



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
 DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
 TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO

PROGETTISTA

 SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino	Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI	  Your global engineering partner SIPAL S.p.A. Via Inverio, 24/A 10146 Torino
	Consorzio Stabile fra le Imprese:      <small>SIS S.p.a. Via Inverio, 24/A 10146 Torino</small> <small>Sacyr Construcción S.A.U. INC S.p.A. SIPAL S.p.A. INFRAESTRUCTURAS S.A. Paseo de la Castellana, 65-65 28046 Madrid</small>	

RESPONSABILE PROGETTAZIONE

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
 PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

**SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE
 DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI**

 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 Dott. Ing. Claudio Dogliani	 Dott. Ing. GEORGIOS KALAMABAS n° 8178 H	 Dott. Ing. TURSO Adriano n° 1400
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Arch. Roberto BONOMI n. 3101	GEOLOGO  ALESSIO Carlo - N° 255 -	

N. Progr. _____	PROGETTO DEFINITIVO (C.U.P. H51B03000050009)	LOTTO 3 - TRATTA "C"
Cartella N. _____		dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO: **PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
 OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 PC.3C.02 - Tipo 4 - (km 75+245,00)
 Relazione di calcolo carpenteria metallica**

P V D S R A P P C 3 C 0 0 2 - 0 0 1 0 0 0 1 R A 0 SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SETECO	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Giuseppe FASOL	IL COMMISSARIO: Ing. Silvano VERNIZZI	<input type="checkbox"/> VALIDAZIONE:
		PROTOCOLLO : _____ DEL: _____

INDICE

1	<u>GENERALITÀ</u>	<u>3</u>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
1.2	CONSIDERAZIONE DI PROGETTO	4
1.2.1	ANALISI STRUTTURALE.....	5
1.3	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI S.L.U.....	9
2	<u>NORMATIVA.....</u>	<u>11</u>
3	<u>MATERIALI IMPIEGATI, UNITÀ DI MISURA RESISTENZE DI PROGETTO</u>	<u>12</u>
3.1	MATERIALI	12
3.2	UNITÀ DI MISURA.....	14
3.3	RESISTENZE DI PROGETTO	14
4	<u>CARICHI DI PROGETTO.....</u>	<u>16</u>
4.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	16
4.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
4.3	CARATTERISTICHE DEI CARICHI.....	16
5	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>17</u>
5.1	CARICHI PERMANENTI	18
5.1.1	FASE 1	18
5.1.2	FASE 2	19
5.2	CARICHI ACCIDENTALI	21
5.2.1	FASE 3	21
6	<u>TRAVI PORTA CANALE IN FASE DI GETTO</u>	<u>22</u>
6.1	ANALISI DEI CARICHI	22
6.2	VERIFICHE DI RESISTENZA SLU.....	23
6.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ SLE	24
6.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DI ATTACCO AL TRAVERSO.....	25
7	<u>VERIFICA TRAVI PRINCIPALI.....</u>	<u>26</u>
7.1	DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI STRUTTURALI.....	26
7.1.1	TABELLA DI RIFERIMENTO SEZIONI DI VERIFICA	26
7.1.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	26
7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA	29
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE ANIME	39
7.3.1	VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO	39
7.4	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI.....	46
7.4.1	CONCIO C1	47
7.4.2	CONCIO C2.....	50

8	<u>VERIFICA TRAVERSI.....</u>	<u>53</u>
8.1	TRAVERSI INTERMEDI PORTA-CANALE T1	54
8.1.1	ANALISI DEI CARICHI	54
8.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ GLOBALE DEL TRAVERSO	56
8.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ DELL'ANIMA	57
8.2	TRAVERSI INTERMEDI TIPICI T2	58
8.2.1	ANALISI DEI CARICHI	58
8.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ GLOBALE DEL TRAVERSO	60
8.2.3	VERIFICA DI STABILITÀ DELL'ANIMA	61
8.3	TRAVERSI DI SPALLA	62
8.3.1	ANALISI DEI CARICHI	62
8.3.2	VERIFICA DEL TRAVERSO	62
8.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ALLA TRAVI PRINCIPALI	63
8.4.1	CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA GIUNZIONE	64
8.4.2	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO FLANGIATO SOGGETTO A PRESSO-FLESSIONE	65
8.4.3	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO FLANGIATO SOGGETTO A TENSO-FLESSIONE	67
8.4.4	VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA FLANGIA SOGGETTA AL TIRO DEI BULLONI	69
9	<u>VERIFICA DI RIGIDEZZA DEI TELAI TRASVERSALI</u>	<u>70</u>
9.1	CONCIO C1.....	71
9.2	CONCIO C2.....	71
9.3	VERIFICA IRRIGIDENTE TRASVERSALE PER EFFETTI DI INSTABILITÀ.....	73
9.3.1	VERIFICA CARATTERISTICHE STATICHE DELL'IRRIGIDENTE	74
9.3.2	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ IRRIGIDENTE PER CARICHI DI INSTABILITÀ.....	75
10	<u>VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI.....</u>	<u>77</u>
11	<u>CARICHI SUGLI APPOGGI.....</u>	<u>78</u>
12	<u>VERIFICA DELLE NERVATURE SULL'APPOGGIO DI SPALLA</u>	<u>79</u>

⊞ - ⊞ - ⊞ - ⊞ - ⊞

1 **GENERALITÀ**

1.1 **Descrizione dell'opera**

La presente relazione, ha per oggetto le verifiche delle strutture del ponte canale realizzato nell'ambito dei lavori previsti per la superstrada a pedaggio Pedemontana Veneta. La lunghezza totale del ponte è di 42.00 m, misurati in asse appoggi e l'asse del tracciato del ponte è rettilineo.

La struttura in oggetto è un viadotto a via inferiore in acciaio con schema statico in esercizio di trave semplicemente appoggiata con luce di 42.00 m.

La sezione metallica è costituita da 2 travi principali poste a interasse di 6.40 m

Le travi principali sono collegate tramite diaframmi ad anima piena, interposti a distanza di 4.00 m, tranne in corrispondenza delle spalle ove l'interasse risulta minore.

I diaframmi sono di due tipi: diaframmi porta canale e diaframmi tipici. I primi devono reggere il peso del canale in fase di montaggio e di esercizio (comprensivi dunque del peso dell'acqua), mentre i secondi unicamente in fase di montaggio.

Tra un diaframma e l'altro sono poste delle traversine sulle quali vengono poggiate le predalles necessarie al sostenimento del getto del calcestruzzo del canale. Tali travi hanno lo schema statico di trave semplicemente appoggiata di luce massima 4.00 m e sono necessarie solo in fase di montaggio.

1.2 Considerazione di progetto

Per motivi di realizzabilità e di trasporto la travata viene prefabbricata in conci di lunghezza massima di ~ 12.0 m. I suddetti conci vengono quindi assemblati in opera mediante giunzioni saldate a piena penetrazione, mentre i giunti dei diaframmi vengono eseguiti mediante giunti bullonati ad attrito ($\nu = 0.30$), impiegando bulloni M24 di classe 10.9.

1.2.1 *Analisi strutturale*

Il viadotto in oggetto è stato studiato analizzando un modello unifilare dotato di inerzie flessionali e torsionali variabili. In particolare ad ogni elemento trave sono state assegnate aree, inerzie orizzontali e verticali in base alla sezione in acciaio corrispondente.

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

L'extrapolazione delle sollecitazioni nei punti sopra menzionati consente così di effettuare rapidamente sia le verifiche ad imbozzamento dei pannelli di anima sia le verifiche dei giunti bullonati delle travi principali, ove presenti.

L'analisi strutturale delle travi principali e dei diaframmi è stata eseguita tramite il codice di calcolo SAP 2000 impiegando i seguenti files di studio:

FASE1: file di analisi di FASE I

- carico di peso proprio acciaio
- caratteristiche statiche dell'acciaio

FASE2: file di analisi di FASE II

- carico di rete di protezione, eventuale tubazione, eventuale passerella, canale
- caratteristiche statiche dell'acciaio

FASE3-: file di analisi di FASE III

- carico della folla sull'eventuale passerella
- carico della'acqua nei canali centrali e nel tubo laterale
- caratteristiche statiche dell' acciaio

Di seguito sono riportati i coefficienti moltiplicativi delle combinazioni di carico per il dimensionamento e la verifica del viadotto in accordo con il D.M. 14.01.2008.

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1}	coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
γ_{G2}	coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_Q	coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
γ_{Qi}	coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Ai fini del contenimento dei quantitativi di dati di output sono stati inseriti nella presente relazione i risultati sintetici ottenuti con un post-processore del SAP 2000 il WININV.

Il suddetto programma memorizza per ogni asta gli effetti massimi richiesti e le caratteristiche di sollecitazione associate, operando automaticamente una scelta fra tutti i files e le c.d.c. presentate come FASE III.

Per ogni elemento selezionato vengono quindi stampate tutte le caratteristiche di sollecitazione, associate alla caratteristica massimizzata, per ogni fase di carico.

Gli elementi forniti sono i seguenti:

- numero asta
- lunghezza asta
- fase di carico

RUN: identificazione del file nella singola fase che massimizza la caratteristica di sollecitazione selezionata.

CC: condizione di carico nel file precedentemente definito
Ascissa: ascissa nell'asta in cui si verifica la caratteristica di sollecitazione
N: carico assiale
V2: taglio secondo l'asse 2
M33: momento intorno all'asse 3
V3: taglio secondo l'asse 3
M22: momento intorno all'asse 2
T: momento torcente

I files riepilogativi contenenti le combinazioni dei carichi utilizzati per le verifiche di resistenza delle travi principali sono i seguenti:

Nome file riepilogativo	Coefficiente moltiplicativo	Files base
M2_slu.SUM	1.35	FASE1.OUT
	1.35*	FASE2.OUT
	1.5	FASE3.OUT

(*) In accordo con la tabella 5.1.V del D.M. 14.01.2008, i carichi di “fase2” vengono moltiplicati per il coefficiente 1.35 utilizzato per i carichi permanenti anziché 1.5 poiché risultano essere dei carichi certi.

1.3 Verifiche di resistenza agli S.L.U

Lo stato limite ultimo adottato corrisponde allo stato limite elastico della sezione, ovvero il raggiungimento in un qualunque suo punto della resistenza limite elastica di calcolo.

Le verifiche di resistenza sono state condotte per tutte le sezioni del viadotto mediante un ulteriore post-processore il WINVER2010.

Questo programma legge le caratteristiche di sollecitazione dei files riepilogativi *.SUM e, servendosi di un file d'appoggio contenente tutte le indicazioni geometriche della sezione resistente, esegue le verifiche per tutte le sezioni indicate.

Il file d'appoggio tipico è *.SEZ nel quale, come detto, sono contenute le composizioni e la distribuzione dei singoli conci, la distribuzione dei conci lungo lo schema strutturale, quella dei pannelli d'anima, il numero delle travi costituenti la sezione trasversale ed il loro interasse. All'interno di questo file è inoltre possibile incrementare i carichi di fase III mediante appositi coefficienti, nonché introdurre la forza assiale dovuta al ritiro o alla variazione termica.

-Versione sintetica: utile per avere un quadro complessivo dello stato tensionale del viadotto (files in allegato):

PC_SLU.SNT	-Max/min M3 da M3.SUM
	-Max/min V2 da V2.SUM
	-Max/min N da N.SUM

Nella versione sintetica sono indicati concio per concio:

- Geometria della sezione
- Max/Min tensione in ogni punto della sezione [kN/cm²]
- Max tensioni in valore assoluto nella soletta e nell'acciaio di armatura [N/cm²]

-Versione estesa: indicazioni di caratteristiche statiche e tensionali sezione per sezione,

Travi.EST, sezioni più significative.

Nella stampa estesa sono riportati i seguenti dati:

- Elementi di verifica ed ascissa relativa
- Verso della caratteristica di sollecitazione massimizzata
- Composizione della sezione in acciaio
- Geometria della soletta collaborante e relativa armatura
- Caratteristiche statiche nelle varie fasi
- Effetti di ritiro
- Tensioni nelle varie fasi e globali
- Scorrimento unitario

E' presente anche una versione riassuntiva delle verifiche di resistenza (PC_SLU.MAX) nel quale per ogni tipo di sezione vengono riportate le massime e minime tensioni in ogni rettangolo costituente la sezione di acciaio, nella soletta e nelle armature; nella parte finale di questo file si trovano le verifiche in versione estesa delle aste nelle quali sono stati riscontrati tali valori.

2 NORMATIVA

Nell'eseguire il dimensionamento dell'opera di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

D.M. 14.01.2008	Norme tecniche per le costruzioni.
Circolare del 07/03/2008	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
UNI EN1993-1-3	Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.3: Regole generali – Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.
UNI EN1993-1-5	Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.5: Elementi strutturali a lastra.
UNI EN1993-1-8	Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.9: Progettazione dei collegamenti.
UNI EN1993-1-9	Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.9: Fatica.
CNR-UNI 10016/00	Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
CNR-UNI 10011/97	Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
CNR 10030/87	Anime irrigidite di travi a parete piena.
CNR 10018-85	Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni.

3 MATERIALI IMPIEGATI, UNITÀ DI MISURA RESISTENZE DI PROGETTO

3.1 **Materiali**

A) Elementi saldati in acciaio:

S355J0W	(ex 510C)	per spessori	$t \leq 20$ mm
S355J2W	(ex S355J2G3 oppure 510D)	per spessori	$20 < t \leq 40$ mm
S355K2W	(ex S355K2G3 oppure 510DD)	per spessori	$t > 40$ mm

B) Elementi non saldati angolari e piastre sciolte:

S355J0W (ex 510C)

C) Imbottiture $t \leq 3$ mm

Acciaio tipo: S355J0W (ex 510C)

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI ENV 10025.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati devono rispettare i limiti prescritti dalla UNI ENV 10029, classe di tolleranza minima prescritta: classe A.

D) Pioli di ancoraggio (secondo UNI EN ISO 13918 e DM 14/01/2008)

Pioli tipo NELSON $\phi=19$ mm
 $H=0.6 \cdot H_{\text{soletta}}$ (se non diversamente indicato)
 Acciaio ex ST 37 – 3K (S235J2G3+C450)
 $f_y > 350$ MPa
 $f_u > 450$ MPa
 Allungamento $> 15\%$
 Strizione $> 50\%$

E) Bulloni
(secondo D.M. 14/01/2008 – UNI EN 14399-1)

Giunzioni a taglio per controventature orizzontali e diaframmi.

Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968.

Classi di resistenza secondo norma UNI EN ISO 898–1 2001.

Giunzioni ad attrito per travi principali. (serraggio controllato).

Riferimenti Normativi

Viti e dadi: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 3 e 4.

Rosette e piastrine: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

Proprietà dei materiali

Viti 8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001.

Dadi 8 – 10 secondo UNI EN 20898-2 1994.

Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32 ÷ 40, secondo UNI EN 10083-2 2006.

Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32 ÷ 40, secondo UNI EN 10083-2 2006.

F) Coppie di serraggio
(secondo UNI ENV 1993 – 1 – 1 EC3)

G) Saldature
(secondo DM 14/01/2008)

H) Soletta in c.a.

Calcestruzzo – C32/40 (R_{ck} 40 N/mm²), secondo D.M. 14/01/2008.

Acciaio per armatura lenta: B450C controllato in stabilimento saldabile con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

I) Controlli
(secondo DM 14/01/2008)

3.2 Unità di misura

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

- per i carichi \Rightarrow **kN, kN/m², kN/m³**
- per le azioni di calcolo \Rightarrow **kN, kNm**
- per le tensioni \Rightarrow **kN/cm², daN/cm², N/cm²**

3.3 Resistenze di progetto

Stato limite ultimo: limite elastico della sezione

- ACCIAIO S355

La resistenza di calcolo f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M$$

essendo:

- Tabella 11.3.IX par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008:

S355	$f_{yk} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$	$t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_{yk} = 33.5 \text{ kN/cm}^2$	$t > 40 \text{ mm}$

- Tabella 4.2.V par. 4.2.4.1.1 DM 14/01/2008:

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

- BULLONI

In accordo con i punti 4.2.8.1.1 e 11.3.4.6. risulta:

Giunzioni a taglio per controventature orizzontali e diaframmi:

Viti classi 10.9

$$f_{V,RD} = 0.6f_{tb}/\gamma_{M2} = 48 \text{ kN/cm}^2$$

- SOLETTA

In accordo con i punti 4.3.3 e 11.2.10.1 risulta:

$$\gamma_M = 1.5$$

C32/40 (Rck 400)

$$f_{ck} = 332 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 221.3 \text{ daN/cm}^2$$

- ARMATURA

In accordo con i punti 4.3.3 e 11.3.2.1 risulta:

$$\gamma_M = 1.15$$

B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

4 CARICHI DI PROGETTO

4.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

fase 1 peso proprio delle strutture : acciaio

fase 2 carichi permanenti portati :

peso proprio eventuale tubazione

peso proprio eventuale passerella

peso proprio canale in calcestruzzo

carico rete di protezione

fase 3 carichi accidentali:

acqua nell'eventuale tubazione

carico da folla

acqua nel canale

eventuale neve

vento

4.2 Caratteristiche dei materiali

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m ³
Peso specifico calcestruzzo	25.0 kN/m ³

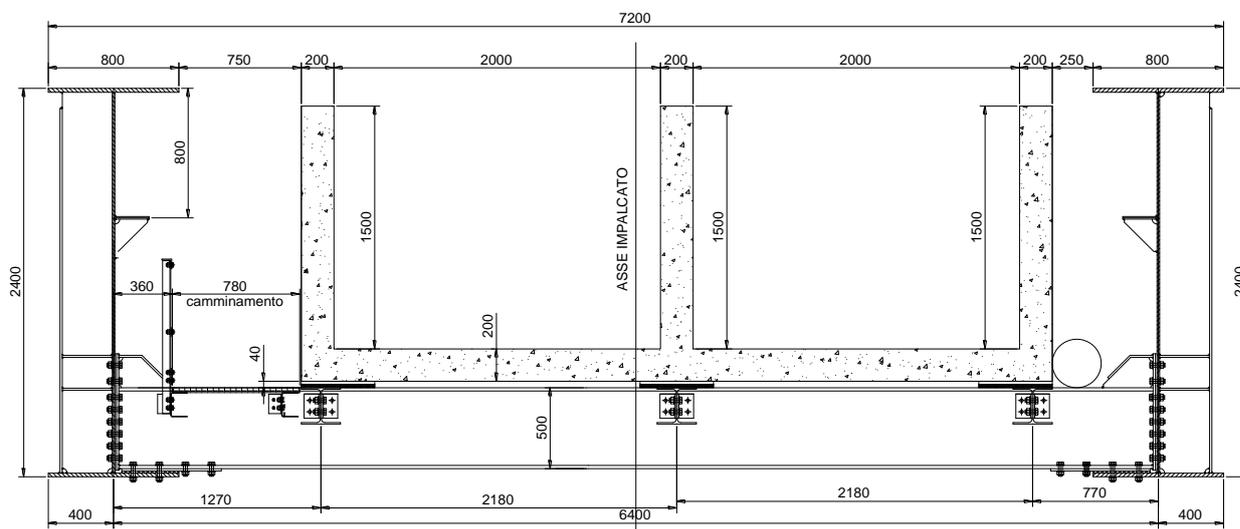
4.3 Caratteristiche dei carichi

Sovraccarico accidentale: valutato secondo le indicazioni del D.M. 14.01.2008.

Pressione del vento: valutato secondo le indicazioni del D.M. 14.01.2008.

5 ANALISI DEI CARICHI

Per valutare l'entità dei carichi da applicare agli elementi del modello discreto si calcolano le reazioni dovute all'effettiva distribuzione delle azioni unitarie sulla sezione del viadotto, considerando gli elementi trave come vincoli fissi.



lunghezza impalcato	L =	42.00 m
larghezza sezione (interasse travi)	l =	6.40 m
Interasse max trasversi tipici	i =	3.50 m
Interasse max trasversi porta canale	i =	7.00 m
lunghezza moduli canale	lc =	10.50 m
Larghezza piattabanda	b =	0.70 m
Larghezza passerella	bp =	0.78 m
Ingombro Tubo		0.30 m
Diametro Tubo		0.3 m
Numero canali (1 o 2)		2

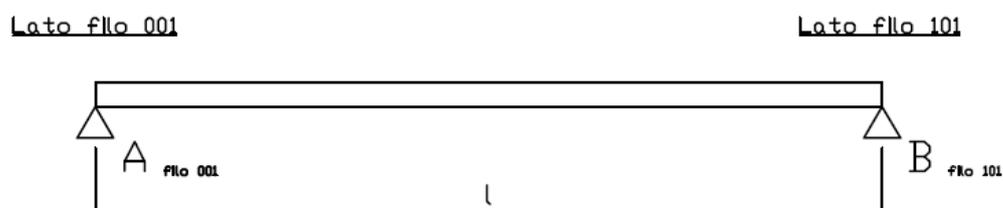
5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Fase 1

In questa fase si considera agente il peso proprio della struttura metallica.

Per quanto riguarda il peso proprio della struttura metallica, il carico viene ripartito in parte sulle travi principali, ed in parte sui traversi.

La struttura resistente è costituita dai soli elementi metallici.



TRAVI

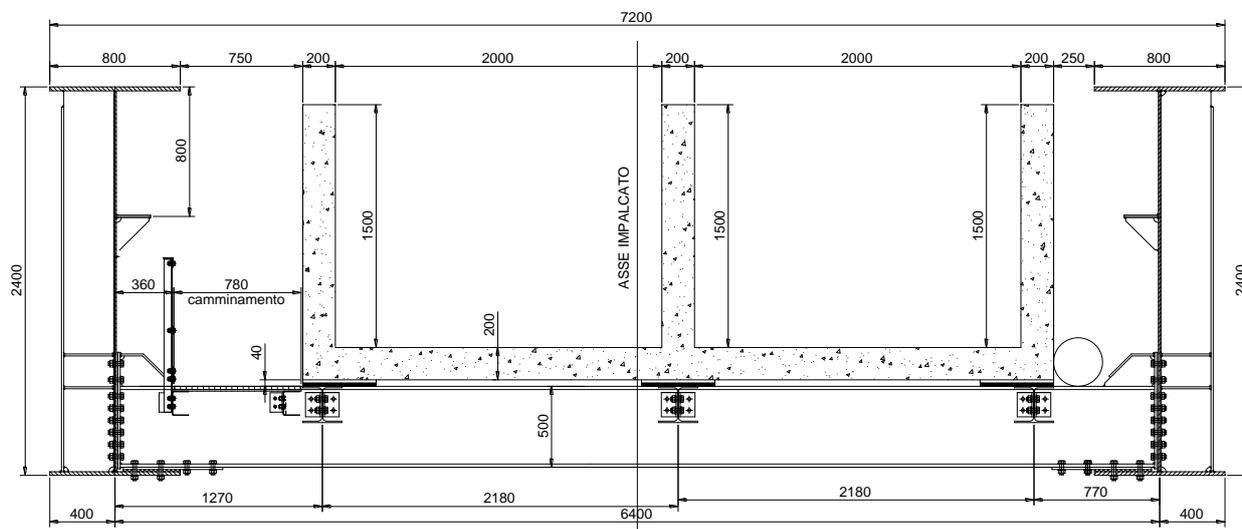
Peso travi $3.66 \text{ kN/mq} \times 6.40 \text{ m} = 23.40 \text{ kN/m}$

SINGOLO TRAVERSO

Peso traversi $2.44 \text{ kN/mq} \times 3.50 \text{ m} = 8.53 \text{ kN/m}$

5.1.2 Fase 2

In questa fase i carichi agenti sono i permanenti portati: rete di protezione, passerella, tubazione e canale in calcestruzzo.



P.p. eventuale tubazione	$q_2 =$	0.50 kN/m	
Posizione carico	$b_2 =$	5.90 m	
P.P. eventuale passerella	$q_1 =$	1.00 kN/m	
Posizione carico	$b_1 =$	0.75 m	
Altezza lorda canale (compreso basamento)		1.70 m	
Larghezza lorda canale (comprese spalline)		2.40 m	
Spessore canale		0.20 m	
A sezione prefabbricata		9300 cm ²	
P.P. canale + 10%varie	$q_3 =$	25.58 kN/m	
Posizione carico canale 1	$b_3 =$	1.15 m	
b	2.35 m	$b_4 =$	3.55 m
Altezza lorda canale (compreso basamento)		1.70 m	
Larghezza lorda canale (comprese spalline)		2.40 m	
Spessore canale		0.20 m	
A sezione prefabbricata		9300 cm ²	
P.P. canale + 10%varie	$q_3 =$	25.58 kN/m	
Posizione carico canale 2	$b_3 =$	3.35 m	
b	4.55 m	$b_4 =$	5.75 m
Carico rete di protezione	$q_6 =$	1.00 kN/m	

TRAVI

Rete di protezione	1.00	kN/m	x	2	=	2.00 kN/m
--------------------	------	------	---	---	---	-----------

SINGOLO TRAVERSO TIPICO

Eventuale tubazione	0.50	kN/m	x	3.50	m =	1.75 kN
---------------------	------	------	---	------	-----	---------

Eventuale passerella	1.00	kN/m	x	3.50	m =	3.50 kN
----------------------	------	------	---	------	-----	---------

SINGOLO TRAVERSO PER SOSTEGNO CANALE

Eventuale tubazione	0.50	kN/m	x	3.50	m =	1.75 kN
---------------------	------	------	---	------	-----	---------

Eventuale passerella	1.00	kN/m	x	3.50	m =	3.50 kN
----------------------	------	------	---	------	-----	---------

Canale sx	25.58	kN/m	x	5.25	m =	134.27 kN
-----------	-------	------	---	------	-----	-----------

Canale dx	25.58	kN/m	x	5.25	m =	134.27 kN
-----------	-------	------	---	------	-----	-----------

274 kN

N.B.

In fase di esercizio ciascun concio del canale è sostenuto esclusivamente dai traverso porta canale. In fase di getto invece ciascun traverso è soggetto al carico del canale in base alla sua area di influenza.

5.2 Carichi accidentali

5.2.1 Fase 3

In questa fase i carichi agenti sono i carichi accidentali della folla e dell'acqua nel canale.

Acqua in eventuale tubazione	$q_{1,acc} =$	0.7 kN/m
Posizione carico	$b_1 =$	5.9 m
Carico folla	$q_{2,acc} =$	1.95 kN/m
Posizione carico	$b_2 =$	0.75 m
Acqua canale 1	$q_{3,acc} =$	31.5 kN/m
Posizione carico	$b_3 =$	1.15 m
b 2.35	$b_4 =$	3.55 m
Acqua canale 2	$q_{3,acc} =$	31.5 kN/m
Posizione carico	$b_3 =$	3.35 m
b 4.55	$b_4 =$	5.75 m
Acqua in ev. tubazione	$0.71 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} =$	2.47 kN
Folla	$1.95 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} =$	6.83 kN

SINGOLO TRAVERSO PER SOSTEGNO CANALE

Folla	$1.95 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} =$	6.83 kN
Acqua nel canale	$31.5 \text{ kN/m} \times 5.25 \text{ m} =$	165.38 kN
Acqua nel canale	$31.5 \text{ kN/m} \times 5.25 \text{ m} =$	165.38 kN

6 TRAVI PORTA CANALE IN FASE DI GETTO

6.1 Analisi dei carichi

Le travi porta canale hanno la funzione di reggere il peso del canale durante le fasi di getto. Il canale è sostenuto da due travi. Queste vengono verificate come travi semplicemente appoggiate di lunghezza pari a $L = 3.50$ m caricate con un carico distribuito dovuto al peso proprio del canale e del profilo stesso.

Si conduce la verifica per la trave centrale la quale è soggetta al carico maggiore.
Si utilizzano travi HLS 220.

Carichi

Peso proprio HLS 220:	0.50 kN/m
Peso proprio canale per trave:	25.58 kN/m (*)
Carico totale "q":	26.08 kN/m

(*) Il peso proprio del canale agente sulle travi HLS è pari alla somma della metà del peso di ogni canale dello stesso riportato in § 5.2, ovvero: $25.58 / 2 + 25.58 / 2 = 25.58$ kN/m

Altezza lorda canale (compreso basamento)	1.70 m
Larghezza lorda canale (comprese spalline)	2.40 m
Spessore canale	0.20 m
A sezione prefabbricata	9300 cm ²
P.P. canale + 10%varie	q3 = 25.58 kN/m

Altezza lorda canale (compreso basamento)	1.70 m
Larghezza lorda canale (comprese spalline)	2.40 m
Spessore canale	0.20 m
A sezione prefabbricata	9300 cm ²
P.P. canale + 10%varie	q3 = 25.58 kN/m

Caratteristiche HLS240

h	=	205.0 mm
b	=	220.0 mm
tw	=	6.0 mm
tf	=	8.5 mm
r	=	18.0 mm
c	=	188.0 mm (distanza intradosso ali)
d	=	152.0 mm (parte retta dell'anima)
I	=	4170 cm ⁴
W	=	407 cm ³

6.2 Verifiche di resistenza SLU

Proprietà meccaniche di verifica:

$$f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\sigma_{yd} = f_y / \gamma_{M0} = 35.5 / 1.05 = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{yd} = f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0} = 35.5 / (\sqrt{3} \times 1.05) = 19.52 \text{ kN/cm}^2$$

Il momento sollecitante la sezione è:

$$M = 1.35 \times qL^2/8 = 5391 \text{ kNcm}$$

Da cui:

$$\sigma = M / W = 5391 / 407 = 13.24 \text{ kN/cm}^2 < 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

Il taglio sollecitante la sezione è:

$$T = 1.35 \times qL/2 = 61.61 \text{ kN}$$

τ viene calcolato in area netta. Cautelativamente si considera resistente solo la parte retta dell'anima.

$$A_v = (d-2d_0) \times t_w = (20.5 - 2 \times 2.1) \times 0.60 = 9.78 \text{ cm}^2$$

Con $d_0 = 21$ mm: diametro del foro (Si utilizzano 2 bulloni M20)

Da cui:

$$\tau = T / A_v = 61.61 / 10.66 = 5.78 \text{ kN/cm}^2 < 19.52 \text{ kN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.3 Verifiche di deformabilità SLE

Si verifica che la freccia della trave sia inferiore a 1/500 della sua luce.

Il carico distribuito applicato sulla trave è :

$$q = 18.65 \text{ kN/m}$$

La freccia è:

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{25.58 \cdot 10^{-2} \cdot 350^4}{21000 \cdot 4170} = 0.57 \text{ cm} \leq L/500$$

La verifica è soddisfatta.

6.4 Verifica del collegamento di attacco al traverso

Il collegamento viene realizzato mediante due angolari a L 100x8.
I bulloni utilizzati sono 2 M20 di classe 8.8.

Verifica a taglio dei bulloni

Il taglio che sollecita il singolo bullone è uguale a:

$$F_{Ed} = V_{Ed}/2 = 61.61/2 = 30.81 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone è pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.5f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0.5 \times 80 \times 2.45 / 1.25 = 78.4 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a rifollamento del piatto dell'unione

Il taglio che sollecita il singolo bullone è uguale a:

$$F_{Ed} = V_{Ed}/2 = 61.61/2 = 30.81 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata è pari a :

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_u d t / \gamma_{M2} = 2.3 \times 0.48 \times 51 \times 2.0 \times 0.8 / 1.25 = 72.0 \text{ kN} > F_{Ed}$$

Dove:

d = 20 mm : diametro nominale del gambo del bullone

t = 8 mm : spessore minore delle piastre collegate

f_t = 51 kN/cm²: resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

α = min {e₁/(3d₀) ; f_{ub}/f_u ; 1} = min {30/(3x21) ; 100/51 ; 1} = 0.48

k = min {2.8e₂/d₀-1.7; 1.4p₂/d₀-1.7; 2.5} = min {2.8x40/21-1.7; 1.4x60/21-1.7; 2.5} = 2.3

La verifica è soddisfatta.

7 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

7.1 Distribuzione delle sezioni strutturali

7.1.1 Tabella di riferimento sezioni di verifica

Sezione di verifica	Concio
1	Concio C1
2	Concio C2

7.1.2 Caratteristiche geometriche delle travi principali

WINVERIF 2 2 0

Ponte canale.sez : FILE DI VERIFICA

NOMI DEI FILES

File riassuntivo Fasi 1,2,3 = m2_slu.inv,v3_slu.inv

File stampa sintetica verifiche di resistenza . . =

con squadratura della tabella ? (S/N) . . . = N

File stampa estesa verifiche di resistenza . . . =

File stampa sintetica verifiche di imbozzamento . =

File stampa sintetica verifiche di imbozzamento . = travi.imb

File stampa estesa verifiche di imbozzamento . . = travi.ie

File stampa massimi verifiche di resistenza . . . = travi.max

con verifiche sulle tensioni ? (S/N) = S

File stampa massimi verifiche di imbozzamento . . = travi.mxi

File stampa Sollecitazioni Giunti =

File stampa Pesi conci. = travi.weg

DATI GENERALI

Numero delle travi resistenti = 1

Trasformazione della torsione in tagli (S/N) . . . = N

Distanza tra le travi esterne (cm) = 0

Larghezza impalcato = 0

Numero travi principali = 1

Verifiche per: V2-M33 o V3-M22 (1/2) = 2

Fy acciaio ="FE510DM08"

Rck [MPa] = 40

Fy armatura [MPa] = 450

Coefficiente sicurezza Gamma (acciaio) resistenza = 1.05

Coefficiente sicurezza Gamma (acciaio) instabilità= 1.1

Coefficiente di sicurezza Gamma (cls) = 2.12615

Coefficiente di sicurezza Gamma (armatura) . . . = 1.15

Coefficiente di sicurezza NI (instabilità) = 1

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

E modulo elasticità [mpa] = 210000
 G modulo elasticità tangenziale [mpa] = 80770
 Calcolo automatico N omogeneizzazione (S/N) . . . = N
 Involuppo separato ritiro/termica (S/N). = S

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase1

Tipo fase = 1

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase2

Tipo fase = 2
 Coefficiente di omogeneizzazione = 16.01
 N . . . = 1.0
 V2 . . = 1.0
 M33 . . = 1.0
 V3 . . = 1.0
 M22 . . = 1.0
 T . . . = 1.0

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase3

Tipo fase = 3
 Coefficiente di omogeneizzazione = 6.06
 N . . . = 1.0
 V2 . . = 1.0
 M33 . . = 1.0
 V3 . . = 1.0
 M22 . . = 1.0
 T . . . = 1.0

DICHIARAZIONE DELLE SEZIONI

DEFINIZIONE NOMINALE

SEZIONE NUMERO = 1
 Htot = 240
 Piattabanda superiore. . . . = 80,3.5
 Anima implicita. = 1.6
 Piattabanda inferiore. . . . = 80,3.5
 Delta sezione = 0

SEZIONE NUMERO = 2
 Htot = 240
 Piattabanda superiore. . . . = 80,4.5
 Anima implicita. = 1.6
 Piattabanda inferiore. . . . = 80,4.5
 Delta sezione = 0

DICHIARAZIONE DELLE ASTE

001 001 1
002 002 1
003 003 1
004 004 1
005 005 2
006 006 2
007 007 2
008 008 2
009 009 2
010 010 2
011 011 2
012 012 2
013 013 1
014 014 1
015 015 1
016 016 1

NODI NON IRRIGIDITI

5
9
13

PANNELLI IRRIGIDITI LONGITUDINALMENTE ASSOLUTI

001 016 2 80

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 4 13 14 15 16

ELEMENTI COSTITUTIVI :

Piattabanda Superiore : base= 800 mm , altezza= 35 mm

Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Inf Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Sup Min =	-25.51 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Inf Min =	-24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Anima : base= 16 mm , altezza= 2330 mm

Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Inf Max =	24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Sup Min =	-24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Tau Sup Max =	5.59 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	1	asc x=	0.00	Tau Inf Max =	5.59 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Id. Sup =	25.23 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Id. Inf =	25.23 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Tau Med =	6.89 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)

Piattabanda Inferiore : base= 800 mm , altezza= 35 mm

Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Sup Max =	24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	4	asc x=	175.00	Sigma Inf Max =	25.51 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Sup Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	1	asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

SEZIONE :2

Aste :5 6 7 8 9 10 11 12

ELEMENTI COSTITUTIVI :

Piattabanda Superiore : base= 800 mm , altezza= 45 mm

Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Sup	Max	=	-3.33	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Inf	Max	=	-3.21	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Sup	Min	=	-27.84	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Inf	Min	=	-26.80	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Anima : base= 16 mm , altezza= 2310 mm

Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Sup	Max	=	-3.21	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Inf	Max	=	26.80	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Sup	Min	=	-26.80	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Inf	Min	=	3.21	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	5	asc	x=	0.00	Tau	Sup	Max	=	2.93	<	19.52	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	5	asc	x=	0.00	Tau	Inf	Max	=	2.93	<	19.52	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	7	asc	x=	350.00	Sigma	Id.	Sup	=	26.86	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	7	asc	x=	350.00	Sigma	Id.	Inf	=	26.86	<	33.81	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	5	asc	x=	0.00	Tau	Med		=	-3.48	<	19.52	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Piattabanda Inferiore : base= 800 mm , altezza= 45 mm

Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Sup	Max	=	26.80	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	8	asc	x=	175.00	Sigma	Inf	Max	=	27.84	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Sup	Min	=	3.21	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)
Asta	5	asc	x=	0.00	Sigma	Inf	Min	=	3.33	<	31.90	kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (-)

Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

ESTESO SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI PIU' SIGNIFICATIVE

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm	: Sigma Sup Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm	: Sigma Inf Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2330 mm	: Sigma Sup Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2330 mm	: Sigma Inf Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm	: Sigma Sup Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm	: Sigma Inf Min =	0.00 <	33.81 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

Asta	1	ascissa x =	0.00	MASSIMI:	Fase1 :	[1.35]*FASE1	CC:1
					Fase2 :	[1.5]*FASE2	CC:1
					Fase3 :	[1.5]*{[.01]*FITITIZ}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2330 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	35 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	=	0°		

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNm)	0.0	0.0	0.0	0.0	
TAGLIO (kN)	-553.4	-918.2	0.0	-1471.6	
AREA OMG. (cm2)	933	933	933		
Jx OMG. (cm4)	9517665	9517665	9517665		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	240.00	240.00	240.00		
Ss anima (cm3)	33110	33110	33110		
Si anima (cm3)	33110	33110	33110		
Wl acc. (cm3)	79314	79314	79314		
Wi acc. (cm3)	79314	79314	79314		
S (ybar) (cm3)	-43968	-703924	-266445		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	
236.50	0.00	0.00	0.00	0.00	
240.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.50	1.20	2.00	0.00	3.20	si= 5.54
236.50	1.20	2.00	0.00	3.20	si= 5.54
TAU MED (kN/cm ²)	-1.48	-2.46	0.00	-3.95	

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm	: Sigma Sup Min =	-25.51 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm	: Sigma Inf Min =	-24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm , altezza=	2330 mm	: Sigma Inf Max =	24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm , altezza=	2330 mm	: Sigma Sup Min =	-24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm , altezza=	2330 mm	: Sigma Id. Sup =	25.23 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm , altezza=	2330 mm	: Sigma Id. Inf =	25.23 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm	: Sigma Sup Max =	24.76 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm	: Sigma Inf Max =	25.51 <	33.81 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

Asta	4 ascissa x =	175.00 MASSIMI:	Fase1 :	[1.35]*FASE1	CC:1
			Fase2 :	[1.5]*FASE2	CC:1
			Fase3 :	[1.5]*{FASE3}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm
Anima	: base=	16 mm , altezza=	2330 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm , altezza=	35 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	=	0°	

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0		0.0
MOMENTO (kNm)	435796.2	723114.0	864297.0		2023207.2
TAGLIO (kN)	-276.7	-459.1	-548.8		-1284.6
AREA OMG. (cm2)	933	933	933		
Jx OMG. (cm4)	9517665	9517665	9517665		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
Ss anima (cm3)	33110	33110	33110		
Si anima (cm3)	33110	33110	33110		
Wl acc. (cm3)	79314	79314	79314		
Wi acc. (cm3)	79314	79314	79314		
S (ybar) (cm3)	-43968	-703924	-266445		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-5.49	-9.12	-10.90		-25.51
3.50	-5.33	-8.85	-10.58		-24.76
236.50	5.33	8.85	10.58		24.76
240.00	5.49	9.12	10.90		25.51
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.50	0.60	1.00	1.19		2.79
236.50	0.60	1.00	1.19		2.79
TAU MED (kN/cm ²)	-0.74	-1.23	-1.47		-3.45
					si= 25.23
					si= 25.23

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Anima : base= 16 mm , altezza= 2330 mm : Tau Sup Max = 5.59 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 16 mm , altezza= 2330 mm : Tau Inf Max = 5.59 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 16 mm , altezza= 2330 mm : Tau Med = 6.89 < 19.52 kN/cm² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 2 v3_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (-)

Asta 1 ascissa x = 0.00 MINIMI: Fase1 : [1.35]*FASE1 CC:1
 Fase2 : [1.5]*FASE2 CC:1
 Fase3 : [1.5]*{Fase3} CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore : base= 800 mm , altezza= 35 mm
 Anima : base= 16 mm , altezza= 2330 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 800 mm , altezza= 35 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMOG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNcm)	0.0	0.0	0.0	0.0	
TAGLIO (kN)	-553.4	-918.2	-1097.5	-2569.2	
AREA OMOG. (cm2)	933	933	933		
Jx OMOG. (cm4)	9517665	9517665	9517665		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	240.00	240.00	240.00		
Se anima (cm3)	33110	33110	33110		
Si anima (cm3)	33110	33110	33110		
WS acc. (cm3)	79314	79314	79314		
Wi acc. (cm3)	79314	79314	79314		
S (Ybar) (cm3)	-43968	-703924	-266445		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	
236.50	0.00	0.00	0.00	0.00	
240.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.50	1.20	2.00	2.39	5.59	si= 9.68
236.50	1.20	2.00	2.39	5.59	si= 9.68
TAU MED (kN/cm ²)	-1.48	-2.46	-2.94	-6.89	

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Sup Max =	-3.33 <	31.90 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Inf Max =	-3.21 <	31.90 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm	: Sigma Sup Max =	-3.21 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm	: Sigma Inf Min =	3.21 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Sup Min =	3.21 <	31.90 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Inf Min =	3.33 <	31.90 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (-)

Asta	5	ascissa x =	0.00	MINIMI:	Fase1 : FASE1	CC:1
					Fase2 : [.01]*FITITIZ	CC:1
					Fase3 : [1.5]*{[.01]*FITITIZ}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	=	0°		

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMOG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNcm)	322812.0	0.0	0.0	322812.0	
TAGLIO (kN)	-205.0	0.0	0.0	-205.0	
AREA OMOG. (cm2)	1090	1090	1090		
Jx OMOG. (cm4)	11627579	11627579	11627579		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	120.00	240.00	240.00		
Ss anima (cm3)	42390	42390	42390		
Si anima (cm3)	42390	42390	42390		
Wt acc. (cm3)	96896	96896	96896		
Wi acc. (cm3)	96896	96896	96896		
S (Ybar) (cm3)	-53062	-849526	-321557		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-3.33	0.00	0.00	-3.33	
4.50	-3.21	0.00	0.00	-3.21	
235.50	3.21	0.00	0.00	3.21	
240.00	3.33	0.00	0.00	3.33	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
4.50	0.47	0.00	0.00	0.47	si= 3.31
235.50	0.47	0.00	0.00	0.47	si= 3.31
TAU MED (kN/cm ²)	-0.55	0.00	0.00	-0.55	

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Sup Min = -27.84 < 31.90 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Inf Min = -26.80 < 31.90 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm	: Sigma Inf Max = 26.80 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm	: Sigma Sup Min = -26.80 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Sup Max = 26.80 < 31.90 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm	: Sigma Inf Max = 27.84 < 31.90 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

Asta	8 ascissa x = 175.00	MASSIMI:	Fase1 :	[1.35]*FASE1	CC:1
			Fase2 :	[1.5]*FASE2	CC:1
			Fase3 :	[1.5]*{Fase3}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm
Anima	: base=	16 mm	, altezza=	2310 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm	, altezza=	45 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	=	0°		

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMOG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNcm)	581061.6	964152.0	1152396.0	2697609.6	
TAGLIO (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
AREA OMOG. (cm2)	1090	1090	1090		
Jx OMOG. (cm4)	11627579	11627579	11627579		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
Ss anima (cm3)	42390	42390	42390		
Si anima (cm3)	42390	42390	42390		
Ws acc. (cm3)	96896	96896	96896		
Wi acc. (cm3)	96896	96896	96896		
S (Ybar) (cm3)	-53062	-849526	-321557		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-6.00	-9.95	-11.89	-27.84	
4.50	-5.77	-9.58	-11.45	-26.80	
235.50	5.77	9.58	11.45	26.80	
240.00	6.00	9.95	11.89	27.84	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	si= 26.80
235.50	0.00	0.00	0.00	0.00	si= 26.80
TAU MED (kN/cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Anima	: base=	16 mm ,	altezza=	2310 mm	: Tau Sup Max	=	2.93 <	19.52 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm ,	altezza=	2310 mm	: Tau Inf Max	=	2.93 <	19.52 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	16 mm ,	altezza=	2310 mm	: Tau Med	=	-3.48 <	19.52 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3) (+)

Asta	5 ascissa x =	0.00 MASSIMI:	Fase1 :	[1.35]*FASE1	CC:1
			Fase2 :	[1.5]*FASE2	CC:1
			Fase3 :	[1.5]*{Fase3}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base=	800 mm ,	altezza=	45 mm
Anima	: base=	16 mm ,	altezza=	2310 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	800 mm ,	altezza=	45 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	=	0°		

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMOG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNcm)	435796.2	723114.0	864297.0	2023207.2	
TAGLIO (kN)	-276.7	-459.1	-548.8	-1284.6	
AREA OMOG. (cm2)	1090	1090	1090		
Jx OMOG. (cm4)	11627579	11627579	11627579		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
Ss anima (cm3)	42390	42390	42390		
Si anima (cm3)	42390	42390	42390		
WS acc. (cm3)	96896	96896	96896		
Wi acc. (cm3)	96896	96896	96896		
S (Ybar) (cm3)	-53062	-849526	-321557		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-4.50	-7.46	-8.92	-20.88	
4.50	-4.33	-7.18	-8.59	-20.10	
235.50	4.33	7.18	8.59	20.10	
240.00	4.50	7.46	8.92	20.88	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
4.50	0.63	1.05	1.25	2.93	si= 20.73
235.50	0.63	1.05	1.25	2.93	si= 20.73
TAU MED (kN/cm ²)	-0.75	-1.24	-1.48	-3.48	

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Anima : base= 16 mm , altezza= 2310 mm : Signa Id. Sup = 26.86 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 16 mm , altezza= 2310 mm : Signa Id. Inf = 26.86 < 33.81 kN/cm² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

Asta 7 ascissa x = 350.00 MASSIMI: Fase1 : [1.35]*FASE1 CC:1
 Fase2 : [1.5]*FASE2 CC:1
 Fase3 : [1.5]*FASE3 CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore : base= 800 mm , altezza= 45 mm
 Anima : base= 16 mm , altezza= 2310 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 800 mm , altezza= 45 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0		0.0
MOMENTO (kNm)	578640.5	963922.3	1152396.0		2694958.8
TAGLIO (kN)	-64.6	-222.8	-272.1		-559.4
AREA OMG. (cm2)	1090	1090	1090		
Jx OMG. (cm4)	11627579	11627579	11627579		
BARIC. da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	120.00	120.00	120.00		
Ss anima (cm3)	42390	42390	42390		
Si anima (cm3)	42390	42390	42390		
WS acc. (cm3)	96896	96896	96896		
Wi acc. (cm3)	96896	96896	96896		
S (ybar) (cm3)	-53062	-849526	-321557		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-5.97	-9.95	-11.89		-27.81
4.50	-5.75	-9.57	-11.45		-26.77
235.50	5.75	9.57	11.45		26.77
240.00	5.97	9.95	11.89		27.81
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
4.50	0.15	0.51	0.62	1.27	si= 26.86
235.50	0.15	0.51	0.62	1.27	si= 26.86
TAU MED (kN/cm ²)	-0.17	-0.60	-0.74		-1.51

7.3 Verifiche di stabilità delle anime

La trave principale è divisa in due sottopannelli da un irrigidente longitudinale.

I sottopannelli in cui è divisa l'anima sono i medesimi in entrambi i conci.

Per la distribuzione dei pannelli e degli irrigidimenti d'anima vedere i disegni di riferimento

7.3.1 Verifiche in fase di esercizio

Si riportano di seguito le verifiche riassuntive di tutte le sezioni (dal file travi.mxi).

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 4 13 14 15 16

Min Beta/BetaMin= 1.18 nell'Asta: 4 5 nel sottopannello n°1 (di 2); m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

SEZIONE :2

Aste :5 6 7 8 9 10 11 12

Min Beta/BetaMin= 1.14 nell'Asta: 8 9 nel sottopannello n°1 (di 2); m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| (+)

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

 VERIFICA IMBOZZAMENTO - norme CNR 10011/88; Pannello 4 5

GEOMETRIA DELLA TRAVE

 Altezza anima trave = 233.0 cm
 Interasse irrigidimenti trasversali = 350.0 cm
 Spessore = 1.6 cm

 Acciaio FE510DM08: fy = 35.5 kN/cm²
 Gamma, coefficiente di sicurezza = 1.10

Numero di pannelli sull'altezza della trave = 2

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MASSIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

 ...Estremo sinistro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -21.98 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 21.98 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -4.95 kN/cm²

 ...Estremo destro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -22.30 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 22.30 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -3.39 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

 ...Sottopannello 1
 Altezza anima sottopannello = 76.5 cm

 Tensioni di verifica: $\sigma = -24.76$ $\tau = 4.78$

 Parametri: $\alpha = 4.58$ $\Psi = 0.34$

 Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.82$ $K\tau = 4.42$

 Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 47.40$ $\tau_{cr} = 36.04$

 Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.76$

 Coeff. riduttivi tensione di confronto $v = 1.00$ $\beta = 1.00$

 Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.18 \geq 1.00$

 Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 1.18$)

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

...Sottopannello 2
 Altezza anima sottopannello = 156.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -8.50$ $\tau = 4.60$

Parametri: $\alpha = 2.24$ $\Psi = -2.91$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.91$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 46.51$ $\tau_{cr} = 9.56$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 25.09$

Coeff. riduttivi tensione di confronto $v = 1.00$ $\beta = 1.00$

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta\sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 2.15 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 2.15$)

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MINIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -3.49 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 3.49 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -0.68 kN/cm²

...Estremo destro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -3.55 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 3.55 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -0.50 kN/cm²

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1

Altezza anima sottopannello = 76.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -3.95$ $\tau = 0.66$ Parametri: $\alpha = 4.58$ $\Psi = 0.34$ Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.82$ $K\tau = 4.42$ Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 47.40$ $\tau_{cr} = 36.04$ Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.75$ Coeff. riduttivi tensione di confronto $\nu = 1.00$ $\beta = 1.00$ Condizione di verifica:
$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 7.48 \geq 1.00$$
Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 7.48$)

...Sottopannello 2

Altezza anima sottopannello = 156.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -1.36$ $\tau = 0.64$ Parametri: $\alpha = 2.24$ $\Psi = -2.91$ Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.91$ Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 46.51$ $\tau_{cr} = 9.56$ Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 26.54$ Coeff. riduttivi tensione di confronto $\nu = 1.00$ $\beta = 1.00$ Condizione di verifica:
$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 15.17 \geq 1.00$$
Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 15.17$)

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

 VERIFICA IMBOZZAMENTO - norme CNR 10011/88; Pannello 8 9

GEOMETRIA DELLA TRAVE

 Altezza anima trave = 231.0 cm
 Interasse irrigidimenti trasversali = 350.0 cm
 Spessore = 1.6 cm

 Acciaio FE510DM08: fy = 35.5 kN/cm²
 Gamma, coefficiente di sicurezza = 1.10

Numero di pannelli sull'altezza della trave = 2

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MASSIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

 ...Estremo sinistro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -26.77 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 26.77 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -1.51 kN/cm²

 ...Estremo destro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -26.77 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 26.77 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = 0.08 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

 ...Sottopannello 1
 Altezza anima sottopannello = 75.5 cm

 Tensioni di verifica: $\sigma = -26.80$ $\tau = 1.51$

 Parametri: $\alpha = 4.64$ $\Psi = 0.35$

 Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.81$ $K\tau = 4.42$

 Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 48.57$ $\tau_{cr} = 36.97$

 Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.81$

 Coeff. riduttivi tensione di confronto $v = 1.00$ $\beta = 1.00$

 Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.14 \geq 1.00$

 Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 1.14$)

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

...Sottopannello 2
 Altezza anima sottopannello = 155.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -9.28$ $\tau = 1.51$

Parametri: $\alpha = 2.25$ $\Psi = -2.89$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.90$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 47.11$ $\tau_{cr} = 9.67$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.16$

Coeff. riduttivi tensione di confronto $v = 1.00$ $\beta = 1.00$

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta\sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 3.13 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 3.13$)

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MINIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -4.26 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 4.26 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -0.13 kN/cm²

...Estremo destro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -4.26 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 4.26 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = 0.06 kN/cm²

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1

Altezza anima sottopannello = 75.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -4.28$ $\tau = 0.13$ Parametri: $\alpha = 4.64$ $\Psi = 0.35$ Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.81$ $K\tau = 4.42$ Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 48.57$ $\tau_{cr} = 36.97$ Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.81$ Coeff. riduttivi tensione di confronto $\nu = 1.00$ $\beta = 1.00$ Condizione di verifica:
$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 7.20 \geq 1.00$$
Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 7.20$)

...Sottopannello 2

Altezza anima sottopannello = 155.5 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -1.48$ $\tau = 0.13$ Parametri: $\alpha = 2.25$ $\Psi = -2.89$ Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.90$ Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 47.11$ $\tau_{cr} = 9.67$ Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 30.55$ Coeff. riduttivi tensione di confronto $\nu = 1.00$ $\beta = 1.00$ Condizione di verifica:
$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 20.40 \geq 1.00$$
Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 20.40$)

7.4 Verifiche degli irrigidenti longitudinali e trasversali

Il piatto di irrigidimento longitudinale è posizionato a 80 cm rispetto al lembo superiore compresso della trave in entrambi i conci.

La sua sezione è un piatto 210x14 mm.

N.B. *L'inerzia dell'irrigidente trasversale calcolata nelle pagine successive è quella minima. Tale irrigidente potrà essere aumentato in funzione delle verifiche della rigidità del telaio.*

7.4.1 Concio C1

Concio C1 - Pannello 4 5			
<u>Verifica irrigidente longitudinale</u>			
PIATTO	210	x	14
Altezza pannello anima	hw =	233.0	cm
Passo irrigidenti trasversali	a =	350.0	cm
Spessore anima	tw =	1.6	cm
Altezza irrig. dal lembo compresso	h1 =	76.5	cm
Altezza irrig. dal lembo compresso	h2 =	0.0	cm
Larghezza irrigidente	Li =	21	cm
Spessore irrigidente	ti =	1.4	cm
Sollecitazioni nel pannello [kN/cm ²]			
<u>Pannello sinistro</u>			
Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-21.98	
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	21.98	
Tensione tangenziale	$\tau =$	4.95	
<u>Pannello destro</u>			
Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-22.30	
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	22.30	
Tensione tangenziale	$\tau =$	3.39	
<u>Tensioni medie</u>			
Tensione al lembo compresso	$\sigma_1 =$	-22.14	
Tensione al lembo teso	$\sigma_2 =$	22.14	
Tensione tangenziale	$\tau =$	4.17	
Coefficienti adimensionali di verifica			
$\sigma_1/\tau =$		5.31	
$\alpha = a/h_w =$		1.502	
$\eta_1 = h_1/h_w =$		0.33	
$\eta_2 = h_2/h_w =$		0.00	
$\psi = \sigma_2/\sigma_1 =$		-1.00	
$\delta = (Li*ti)/(hw*tw) =$		0.08	
$mL = 0.015 * (hw/tw-70) =$		1.134	1.134

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Calcolo di W	W	
	$\alpha \setminus \eta l$	0.25 0.33
	1.5	1.65 22.00
	2	1.60 23.00
		1.650 22.004
W =	21.578	
Calcolo di $\gamma_{L,\sigma}$	$\gamma_{L,\sigma}$	
	$\alpha \setminus \eta l$	0.25 0.33
	1.5	36.00 9.00
	2	60.00 8.00
		36.103 8.996
$\gamma_{L,\sigma} =$	9.563	
Calcolo di $\gamma_{L,\tau}$	$\gamma_{L,\tau}$	
	$\alpha \setminus \eta l$	0.25 0.33
	1.5	23.00 34.00
	2	33.00 60.00
		23.043 34.112
$\gamma_{L,\tau} =$	33.880	
Calcolo di γ_T	γ_T	
	$\alpha \setminus \eta l$	
	1.5	12.00
	2.0	12.00
		12.000
$\gamma_T =$	12.000	
nervatura longitudinale	$s/t < W \Rightarrow y_L = y_{Lt} = 33.880$	
nervatura trasversale	$\gamma_T = 12.000$	
Inerzia minima necessaria	$I_{min} =$	3668 cm ⁴
Inerzia nervatura di irrigidimento	$I_{irr} =$	4322 cm ⁴

Verifica irrigidenti trasversali**Pannello provvisto sia di nervature sia longitudinali, sia trasversali**

PIATTABANDA	300	x	14
ANIMA	306	x	10
altezza pannello anima	hw =	233	cm
spessore anima	tw =	1.6	cm
passo irrigidenti trasversali	a =	350	cm
Larghezza irrigidente	Li =	21	cm
Spessore irrigidente	ti =	1.4	cm
Altezza irrigidente		30	cm
Spessore irrigidente		1	cm
Coefficienti adimensionali di verifica			
$\gamma_T =$		12.00	
Inerzia minima necessaria	l _{min} =	1145	cm ⁴
Inerzia nervatura di irrigidimento	l _{irr} =	50698	cm ⁴

7.4.2 Concio C2

Concio C2 - Pannello 8 9**Verifica irrigidente longitudinale**

PIATTO	210	x	14
Altezza pannello anima	hw =	231.0	cm
Passo irrigidenti trasversali	a =	350.0	cm
Spessore anima	tw =	1.6	cm
Altezza irrig. dal lembo compresso	h1 =	75.5	cm
Altezza irrig. dal lembo compresso	h2 =	0.0	cm
Larghezza irrigidente	Li =	21	cm
Spessore irrigidente	ti =	1.4	cm
Sollecitazioni nel pannello [kN/cm ²]			
<u>Pannello sinistro</u>			
Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-26.77	
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	26.77	
Tensione tangenziale	$\tau =$	1.51	
<u>Pannello destro</u>			
Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-26.77	
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	26.77	
Tensione tangenziale	$\tau =$	0.08	
<u>Tensioni medie</u>			
Tensione al lembo compresso	$\sigma_1 =$	-26.77	
Tensione al lembo teso	$\sigma_2 =$	26.77	
Tensione tangenziale	$\tau =$	0.80	
Coefficienti adimensionali di verifica			
$\sigma_1/\tau =$		33.67	
$\alpha = a/h_w =$		1.515	
$\eta_1 = h_1/h_w =$		0.33	
$\eta_2 = h_2/h_w =$		0.00	
$\psi = \sigma_2/\sigma_1 =$		-1.00	
$\delta = (Li*ti)/(hw*tw) =$		0.08	
$mL = 0.015 * (hw/tw-70) =$		1.116	1.116

Calcolo di W	W	
	$\alpha \setminus \eta I$	0.25 0.33
	1.5	1.65 22.00
	2	1.60 23.00
		1.648 22.030
W =	21.225	
Calcolo di $\gamma_{L,\sigma}$	$\gamma_{L,\sigma}$	
	$\alpha \setminus \eta I$	0.25 0.33
	1.5	36.00 9.00
	2	60.00 8.00
		36.727 8.970
$\gamma_{L,\sigma} =$	10.066	
Calcolo di $\gamma_{L,\tau}$	$\gamma_{L,\tau}$	
	$\alpha \setminus \eta I$	0.25 0.33
	1.5	23.00 34.00
	2	33.00 60.00
		23.303 34.788
$\gamma_{L,\tau} =$	34.334	
Calcolo di γ_T	γ_T	
	$\alpha \setminus \eta I$	
	1.5	12.00
	2.0	12.00
		12.000
$\gamma_T =$	12.000	
nervatura longitudinale		
$s_1/t > W \Rightarrow y_L = y_{Ls} = 10.066$		
nervatura trasversale		
$\gamma_T = 12.000$		
Inerzia minima necessaria	$I_{min} =$	1063 cm ⁴
Inerzia nervatura di irrigidimento	$I_{irr} =$	4322 cm ⁴

Verifica irrigidenti trasversali**Pannello provvisto sia di nervature sia longitudinali, sia trasversali**

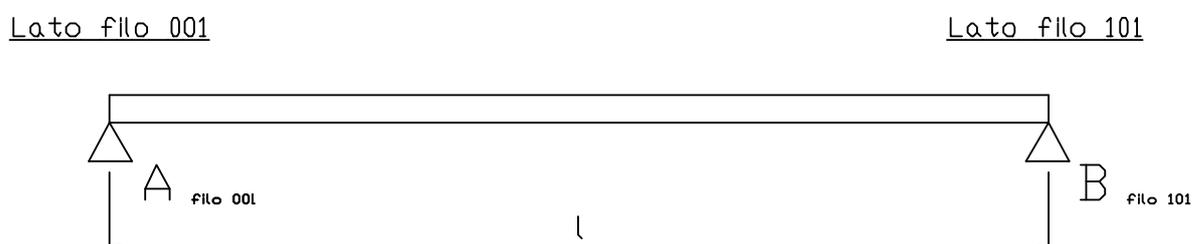
PIATTABANDA	300	x	14
ANIMA	306	x	10
altezza pannello anima	hw =	231	cm
spessore anima	tw =	1.6	cm
passo irrigidenti trasversali	a =	350	cm
Larghezza irrigidente	Li =	21	cm
Spessore irrigidente	ti =	1.4	cm
Altezza irrigidente		30	cm
Spessore irrigidente		1	cm
Coefficienti adimensionali di verifica			
$\gamma_T =$		12.00	
Inerzia minima necessaria	Imin =	1135	cm ⁴
Inerzia nervatura di irrigidimento	Iirr =	50698	cm ⁴

8 VERIFICA TRAVERSI

Sul ponte canale oggetto delle presenti verifiche sono presenti tre tipologie di traverso, ovvero quello di spalla e due differenti tipologie di traversi intermedi.

Per quanto concerne questi ultimi, si distinguono quelli su cui insistono, in esercizio, direttamente i conci del canale in calcestruzzo, la passerella e l'eventuale tubazione, che verranno nel seguito individuati come "traversi intermedi porta-canale". Una seconda tipologia è costituita dai "traversi intermedi tipici" su cui, in esercizio, poggiano unicamente passerella ed eventuale tubazione, ed, in fase di getto del canale, sono soggetti al peso del CLS agente nella loro area di influenza.

Lo schema statico dei traversi è di trave in semplice appoggio, caricata da azioni concentrate dovute ai carichi di passerella, tubazione e, sulla prima tipologia di traverso suddetta, del canale.



Tutte le suddette tipologie di di traverso, oltre ai carichi permanenti ed accidentali su di essi agenti, sono soggetti alle azioni indotte dalle instabilità delle piattabande superiori compresse delle travi principali e dall'azione trasversale del vento agente sulle travi principali. Le azioni fuori piano a livello della piattabanda superiore compressa delle travi principali inducono sul traverso sollecitazioni assiali e flettenti dovute alla distanza tra piattabanda e baricentro del traverso. Queste sono identiche per le due tipologie di traverso intermedio. Sia l'azione assiale, sia il momento flettente possono essere soggetti ad inversione, per cui per le seguenti verifiche di resistenza verranno considerate come una presso-flessione con momento costante di segno positivo, in quanto concorde a quello dei carichi su esso direttamente agenti.

Per quanto riguarda la verifica del collegamento flangiato, invece, verranno considerate entrambe le condizioni di carico, quindi sia la presso-flessione a momento positivo, sia la tenso-flessione a momento negativo.

Se ne riassumono, fase per fase, le condizioni di carico.

8.1 Traversi intermedi porta-canale T1

8.1.1 Analisi dei carichi

TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - CALCOLO SOLLECITAZIONI PER CARICHI SU DI ESSI AGENTI				
TAGLIO	Valori non ponderati			
	[kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	27.30			27.30
Carichi permanenti	127.01			146.78
Carichi accidentali	158.67			181.38
MOMENTO FLETTENTE	Valori non ponderati			
	[kN m]			
	Mmax			
Peso proprio (Max mezzeria)	43.68			
Carichi permanenti	295.88			
Carichi accidentali	348.44			
TAGLIO	Valori ponderati			
	[kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	36.86			36.86
Carichi permanenti	190.51			220.17
Carichi accidentali	238.01			272.06
MOMENTO FLETTENTE	Valori ponderati			
	[kN m]			
	Mmax			
Peso proprio Max mezzeria	58.97			
Carichi permanenti	443.82			
Carichi accidentali	522.65			

TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - CALCOLO SOLLECITAZIONI AZIONI TRASVERSALI SU TRAVI PRINCIPALI				
Altezza travi principali	H_t	240.0	cm	
Altezza traversi	H_{trv}	50.0	cm	
Larghezza ptb. sup.travi principali	B	800	mm	
Spessore ptb. sup.travi principali	s	45	mm	
Tensione compress. ptb. sup.travi principali	Sigma	-27.84	kN/cmq	
N compressione ptb. sup.travi principali SLU	$N = \sigma \times (B/10) \times (s/10)$	-10022	kN	
Azione instabilità non ponderata / ponderata	$N_{inst} = N / 80$	93	kN	125 kN
Pressione da vento	p_w	1.55	kN/mq	
Azione vento non ponderata / ponderata	$W = p_w \times H_t \times i$	13	kN	20 kN
Azione trasversale non ponderata / ponderata	$N_{trasv} = N_{inst} + W$	106	kN	145 kN
Distanza ptb. sup. - baricentro trasverso	$b = H_t - (H_{trv}/2)$	2.15	m	
Momento su trasverso non ponderato / ponderato	$M = N_{trasv} \times b$	227.51	kNm	311 kNm
TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				
Caratteristiche di sollecitazione non ponderate				
Azione assiale		-106	kN	
Taglio		355	kN	
Momento flettente		915.5	kNm	
Caratteristiche di sollecitazione ponderate				
Azione assiale		-145	kN	
Taglio		529	kN	
Momento flettente		1'336.78	kNm	
TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA GIUN				
Caratteristiche di sollecitazione non ponderate				
Azione assiale		-106	kN	
Taglio		355	kN	
Momento flettente		227.5	kNm	
Caratteristiche di sollecitazione ponderate				
Azione assiale		145	kN	
Taglio		529	kN	
Momento flettente		311	kNm	

8.1.2 Verifica di resistenza e stabilità globale del traverso

TRAVERSO PORTA CANALE T1		
Altezza	500	
PTB SUP	400	25
RINFORZO	0	0
ANIMA	450	14
RINFORZO	0	0
PTB INF	400	25
A =	263	cm ²
Peso	206	kg/ml
X _{g,s} =	250.0	mm
X _{g,i} =	250.0	mm
S _{x,s} =	2375	cm ³
S _{x,i} =	2375	cm ³
J _x =	123548	cm ⁴
W _{x,s} =	4942	cm ³
W _{x,i} =	4942	cm ³
J _y =	26677	cm ⁴
W _y =	1334	cm ³
I _x =	640	cm
I _y =	640	cm
ρ _x =	21.7	
ρ _y =	10.1	
V _x =	529	kN
N =	-145	kN
M _x =	133678	kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,x} =	133678	kN cm
M _y =		kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,y} =	0	kN cm
λ _x	29.5	
λ _{c,x}	75.7	
λ _x /λ _{c,x}	0.39	
λ _y	63.5	
λ _{c,y}	75.7	
λ _y /λ _{c,y}	0.84	
Max(λ/λ _c)	0.84	
α(c)	0.384	
σ _{cr,x} =	225.90	kN/cm ²
N _{cr,x} =	59412	kN
σ _{cr,y} =	49.60	kN/cm ²
N _{cr,y} =	13045	kN
ω	1.57	

σ _{st,s} =	-27.98	kN/cm ²
σ _{st,i} =	26.25	kN/cm ²
τ _{med} =	8.40	kN/cm ²
τ _s =	7.26	kN/cm ²
τ _i =	7.26	kN/cm ²
σ _{res,s} =	-27.60	kN/cm ²
σ _{res,i} =	26.50	kN/cm ²
σ _{ld,s} =	27.89	kN/cm ²
σ _{ld,i} =	26.91	kN/cm ²

8.2 Traversi intermedi tipici T2

8.2.1 Analisi dei carichi

TRAVERSI TIPICI - CALCOLO SOLLECITAZIONI PER CARICHI SU DI ESSI AGENTI				
TAGLIO	Valori non ponderati			
	[kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	27.30			27.30
Carichi permanenti + carichi di getto	85.75			98.53
Carichi accidentali	6.22			3.08
TAGLIO	Valori ponderati			
	[kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	36.86			36.86
Carichi permanenti + carichi di getto	128.62			147.79
Carichi accidentali	9.33			4.62
MOMENTO FLETTENTE	Valori non ponderati			
	[kN m]			
	Mmax			
Peso proprio	43.68			
Carichi permanenti + carichi di getto	184.17			
Carichi accidentali	4.66			
MOMENTO FLETTENTE	Valori ponderati			
	[kN m]			
	Mmax			
Peso proprio	58.97			
Carichi permanenti + carichi di getto	276.26			
Carichi accidentali	7.00			
Il momento massimo per carichi accidentali che si ha sotto il carico della passerella o del tubo				

TRAVERSI TIPICI - CALCOLO SOLLECITAZIONI AZIONI TRASVERSALI SU TRAVI PRINCIPALI				
Altezza travi principali	H_t	240.0	cm	
Altezza traversi	H_{trv}	50.0	cm	
Larghezza ptb. sup.travi principali	B	800	mm	
Spessore ptb. sup.travi principali	s	40	mm	
Tensione compress. ptb. sup.travi principali	Sigma	-30.60	kN/cm ²	
N compressione ptb. sup.travi principali	$N = \text{Sigma} \times (B/10) \times (s/10)$	-9792	kN	
Azione instabilità non ponderata / ponderata	$N_{inst} = N / 80$	91	kN	122 kN
Pressione da vento	p_w	1.55	kN/m ²	
Azione vento non ponderata / ponderata	$W = p_w \times H_t \times i$	13	kN	20 kN
Azione trasversale non ponderata / ponderata	$N_{trasv} = N_{inst} + W$	104	kN	142 kN
Distanza ptb. sup. - baricentro trasverso	$b = H_t - (H_{trv}/2)$	2.15	m	
Momento su trasverso non ponderato / ponderato	$M = N_{trasv} \times b$	222.93	kNm	305.15 kNm
TRAVERSI TIPICI - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				
Caratteristiche di sollecitazione non ponderate				
Azione assiale		-104	kN	
Taglio		129	kN	
Momento flettente		455.4	kNm	
Caratteristiche di sollecitazione ponderate				
Azione assiale		-142	kN	
Taglio		189	kN	
Momento flettente		647.4	kNm	
TRAVERSI TIPICI - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA GIUNTO				
Caratteristiche di sollecitazione non ponderate				
Azione assiale		-104	kN	
Taglio		129	kN	
Momento flettente		222.9	kNm	
Caratteristiche di sollecitazione ponderate				
Azione assiale		-142	kN	
Taglio		189	kN	
Momento flettente		305	kNm	

8.2.2 Verifica di resistenza e stabilità globale del traverso

TRAVERSI INTERMEDI T2		
Altezza	500	
PTB SUP	400	14
RINFORZO	0	0
ANIMA	472	12
RINFORZO	0	0
PTB INF	400	14
A =	168.64	cm ²
Peso	132	kg/ml
X _{g,s} =	250.0	mm
X _{g,i} =	250.0	mm
S _{x,s} =	1361	cm ³
S _{x,i} =	1361	cm ³
J _x =	76669	cm ⁴
W _{x,s} =	3067	cm ³
W _{x,i} =	3067	cm ³
J _y =	14940	cm ⁴
W _y =	747	cm ³
I _x =	640	cm
I _y =	640	cm
ρ _x =	21.3	
ρ _y =	9.4	
V _x =	189	kN
N =	-142	kN
M _x =	64740	kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,x} =	64740	kN cm
M _y =		kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,y} =	0	kN cm
λ _x	30.0	
λ _{c,x}	75.7	
λ _x /λ _{c,x}	0.40	
λ _y	68.0	
λ _{c,y}	75.7	
λ _y /λ _{c,y}	0.90	
Max(λ/λ _c)	0.90	
α(C)	0.384	
σ _{cr,x} =	211.60	kN/cm ²
N _{cr,x} =	35684	kN
σ _{cr,y} =	44.00	kN/cm ²
N _{cr,y} =	7420	kN
ω	1.66	

σ _{st,s} =	-22.59	kN/cm ²
σ _{st,i} =	19.80	kN/cm ²
τ _{med} =	3.34	kN/cm ²
τ _s =	2.80	kN/cm ²
τ _i =	2.80	kN/cm ²
σ _{res,s} =	-21.95	kN/cm ²
σ _{res,i} =	20.27	kN/cm ²
σ _{id,s} =	21.33	kN/cm ²
σ _{id,i} =	19.69	kN/cm ²

8.2.3 Verifica di stabilità dell'anima

La stabilità dell'anima viene verificata secondo quanto prescritto dalla CNR 10011.

Cautelativamente viene fatta la verifica del pannello considerando agenti simultaneamente la tensione sigma massima (agente in mezzeria) e la tensione tau massima (agente sull'appoggio).

Verifica stabilità anima traverso tipico T2					
sigma 1	-21.95				
sigma 2	20.27				
tau	3.34				
h	47.2				
t	1.2				
a	640.0				
beta	1				
ni	1				
sigma cr,id	231.32				
sigma id	22.70				
VERIFICA	1.418	>	1.000	verificato!	

8.3 Traversi di spalla

I traversi di spalla sono direttamente caricati, cautelativamente, dal 50% delle azioni calcolate per i traversi porta-canale, in funzione della minore area di influenza.

8.3.1 Analisi dei carichi

Cautelativamente si assumono le azioni indotte dai carichi direttamente agenti sui traversi uguali a quelle calcolate per i traversi porta-canale, sia per quanto riguarda le azioni verticali, sia per quanto riguarda i carichi orizzontali da vento.

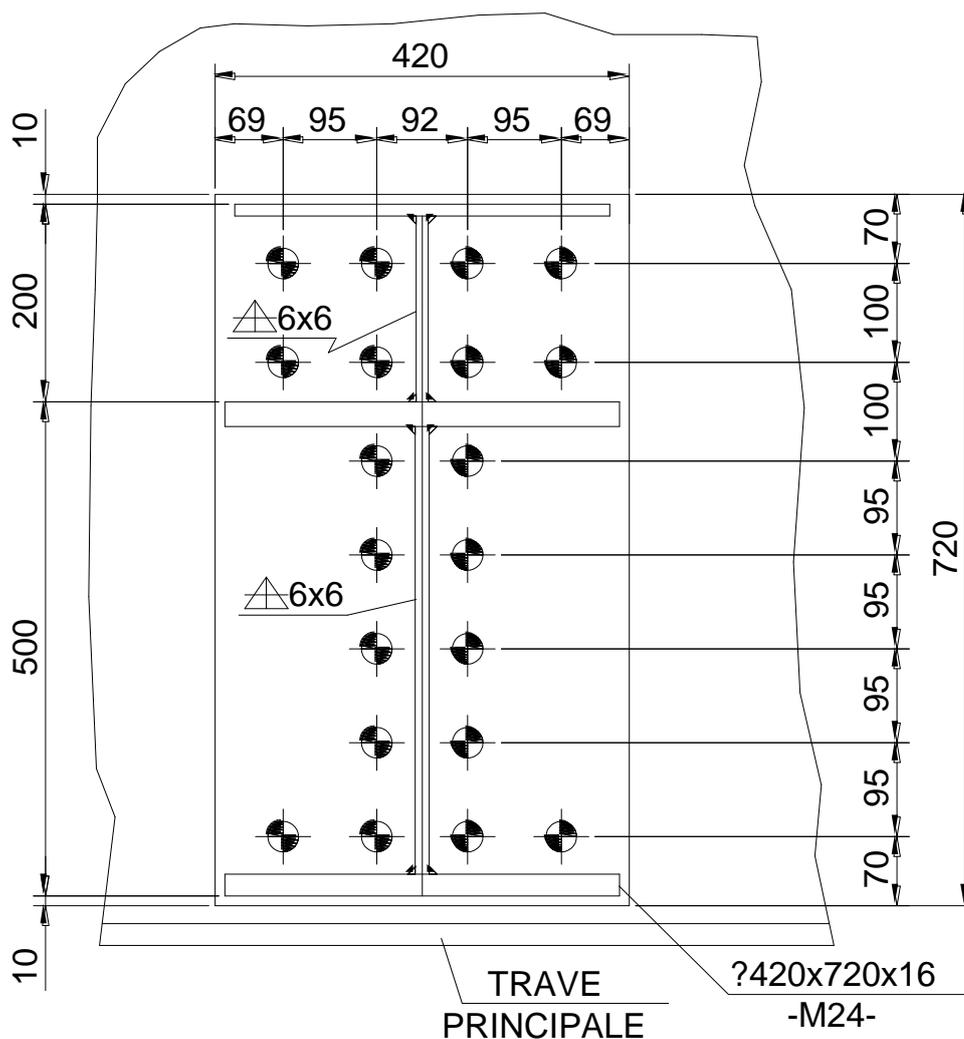
8.3.2 Verifica del traverso

Dal momento che sia il profilo impiegato, sia il suo collegamento flangiato alle travi principali, sono i medesimi calcolati per il traverso intermedio porta-canale, le verifiche del traverso di spalla non risultano necessarie.

8.4 Verifica del collegamento alla travi principali

Il collegamento del traverso alle travi principali viene eseguito con una flangia di spessore 16 mm e bulloni M24. Si verifica il collegamento del traverso di sostegno del canale in quanto oltre ai carichi dovuti ad instabilità e vento, è sollecitato dal massimo taglio indotto dai carichi direttamente agenti su di esso.

Si riporta in figura la sezione del collegamento a flangia oggetto di verifica.



8.4.1 Calcolo della resistenza della giunzione

Si calcola la resistenza della giunzione flangiata considerata la seguente geometria:

d	=	24 mm, diametro nominale del bullone
d_0	=	26 mm, diametro del foro
d_m	=	25 mm, minimo tra diametro dado e testa bullone, assunto uguale a “d”
A	=	4.52 cm ² , area gambo non filettato del bullone
A_{res}	=	3.53 cm ² , area resistente a trazione del bullone
t	=	16 mm, spessore della piastra di flangia
e_1	=	70 mm, distanza primo bullone dal bordo, in verticale
e_2	=	69 mm, distanza primo bullone dal bordo, in orizzontale
p_1	=	82.5 mm, passo minimo dei bulloni, in verticale
p_2	=	95 mm, passo minimo dei bulloni, in orizzontale
f_{tb}	=	100 kN/cm ² , resistenza a trazione bulloni classe 10.9
$f_{tk} = f_t$	=	51 kN/cm ² , resistenza a trazione della piastra in acciaio
γ_{M2}	=	1.25, coefficiente di sicurezza (resistenza in area netta)

α	=	$\min(e_1 / (3 d_0); f_{tb} / f_t; 1)$	per bulloni di bordo in direzione del carico
		$\min(p_1 / (3 d_0) - 0.25; f_{tb} / f_t; 1)$	per bulloni interni in direzione del carico
k	=	$\min(2.8 e_2 / d_0 - 1.7; 2.5)$	per bulloni di bordo in direzione del carico
		$\min(1.4 p_2 / d_0 - 1.7; 2.5)$	per bulloni interni in direzione del carico

Per bulloni di bordo: $\alpha = 0.92$, $k = 2.5$

Per bulloni interni: $\alpha = 0.83$, $k = 2.5$

Calcolo della resistenza a taglio dell'unione

$F_{v,Rd}$	=	$0.6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$	=	217 kN
$F_{b,Rd}$	=	$k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	=	326 kN
$F_{V,Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$			=	217 kN

Calcolo della resistenza a trazione dell'unione

$F_{t,Rd}$	=	$0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$	=	169 kN
$B_{p,Rd}$	=	$0.6 \pi d_m t f_{tk} / \gamma_{M2}$	=	307 kN
$F_{T,Rd} = \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$			=	169 kN

Considerati come:

$F_{v,Ed}$	=	carico di taglio agente sul bullone
$F_{t,Ed}$	=	carico di trazione agente sul bullone

Deve risultare:

$$(F_{v,Ed} / F_{V,Rd}) + [F_{t,Ed} / (1.4 F_{T,Rd})] \leq 1.0$$

8.4.2 Verifica del collegamento flangiato soggetto a presso-flessione

VERIFICA GIUNTO FLANGIATO

COMMESSA : Ponte canale

Flangia attacco trasverso

NUMERO FILE BULLONI.....Nø= 2
NUMERO DI BULLONI PER FILA.....Nø=10
LARGHEZZA FLANGIALb= 42.0 [cm]
LUNGHEZZA FLANGIALf= 67.0 [cm]
DIAMETRO BULLONIi=24 [mm]
AREA RESISTENTEAr=3.53[cm²]
CLASSE VITE 10.9

Y 1
7.000[cm]

Y 2
7.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]

Y 3
17.000[cm] ... Passo= 10.000 [cm]

Y 4
17.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]

Y 5
27.000[cm] ... Passo= 10.000 [cm]

Y 6
36.500[cm] ... Passo= 9.500 [cm]

Y 7
46.000[cm] ... Passo= 9.500 [cm]

Y 8
55.500[cm] ... Passo= 9.500 [cm]

Y 9
65.000[cm] ... Passo= 9.500 [cm]

Y10
65.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]

ASSE NEUTROYC= 10.25 [cm]

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

RISULTATO DELLA VERIFICA

MOMENTO M= 3160.00 [tcm]

AZIONE NORMALE N= -14.70 [t]

TAGLIO T= 52.90 [t]

TRAZIONE SU OGNI SINGOLO BULLONE

N 3

0.760 [t]

N 4

0.760 [t]

N 5

1.886 [t]

N 6

2.956 [t]

N 7

4.025 [t]

N 8

5.095 [t]

N 9

6.164 [t]

N10

6.164 [t]

TAGLIO PER BULLONE..... T_{bull}= 2.64 [t]**La verifica di resistenza dell'unione bullonata:**

$$(2.64 / 21.7) + [6.164 / (1.4 \times 16.9)] = 0.38 < 1.0$$

8.4.3 Verifica del collegamento flangiato soggetto a tenso-flessione

VERIFICA GIUNTO FLANGIATO

COMMESSA : Ponte canale
Flangia attacco trasverso

NUMERO FILE BULLONI.....Nø= 2
 NUMERO DI BULLONI PER FILA.....Nø=10
 LARGHEZZA FLANGIALb= 42.0 [cm]
 LUNGHEZZA FLANGIALf= 67.0 [cm]
 DIAMETRO BULLONIi=24 [mm]
 AREA RESISTENTEAr=3.53[cm²]
 CLASSE VITE 10.9

Y 1
7.000[cm]
 Y 2
7.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]
 Y 3
16.500[cm] ... Passo= 9.500 [cm]
 Y 4
26.000[cm] ... Passo= 9.500 [cm]
 Y 5
35.500[cm] ... Passo= 9.500 [cm]
 Y 6
45.000[cm] ... Passo= 9.500 [cm]
 Y 7
55.000[cm] ... Passo= 10.000 [cm]
 Y 8
55.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]
 Y 9
65.000[cm] ... Passo= 10.000 [cm]
 Y10
65.000[cm] ... Passo= 0.000 [cm]
 ASSE NEUTROYC= 8.84 [cm]

RISULTATO DELLA VERIFICA

MOMENTO M= 3160.00[tcm]
 AZIONE NORMALE N= 14.70[t]
 TAGLIO T= 52.90[t]
 TRAZIONE SU OGNI SINGOLO BULLONE
 N 3
0.943[t]

Ponte canale PC.3C.02 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

N 4
2.112[t]
N 5
3.281[t]
N 6
4.450[t]
N 7
5.681[t]
N 8
5.681[t]
N 9
6.912[t]
N10
6.912[t]

TAGLIO PER BULLONE..... Tbull= 2.64[t]

La verifica di resistenza dell'unione bullonata:

$$(2.64 / 21.7) + [6.91 / (1.4 \times 16.9)] = 0.41 < 1.0$$

8.4.4 Verifica dello spessore della flangia soggetta al tiro dei bulloni

I bulloni della flangia posti in prossimità delle piattabande del traverso e dei piatti aggiuntivi diffondono il loro carico verso due bordi irrigiditi, ad eccezione di quelli in prossimità della piattabanda inferiore del traverso e più lontani dall'anima.

Gli altri bulloni, posti in prossimità dell'anima, diffondono il loro carico verso un unico bordo irrigidito.

Si ricercano pertanto il massimo tiro nei bulloni per ciascuna delle due condizioni di carico sopra riportate, e si verifica lo spessore della flangia.

Verifica per bulloni con unico bordo irrigidito

Tiro massimo sul bullone M24 (n.10)

$$P = 69.12 \text{ kN}$$

Il momento rispetto al bordo vincolato della flangia è pari a:

$$M = P \times (L / 2)$$

$$L = 4.6 \text{ cm}$$

$$M = 69.12 \times (4.6 / 2) = 158.98 \text{ kNcm}$$

Il modulo di resistenza della flangia è pari a:

$$b = 2 \times 4.6 = 9.2 \text{ cm (diffusione del carico dal bullone al bordo irrigidito)}$$

$$s = 1.6 \text{ cm}$$

$$W = b s^2 / 4 = 5.89 \text{ cm}^3$$

La verifica di resistenza della flangia:

$$\sigma = M / W = 158.98 / 5.89 = 26.99 \text{ kN/ cm}^2 < 35.5 / 1.05 = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

9 VERIFICA DI RIGIDEZZA DEI TELAI TRASVERSALI

La verifica viene condotta secondo le norme DIN4114 secondo cui devono essere soddisfatte le due condizioni seguenti:

$$\begin{aligned} H_1 &\geq c_1 H_0 && \text{telai intermedi} \\ H_2 &\geq c_2 H_0 && \text{telai di estremità} \end{aligned}$$

dove:

$$H_0 = 2.5 \cdot \frac{v_k}{\beta_m^2} \cdot \left(\frac{\max_S}{\min_s} \right)$$

H_1 e H_2 sono le forze necessarie per provocare lo spostamento orizzontale di 1 cm nel corrente superiore del telaio.

\max_S è il massimo sforzo di compressione, nel tratto più sollecitato del corrente, da ricavare tenendo conto del coefficiente dinamico φ .

\min_s è la lunghezza misurata in cm tra i punti di nodo del più corto corrente compresso che vanno da telaio a telaio ($s = 400$ cm).

b_m e v_k si ottengono, per ogni tratto del corrente, determinando lo sforzo di compressione S , l'area F della sezione trasversale ed il relativo momento d'inerzia (J_y).

Nel caso in esame, con travi principali ad anima piena, gli sforzi di compressione nei singoli tratti del corrente si calcolano con la formula:

$$S = M / J_x \Sigma$$

dove:

M è il momento flettente medio nel tratto che si considera, J_x è il momento di inerzia medio dell'intera sezione rispetto al suo asse baricentrico orizzontale, Σ è il momento statico dell'area lorda del corrente rispetto all'asse baricentrico orizzontale dell'intera sezione.

9.1 Concio C1

CONCIO C2	CONCIO C2	
	Il momento totale agente (fase1 + fase2 + fase3), il momento d'inerzia e il momento statico valgono rispettivamente:	
	$M =$	$581061.6 + 964152 + 1152396 = 2'697'609.60 \text{ kNcm}$
	$J_x =$	$11'627'579.00 \text{ cm}^4$
	$\Sigma =$	42390 cm^3
	Lo sforzo massimo di compressione assume il valore:	
	$\max S =$	9835 kN
	$F =$	360 cm^2 area piattabanda compressa
	$J_y =$	$192'000.00 \text{ cm}^4$ inerzia orizzontale piattabanda compressa
	$\sigma_{amm} =$	33.81 kN/cm^2
$\omega_y = F \times \sigma_{amm} / (\max S) =$	1.24	
$\Rightarrow \lambda_y =$	46 vedi tabella 2 (per acciaio Fe510) DIN4114	
$s =$	350 cm lunghezza tratto corrente compresso da telaio a telaio	
$\beta = \lambda_y/s * (J_y / F)^{0.5} =$	3.04	

9.2 Concio C2

CONCIO C1	CONCIO C1	
	Il momento totale agente (fase1 + fase2 + fase3), il momento d'inerzia e il momento statico valgono rispettivamente:	
	$M =$	$435796.2 + 723114 + 864297 = 2023207.2 \text{ kNcm}$
	$J_x =$	9517665 cm^4
	$\Sigma =$	33110 cm^3
	Lo sforzo massimo di compressione assume il valore:	
	$\max S =$	7038 kN
	$F =$	280 cm^2 area piattabanda compressa
	$J_y =$	149333.3333 cm^4 inerzia orizzontale piattabanda compressa
	$\sigma_{amm} =$	33.81 kN/cm^2
$\omega_y = F \times \sigma_{amm} / (\max S) =$	1.35	
$\Rightarrow \lambda_y =$	55 vedi tabella 2 (per acciaio Fe510) DIN4114	
$s =$	350 cm lunghezza tratto corrente compresso da telaio a telaio	
$\beta = \lambda_y/s * (J_y / F)^{0.5} =$	3.62906	

Calcolo rigidezze telaio

Calcolo di H_0

$$\begin{aligned}\beta_m &= 3.33 \\ \lambda_{y,k} &= 55 \\ v_k &= 2.23 \quad \text{vedi tabella 3 DIN4114}\end{aligned}$$

Noto β_m , si ottiene:

$$H_0 = 2.5 \cdot \frac{v_k}{\beta_m^2} \cdot \left(\frac{\max S}{\min s} \right) = 14.11 \text{ kN}$$

Calcolo di H_1 e H_2

$$\begin{aligned}E &= 21000 \text{ kN/cm}^2 \\ J_{q,1a} &= 76669 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso tipico}) \\ J_{q,1b} &= 117333 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso sostegno canale}) \\ J_{q,2} &= 117333 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso di spalla}) \\ h &= 215 \text{ cm} \quad (\text{distanza tra il punto di applicazione di H e il baricentro del traverso}) \\ b_q &= 640 \text{ cm} \quad (\text{interasse travi principali})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_{1a} &= (2EJ_{q,1a}) / (h^2 b_q) = 109 \text{ kN} \quad \text{traverso tipico} \\ H_{1b} &= (2EJ_{q,1b}) / (h^2 b_q) = 167 \text{ kN} \quad \text{traverso che sostiene il canale} \\ H_2 &= (2EJ_{q,2}) / (h^2 b_q) = 167 \text{ kN}\end{aligned}$$

Calcolo di c_1 e c_2

I coefficienti c_1 e c_2 valgono rispettivamente:

$$c_1 = \frac{1 + 0.6\alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1.44\alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0.6\alpha \cdot \beta_m)^2}} \right] = 1.89$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha} = 2.90$$

$$\text{essendo } \alpha = (\min H_1) / H_2 = 0.65$$

Verifica di rigidezza

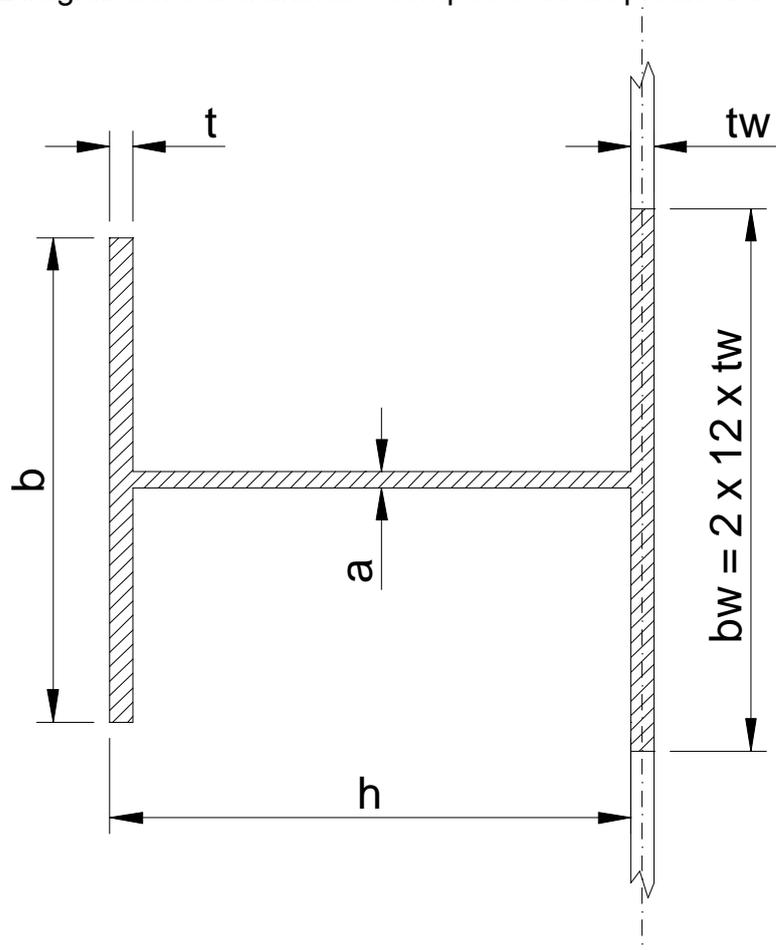
$$\begin{aligned}H_1 &= 109 \text{ kN} > c_1 * H_0 = 26.70 \text{ kN} \\ H_2 &= 167 \text{ kN} > c_2 * H_0 = 40.85 \text{ kN}\end{aligned}$$

per cui la condizione di verifica è soddisfatta

9.3 Verifica irrigidente trasversale per effetti di instabilità

Gli irrigidenti trasversali hanno una duplice funzione: la prima di stabilizzare l'anima delimitandone i pannelli per le verifiche di imbozzamento, la seconda di trasferire il carico di instabilità della piattabanda superiore al diaframma, configurandosi quindi come una mensola caricata in punta da un'azione concentrata.

L'irrigidimento dell'anima è composto da un profilo a T come mostrato in figura.



In particolare le sue dimensioni e caratteristiche geometriche risultano:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t = 14 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$t_w = 16 \text{ mm (minimo spessore anima del ponte)}$$

$$b_w = 2 \times 12 \times 16 = 384 \text{ mm}$$

IRRIGIDENTI TRASVERSALI		
Altezza	334	
PTB SUP	300	14
RINFORZO	0	0
ANIMA	306	10
RINFORZO	0	0
PTB INF	336	14
A =	119.64	cm ²
Peso	94	kg/ml
Xg,s =	173.7	mm
Xg,i =	160.3	mm
Sx,s =	700	cm ³
Sx,i =	721	cm ³
Jx =	2.51E+04	cm ⁴
Wx,s =	1447	cm ³
Wx,i =	1569	cm ³
Jy =	7578	cm ⁴
Wy =	451	cm ³

9.3.1 Verifica caratteristiche statiche dell'irrigidente

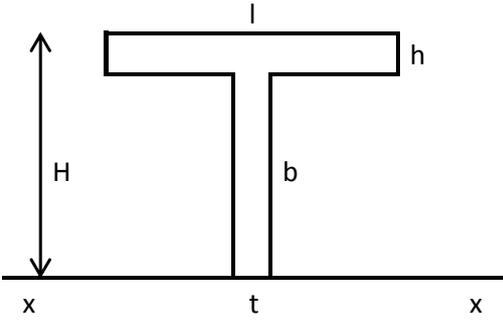
Come calcolato nel capitolo relativo alla verifica degli irrigidenti longitudinali e trasversali, le minime inerzie flessionali degli irrigidenti trasversali risultano:

$$J_{\min} = 747 \text{ cm}^4$$

Deve essere pertanto garantita una $J_{\min} = 747 \text{ cm}^4$

L'inerzia dell'irrigidente rispetto al baricentro dell'anima è pari circa:

Inerzia profilo a T saldato rispetto all'asse x-x		
h =	1.4	[cm]
l =	30	[cm]
t =	1.0	[cm]
b =	31	[cm]
H =	32	[cm]
J_{PTB} =	7	[cm ⁴]
J_{TOTALE} =	50705	[cm ⁴]



$$J_{\text{irr}} = 50705 \text{ cm}^4$$

Verifica di stabilità della piattabanda compressa dell'irrigidente

Convenzionalmente si verifica la stabilità della piattabanda compressa supposta isolata dall'anima. In particolare, visto lo schema statico di mensola dell'irrigidente, si assume come momento di verifica per stabilità un valore pari a $0.75 M_{max}$.

Piattabanda $\neq 300 \times 14$

$$i_o = (J_y/A)^{0.5} = B / (12)^{0.5} = 8.66 \text{ cm}$$

$$l_o = 2 \times 300.0 = 600 \text{ cm}$$

$$\lambda = 600 / 8.66 = 69$$

$$\omega = 1.70$$

$$\sigma = 1.70 \times 0.75 \times 21.49 = 27.39 \text{ kN/cm}^2 < 32.27 \text{ kN/cm}^2$$

10 VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI

I controventi inferiori hanno la funzione di resistere alle forze trasversali del vento. La maglia presenta uno schema con elementi che lavorano in trazione e in compressione.

Il taglio da vento sugli appoggi risulta:

$$V_{W, SLU} = 1.5 \times 80 = 120 \text{ kN}$$

La normale sul controvento risulta:

$$N_{ctv} = 120 / 2 \times (350 / 320) = 65 \text{ kN}$$

VERIFICA PER CARICO DI PUNTA-norme CNR-UNI 10011/85

COMMESSA : PONTE CANALE

DUE ANGOLARI ACCOPPIATI 130 X 12

PROFILO DI AREA EFFETTIVA.....A = 59.52 [cm²]

'' AREA EFFICACE A TRAZIONE..An= 49.05 [cm²]

LUCE LIBERA DI VERIFICA.....Lo= 740.0 [cm]

RAGGIO DI INERZIA DI VERIFICA.....i= 4.02 [cm]

SNELLEZZA DEL PROFILO.....Lambda= 184.3

SNELLEZZA DEL PROF(X flessione).Lambdae= 153.1

VALORE DI OMEGA.....omega= 7.01

RISULTATO DELLA VERIFICA

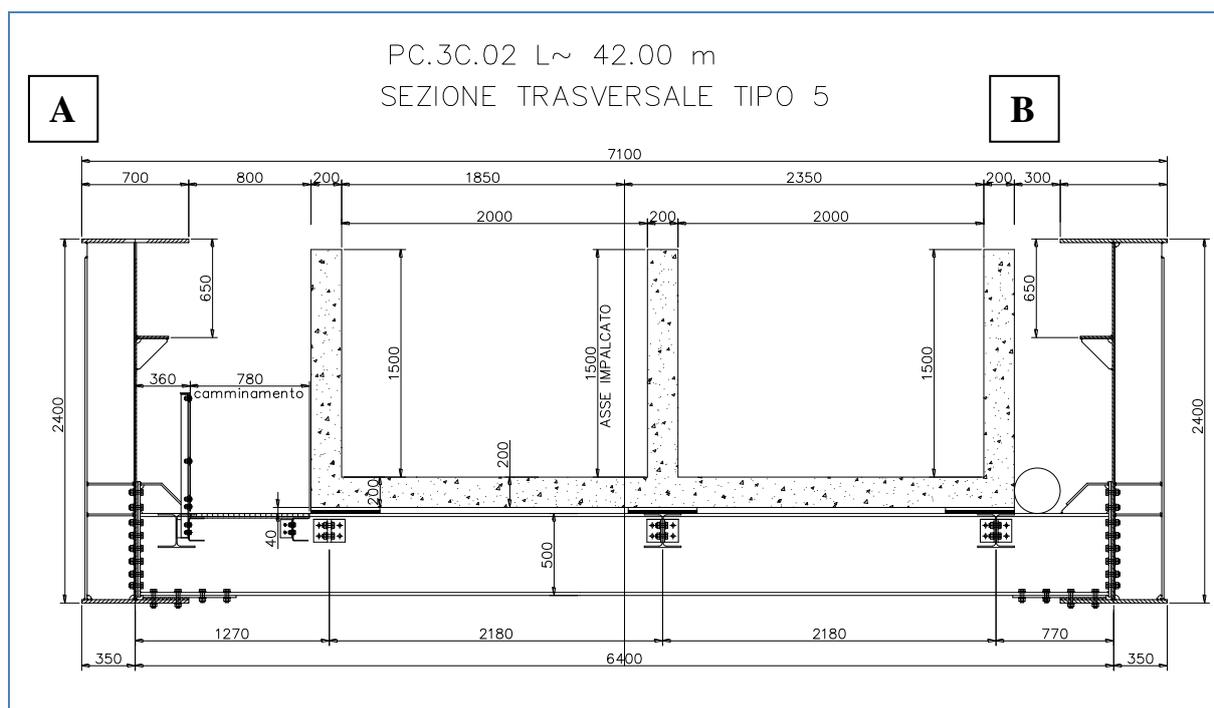
FORZA MAX DI COMPRESSIONE.....Nc= 100.0 [kN]

TENSIONE MAX A COMPRESSIONE.....sigma_c= 11.8 [kN/cm²]

FORZA MAX DI TRAZIONE.....Nt= 100.0 [kN]

TENSIONE MAX A TRAZIONE.....sigma_t= 2.0 [kN/cm²]

11 CARICHI SUGLI APPOGGI



APPOGGI SPALLA	lato A	lato B
CARICHI	N (z) [kN]	N (z) [kN]
Carichi permanenti		
Fase 1 - Peso proprio impalcato	420	420
Fase 2 - Passerella	20	5
Fase 2 - Tubo	5	15
Fase 2 - Canale	520	610
Fase 2 - Rete di protezione	25	25
Carichi accidentali		
Fase 3 - Folla	40	10
Fase 3 - Acqua nel tubo	5	15
Fase 3 - Acqua nel canale	645	750
Fase 3 - Vento (+/-)	25	25
Carico in appoggio	1705	1875
Max carico in appoggio [kN]	1875	

12 VERIFICA DELLE NERVATURE SULL'APPOGGIO DI SPALLA

<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</i>					
Spessore anima trave	16	mm	→	1.6	cm
Altezza anima trave	2330	mm	→	233.0	cm
Quota irrigidente long. da intradosso	1600	mm	→	160.0	cm
Larghezza piattabanda inferiore	800	mm	→	80.0	cm
Spessore piattabanda inferiore	35	mm	→	3.5	cm
Contropiastra	0	mm	→	0.0	cm
Diametro dell'appoggio	400	mm	→	40.0	cm
Numero irrigidenti a tutta altezza	1				
Spessore irrigidente a tutta altezza	20	mm	→	2.0	cm
Larghezza irrigidente a tutta altezza	342	mm	→	34.2	cm
Numero nervature aggiuntive	2				
Spessore nervature	20	mm	→	2.0	cm
Larghezza nervature	342	mm	→	34.2	cm
Altezza nervature	400	mm	→	40.0	cm
Distanza nervature da irrigidenti	190	mm	→	19.0	cm
Lunghezza di diffusione del carico	47.0	cm			
Lunghezza di diffusione anima	47.0	cm			
Lunghezza di diffusione irrigidente	22.7	cm			
Lunghezza di diffusione nervatura	13.0	cm			
Area di diffusione totale	172.7	cm ²			
Area di diffusione anima	75.2	cm ²			
Area di diffusione irrigidenti	45.4	cm ²			
Area di diffusione nervature	52.1	cm ²			

Carico agente ponderato allo S.L.U.

Carichi permanenti 1549.5 kN

Carichi accidentali Fase 3 1162.5 kN

Vento 37.5 kN

$$N_{Tot} = 2749.5 \text{ kN}$$

Si verifica l'irrigidimento di appoggio per un carico agente pari a 2800 kN

Verifica di stabilità della sezione a croce

Si verifica la stabilità della sezione a croce data dalle larghezze efficaci (12 x spessore) dell'anima e degli irrigidenti come asta incernierata soggetta ad un carico di punta pari alla quota parte di reazione proporzionale all'area di diffusione della croce della croce stessa.

Lunghezza efficace anima 19.2 cm

Lunghezza efficace irrigidenti 22.7 cm

Area efficace sezione a croce 106.8 cm²

Carico agente sulla sezione 1955 kN

Momento di inerzia della sezione 6680 cm⁴

Raggio di inerzia sezione 7.9 cm

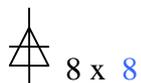
Snellezza 29.5 → $\omega = 1.11$

Tensione di verifica : 20.22 kN/cm² < 32.27 kN/cm²

Verifica saldatura anima – piattabanda inferiore

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

Carico agente 1219 kN



$$\text{Area di gola: } A_g = 2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diff Anima}} = 53.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 22.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{//} = 2.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 23.11 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

Per $\tau_{//}$ vedi paragrafo: *Saldature di composizione*

Verifica saldature irrigidenti - anima

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

Carico agente 736 kN

$$2 \begin{array}{c} \triangle \\ \square \\ \triangle \end{array} 10 \times 10$$

Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura : $L_{\text{eff}} = 227.0$ cm

$$\text{Area di gola: } A_g = \text{Num Irrigidenti} \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{eff}}) = 642.1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 1.15 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica saldature nervature aggiuntive - anima

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

Carico agente 845 kN

$$2 \begin{array}{c} \triangle \\ \square \\ \triangle \end{array} 8 \times 8$$

Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura : $L_{\text{eff}} = 37.0$ cm

$$\text{Area di gola: } A_g = \text{Num. Nervature} \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{eff}}) = 83.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 10.09 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica saldature irrigidenti – piattabanda inferiore

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

Carico agente	736	kN
Slot per saldature	3.0	cm
Battuta	3.0	mm

Saldatura a parziale penetrazione con battuta 3 mm.

Se la battuta è ≤ 3 mm la sezione efficace risultante è pari all'intero spessore dell'elemento.

Area di saldatura: $A_{sal} = (\neq \text{Irrigidente} - \text{Battuta}) \times (L_{diff \text{ Irr}} - \text{Slot}) \times \text{Num. Irrigidenti}$

$$A_{sal} = 39.4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 18.68 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica saldature nervature aggiuntive – piattabanda inferiore

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

Carico agente	845	kN
Slot per saldature	3.0	cm
Battuta	3.0	mm

Saldatura a parziale penetrazione con battuta 3 mm.

Se la battuta è ≤ 3 mm la sezione efficace risultante è pari all'intero spessore dell'elemento.

Area di saldatura: $A_{sal} = (\neq \text{Nervature} - \text{Battuta}) \times (L_{diff \text{ Nerv}} - \text{Slot}) \times \text{Num. Nervature}$

$$A_{sal} = 40.1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 21.06 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$