56905	-70604
2027	443	-4550	-127	-10797	108	-184	33	11	12318	1346	66303	-71700	101363	-119354
2030	-5	-2752	-107	-8081	43	-48	21	11	14605	1579	74305	-75241	113528	-117470
2033	-414	-727	-72	-3802	108	-185	36	11	12318	1343	71755	-67428	107714	-97934
2036	3404	-868	2978	9	278	-388	50	9	4120	486	37336	-39441	63568	-54883
2038	12263	-1375	11388	165	484	-644	7	-18	-876	-7921	34923	-22344	81372	-39944
2044	5678	-400	4933	118	486	-649	47	-5	-1039	-9143	38807	-39381	68094	-62718
2046	650	-4877	-88	-6985	292	-392	-13	-131	3422	363	28474	-51503	42748	-87218
2049	864	-8342	-157	-14439	160	-216	-23	-220	11127	1154	39654	-68713	64906	-126206
2052	1650	-14529	-150	-17408	113	-148	-38	-575	13968	1391	41535	-73836	71007	-146272
2054	970	-12304	-73	-14259	52	-65	-42	-745	12174	1181	35186	-62690	59830	-123602
2057	699	-9602	200	-1840	103	-100	-50	-1218	593	-182	9171	-17317	14282	-40846

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Elemento	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	N Briglie, globale	
					max	min
1003	270	210	800	452	72	-139
1006	270	210	800	452	250	-630
1008	270	210	800	452	297	-705
1011	270	210	800	452	275	-680
1014	270	210	800	452	201	-472
1016	270	210	800	452	301	-376
1022	270	210	800	452	367	-156
1024	270	210	800	452	361	-269
1027	270	210	800	452	596	-497
1030	270	210	800	452	581	-563
1033	270	210	800	452	479	-539
1036	270	210	800	452	260	-325
1038	270	210	800	452	183	-417
1044	270	210	800	452	309	-340
1046	270	210	800	452	440	-207
1049	270	210	800	452	637	-317
1052	270	210	800	452	751	-342
1054	270	210	800	452	630	-294
1057	270	210	800	452	220	-55
2003	270	210	800	452	107	-96
2006	270	210	800	452	577	-251
2008	270	210	800	452	640	-305
2011	270	210	800	452	634	-274
2014	270	210	800	452	441	-201
2016	270	210	800	452	368	-283
2022	270	210	800	452	171	-334
2024	270	210	800	452	271	-336
2027	270	210	800	452	483	-568
2030	270	210	800	452	541	-559
2033	270	210	800	452	513	-466
2036	270	210	800	452	303	-261
2038	270	210	800	452	387	-190
2044	270	210	800	452	324	-299
2046	270	210	800	452	204	-415
2049	270	210	800	452	309	-601
2052	270	210	800	452	338	-697
2054	270	210	800	452	285	-589
2057	270	210	800	452	68	-195

Lo sforzo normale massimo nelle briglie risulta:

N = - 705 compressione

N = + 751 trazione

INVILUPPO DEI TAGLI

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento		FASE3		TOTALE (slu)	
	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)
1003	-8	-8	3	3	0	0	3	3	-2	-2	23	-33	31	-58
1006	-15	-15	-35	-35	0	0	2	2	-27	-27	83	-138	99	-291
1008	0	0	-45	-45	0	0	1	1	-31	-31	100	-161	136	-322
1011	-11	-11	-45	-45	0	0	0	0	-25	-25	92	-152	113	-318
1014	-5	-5	-33	-33	0	0	0	0	-8	-8	67	-112	85	-217
1016	-23	-23	-15	-15	2	-1	0	0	20	20	84	-90	117	-176
1022	-3	-3	28	28	2	-1	0	0	18	18	78	-52	168	-75
1024	9	9	28	28	0	0	0	0	-9	-9	81	-85	164	-117
1027	12	12	27	27	0	0	0	0	-27	-27	160	-148	273	-220
1030	7	7	20	20	0	0	0	0	-33	-33	167	-165	265	-255
1033	0	0	9	9	0	0	0	0	-27	-27	150	-160	216	-248
1036	-11	-11	-7	-7	0	0	0	0	-9	-9	88	-83	108	-148
1038	-34	-34	-28	-28	2	-1	0	0	18	18	50	-78	58	-194
1044	-15	-15	-12	-12	2	-1	0	0	20	20	88	-86	130	-156
1046	14	14	17	17	0	0	0	0	-8	-8	115	-64	200	-82
1049	23	23	36	36	0	0	0	0	-25	-25	154	-89	293	-127
1052	40	40	43	43	0	0	1	1	-31	-31	166	-94	344	-124
1054	33	33	35	35	0	0	2	2	-27	-27	141	-80	290	-107
1057	26	26	5	5	0	0	3	3	-2	-2	40	-19	100	-2
2003	-8	-8	3	3	0	0	3	3	-2	-2	23	-33	31	-58
2006	-15	-15	-35	-35	0	0	2	2	-27	-27	83	-138	99	-291
2008	0	0	-45	-45	0	0	1	1	-31	-31	100	-161	136	-322
2011	-11	-11	-45	-45	0	0	0	0	-25	-25	92	-152	113	-318
2014	-5	-5	-33	-33	0	0	0	0	-8	-8	67	-112	85	-217
2016	-23	-23	-15	-15	2	-1	0	0	20	20	84	-90	117	-176
2022	-3	-3	28	28	2	-1	0	0	18	18	78	-52	168	-75
2024	9	9	28	28	0	0	0	0	-9	-9	81	-85	164	-117
2027	12	12	27	27	0	0	0	0	-27	-27	160	-148	273	-220
2030	7	7	20	20	0	0	0	0	-33	-33	167	-165	265	-255
2033	0	0	9	9	0	0	0	0	-27	-27	150	-160	216	-248
2036	-11	-11	-7	-7	0	0	0	0	-9	-9	88	-83	108	-148
2038	-34	-34	-28	-28	2	-1	0	0	18	18	50	-78	58	-194
2044	-15	-15	-12	-12	2	-1	0	0	20	20	88	-86	130	-156
2046	14	14	17	17	0	0	0	0	-8	-8	115	-64	200	-82
2049	23	23	36	36	0	0	0	0	-25	-25	154	-89	293	-127
2052	40	40	43	43	0	0	1	1	-31	-31	166	-94	344	-124
2054	33	33	35	35	0	0	2	2	-27	-27	141	-80	290	-107
2057	26	26	5	5	0	0	3	3	-2	-2	40	-19	100	-2

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Elemento					N diagonale, globale	
	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	max	min
1003	270	210	800	452	67	-124
1006	270	210	800	452	214	-627
1008	270	210	800	452	293	-693
1011	270	210	800	452	244	-683
1014	270	210	800	452	184	-467
1016	270	210	800	452	251	-379
1022	270	210	800	452	362	-162
1024	270	210	800	452	352	-251
1027	270	210	800	452	587	-474
1030	270	210	800	452	570	-549
1033	270	210	800	452	465	-534
1036	270	210	800	452	232	-319
1038	270	210	800	452	124	-418
1044	270	210	800	452	280	-335
1046	270	210	800	452	430	-176
1049	270	210	800	452	630	-274
1052	270	210	800	452	740	-267
1054	270	210	800	452	623	-231
1057	270	210	800	452	216	-4
2003	270	210	800	452	67	-124
2006	270	210	800	452	214	-627
2008	270	210	800	452	293	-693
2011	270	210	800	452	244	-683
2014	270	210	800	452	184	-467
2016	270	210	800	452	251	-379
2022	270	210	800	452	362	-162
2024	270	210	800	452	352	-251
2027	270	210	800	452	587	-474
2030	270	210	800	452	570	-549
2033	270	210	800	452	465	-534
2036	270	210	800	452	232	-319
2038	270	210	800	452	124	-418
2044	270	210	800	452	280	-335
2046	270	210	800	452	430	-176
2049	270	210	800	452	630	-274
2052	270	210	800	452	740	-267
2054	270	210	800	452	623	-231
2057	270	210	800	452	216	-4

Lo sforzo normale massimo nelle diagonali risulta:

N = - 643 compressione

N = + 740 trazione

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.1.1. Effetti locali

Il carico che la trave di spina trasmette al diaframma allo S.L.U: è pari a 1215 kN, con questo valore viene calcolato lo sforzo normale aggiuntivo nei diagonalali (compressi) e nella briglia inferiore (tesa) che verrà sommato allo sforzo normale prodotto dagli effetti globali.
Inoltre sulla briglia inferiore è presente la passerella di ispezione che genera un momento flettente aggiuntivo in questo elemento.

$$\begin{aligned} N_d &= 0.5 \times 1215 \times 452 / 210 = - 1307 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bi} &= 1307 \times 400 / 452 = 1157 \text{ kN} && \text{trazione} \\ M_{bi} &= 5000 \text{ kNcm} && \text{momento flettente} \end{aligned}$$

8.1.1.2. Sollecitazioni compressive sugli elementi

Gli effetti locali e globali ponderati agenti sui singoli elementi sono pari a:

Briglia superiore

$$\begin{aligned} N_{bs} &= - 705 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bs} &= 751 \text{ kN} && \text{trazione} \end{aligned}$$

Briglia inferiore

$$\begin{aligned} N_{bi} &= - 705 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bi} &= 751 + 1157 = 1908 \text{ kN} && \text{trazione} \\ M_{bi} &= 5000 \text{ kNcm} && \text{momento flettente} \end{aligned}$$

Diagonalali

$$\begin{aligned} N_d &= 643 + 1307 = 1950 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_d &= 740 \text{ kN} && \text{trazione} \end{aligned}$$

8.1.1.1. Verifica della briglia superiore

2 angolari a cartella
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	751	[kN]
Compressione	$N_C =$	705	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	4000	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	4000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	130	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	130	[mm]
Spessore	$t =$	14	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	18	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MO} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{MI} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MO} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{MI} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	3444	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	129668	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	129668	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	38	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	38	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	5476715	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	5476715	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-3235457	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	8712172	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	2241258	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	50	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	26	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	6888	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	10953430	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	25943512	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	40	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	61	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	65	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	100	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	76	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	100	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	2.58	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1020	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	109	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	264	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.1.1. Verifica delle diagonali

4 angolari a croce
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	740	[kN]
Compressione	$N_C =$	1950	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	4520	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	4520	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	150	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	150	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	18	[mm]
Piatto orizzontale, spessore lungo asse y	$t_y =$	18	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MD} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{MT} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MD} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{MT} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	4275	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	183938	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	183938	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	43	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	43	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-5395559	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	14508281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	3717163	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	58	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	29	[mm]

Proprietà inerziali 4 angolari a croce

Area lorda	$A =$	17100	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	82736100	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	82736100	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	70	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	70	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	65	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	65	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo assi x e y	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	76	[-]
Snellezza equivalente lungo asse y	$\lambda_{eq,y} = (\lambda_y^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	76	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	76	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	1.87	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1179	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	43	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	213	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.1.1. Verifica della briglia inferiore

CALCOLO DEL MOMENTO CRITICO

Acciaio

$$f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$$

$$Y_{M1} = 1.1$$

Profilo

Sezione trasversale

Doppio T - H simmetrico

Lunghezza libera di inflessione

$$L_z = 400 \text{ cm}$$

(distanza di libera inflessione nel piano debole)

$$L_y = 800 \text{ cm}$$

(distanza di libera inflessione nel piano forte)

$$L_t = 400 \text{ cm}$$

(distanza tra due vincoli torsionali)

CARATTERISTICHE PROFILO

$$I_y = 8127 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 677 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 276 \text{ cm}^3$$

$$A = 92 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2951 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,pl} = 794 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 395 \text{ cm}^3$$

$$A_{eff} = \text{ } \text{cm}^2$$

$$I_t = 64 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,eff} = \text{ } \text{cm}^3$$

$$W_{z,eff} = \text{ } \text{cm}^3$$

$$I_w = 304704 \text{ cm}^6$$

SOLLECITAZIONI

$$N_{Ed} = 705 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 5000 \text{ kN-cm}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kN-cm}$$

TIPO DI CARICO

5

2 Carichi Concentrati - Appoggio

$$k = 1$$

(1 = vincoli di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli di estremità a incastro)

$$k_w = 1$$

(1 = vincoli torsionali di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli torsionali di estremità a incastro)

$$C_1 = 1.046$$

$$C_2 = 0.430$$

(N.B. Se $C_2 = 0$ M_{cr} è indipendente da z_g)

$$C_3 = 1.120$$

$$z_s = 0 \text{ cm}$$

(se il profilo è doppiamente simmetrico =0)

$$z_a = 0 \text{ cm}$$

Punto di applicazione del carico (>0 se in zona compressa)

$$z_g = (z_a - z_s) = 0 \text{ cm}$$

$$z_j = 0.00 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 61754 \text{ kN-cm}$$

VERIFICA DI STABILITA' FLESSO TORSIONALE

classe profilo

$\lambda_{LT} = 0.676 > \lambda_{LT,0} = 0.4$ Verifica a svergolamento non necessaria

$M_{Ed} = 5000$ kNcm

$M_{Ed}/M_{\alpha} = 0.081 < \lambda_{LT,0}^2 = 0.16$ Verifica a svergolamento non necessaria

Tipologia profilo (1 = laminato - 2 = saldato)

Altezza cm

Larghezza cm

curva di stabilità c

$\alpha_{LT} = 0.49$

$\beta = 1$

Table 6.6: Correction factors k_c

Moment distribution	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Fattore di correzione per il diagramma del momento

$k_c =$

$f = 0.932$

$\Phi_{LT} = 0.796$

$\chi_{LT} = 0.882$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$M_{b,Rd} = 22603$ kNcm

$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.221 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

CALCOLO DEL CARICO CRITICO

$L_z = 400$ cm (distanza di libera inflessione nel piano debole)

$L_y = 800$ cm (distanza di libera inflessione nel piano forte)

$\beta =$

$N_{\alpha,z} = 3819$ kN

$N_{\alpha,y} = 2629$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE

classe profilo

$\lambda_z = 0.925$ $\lambda_y = 1.11$ $>$ $\lambda_0 = 0.2$ Verifica a compressione necessaria

$N_{ED} = 705$ kN

$N_{ED}/N_{cr} = 0.268$ $>$ $\lambda_0^2 = 0.04$ Verifica a compressione necessaria

curva di stabilità

$\alpha_z = 0.49$

curva di stabilità

$\alpha_y = 0.49$

$\Phi_z = 1.105$ $\Phi_y = 1.345$

$\chi_z = 0.585$ $\chi_y = 0.477$

$N_{b,z,Rd} = 1736$ kN

$N_{b,y,Rd} = 1415$ kN

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.498 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE UNIASSIALE E SVERGOLAMENTO

$M_{Ed,y} = 5000$ kNcm

$N_{ED} = 705$ kN

$M_{Ed,z} = 0$ kNcm

$\chi_{LT} = 0.882$

$\chi_{min} = 0.477$

$\gamma_{M1} N_{Ed} / (\chi N_{Rd}) + \gamma_{M1} M_{Ed,y} / (\chi_{LT} M_{Rd,y}) =$

$0.801 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

8.1.2. DIAFRAMMI DI PILA

8.1.2.1. Effetti globali

Gli effetti globali sono dovuti al momento torcente generato dallo squilibrio delle reazioni delle travi principali nelle varie fasi.

A questi devono essere sommati gli effetti di vento e sisma che, non agendo sul piano degli appoggi, producono degli effetti aggiuntivi dovuti al trasporto tra punto di applicazione della forza e posizione degli appoggi.

INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI

EFFETTI GLOBALI + VENTO

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		VENTO		TOTALE (slu)	
	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)
1019	1681	1067	7810	308	880	-650	67	4	27711	3826	82686	-60763	0	0	0	0	151687	-81743
1041	-786	-12197	-793	-19639	879	-649	60	4	27710	3825	60434	-82976	0	0	0	0	106866	-158721
2019	1067	453	-172	-7674	644	-870	0	-63	-3267	-27151	59503	-80771	0	0	0	0	82542	-145654
2041	10625	-786	19258	412	643	-870	0	-56	-3268	-27152	81137	-59078	0	0	0	0	153537	-106364

Elemento	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	N Briglie, globale	
					max	min
1019	270	210	800	452	722	-389
1041	270	210	800	452	509	-756
2019	270	210	800	452	393	-694
2041	270	210	800	452	731	-506

EFFETTI GLOBALI + SISMA

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		SISMA		TOTALE (slu)	
	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)
1019	1681	1067	7810	308	880	-650	67	4	27711	3826	82686	-60763	0	0	184275	-184275	208569	-183858
1041	-786	-12197	-793	-19639	879	-649	60	4	27710	3825	60434	-82976	0	0	184275	-184275	198283	-216760
2019	1067	453	-172	-7674	644	-870	0	-63	-3267	-27151	59503	-80771	0	0	184275	-184275	185986	-206005
2041	10625	-786	19258	412	643	-870	0	-56	-3268	-27152	81137	-59078	0	0	184275	-184275	214801	-199563

Elemento	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	N Briglie, globale	
					max	min
1019	270	210	800	452	993	-876
1041	270	210	800	452	944	-1032
2019	270	210	800	452	886	-981
2041	270	210	800	452	1023	-950

Lo sforzo normale massimo nelle briglie risulta dato dalla combinazione sismica ed è pari a:

N = - 1032 compressione

N = + 1023 trazione

INVILUPPO DEI TAGLI

EFFETTI GLOBALI + VENTO

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		VENTO		TOTALE (slu)	
	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)
1019	2	2	19	19	2	-2	0	0	60	60	178	-131	0	0	0	0	346	-177
1041	-29	-29	-47	-47	2	-2	0	0	60	60	130	-179	0	0	0	0	221	-354
2019	2	2	19	19	2	-2	0	0	60	60	178	-131	0	0	0	0	346	-177
2041	-29	-29	-47	-47	2	-2	0	0	60	60	130	-179	0	0	0	0	221	-354

Elemento	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	N diagonale, globale	
					max	min
1019	270	210	800	452	744	-381
1041	270	210	800	452	475	-761
2019	270	210	800	452	744	-381
2041	270	210	800	452	475	-761

EFFETTI GLOBALI + SISMA

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		SISMA		TOTALE (slu)	
	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)
1019	2	2	19	19	2	-2	0	0	60	60	178	-131	0	0	461	-461	514	-461
1041	-29	-29	-47	-47	2	-2	0	0	60	60	130	-179	0	0	461	-461	464	-539
2019	2	2	19	19	2	-2	0	0	60	60	178	-131	0	0	461	-461	514	-461
2041	-29	-29	-47	-47	2	-2	0	0	60	60	130	-179	0	0	461	-461	464	-539

Elemento	H travi	H briglie	Int. Travi	L diagonali	N diagonale, globale	
					max	min
1019	270	210	800	452	1105	-991
1041	270	210	800	452	998	-1159
2019	270	210	800	452	1105	-991
2041	270	210	800	452	998	-1159

Lo sforzo normale massimo nelle diagonali risulta dato dalla combinazione sismica ed è pari a:

N = - 1159 compressione

N = + 1105 trazione

8.1.2.2. Effetti locali

Il carico che la trave di spina trasmette al diaframma allo S.L.U: è pari a 1215 kN, con questo valore viene calcolato lo sforzo normale aggiuntivo nei diagonali (compressi) e nella briglia inferiore (tesa) che verrà sommato allo sforzo normale prodotto dagli effetti globali.
Inoltre sulla briglia inferiore è presente la passerella di ispezione che genera un momento flettente aggiuntivo in questo elemento.

$$\begin{aligned} N_d &= 0.5 \times 1215 \times 452 / 210 = - 1307 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bi} &= 1307 \times 400 / 452 = 1157 \text{ kN} && \text{trazione} \\ M_{bi} &= 5000 \text{ kNcm} && \text{momento flettente} \end{aligned}$$

8.1.2.3. Sollecitazioni compressive sugli elementi

Gli effetti locali e globali ponderati agenti sui singoli elementi sono pari a:

Briglia superiore

$$\begin{aligned} N_{bs} &= - 1032 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bs} &= 1023 \text{ kN} && \text{trazione} \end{aligned}$$

Briglia inferiore

$$\begin{aligned} N_{bi} &= - 1032 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_{bi} &= 1023 + 1157 = 2180 \text{ kN} && \text{trazione} \\ M_{bi} &= 5000 \text{ kNcm} && \text{momento flettente} \end{aligned}$$

Diagonali

$$\begin{aligned} N_d &= 1159 + 1307 = 2466 \text{ kN} && \text{compressione} \\ N_d &= 1105 \text{ kN} && \text{trazione} \end{aligned}$$

8.1.2.4. Verifica della briglia superiore

2 angolari a cartella	
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)	

Trazione	$N_T =$	1023	[kN]
Compressione	$N_C =$	1032	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	4000	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	4000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	150	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	150	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	18	[mm]
Acciaio	S 355		
Curva di stabilità	c		
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MO} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MO} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR	510_c		

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	4275	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	183938	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	183938	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	43	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	43	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-5395559	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	14508281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	3717163	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	58	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	29	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	8550	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	18225444	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	41368050	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	46	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	70	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	58	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	87	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	70	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	87	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	2.13	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1179	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	120	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	257	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.2.1. Verifica delle diagonali

4 angolari a croce	
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)	

Trazione	$N_T =$	1105	[kN]
Compressione	$N_C =$	2466	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	4520	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	4520	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	150	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	150	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	20	[mm]
Piatto orizzontale, spessore lungo asse y	$t_y =$	20	[mm]
Acciaio	S 355		
Curva di stabilità	c		
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MD} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{MT} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MD} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{MT} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR	510_c		

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	4275	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	183938	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	183938	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	43	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	43	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-5395559	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	14508281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	3717163	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	58	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	29	[mm]

Proprietà inerziali 4 angolari a croce

Area lorda	$A =$	17100	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	84532500	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	84532500	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	70	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	70	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	64	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	64	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo assi x e y	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	76	[-]
Snellezza equivalente lungo asse y	$\lambda_{eq,y} = (\lambda_y^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	76	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	76	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	1.84	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1179	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	65	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	265	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.2.1. Verifica della briglia inferiore

CALCOLO DEL MOMENTO CRITICO

Acciaio

$$f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Profilo

Sezione trasversale

Doppio T - H simmetrico

Lunghezza libera di inflessione

$$L_z = 400 \text{ cm} \quad (\text{distanza di libera inflessione nel piano debole})$$

$$L_y = 800 \text{ cm} \quad (\text{distanza di libera inflessione nel piano forte})$$

$$L_t = 400 \text{ cm} \quad (\text{distanza tra due vincoli torsionali})$$

CARATTERISTICHE PROFILO

$$I_y = 9508 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 792 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 276 \text{ cm}^3$$

$$A = 109 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 3556 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,pl} = 937 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 475 \text{ cm}^3$$

$$A_{eff} = \text{cm}^2$$

$$I_t = 105 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,eff} = \text{cm}^3$$

$$W_{z,eff} = \text{cm}^3$$

$$I_w = 359313 \text{ cm}^6$$

SOLLECITAZIONI

$$N_{Ed} = 1032 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 5000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

TIPO DI CARICO

5 2 Carichi Concentrati - Appoggio

$$k = 1$$

(1 = vincoli di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli di estremità a incastro)

$$k_w = 1$$

(1 = vincoli torsionali di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli torsionali di estremità a incastro)

$$C_1 = 1.046$$

$$C_2 = 0.430$$

(N.B. Se $C_2=0$ M_{cr} è indipendente da z_g)

$$C_3 = 1.120$$

$$z_s = 0 \text{ cm}$$

(se il profilo è doppiamente simmetrico =0)

$$z_a = 0 \text{ cm}$$

Punto di applicazione del carico (>0 se in zona compressa)

$$z_g = (z_a - z_s) = 0 \text{ cm}$$

$$z_j = 0.00 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 81399 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' FLESSO TORSIONALE

classe profilo

$\lambda_{LT} = 0.588 > \lambda_{LT,0} = 0.4$ Verifica a svergolamento non necessaria

$M_{ED} = 5000$ kNcm

$M_{ED}/M_{cr} = 0.061 < \lambda_{LT,0}^2 = 0.16$ Verifica a svergolamento non necessaria

Tipologia profilo (1 = laminato - 2 = saldato)

Altezza cm

Larghezza cm

curva di stabilità c

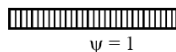
$\alpha_{LT} = 0.49$

$\beta = 1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ but } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Table 6.6: Correction factors k_c

Moment distribution	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Fattore di correzione per il diagramma del momento

$k_c =$

$f = 0.936$

$\Phi_{LT} = 0.719$

$\chi_{LT} = 0.943$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$M_{b,Rd} = 24116$ kNcm

$M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0.207 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

CALCOLO DEL CARICO CRITICO

$L_z = 400$ cm (distanza di libera inflessione nel piano debole)

$L_y = 800$ cm (distanza di libera inflessione nel piano forte)

$\beta =$

$N_{cr,z} = 4602$ kN

$N_{cr,y} = 3076$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE

classe profilo

$\lambda_z = 0.919$ $\lambda_y = 1.12$ $>$ $\lambda_0 = 0.2$ Verifica a compressione necessaria

$N_{ED} = 1032$ kN

$N_{ED}/N_{cr} = 0.335$ $>$ $\lambda_0^2 = 0.04$ Verifica a compressione necessaria

curva di stabilità

$\alpha_z = 0.49$

curva di stabilità

$\alpha_y = 0.49$

$\Phi_z = 1.098$ $\Phi_y = 1.358$

$\chi_z = 0.588$ $\chi_y = 0.472$

$N_{b,z,Rd} = 2078$ kN

$N_{b,y,Rd} = 1666$ kN

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.619 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE UNIASSIALE E SVERGOLAMENTO

$M_{Ed,y} = 5000$ kNcm

$N_{ED} = 1032$ kN

$M_{Ed,z} = 0$ kNcm

$\chi_{LT} = 0.943$

$\chi_{min} = 0.472$

$\gamma_{M1} N_{Ed} / (\chi N_{Rd}) + \gamma_{M1} M_{Ed,y} / (\chi_{LT} M_{Rd,y}) =$

$0.931 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

8.1.3. DIAFRAMMI DI SPALLA

Gli effetti globali sono dovuti al momento torcente generato dallo squilibrio delle reazioni delle travi principali nelle varie fasi.

A questi devono essere sommati gli effetti di vento e sisma che, non agendo sul piano degli appoggi, producono degli effetti aggiuntivi dovuti al trasporto tra punto di applicazione della forza e posizione degli appoggi.

8.1.3.1. Effetti globali

INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI

EFFETTI GLOBALI + VENTO

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		VENTO		TOTALE (slu)	
	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)
1001	26378	-86	35088	863	242	-269	2455	69	28658	3531	126125	-72204	0	0	0	0	287540	-97914
1059	60	-18685	-616	-25552	239	-266	2419	68	28657	3535	83742	-117953	0	0	0	0	142114	-223109
2001	-86	-26551	-1325	-35550	271	-245	-83	-2470	-3931	-29057	73250	-127902	0	0	0	0	99127	-291246
2059	18805	60	25913	978	268	-242	-83	-2434	-3926	-29047	119639	-84852	0	0	0	0	226091	-143844

EFFETTI GLOBALI + SISMA

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		SISMA		TOTALE (slu)	
	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)	M22 (max)	M22 (min)
1001	26378	-86	35088	863	242	-269	2455	69	28658	3531	126125	-72204	0	0	184275	-184275	248438	-184630
1059	60	-18685	-616	-25552	239	-266	2419	68	28657	3535	83742	-117953	0	0	184275	-184275	186993	-228778
2001	-86	-26551	-1325	-35550	271	-245	-83	-2470	-3931	-29057	73250	-127902	0	0	184275	-184275	184460	-249091
2059	18805	60	25913	978	268	-242	-83	-2434	-3926	-29047	119639	-84852	0	0	184275	-184275	229261	-186891

Il momento flettente massimo risulta dato dalla combinazione SLU ed è pari a:

$$M = 291246 \text{ kNcm}$$

INVILUPPO DEI TAGLI

EFFETTI GLOBALI + VENTO

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		VENTO		TOTALE (slu)	
	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)
1001	66	66	86	86	0	0	6	6	63	63	276	-158	0	0	0	0	655	-147
1059	-47	-47	-62	-62	0	0	6	6	63	63	183	-259	0	0	0	0	264	-506
2001	66	66	86	86	0	0	6	6	63	63	276	-158	0	0	0	0	655	-147
2059	-47	-47	-62	-62	0	0	6	6	63	63	183	-259	0	0	0	0	264	-506

EFFETTI GLOBALI + SISMA

Elemento	FASE1		FASE2		Cedimenti		Ritiro		Vento glob		FASE3		FASE3d		SISMA		TOTALE (slu)	
	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)	V3 (max)	V3 (min)
1001	66	66	86	86	0	0	6	6	63	63	276	-158	0	0	461	-461	619	-395
1059	-47	-47	-62	-62	0	0	6	6	63	63	183	-259	0	0	461	-461	420	-570
2001	66	66	86	86	0	0	6	6	63	63	276	-158	0	0	461	-461	619	-395
2059	-47	-47	-62	-62	0	0	6	6	63	63	183	-259	0	0	461	-461	420	-570

Il taglio massimo risulta dato dalla combinazione SLU ed è pari a:

$$V = 655 \text{ kN}$$

8.1.3.1. Effetti locali

Il carico che la trave di spina trasmette al diaframma allo S.L.U: è pari a 1215 kN, con questo valore viene calcolato il momento flettente e il taglio aggiuntivo da aggiungere alle sollecitazioni derivanti dagli effetti globali.

$$M = 1215 \times 800 / 8 = \pm 121500 \text{ kNcm}$$

$$V = 1215 / 2 = 608 \text{ kN}$$

8.1.3.2. Sollecitazioni compressive sugli elementi

Gli effetti locali e globali ponderati agenti sul diaframma sono:

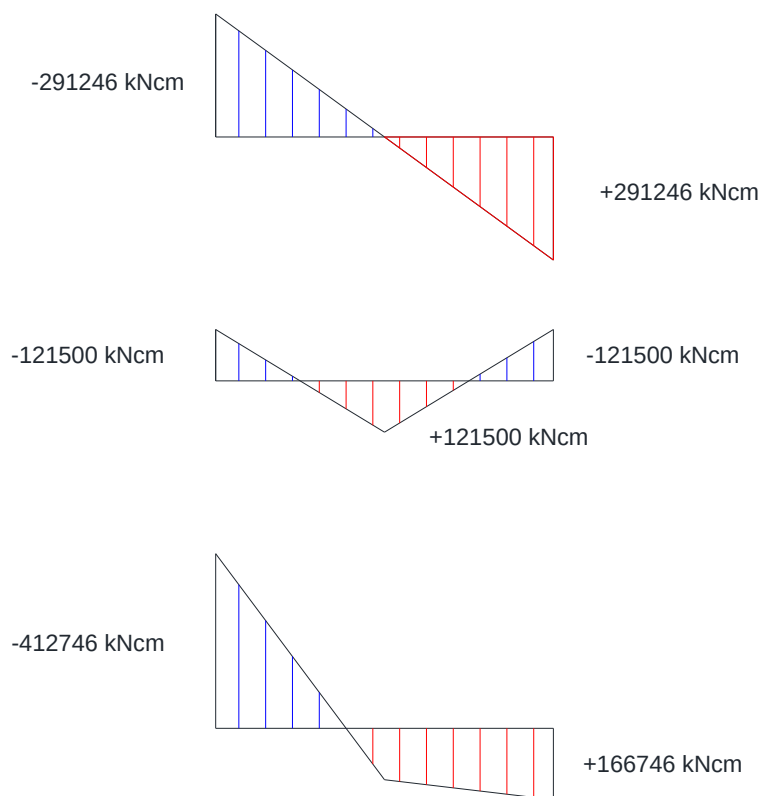


Figura 8.4 Momenti flettenti di verifica

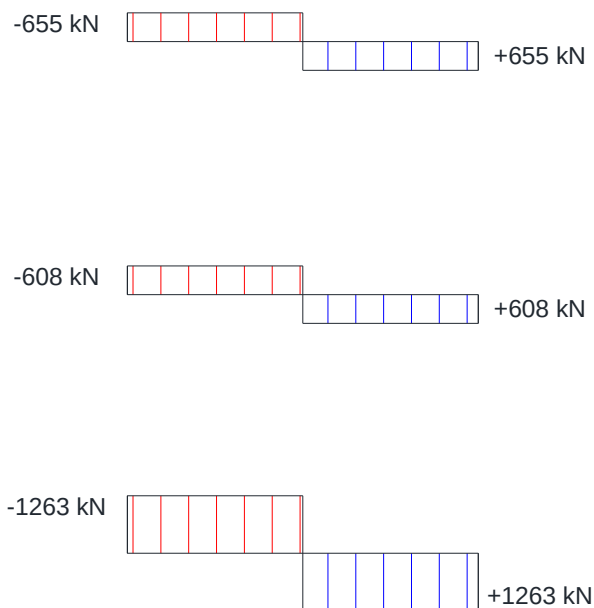


Figura 8.5 Tagli di verifica

8.1.3.1. Verifica del profilo

VERIFICA DI INSTABILITA' FLESSO TORSIONALE

CALCOLO DEL MOMENTO CRITICO

Acciaio

$$f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 8100 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Profilo

Sezione trasversale

Doppio T - H simmetrico

Lunghezza libera di inflessione

$$L_z = 800 \text{ cm}$$

(distanza di libera inflessione nel piano debole)

$$L_y = 400 \text{ cm}$$

(distanza di libera inflessione nel piano forte)

$$L_t = 800 \text{ cm}$$

(distanza tra due vincoli torsionali)

CARATTERISTICHE PROFILO

$$I_y = 3041886 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,el} = 28970 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,el} = 1077 \text{ cm}^3$$

$$A = 531 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 21534 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,pl} = 35736 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,pl} = 1764 \text{ cm}^3$$

$$A_{eff} = \text{ } \text{cm}^2$$

$$I_t = 607 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,eff} = \text{ } \text{cm}^3$$

$$W_{z,eff} = \text{ } \text{cm}^3$$

$$I_w = 230741333 \text{ cm}^6$$

SOLLECITAZIONI

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 413000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{z,Ed} = \text{ } \text{kN}\cdot\text{cm}$$

TIPO DI CARICO

4

Carico Concentrato - Incastro

$$k = 1$$

(1 = vincoli di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli di estremità a incastro)

$$k_w = 1$$

(1 = vincoli torsionali di estremità a cerniera - 0.5 = vincoli torsionali di estremità a incastro)

$$C_1 = 1.565$$

$$C_2 = 1.267$$

(N.B. Se $C_2 = 0$ M_{cr} è indipendente da z_g)

$$C_3 = 2.640$$

$$z_s = 0 \text{ cm}$$

(se il profilo è doppiamente simmetrico =0)

$$z_a = 0 \text{ cm}$$

Punto di applicazione del carico (>0 se in zona compressa)

$$z_y = (z_a - z_s) = 0 \text{ cm}$$

$$z_j = 0.00 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 1165145 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' FLESSO TORSIONALE

classe profilo

$\lambda_{LT} = 0.940 > \lambda_{LT,0} = 0.4$ Verifica a svergolamento necessaria

$M_{ED} = 413000 \text{ kNcm}$

$M_{ED}/M_{cr} = 0.354 > \lambda_{LT,0}^2 = 0.16$ Verifica a svergolamento necessaria

Tipologia profilo (1 = laminato - 2 = saldato)

Altezza cm
Larghezza cm

curva di stabilità d
 $\alpha_{LT} = 0.76$

$\beta = 1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ but } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Fattore di correzione per il diagramma del momento

$k_c =$
 $f = 0.889$

$\Phi_{LT} = 1.146$
 $\chi_{LT} = 0.623$

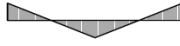
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$M_{b,Rd} = 582924 \text{ kNcm}$

$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.708 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

Table 6.6: Correction factors k_c

Moment distribution	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

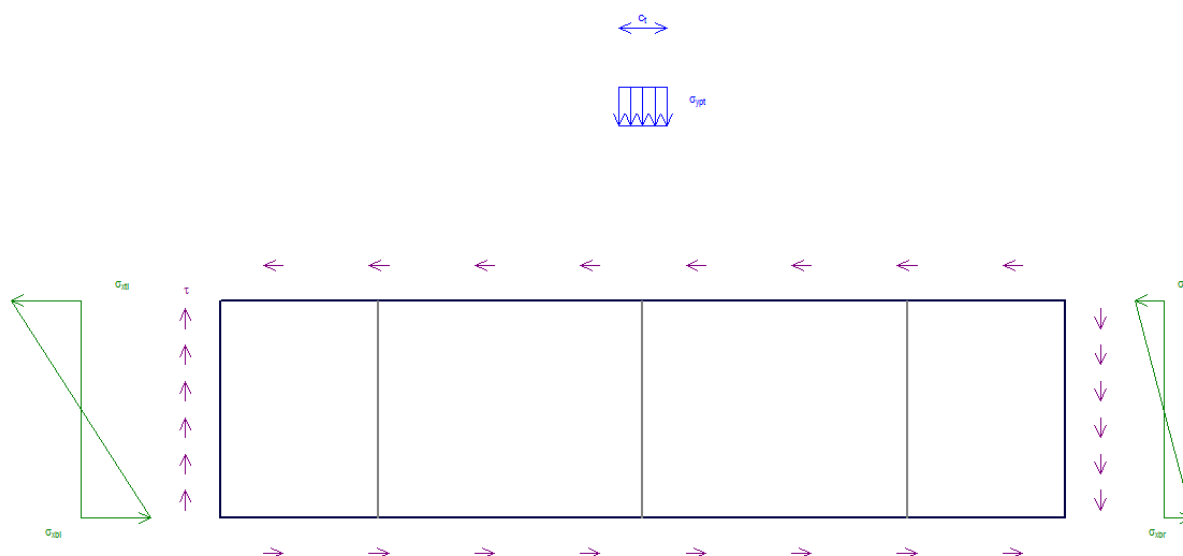
VERIFICA AD IMBOZZAMENTO DEL PANNELLO D'ANIMA

Le tensioni utilizzate ai fini della verifica sono calcolate con le sollecitazioni riportate in precedenza.

La verifica è stata condotta su un pannello d'anima con la geometria indicata in seguito:

- Larghezza 800cm
- Altezza 212cm
- Spessore 1.8 cm

In seguito si riporta uno schema delle sollecitazioni agenti sull'anima del traverso e il relativo valore:

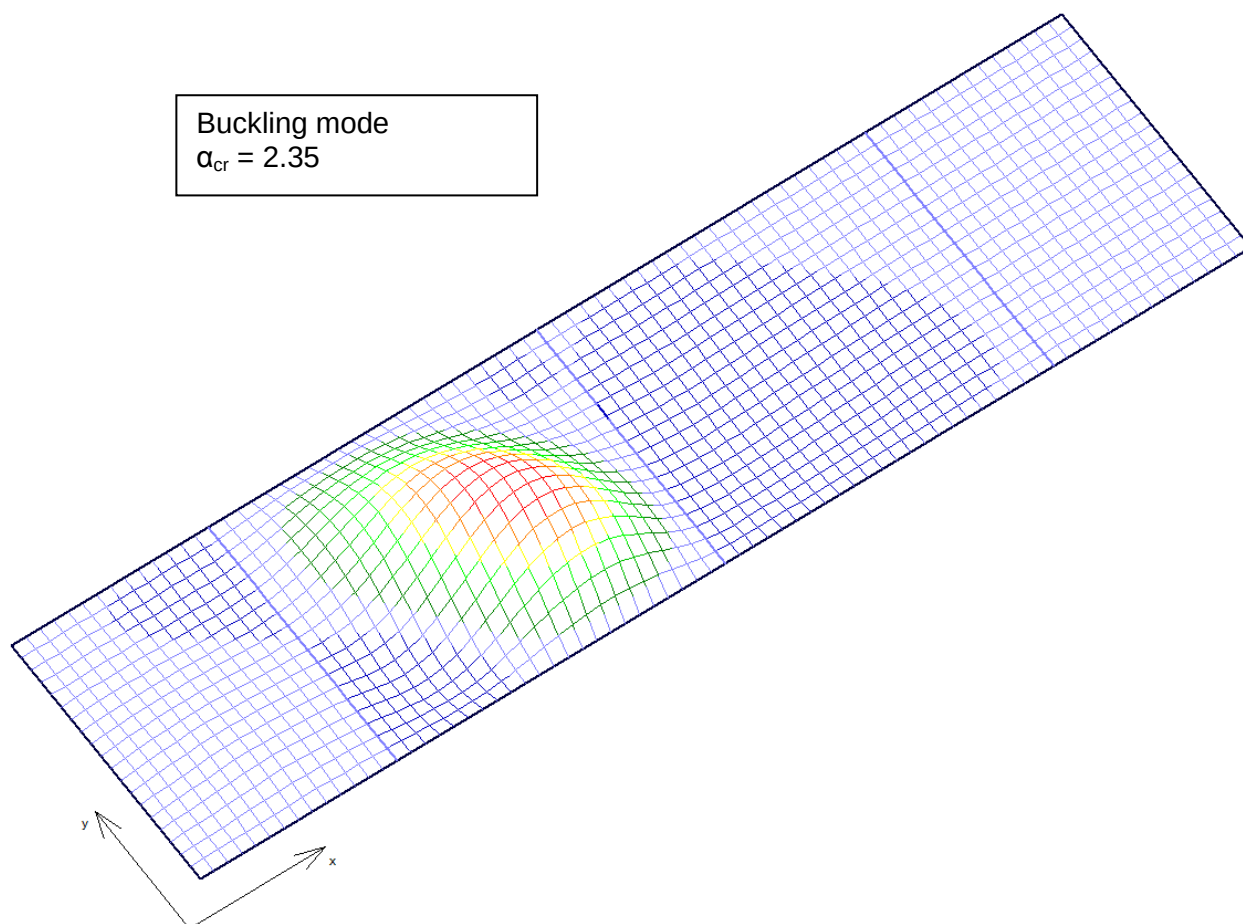


In seguito si riportano i valori di tensione considerati

Diagramma delle tensioni – Sinistra	$\sigma_{xli} = -143 \text{ MPa}$	$\sigma_{xbl} = 143 \text{ MPa}$
Diagramma delle tensioni – Destra	$\sigma_{xtr} = 58 \text{ MPa}$	$\sigma_{xbr} = -58 \text{ MPa}$
Tensione tangenziale	$\tau = 40 \text{ MPa}$	
Tensione trasversale distribuita	$\sigma_{ypt} = 80 \text{ MPa}$	

La tensione trasversale concentrata σ_{ypt} è dovuta alla reazione trasmessa dalla trave di spina.

Il primo modo di instabilità è rappresentato nella seguente figura, in cui viene riportato anche l' α_{cr} :



In seguito si riporta la verifica:

PROGETTAZIONE ATI:

STABILITA' FLESSO TORSIONALE - METODO GENERALE EC3-1-1

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 35.5 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Ed} &= 14.3 \text{ kN/cm}^2 \\ \alpha_{ult,k} &= f_{yk} / \sigma_{Ed} = 2.48 \\ \alpha_{cr,op} &= 2.35 \end{aligned}$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5} = 1.0278086$$

$$\begin{aligned} \text{curva di instabilità} &= c \\ \alpha &= 0.49 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.5(1 + \alpha(\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2) = 1.23$$

$$X_{op} = 1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda_{op}^2)^{0.5}) = 0.52$$

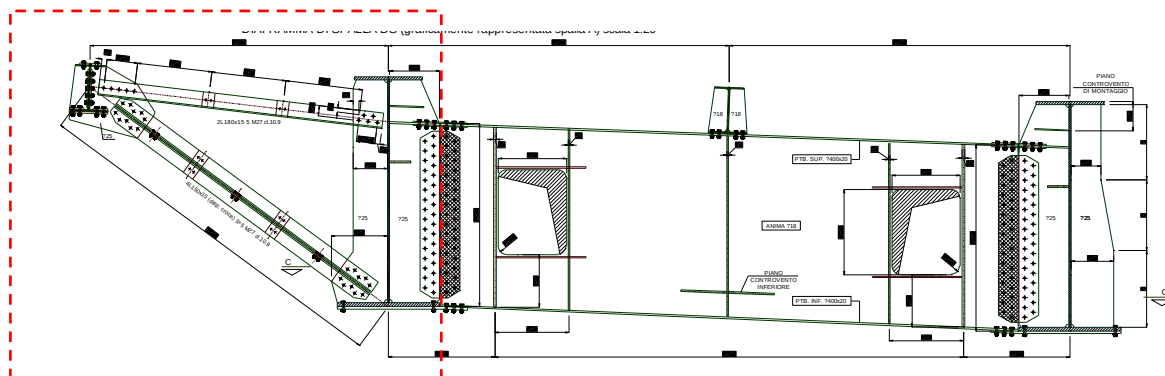
$$Y_{M1} = 1$$

$$X_{op} \alpha_{ult,k} / Y_{M1} = 1.30$$

Verificato

8.1.4. VERIFICHE BRIGLIE E DIAGONALI – ALLARGAMENTO

Nel paragrafo seguente si riportano le verifiche dei profili, diagonale e briglia, presenti a livello dei diaframmi nelle sezioni in allargamento. I suddetti elementi vengono dimensionati con lo scarico della trave di spina.



Lo schema statico considerato è il seguente:

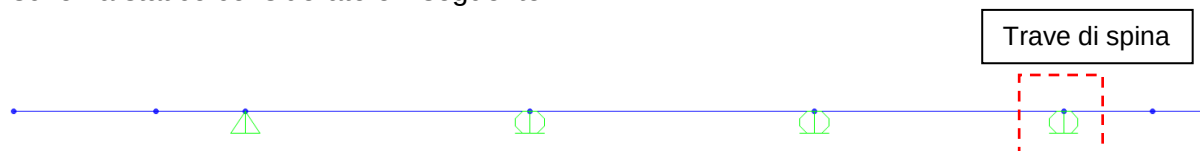


Figura 8.6 Schema statico - allargamento

Dal modello trasversale si ricavano, per le varie fasi, le reazioni sull'appoggio (I carichi nelle varie fasi sono gli stessi presenti nel capitolo 4).

FASE 1	29.98 kN/m
FASE 2	20.84 kN/m
FASE 3	373.2 kN + 22.13 kN/m

Lo scarico complessivo sul singolo diaframma dipende dall'area di influenza dello stesso. A favore di sicurezza si considera il passo massimo dei diaframmi che in questo caso è pari a 7.2m. Di seguito si riporta la reazione agente sulla carpenteria combinata allo SLU:

$$R = (1.35 \times 29.98 + 1.5 \times 20.84 + 1.35 \times 22.13) \times 7.2 + 1.35 \times 373.2 \times 2 = 1740 \text{ kN}$$

Risolvendo lo schema statico reticolare si ricavano i seguenti sforzi:

$N_{\text{diagonale}} = - 2.05 \times R = - 3567 \text{ kN}$	sforzo normale di compressione
$N_{\text{briglia}} = 1.67 \times R = 2906 \text{ kN}$	sforzo normale di trazione

DIAGONALI

4 angolari a croce	
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)	

Trazione	$N_T =$	0	[kN]
Compressione	$N_C =$	3567	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	4400	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	4400	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	150	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	150	[mm]
Spessore	$t =$	18	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	25	[mm]
Piatto orizzontale, spessore lungo asse y	$t_y =$	25	[mm]
Acciaio	S 355		
Curva di stabilità	c		
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MD} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MD} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR	510_c		

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	5076	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	223884	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	223884	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	44	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	44	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	10631895	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	10631895	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-6255957	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	16887852	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	4375937	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	58	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	29	[mm]

Proprietà inerziali 4 angolari a croce

Area lorda	$A =$	20304	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	107587332	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	107587332	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	73	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	73	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	60	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	60	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo assi x e y	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	72	[-]
Snellezza equivalente lungo asse y	$\lambda_{eq,y} = (\lambda_y^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	72	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	72	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	1.77	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1174	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	0	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	311	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

BRIGLIE

2 angolari a cartella
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	2906	[kN]
Compressione	$N_C =$	0	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	3550	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	3550	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	180	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	180	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	25	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MD} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{MT} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MD} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{MT} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	5175	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	261563	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	261563	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	51	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	51	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	16125346	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	16125346	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-9587935	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	25713281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	6537412	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	70	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	36	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	10350	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	32250693	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	73386563	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	56	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	84	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	42	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	64	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	58	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	64	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	1.57	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1422	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	281	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	0	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

9. CONTROVENTI

9.1. CONTROVENTI INFERIORI

I controventi inferiori devono essere in grado di equilibrare gli sforzi dovuti alle azioni torcenti nelle fasi di carico 2 e 3 e quelli dovuti alle azioni taglianti orizzontali indotte dal vento a ponte carico. La maglia tipica presenta un'organizzazione a rombo (aste tese e compresse) ed è realizzata con degli angolari accoppiati a lati uguali (2L 150x15 o 2L 180x15 a seconda della maglia).

L'azione del vento si ripartisce tra la soletta ed il controvento inferiore in base alla rigidezza orizzontale. Il tagliante orizzontale totale è dato dalla somma del taglio sui due fili di travi longitudinali.

Il momento torcente complessivo agente sul singolo cassone (travi principali-soletta-controventi inferiori) si ottiene dalla somma dei momenti torcenti dei due fili che lo compongono.

Il taglio dato dal momento torcente è dato dalla seguente formula:

$$H = M_t / (2 * h)$$

dove h rappresenta la distanza tra i controventi.

9.1.1. VALORI MASSIMI DI VERIFICA ALLO SLU

Asta	Taglio	Sforzo Normale	Profilo	2L 180x15	2L 150x15
	kN	kN		1197	799
1	1675	1148	2L 180x15	1148	0
2	1746	1197	2L 180x15	1197	0
3	1734	1188	2L 180x15	1188	0
4	1652	1132	2L 180x15	1132	0
5	1510	1035	2L 180x15	1035	0
6	965	661	2L 150x15	0	661
7	843	577	2L 150x15	0	577
8	405	278	2L 150x15	0	278
9	434	297	2L 150x15	0	297
10	489	335	2L 150x15	0	335
11	1014	695	2L 150x15	0	695
12	1072	735	2L 150x15	0	735
13	1146	786	2L 150x15	0	786
14	1491	1022	2L 180x15	1022	0
15	1529	1048	2L 180x15	1048	0
16	1626	1115	2L 180x15	1115	0
17	1544	1058	2L 180x15	1058	0
18	1521	1042	2L 180x15	1042	0
19	1620	1111	2L 180x15	1111	0
20	1646	1128	2L 180x15	1128	0
21	1521	1043	2L 180x15	1043	0
22	1476	1012	2L 180x15	1012	0
23	1423	975	2L 180x15	975	0
24	1165	799	2L 150x15	0	799
25	1152	789	2L 150x15	0	789
26	1069	732	2L 150x15	0	732
27	662	454	2L 150x15	0	454
28	575	394	2L 150x15	0	394
29	484	332	2L 150x15	0	332
30	540	370	2L 150x15	0	370
31	641	439	2L 150x15	0	439
32	597	409	2L 150x15	0	409
33	1048	718	2L 150x15	0	718
34	1141	782	2L 150x15	0	782
35	1164	798	2L 150x15	0	798
36	1407	965	2L 180x15	965	0
37	1455	997	2L 180x15	997	0
38	1523	1044	2L 180x15	1044	0
39	1425	977	2L 180x15	977	0
40	1402	961	2L 180x15	961	0
41	1304	893	2L 180x15	893	0
42	1329	911	2L 180x15	911	0
43	1230	843	2L 180x15	843	0
44	1301	892	2L 180x15	892	0
45	1265	867	2L 180x15	867	0
46	933	640	2L 150x15	0	640
47	1001	686	2L 150x15	0	686
48	941	645	2L 150x15	0	645
49	416	285	2L 150x15	0	285
50	374	256	2L 150x15	0	256
51	491	336	2L 150x15	0	336
52	747	512	2L 150x15	0	512
53	871	597	2L 150x15	0	597
54	1471	1008	2L 180x15	1008	0
55	1381	947	2L 180x15	947	0
56	1468	1006	2L 180x15	1006	0
57	1568	1074	2L 180x15	1074	0
58	1506	1032	2L 180x15	1032	0

PROGETTAZIONE ATI:

9.1.1.1. Verifica dei 2L 150x15

2 angolari a cartella
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	800	[kN]
Compressione	$N_C =$	800	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	5500	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	5000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	150	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	150	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	20	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{M0} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{M0} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	4275	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	183938	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	183938	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	43	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	43	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	9112722	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-5395559	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	14508281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	3717163	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	58	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	29	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	8550	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	18225444	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	42266250	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	46	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	70	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	78	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	108	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	88	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	108	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	2.87	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1179	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	94	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	269	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

9.1.1.1. Verifica dei 2L 180x15

2 angolari a cartella
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	1200	[kN]
Compressione	$N_C =$	1200	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	5500	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	5000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	180	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	180	[mm]
Spessore	$t =$	15	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	20	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{M0} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{M0} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	5175	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	261563	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	261563	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	51	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	51	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	16125346	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	16125346	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-9587935	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	25713281	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	6537412	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	70	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	36	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	10350	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	32250693	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	70188750	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	56	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	82	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	67	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	90	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	78	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	90	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	2.22	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	1422	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	116	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	257	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

9.2. CONTROVENTI DI MONTAGGIO

È anche presente un controventamento superiore che assorbe le azioni taglianti orizzontali indotte dal vento in fase di montaggio. La maglia tipica presenta un'organizzazione a croce di S. Andrea (aste solo tese) ed è realizzata con angolari accoppiati a lati uguali 2L 80x6. Nei cambi adiacenti alla pila e alle spalle sono invece presenti controventi aventi sezione 2L 90x8.

9.2.1. VALORI MASSIMI DI VERIFICA ALLO SLU

Asta	Taglio	Sforzo Normale	Profilo	2L 90x8	2L 80x6
	kN	kN		513	242
1	374	513	2L 90x8	513	0
2	356	488	2L 90x8	488	0
3	317	435	2L 90x8	435	0
4	298	408	2L 90x8	408	0
5	231	317	2L 90x8	317	0
6	176	242	2L 80x6	0	242
7	157	215	2L 80x6	0	215
8	139	190	2L 80x6	0	190
9	116	160	2L 80x6	0	160
10	103	141	2L 80x6	0	141
11	111	152	2L 80x6	0	152
12	91	125	2L 80x6	0	125
13	115	157	2L 80x6	0	157
14	114	157	2L 90x8	157	0
15	98	134	2L 90x8	134	0
16	176	242	2L 90x8	242	0
17	111	153	2L 90x8	153	0
18	123	168	2L 90x8	168	0
19	236	324	2L 90x8	324	0
20	216	297	2L 90x8	297	0
21	126	173	2L 90x8	173	0
22	126	172	2L 90x8	172	0
23	106	146	2L 90x8	146	0
24	94	128	2L 80x6	0	128
25	91	125	2L 80x6	0	125
26	76	105	2L 80x6	0	105
27	89	122	2L 80x6	0	122
28	49	67	2L 80x6	0	67
29	41	57	2L 80x6	0	57
30	40	54	2L 80x6	0	54
31	59	81	2L 80x6	0	81
32	38	53	2L 80x6	0	53
33	52	72	2L 80x6	0	72
34	72	98	2L 80x6	0	98
35	87	119	2L 80x6	0	119

VIADOTTO S. ERACLIANO – IMPALCATO -RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

36	90	124	2L 90x8	124	0
37	110	151	2L 90x8	151	0
38	217	298	2L 90x8	298	0
39	146	200	2L 90x8	200	0
40	158	216	2L 90x8	216	0
41	153	210	2L 90x8	210	0
42	133	183	2L 90x8	183	0
43	52	71	2L 90x8	71	0
44	85	116	2L 90x8	116	0
45	65	89	2L 90x8	89	0
46	45	61	2L 80x6	0	61
47	87	119	2L 80x6	0	119
48	93	128	2L 80x6	0	128
49	57	79	2L 80x6	0	79
50	75	103	2L 80x6	0	103
51	161	221	2L 80x6	0	221
52	124	170	2L 80x6	0	170
53	142	195	2L 80x6	0	195
54	245	336	2L 90x8	336	0
55	199	273	2L 90x8	273	0
56	204	280	2L 90x8	280	0
57	289	396	2L 90x8	396	0
58	307	420	2L 90x8	420	0

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.1.1. Verifica dei 2L 80x6

2 angolari a cartella	
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)	

Trazione	$N_T =$	250	[kN]
Compressione	$N_C =$	0	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	11000	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	11000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	80	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	80	[mm]
Spessore	$t =$	6	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	12	[mm]
Acciaio	S 355		
Curva di stabilità	c		
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MO} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MO} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR	510_c		

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	924	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	20532	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	20532	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	22	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	22	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	573091	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	573091	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-341361	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	914452	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	231730	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	31	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	16	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	1848	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	1146182	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	2617952	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	25	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	38	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	292	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	442	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	295	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	442	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	12.40	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	633	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	135	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	0	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.1.1. Verifica dei 2L 90x8

2 angolari a cartella
Calcolo secondo CNR 10011/97 (7.2.3.4)

Trazione	$N_T =$	550	[kN]
Compressione	$N_C =$	0	[kN]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse x	$L_x =$	11000	[mm]
Lunghezza libera di inflessione lungo asse y	$L_y =$	11000	[mm]
Lato lungo asse x	$b_x =$	90	[mm]
Lato lungo asse y	$b_y =$	90	[mm]
Spessore	$t =$	8	[mm]
Piatto verticale, spessore lungo asse x	$t_x =$	12	[mm]
Acciaio		S 355	
Curva di stabilità		c	
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{MD} =$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza per stabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10	[-]
Tensione di calcolo per resistenza	$f_{yk} / \gamma_{MD} =$	338	[N/mm ²]
Tensione di calcolo per stabilità	$f_{yk} / \gamma_{M1} =$	323	[N/mm ²]
Curva CNR		510_c	

Proprietà inerziali 1 angolare singolo

Area lorda	$A =$	1376	[mm ²]
Momento statico rispetto a asse x	$S_x =$	35024	[mm ³]
Momento statico rispetto a asse y	$S_y =$	35024	[mm ³]
Ascissa baricentro da bordo irrigidito	$x_g =$	25	[mm]
Ordinata baricentro da bordo irrigidito	$y_g =$	25	[mm]
Momento di inerzia rispetto a asse x baricentrico	$J_x =$	1066512	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y baricentrico	$J_y =$	1066512	[mm ⁴]
Momento di inerzia centrifugo rispetto a assi x e y baricentrici	$J_{xy} =$	-633307	[mm ⁴]
Angolo tra asse principale 1 e asse x baricentrico	$\alpha =$	45	[°]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 1	$J_1 =$	1699819	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse principale 2	$J_2 =$	433205	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 1	$\rho_1 =$	35	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse principale 2	$\rho_2 =$	18	[mm]

Proprietà inerziali 2 angolari a cartella

Area lorda	$A =$	2752	[mm ²]
Momento di inerzia rispetto a asse x	$J_x =$	2133023	[mm ⁴]
Momento di inerzia rispetto a asse y	$J_y =$	4855637	[mm ⁴]
Raggio di inerzia rispetto a asse x	$\rho_x =$	28	[mm]
Raggio di inerzia rispetto a asse y	$\rho_y =$	42	[mm]

Verifica profilo composto

Snellezza lungo asse x	$\lambda_x = L_x / \rho_y =$	262	[-]
Snellezza lungo asse y	$\lambda_y = L_y / \rho_x =$	395	[-]
Snellezza aggiuntiva lungo asse x	$\lambda_0 =$	40	[-]
Snellezza equivalente lungo asse x	$\lambda_{eq,x} = (\lambda_x^2 + \lambda_0^2)^{0.5} =$	265	[-]
Snellezza massima	$\lambda_{max} =$	395	[-]
Coefficiente omega	$\omega =$	12.40	[-]
Interasse calastrelli	$L_0 = \lambda_0 \rho_{min} =$	710	[mm]
Verifica a trazione	$\sigma_T =$	200	[N/mm ²] < 338, ok!
Verifica a compressione	$\sigma_C =$	0	[N/mm ²] < 323, ok!

PROGETTAZIONE ATI:

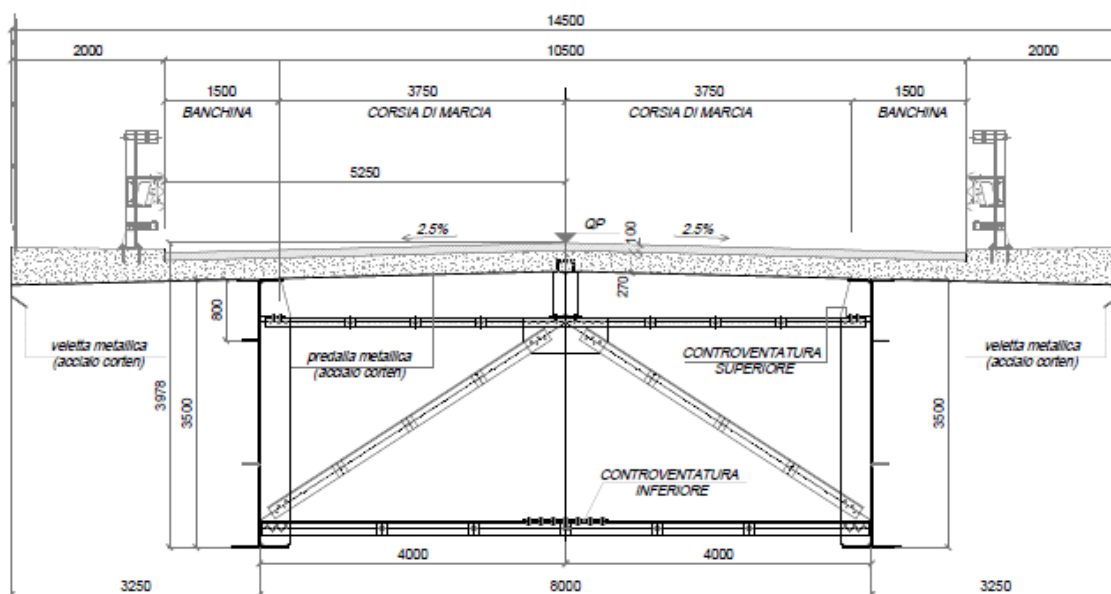
10. SOLETTA D'IMPALCATO

10.1. DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA

La soletta d'impalcato viene realizzata mediante getto in opera su predalles di spessore pari a 6 cm.

Le predalles sono armate con idonei tralicci con altezza pari a 15 cm e su di esse sarà poggiata l'armatura integrativa inferiore.

L'intero impalcato viene coperto trasversalmente appoggiando le predalles sulle travi principali.



1. Figura 10.1 sezione trasversale tipica

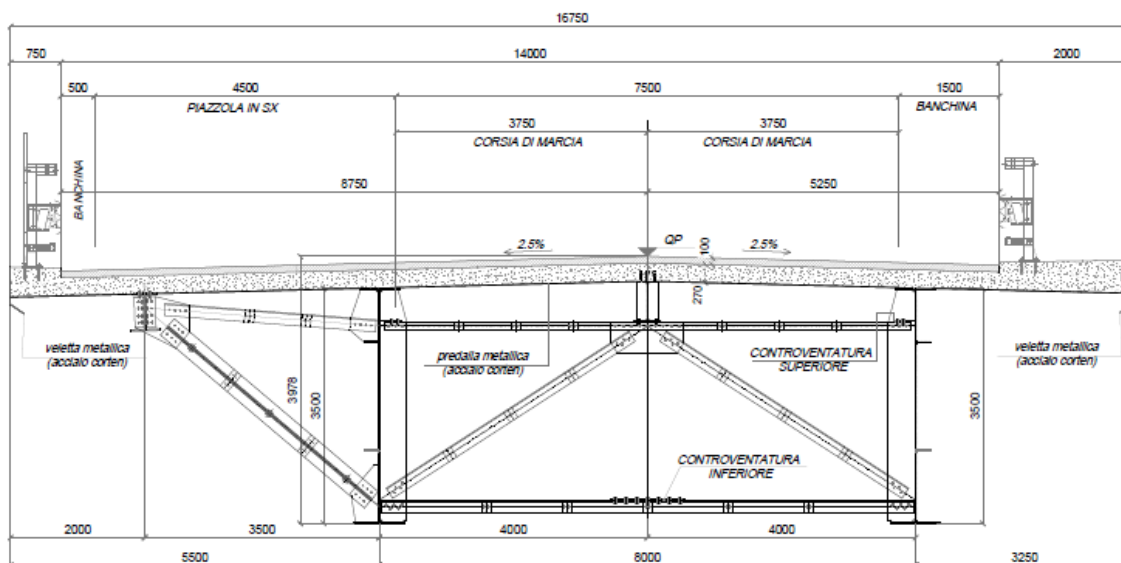


Figura 10.2 sezione trasversale con allargamento

Si considerano le seguenti fasi di carico

Fase 1

Le predalles sono posate sulle travi con schema statico di trave semplicemente appoggiata.

Nella sezione trasversale tipica gli sbalzi presentano luce di 3.25 m, mentre le campate hanno luce pari a 4.00 m.

Nella sezione trasversale allargata si ha uno sbalzo di 2 m e uno di 3.25 m. Le campate hanno luce pari a 4.00 m e 3.50 m.

Ciascuna predalla sostiene sè stessa, l'armatura integrativa, la veletta ed il getto di completamento a spessore definitivo pari a 27cm.

Fase 2

Lo schema statico è di trave continua sulla struttura principale, costituita dall'intero spessore di soletta (27 cm predalle comprese); i carichi in gioco sono i permanenti portati.

Fase 3

Lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata sulle travi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali.

Le predalle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori di tipo Nelson.

Una volta disposte le lastre prefabbricate si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale.

Alla suddetta fase seguono infine il getto della soletta a spessore definitivo e il getto dei cordoli laterali.

10.2. FASE 1

Si riporta la verifica delle predalles per la fase I di getto della soletta considerando come elemento resistente la sola predalla in calcestruzzo armata di tralicci, per una lunghezza longitudinale di soletta di 1.00 m.

10.2.1. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati in questa fase sono:

Predalla (6.0 cm)	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.06 \text{ m}$	=	1.50 kN/m^2
Soletta	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.21 \text{ m}$	=	5.25 kN/m^2
Velette	$1.0 \text{ kN/m} \times 2$	=	2.0 kN/m

Larghezza impalcato 14.50 m (sezione trasversale tipica)

La fase 1 di getto è suddivisa in due fasi; una prima fase il getto di soletta sugli sbalzi è limitato a 1.25 m dalla veletta esterna, e una fase successiva di completamento di getto di soletta dello spessore di getto pari a 21 cm.

In questa fase si considerano agenti il peso proprio delle lastre prefabbricate, delle velette e del getto della soletta che è ancora inerte.

La struttura resistente in questa fase di carico è costituita unicamente dalla predalle armata dai tralicci di altezza 15 cm ad interasse 40 cm con ferro Ø18 superiore e 2 Ø16 inferiori correnti trasversalmente e con traliccio in ferri Ø10.

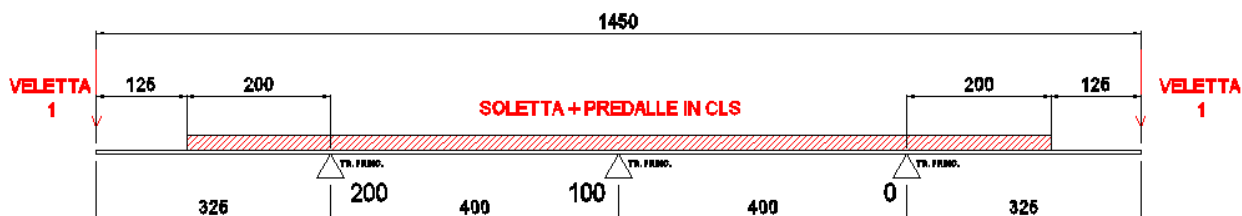


Figura 10.3 Fase 1-a

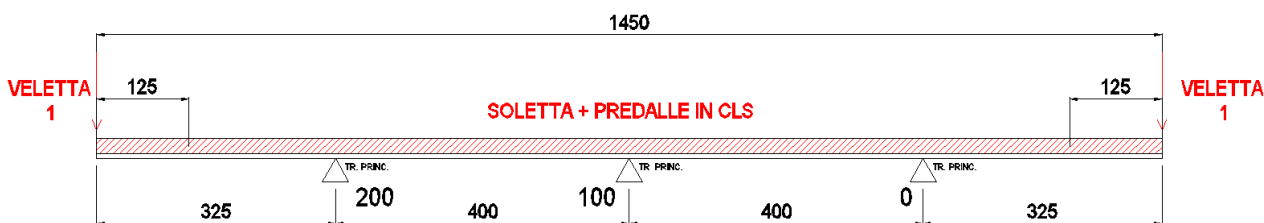


Figura 10.4 Fase 1-b

Larghezza impalcato 16.75 m (sezione trasversale tipica)

La fase 1 di getto è suddivisa in due fasi; una prima fase il getto di soletta sullo sbalzo di 3.25 m è limitato a 1.25 m dalla veletta esterna, e una fase successiva di completamento di getto di soletta dello spessore di getto pari a 21 cm.

In questa fase si considerano agenti il peso proprio delle lastre prefabbricate, delle velette e del getto della soletta che è ancora inerte.

La struttura resistente in questa fase di carico è costituita unicamente dalla predalle armata dai tralicci di altezza 15 cm ad interasse 40 cm con ferro Ø18 superiore e 2 Ø16 inferiori correnti trasversalmente e con traliccio in ferri Ø10.

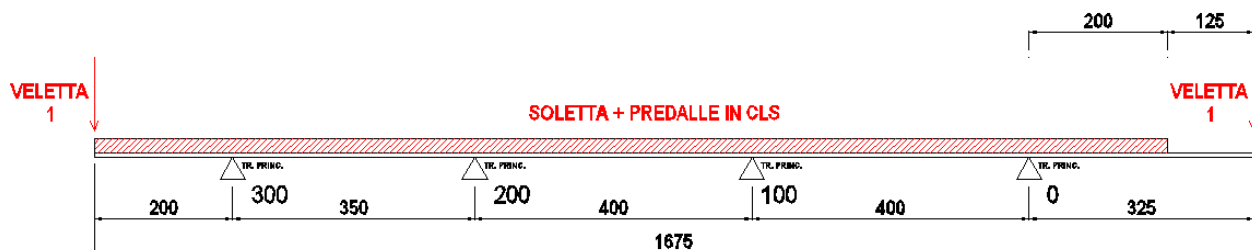


Figura 10.5 Fase 1-a

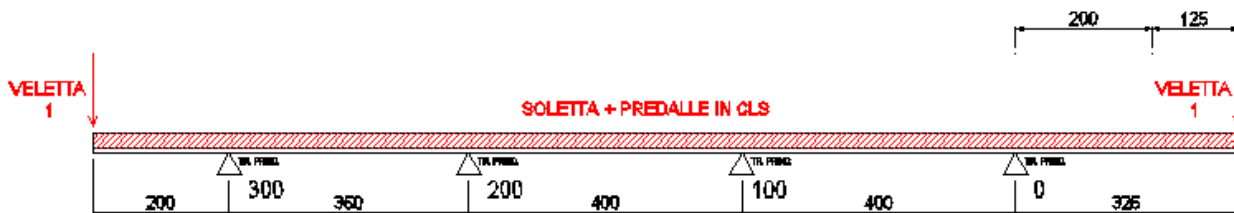


Figura 10.6 Fase 1-b

10.2.2. MODELLO DI CALCOLO

La soletta è schematizzata come trave in semplice appoggio sulle travi principali.

Larghezza impalcato 14.50 m



Figura 10.7 Modello di calcolo soletta fase I – Larghezza 14.50

Larghezza impalcato 16.75 m



Figura 10.8 Modello di calcolo soletta fase I – Larghezza 16.75

10.2.2.1. Carichi

Larghezza impalcato 14.50 m

Carichi di fase I-a

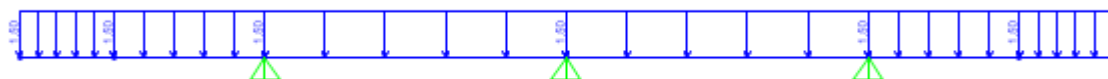


Figura 10.9 Carico predalle



Figura 10.10 Carico getto calcestruzzo



Figura 10.11 Carico vellee di estremità

Carichi di fase I-b

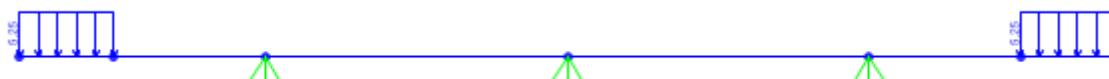


Figura 10.12 Carico getto calcestruzzo integrativo

Larghezza impalcato 16.75 m

Carichi di fase I-a

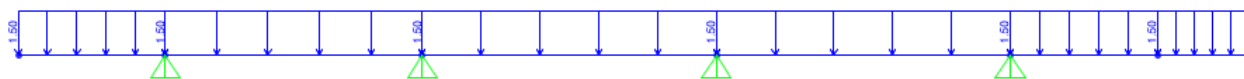


Figura 10.13 Carico predalle

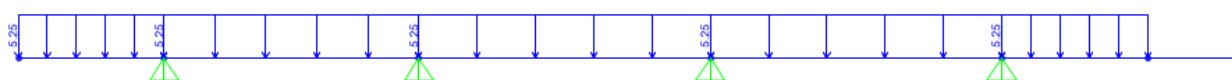


Figura 10.14 Carico getto calcestruzzo



Figura 10.15 Carico velette di estremità

Carichi di fase I-b

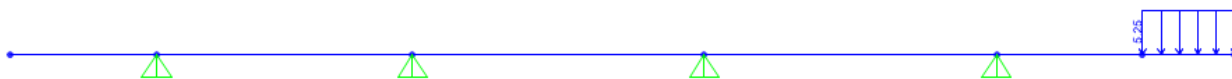


Figura 10.16 Carico getto calcestruzzo integrativo

10.2.2.2. Sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni di verifica nella condizione di carico elementare.

Larghezza impalcato 14.50 m

Sollecitazioni di fase I-a

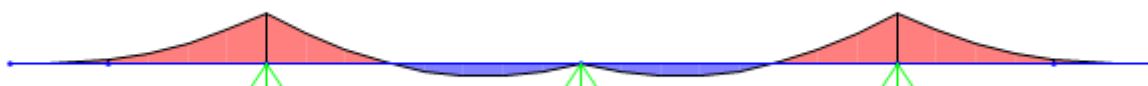


Figura 10.17 Momento flettente

Momento flettente minimo:
Momento flettente massimo:

$$M^- = - 21.67 \text{ kNm/m}$$

$$M^+ = 4.70 \text{ kNm/m}$$

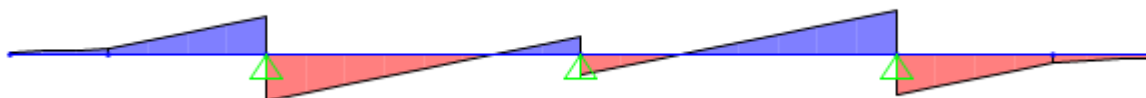


Figura 10.18 Taglio Verticale

Taglio verticale lato sbalzo:
Taglio verticale lato campata:

$$T_{SX} = 16.37 \text{ kN/m}$$

$$T_{DX} = 18.92 \text{ N/m}$$

Larghezza impalcato 16.75 m

Sollecitazioni di fase I-a



Figura 10.19 Momento flettente

Momento flettente minimo:

$$M^- = - 21.67 \text{ kNm/m}$$

Momento flettente massimo:

$$M^+ = 13.50 \text{ kNm/m}$$

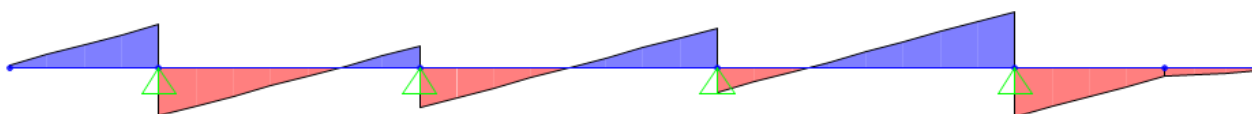


Figura 10.20 Taglio Verticale

Taglio verticale lato sbalzo:

$$T_{SX} = 16.37 \text{ kN/m}$$

Taglio verticale lato campata:

$$T_{DX} = 18.92 \text{ N/m}$$

10.2.3. VERIFICA DEL TRALICCIO PEDALLES PER FASE I

Larghezza impalcato 14.50 m

Fase 1a

Momento flettente minimo:
Momento flettente massimo:

$$M^{-}SLU = 21.67 * 1.35 = 29.26 \text{ kNm/m}$$

$$M^{+}SLU = 4.70 * 1.35 = 6.35 \text{ kNm/m}$$

Taglio verticale lato sbalzo:
Taglio verticale lato campata:

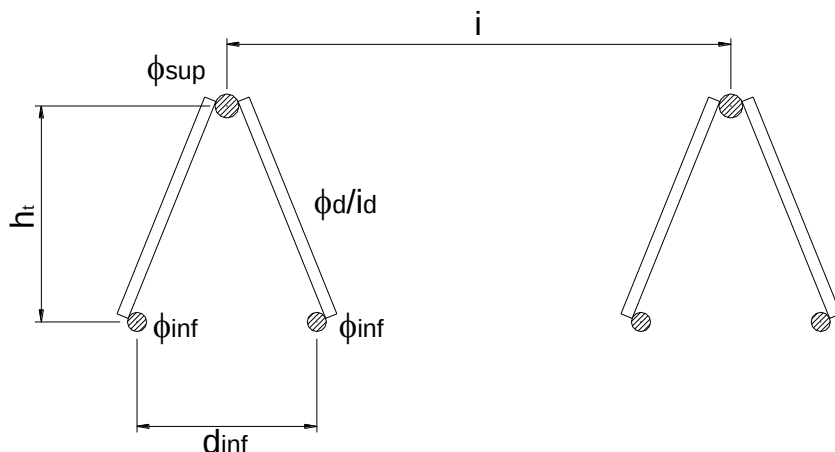
$$T_{SX,SLU} = 16.37 * 1.35 = 22.10 \text{ kN/m}$$

$$T_{DX,SLU} = 18.92 * 1.35 = 25.54 \text{ kN/m}$$

Momento negativo massimo sull'appoggio	MB=	-29.26	kNm
Momento positivo massimo in campata	MC=	6.35	kNm
Taglio sx sull'appoggio	Vb sx=	22.10	kN
Taglio dx sull'appoggio	Vb dx=	25.54	kN

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: ht	15	cm		
Altezza utile traliccio: ht	13.3	cm	=	0.133 m
Distanza ferri inf: dinf	10	cm	=	0.1 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1.8	cm	=	0.018 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	0.0	cm	=	0 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	1.6	cm	=	0.016 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	1.6	cm	=	0.016 m
Diametro diagonali: ϕ_d	1.0	cm	=	0.01 m
Interasse tralicci: i	40	cm	=	0.4 m
Interasse diagonali: id	20	cm	=	0.2 m
Peso totale sola armatura:			=	26.13 kg/m ²



PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a momento negativo

M= -29.26 kNm
N= -220.00 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50

Sforzo normale nei correnti N= 88.0 kN

Corrente superiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 3458 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2188 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità $i = 0.4 \text{ cm}$

$L_0 = 20.00 \text{ cm}$

$\lambda = 50.00$

$\omega = 1.35$

$\sigma = 2949 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonali dei tralicci

Verifica di stabilità
 $N_d = 667 \text{ daN}$
 $\sigma = 850 \text{ daN/cm}^2$
 $i = 0.25 \text{ cm}$
 $L_d = 17.37 \text{ cm}$
 $\lambda = (\Lambda\delta - 3) * \beta / \iota = 40.25$
 $\omega = 1.22$
 $\beta = 0.7$

$\sigma = 1036 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$
Portata residua dei diagonali s= 2877 daN/cm²

Verifica a momento positivo

M= 6.35 kNm
N= 49.61 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50
Sforzo normale nei correnti N= 19.8 kN

Corrente superiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 780 \text{ daN/cm}^2$
Verifica di stabilità $i = 0.45 \text{ cm}$
 $L_o = 20.00 \text{ cm}$
 $\lambda = 44.44$
 $\omega = 1.27$

$\sigma = 991 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 493 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonalali dei tralicci

Verifica di stabilità Nd= 587 daN
 $\sigma = 747 \text{ daN/cm}^2$
 $i = 0.25 \text{ cm}$
 $L_d = 17.00 \text{ cm}$
 $\lambda = (\Lambda \delta - 3) * \beta / \iota = 39.19$
 $\omega = 1.21$
 $\beta = 0.7$

$\sigma = 902 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonalali s= 3011 daN/cm²

Fase 1b

La verifica nella sezione di giunto del traliccio elettrosaldato di composizione della predalle viene omessa, in quanto il momento sollecitante è minore del momento sollecitante di fase I-a, pertanto essendo l'armatura di composizione del traliccio la stessa su tutta la sezione trasversale di impalcato, le verifiche sono implicitamente soddisfatte.

Larghezza impalcato 16.75 m

Fase 1a

Momento flettente minimo:
Momento flettente massimo:

$$M^{\text{SLU}} = 21.67 \cdot 1.35 = 29.26 \text{ kNm/m}$$

$$M^{+ \text{SLU}} = 13.50 \cdot 1.35 = 18.23 \text{ kNm/m}$$

Taglio verticale lato sbalzo:
Taglio verticale lato campata:

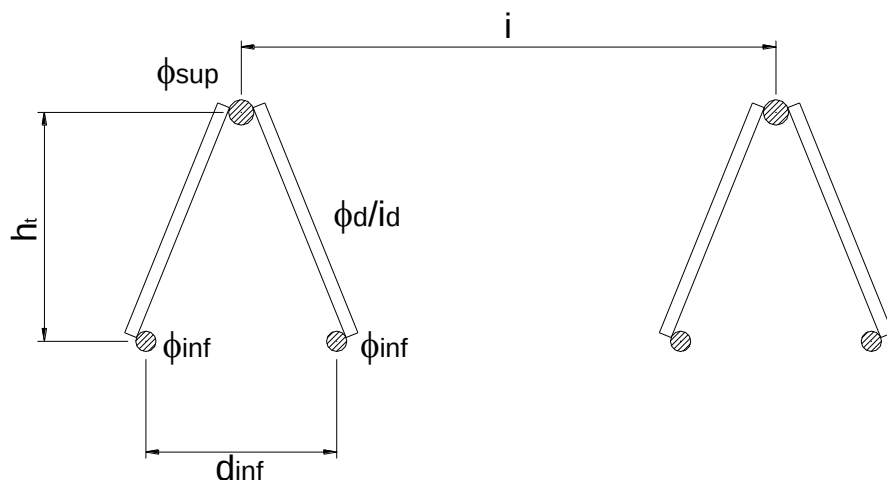
$$T_{\text{SX,SLU}} = 16.37 \cdot 1.35 = 22.10 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{DX,SLU}} = 18.92 \cdot 1.35 = 25.54 \text{ kN/m}$$

Momento negativo massimo sull'appoggio	MB=	-29.26	kNm
Momento positivo massimo in campata	MC=	18.23	kNm
Taglio sx sull'appoggio	Vb sx=	22.10	kN
Taglio dx sull'appoggio	Vb dx=	25.54	kN

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: ht	15	cm		
Altezza utile traliccio: ht	13.3	cm	=	0.133 m
Distanza ferri inf: dinf	10	cm	=	0.1 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1.8	cm	=	0.018 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	0.0	cm	=	0 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	1.6	cm	=	0.016 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	1.6	cm	=	0.016 m
Diametro diagonali: ϕ_d	1.0	cm	=	0.01 m
Interasse tralicci: i	40	cm	=	0.4 m
Interasse diagonali: id	20	cm	=	0.2 m
Peso totale sola armatura:			=	26.13 kg/m ²



PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a momento negativo

M= -29.26 kNm
N= -220.00 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50

Sforzo normale nei correnti N= 88.0 kN

Corrente superiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 3458 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2188 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità $i = 0.4 \text{ cm}$

$L_0 = 20.00 \text{ cm}$

$\lambda = 50.00$

$\omega = 1.35$

$\sigma = 2949 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonali dei tralicci

Verifica di stabilità Nd= 667 daN

$\sigma = 850 \text{ daN/cm}^2$

$i = 0.25 \text{ cm}$

$L_d = 17.37 \text{ cm}$

$\beta = 0.7$

$\lambda = (\Lambda\delta - 3) * \beta / i = 40.25$

$\omega = 1.22$

$\sigma = 1036 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonali s= 2877 daN/cm²

Verifica a momento positivo

M= 18.23 kNm
N= 142.42 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50
Sforzo normale nei correnti N= 57.0 kN

Corrente superiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2239 \text{ daN/cm}^2$
Verifica di stabilità $i = 0.45 \text{ cm}$
 $L_o = 20.00 \text{ cm}$
 $\lambda = 44.44$
 $\omega = 1.27$

$\sigma = 2844 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 1417 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonalali dei tralicci

Verifica di stabilità Nd= 587 daN
 $\sigma = 747 \text{ daN/cm}^2$
 $i = 0.25 \text{ cm}$
 $L_d = 17.00 \text{ cm}$
 $\lambda = (\Lambda\delta - 3) * \beta / \iota = 39.19$
 $\omega = 1.21$
 $\beta = 0.7$

$\sigma = 902 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonalali s= 3011 daN/cm²

Fase 1b

La verifica nella sezione di giunto del traliccio elettrosaldato di composizione della predalle viene omessa, in quanto il momento sollecitante è minore del momento sollecitante di fase I-a, pertanto essendo l'armatura di composizione del traliccio la stessa su tutta la sezione trasversale di impalcato, le verifiche sono implicitamente soddisfatte.

10.3. FASE II

Si riportano le caratteristiche di sollecitazione della soletta per la fase II in cui sono messi in opera tutti i carichi permanenti previsti, considerando la soletta come una sezione in cemento armato di spessore 27 cm.

I valori delle sollecitazioni saranno combinati con le sollecitazioni dovute ai carichi di traffico di fase III secondo le combinazioni di carico agli SLU ed utilizzate per le verifiche di resistenza.

10.3.1. ANALISI DEI CARICHI

In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati di impalcato come pavimentazione, cordoli, sicurvia, velette, impianti, etc.

Larghezza impalcato 14.50 m

Pavimentazione	$3.00 \text{ kN/m}^2 \times 10.50 \text{ m}$	= 31.50 kN/m
Cordoli	$3.75 \text{ kN/m}^2 \times 2.00 \text{ m} \times 2$	= 15.00 kN/m
G.R.	$2 \times 1.50 \text{ kN/m}$	= 3.00 kN/m
Barriera	$2 \times 2 \text{ kN/m}$	= 4.00 kN/m
Collettori smaltimento acque	2.00 kN/m	= 2.00 kN/m
Getto cls integrativo	$5.25 \text{ kN/m}^3 \times 1.25 \text{ m} \times 2$	= 13.12 kN/m
		68.62 kN/m

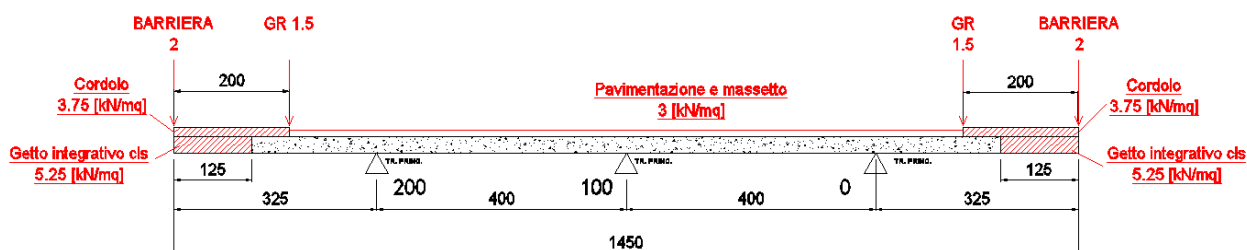


Figura 10.21 Schema di carico fase 2

Larghezza impalcato 16.75 m

Pavimentazione	$3.00 \text{ kN/m}^2 \times 14.00 \text{ m}$	= 42.00 kN/m
Cordoli	$3.75 \text{ kN/m}^2 \times (2.00 \text{ m} + 0.75)$	= 10.31 kN/m
G.R.	$2 \times 1.50 \text{ kN/m}$	= 3.00 kN/m
Barriera	$2 \times 2 \text{ kN/m}$	= 4.00 kN/m
Collettori smaltimento acque	2.00 kN/m	= 2.00 kN/m
Getto cls integrativo	$5.25 \text{ kN/m}^3 \times 1.25 \text{ m}$	= 6.56 kN/m
		67.87 kN/m

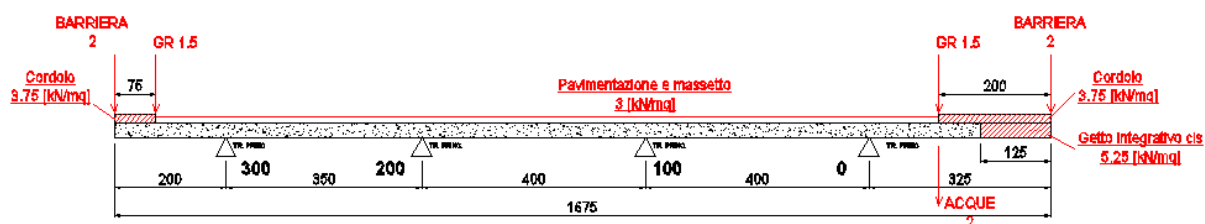


Figura 10.22 Schema di carico fase 2

PROGETTAZIONE ATI:

10.3.2. MODELLO DI CALCOLO

Nel calcolo di fase II soletta è modellata come trave continua su tre appoggi.



Figura 10.23 Modello di calcolo soletta fase II – Larghezza 14.50 m



Figura 10.24 Modello di calcolo soletta fase II – Larghezza 16.75 m

10.3.2.1. Carichi

Si riportano per brevità solamente i carichi del modello da 14.50 m.



Figura 10.25 Carico pavimentazione

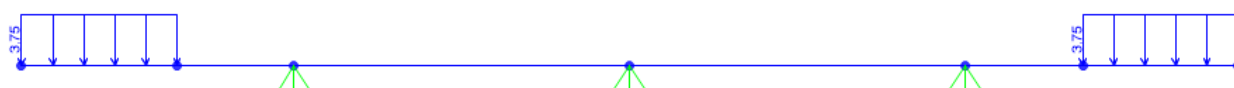


Figura 10.26 Carico cordoli



Figura 10.27 carico cls integrativo

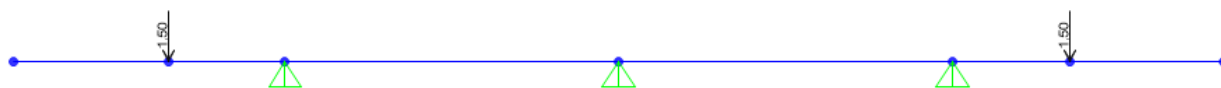


Figura 10.28 Carico permanente guardrail

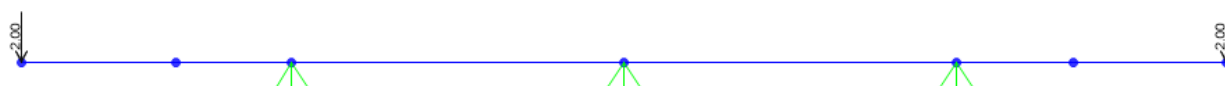


Figura 10.29 Carico permanente barriera

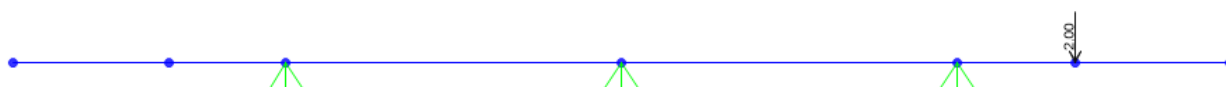


Figura 10.30 carico permanente smaltimento acque

10.3.2.2. Sollecitazioni di Fase II

Larghezza impalcato 14.50 m

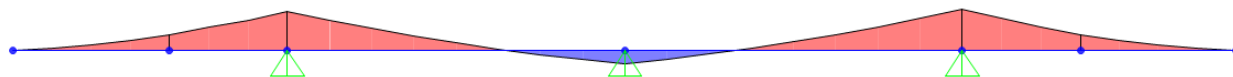


Figura 10.31 Momento flettente

Momento flettente minimo:
Momento flettente massimo:

$M^- = -47.32 \text{ kNm/m}$
 $M^+ = 16.01 \text{ kNm/m}$

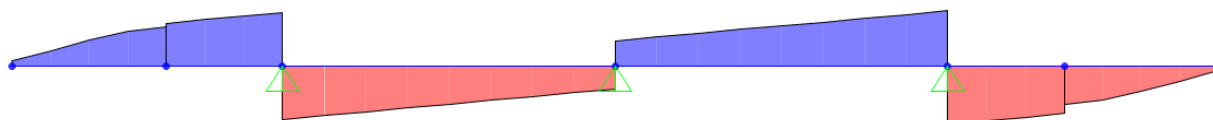


Figura 10.32 Taglio verticale

Taglio verticale lato sbalzo:
Taglio verticale lato campata:

$T_{SX} = 23.31 \text{ kN/m}$
 $T_{DX} = 21.83 \text{ N/m}$

Larghezza impalcato 16.75 m



Figura 10.33 Momento flettente

Momento flettente minimo:
Momento flettente massimo:

$M^- = - 47.32 \text{ kNm/m}$
 $M^+ = 8.22 \text{ kNm/m}$



Figura 10.34 Taglio verticale

Taglio verticale lato sbalzo:
Taglio verticale lato campata:

$T_{SX} = 23.31 \text{ kN/m}$
 $T_{DX} = 19.41 \text{ N/m}$

10.4. FASE III

10.4.1. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI MOBILI SU SOLETTA

La ripartizione trasversale dei carichi è stata eseguita considerando le condizioni di carico di seguito riportate, in esse il valore del carico concentrato rappresenta la coppia in direzione longitudinale di ruote, mentre i carichi distribuiti sono valutati a metro lineare. Essendo la coppia di carichi concentrati ad interasse superiore al metro lineare (1.20 m) ed essendo carichi che hanno una diffusione longitudinale degli effetti, il calcolo delle sollecitazioni da essi prodotta è poi diviso per le effettive larghezze collaboranti calcolate caso per caso.

La ripartizione trasversale dei carichi è stata calcolata mediante uno schema statico di trave su 2 appoggi con due sbalzi esterni aventi le misure sopra indicate, disponendo i carichi secondo le linee di influenza allo scopo di massimizzarne gli effetti sugli sbalzi e sugli appoggi della soletta sulle travi.

Larghezza impalcato 14.50 m

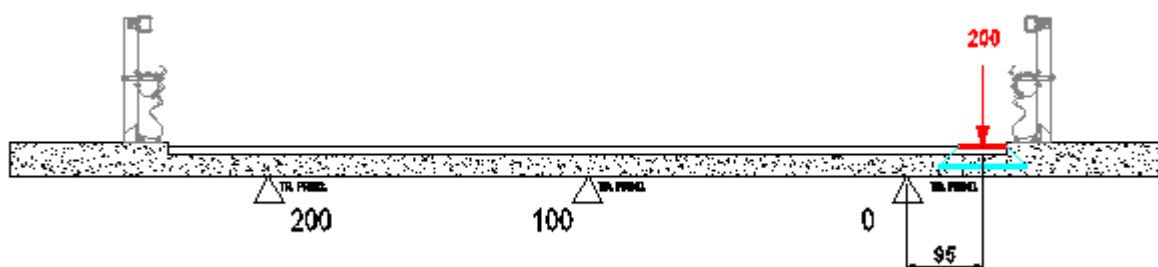


Figura 10.35 Minimo momento negativo su trave esterna - Schema di carico 2

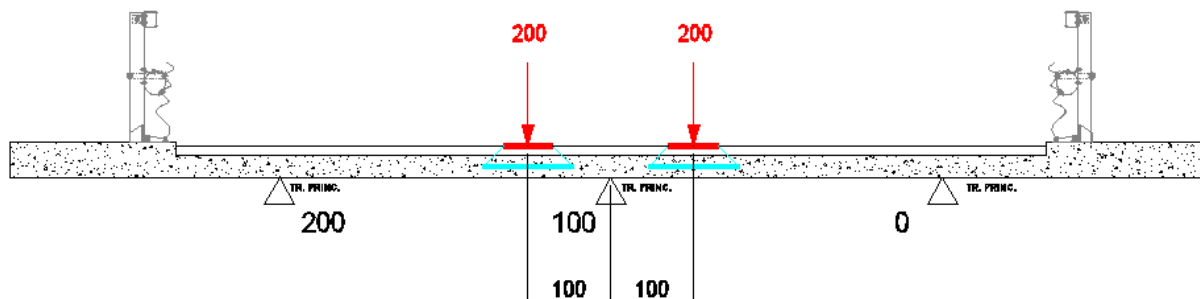


Figura 10.36 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 2

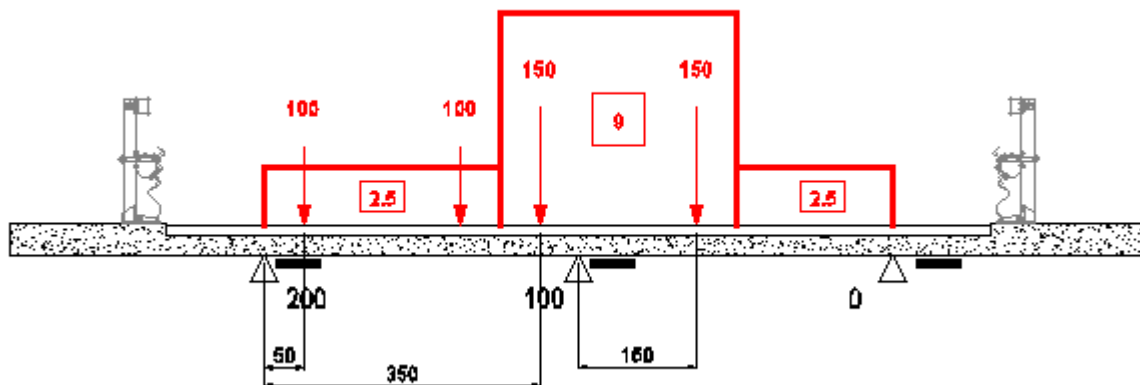


Figura 10.37 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 1

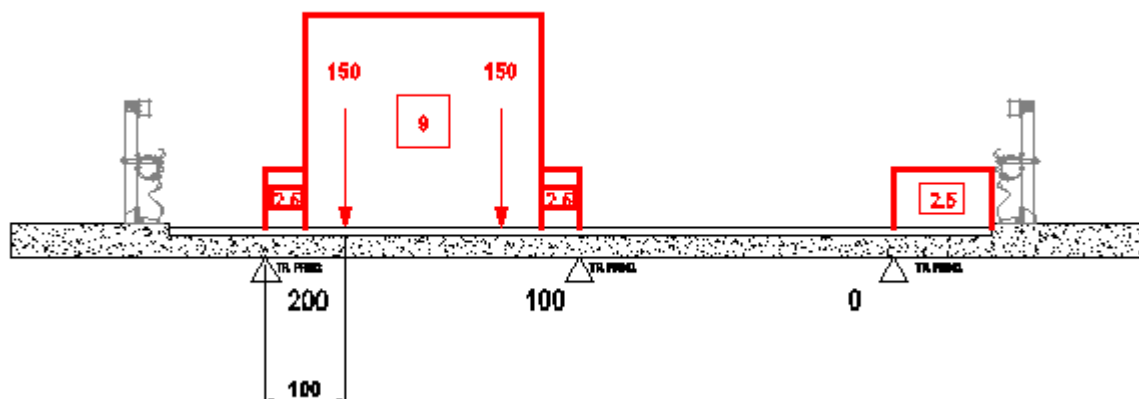


Figura 10.38 Massimo momento positivo in campata - Schema di carico 1

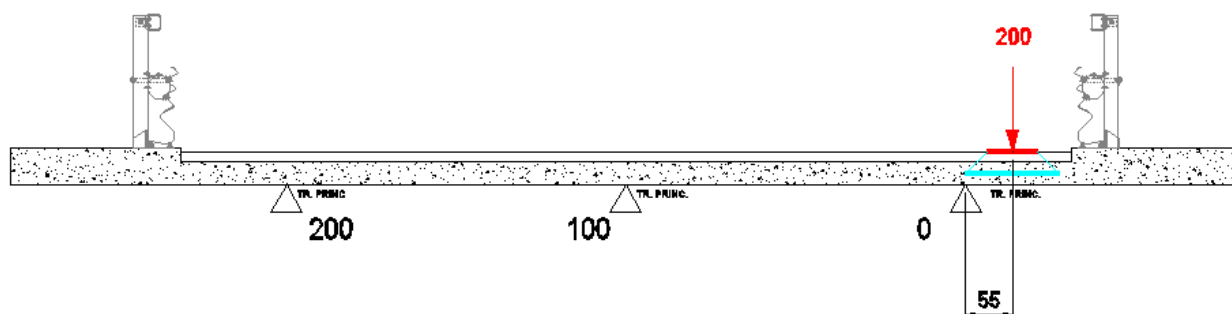


Figura 10.39 Massimo taglio su trave esterna - Schema di carico 2

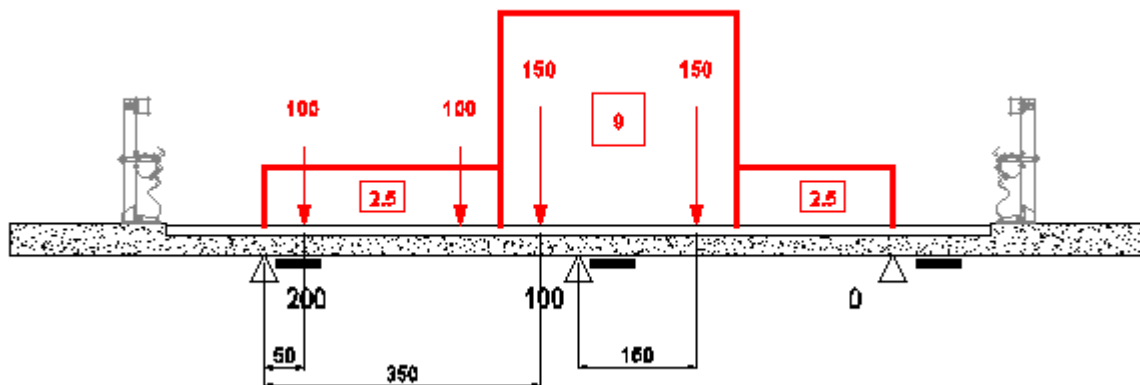


Figura 10.40 Massimo taglio su trave interna - Schema di carico 1

Larghezza impalcato 16.75 m

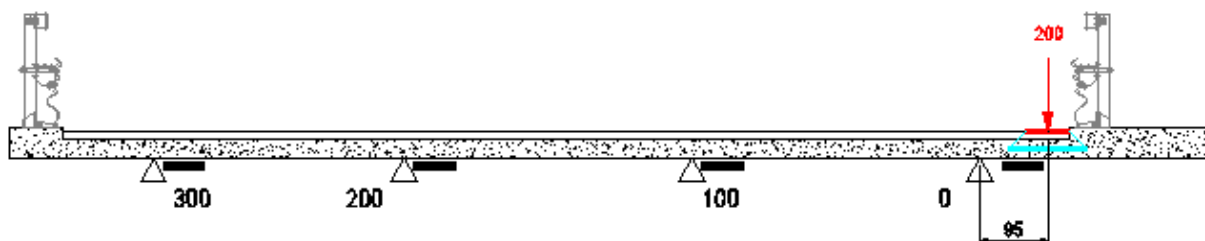


Figura 10.41 Minimo momento negativo su trave esterna - Schema di carico 2

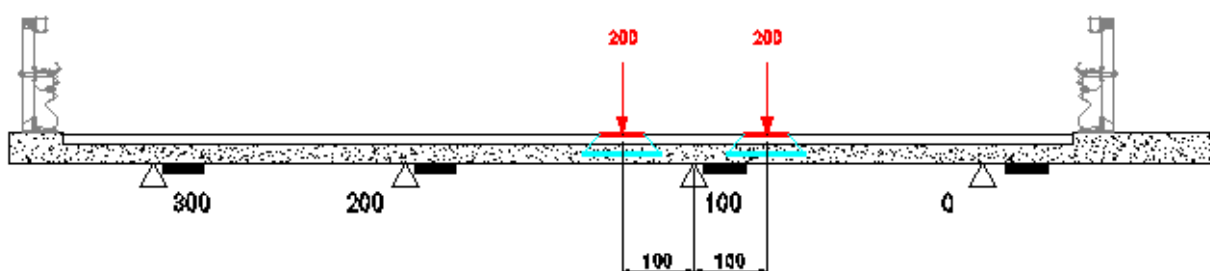


Figura 10.42 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 2

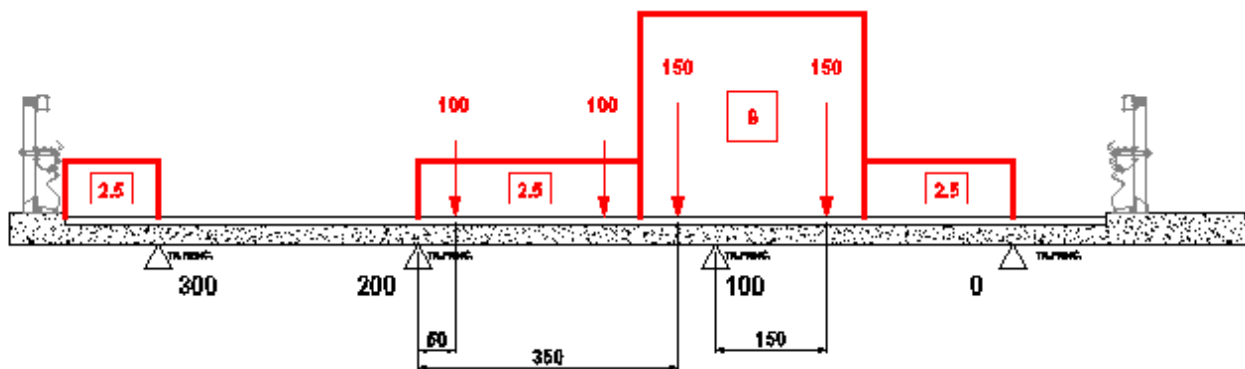


Figura 10.43 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 1

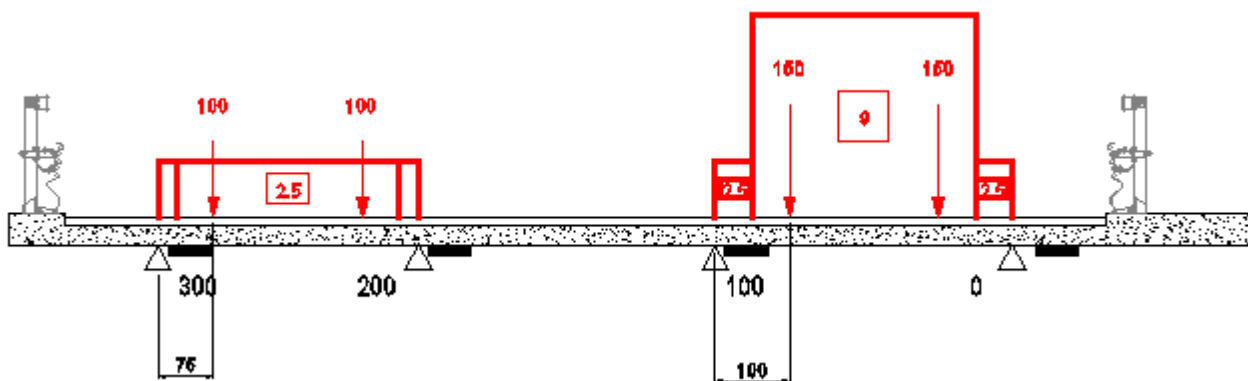


Figura 10.44 Massimo momento positivo in campata - Schema di carico 1

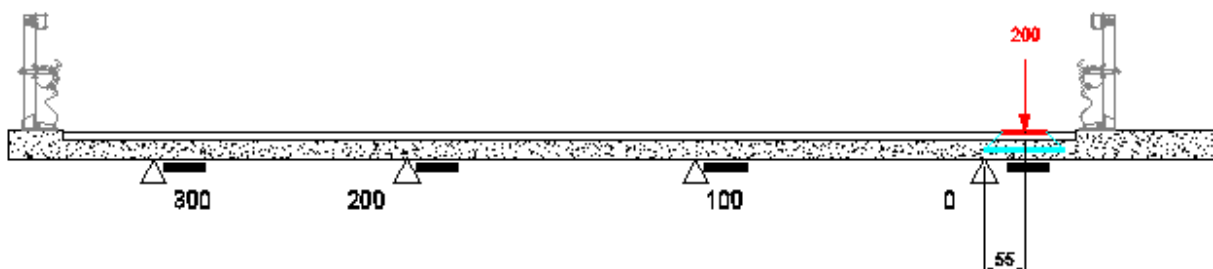


Figura 10.45 Massimo taglio su trave esterna - Schema di carico 2

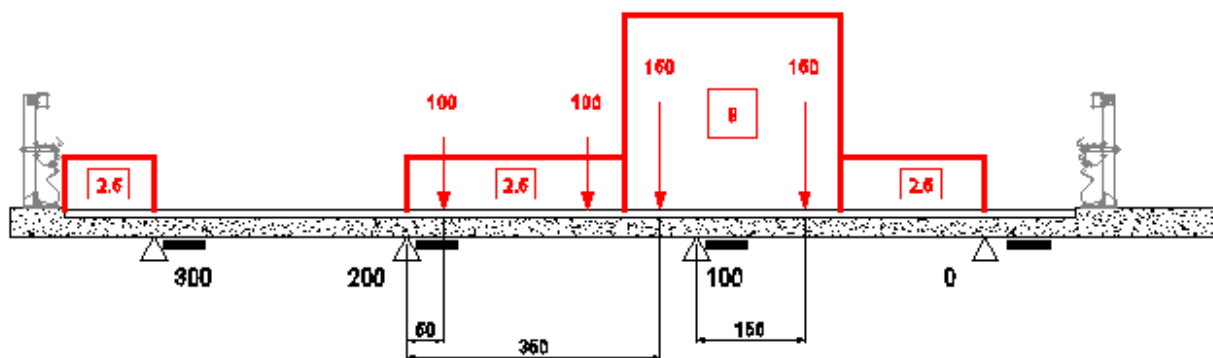


Figura 10.46 Massimo taglio su trave interna - Schema di carico 1

10.4.2. LARGHEZZE COLLABORANTI

Il calcolo delle larghezze collaboranti è di fondamentale importanza per conoscere quanta sezione resistente di soletta è interessata dalla diffusione del carico applicato (esclusivamente per il carico tandem), per poter eseguire successivamente le verifiche di resistenza. La diffusione del carico avviene inizialmente in direzione verticale, l'impronta di carico sulla superficie della pavimentazione infatti si trasmette con una diffusione dell'impronta a 45° fino all'asse di mezzeria della soletta. Successivamente in direzione orizzontale fino alle travi principali. La larghezza collaborante dipende pertanto dalla posizione del carico rispetto agli assi delle travi principali.

10.4.2.1. Calcolo diffusione verticale impronta

Per le verifiche locali della soletta, secondo le indicazioni di cui al paragrafo § 5.1.3.3.6 delle NTC 2018 le azioni concentrate dovute ai carichi mobili si diffondono con un angolo di 45° dal manto di usura fino al piano medio della struttura della soletta stessa, così come riportato nella figura seguente.

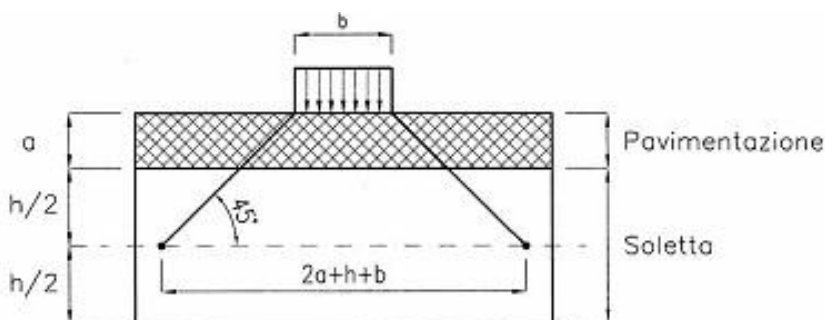


Figura 10.47 Diffusione dei carichi concentrati

In aggiunta, [Rif. Costruzioni di Ponti, Petrangeli], la larghezza collaborante della soletta L_c su cui va ad incidere la diffusione del carico concentrato andrebbe estesa nelle zone di campata secondo la formula:

$$L_c = 2 \cdot a + b + h + \frac{L}{2}$$

dove L rappresenta la luce della soletta in campata (tra due travi adiacenti), mentre nelle zone di sbalzo:

$$L_c = 2 \cdot a + b + h + 2 \cdot x$$

dove x è la distanza tra il carico e l'asse della trave.

Di conseguenza, risultando L_c funzione dell'impronta del carico mobile, per il caso in esame si avranno due larghezze collaboranti di riferimento, uno per lo schema di carico 1 e uno per lo schema di carico mobile 2.

Schema di carico 1

L_r = larghezza ruota = 40 cm

s₁ = spessore del manto di usura = 10 cm

s₂ = spessore del getto di cls (campata)= 27 cm

Sezione corrente:

$$D_{SO LC} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 40 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot \frac{27}{2} = 87 \text{ cm}$$

Schema di carico 2

L_r = larghezza ruota = 35 cm

s₁ = spessore del manto di usura = 10 cm

s₂ = spessore medio del getto di cls = 27 cm

Sezione corrente:

$$D_{SO LC} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 35 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot \frac{27}{2} = 82 \text{ cm}$$

Nelle verifiche locali relative allo sbalzo, le azioni concentrate da urto e da carico tandem ad esso associato (Schema di Carico 2) saranno distribuiti verticalmente sino alla mezzeria della soletta ed orizzontalmente sino all'asse della trave esterna dell'impalcato (vincolo d'incastro dello sbalzo soletta) secondo quanto appena descritto nel paragrafo in esame.

10.4.2.2. Calcolo larghezza collaborante

Larghezza impalcato 14.50 m

CAMPATA $L = 400$ cm

La larghezza collaborante per le sezioni di mezzeria, di pila e di giunto su spalla del ponte è calcolata come segue:

Schema di carico 1

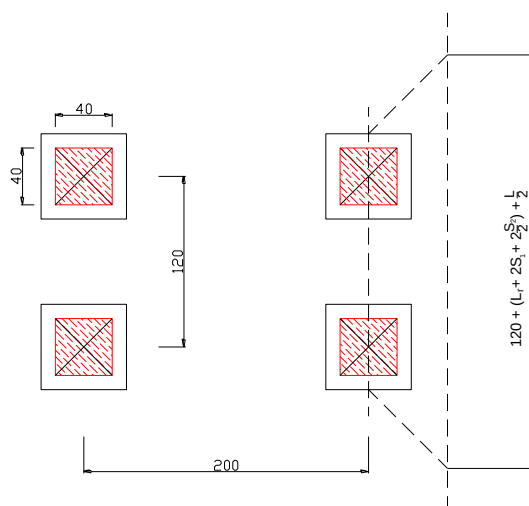


Figura 10.48 Diffusione su sezioni tipiche mezzeria

Interasse assi di carico:	120 cm
Diffusione impronta schema 1:	87 cm
Interasse travi:	400 cm
Larg. coll. sez. corrente:	$120 + 87 + 400 / 2 = 407$ cm

Schema di carico 2

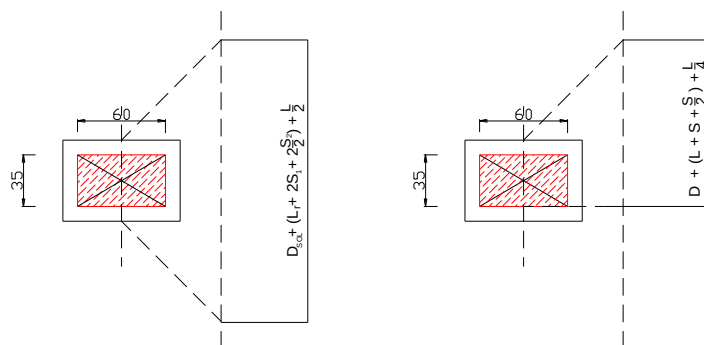


Figura 10.49

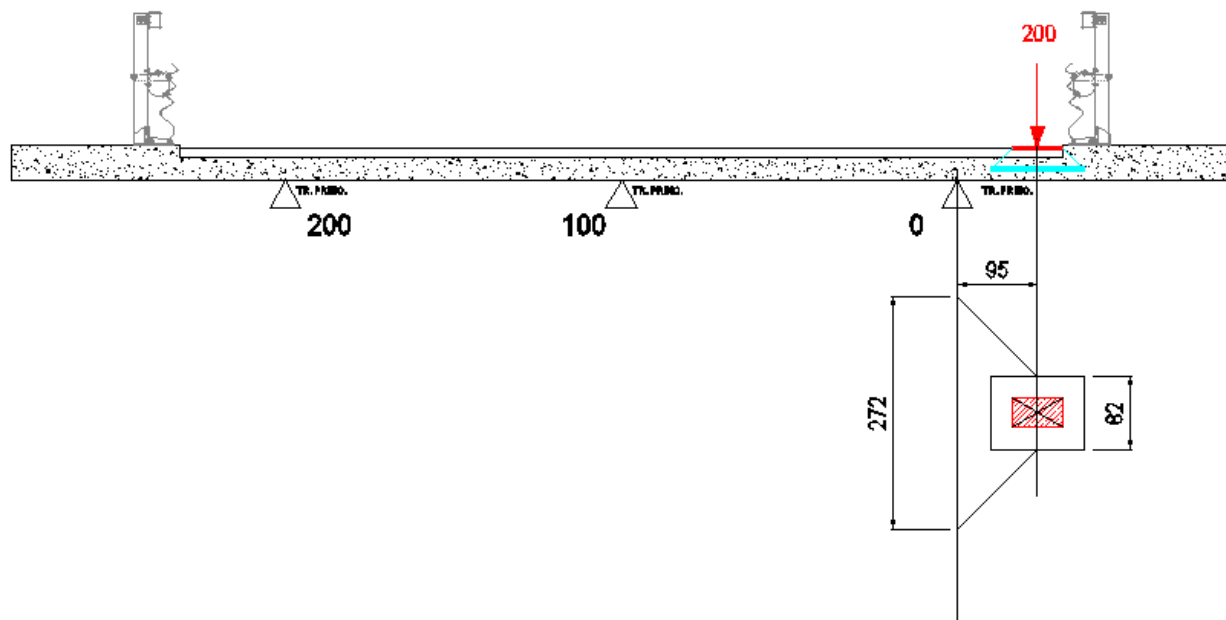
Diffusione impronta schema 2:	82 cm
Interasse travi:	400 cm

Larg. coll. sez. corrente:	$82 + 400 / 2 = 282$ cm

PROGETTAZIONE ATI:

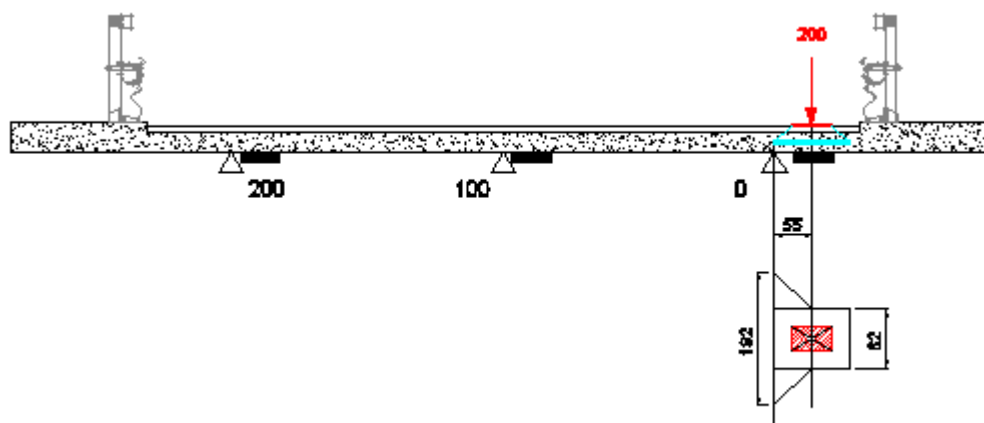
SBALZO

Minimo momento negativo



Larg. coll. sez. corrente: $82 + 95 \cdot 2 = 272 \text{ cm}$

Massimo taglio



Larg. coll. sez. corrente: $82 + 55 \cdot 2 = 192 \text{ cm}$

PROGETTAZIONE ATI:

Larghezza impalcato 16.75 m

CAMPATA L = 350 cm

La larghezza collaborante per le sezioni di mezzeria, di pila e di giunto su spalla del ponte è calcolata come segue:

Schema di carico 1

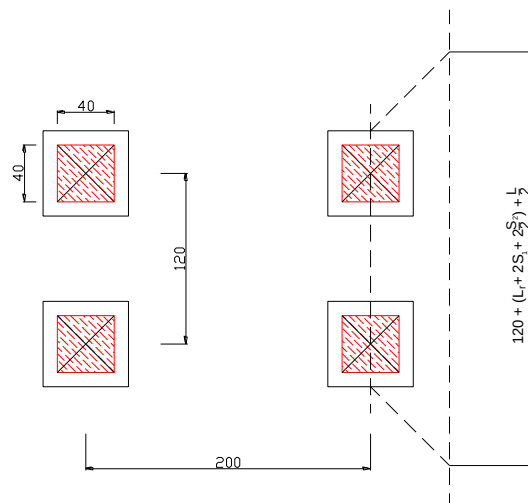


Figura 10.50 Diffusione su sezioni tipiche mezzeria

Interasse assi di carico: 120 cm
 Diffusione impronta schema 1: 87 cm
 Interasse travi: 350 cm
 Larg. coll. sez. corrente: $120 + 87 + 350 / 2 = 382 \text{ cm}$

Schema di carico 2

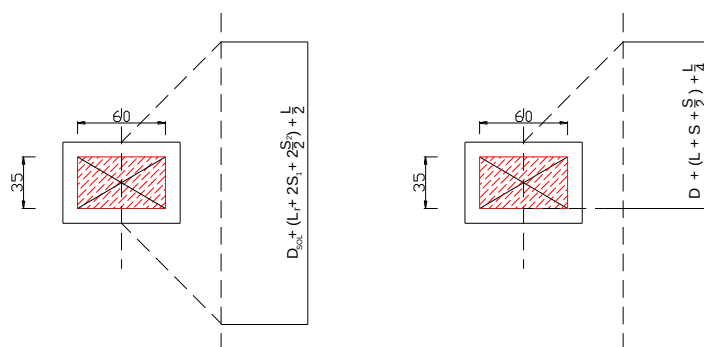


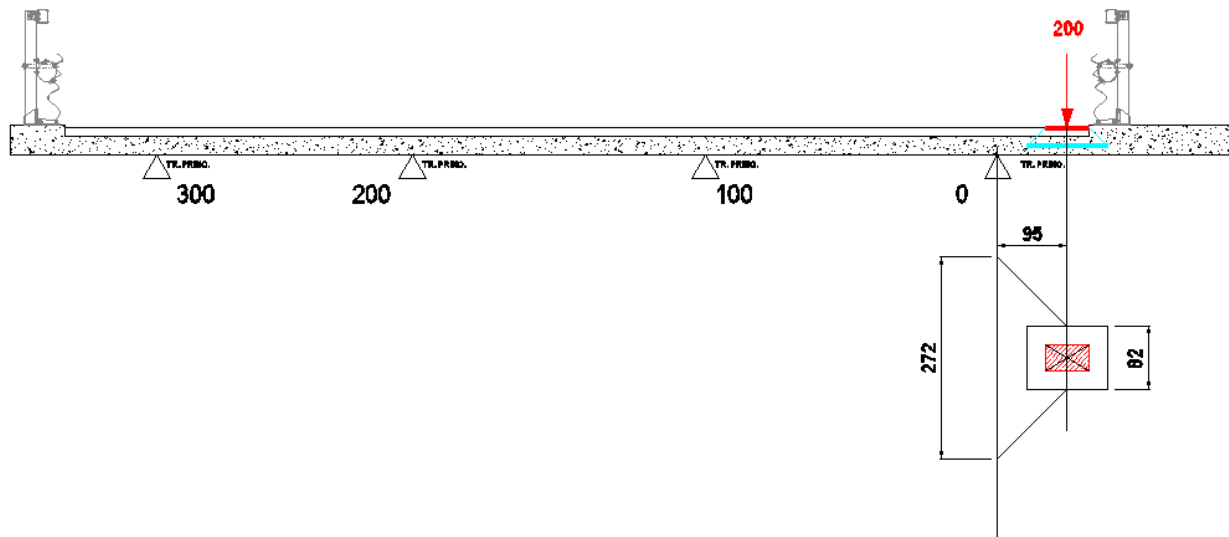
Figura 10.51

Diffusione impronta schema 2: 82 cm
 Interasse travi: 350 cm

Larg. coll. sez. corrente: $82 + 350 / 2 = 257 \text{ cm}$

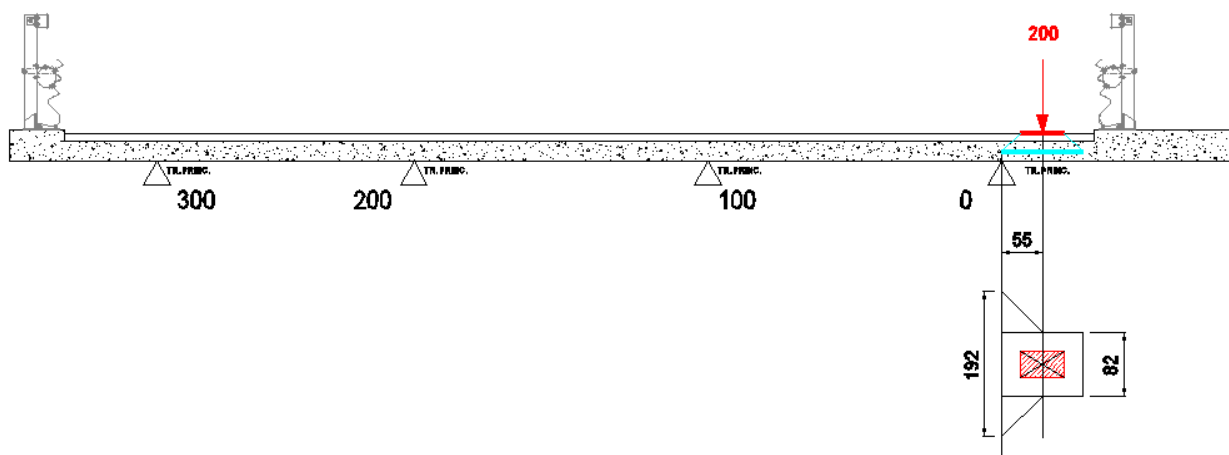
SBALZO

Minimo momento negativo



Larg. coll. sez. corrente: $82 + 95 \cdot 2 = 272 \text{ cm}$

Massimo taglio



Larg. coll. sez. corrente: $82 + 55 \cdot 2 = 192 \text{ cm}$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.3. EFFETTI DEI CARICHI DA TRAFFICO

Le sollecitazioni seguenti sono riferite alla condizione di carico elementare dei carichi da traffico.

Le sollecitazioni saranno calcolate sia per la sezione corrente che per la sezione in corrispondenza del giunto di spalla, nel qual caso sarà applicato alle sollecitazioni da traffico un coefficiente di amplificazione dinamica.

10.4.3.1. Coefficiente di amplificazione dinamica sezione di giunto spalla

Secondo quanto previsto dalla attuale circolare applicativa alle NTC al paragrafo C.5.1.4.3 l'azione dinamica dei carichi verticali da traffico deve essere amplificata di un fattore $\Delta\phi$ in prossimità dei giunti di espansione in funzione della distanza da esso con la seguente formulazione:

$$\Delta\phi_{\text{fat}} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \quad (\text{C5.1.1})$$

dove per $d=0$ il coefficiente assume il suo valore massimo di 1.3, tutti i carichi da traffico saranno amplificati del fattore

$$\Delta\phi = 1.30.$$

Larghezza impalcato 14.50 m

10.4.4. MOMENTO MINIMO SU TRAVE ESTERNA

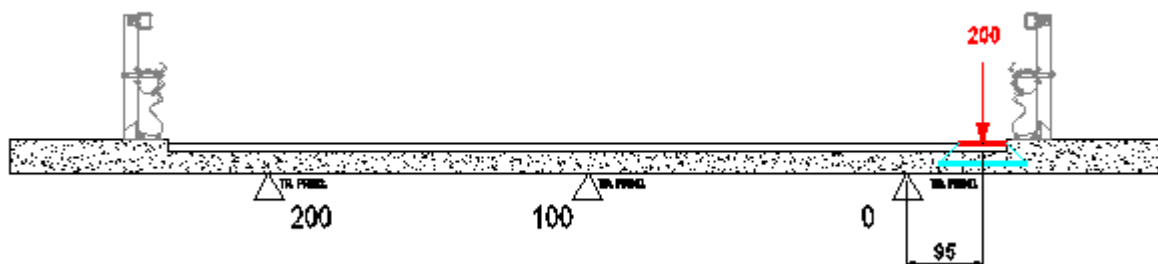


Figura 10.52 Minimo momento negativo su trave esterna - Schema di carico 2

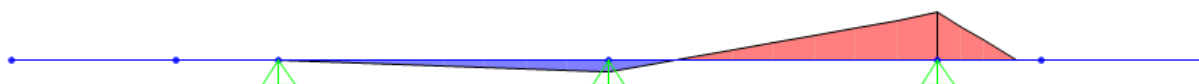


Figura 10.53 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 190.00 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 2.72 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 69.85 \text{ kNm/m}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^* = - 69.85 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.5. MOMENTO MINIMO SU TRAVE INTERNA

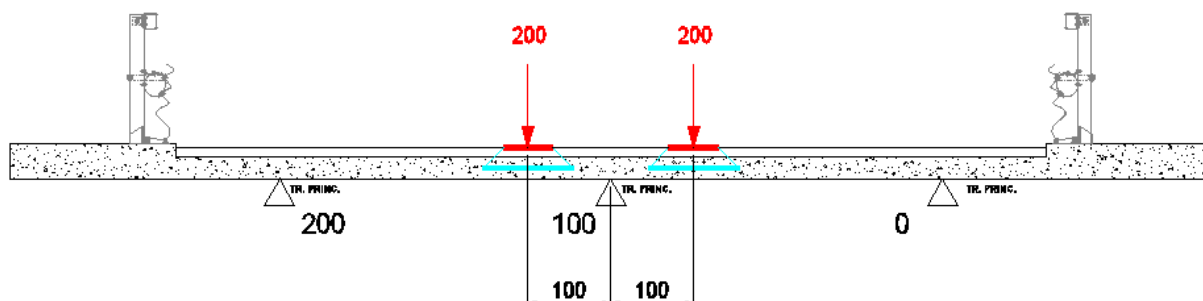


Figura 10.54 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 2

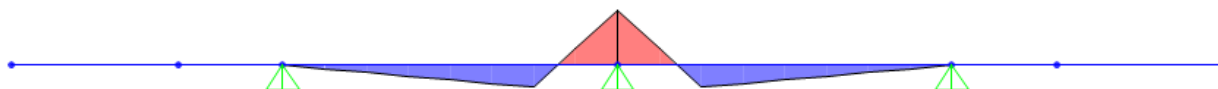


Figura 10.55 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 129.11 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 2.82 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 45.78 \text{ kNm/m}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^* = - 45.78 \text{ kNm/m}$$

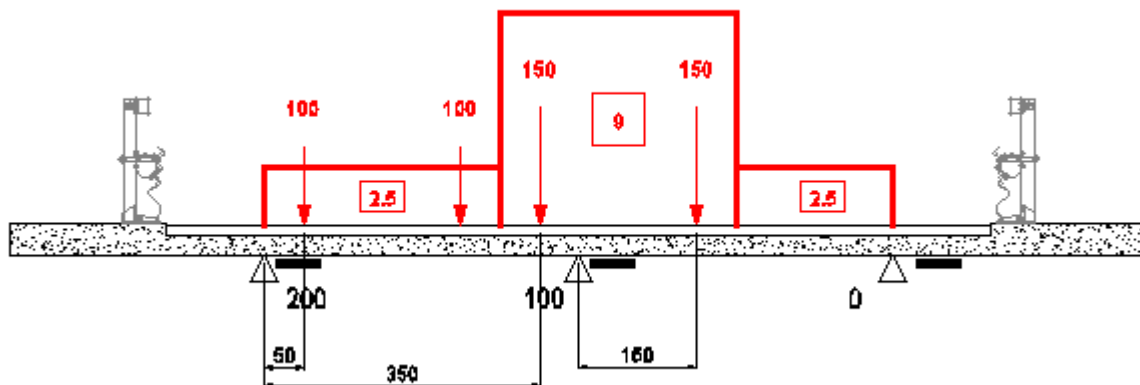


Figura 10.56 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 1

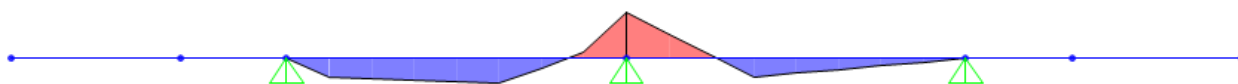


Figura 10.57 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

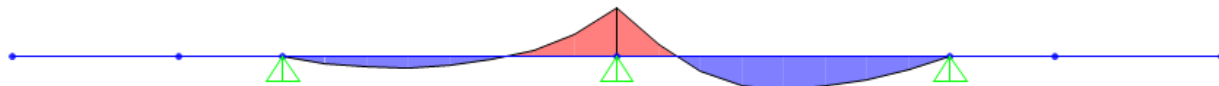


Figura 10.58 Andamento del momento flettente da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 272.06 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 4.07 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 66.85 \text{ kNm/m}$$

Momento da carichi distribuiti

$$M = - 9.74 \text{ kNm}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^* = - 76.59 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.6. MOMENTO MASSIMO IN CAMPATA

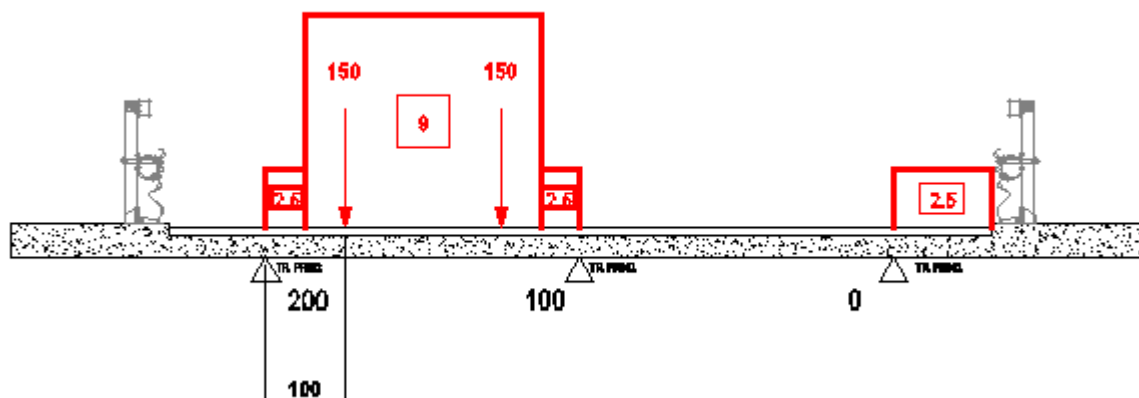


Figura 10.59 Massimo momento positivo in campata - Schema di carico 1

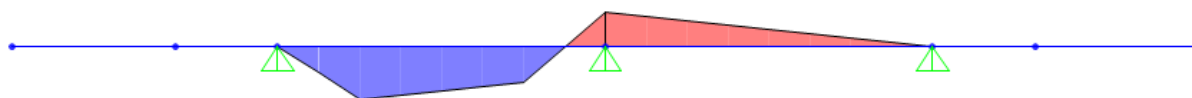


Figura 10.60 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

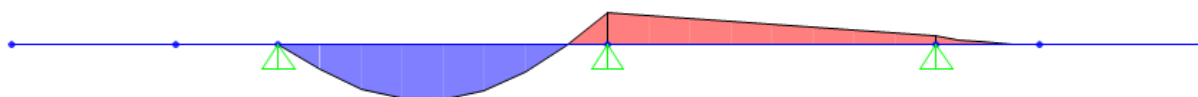


Figura 10.61 Andamento del momento flettente da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = 258.5 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 4.07 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = 63.51 \text{ kNm/m}$$

Momento da carichi distribuiti

$$M = 13.27 \text{ kNm}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M = 76.78 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.7. TAGLIO MASSIMO SU TRAVE ESTERNA

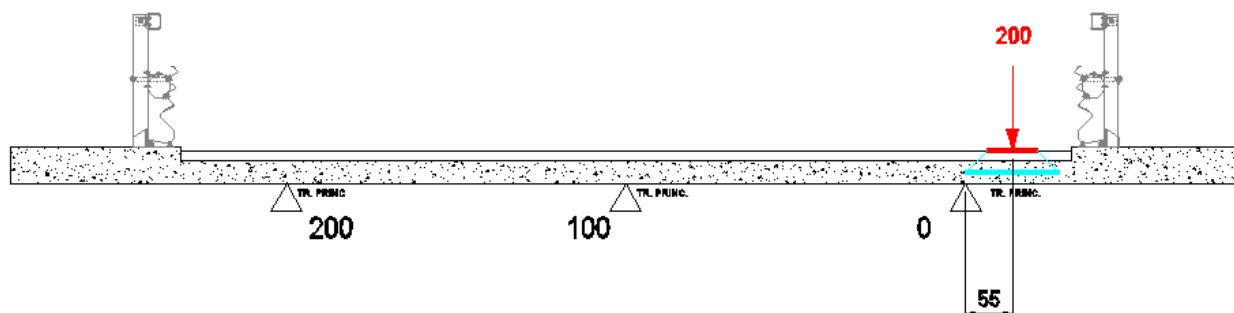


Figura 10.62 Massimo taglio su trave esterna - Schema di carico 2

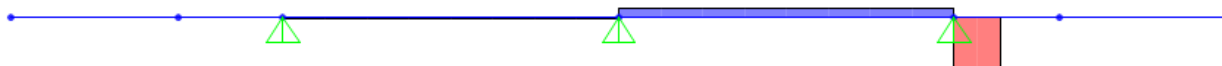


Figura 10.63 Andamento del taglio da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Taglio da carichi concentrati

$$V_c = 200 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 1.92 \text{ m}$$

Taglio su striscia di 1m

$$V = 104.17 \text{ kN/m}$$

Taglio risultante su striscia di 1m

$$V = 104.17 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.8. TAGLIO MASSIMO SU TRAVE INTERNA

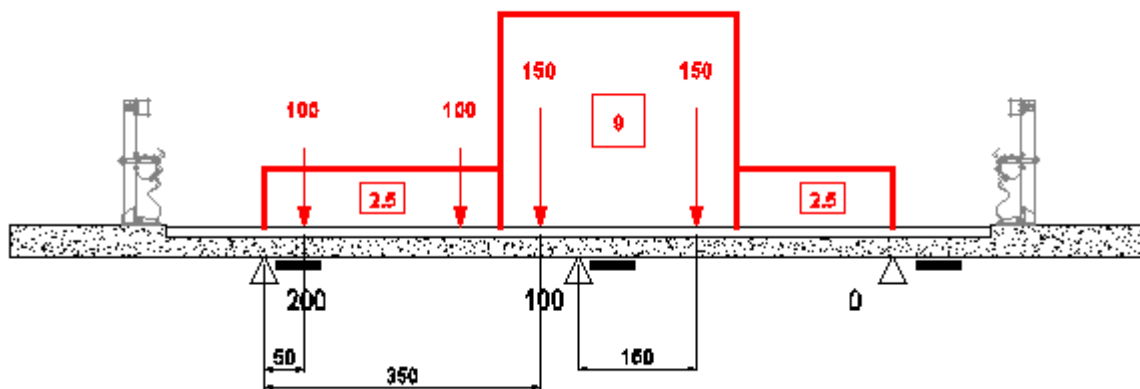


Figura 10.64 Massimo taglio su trave interna - Schema di carico 1



Figura 10.65 Andamento del taglio da carichi concentrati

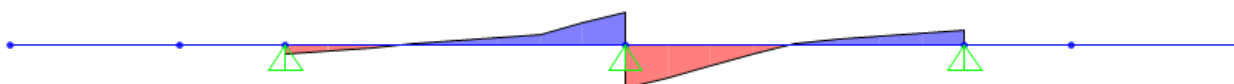


Figura 10.66 Andamento del taglio da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Taglio da carichi concentrati

$$V_c = 480.52 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 4.07 \text{ m}$$

Taglio su striscia di 1m

$$V = 118.06 \text{ kN/m}$$

Taglio da carichi distribuiti

$$V_c = 17.19 \text{ kN}$$

Taglio risultante su striscia di 1m

$$V = 135.25 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Larghezza impalcato 16.75 m

10.4.9. MOMENTO MINIMO SU TRAVE ESTERNA

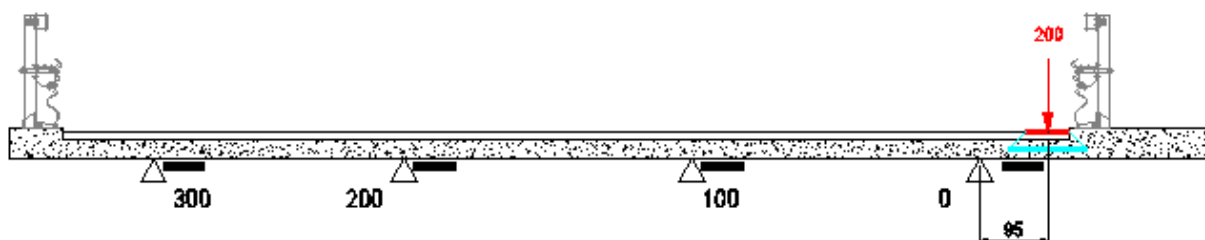


Figura 10.67 Minimo momento negativo su trave esterna - Schema di carico 2



Figura 10.68 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 190 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 2.72 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 69.85 \text{ kNm/m}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^- = - 69.85 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.10. MOMENTO MINIMO SU TRAVE INTERNA

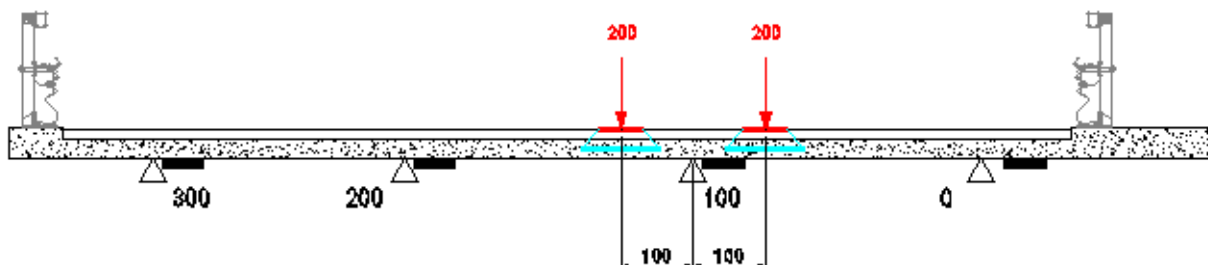


Figura 10.69 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 2

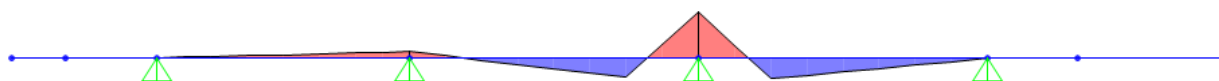


Figura 10.70 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 124.96 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 2.57 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 48.62 \text{ kNm/m}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^- = - 48.62 \text{ kNm/m}$$

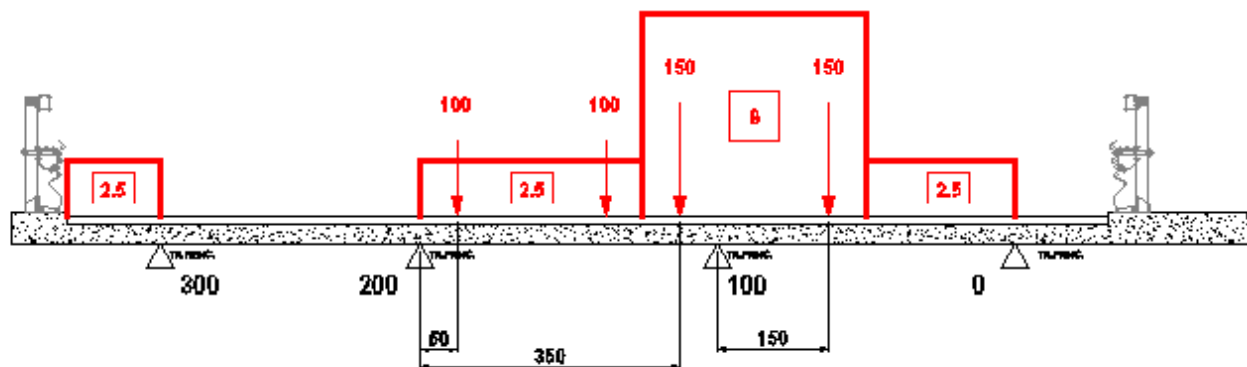


Figura 10.71 Minimo momento negativo su trave centrale - Schema di carico 1

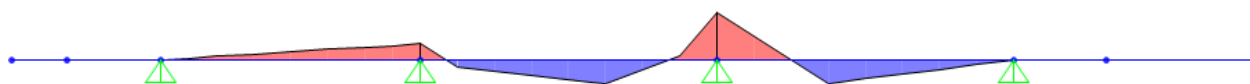


Figura 10.72 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

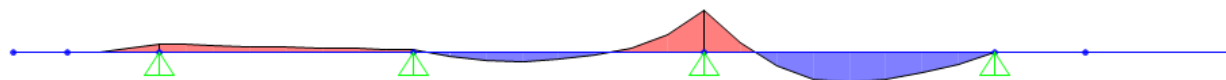


Figura 10.73 Andamento del momento flettente da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = - 251.76 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 3.82 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = - 65.91 \text{ kNm/m}$$

Momento da carichi distribuiti

$$M = - 9.60 \text{ kNm}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M^* = - 75.51 \text{ kNm/m}$$

10.4.11. MOMENTO MASSIMO IN CAMPATA

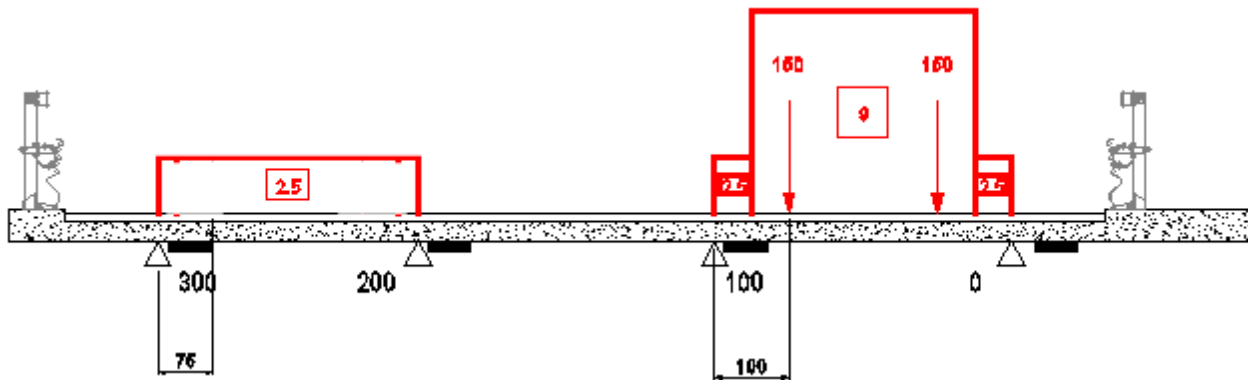


Figura 10.74 Massimo momento positivo in campata - Schema di carico 1

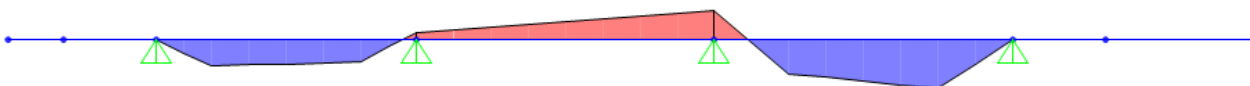


Figura 10.75 Andamento del momento flettente da carichi concentrati

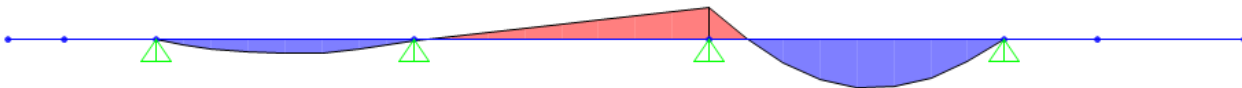


Figura 10.76 Andamento del momento flettente da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Momento da carichi concentrati

$$M_c = 260.96 \text{ kNm}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = .3.82 \text{ m}$$

Momento su striscia di 1m

$$M_c = 68.31 \text{ kNm/m}$$

Momento da carichi distribuiti

$$M = 12.99 \text{ kNm}$$

Momento risultante su striscia di 1m

$$M = 81.3 \text{ kNm/m}$$

10.4.12. TAGLIO MASSIMO SU TRAVE ESTERNA

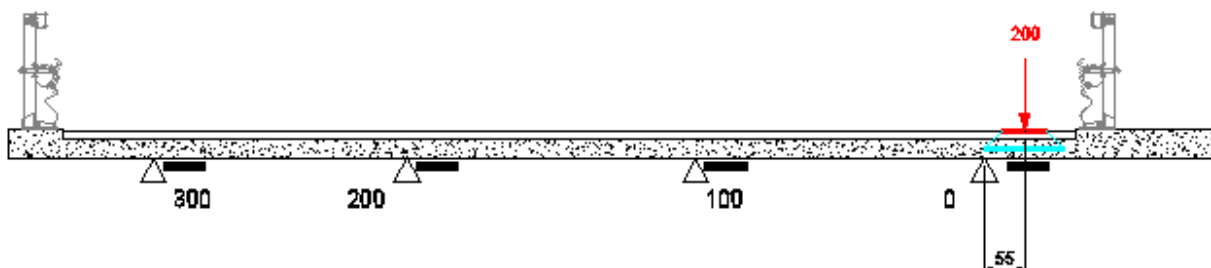


Figura 10.77 Massimo taglio su trave esterna - Schema di carico 2



Figura 10.78 Andamento del taglio da carichi concentrati

SEZIONE CORRENTE

Taglio da carichi concentrati

$$V_c = 200 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 1.92 \text{ m}$$

Taglio su striscia di 1m

$$V = 104.17 \text{ kN/m}$$

Taglio risultante su striscia di 1m

$$V = 104.17 \text{ kNm/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.13. TAGLIO MASSIMO SU TRAVE INTERNA

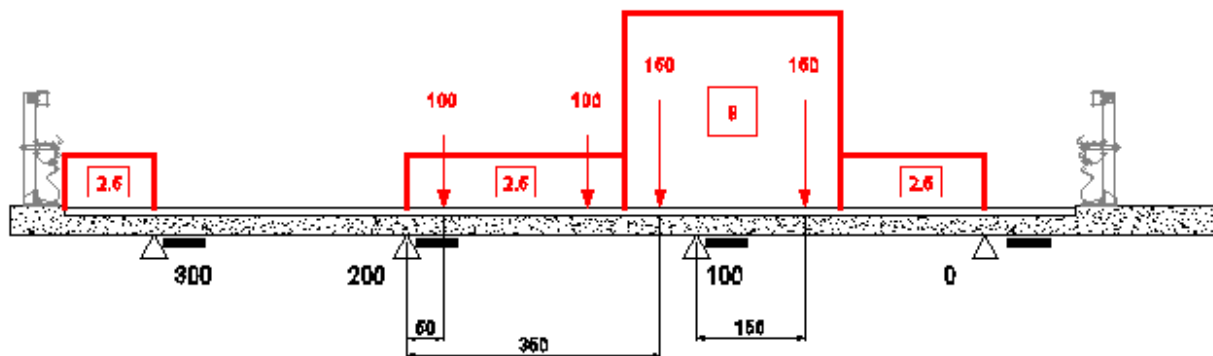


Figura 10.79 Massimo taglio su trave interna - Schema di carico 1

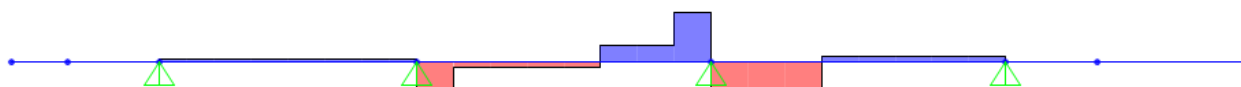


Figura 10.80 Andamento del taglio da carichi concentrati



Figura 10.81 Andamento del taglio da carichi distribuiti

SEZIONE CORRENTE

Taglio da carichi concentrati

$$V_c = 250.44 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante

$$L_{coll} = 3.82 \text{ m}$$

Taglio su striscia di 1m

$$V = 65.56 \text{ kN/m}$$

Taglio da carichi distribuiti

$$V_c = 17.15 \text{ kN}$$

Taglio risultante su striscia di 1m

$$V = 82.71 \text{ kNm/m}$$

10.5. RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano le sollecitazioni nelle condizioni di carico elementari.

Larghezza impalcato 14.50 m

Fase II

Momento flettente minimo su trave esterna	-47.3 kNm/m
Momento flettente massimo in campata	16.1 kNm/m
Taglio verticale lato sbalzo	23.3 kN/m
Taglio verticale lato campata	21.8 kN/m

Fase III

Mobili

<i>Momento massimo in campata</i>	
Sezione corrente	76.8 kNm/m
<i>Momento minimo su trave</i>	
Sezione corrente	-76.6 kNm/m
<i>Taglio massimo su appoggio</i>	
Sezione corrente	135.3 kN/m

Larghezza impalcato 16.75 m

Fase II

Momento flettente minimo su trave esterna	-47.3 kNm/m
Momento flettente massimo in campata	8.2 kNm/m
Taglio verticale lato sbalzo	23.3 kN/m
Taglio verticale lato campata	19.4 kN/m

Fase III

Mobili

<i>Momento massimo in campata</i>	
Sezione corrente	81.3 kNm/m
<i>Momento minimo su trave</i>	
Sezione corrente	-75.5 kNm/m
<i>Taglio massimo su appoggio</i>	
Sezione corrente	104.2 kN/m

PROGETTAZIONE ATI:

10.6. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche delle sezioni si adottano le sollecitazioni previste dalle combinazioni di normativa qui di seguito riportate.

SLU Fasell * 1.5 + Acc. Traff. *1.35

10.7. AZIONI DI VERIFICA

Larghezza impalcato 14.50 m

Momento flettente minimo su trave		
Sezione corrente		
SLU	-174.4	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
Sezione corrente		
SLU	127.8	kNm/m

Taglio massimo su trave		
Sezione corrente		
SLU	217.6	kNm/m

Larghezza impalcato 16.75 m

Momento flettente minimo su trave		
Sezione corrente		
SLU	-172.9	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
Sezione corrente		
SLU	122.1	kNm/m

Taglio massimo su trave		
Sezione corrente		
SLU	175.6	kNm/m

10.8. VERIFICA DI RESISTENZA AGLI SLU

10.8.1. VERIFICA SEZIONI TIPICHE

10.8.1.1. Sezione di campata - Verifica a Momento Flettente positivo

Larghezza impalcato 14.50 m

Momento flettente di verifica: $M_{ed} = 127.8 \text{ kNm/m}$

Armatura di verifica: superiore: $\varnothing 20/20$
inferiore: $\varnothing 20/20 + \varnothing 12/20$

Momento resistente $M_{Rd} = 141.8 \text{ kNm/m} > M_{ed}$, verifica soddisfatta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	21.36	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.875 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{Rd} 141.8 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.997 ‰
d 20 cm
x 5.186 x/d 0.2593
 δ 0.7641

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Larghezza impalcato 16.75 m

Momento flettente di verifica: $M_{ed} = 122.1 \text{ kNm/m}$

Armatura di verifica: superiore: $\varnothing 20/20$
inferiore: $\varnothing 20/20 + \varnothing 12/20$

Momento resistente $M_{Rd} = 141.8 \text{ kNm/m} > M_{ed}$, verifica soddisfatta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	21.36	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} 73.3 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.875 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 141.8 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.997 ‰
d 20 cm
x 5.186 x/d 0.2593
 δ 0.7641

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

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

10.8.1.2. Sezione di appoggio - Verifica a Momento Flettente negativo

Larghezza impalcato 14.50 m

Momento flettente di verifica: $M_{ed} = -174.4$ kNm/m

Armatura di verifica: superiore: Ø20/20 + Ø16/20
inferiore: Ø20/20

Momento resistente $M_{Rd} = 186.5$ kNm/m > M_{ed} , verifica soddisfatta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	5
2	15.71	20

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	375 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.875 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

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

Larghezza impalcato 16.75 m

Momento flettente di verifica: $M_{ed} = -172.9 \text{ kNm/m}$

Armatura di verifica: superiore: $\varnothing 20/20 + \varnothing 16/20$

inferiore: $\varnothing 20/20$

Momento resistente $M_{Rd} = 186.5 \text{ kNm/m} > M_{ed}$, verifica soddisfatta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	5
2	15.71	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 73.3 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.875 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -186.5 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.823 ‰
d 22 cm
x 6.8 x/d 0.3091
 δ 0.8264

10.8.1.3. Sezione di appoggio - Verifica a taglio

Larghezza impalcato 14.50 m

VERIFICA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

$V_{ed} = 217.6$ kN

$N_{ed} = 0$ kN

Sezione rettangolare (o a T)

$H = 27$ cm

$d = 22$ cm Altezza utile

$b_w = 100$ cm

Proprietà cls

$R_{ck} = 40$ N/mm²

$\gamma_c = 1.5$

$f_{ctk} = 2.21$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione

$f_{ctd} = 1.47$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cd} = 18.81$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione

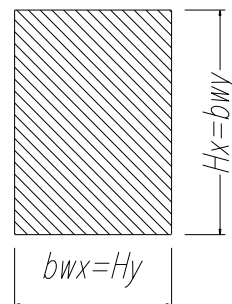
Armatura Tesa Longitudinale

$f_{yk} = 450$ N/mm²

$\gamma_a = 1.15$

$f_{yd} = 391$ N/mm²

Sezione rettangolare



Strato Compresso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,sup} = 15.7$ cm ²
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

Strato Teso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,inf} = 25.8$ cm ²
Diam (mm)	16	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$c_x = 5$ copriferro (distanza baricentro-bordo cls)

$r_l = 0.00954 < 0.02$

Armatura Staffe (angolo 90°)

$f_{ywk} = 450$ N/mm²

$g_a = 1.15$

$f_{ywd} = 301$ N/mm²

$a = 45$ (angolo inclinazione staffe)

$A_{sl,x} = 3.93$ cm² Diam (mm) 10 Passo (cm) 20 Braccia 5

PROGETTAZIONE ATI:

1) IN ASSENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.953$$

$$v_{min} = 0.551 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad \text{N/mm}^2$$

$$V_{Rd,u,x} = 163 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 217.6 \text{ kN} \quad \text{Non verificato, occorre armatura a taglio}$$

2) IN PRESENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in presenza di specifica armatura a taglio

$$a_c = 1 \quad (\text{cautelativamente si trascura la presenza di compressione})$$

$$f_{cd} = 9.41 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\alpha = 21^\circ \quad (\text{inclinazione bielle cls})$$

$$a = 45^\circ \quad (\text{inclinazione armature trasv. rispetto all'asse trave})$$

Verifica conglomerato

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rcd} = 899 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 217.6 \text{ kN}$$

Verificato

Verifica armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 290 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 217.6 \text{ kN}$$

Verificato

Larghezza impalcato 16.75 m

VERIFICA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

$$V_{ed} = 175.6 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

Sezione rettangolare (o a T)

$$H = 27 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Proprietà cls

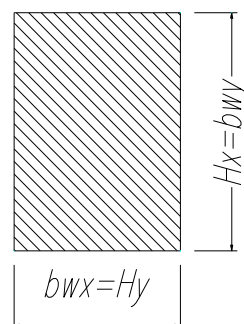
$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{ctk} = 2.21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = 1.47 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_a = 1.15$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Strato Compresso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,sup} = 15.7 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

Strato Teso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,inf} = 25.8 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	16	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$$c_x = 5 \text{ copriferro (distanza baricentro-bordo cls)}$$

$$r_l = 0.00954 < 0.02$$

Armatura Staffe (angolo 90°)

$$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad g_a = 1.15$$

$$f_{ywd} = 301 \text{ N/mm}^2 \quad a = 45 \text{ (angolo inclinazione staffe)}$$

$$A_{sl,x} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Diam (mm)} = 10 \quad \text{Passo (cm)} = 20 \quad \text{Braccia} = 5$$

PROGETTAZIONE ATI:

1) IN ASSENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.953$$

$$v_{min} = 0.551 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad \text{N/mm}^2$$

$$V_{Rd,u,x} = 163 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 175.6 \text{ kN} \quad \text{Non verificato, occorre armatura a taglio}$$

2) IN PRESENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in presenza di specifica armatura a taglio

$$a_c = 1 \quad (\text{cautelativamente si trascura la presenza di compressione})$$

$$f_{cd} = 9.41 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\alpha = 21^\circ \quad (\text{inclinazione bielle cls})$$

$$a = 45^\circ \quad (\text{inclinazione armature trasv. rispetto all'asse trave})$$

Verifica conglomerato

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rcd} = 899 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 175.6 \text{ kN}$$

Verificato

Verifica armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 290 \text{ kN} \quad {}^3 V_{sd,u,x} = 175.6 \text{ kN}$$

Verificato

10.8.1. VERIFICA DI RESISTENZA AGLI SLE

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le sollecitazioni in combinazione SLE_frequente, SLE_quasi permanente e SLE_rara utili allo sviluppo delle verifiche SLE, fessurazione e tensioni in esercizio.

Larghezza impalcato 14.50 m

Momento flettente minimo su trave		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	-105.1	kNm/m

Momento flettente minimo su trave		
Sezione corrente		
QP	-47.7	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	73.7	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
Sezione corrente		
QP	16.1	kNm/m

Taglio massimo su trave		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	124.6	kNm/m

Taglio massimo su trave		
Sezione corrente		
QP	23.2	kNm/m

Momento flettente minimo su trave		
	Sezione corrente	
RARA	-124.3	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
	Sezione corrente	
RARA	92.9	kNm/m

Taglio massimo su trave		
	Sezione corrente	
RARA	158.5	kNm/m

Larghezza impalcato 16.75 m

Momento flettente minimo su trave		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	-104.0	kNm/m

Momento flettente minimo su trave		
Sezione corrente		
QP	-47.3	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	69.2	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
Sezione corrente		
QP	8.2	kNm/m

Taglio massimo su trave		
	Sezione corrente	
FREQUENTE	101.4	kNm/m

Taglio massimo su trave		
Sezione corrente		
QP	23.3	kNm/m

Momento flettente minimo su trave		
	Sezione corrente	
RARA	-122.8	kNm/m

Momento flettente massimo in campata		
	Sezione corrente	
RARA	89.5	kNm/m

Taglio massimo su trave		
	Sezione corrente	
RARA	127.5	kNm/m

Si procede pertanto alla verifica a fessurazione e a quella delle tensioni di esercizio.

10.8.1.1. Verifiche a fessurazione

In accordo con il par. 4.1.2.2.4.5 del DM 17/01/18 nel caso di struttura in cls ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

La soletta di impalcato si trova nelle seguenti condizioni:

Classe di esposizione XC4
Condizioni ambientali Aggressive.
Armatura Poco sensibile

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4 XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

Combinazione frequente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Combinazione quasi permanente: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

10.8.1.1. Sezione di campata - Verifica a Momento Flettente positivo

Larghezza impalcato 14.50 m

Sezione in campata

Armatura di verifica: superiore: Ø20/20
inferiore: Ø20/20 + Ø12/20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Comb. FREQUENTE

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	21.36	20

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.875 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -8.974 N/mm²
 σ_s 203.9 N/mm²
 ε_s 1.019 ‰
 d 20 cm
 x 7.954 x/d 0.3977
 δ 0.9371

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Comb. QP

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	21.36	20

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd} kNm

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

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

Verifica
 N° iterazioni:

☐ Precompresso

σ_{S, frequente} = 203.90 MPa

σ_{S, quasi permanente} = 44.53 MPa

SLE_frequente

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre

$$\sigma_{s,MAX} = 203.9 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{s,MIN} = 0.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente tipo di carico

lunga durata ▼

$$k_t = 0.4$$

Resistenza a trazione media cls

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young acciaio

$$E_s = 210000.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young cls

$$E_{cm} = 33643 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

Copriferro

$$c = 40.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_1 = 20.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_2 = 12.0 \text{ [mm]}$$

Diametro equivalente

$$\phi_{eq} = 17.0 \text{ [mm]}$$

Larghezza sezione

$$B = 1000.0 \text{ [mm]}$$

$$A_{c,eff} = 100000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Numero barre

$$n_{b1} = 5 \text{ [mm]}$$

Numero barre

$$n_{b2} = 5 \text{ [mm]}$$

Area armature

$$A_s = 2136.3 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto di armatura

$$\rho_{eff} = 0.021$$

Deformazione media barre

$$\epsilon_{sm} = 0.00066$$

Tipologia barre

barre ad aderenza migliorata ▼

$$k_1 = 0.80$$

Tipologia sollecitazione

flessione ▼

$$k_2 = 0.50$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

Distanza massima fra le fessure

$$\Delta_{s,max} = 271.3 \text{ [mm]}$$

Ampiezza di calcolo delle fessure

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} = 0.18 \text{ [mm]}$$

Ampiezza limite fessure

$$w_2 = 0.30 \text{ [mm]}$$

Verifica

$$w_2 > w_d \quad \text{ok!}$$

SLE_quasi permanente

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre

$$\sigma_{s,MAX} = 44.5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{s,MIN} = 0.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente tipo di carico

lunga durata

$$k_t = 0.4$$

Resistenza a trazione media cls

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young acciaio

$$E_s = 210000.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young cls

$$E_{cm} = 33643 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

Copriferro

$$c = 40.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_1 = 20.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_2 = 12.0 \text{ [mm]}$$

Diametro equivalente

$$\phi_{eq} = 17.0 \text{ [mm]}$$

Larghezza sezione

$$B = 1000.0 \text{ [mm]}$$

$$A_{c,eff} = 100000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Numero barre

$$n_{b1} = 5 \text{ [mm]}$$

Numero barre

$$n_{b2} = 5 \text{ [mm]}$$

Area armature

$$A_s = 2136.3 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto di armatura

$$\rho_{eff} = 0.021$$

Deformazione media barre

$$\epsilon_{sm} = 0.00013$$

Tipologia barre

barre ad aderenza migliorata

$$k_1 = 0.80$$

Tipologia sollecitazione

flessione

$$k_2 = 0.50$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

Distanza massima fra le fessure

$$\Delta_{s,max} = 271.3 \text{ [mm]}$$

Ampiezza di calcolo delle fessure

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} = 0.03 \text{ [mm]}$$

Ampiezza limite fessure

$$w_1 = 0.20 \text{ [mm]}$$

Verifica

$$w_1 > w_d \quad \text{ok!}$$

Sezione di appoggio

Armatura di verifica: superiore: Ø20/20 + Ø16/20
inferiore: Ø20/20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Comb. FREQUENTE

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	5
2	15.71	20

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 -105.1 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali
B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 375 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.875 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -10.85 N/mm²
σ_s 221.1 N/mm²
ε_s 1.105 ‰
d 22 cm
x 9.326 x/d 0.4239
δ 0.9699

Verifica
N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Comb. QP

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	5
2	15.71	20

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

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

☐ Precompresso

$\sigma_{S, frequente} = 221.1$ MPa

$\sigma_{S, quasi permanente} = 100.3$ MPa

SLE_frequente

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre

$$\sigma_{s,MAX} = 221.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{s,MIN} = 0.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente tipo di carico

lunga durata

$$k_t = 0.4$$

Resistenza a trazione media cls

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young acciaio

$$E_s = 210000.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young cls

$$E_{cm} = 33643 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

Copriferro

$$c = 40.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_1 = 20.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_2 = 16.0 \text{ [mm]}$$

Diametro equivalente

$$\phi_{eq} = 18.2 \text{ [mm]}$$

Larghezza sezione

$$B = 1000.0 \text{ [mm]}$$

$$A_{c,eff} = 100000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Numero barre

$$n_{b1} = 5 \text{ [mm]}$$

Numero barre

$$n_{b2} = 5 \text{ [mm]}$$

Area armature

$$A_s = 2576.1 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto di armatura

$$\rho_{eff} = 0.026$$

Deformazione media barre

$$\epsilon_{sm} = 0.00079$$

Tipologia barre

barre ad aderenza migliorata

$$k_1 = 0.80$$

Tipologia sollecitazione

flessione

$$k_2 = 0.50$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

Distanza massima fra le fessure

$$\Delta_{s,max} = 256.3 \text{ [mm]}$$

Ampiezza di calcolo delle fessure

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} = 0.20 \text{ [mm]}$$

Ampiezza limite fessure

$$w_2 = 0.30 \text{ [mm]}$$

Verifica

$$w_2 > w_d \quad \text{ok!}$$

SLE_quasi permanente

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre

$$\sigma_{s,MAX} = 100.3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{s,MIN} = 0.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente tipo di carico

lunga durata

$$k_t = 0.4$$

Resistenza a trazione media cls

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young acciaio

$$E_s = 210000.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di Young cls

$$E_{cm} = 33643 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

Copriferro

$$c = 40.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_1 = 20.0 \text{ [mm]}$$

Diametro barre

$$\phi_2 = 16.0 \text{ [mm]}$$

Diametro equivalente

$$\phi_{eq} = 18.2 \text{ [mm]}$$

Larghezza sezione

$$B = 1000.0 \text{ [mm]}$$

$$A_{c,eff} = 100000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Numero barre

$$n_{b1} = 5 \text{ [mm]}$$

Numero barre

$$n_{b2} = 5 \text{ [mm]}$$

Area armature

$$A_s = 2576.1 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto di armatura

$$\rho_{eff} = 0.026$$

Deformazione media barre

$$\epsilon_{sm} = 0.00029$$

Tipologia barre

barre ad aderenza migliorata

$$k_1 = 0.80$$

Tipologia sollecitazione

flessione

$$k_2 = 0.50$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

Distanza massima fra le fessure

$$\Delta_{s,max} = 256.3 \text{ [mm]}$$

Ampiezza di calcolo delle fessure

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} = 0.07 \text{ [mm]}$$

Ampiezza limite fessure

$$w_1 = 0.20 \text{ [mm]}$$

Verifica

$$w_1 > w_d \quad \text{ok!}$$

Larghezza impalcato 16.75 m

Le verifiche a fessurazione della soletta nella parte di impalcato in cui è presente l'allargamento risultano implicitamente soddisfatte in quanto, a parità di sezione resistente, si riscontrano sollecitazioni inferiori rispetto alle sezioni tipiche (per le sollecitazioni si faccia riferimento al paragrafo 10.8.1)

10.8.1.2. Verifiche tensionali allo SLE

Calcestruzzo

Secondo le NTC08 par.4.1.2.2.5.1 "Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio", la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Acciaio

Secondo le NTC08 par.4.1.2.2.5.2 "Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio", la tensione massima nell'acciaio (σ_s), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.42)$$

N.B.: Si verifica unicamente la combinazione di carico rara a favore di sicurezza.

Sezione in campata (larghezza impalcato 14.50m)

Calcestruzzo:

Limitazioni Combinazione Quasi Permanente $\sigma_c = 1.96 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 0.45 * 33.2 = 14.94 \text{ MPa}$

Acciaio

Limitazioni Combinazione RARA $\sigma_s = 255 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ MPa}$

Sezione di appoggio (larghezza impalcato 14.50m)

Calcestruzzo

Limitazioni Combinazione Quasi Permanente $\sigma_c = 4.92 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 0.45 * 33.2 = 14.94 \text{ MPa}$

Acciaio

Limitazioni Combinazione RARA $\sigma_s = 261.5 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ MPa}$

Larghezza impalcato 16.75m

Le verifiche tensionali della soletta nella parte di impalcato in cui è presente l'allargamento risultano implicitamente soddisfatte in quanto, a parità di sezione resistente, si riscontrano sollecitazioni inferiori rispetto alle sezioni tipiche (per le sollecitazioni si faccia riferimento al paragrafo 10.8.1).

10.9. VERIFICHE DEGLI SBALZI LATERALI

Si procede con la verifica locale degli elementi strutturali del cordolo interessati dall'eventuale svio e conseguente urto di veicoli stradali. Si procede alle verifiche locali sulla zona del cordolo per garantire il trasferimento delle forze di urto dalle barriere alla sezione resistente del cordolo.

Ai fini delle verifiche in esame si considerano i seguenti carichi di progetto:

- azione da urto veicolare come da par.3.6.3.3.2 delle NTC2018

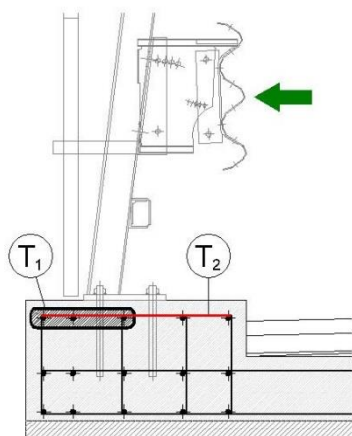
In accordo alle normative di riferimento, lo scenario di progetto si configura come condizione (e quindi combinazione) eccezionale, ossia coefficienti di ponderazione delle azioni e coefficienti di riduzione delle resistenze del calcestruzzo armato unitari.

Tenuto in conto della tipologia di elemento, della sua funzione strutturale e della natura dei carichi applicati, si procede con le seguenti verifiche "locali":

- Meccanismo "A": ripartizione orizzontale del carico localizzato di svio
- Meccanismo "B": resistenza a "pull-out" in corrispondenza dell'ancoraggio teso

Nelle figure seguenti si mostrano i meccanismi di calcolo considerati.

SEZIONE TRASVERSALE



STRALCIO PLANIMETRICO

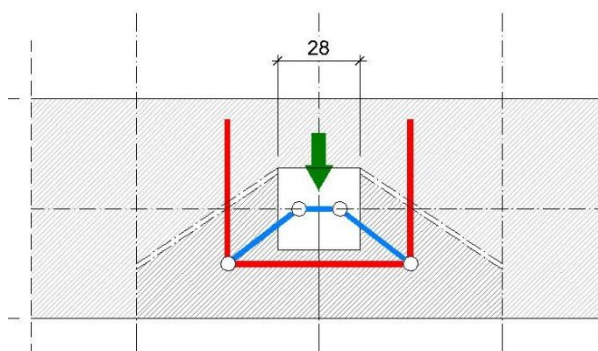


Figura 10.82 Schema del Meccanismo "A"

SEZIONE LONGITUDINALE

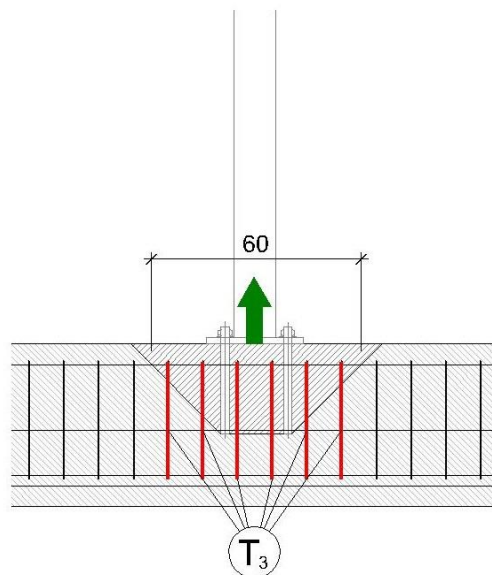


Figura 10.83 Schema del Meccanismo “B”

Per quanto riguarda il secondo (meccanismo “B”), l’azione sollecitante sulla coppia di ancoraggi tesi è stimata, partendo dal momento flettente ad estradosso cordolo, assumendo un braccio della coppia interna della connessione della barriera pari a 200 mm.

Meccanismo "A"

In virtù degli schemi di introduzione del carico sopra illustrati si ipotizza che per il tirante T1 intervengano almeno 3 ϕ 12 (armatura longitudinale cordolo ϕ 12 passo 20 cm) mentre per lo schema T2 si utilizzano le staffe tipiche del cordolo costituite da ferri ϕ 12 passo 20 cm.

Tirante T1

Azione applicata	H	=	100 kN
Azione sollecitante nell'elemento	Nsd	=	0.65 x 100 = 65 kN
Sezione resistente	As	=	3 ϕ 12
Tensione di snervamento	fy	=	450 N/mm ²
Azione resistente	Nrd	=	3x113x450/1000 = 153 kN
Coefficiente di sicurezza	Fs	=	Nrd / Nsd = 153 / 65 = 2.35 > 1.00

La verifica è pertanto soddisfatta.

Tirante T2

Azione applicata	H	=	100 kN
Azione sollecitante nell'elemento	Nsd	=	0.50 x 100 = 50 kN
Sezione resistente	As	=	1 ϕ 12/200mm su 650mm = = 3.25 x 113 = 367 mm ²
Tensione di snervamento	fy	=	450 N/mm ²
Azione resistente	Nrd	=	367x450/1000 = 165 kN
Coefficiente di sicurezza	Fs	=	Nrd / Nsd = 165 / 50 = 3.30 > 1.00

La verifica è pertanto soddisfatta.

Meccanismo "B"

In virtù degli schemi di introduzione del carico sopra illustrati si ipotizza che per il tirante T3 intervengano le sole staffe previste ad hoc in corrispondenza dell'ancoraggio della barriera, costituite da ferri $\phi 12$ a passo di 20 cm.

Tirante T3

Azione applicata	H	=	100 kN
Luce di inflessione	L	=	0.93 m
Momento flettente sollecitante alla base del paletto	M_{sd}	=	$100 \times 0.93 = 93 \text{ kNm}$
Braccio coppia interna connessione paletto-cordolo	z	=	0.200 m
Azione sollecitante sulla coppia di ancoraggi tesi	N_{sd}	=	$93 / 0.200 = 465 \text{ kN}$
Sezione resistente	A_s	=	$2 \times 5\phi 12 = 10 \times 113 = 1130 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento	f_y	=	450 N/mm^2
Azione resistente	N_{rd}	=	$1130 \times 450 / 1000 = 508 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$N_{rd} / N_{sd} = 508 / 465 = 1.09 > 1.00$

La verifica è pertanto soddisfatta.

10.10. VERIFICHE LOCALI IN CODIZIONI DI SVIO

Ai fini delle verifiche in esame si considerano i seguenti carichi di progetto:

- pesi strutturali
- pesi non strutturali/finiture
- azione da traffico veicolare – Schema di carico 2
- azione da urto veicolare come da par.3.6.3.3.2 delle NTC08

10.10.1. ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio soletta

Si considera uno spessore totale del getto in opera e della lastra predalles pari a $0.21+0.06=0.27\text{m}$

Spessore	S	=	$0.21+0.06 = 0.27 \text{ m}$
Peso specifico	γ	=	25 kN/m^3
Peso per unità di superficie	g_{1k}	=	$0.27 \times 25 = 6.75 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio veletta

Peso per unità di lunghezza	G_{2k}	=	1.0 kN/m

Peso proprio cordolo

Sezione	BxH	=	$0.75 \times 0.17 = 0.123 \text{ m}^2$
Peso specifico	γ	=	25 kN/m^3
Peso per unità di lunghezza	G_{3k}	=	$0.123 \times 25 = 3.188 \text{ kN/m}$

Peso proprio Guard Rail con rete integrativa

Peso per unità di lunghezza	G_{5k}	=	3.00 kN/m

Peso proprio pavimentazione

Peso per unità di superficie	g_{6k}	=	3.00 kN/m^2

Traffico veicolare – Schema di carico 2

Tenuto in conto delle geometrie dello schema considerato, nonché della luce degli sbalzi laterali, si considera un carico di 200 kN applicato su un'impronta di 0.35x0.60m.

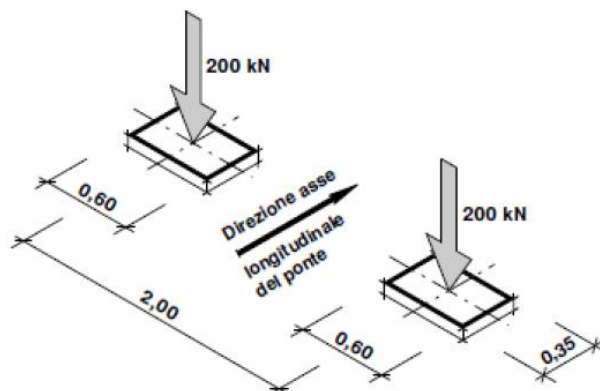


Figura 10.84: Schema di carico 2 (dimensioni espresse in metri)

Gli effetti del carico sono valutati considerando la diffusione fino all'asse della soletta e longitudinalmente, assumendo una diffusione a 45°, come mostrato nello stralcio planimetrico in figura.

Di seguito si riporta la valutazione dei carichi unitari considerati per la verifica della sezione di massimo sbalzo ovvero quella in asse trave.

Fascia tipica

Lunghezza di diffusione	L_{eff}	=	2.72 m
Carico singola impronta	Q_{2k}	=	200 kN

Urto

Si considera una forza puntuale di 100 kN agente trasversalmente all'asse del cavalcavia e ad una quota di +1.00m rispetto al piano viabile. Considerato che la barriera è di tipo flessibile l'azione dell'urto è assorbita da almeno 3 montanti nel caso in oggetto conservativamente si considera quindi che la larghezza collaborante per l'azione d'urto sia pari a 1.5 metri

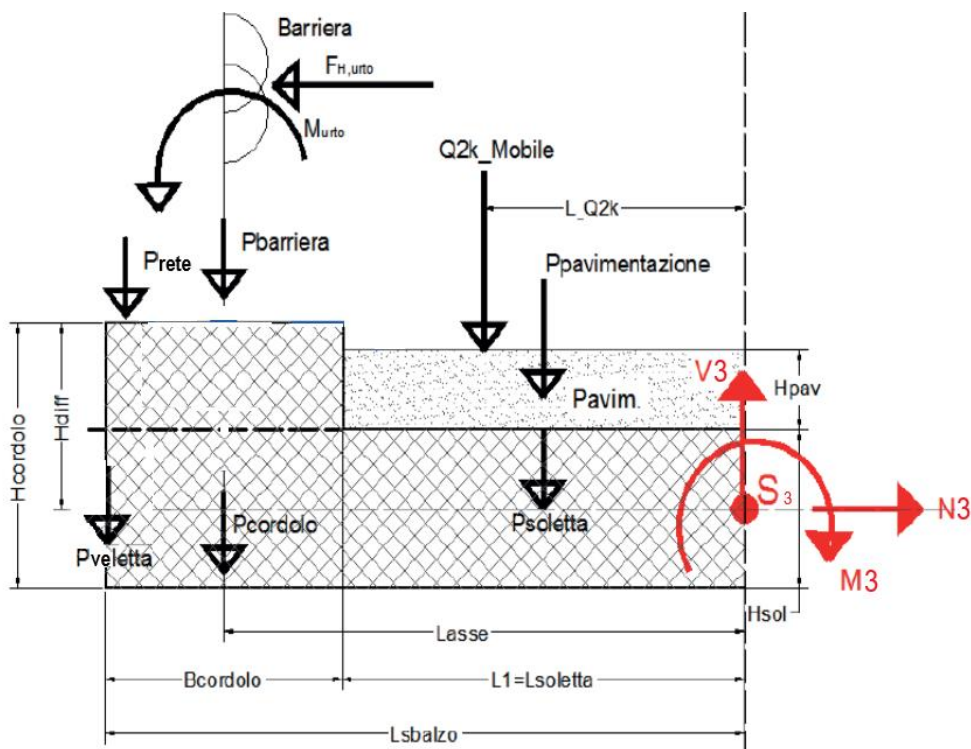


Figura 10.85 Schema riassuntivo dei carichi applicati

10.10.2. SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni nella sezione di appoggio si ricavano nella combinazione di carico Eccezionale.
Le sollecitazioni relative alle Fase 1 e 2 si ricavano rispettivamente dai paragrafi relativi alle verifiche della soletta allo SLU.

FASE 1

$$M = -28.07 \text{ kNm}$$

$$V = 22.86 \text{ kN}$$

FASE 2

$$M = -47.32 \text{ kNm}$$

$$V = 23.31 \text{ kN/m}$$

FASE 3

$$M = -69.85 \text{ kNm}$$

$$V = 73.53 \text{ kN}$$

SVIO

$$M = -100 \times (1+0.1+0.27/2)/2.5 = 50 \text{ kNm}$$

$$N = 100 / 2.5 = 40 \text{ kN}$$

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

$$M_3 = -(28.07+47.32+69.85+50) = 196 \text{ kNm}$$

$$V_3 = (22.86+23.31+73.53) = 120 \text{ kN}$$

$$N_3 = 40 \text{ kN}$$

10.10.3. VERIFICHE IN COMBINAZIONE ECCEZIONALE

10.10.3.1. VERIFICA A TENSOFLESSIONE

Armatura di verifica: superiore: Ø20/20 + Ø16/20
inferiore: Ø20/20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	5
2	15.71	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -40 0 kN
M_{Ed} -196 0 kNm
M_{xEd} 0 0
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 450 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200'000 N/mm²	f _{cd} 27.2
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 2.25 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
	τ _{c1} 2.114

M_{xRd} -230.6 kN m

σ_c -27.2 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 9.428 ‰
d 22 cm
x 5.956 x/d 0.2707
δ 0.7784

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

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

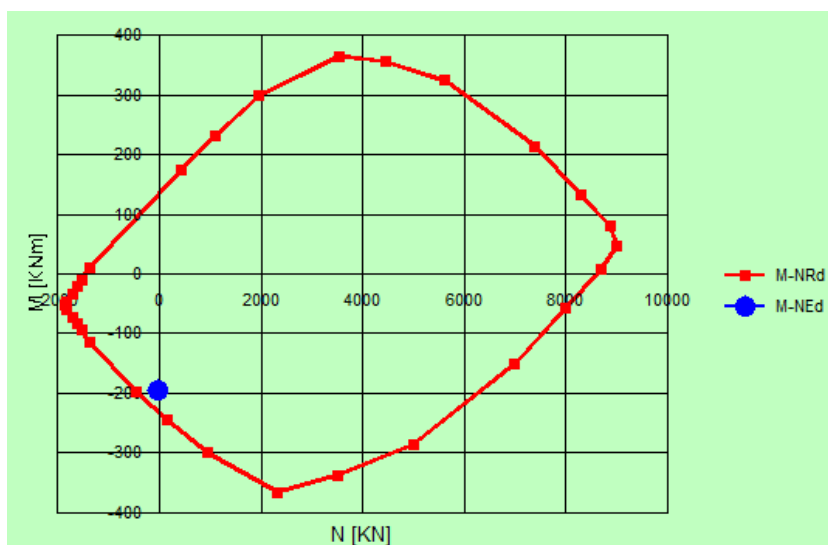
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



PROGETTAZIONE ATI:

10.10.3.2. Sezione di appoggio – verifica a taglio

La verifica al taglio nelle sezioni tipiche è svolta considerando come armatura resistente quella del traliccio saldato alla predalles metallica e considerando la resistenza del materiale quella residua calcolata in fase I.

VERIFICA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

$$V_{ed} = 120 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

Sezione rettangolare (o a T)

$$H = 27 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Proprietà cls

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

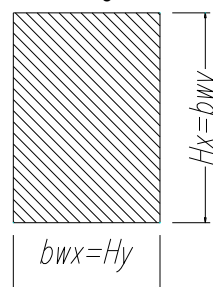
$$\gamma_c = 1$$

$$f_{ctk} = 2.21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = 2.21 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$$f_{cd} = 28.22 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_a = 1$$

$$f_{yd} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Strato Compresso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,sup} = 15.7 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

Strato Teso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,inf} = 25.8 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	16	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$$c_x = 5 \text{ coprifetto (distanza baricentro-bordo cls)}$$

$$r_i = 0.00954 < 0.02$$

Armatura Staffe (angolo 90°)

$$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$g_a = 1.15$$

$$f_{ywd} = 301 \text{ N/mm}^2$$

$$a = 45 \text{ (angolo inclinazione staffe)}$$

$$A_{sl,x} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Diam (mm)} \quad 10 \quad \text{Passo (cm)} \quad 20 \quad \text{Braccia} \quad 5$$

PROGETTAZIONE ATI:

1) IN ASSENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.953$$

$$v_{min} = 0.551 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad \text{N/mm}^2$$

$$V_{rd,u,x} = 245 \text{ kN}$$

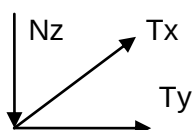
$$^3 V_{sd,u,x} = 120 \text{ kN}$$

Verificato

11. APPARECCHI DI APPOGGIO

11.1.1. CONDIZIONI ELEMENTARI

Si riportano di seguito le reazioni sugli appoggi verticali ed orizzontali sui dispositivi di appoggio nelle condizioni di carico elementari (non ponderate).



$N(z)$ negativo se verso l'alto

SP1		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1200	2050
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	400	950
Ritiro	(e2)	-150	-150
Max Permanenti		1600	3000
Min Permanenti		1450	2850
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	-200	2850
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+qf)	2250	450
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	-550	1900
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	1300	100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	1650	350
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-600	2500
Gradiente termico	(q7)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50

SP1		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 250	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 550	± 550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 550	± 550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

SP1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

SP1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	200	200

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Nota Bene 2 : Carichi sismici allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M. 17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente) : $k_r=3.37\text{kN/mm}$ (spalla), $k_r=3.74\text{kN/mm}$ (pila) ; $\xi_{eq} = 10\%$

VN 50 anni, Classe d'uso IV, Coordinate geografiche: 12.50 ; 43.67, Categoria di sottosuolo B.

Le reazioni vengono fornite spurie per le tre direzioni, ossia senza combinazioni direzionali

Nota Bene 3: * Carichi in alternativa

P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	4450	5700
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1800	2250
Ritiro	(e2)	150	150
Max Permanenti		6400	8100
Min Permanenti		6250	7950
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	100	5200
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+qf)	4600	650
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	-950	3550
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	2450	150
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	3050	550
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-950	4550
Gradiente termico	(q7)	-50	-50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-100	-100

P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 500	± 550
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 750	± 700
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1550	± 1550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1550	± 1550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

P1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	100	100

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Nota Bene 2 : Carichi sismici allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M. 17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente) : $k_r=3.37\text{kN/mm}$ (spalla), $k_r=3.74\text{kN/mm}$ (pila) ; $\xi_{eq} = 10\%$

VN 50 anni, Classe d'uso IV, Coordinate geografiche: 12.50 ; 43.67, Categoria di sottosuolo B.

Le reazioni vengono fornite spurie per le tre direzioni, ossia senza combinazioni direzionali

Nota Bene 3: * Carichi in alternativa

P2		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	4450	5700
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	2500	1500
Ritiro	(e2)	150	150
Max Permanenti		7100	7350
Min Permanenti		6950	7200
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	650	4600
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+qf)	5150	100
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	150	2500
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	3550	-950
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	4500	-950
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	550	3050
Gradiente termico	(q7)	-50	-50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-100	-100

P2		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 750	± 750
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1550	± 1550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1550	± 1550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P2		Carichi Trasversali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

P2		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	100	100

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Nota Bene 2 : Carichi sismici allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M. 17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente) : $k_r=3.37\text{kN/mm}$ (spalla), $k_r=3.74\text{kN/mm}$ (pila) ; $\xi_{eq} = 10\%$

VN 50 anni, Classe d'uso IV, Coordinate geografiche: 12.50 ; 43.67, Categoria di sottosuolo B.

Le reazioni vengono fornite spurie per le tre direzioni, ossia senza combinazioni direzionali

Nota Bene 3: * Carichi in alternativa

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1950	1300
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	900	400
Ritiro	(e2)	-150	-150
Max Permanenti		2850	1700
Min Permanenti		2700	1550
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	400	2300
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+qf)	2800	-150
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	50	1300
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	1850	-550
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	2500	-550
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	300	1700
Gradiente termico	(q7)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 300	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 550	± 550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 550	± 550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

SP2		Carichi Trasversali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

SP2		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	200	200

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

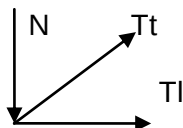
Nota Bene 2 : Carichi sismici allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M. 17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente) : $k_r=3.37\text{kN/mm}$ (spalla), $k_r=3.74\text{kN/mm}$ (pila) ; $\xi_{eq} = 10\%$ VN 50 anni, Classe d'uso IV, Coordinate geografiche: 12.50 ; 43.67, Categoria di sottosuolo B.

Le reazioni vengono fornite spurie per le tre direzioni, ossia senza combinazioni direzionali

Nota Bene 3: * Carichi in alternativa

11.1.2. INVILUPPI

Si riportano di seguito le reazioni sugli appoggi verticali e orizzontali nelle varie combinazioni.



N negativo se verso l'alto

SP1						
	Nmax [kN]	TI [kN]	Tt [kN]	Nmin [kN]	TI [kN]	Tt [kN]
SLU	8640	230	320	280	260	500
	7650	430	390	-	-	-
	8010	260	500	-	-	-
SLV	3630	350	710	840	350	710
	3390	770	290	-	-	-
	3630	350	710	-	-	-
SLC	3780	460	810	680	460	810
	3460	950	320	-	-	-
	3780	440	810	-	-	-

P1						
	Nmax [kN]	TI [kN]	Tt [kN]	Nmin [kN]	TI [kN]	Tt [kN]
SLU	19790	140	320	3030	170	500
	17950	340	390	-	-	-
	18920	170	500	-	-	-
SLV	9100	330	810	5190	330	810
	8650	820	320	-	-	-
	8970	330	810	-	-	-
SLC	9430	360	960	4860	360	960
	8770	920	360	-	-	-
	9160	360	960	-	-	-

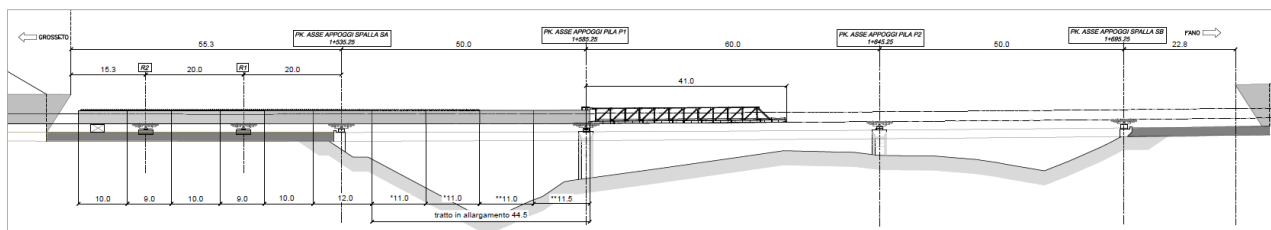
P2						
	Nmax [kN]	TI [kN]	Tt [kN]	Nmin [kN]	TI [kN]	Tt [kN]
SLU	18410	140	320	3980	170	500
	16590	340	390	-	-	-
	17560	170	500	-	-	-
SLV	8370	330	810	5910	330	810
	7890	820	320	-	-	-
	8130	330	810	-	-	-
SLC	8700	370	960	5590	370	960
	8010	970	360	-	-	-
	8320	370	960	-	-	-

SP2						
	Nmax [kN]	TI [kN]	Tt [kN]	Nmin [kN]	TI [kN]	Tt [kN]
SLU	8370	230	320	70	260	500
	7390	430	390	-	-	-
	7750	260	500	-	-	-
SLV	3480	350	710	930	350	710
	3200	770	290	-	-	-
	3480	350	710	-	-	-
SLC	3610	460	810	830	460	810
	3260	950	320	-	-	-
	3610	440	810	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

12. VERIFICHE IN FASE DI VARO

Si riportano di seguito le verifiche svolte per la fase di varo. Lo schema di seguito riportato mostra la più gravosa condizione di posa per le travi dell'impalcato.



La verifica delle travi dell'impalcato si effettua considerando la situazione di massimo sbalzo, pari a 60 m, cioè quando l'avambraccio è in prossimità della Pila P2.

12.1. VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

I carichi agenti sono:

	R_0 (kN/m)	R_{200} (kN/m)	$R_{avambecco,0}$ (kN/m)	$R_{avambecco,200}$ (kN/m)
Carpenteria metallica	24.32	24.32	-	-
Passerella di ispezione	1.00	1.00	-	-
Predalles	10.9 - 12.6 - 14.3	14.3 - 12.6 - 10.9	-	-
Carico avambecco	-	-	9.0	9.0

L'avambecco ha lunghezza $L = 40$ m ed è stato modellato come un elemento rigido, a cui sono stati applicati i carichi sollecitanti.

Si riportano di seguito l'immagine del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento.

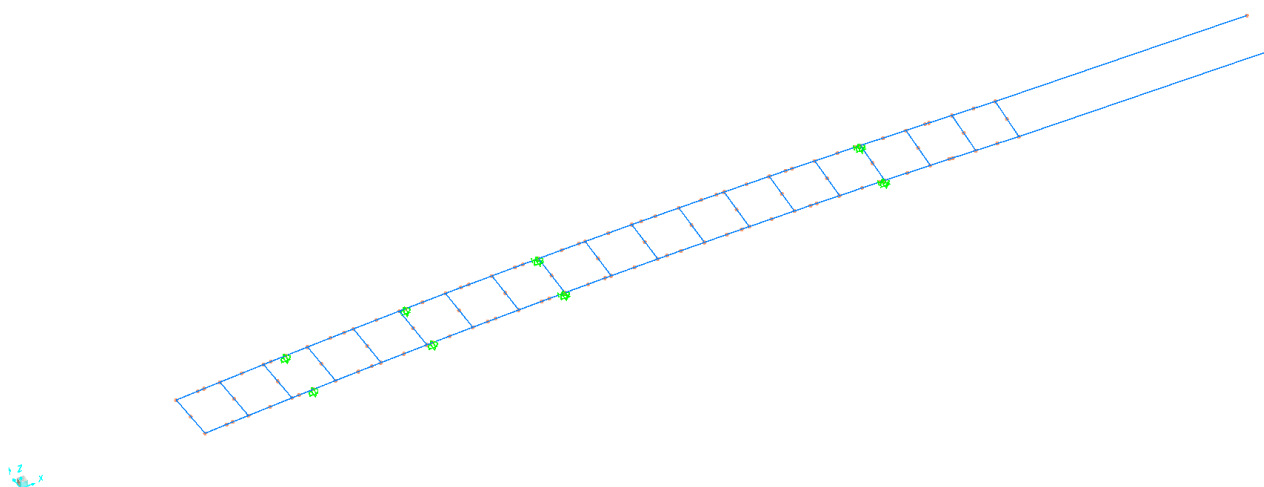


Figura 12.1 Modello di calcolo

Nome dei nodi relativi alle varie aste di travi e diaframmi:

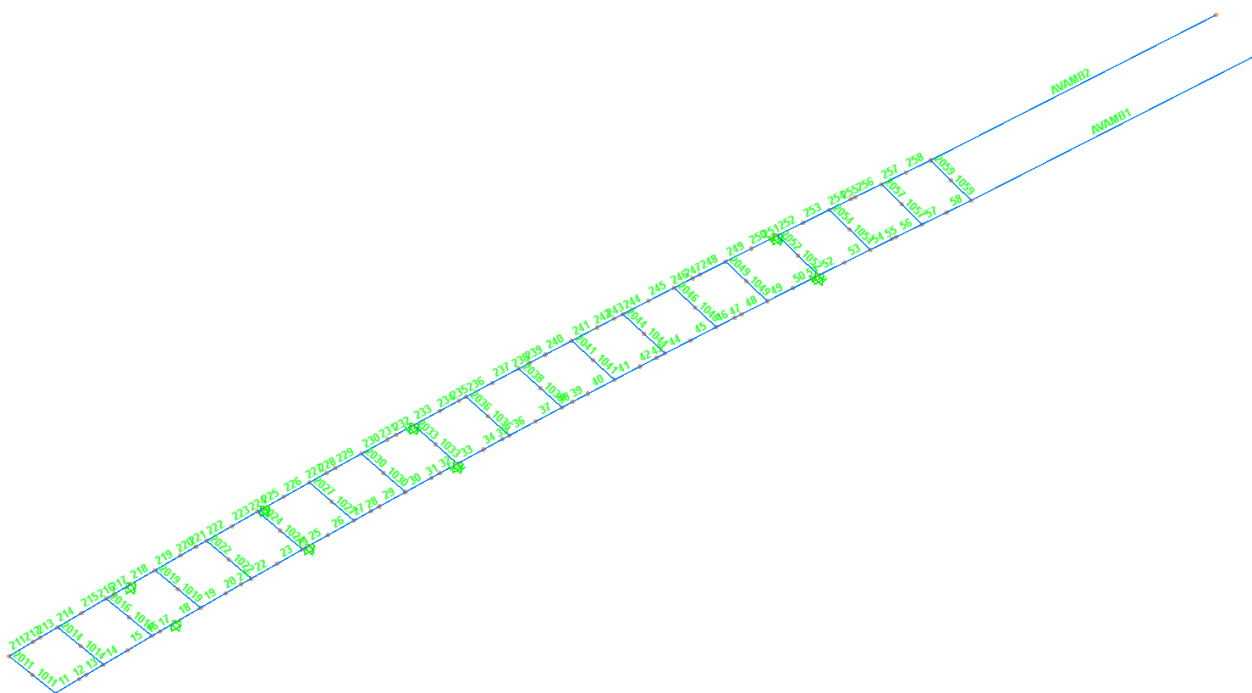


Figura 12.2 Modello di calcolo – Nomenclatura Frame

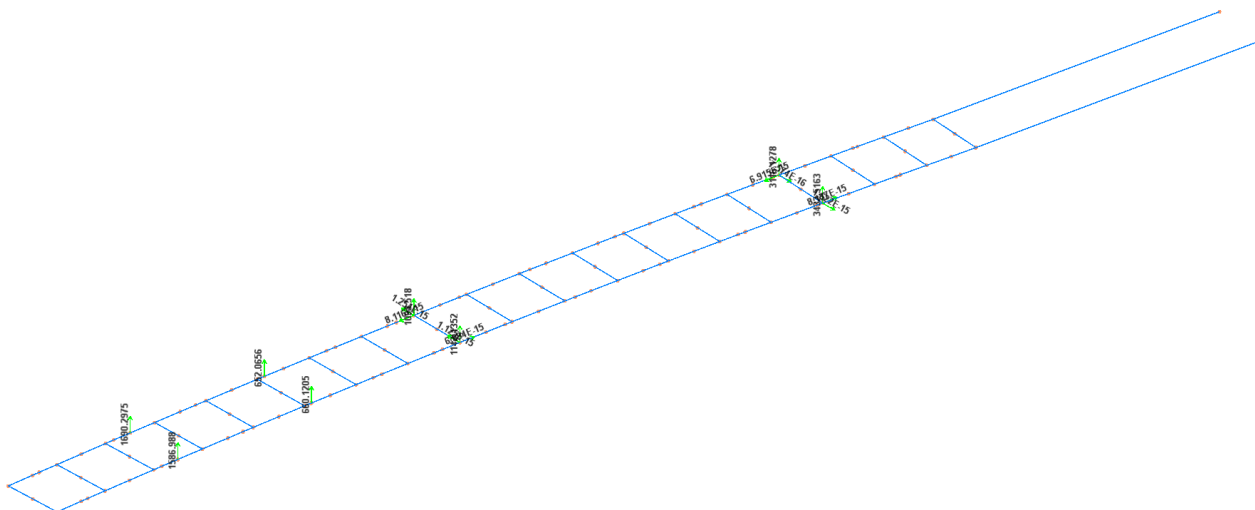


Figura 12.3 Reazioni di base

Sia le carrelliere che le pile presentano reazioni di compressione, quindi è corretto che tali vincoli siano posizionati nel modello di calcolo. Infatti, fisicamente questi rappresentano dei vincoli monolaterali di semplici appoggi, che reagiscono solo a compressione, ma non sono in grado di trattenere la trave dal sollevamento.

Il modello di calcolo adoperato è dunque corretto.

PROGETTAZIONE ATI:

Le sollecitazioni sono riportate in combinazione “Varo” che rappresenta lo SLU della sola fase 1 (1.35 * FASE 1).

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
FASE1	Linear Static	1.35
FASE1	Linear Static	1.35

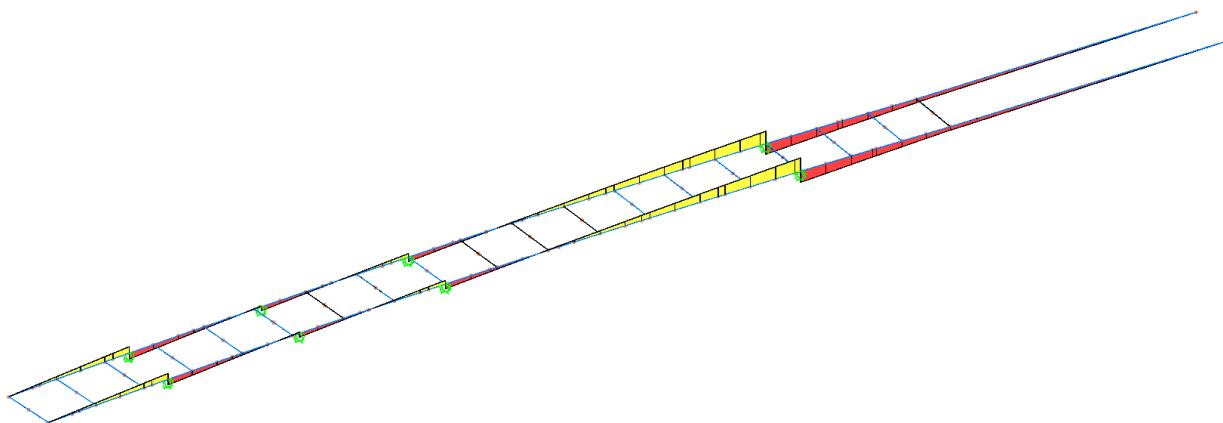


Figura 12.4 Sollecitazioni Taglio

La sezione presa in considerazione è quella in corrispondenza del momento massimo in valore assoluto (momento negativo).

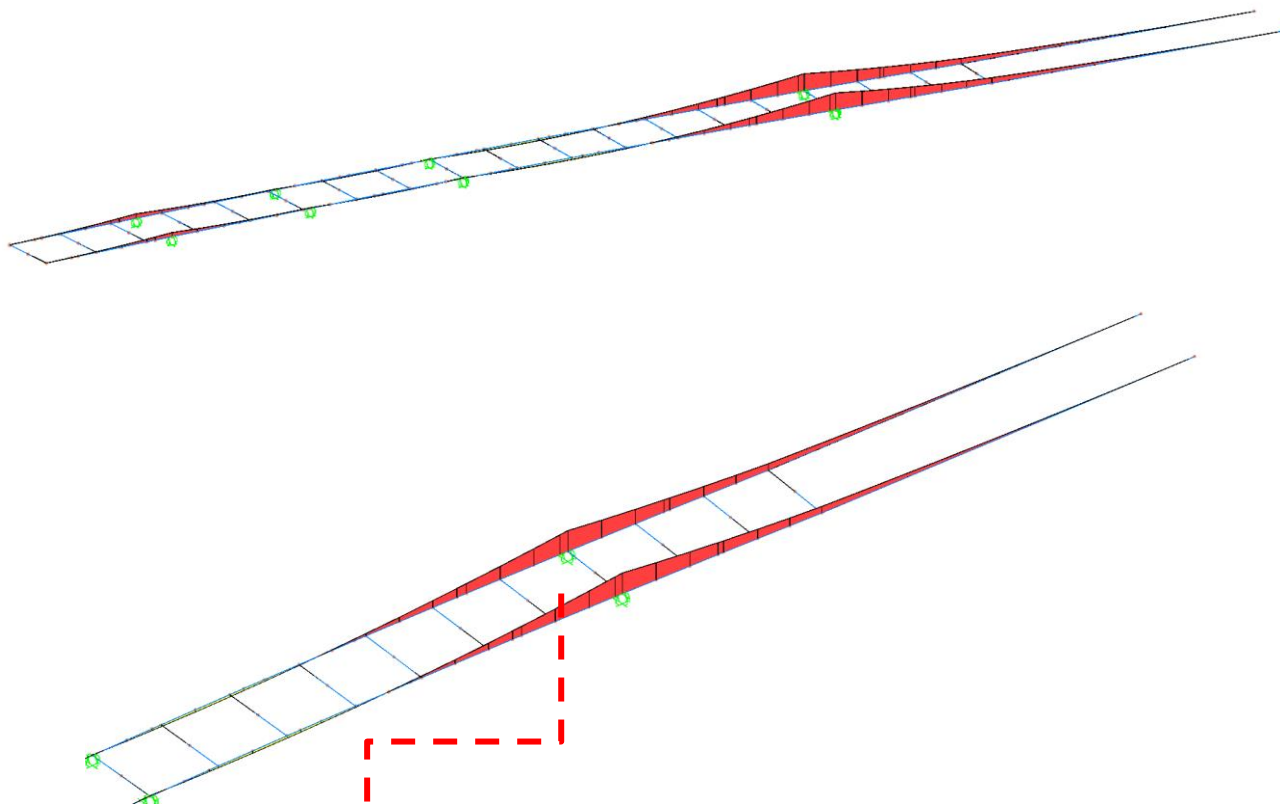


Figura 12.5 Sollecitazioni – Momento

Diagrams for Frame Object 252 (002)



PROGETTAZIONE ATI:

La sezione più sollecitata è quella in corrispondenza dell'appoggio sulla prima pila.
Le sollecitazioni massime riscontrate sono pari a:

$$M_{SLU}^- = 31550 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1550 \text{ kN}$$

La sezione di verifica corrisponde al frame 002. Si riportano di seguito le caratteristiche inerziali della sezione (per l'assegnazione delle sezioni e la corrispondenza tra sezioni di calcolo e verifica si rimanda ai relativi paragrafi della presente relazione).

CONCIO 2 (Fili 001, 201)

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2700 mm
Piattabanda superiore	800x40 mm
Piattabanda inferiore	1150x75 mm
Anima	20x2585 mm, Inclinazione: 0
Soletta	7250x240 mm
Raccordo	800x30 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 70 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 0 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 175 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	3600 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	400x18 mm
Piatto 2	---

Irrigidenti longitudinali dell'anima

distanza estradosso trave-irrigidente 1	1000 mm
distanza estradosso trave-irrigidente 2	0 mm
Dimensione dei piatti - sinistra	orizzontali 0x0 mm, verticali 0x0 mm
Dimensione dei piatti - destra	orizzontali 250x22 mm, verticali 0x0 mm

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.7E+5	2.975E+5	2.975E+5	2.975E+5	4.716E+5	1.927E+5
Z _G (mm)	939.654	1756.183	1756.183	1756.183	2159.84	1161.283
J _y (mm ⁴)	2.054E+11	4.703E+11	4.703E+11	4.703E+11	6.025E+11	2.762E+11
W _{y,0} (mm ³)	-2.186E+8	-2.678E+8	-2.678E+8	-2.678E+8	-2.79E+8	-2.379E+8
W _{y,1} (mm ³)	-2.376E+8	-2.798E+8	-2.798E+8	-2.798E+8	-2.89E+8	-2.543E+8
W _{y,3} (mm ³)	1.194E+8	5.204E+8	5.204E+8	5.204E+8	1.205E+9	1.843E+8
W _{y,4} (mm ³)	1.167E+8	4.983E+8	4.983E+8	4.983E+8	1.115E+9	1.795E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	4.83E+8	4.83E+8	4.83E+8	1.057E+9	1.761E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	4.83E+8	4.83E+8	4.83E+8	1.057E+9	1.761E+8
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	4.112E+8	4.112E+8	4.112E+8	8.141E+8	1.589E+8
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	3.875E+8	3.875E+8	3.875E+8	7.437E+8	1.527E+8
S _{y,1} (mm ³)	7.781E+7	1.482E+8	1.482E+8	1.482E+8	1.831E+8	9.693E+7
S _{y,2} (mm ³)	8.529E+7	1.765E+8	1.765E+8	1.765E+8	2.265E+8	1.087E+8
S _{y,3} (mm ³)	5.569E+7	1.683E+8	1.683E+8	1.683E+8	2.24E+8	8.626E+7
S _{y,4} (mm ³)	0E+00	1.388E+8	1.388E+8	1.388E+8	2.074E+8	3.767E+7
n _E	1E+300	16.6	16.6	16.6	6.24	1E+300

PROGETTAZIONE ATI:

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	$N_{pl}(N)$	$z_N(mm)$	$z_{max}(mm)$	$z_{min}(mm)$
Strato di calcestruzzo superiore	1.062E+7	2935.39	2970	2900.79
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	2.584E+7	2815	2899.21	2730.79
Strato di calcestruzzo inferiore	-1.205E+5	2729.61	2729.21	2730
Strato di armatura superiore	4.456E+6	2900	2900.79	2899.21
Strato di armatura inferiore	4.456E+6	2730	2730.79	2729.21
Raccordo in cls	0E+00	2715	2730	2700
Flangia superiore della trave di acciaio	1.082E+7	2680	2700	2660
Anima della trave di acciaio	1.748E+7	1367.5	2660	75
Flangia inferiore della trave di acciaio	2.752E+7	37.5	75	0
Compressione ultima per la sezione completa	-1.011E+8			
Trazione ultima per la sezione completa	6.473E+7			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-8.359E+7			
Trazione ultima per la sezione senza anima	4.725E+7			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.75	0.814	1	0
Flangia inferiore	7.533	0.838	1	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	129.25	0.814	0.277	-1.38	3
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	129.25	0.814	0	-0.24	1
Compressione semplice (N)	129.25	0.814	1	1	4

Verifica

Verifica a taglio

$$V_{Ed} / A_v = 1530 \text{ kN} / (258 \text{ cm} \times 2) = 2.97 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{lim} = 19.5 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica a momento. La massima tensione sollecitante si ha nella piattabanda superiore

$$M_{Ed} / W_{el,min} = 3'155'000 \text{ kNcm} / 1.167E5 \text{ cm}^3 = 27.1 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{lim} = 33.8 \text{ kN/cm}^2$$

Le verifiche di resistenza non risultano quindi dimensionanti e significative in questa fase.

Verifica a instabilità piattabanda inferiore compressa - metodo ala isolata

Risulta necessario operare anche una verifica per valutare che la piattabanda inferiore compressa non si instabilizzi. Si conduce quindi la verifica secondo il § 7.3.2.2.2 delle CNR 10011, secondo il quale per le travi a doppio T laminate o composte, inflesse nel piano dell'anima, una verifica sommaria può essere condotta controllando, nel piano normale a quello di flessione, la stabilità dell'ala compressa, supposta isolata dall'anima.

In questo caso l'ala compressa è la piattabanda inferiore.

La sua snellezza si calcola considerando come luce di libera inflessione la distanza fra i diaframmi.

$$\lambda = 720 / (115^2/12)^{0.5} = 22 \quad \omega = 1.06$$

La massima tensione di compressione in essa presente secondo il metodo dell'ala isolata è:

$$\sigma_{cr,ed} = 1.06 \times 3'155'000 \times (115 \times 7.5 \times 94.0) / (2.05E7 \times (115 \times 7.5)) = 15.3 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{lim} = 33.8 \text{ kN/cm}^2$$

(Si ricordi che la piattabanda inferiore è costituita da due piatti di spessore non superiore ai 40 mm saldati fra loro, quindi la tensione resistente è pari a $f_{yk} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$)

Anche la verifica di instabilità risulta dunque soddisfatta.

13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Ai sensi del paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni si riporta nei successivi paragrafi il giudizio motivato di accettabilità dei risultati relativamente alle analisi svolte con elaboratore elettronico.

13.1. CONTROLLO DELLE REAZIONI

13.1.1. FASE 1

Si riportano nella tabella seguente i valori di reazione derivanti dal calcolo manuale e dal modello di calcolo per la Fase 1.

FASE 1	L =	160	m
IMPALCATO			kN/m
Peso lineare acciaio			48.6
Peso lineare soletta			98.4
Veletta metallica			2.0
Passerella di ispezione			2.0
Totale [kN]			24165
Carico da modello			24163
Differenza			0.01%

13.1.2. FASE 2

FASE 2	L =	160	m
IMPALCATO			kN/m
Pavimentazione			36.0
Cordoli			14.5
Guard Rail			7.0
Smaltimento acque			2.0
Totale			9520
Carico da modello			9575
Differenza			-0.58%

La differenza massima risulta inferiore al 5%, si può quindi concludere che i modelli risultano attendibili.

PROGETTAZIONE ATI:

14. ALLEGATI

Si allegano alla presente relazione:

- 1) Output dei modelli di calcolo (SAP 2000)
- 2) Verifiche estese (PEC 4)