



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



SJS S.p.A.
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino



Consorzio Stabile fra le Imprese:
SACYR S.A.



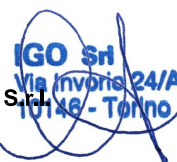
INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.



INFRASTRUCTURAS S.A.
 Paseo de la Castellana, 83-85
 28046 Madrid



Ingegneria Grandi Opere S.r.l.
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06
 subentrato all'ATI

RESPONSABILE PROGETTAZIONE

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI

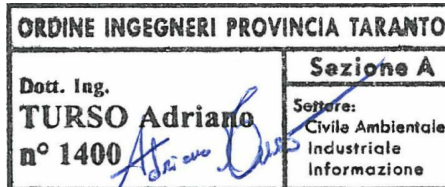
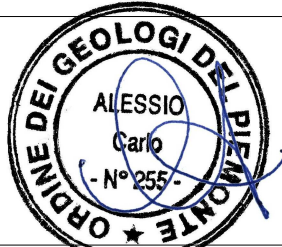


**ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO**
 1211 *Dott. Ing. Claudio Dogliani*



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

GEOLOGO



N. Progr. _____
 CARTELLA N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 2 - TRATTA "B"
 dal Km. 29+300 al Km 38+700

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
 OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 PC.2B.01 - Tipo 4 - Roggia Seriola - (km 30+098.67)
 Relazione di calcolo carpenteria metallica**

P V D S R A P P C 2 B 0 0 1 - 0 0 1 0 0 0 1 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SETECO	20/02/2012	IGO	24/02/2012	SIS	29/02/2012

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

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.....	4
1.3	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI S.L.U.....	8
2	<u>NORMATIVA.....</u>	<u>10</u>
3	<u>MATERIALI IMPIEGATI, UNITÀ DI MISURA RESISTENZE DI PROGETTO</u>	<u>11</u>
3.1	MATERIALI	11
3.2	UNITÀ DI MISURA.....	13
3.3	RESISTENZE DI PROGETTO	13
4	<u>CARICHI DI PROGETTO.....</u>	<u>15</u>
4.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	15
4.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
4.3	CARATTERISTICHE DEI CARICHI.....	15
5	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>16</u>
5.1	FASE 1.....	17
5.2	FASE 2.....	18
5.3	FASE 3.....	19
6	<u>TRAVI PORTA CANALE IN FASE DI GETTO</u>	<u>20</u>
6.1	ANALISI DEI CARICHI	20
6.2	VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.....	21
6.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ S.L.E.	22
6.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DI ATTACCO AL TRAVERSO.....	23
7	<u>VERIFICA TRAVI PRINCIPALI.....</u>	<u>24</u>
7.1	DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI STRUTTURALI.....	24
7.1.1	TABELLA DI RIFERIMENTO SEZIONI DI VERIFICA	24
7.1.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	24
7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA	26
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE ANIME	35
7.4	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI.....	42
7.4.1	CONCIO C1	43
8	<u>VERIFICA TRAVERSI.....</u>	<u>46</u>

8.1	TRAVERSI INTERMEDI PORTA-CANALE.....	47
8.1.1	ANALISI DEI CARICHI	47
8.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ GLOBALE DEL TRAVERSO	49
8.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ DELL'ANIMA	51
8.2	TRAVERSI INTERMEDI TIPICI.....	52
8.2.1	ANALISI DEI CARICHI	52
8.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ GLOBALE DEL TRAVERSO	54
8.2.3	VERIFICA DI STABILITÀ DELL'ANIMA	55
8.3	TRAVERSI DI SPALLA.....	56
8.3.1	ANALISI DEI CARICHI	56
8.3.2	VERIFICA DEL TRAVERSO	56
8.4	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ALLA TRAVI PRINCIPALI	57
8.4.1	CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA GIUNZIONE	58
8.4.2	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO FLANGIATO SOGGETTO A PRESSO-FLESSIONE.....	59
8.4.3	VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA FLANGIA SOGGETTA AL TIRO DEI BULLONI.....	61
9	<u>VERIFICA DI RIGIDEZZA DEI TELAI TRASVERSALI</u>	<u>62</u>
9.1	CONCIO C1.....	63
9.2	CONCIO C2.....	63
9.3	VERIFICA IRRIGIDENTE TRASVERSALE PER EFFETTI DI INSTABILITÀ.....	65
9.3.1	VERIFICA CARATTERISTICHE STATICHE DELL'IRRIGIDENTE	66
9.3.2	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ IRRIGIDENTE PER CARICHI DI INSTABILITÀ.....	67
10	<u>VERIFICA DEI CONTROVENTI INFERIORI.....</u>	<u>69</u>
11	<u>CARICHI SUGLI APPOGGI.....</u>	<u>70</u>
	NOTA BENE: TUTTI I VALORI DELLE REAZIONI VINCOLARI SONO NON PONDERATI.....	70
12	<u>VERIFICA DELLE NERVATURE SULL'APPOGGIO DI SPALLA</u>	<u>71</u>



1 **GENERALITÀ**

1.1 **Descrizione dell'opera**

Nel presente documento si riportano le verifiche delle strutture del ponte canale realizzato nell'ambito dei lavori previsti per la superstrada a pedaggio Pedemontana Veneta (L = 35.6 m). In via cautelativa si riportano i calcoli e le verifiche del ponte canale PC.2B.01, poichè la luce dell'impalcato in esame risulta inferiore (35.6 contro 35.81 m) e la sezione trasversale rimane invariata.

La struttura in oggetto è un viadotto a via inferiore in acciaio con schema statico in esercizio di trave semplicemente appoggiata con luce di 35.81 m.

La sezione metallica è costituita da 2 travi principali poste a interasse di 5.4 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 pari a 1.165 m.

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 1
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
- Fittiz:** file privo di carichi per condizione di ponte scarico

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 SAP2000, 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:

<i>Nome file riepilogativo</i>	<i>Coefficiente moltiplicativo</i>	<i>Files base</i>
<i>M2.sum</i>	1.35	Fase1.out
	1.50	Fase2.out
	1.50	Fase3.out
<i>V3.sum</i>	1.35	Fase1.out
	1.50	Fase2.out
	1.50	Fase3.out

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 WINVER2011.

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):

Travi.snt -Max/min M2 da M2.SUM
 -Max/min V3 da V3.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 pensionali, 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 (**Travi.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 510CW)	per spessori	$t \leq 20$ mm
S355J2W	(ex S355J2G3W oppure 510D)	per spessori	$20 < t \leq 40$ mm
S355K2W	(ex S355K2G3W 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
 $H=0.6 \cdot H_{soletta}$ (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 (Rck 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.

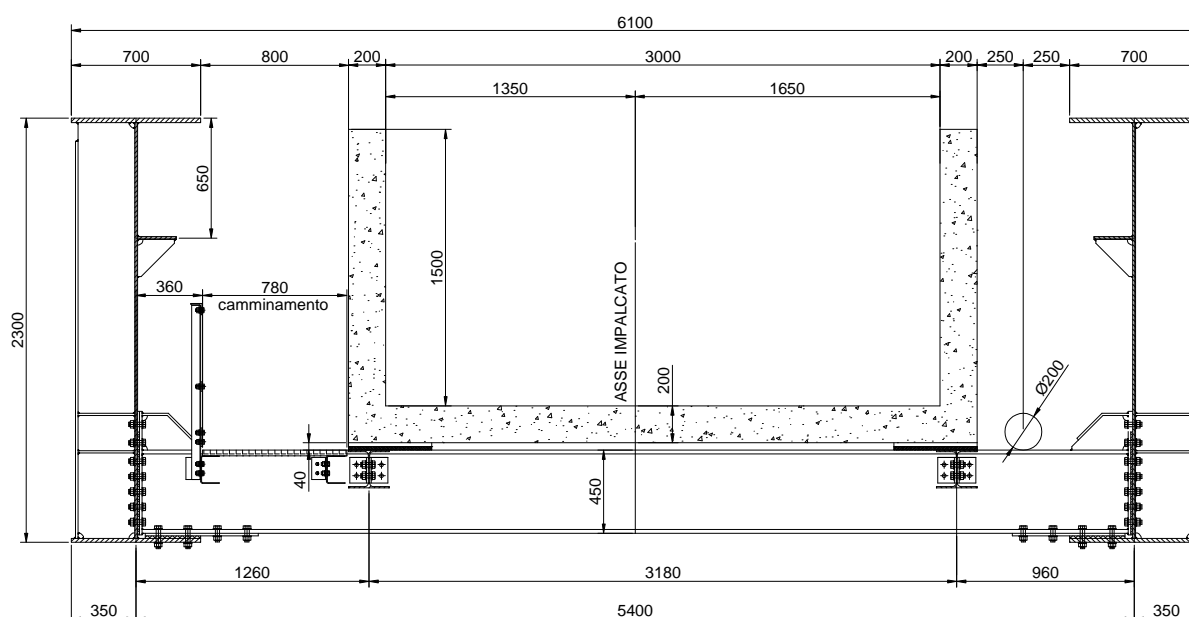
Pressione del vento: valutato secondo le indicazioni del D.M. 14.01.2008.

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.

Lo schema statico adottato varia quindi a seconda della fase di carico, infatti in fase 1 lo schema è isostatico per tenere in conto che l'elemento ripartitore è la predalle (solitamente appoggiata in soli 2 punti).

N.B. Cautelativamente è stata considerata la sezione trasversale del ponte canale PC.3B.02, in quanto essa presenta anche un tubo di 200 mm di diametro.



lunghezza impalcato	L =	35.81 m
larghezza sezione (interasse travi)	l =	5.40 m
Interasse max trasversi tipici	i =	4.00 m
Interasse max trasversi porta canale	i =	8.00 m
lunghezza moduli canale	lc =	12.00 m
Larghezza piattabanda	b =	0.70 m
Larghezza passerella	bp =	0.78 m
Ingombro Tubo		0.00 m
Diametro Tubo		0.2 m

5.1 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.



Peso totale impalcato stimato	800 kN
Incidenza totale impalcato	23.0 kN/m
Incidenza travi principali	2.56 kN/mq
Incidenza traversi	1.70 kN/mq

TRAVI

Peso travi	2.56	kN/mq	x	5.40	m	=	13.80	kN/m
------------	------	-------	---	------	---	---	-------	------

SINGOLO TRAVERSO

Peso traversi	1.70	kN/mq	x	4.00	m	=	6.81	kN/m
---------------	------	-------	---	------	---	---	------	------

5.2 Fase 2

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

P.p. eventuale tubazione	q2 =	1.50 kN/m
Posizione carico	b2 =	4.79 m
P.P. eventuale passerella	q1 =	1.00 kN/m
Posizione carico	b1 =	0.75 m
Altezza lorda canale (compreso basamento)		2.20 m
Larghezza lorda canale (comprese spalline)		3.40 m
Spessore canale		0.20 m
A sezione prefabbricata		14800 cm ²
P.P. canale + 10%varie	q3 =	40.70 kN/m
Posizione carico canale 1	b3=	1.25 m
b 2.75 m	b4=	4.25 m
Carico rete di protezione	q6 =	1.00 kN/m

TRAVI

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

SINGOLO TRAVERSO TIPICO

Eventuale tubazione 1.50 kN/m x 4.00 m = 6.00 kN
 Eventuale passerella 1.00 kN/m x 4.00 m = 4.00 kN

SINGOLO TRAVERSO PER SOSTEGNO CANALE

Eventuale tubazione 1.50 kN/m x 4.00 m = 6.00 kN
 Eventuale passerella 1.00 kN/m x 4.00 m = 4.00 kN
 Canale sx 40.7 kN/m x 6.00 m = 244.20 kN

NB= 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.

5.3 Fase 3

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

Acqua in eventuale tubazione	q1,acc =	0.0 kN/m
Posizione carico	b1 =	0 m
Carico folla	q2,acc =	1.95 kN/m
Posizione carico	b2 =	0.75 m
Acqua canale 1	q3,acc =	45 kN/m
Posizione carico	b3=	1.25 m
b 2.845	b4=	4.44 m

TRAVI

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

SINGOLO TRAVERSO TIPICO

Eventuale tubazione 1.50 kN/m x 4.00 m = 6.00 kN
 Eventuale passerella 1.00 kN/m x 4.00 m = 4.00 kN

SINGOLO TRAVERSO PER SOSTEGNO CANALE

Eventuale tubazione 1.50 kN/m x 4.00 m = 6.00 kN
 Eventuale passerella 1.00 kN/m x 4.00 m = 4.00 kN
 Canale sx 40.7 kN/m x 6.00 m = 244.20 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, poiché a doppia vasca, è sostenuto da tre travi. Queste vengono verificate come travi semplicemente appoggiate di lunghezza pari a $L = 3.75\text{m}$ caricate con un carico distribuito dovuto al peso proprio del canale e del profilo stesso.

Si utilizzano travi HLS 220.

Carichi

Peso proprio HLS 220:	0.50 kN/m
Peso proprio canale per trave:	20.35 kN/m (*)
Carico totale "q":	20.85 kN/m

(*) Il peso proprio del canale agente sulle travi HLS è pari alla metà del peso dello stesso riportato in § 5.2, ovvero: $40.7 / 2 = 20.35 \text{ kN/m}$

Caratteristiche HLS220

h	=	205.0 mm
b	=	220.0 mm
t _w	=	6.0 mm
t _f	=	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 S.L.U.

Proprietà meccaniche di verifica

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

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

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

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

Verifica

Il momento sollecitante la sezione è:

$$M = 1.35 \times qL^2 / 8 = 1.35 \times 20.85 \times 4.00^2 / 8 = 5629 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = M / W = 5629 / 407 = 13.83 \text{ kN/cm}^2 < 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

Il taglio sollecitante la sezione è:

$$V = 1.35 \times qL / 2 = 56.29 \text{ kN}$$

τ viene calcolato in area netta. Cautelativamente si considera resistente solo la parte retta dell'anima, depurata dei fori per i bulloni, 2M20.

$$A_v = (d - 2d_0) \times t_w = (15.2 - 2 \times 2.1) \times 0.6 = 6.6 \text{ cm}^2$$

Con $d_0 = 21 \text{ mm}$: diametro del foro.

$$\tau = V / A_v = 56.29 / 6.6 = 8.53 \text{ kN/cm}^2 < 19.52 \text{ kN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

La tensione ideale risulta:

$$\sigma_{ID} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 20.24 \text{ kN/cm}^2 < 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

6.3 Verifiche di deformabilità S.L.E.

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

Il carico distribuito applicato sulla trave è :

$$q = 20.85 \text{ kN/m}$$

La freccia è:

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{20.851 \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{21000 \cdot 4170} = 0.79 \text{ cm} < L/500 = 400 / 500 = 0.8 \text{ cm}$$

La verifica è soddisfatta.

6.4 Verifica del collegamento di attacco al traverso

Il collegamento viene realizzato mediante due angolari a L 80x6.
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:

$$F_{Ed} = V_{Ed} / 2 = 56.29 / 2 = 28.14 \text{ kN}$$

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:

$$F_{Ed} = V_{Ed} / 2 = 56.29 / 2 = 28.14 \text{ kN}$$

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

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_u d t / \gamma_{M2} = 0.48 \times 2.3 \times 51 \times 2.0 \times 0.6 / 1.25 = 54.0 \text{ kN} > F_{Ed}$$

dove:

d = 20 mm : diametro nominale del gambo del bullone

t = 6 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

ponete 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 . . =
 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 ="S355DM08"
 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
 E modulo elasticità [mpa] = 210000
 G modulo elasticità tangenziale [mpa] = 80770
 Calcolo automatico N omogeneizzazione (S/N) . . . = N
 Inviluppo 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 = 230
Piattabanda superiore. . . . = 70,2.0
Anima implicita. = 1.4
Piattabanda inferiore. . . . = 70,2.0
Delta sezione = 0

SEZIONE NUMERO = 2
Htot = 230
Piattabanda superiore. . . . = 70,3.0
Anima implicita. = 1.2
Piattabanda inferiore. . . . = 70,3.0
Delta sezione = 0

DICHIARAZIONE DELLE ASTE

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

NODI NON IRRIGIDITI

4
8

PANNELLI IRRIGIDITI LONGITUDINALMENTE ASSOLUTI

001 014 2 65

□

7.2 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche riassuntive di tutte le sezioni (dal file Travi.max).

N. B.

TENSIONI ACCIAIO kN/cm^2

TENSIONI C.L.S. N/cm^2

TENSIONI BARRE D'ARMATURA N/cm^2

PROPRIETA' MECCANICHE DI VERIFICA :

Acciaio "S355DM08" MPa		Coefficiente Gamma del materiale = 1.05	
SIGMA _{yd} =	338.10	TAU _{yd} =	195.20
SIGMA _{yd} =	338.10	TAU _{yd} =	195.20
SIGMA _{yd} =	319.05	TAU _{yd} =	184.20
SIGMA _{yd} =	319.05	TAU _{yd} =	184.20
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21
SIGMA _{yd} =	300.00	TAU _{yd} =	173.21

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 12 13 14

ELEMENTI COSTITUTIVI :

Piattabanda Superiore : base= 700 mm , altezza= 20 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	12 asc x=	0.00	Sigma Sup Min =	-27.21 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	-26.74 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Anima : base= 14 mm , altezza= 2260 mm

Asta	1 asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	0.00 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Inf Max =	26.74 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Sup Min =	-26.74 <	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	14 asc x=	100.00	Tau Sup Max =	5.35 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	14 asc x=	100.00	Tau Inf Max =	5.35 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Id. Sup =	27.22 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Id. Inf =	27.22 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	14 asc x=	100.00	Tau Med =	7.40 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	v3_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)

Piattabanda Inferiore : base= 700 mm , altezza= 20 mm

Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	26.74 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3 (+)
Asta	12 asc x=	0.00	Sigma Inf Max =	27.21 <	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.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

SEZIONE :2

Aste :4 5 6 7 8 9 10 11

ELEMENTI COSTITUTIVI :

Piattabanda Superiore : base= 700 mm , altezza= 30 mm

Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	-2.08 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)
Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Inf Max =	-2.02 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Sup Min =	-29.98 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Inf Min =	-29.20 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)

Anima : base= 12 mm , altezza= 2240 mm

Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	-2.02 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Inf Max =	29.20 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Sup Min =	-29.20 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	2.02 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)
Asta	11 asc x=	100.00	Tau Sup Max =	3.79 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	11 asc x=	100.00	Tau Inf Max =	3.79 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Id. Sup =	29.29 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Id. Inf =	29.29 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	11 asc x=	100.00	Tau Med =	4.63 <	19.52 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)

Piattabanda Inferiore : base= 700 mm , altezza= 30 mm

Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Sup Max =	29.20 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	6 asc x=	400.00	Sigma Inf Max =	29.98 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(+)
Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Sup Min =	2.02 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)
Asta	4 asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	2.08 <	33.81 kN/cm ²	Verificato!	m2_slu:Fase1 Fase2 Fase3	(-)

Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

ESTESO SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI PIU' SIGNIFICATIVE

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Sup Max = 0.00 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Inf Max = 0.00 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Sup Max = 0.00 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Inf Min = 0.00 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Sup Min = 0.00 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa 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]*{[1.01]*FITITIZ}	CC:1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 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
MOMENTIO (kNm)	0.0	0.0	0.0	0.0
TAGLIO (kN)	-284.9	-777.9	0.0	-1062.8
AREA OMG. (cm ²)	596	596	596	
Jx OMG. (cm ⁴)	4985677	4985677	4985677	
BARIC. da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00	
ASSE N da lembo inf. (cm)	230.00	230.00	230.00	
Ss anima (cm ³)	15960	15960	15960	
Si anima (cm ³)	15960	15960	15960	
WS acc. (cm ³)	43354	43354	43354	
Wi acc. (cm ³)	43354	43354	43354	
S(ybar) (cm ³)	-24898	-398622	-150884	

Tensioni SIGMA

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]				
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
228.00	0.00	0.00	0.00	0.00
230.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni TAU & SigmaID

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
2.00	0.65	1.78	0.00	2.43	âi= 4.21
228.00	0.65	1.78	0.00	2.43	âi= 4.21
TAU MED (kN/cm ²)	-0.90	-2.46	0.00	-3.36	

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Sup Min = -27.21 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Inf Min = -26.74 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Inf Max = 26.74 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Sup Min = -26.74 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Id. Sup = 27.22 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm	: Signa Id. Inf = 27.22 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Sup Max = 26.74 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 mm	: Signa Inf Max = 27.21 < 33.81 kN/cm ² Verificato!

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

Asta	12	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= 700 mm , altezza= 20 mm
Anima	: base= 14 mm , altezza= 2260 mm
Piattabanda Inferiore	: base= 700 mm , altezza= 20 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)	166891.0	430552.7	582413.1	1179856.8
TAGLIO (kN)	193.2	464.1	623.7	1281.0

AREA OMG. (cm ²)	596	596	596
Jx OMG. (cm ⁴)	4985677	4985677	4985677
BARIC. da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00
ASSE N da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00
Ss anima (cm ³)	15960	15960	15960
Si anima (cm ³)	15960	15960	15960
WS acc. (cm ³)	43354	43354	43354
Wi acc. (cm ³)	43354	43354	43354
S(ȳbar) (cm ³)	-24898	-398622	-150884

Tensioni SIGMA

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]				
0.00	-3.85	-9.93	-13.43	-27.21
2.00	-3.78	-9.76	-13.20	-26.74
228.00	3.78	9.76	13.20	26.74
230.00	3.85	9.93	13.43	27.21

Tensioni TAU & SigmaID

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
2.00	0.44	1.06	1.43	2.93	âi= 27.22
228.00	0.44	1.06	1.43	2.93	âi= 27.22
TAU MED (kN/cm ²)	0.61	1.47	1.97	4.05	

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Anima : base= 14 mm , altezza= 2260 mm : Tau Sup Max = 5.35 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 14 mm , altezza= 2260 mm : Tau Inf Max = 5.35 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 14 mm , altezza= 2260 mm : Tau Med = 7.40 < 19.52 kN/cm² Verificato!

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

Asta 14 ascissa x = 100.00 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= 700 mm , altezza= 20 mm
 Anima : base= 14 mm , altezza= 2260 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 700 mm , altezza= 20 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)	296.0	865.2	1180.3	2341.4
AREA OMOG. (cm ²)	596	596	596	
Jx OMOG. (cm ⁴)	4985677	4985677	4985677	
BARIC. da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00	
ASSE N da lembo inf. (cm)	230.00	230.00	230.00	
Ss anima (cm ³)	15960	15960	15960	
Si anima (cm ³)	15960	15960	15960	
WS acc. (cm ³)	43354	43354	43354	
Wi acc. (cm ³)	43354	43354	43354	
S(Ybar) (cm ³)	-24898	-398622	-150884	

Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]				
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
228.00	0.00	0.00	0.00	0.00
230.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
2.00	0.68	1.98	2.70	5.35	âi= 9.27
228.00	0.68	1.98	2.70	5.35	âi= 9.27
TAU MED (kN/cm ²)	0.94	2.73	3.73	7.40	

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	700 mm	, altezza=	30 mm	: Signa Sup Max =	-2.08 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	700 mm	, altezza=	30 mm	: Signa Inf Max =	-2.02 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm	, altezza=	2240 mm	: Signa Sup Max =	-2.02 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm	, altezza=	2240 mm	: Signa Inf Min =	2.02 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm	, altezza=	30 mm	: Signa Sup Min =	2.02 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm	, altezza=	30 mm	: Signa Inf Min =	2.08 <	33.81 kN/cm ² Verificato!

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

Asta	4 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=	700 mm	, altezza=	30 mm
Anima	: base=	12 mm	, altezza=	2240 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm	, altezza=	30 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 (kNm)	117958.6	0.0	0.0	117958.6
TAGLIO (kN)	-134.9	0.0	0.0	-134.9

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI
AREA OMOG. (cm ²)	689	689	689	
Jx OMOG. (cm ⁴)	6534802	6534802	6534802	
BARIC. da lenbo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00	
ASSE N da lenbo inf. (cm)	115.00	230.00	230.00	
Ss anima (cm ³)	23835	23835	23835	
Si anima (cm ³)	23835	23835	23835	
W acc. (cm ³)	56824	56824	56824	
Wi acc. (cm ³)	56824	56824	56824	
S(Ybar) (cm ³)	-31361	-502096	-190050	

Tensioni SIGMA

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]				
0.00	-2.08	0.00	0.00	-2.08
3.00	-2.02	0.00	0.00	-2.02
227.00	2.02	0.00	0.00	2.02
230.00	2.08	0.00	0.00	2.08

Tensioni TAU & SigmaID

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.00	0.41	0.00	0.00	0.41	âi= 2.14
227.00	0.41	0.00	0.00	0.41	âi= 2.14
TAU MED (kN/cm ²)	-0.50	0.00	0.00	-0.50	

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base=	700 mm , altezza=	30 mm	: Signa Sup Min =	-29.98 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base=	700 mm , altezza=	30 mm	: Signa Inf Min =	-29.20 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm , altezza=	2240 mm	: Signa Inf Max =	29.20 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm , altezza=	2240 mm	: Signa Sup Min =	-29.20 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm , altezza=	2240 mm	: Signa Id. Sup =	29.29 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base=	12 mm , altezza=	2240 mm	: Signa Id. Inf =	29.29 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm , altezza=	30 mm	: Signa Sup Max =	29.20 <	33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm , altezza=	30 mm	: Signa Inf Max =	29.98 <	33.81 kN/cm ² Verificato!

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

Asta	6 ascissa x =	400.00 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=	700 mm , altezza=	30 mm
Anima	: base=	12 mm , altezza=	2240 mm
Piattabanda Inferiore	: base=	700 mm , altezza=	30 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	
MOMENTIO (kNm)	254702.2	617249.4	831698.0	1703649.7	
TAGLIO (kN)	-50.3	-159.1	-217.8	-427.2	
AREA OMG. (cm ²)	689	689	689		
Jx OMG. (cm ⁴)	6534802	6534802	6534802		
BARIC. da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00		
Ss anima (cm ³)	23835	23835	23835		
Si anima (cm ³)	23835	23835	23835		
WS acc. (cm ³)	56824	56824	56824		
Wi acc. (cm ³)	56824	56824	56824		
S(ȳbar) (cm ³)	-31361	-502096	-190050		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-4.48	-10.86	-14.64	-29.98	
3.00	-4.37	-10.58	-14.25	-29.20	
227.00	4.37	10.58	14.25	29.20	
230.00	4.48	10.86	14.64	29.98	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.00	0.15	0.48	0.66	1.30	âi= 29.29
227.00	0.15	0.48	0.66	1.30	âi= 29.29
TAU MED (kN/cm ²)	-0.19	-0.59	-0.81	-1.59	

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

Massimi riscontrati:

Anima : base= 12 mm , altezza= 2240 mm : Tau Sup Max = 3.79 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 12 mm , altezza= 2240 mm : Tau Inf Max = 3.79 < 19.52 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 12 mm , altezza= 2240 mm : Tau Med = 4.63 < 19.52 kN/cm² Verificato!

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

Asta 11 ascissa x = 100.00 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= 700 mm , altezza= 30 mm
 Anima : base= 12 mm , altezza= 2240 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 700 mm , altezza= 30 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA

	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
COEFF. CMOG.	inf	16.0	6.1		
AZIONE AS. (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO (kNcm)	166891.0	430552.7	582413.1	1179856.8	
TAGLIO (kN)	170.1	455.3	620.4	1245.8	
AREA CMOG. (cm2)	689	689	689		
Jx CMOG. (cm4)	6534802	6534802	6534802		
BARIC. da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	115.00	115.00	115.00		
Ss anima (cm3)	23835	23835	23835		
Si anima (cm3)	23835	23835	23835		
WS acc. (cm3)	56824	56824	56824		
Wi acc. (cm3)	56824	56824	56824		
S(Ybar) (cm3)	-31361	-502096	-190050		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
0.00	-2.94	-7.58	-10.25	-20.76	
3.00	-2.86	-7.38	-9.98	-20.22	
227.00	2.86	7.38	9.98	20.22	
230.00	2.94	7.58	10.25	20.76	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]					
3.00	0.52	1.38	1.89	3.79	âi= 21.26
227.00	0.52	1.38	1.89	3.79	âi= 21.26
TAU MED (kN/cm ²)	0.63	1.69	2.31	4.63	

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

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

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 12 13 14

Min Beta/BetaMin= 1.05 nell'Asta: 3 4 nel sottopannello n°2 (di 2); m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3|(+)

SEZIONE :2

Aste :4 5 6 7 8 9 10 11

Min Beta/BetaMin= 1.01 nell'Asta: 6 nel sottopannello n°1 (di 2); m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3|(+)

=====

VERIFICA IMBOZZAMENTO - norme CNR 10011/88; Pannello 3 4

=====

GEOMETRIA DELLA TRAVE

Altezza anima trave = 226.0 cm
 Interasse irrigidimenti trasversali = 345.3 cm
 Spessore = 1.2 cm

Acciaio S355DM08: 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 = -17.30 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 17.30 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -4.99 kN/cm²

...Estremo destro...

Tensione normale estremo superiore anima = -19.33 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 19.33 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -3.77 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1

Altezza anima sottopannello = 63.0 cm

Tensioni di verifica: σ = -23.26 τ = 4.88

Parametri: α = 5.48 Ψ = 0.44

Coefficienti di imbozzamento: κσ = 5.45 κτ = 4.38

Tensioni id. di imbozzamento: σ cr = 36.79 τ cr = 29.58

Tensione id. di confronto: σ cr,id = 29.71

Coeff. riduttivi tensione di confronto υ = 1.00 β = 1.00

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.20 \geq 1.00$

Pannello Verificato (β/β min = 1.20)

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

...Sottopannello 2
 Altezza anima sottopannello = 163.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -10.29$ $\tau = 4.70$

Parametri: $\alpha = 2.12$ $\Psi = -2.26$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.99$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 24.12$ $\tau_{cr} = 5.03$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 13.73$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.05 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 1.05$)

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MINIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...

Tensione normale estremo superiore anima = -1.88 kN/cm²

Tensione normale estremo inferiore anima = 1.88 kN/cm²

Tensione tangenziale media = -0.53 kN/cm²

...Estremo destro...

Tensione normale estremo superiore anima = -2.22 kN/cm²

Tensione normale estremo inferiore anima = 2.22 kN/cm²

Tensione tangenziale media = -0.41 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1
Altezza anima sottopannello = 63.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -2.67$ $\tau = 0.52$

Parametri: $\alpha = 5.48$ $\Psi = 0.44$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.45$ $K\tau = 4.38$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 36.79$ $\tau_{cr} = 29.58$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 29.70$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 10.53 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 10.53$)

...Sottopannello 2
Altezza anima sottopannello = 163.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -1.18$ $\tau = 0.50$

Parametri: $\alpha = 2.12$ $\Psi = -2.26$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.99$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 24.12$ $\tau_{cr} = 5.03$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 14.20$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 9.67 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 9.67$)

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

 VERIFICA IMBOZZAMENTO - norme CNR 10011/88; Pannello 6

GEOMETRIA DELLA TRAVE

Altezza anima trave = 224.0 cm
 Interasse irrigidimenti trasversali = 400.0 cm
 Spessore = 1.2 cm

 Acciaio S355DM08: 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 = -26.12 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 26.12 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -3.60 kN/cm²

 ...Estremo destro...
 Tensione normale estremo superiore anima = -29.20 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 29.20 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -1.59 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1
 Altezza anima sottopannello = 62.0 cm

 Tensioni di verifica: $\sigma = -28.96$ $\tau = 3.45$
 Parametri: $\alpha = 6.45$ $\Psi = 0.45$
 Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.43$ $K\tau = 4.35$
 Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 37.89$ $\tau_{cr} = 30.33$
 Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 29.82$
 Coeff. riduttivi tensione di confronto $\nu = 1.00$ $\beta = 1.00$

 Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.01 \geq 1.00$
 Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 1.01$)

Ponte canale PC.2B.01 – km 30+098.67 – Relazione di calcolo carpenteria metallica

...Sottopannello 2
 Altezza anima sottopannello = 162.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -12.76$ $\tau = 3.20$

Parametri: $\alpha = 2.47$ $\Psi = -2.24$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.80$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 24.42$ $\tau_{cr} = 4.90$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 17.75$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 1.28 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 1.28$)

m2_slu:Fase1|Fase2|Fase3| MINIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...

Tensione normale estremo superiore anima = -2.88 kN/cm²

Tensione normale estremo inferiore anima = 2.88 kN/cm²

Tensione tangenziale media = -0.31 kN/cm²

...Estremo destro...

Tensione normale estremo superiore anima = -3.23 kN/cm²

Tensione normale estremo inferiore anima = 3.23 kN/cm²

Tensione tangenziale media = -0.14 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

...Sottopannello 1
 Altezza anima sottopannello = 62.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -3.21$ $\tau = 0.30$

Parametri: $\alpha = 6.45$ $\Psi = 0.45$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 5.43$ $K\tau = 4.35$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 37.89$ $\tau_{cr} = 30.33$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 29.82$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 9.18 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 9.18$)

...Sottopannello 2
 Altezza anima sottopannello = 162.0 cm

Tensioni di verifica: $\sigma = -1.41$ $\tau = 0.28$

Parametri: $\alpha = 2.47$ $\Psi = -2.24$

Coefficienti di imbozzamento: $K\sigma = 23.90$ $K\tau = 4.80$

Tensioni id. di imbozzamento: $\sigma_{cr} = 24.42$ $\tau_{cr} = 4.90$

Tensione id. di confronto: $\sigma_{cr,id} = 19.52$

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

Condizione di verifica: $\frac{\sigma_{cr,id}}{\beta \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)}} = 13.10 \geq 1.00$

Pannello Verificato ($\beta/\beta_{min} = 13.10$)

7.4 Verifiche degli irrigidenti longitudinali e trasversali

Il piatto di irrigidimento longitudinale è posizionato a 65 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-C2 - Pannello 4-5**Verifica irrigidente longitudinale**

PIATTO	210	x	14
Altezza pannello anima	hw =	226	cm
Passo irrigidenti trasversali	a =	345.3	cm
Spessore anima	tw =	1.2	cm
Altezza irrig. dal lembo compresso	h1 =	65.0	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/cm²]Pannello sinistro

Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-17.30
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	17.30
Tensione tangenziale	$\tau =$	4.99

Pannello destro

Tensione al lembo compresso (-)	$\sigma_1 =$	-19.33
Tensione al lembo teso (+)	$\sigma_2 =$	19.33
Tensione tangenziale	$\tau =$	3.77

Tensioni medie

Tensione al lembo compresso	$\sigma_1 =$	-18.32
Tensione al lembo teso	$\sigma_2 =$	18.32
Tensione tangenziale	$\tau =$	4.38

Coefficienti adimensionali di verifica

$\sigma_1/\tau =$	4.18	
$\alpha = a/h_w =$	1.528	
$\eta_1 = h_1/h_w =$	0.29	
$\eta_2 = h_2/h_w =$	0.00	
$\psi = \sigma_2/\sigma_1 =$	-1.00	
$\delta = (Li*ti)/(hw*tw) =$	0.11	
$mL = 0.015 * (hw/tw-70) =$	1.775	1.775

Calcolo di W

W		
$\alpha \setminus \eta l$	0.25	0.33
1.5	1.65	22.00
2	1.60	23.00
	1.647	22.056

W =

11.242

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
	37.338	8.944

 $\gamma_{L,\sigma} =$

23.989

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
	23.558	35.450

 $\gamma_{L,\tau} =$

29.148

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

$$s1/t < W \Rightarrow yL = yLt = 29.148$$

nervatura trasversale

$$\gamma_T = 12.000$$

Inerzia minima necessaria

$$I_{min} = 2021 \text{ cm}^4$$

Inerzia nervatura di irrigidimento

$$I_{irr} = 4322 \text{ cm}^4$$

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

PIATTABANDA	300	x	14
ANIMA	306	x	10

altezza pannello anima	hw =	226	cm
spessore anima	tw =	1.2	cm
passo irrigidenti trasversali	a =	345.3	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
--------------	-------

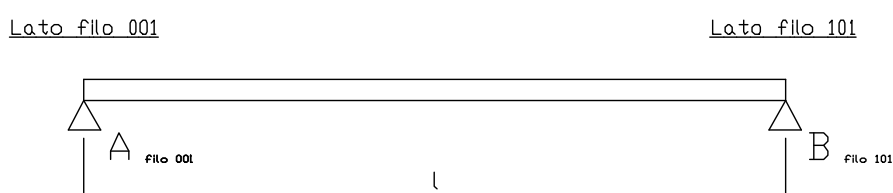
Inerzia minima necessaria	l _{min} =	469	cm ⁴
Inerzia nervatura di irrigidimento	l _{irr} =	50698	cm ⁴

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, chiamati 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

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	18.40			18.40
Carichi permanenti	123.96			130.24
Carichi accidentali	183.53			185.53

MOMENTO FLETTENTE	Valori non ponderati [kN m]			
	Pos. b3	Pos. b4	Pos. b5	Pos. B6
Peso proprio Max mezzeria	24.84	24.84	-	-
Carichi permanenti	152.95	146.53	-	-
Carichi accidentali	225.51	212.68	-	-

TAGLIO	Valori ponderati [kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	24.84			24.84
Carichi permanenti	185.94			195.36
Carichi accidentali	275.29			278.30

MOMENTO FLETTENTE	Valori ponderati [kN m]			
	Pos. b3	Pos. b4	Pos. b5	Pos. B6
Peso proprio Max mezzeria	33.53	33.53	-	-
Carichi permanenti	206.48	197.82	-	-
Carichi accidentali	304.43	287.12	-	-

TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - CALCOLO SOLLECITAZIONI AZIONI TRASVERSALI SU TRAVI PRINCIPALI

Altezza travi principali	H_t	205.0 cm	
Altezza traversi	H_{trv}	45.0 cm	
Larghezza ptb. sup.travi principali	B	700 mm	
Spessore ptb. sup.travi principali	s	20 mm	
Tensione compress. ptb. sup.travi principali	Sigma	-27.24 kN/cm ²	
N compressione ptb. sup.travi principali SLU	$N = \sigma \times (B/10) \times (s/10)$	-3814 kN	
Azione instabilità non ponderata / ponderata	$N_{inst} = N / 80$	35 kN	48 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	19 kN
Azione trasversale non ponderata / ponderata	$N_{trasv} = N_{inst} + W$	48 kN	67 kN
Distanza ptb. sup. - baricentro traverso	$b = H_t - (H_{trv}/2)$	1.83 m	
Momento su traverso non ponderato / ponderato	$M = N_{trasv} \times b$	87.64 kNm	122 kNm

TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Caratteristiche di sollecitazione non ponderate	
Azione assiale	-48 kN
Taglio	334 kN
Momento flettente	490.9 kNm
Caratteristiche di sollecitazione ponderate	
Azione assiale	-67 kN
Taglio	498 kN
Momento flettente	666.24 kNm

TRAVERSI SOSTEGNO CANALE - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA GIU

Caratteristiche di sollecitazione non ponderate	
Azione assiale	-48 kN
Taglio	334 kN
Momento flettente	87.6 kNm
Caratteristiche di sollecitazione ponderate	
Azione assiale	67 kN
Taglio	498 kN
Momento flettente	122 kNm

8.1.2 *Verifica di resistenza e stabilità globale del traverso*

TRAVERSO PORTA CANALE		
Altezza		450
PTB SUP	400	20
RINFORZO	0	0
ANIMA	410	12
RINFORZO	0	0
PTB INF	400	20
A =	209.2	cm ²
Peso	164	kg/ml
Xg,s =	225.0	mm
Xg,i =	225.0	mm
Sx,s =	1720	cm ³
Sx,i =	1720	cm ³
Jx =	8.09E+04	cm ⁴
Wx,s =	3596	cm ³
Wx,i =	3596	cm ³
Jy =	21339	cm ⁴
Wy =	1067	cm ³
I _x =	210	cm
I _y =	210	cm
ρ _x =	19.7	
ρ _y =	10.1	
V _x =	498	kN
N =	-69	kN
M _x =	68'775	kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,x} =	68775	kN cm
M _y =		kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,y} =	0	kN cm
λ _x	10.7	
λ _{c,x}	76.4	
λ _x /λ _{c,x}	0.14	
λ _y	20.8	
λ _{c,y}	76.4	
λ _y /λ _{c,y}	0.27	
Max(λ/λ _c)	0.27	
α(c)	0.384	
σ _{cr,x} =	1680.30	kN/cm ²
N _{cr,x} =	351519	kN
σ _{cr,y} =	461.00	kN/cm ²
N _{cr,y} =	96441	kN
ω	1.08	
σ _{st,s} =	-19.49	kN/cm ²
σ _{st,i} =	18.78	kN/cm ²
τ _{med} =	10.12	kN/cm ²
τ _s =	8.82	kN/cm ²
τ _i =	8.82	kN/cm ²
σ _{res,s} =	-19.46	kN/cm ²
σ _{res,i} =	18.80	kN/cm ²
σ _{id,s} =	23.43	kN/cm ²
σ _{id,i} =	22.93	kN/cm ²

8.1.3 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 STABILITA' DELL'ANIMA TRAVERSO TIPO T1					
sigma 1	-19.46		1		
sigma 2	18.80	k sigma*	23.02	sigma cr	272.43 kN/cm ²
tau	10.12	k tau*	5.36	tau cr	63.45 kN/cm ²
h	47.6	fy	35.5	gamma m	1.1
t	1.2	fd	32.27		
a	640	alfa	13.45		
beta	1	psi	-0.97		
ni	1				
sigma cr,id	149.54	sigma cr,id,ridotta	32.09		
sigma id	26.19				
VERIFICA	1.23	>		1 verificato!	

8.2 Traversi intermedi tipici

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	18.40			18.40
Carichi permanenti + carichi di getto	84.01			88.79
Carichi accidentali	6.86			2.20
TAGLIO	Valori ponderati [kN]			
	App. Sx			App Dx.
Peso proprio	24.84			24.84
Carichi permanenti + carichi di getto	126.02			133.18
Carichi accidentali	10.29			3.30

MOMENTO FLETTENTE	Valori non ponderati [kN m]			
	Pos. b1	Pos. b2	Pos. B5	Pos. B6
Peso proprio	24.84	24.84	-	-
Carichi permanenti + carichi di getto	103.02	98.86	-	-
Carichi accidentali cautelativi	5.14	5.14	-	-
MOMENTO FLETTENTE	Valori ponderati [kN m]			
	Pos. b1	Pos. b2	Pos. B5	Pos. B6
Peso proprio	33.53	33.53	-	-
Carichi permanenti + carichi di getto	154.53	148.29	-	-
Carichi accidentali cautelativi	7.72	7.72	-	-

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	205.0 cm	
Altezza traversi	H_{trv}	45.0 cm	
Larghezza ptb. sup.travi principali	B	700 mm	
Spessore ptb. sup.travi principali	s	20 mm	
Tensione compress. ptb. sup.travi principali	Sigma	-27.21 kN/cm ²	
N compressione ptb. sup.travi principali	$Sigma \times (B/10) \times (s/10)$	-3809 kN	
Azione instabilità non ponderata / ponderata	$N_{inst} = N / 80$	35 kN	48 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	19 kN
Azione trasversale non ponderata / ponderata	$N_{trasv} = N_{inst} + W$	48 kN	67 kN
Distanza ptb. sup. - baricentro traverso	$b = H_t - (H_{trv}/2)$	1.83 m	
Momento su traverso non ponderato / ponderato	$M = N_{trasv} \times b$	87.57 kNm	121.70 kNm

TRAVERSI TIPICI - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Caratteristiche di sollecitazione non ponderate	
Azione assiale	-48 kN
Taglio	109 kN
Momento flettente	220.6 kNm
Caratteristiche di sollecitazione ponderate	
Azione assiale	-67 kN
Taglio	161 kN
Momento flettente	317.5 kNm

TRAVERSI TIPICI - RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA GIUNTO

Caratteristiche di sollecitazione non ponderate	
Azione assiale	-48 kN
Taglio	109 kN
Momento flettente	87.6 kNm
Caratteristiche di sollecitazione ponderate	
Azione assiale	-67 kN
Taglio	161 kN
Momento flettente	122 kNm

8.2.2 Verifica di resistenza e stabilità globale del traverso

TRAVERSI INTERMEDI		
Altezza	450	
PTB SUP	300	12
RINFORZO	0	0
ANIMA	426	12
RINFORZO	0	0
PTB INF	300	12
A =	123.12	cm ²
Peso	97	kg/ml
Xg,s =	225.0	mm
Xg,i =	225.0	mm
Sx,s =	788	cm ³
Sx,i =	788	cm ³
Jx =	4.23E+04	cm ⁴
Wx,s =	1879	cm ³
Wx,i =	1879	cm ³
Jy =	5406	cm ⁴
Wy =	360	cm ³
I _x =	210	cm
I _y =	210	cm
ρ _x =	18.5	
ρ _y =	6.6	
V _x =	161	kN
N =	-69	kN
M _x =	33'900	kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,x} =	33900	kN cm
M _y =		kN cm
alfa =	1.00	
M _{eq,y} =	0	kN cm
λ _x	11.3	
λ _{c,x}	76.4	
λ _x /λ _{c,x}	0.15	
λ _y	31.7	
λ _{c,y}	76.4	
λ _y /λ _{c,y}	0.41	
Max(λ/λ _c)	0.41	
α(C)	0.384	
σ _{cr,x} =	1411.90	kN/cm ²
N _{cr,x} =	173833	kN
σ _{cr,y} =	198.50	kN/cm ²
N _{cr,y} =	24439	kN
ω	1.16	
σ _{st,s} =	-18.70	kN/cm ²
σ _{st,i} =	17.40	kN/cm ²
τ _{med} =	3.15	kN/cm ²
τ _s =	2.50	kN/cm ²
τ _i =	2.50	kN/cm ²
σ _{res,s} =	-18.60	kN/cm ²
σ _{res,i} =	17.48	kN/cm ²
σ _{id,s} =	18.17	kN/cm ²
σ _{id,i} =	17.08	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 STABILITA' DELL'ANIMA TRAVERSO TIPO T2					
sigma 1	-18.60		1		
sigma 2	17.48	k sigma*	22.35	sigma cr	264.54 kN/cm ²
tau	3.15	k tau*	5.36	tau cr	63.45 kN/cm ²
h	47.6	fy	35.5	gamma m	1.1
t	1.2	fd	32.27		
a	640	alfa	13.45		
beta	1	psi	-0.94		
ni	1				
sigma cr,id	224.72	sigma cr,id,ridotta	32.19		
sigma id	19.39				
VERIFICA	1.66	>		1 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.

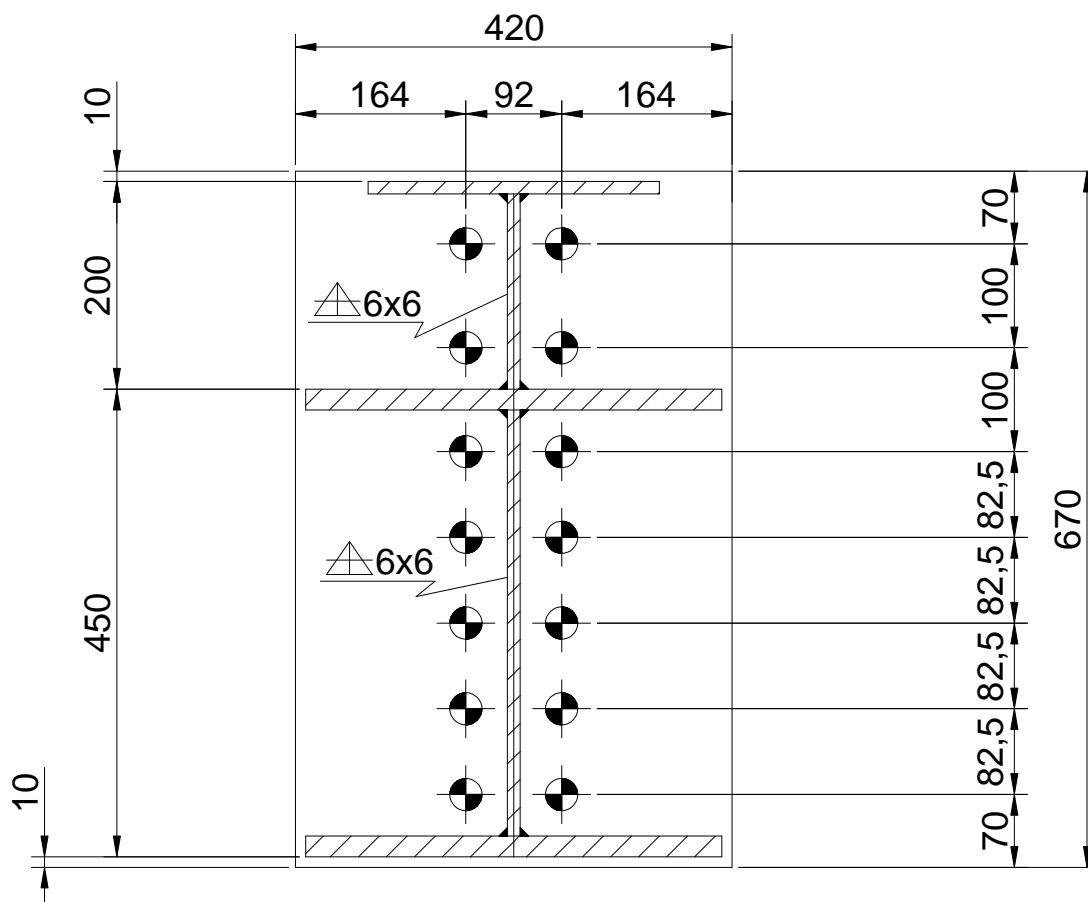
8.3.2 *Verifica del traverso*

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 12 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	=	14 mm, spessore della piastra di flangia
e_1	=	70 mm, distanza primo bullone dal bordo, in verticale
e_2	=	60 mm, distanza primo bullone dal bordo, in orizzontale
p_1	=	95 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

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: $\alpha = 0.89$, $k = 2.5$
 Per bulloni interni: $\alpha = 0.96$, $k = 2.5$

Calcolo della resistenza a taglio dell'unione

$F_{v,Rd}$	=	$0.6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$	=	217 kN
$F_{b,Rd}$	=	$k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	=	305 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
$B_{p,Rd}$	=	$0.6 \pi d_m t f_{tk} / \gamma_{M2}$	=	269 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

□□

□N□

=====

VERIFICA GIUNTO FLANGIATO

COMMESSA : Ponte canale
Flangia attacco trasverso

=====

NUMERO FILE BULLONI.....N°= 2
NUMERO DI BULLONI PER FILA.....N°= 7
LARGHEZZA FLANGIALb= 42.0 [cm]
LUNGHEZZA FLANGIALf= 67.0 [cm]
DIAMETRO BULLONI ϕ =24 [mm]
AREA RESISTENTEAr=3.53[cm²]
CLASSE VITE 10.9

Y 1

7.000[cm]

Y 2

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

Y 3

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

Y 4

35.250[cm] ... Passo= 8.250 [cm]

Y 5

43.500[cm] ... Passo= 8.250 [cm]

Y 6

51.750[cm] ... Passo= 8.250 [cm]

Y 7

60.000[cm] ... Passo= 8.250 [cm]

ASSE NEUTROYC= 8.85 [cm]

=====
 RISULTATO DELLA VERIFICA
 =====

MOMENTO M= 1220.00[tcm]

AZIONE NORMALE N= -6.70[t]

TAGLIO T= 49.10[t]

TRAZIONE SU OGNI SINGOLO BULLONE

N 2

0.529[t]

N 3

1.178[t]

N 4

1.714[t]

N 5

2.249[t]

N 6

2.785[t]

N 7

3.320[t]

TAGLIO PER BULLONE..... Tbull= 3.51[t]

TAO PER BULLONEτ= 0.78[t/cm2]

SIGMA PER BULLONEσ= 0.94[t/cm2]

$$(\sigma/\sigma_{amm})^2 + (\tau/\tau_{amm})^2 = 0.1$$

TENSIONE DI COMPRESSIONE.....σc= 0.16[t/cm2]

COMPRESSIONE TOTALENtot= 30.25[t]

La verifica di resistenza dell'unione bullonata:

$$(35.1 / 217) + [33.2 / (1.4 \times 169)] = 0.30 < 1.0$$

8.4.3 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 ciascuno dei due meccanismi suddetti, e si verifica lo spessore della flangia.

Verifica per bulloni con doppio bordo irrigidito

Tiro massimo sul bullone M24

$$P = 33.2 \text{ kN}$$

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

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

$$L = 4.0 \text{ cm}$$

$$M = 37 \times (4.0 / 2) / 2 = 33.2 \text{ kNcm}$$

Il modulo di resistenza della flangia:

$$b = 2 \times 4.0 = 8.0 \text{ cm (diffusione del carico dal bullone al bordo irrigidito)}$$

$$s = 1.2 \text{ cm}$$

$$W = b s^2 / 4 = 1.92 \text{ cm}^3$$

La verifica di resistenza della flangia:

$$\sigma = M / W = 33.2 / 1.92 = 17.29 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 / 1.05 = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica per bulloni con unico bordo irrigidito

Tiro massimo sul bullone M24

$$P = 27.85 \text{ kN}$$

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

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

$$L = 4.0 \text{ cm}$$

$$M = 27.85 \times (4.0 / 2) = 55.7 \text{ kNcm}$$

Il modulo di resistenza della flangia:

$$b = 2 \times 4.0 = 8.0 \text{ cm (diffusione del carico dal bullone al bordo irrigidito)}$$

$$s = 1.2 \text{ cm}$$

$$W = b s^2 / 4 = 1.92 \text{ cm}^3$$

La verifica di resistenza della flangia:

$$\sigma = M / W = 55.7 / 1.92 = 29.01 \text{ kN/cm}^2 < 35.5 / 1.05 = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

9 VERIFICA DI RIGIDEZZA DEI TELAI TRASVERSALI

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

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

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 del corrente compresso che vanno da telaio a telaio ($s = 375$ 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 C1

Il momento totale agente (fase1 + fase2 + fase3), il momento d'inerzia e il momento statico valgono rispettivamente:

$$M = 166891 + 430552.7 + 582413.1 = 1179856.8 \text{ kNcm}$$

$$J_x = 4985677 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma = 13160 \text{ cm}^3$$

Lo sforzo massimo di compressione assume il valore:

$$\max S = 3114 \text{ kN}$$

$$F = 140 \text{ cm}^2 \quad \text{area piattabanda compressa}$$

$$J_y = 57166.66667 \text{ cm}^4 \quad \text{inerzia orizzontale piattabanda compressa}$$

$$\sigma_{\text{amm}} = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\omega_y = F \times \sigma_{\text{amm}} / (\max S) = 1.52$$

$$\Rightarrow \lambda_y = 67 \quad \text{vedi tabella 2 (per acciaio Fe510) DIN4114}$$

$$s = 400 \text{ cm} \quad \text{lunghezza tratto corrente compresso da telaio a telaio}$$

$$\beta = \lambda_y / s * (J_y / F)^{0.5} = 3.384716$$

9.2 Concio C2

CONCIO C2

Il momento totale agente (fase1 + fase2 + fase3), il momento d'inerzia e il momento statico valgono rispettivamente:

$$M = 254702.2 + 617249.4 + 831698 = 1'703'649.60 \text{ kNcm}$$

$$J_x = 6'534'802.00 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma = 15758.4 \text{ cm}^3$$

Lo sforzo massimo di compressione assume il valore:

$$\max S = 4108 \text{ kN}$$

$$F = 168 \text{ cm}^2 \quad \text{area piattabanda compressa}$$

$$J_y = 68'600.00 \text{ cm}^4 \quad \text{inerzia orizzontale piattabanda compressa}$$

$$\sigma_{\text{amm}} = 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\omega_y = F \times \sigma_{\text{amm}} / (\max S) = 1.38$$

$$\Rightarrow \lambda_y = 57 \quad \text{vedi tabella 2 (per acciaio Fe510) DIN4114}$$

$$s = 400 \text{ cm} \quad \text{lunghezza tratto corrente compresso da telaio a telaio}$$

$$\beta = \lambda_y / s * (J_y / F)^{0.5} = 2.88$$

Calcolo rigidezze telaio

Calcolo di H_0

$$\begin{aligned}\beta_m &= 3.13 \\ \lambda_{y,k} &= 67 \\ v_k &= 2.45 \quad \text{vedi tabella 3 DIN4114}\end{aligned}$$

Noto β_m , si ottiene:

$$H_0 = 2.5 \cdot \frac{v_k}{\beta_m^2} \cdot \left(\frac{\max_S}{\min_s} \right) = 6.41 \text{ kN}$$

Calcolo di H_1 e H_2

$$\begin{aligned}E &= 21000 \text{ kN/cm}^2 \\ J_{q,1a} &= 42271 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso tipico}) \\ J_{q,1b} &= 80905 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso sostegno canale}) \\ J_{q,2} &= 80905 \text{ cm}^4 \quad (\text{inerzia verticale traverso di spalla}) \\ h &= 185 \text{ cm} \quad (\text{distanza tra il punto di applicazione di H e il baricentro del traverso}) \\ b_q &= 540 \text{ cm} \quad (\text{interasse travi principali})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_{1a} &= (2EJ_{q,1a}) / (h^2 b_q) = 96 \text{ kN} \quad \text{traverso tipico} \\ H_{1b} &= (2EJ_{q,1b}) / (h^2 b_q) = 184 \text{ kN} \quad \text{traverso che sostiene il canale} \\ H_2 &= (2EJ_{q,2}) / (h^2 b_q) = 184 \text{ kN}\end{aligned}$$

Calcolo di c_1 e c_2

I coefficienti c_1 e c_2 valgono rispettivamente:

$$c_1 = \frac{1 + 0.6\alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1.44\alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0.6\alpha \cdot \beta_m)^2}} \right] = 1.62$$

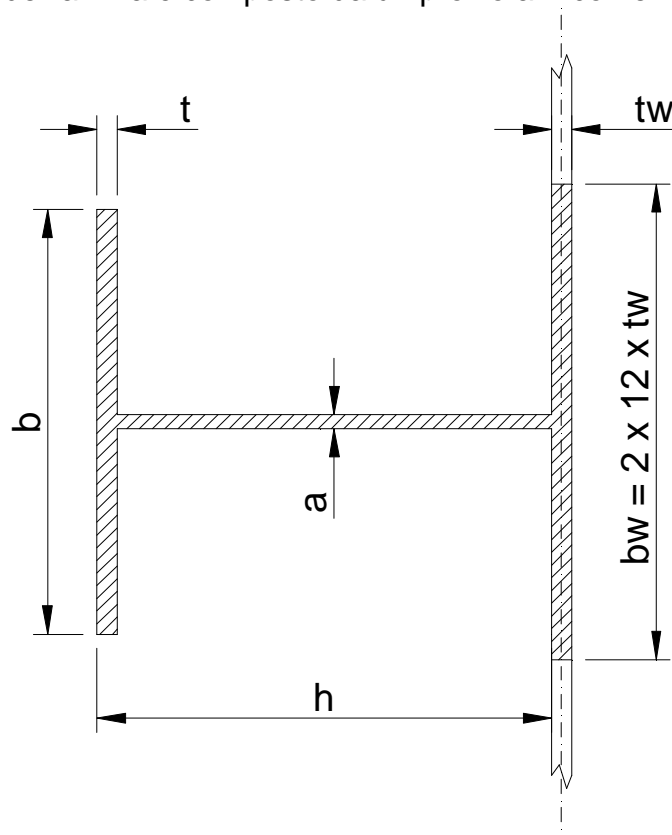
$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha} = 3.10$$

$$\text{essendo } \alpha = (\min H_1) / H_2 = 0.52$$

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:

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

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

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

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

$$t_w = 14 \text{ mm (minimo spessore anima del ponte)}$$

$$b_w = 2 \times 12 \times 14 = 336 \text{ mm}$$

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:

$$J_{\min} = 469 \text{ cm}^4$$

Deve essere pertanto garantita una $J_{\min} = 469 \text{ cm}^4$

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

$$J_{\text{irr}} = (30 \times 1.4) \times (30.6+0.7)^2 + 1/3 \times (30.63 \times 1.0) + 1/12 \times (30 \times 1.43) = 50698 \text{ cm}^4$$

9.3.2 Verifiche di resistenza e stabilità irrigidente per carichi di instabilità

Il momento di instabilità massimo indotto dall'instabilità della piattabanda compressa della trave centrale, ed il relativo taglio risultano:

$$M = \pm 14300 \text{ kNcm}$$

$$V = 48 \text{ kN}$$

La sezione resistente è rappresentata dal doppio T le cui caratteristiche geometriche sono riportate nel precedente paragrafo. Se ne conduce la verifica di resistenza e stabilità:

Verifica di resistenza

$$\sigma = M / W = 14300 / 1447 = 9.88 \text{ kN/cm}^2 < 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = V / A_T = 48 / (30.6 \times 1.0) = 1.31 \text{ kN/cm}^2 < 19.52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ID} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 10.13 \text{ kN/cm}^2 < 33.81 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica di stabilità dell'anima

L'anima viene verificata come un pannello di larghezza 306 mm, altezza 2800mm e spessore 10mm, soggetta ad un taglio costante pari alla τ sopra indicata. La tensione di compressione risulta nulla in corrispondenza della piattabanda superiore della trave principale e del valore di σ sopra indicata in corrispondenza del giunto con il traverso.

VERIFICA STABILITA' DELL'ANIMA IRRIGIDENTE

sigma 1	-9.88		1		
sigma 2	9.12	k sigma*	21.92	sigma cr	435.94 kN/cm ²
tau	1.86	k tau*	5.42	tau cr	107.88 kN/cm ²
h	30.6	fy	35.5	gamma m	1.1
t	1	fd	32.27		
a	210	alfa	6.86		
beta	1	psi	-0.92		
ni	1				
sigma cr,id	363.64	sigma cr,id,ridotta	32.24		
sigma id	10.40				
VERIFICA	3.10	>		1 verificato!	

Piattabanda

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 Mmax.

Piattabanda ≠ 300 x 14

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

$$l_o = 2 \times 280.0 = 560 \text{ cm}$$

$$\lambda = 560 / 8.66 = 65$$

$$\omega = 1.62$$

$$\sigma = 1.62 \times 0.75 \times 10.13 = 12.30 \text{ kN/cm}^2 < 32.27 \text{ kN/cm}^2$$

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:

$$V_{W, SLU} = 1.5 \times 85 = 130 \text{ kN}$$

La normale sul controvento risulta:

$$N_{ctv} = 165 / 2 \times (335 / 270) = 80 \text{ kN}$$

=====

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]

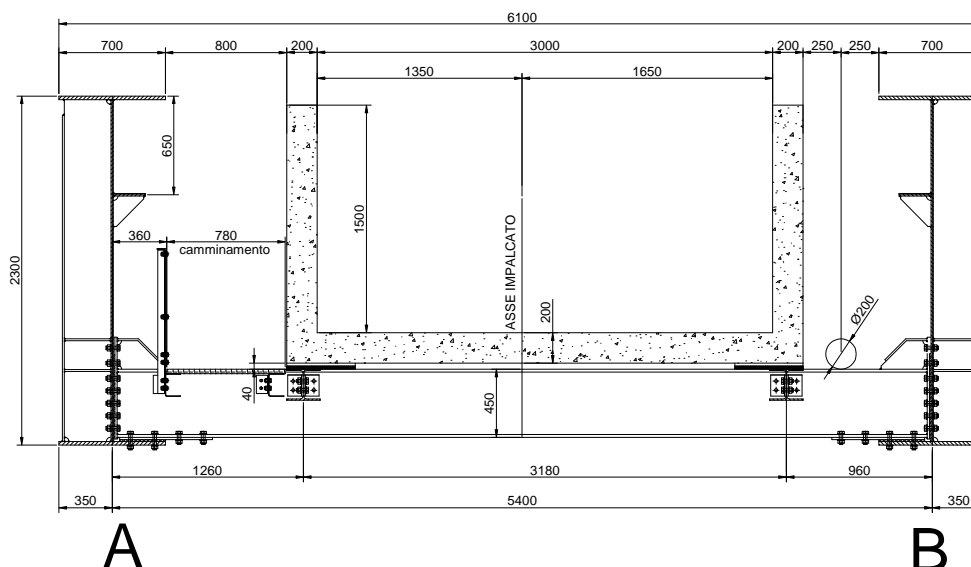
TENSIONE MAX A COMPRESSIONE.....sigma_c= 11.8 [kN/cm²]

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

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

11 CARICHI SUGLI APPOGGI

SEZIONE TRASVERSALE "PC.3B.02" - L=35.6m
TIPO 4 - km 55+822



APPOGGI SPALLA	lato A	lato B
CARICHI	N (z) [kN]	N (z) [kN]
Carichi permanenti		
Fase 1 - Peso proprio impalcato	210	210
Fase 2 - Passerella	20	5
Fase 2 - Tubo	5	30
Fase 2 - Canale	315	355
Fase 2 - Rete di protezione	20	20
Carichi accidentali		
Fase 3 - Folla	35	10
Fase 3 - Acqua nel tubo	5	10
Fase 3 - Acqua nel canale	405	450
Fase 3 - Vento (+/-)	35	35
Carico in appoggio	1050	1125
Max carico in appoggio [kN]	1125	

Azione orizzontale trasversale da vento: 85 kN

Azioni orizzontali indotte dal sisma: si rimanda alla relazione di calcolo delle opere civili

Nota bene: tutti i valori delle reazioni vincolari sono non ponderati

12 VERIFICA DELLE NERVATURE SULL'APPOGGIO DI SPALLA

Nota bene: le reazioni vincolari del ponte oggetto della presente relazione risultano minori di quelle del ponte canale di luce 47.1m. Essendo previste le medesime nervature di appoggio e martinetto, profili e relative saldature sono certamente verificate. Si riportano quindi qui di seguito le verifiche delle nervature per il ponte canale di luce 47.1m.

Carico agente (reazioni vincolari non ponderate)

Fase 1	280 kN
Fase 2	530 kN
Ritiro	0 kN
Fase 3	800 kN
Vento	70 kN

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Spessore anima	16	mm	→	1.6	cm
Spessore irrigidente	20	mm	→	2.0	cm
Spessore nervature	16	mm	→	1.6	cm
Altezza anima trave	2754	mm	→	275.4	cm
Larghezza piattabanda inferiore	700	mm	→	70.0	cm
Sp. Piattabanda inferiore	22	mm	→	2.2	cm
n° nervature aggiuntive	2				
Altezza nervature	450	mm	→	45.0	cm
n° irrigidenti	1				
Diametro dell'appoggio	360	mm	→	36.0	cm
Interasse nervature	150	mm	→	15.0	cm
Contropiastra	0	mm	→	0.0	cm
Larghezza irrigidente	320	mm	→	32.0	cm
Larghezza nervature	200	mm	→	20.0	cm
Quota irrigidente long. da intradosso	2000	mm	→	200.0	cm

Lunghezza di diffusione del carico	40.4	cm
Lunghezza di diffusione Anima	40.4	cm
Lunghezza di diffusione Irrigidente	19.4	cm
Lunghezza di diffusione Nervatura	12.7	cm

Area di diffusione totale	144.17	cm ²
Area di diffusione Anima	64.64	cm ²
Area di diffusione Irrigidenti	38.8	cm ²
Area di diffusione Nervature	40.734	cm ²

Carico agente (reazioni vincolari)

Permanenti	1173	kN
Fase 3	1080	kN
Vento	105	kN
	$N_{Tot} =$	2358 kN

Si verifica l'irrigidimento di appoggio per un carico agente pari a 2400 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	19.4	cm		
Area efficace sezione a croce	100	cm ²		
Carico agente sulla sezione	1722	kN		
Momento di inerzia della sezione	5474	cm ⁴		
Raggio di inerzia sezione	7.4	cm		
Snellezza	37.3	→	$\omega =$	1.18
Tensione di verifica :	20.2	kN/cm ²	<	32.27 kN/cm ²

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 646 kN



Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura: $L_{\text{eff}} = 269.4$ cm

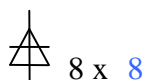
$$\text{Area di gola saldature: } A_g = 1 \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diff}}) = 609.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensione: } \sigma = 1.06 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

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 1076 kN



$$\text{Area di gola saldature: } A_g = 2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diffAn}} = 45.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{//}^* = 4.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = 24.0 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

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 646 kN

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

Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura: $L_{\text{eff}} = 19.4$ cm

$$\text{Area di gola saldature: } A_g = 1 \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diff}}) = 27.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensione: } \sigma = 23.54 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

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 678 kN

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

Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura: $L_{\text{eff}} = 25.5$ cm

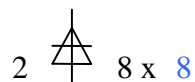
$$\text{Area di gola saldature: } A_g = 2 \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diff}}) = 36.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensione: } \sigma = 18.83 \text{ kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$$

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 678 kN



Slot per saldature 3.0 cm

Lunghezza efficace saldatura: $L_{\text{eff}} = 42.0$ cm

Area di gola saldature: $A_g = 2 \times (2 \times b_{\text{cor}} \times \sqrt{2}/2 \times L_{\text{diff}}) = 95.0$ cm^2

Tensione: $\sigma = 7.13$ $\text{kN/cm}^2 < 24.85 \text{ kN/cm}^2$