



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



SPV srl
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

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



PROGETTISTA



RESPONSABILE PROGETTAZIONE



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

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



N. Progr. _____
Cartella N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
(C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
ESAZIONE-CONTROLLO (GESTIONE)
CASELLO DI ESAZIONE DI MONTEBELLUNA EST - VOPAGO
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE METALLICHE**

P V D G S E C C E 3 C 0 1 3 - 0 0 1 0 0 0 6 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 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	5
1.2.1	ESECUZIONE DEL MANUFATTO	5
1.2.2	ANALISI STRUTTURALE.....	6
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	7
1.3	PROCEDURA DI VERIFICA.....	10
1.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA TRAVI LONGITUDINALI.....	10
1.3.2	VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'ANIMA	12
2	<u>NORMATIVA.....</u>	<u>14</u>
3	<u>MATERIALI IMPIEGATI, UNITÀ DI MISURA RESISTENZE DI PROGETTO</u>	<u>15</u>
3.1	MATERIALI	15
3.2	UNITÀ DI MISURA.....	17
3.3	RESISTENZE DI PROGETTO	17
4	<u>CARICHI DI PROGETTO.....</u>	<u>19</u>
4.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	19
4.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
4.3	CARATTERISTICHE DEI CARICHI.....	19
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO	20
5	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>23</u>
5.1	CARICHI PERMANENTI	23
5.1.1	FASE 1 – G_1	23
5.1.2	FASE 2 – G_2	24
5.2	CARICHI ACCIDENTALI– Q_{IK}.....	25
5.3	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME – ϵ_1	26
5.4	CARICO DA NEVE – Q_S	27
5.5	AZIONI DEL VENTO Q_5	28
5.5.1	CALCOLO DELLE PRESSIONE DEL VENTO	28
5.6	AZIONE DEL SISMA – Q_6.....	31
6	<u>MODELLO A GRATICCIO</u>	<u>34</u>
6.1	ANALISI STRUTTURALE.....	34
6.1.1	NODI.....	34
6.1.2	ELEMENTI	35
6.2	CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI DELLE TRAVI PRINCIPALI	36
6.2.1	TABELLA DI RIFERIMENTO SEZIONI DI ANALISI	36
6.2.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEGLI ELEMENTI COMPONENTI IL MODELLO	37
6.3	MASSIME AZIONI INTERNE.....	39
6.3.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	39

6.4	VERIFICHE DI RESISTENZA TRAVI LONGITUDINALI.....	40
6.4.1	DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI STRUTTURALI	40
6.4.2	VERIFICHE DI RESISTENZA IN VERSIONE SINTETICA	43
6.5	VERIFICHE IMBOZZAMENTO DELLE ANIME	49
6.6	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE COLONNE	52
6.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CONTROVENTO VERTICALE	54
6.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI CONTROVENTO DI FALDA	57
7	<u>TRAVI RETICOLARI TRASVERSALI</u>	<u>58</u>
7.1	ANALISI STRUTTURALE.....	58
7.1.1	NODI.....	58
7.1.2	ELEMENTI	58
7.2	MASSIME AZIONI INTERNE.....	59
7.2.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	59
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ.....	60
7.3.1	BRIGLIA SUPERIORE.....	60
7.3.2	BRIGLIA INFERIORE.....	63
7.3.3	DIAGONALI	66
8	<u>DEFORMABILITA'</u>	<u>67</u>
8.1	DEFORMABILITÀ TRAVI TRAVERSALI.....	67
8.2	DEFORMABILITÀ TRAVI LONGITUDINALI	68
9	<u>CARICHI SUGLI APPOGGI.....</u>	<u>69</u>

⊞ - ⊞ - ⊞ - ⊞ - ⊞

1.2 Considerazione di progetto

1.2.1 Esecuzione del manufatto

Per motivi di realizzabilità e di trasporto le travate principali vengono prefabbricata in conci di lunghezza massima di ~ 12.0 m.

Una volta poste in opera le travi longitudinali, è possibile montare le travi reticolari trasversali sulle quali sono previsti due giunti in briglia inferiore poste ai terzi della campata ed un unico giunto sulla briglia superiore.

Montato il telaio principale è possibile procedere con tutte le finiture, pannelli di copertura, controsoffitti e cartellonistica varia.

1.2.2 *Analisi strutturale*

Vista la semplicità strutturale, l'analisi e le verifiche degli elementi principali sono state condotte separatamente.

Le travi reticolari trasversali sono state studiate come travi in semplice appoggio con campata pari a 13m più due sbalzi da 2.5m per parte.

Le travi a parate piena longitudinali sono state analizzate a parte con un modello a graticcio nel quale sono state inserite anche le colonne e il ctv verticale. Lo schema statico è quello di travi continue su 6 appoggi con campate, partendo dal setto in ca, da 8.86m + 10.29m + 10.20m + 10.40m + 7.14 m più uno sbalzo esterno da 4.29m.

L'analisi strutturale dei vari elementi 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

FASE2: file di analisi di FASE II
-carichi permanenti portati quali pannelli di copertura, controsoffitti, cartelloni etc.

TERMICA: file di analisi di FASE III
- effetti dovuti a variazione termica differenziale

FITTIZ: file fittizio di analisi di FASE III
- carico nullo

Neve files di analisi di FASE III
Carico dovuto alla neve.

Vento: files di analisi di FASE III
Carico da vento disposto in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni sugli elementi considerati

Acc files di analisi di FASE III
- varie c.d.c. dovute alle diverse posizioni del sovraccarico accidentale

1.2.3 Combinazioni di carico

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

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

NTC D.M. 14 gennaio 2008 e CIRCOLARE C.S.LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617

Tabella 2.6.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{Gi}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

1.3 Procedura di verifica

Indipendentemente dalla classificazione delle sezioni le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi. Per questo motivo le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale facendo riferimento alle istruzioni CNR 10011, secondo una procedura di comprovata validità.

1.3.1 Verifica di resistenza travi longitudinali.

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):

- **long.SNT** - Max/min M22 da M22.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]

- **Versione estesa:** indicazioni di caratteristiche statiche e tensionali sezione per sezione, files *.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
- Tensioni nelle varie fasi e globali

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

1.3.2 Verifiche di stabilità dell'anima

Ove necessario le verifiche di stabilità dell'anima sono state condotte ai sensi del **DM 14.01.2008** e della **CNR 10011** per tutti i pannelli previsti mediante il post-processor **WINVERIF**.

Quest ultimo programma servendosi a sua volta del file d'appoggio *.SEZ esegue le verifiche per tutti i pannelli ed eventuali sottopannelli. Per default tutti i nodi dello schema risultano irrigiditi verticalmente ad eccezione dei nodi indicati in *.SEZ dopo la linea "NODI NON IRRIGIDITI". La suddivisione in subpannelli è sempre individuata nel file d'appoggio.

Anche per queste verifiche si forniscono stampe sintetiche ed estese.

La chiave di lettura della stampa sintetica è la seguente:

Colonna "Pannello"	: indica il pannello a destra del nodo indicato da cui prende il nome;
Colonna "Sub"	: indica i subpannelli generati dalla presenza di irrigidimenti longitudinali;
Colonna "M22"	: indica la sollecitazione massimizzata;
Colonne " β min"	: indica il valore min del coefficiente di sicurezza ai sensi della CNR 10011;
Colonne " β "	: indica il valore effettivo del coefficiente di sicurezza. Deve risultare $\beta \geq \beta$ min;
Colonne " $\sigma_{cr,rid}$, ecc"	: indicano i valori dei parametri in gioco nella verifica di stabilità.

I files ottenuti sono i seguenti:

long.IS verifiche eseguite con le tensioni riportate nel file **long.SNT**

I suddetti files sono riportati in Allegato.

Nella stampa estesa sono riportati i seguenti dati:

- Geometria del pannello d'anima
- Tensioni ai due estremi del pannello

Per ciascun subpannello:

- Geometria
- Tensione di verifica
- Parametri di verifica
- Coefficiente di sicurezza minimo β_{\min}
- Coefficiente di sicurezza effettivo β
- Confronto β, β_{\min}

long.IE - Verifiche più significative (tasso di sfruttamento della sezione)

E' presente anche una versione riassuntiva delle verifiche di imbozzamento (files *.mxi) nel quale per ogni tipo di sezione viene riportato in quale asta si ha il valore minimo del rapporto β, β_{\min} ; 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:

Legge 05.11.71 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, n. 1086 normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M. 14.01.2008 Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare del 02/02/2009 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.

UNI EN1993 -1-1. EUROCODICE 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.3: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN1993 -1-5. EUROCODICE 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN1993 -1- 8. EUROCODICE 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN1993-1-9 Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.9: Fatica

UNI EN1993 -1-2. EUROCODICE 3. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti di acciaio.

UNI EN1994 -1-1. EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN1994 -2. EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.

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:

S355J0	(ex 510C)	per spessori	$t \leq 20$ mm
S355J2G3	(ex 510D)	per spessori	$20 < t \leq 40$ mm
S355K2G3	(ex 510DD)	per spessori	$t > 40$ mm

B) Elementi non saldati angolari e piastre sciolte:

S355J0 (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

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

Giunzioni ad attrito per travi principali:

Viti classe 10.9 $v = 0.30$ (coefficiente d'attrito)
 $\gamma_{M3} = 1.10$ (coefficiente di sicurezza)
 $F_{pc} \approx 320 \text{ kN}$ (precarico)
 $V_{f0} = 174.5 \text{ kN}$ (portata in doppia sezione)

- 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:

g_1	peso proprio delle strutture : Acciaio
g_2	carichi permanenti portati : copertura controsoffitti e cartellonistica varia
ε_1	variazioni termiche uniformi: Acciaio
ε_2	cedimenti differenziali dei vincoli
q_K	carichi accidentali
q_S	carico della neve
q_W	carico del vento
q_q	Carico sisma

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.

4.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono quelle previste dalla normativa DM 14.01.2008

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

NTC D.M. 14 gennaio 2008 e CIRCOLARE C 511 PP 2 febbraio 2009 n. 617

Tabella 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{Gi}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

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

NTC D.M. 14 gennaio 2008 e CIRCOLARE C.S.I.L.P.P.

I coefficienti di combinazione per distorsioni termiche e neve sono:

Tabella 2.5.I (segue) - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Si riporta qui di seguito il file di input con il quale sono state definite le varie c.d.c:

COMB 1 ==> NEVE Carico principale:

1.30 faseI.out + 1.5 fase II.out + 1.5 TERM + 1.5 SNOW.out + 1.5 ACC.out + 1.5*0.6 WIND.out

COMB 2 ==> VENTO Carico principale:

1.30 faseI.out + 1.5 fase II.out + 1.5 TERM + 1.5 WIND.out + 1.5*0.5ACC.out + 1.5*0.5 SNOW.out

COMB 3 ==> SISMA Carico principale:

1.00 faseI.out + 1.0 fase II.out + 0.0 TERM + 0.0 WIND.out + 0.0ACC.out + 1.0 SISMA.out

NB cautelativamente sono stati considerati neve e accidentali agenti contemporaneamente.

Inoltre la variazione termica è stata combinata in via cautelativa considerando sempre il coefficiente 1.5 anche nel caso in cui non sia carico principale.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Fase 1 – g_1

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

Acciaio	$1.50 \text{ kN/m}^2 \times 18 \text{ m}$	\cong	27 kN/m
Totale			<u>27.00 kN/m</u>

5.1.2 Fase 2 – g₂

Si considerano in questa fase i carichi dovuti alla copertura, ai controsoffitti inferiori, agli impianti e alla cartellonistica varia

Pannelli di copertura	0.50kN/m ² x 18m	≅	9 kN/m
Controsoffitto inferiore	0.50kN/m ² x 18m	≅	9 kN/m
Impianti	0.50kN/m ² x 18m	≅	9 kN/m
Cartelloni	1.00 kN/ml x 2	≅	2.00 kN/m
Totale			<hr/> 29 kN/m

5.2 Carichi accidentali– Q_{ik}

In accordo con quanto prescritto dall normativa per coperture accessibili per la sola manutenzione, si considera un carico uniformemente distribuito pari a 50kg/m².

Carico per manutenzione 0.50kN/m² x 18m \cong 9 kN/m

Totale 9 kN/m

5.3 Variazione termica uniforme – ε_1

In accordo con quanto prescritto dalla normativa per strutture in acciaio esposte, si è considerato un $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$.

File di analisi **TERMICA.s2k**

5.4 Carico da neve – q_s

Il carico da neve viene calcolato secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato secondo l'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_e \times C_t$$

Dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico delle neve al suolo [kN/m²] considerato su un periodo di ritorno pari a 50anni

C_e è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Poiché la presente tettoia risulta essere un tipologico per più caselli presenti sull'autostrada A31 che collega Vicenza (in pianura) a Piovene Rocchette (in zona collinare interna), si considera una altitudine slm pari a 400m (altitudine cautelativamente più elevata rispetto a quelle dei comuni di Montebelluna e Arzignano).

Per il caso in esame

Zona 1 Alpina Provincia di Vicenza

$a_s = 400$ mslm

$$q_{sk} = 1.39 \times [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 = 1.81 \text{ kN/m}^2$$

$C_e = 1$ Area in cui non è presente una significativa rimozione di neve prodotta dal vento, in particolari condizioni di terreno.

$C_t = 1$ cautelativamente in assenza di specifici documenti comprovanti l'isolamento termico della copertura

$\mu_i = 0.8$ trattandosi di una copertura monofalda con angola di inclinazione pressoché nullo (pendenza del 7‰)

Da cui ne risulta:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_e \times C_t = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

Carico per manutenzione	1.45kN/m ² x 18m	≅	26.1 kN/m
-------------------------	-----------------------------	---	-----------

Totale			26.1 kN/m
---------------	--	--	------------------

5.5 Azioni del vento q_5

5.5.1 Calcolo delle pressioni del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

q_b = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico

c_d = è il coefficiente dinamico.

$$q_b = \rho v_b(T_R)^2 / 2 = 421.9 \text{ N/m}^2;$$

dove:

ρ = densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ valore mediato sui 10 minuti e riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 100$ anni ed è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 1 (Veneto):

$$\alpha_R (T_R=100 \text{ anni}) = 0.75 [1 - 0.2 \ln [-\ln (1 - 1/T_R)]]^{0.5} = 1.04$$

$$v_b(T_R) = v_{b,0} \alpha_R = 26 \text{ m/s}$$

Considerando una classe di rugosità B (tabella 3.3.III), l'altezza del sito sul livello del mare $< 500 \text{ m}$, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria IV ad una altezza dal suolo pari a circa 10 m e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$$\text{e quindi } c_e = 1.785$$

Per il calcolo della forza orizzontale dovuta al vento, il coefficiente di forma viene valutato considerando cautelativamente la tettoia come una cassone rettangolare con altezza esposta pari a 2.5 m

Secondo le indicazioni della Circolare del 07/03/2008 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

$$\phi = 1.00; \text{ in quanto la faccia direttamente esposta risulta ad anima piena;}$$

da cui deriva:

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4 \text{ per le travi reticolari}$$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2008).

Procedendo al calcolo della pressione si ottiene, sulla prima faccia della tettoia esposta al vento:

$$p_{\text{faccia}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 421.9 \text{ N/m}^2 \times 1.785 \times 1.4 \times 1 = 1060 \text{ N/m}^2 = 1.06 \text{ kN/m}^2$$

Cautelativamente si assegna lo stesso carico anche alla faccia sottovento per tenere conto della possibile depressione, considerando le due estremità come travi isolate.

Per quanto invece riguarda il calcolo della forza dovuta al vento in pressione e depressione, si fa riferimento a quanto prescritto dalle CNR DT 207/2008.

Le azioni globali che il vento esercita sulla copertura vengono valutate attraverso coefficienti di forza, mentre le azioni locali vengono valutate attraverso coefficienti di pressione complessiva.

Si considerano entrambe le direzioni di incidenza del vento, trasversale e ortogonale.

Poiché al di sotto della tettoia sono presenti ostacoli, rappresentati dalle cassette dei casellanti, è necessario tenere in considerazione il parametro definito bloccaggio, ossia il rapporto tra la superficie degli ostacoli sotto la tettoia e la superficie totale stessa. L'inclinazione della falda è stata assunta pari a 0° .

In direzione trasversale (angolo di incidenza 0°) il bloccaggio viene cautelativamente assunto pari a 0.2

In direzione trasversale invece, vista la presenza da un'estremità del setto in ca, il bloccaggio deve essere assunto pari all'unità.

I coefficienti di forza con i quali è possibile valutare l'azione globale presente sulla struttura risultano pari a:

Direzione trasversale

Bloccaggio pari a $\phi = 0.2$

Vento in pressione $C_F = +0.2$

Vento in depressione $C_F = -0.7$

Direzione longitudinale

Bloccaggio pari a $\phi = 1.0$

Vento in pressione $C_F = +0.2$

Vento in depressione $C_F = -1.4$

Noti i coefficienti di forza è possibile andare a valutare la forza totale massima agente sulla copertura:

Vento in pressione

$$F = C_F \times q_b \times C_e \times A = 0.2 \times 422 \text{ N/m}^2 \times 1.785 \times 961 \text{ m}^2 = 0.15 \text{ kN/m}^2 \times 961 \text{ m}^2 = 145 \text{ kN}$$

Vento in depressione

$$F = C_F \times q_b \times C_e \times A = -1.4 \times 422 \text{ N/m}^2 \times 1.785 = 1.06 \text{ kN/m}^2 \times 961 \text{ m}^2 = 1015 \text{ kN}$$

Poiché però per le travi trasversali sono maggiormente gravosi gli effetti locali, nel calcolo delle sollecitazioni da vento è stato considerato il coefficiente di pressione locale complessivo più alto nel caso di bloccaggio uguale ad 1, che risulta essere -2.2 (CNR DT 207/2008 tabella H VII).

Ne risulta una pressione locale massima pari a:

$$p_{\text{faccia}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 422 \text{ N/m}^2 \times 1.785 \times -2.2 = 1660 \text{ N/m}^2 = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore è stato considerato uniformemente distribuito sull'area di influenza delle travi reticolari trasversali.

5.6 Azione del sisma – q_6

L'azione sismica viene condotta mediante una analisi dinamica con spettro di risposta, secondo quanto prescritto dal DM 2008.

Lo spettro di risposta delle componente orizzontale è stato calcolato considerando la pericolosità sismica della provincia di Treviso (comune di Montebelluno), nell'ipotesi di terreno di categoria B, categoria topografica T1

La categoria d'uso è stata assunta pari a 1.5.

La struttura è stata considerata in classe di duttilità Bassa.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12.0497

LATITUDINE
45.7789

Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Treviso

COMUNE
Montebelluna

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U

info

Valori di progetto

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

info

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

info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{V_R} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{V_R} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{V_R} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{V_R} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (T_R [anni])	Strategia scelta (T_R [anni])
SLO	30	30
SLD	50	50
SLV	475	475
SLC	975	975

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.213 g
F_g	2.401
T_c	0.319 s
S_s	1.195
C_c	1.382
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.195
η	0.667
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	2.453 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.255
T_B	0.147	0.408
T_C	0.441	0.408
	0.537	0.335
	0.633	0.284
	0.728	0.247
	0.824	0.218
	0.920	0.196
	1.016	0.177
	1.112	0.162
	1.208	0.149
	1.303	0.138
	1.399	0.129
	1.495	0.120
	1.591	0.113
	1.687	0.107
	1.782	0.101
	1.878	0.096
	1.974	0.091
	2.070	0.087
	2.166	0.083
	2.261	0.080
	2.357	0.076
T_D	2.453	0.073
	2.527	0.069
	2.600	0.065
	2.674	0.062
	2.748	0.058
	2.821	0.055
	2.895	0.053
	2.969	0.050
	3.042	0.048
	3.116	0.045
	3.190	0.043
	3.263	0.043
	3.337	0.043
	3.411	0.043
	3.484	0.043
	3.558	0.043
	3.632	0.043
	3.705	0.043
	3.779	0.043
	3.853	0.043
	3.926	0.043
	4.000	0.043

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell'.

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma è stata effettuata una analisi dinamica della struttura ed è stato assegnato lo spettro di risposta elastica calcolato come descritto in precedenza.

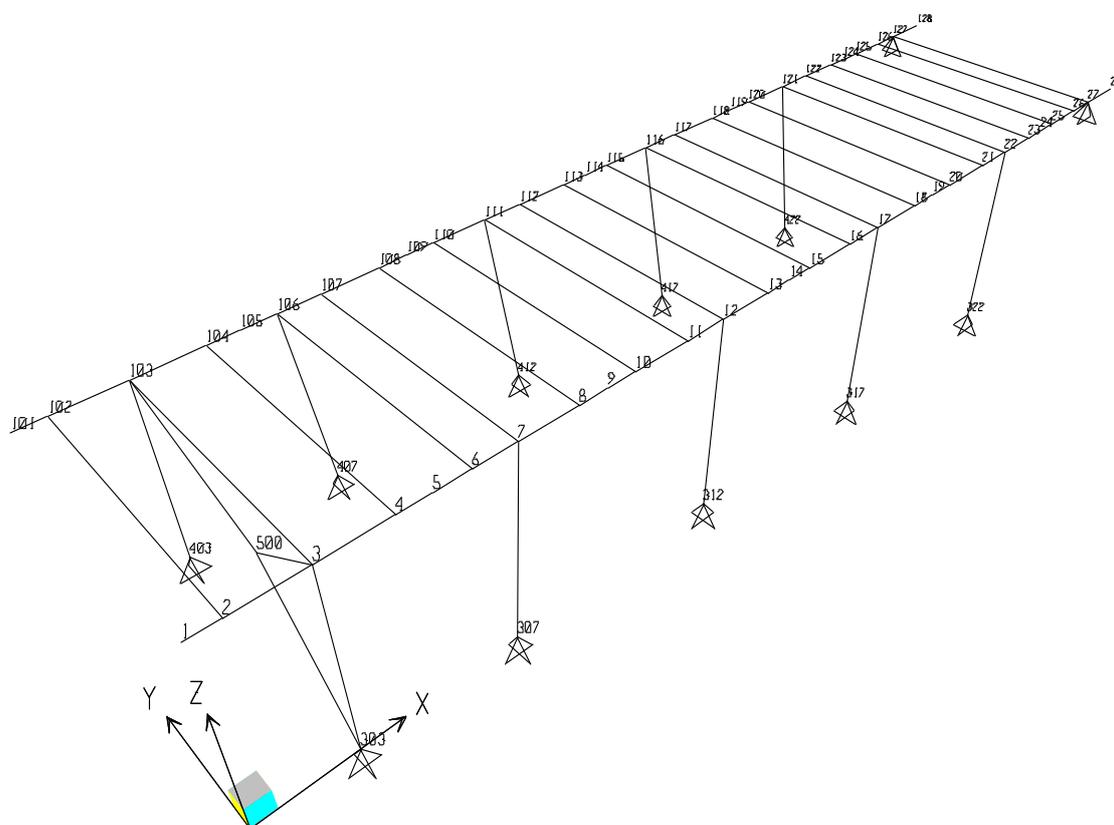
6 MODELLO A GRATICCIO

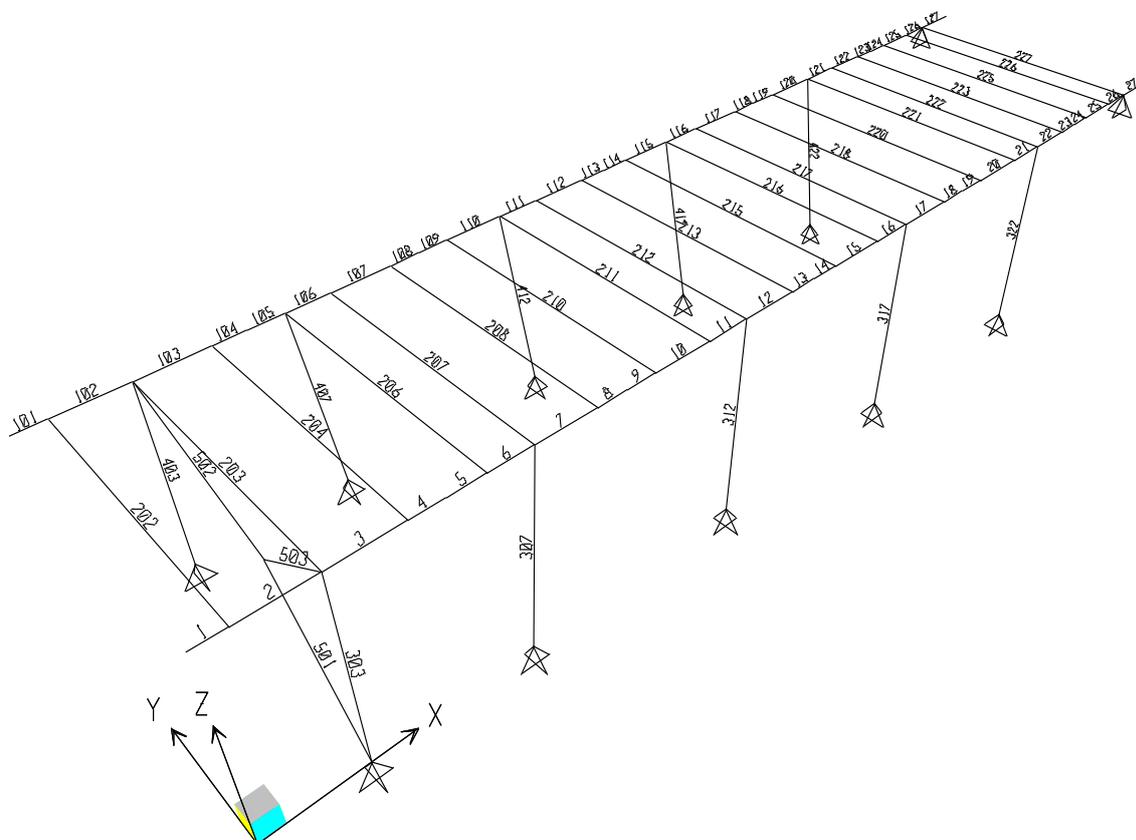
6.1 Analisi strutturale

Per l'analisi delle tavi longitudinali, si è costruito un modello agli elementi finiti comprensivo delle due travi longitudinali, delle travi trasversali, che sono state inserite come elementi monofilari con caratteristiche statiche equivalenti, delle colonne inclinate e del ctv verticale. Il controvento di falda non è stato modellato, ma per tenerne in conto nel calcolo degli spostamenti laterali, è stata assegnata una rigidezza orizzontale equivalente alle longitudinali.

Si riporta qui di seguito una breve descrizione del modello.

6.1.1 *Nodi*



6.1.2 *Elementi*

Si riporta qui di seguito in sintesi la numerazione degli elementi

Elementi 001-027 trave principale longitudinale

Elementi 101-127 trave principale longitudinale

Elementi 202-203-204-206-207-208-210-211-212-213-215-216-217-218-220-221-222-223-225-226-227
trave trasversali con caratteristiche satiche equivalenti alle reticolari effettivamente realizzate.

Elementi 303-307-312-317-322-403-407-412-417-422

colonne

Elementi 501-502-503

controvento verticale

6.2 Caratteristiche statiche delle sezioni delle travi principali

6.2.1 Tabella di riferimento sezioni di analisi

Sezione di analisi	Concio
01	Travi longitudinali
02	Travi trasversali
03	Colonne
04	Controventi verticali

6.2.2 Caratteristiche geometriche degli elementi componenti il modello

Sezione 01

- Travi longitudinali. L'inerzia orizzontale è stata calcolata tenendo in considerazione la presenza dei ctv di falda

LONGITUDINALI		
Altezza	1100	
PTB SUP	350	12
RINFORZO	0	0
ANIMA	1076	10
RINFORZO	0	0
PTB INF	350	12
A =	191.6	cm ²
Peso	150	kg/ml
Xg,s =	550.0	mm
Xg,i =	550.0	mm
Sx,s =	2285	cm ³
Sx,i =	2285	cm ³
Jx =	3.52E+05	cm ⁴
Wx,s =	6407	cm ³
Wx,i =	6407	cm ³
Jy equivalente	3.55E+07	cm ⁴

Sezione 02

- Travi trasversali con caratteristiche statiche equivalenti alle reticolari effettivamente utilizzate (questa assunzione è stata fatta per semplicità di modellazione)

$$A = 110 \text{ cm}$$

$$I_x = 366350 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 100 \text{ cm}^4 \quad \text{fittizia}$$

$$A_s = 13.82 \text{ cm}^2 \quad \text{area dei diagonali della reticolare}$$

Sezione 03

Colonne

Tubi diametro 298.5mm sp 12.5mm

A = 112 cm

Ix = 010 cm⁴ fittizia in quanto bielleIy = 010 cm⁴ fittizia in quanto bielleAs = A/2 = 56 cm² area dei diagonali della reticolare**Sezione 03**

Elementi di controvento verticale

Tubi diametro 298.5mm sp 12.5mm

A = 112 cm

Ix = 010 cm⁴ fittizia in quanto bielleIy = 010 cm⁴ fittizia in quanto bielleAs = A/2 = 56 cm² area dei diagonali della reticolare

6.3 Massime azioni interne

6.3.1 Sollecitazioni di verifica

I files contenenti l'involuppo delle sollecitazioni interne riguardanti le travi longitudinali sono i seguenti:

- a) **M2_long.SUM** (max momento flettente)
- b) **V3_long.SUM** (max taglio)
- b) **N_long.SUM** (max azione assiale)

Sono stati realizzati anche degli involuppi per valutare le massime azioni sulle colonne e sui controventi verticali. I files contenenti queste informazioni sono:

- a) **bielle.tdb** (max normale sulle colonne)
- b) **CTV.tdb** (max normale sugli elementi di controvento verticali)

6.4 Verifiche di resistenza travi longitudinali

6.4.1 Distribuzione delle sezioni strutturali

Si riporta qui di seguito il file di appoggio .sez contenente la distribuzione delle sezioni strutturali delle travi longitudinali. Nel sottocapitolo NODI NON IRRIGIDITI, sono individuati i nodi che non presentano irrigidente, al fine di valutare la dimensione dei pannelli d'ani9ma per le verifiche di stabilità delle anime.

```
WINVERIF 2 2 0
long.SEZ : FILE DI VERIFICA

NOMI DEI FILES
File riassuntivo Fasi 1,2,3 . . . . . = M22_long_SLU.inv,V3_long_SLU.inv,N_long_SLU.inv
M22_long_SLU.inv,V3_long_SLU.inv,N_long_SLU.inv,M22_long_Sisma.inv,V3_long_sisma.inv,N_long_Sisma.inv

File stampa estesa verifiche di resistenza . . . = long.est
File stampa sintetica verifiche di imbozzamento . = long.is
File stampa sintetica verifiche di imbozzamento . = long.imb
File stampa estesa verifiche di imbozzamento . . = long.ie
File stampa massimi verifiche di resistenza . . . = long.max
con verifiche sulle tensioni ? (S/N) . . . . = S
File stampa massimi verifiche di imbozzamento . . = long.mxi
File stampa Sollecitazioni Giunti . . . . . =
File stampa Pesì concì . . . . . = long.weg

DATI GENERALI
Numero delle travi resistenti . . . . . = 1
Trasformazione della torsione in tagli (S/N) . . . = N
Distanza tra le travi esterne (cm) . . . . . = 1300
Larghezza impalcato . . . . . = 0
Numero travi principali . . . . . = 2
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) instabilita= 1.1
Coefficiente di sicurezza Gamma (cls) . . . . . = 1.8072
Coefficiente di sicurezza Gamma (armatura) . . . = 1.15
Coefficiente di sicurezza NI (instabilita) . . . = 1
E modulo elasticita [mpa] . . . . . = 210000
G modulo elasticita tangenziale [mpa] . . . . . = 80000
Calcolo automatico N omogeneizzazione (S/N) . . . = N
Inviluppo separato ritiro/termica (S/N) . . . . = N

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase1
Tipo fase . . . . . = 1
N . . . = 1.0
V2 . . = 1.0
M33 . . = 1.0
V3 . . = 1.0
M22 . . = 1.0
T . . . = 1.0

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase2
Tipo fase . . . . . = 2
N . . . = 1.0
V2 . . = 1.0
M33 . . = 1.0
V3 . . = 1.0
M22 . . = 1.0
T . . . = 1.0
```

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

COEFFICIENTI SPECIFICI Fase3

Tipo fase = 3
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 = 110
Piattabanda superiore. . . . = 35,1.2
Anima implicita. = 1.0
Piattabanda inferiore. . . . = 35,1.2
Delta sezione = 0

DICHIARAZIONE DELLE ASTE

001 001 1
002 002 1
003 003 1
004 004 1
005 005 1
006 006 1
007 007 1
008 008 1
009 009 1
010 010 1
011 011 1
012 012 1
013 013 1
014 014 1
015 015 1
016 016 1
017 017 1
018 018 1
019 019 1
020 020 1
021 021 1
022 022 1
023 023 1
024 024 1
025 025 1
026 026 1
027 027 1
101 101 1
102 102 1
103 103 1
104 104 1
105 105 1
106 106 1
107 107 1
108 108 1
109 109 1
110 110 1
111 111 1
112 112 1
113 113 1
114 114 1
115 115 1
116 116 1
117 117 1
118 118 1
119 119 1
120 120 1
121 121 1

122	122	1
123	123	1
124	124	1
125	125	1
126	126	1
127	127	1

NODI NON IRRIGIDITI

005
009
014
019
024
105
109
114
119
124

PANNELLI IRRIGIDITI LONGITUDINALMENTE ASSOLUTI

GIUNTI

□

6.4.2 Verifiche di resistenza in versione sintetica

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

La verifica di tutte le altre sezioni in formato sintetico (**long.snt**) ed esteso (**long.est**) è riportata in allegato su supporto magnetico.

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 "FE510DM08" MPa	Coefficiente Gamma del materiale = 1.05		
SIGMA _{yd} = 338.10	TAU _{yd} = 195.20	0< spessore <=	16 mm
SIGMA _{yd} = 338.10	TAU _{yd} = 195.20	16< spessore <=	40 mm
SIGMA _{yd} = 319.05	TAU _{yd} = 184.20	40< spessore <=	63 mm
SIGMA _{yd} = 319.05	TAU _{yd} = 184.20	63< spessore <=	80 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	80< spessore <=	100 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	100< spessore <=	150 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	150< spessore <=	200 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	200< spessore <=	250 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	250< spessore <=	400 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	400< spessore <=	600 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	600< spessore <=	800 mm
SIGMA _{yd} = 300.00	TAU _{yd} = 173.21	800< spessore <=	1000 mm

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111
112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127

ELEMENTI COSTITUTIVI :

Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm

Asta	21	asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	11.29 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	21	asc x=	0.00	Sigma Inf Max =	11.08 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	119	asc x=	101.10	Sigma Sup Min =	-6.46 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)
Asta	119	asc x=	101.10	Sigma Inf Min =	-6.35 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)

Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm

Asta	21	asc x=	0.00	Sigma Sup Max =	11.08 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	24	asc x=	52.50	Sigma Inf Max =	8.44 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)
Asta	119	asc x=	101.10	Sigma Sup Min =	-6.35 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)
Asta	117	asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	-10.27 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	21	asc x=	0.00	Tau Sup Max =	2.48 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	21	asc x=	0.00	Tau Inf Max =	2.48 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	21	asc x=	0.00	Sigma Id. Sup =	11.88 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	117	asc x=	0.00	Sigma Id. Inf =	11.02 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	21	asc x=	0.00	Tau Med =	3.55 <	19.52 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)

Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm

Asta	24	asc x=	52.50	Sigma Sup Max =	8.44 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)
Asta	24	asc x=	52.50	Sigma Inf Max =	8.59 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (+)
Asta	117	asc x=	0.00	Sigma Sup Min =	-10.27 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)
Asta	117	asc x=	0.00	Sigma Inf Min =	-10.48 <	33.81 kN/cm ² Verificato!	M22_long_SLU	:Fase1 Fase2 Termica Fase3 (-)

Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

ESTESO SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI PIU' SIGNIFICATIVE

Massimi riscontrati:

Piattabanda Superiore	: base= 350 mm , altezza= 12 mm	: Sigma Sup Max = 11.29 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Piattabanda Superiore	: base= 350 mm , altezza= 12 mm	: Sigma Inf Max = 11.08 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm	: Sigma Sup Max = 11.08 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm	: Tau Sup Max = 2.48 < 19.52 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm	: Tau Inf Max = 2.48 < 19.52 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm	: Sigma Id. Sup = 11.88 < 33.81 kN/cm ² Verificato!
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm	: Tau Med = 3.55 < 19.52 kN/cm ² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 M22_long_SLU :Fase1|Fase2|Termica|Fase3| (-)

Asta	21 ascissa x = 0.00	MINIMI:	Fase1 : [1.3]*Fase1	CC:1
			Fase2 : [1.5]*Fase2	CC:1
			Termica : [1.5]*Temp	CC:1
			Fase3 : [1.5]*{snow+acc+[.6]*wind}	CC:1/1/1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore	: base= 350 mm , altezza= 12 mm
Anima	: base= 10 mm , altezza= 1076 mm
Piattabanda Inferiore	: base= 350 mm , altezza= 12 mm
Delta (angolo inclinazione anima)	= 0°

TABELLA RIASSUNTIVA

	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
COEFF.CMDG.	inf	17.5	5.8	5.8		
AZIONE AS. (kN)	70.8	87.8	0.0	111.2	269.8	
MOMENTO (kNcm)	-16619.1	-20596.3	-40.8	-26094.5	-63350.6	
TAGLIO (kN)	-100.4	-124.4	0.0	-157.6	-382.4	
AREA CMDG. (cm2)	192	192	192	192		
Jx CMDG. (cm4)	352410	352410	352410	352410		
BARIC. da lembo inf. (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	47.16	47.16	55.00	47.16		
Ss anima (cm3)	2285	2285	2285	2285		
Si anima (cm3)	2285	2285	2285	2285		
Ws acc. (cm3)	6407	6407	6407	6407		
Wi acc. (cm3)	6407	6407	6407	6407		
S (Ybar) (cm3)	-3732	-65236	-21758	-21758		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
0.00	2.96	3.67	0.01	4.65	11.29	
1.20	2.91	3.60	0.01	4.56	11.08	
1.20	2.91	3.60	0.01	4.56	11.08	
108.80	-2.17	-2.69	-0.01	-3.40	-8.26	
110.00	-2.22	-2.76	-0.01	-3.49	-8.48	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
1.20	0.65	0.81	0.00	1.02	2.48	âi= 11.88
108.80	0.65	0.81	0.00	1.02	2.48	âi= 9.31
TAU MED (kN/cm ²)	-0.93	-1.16	0.00	-1.46	-3.55	

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

Massimi riscontrati:
 Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Sup Min = -6.46 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Inf Min = -6.35 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm : Sigma Sup Min = -6.35 < 33.81 kN/cm² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 M22_long_SLU :Fase1|Fase2|Termica|Fase3| (+)

Asta 119 ascissa x = 101.10 MASSIMI: Fase1 : [1.3]*Fase1 CC:1
 Fase2 : [1.5]*Fase2 CC:1
 Termica : [0]*Fittiz CC:1
 Fase3 : [1.5]*{snow+acc+[.6]*wind} CC:1/1/1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
COEFF.CMDG.	inf	17.5	5.8	5.8		
AZIONE AS. (kN)	-56.0	-69.4	0.0	-87.9	-213.2	
MOMENTO (kNcm)	8999.3	11153.0	0.0	14130.3	34282.6	
TAGLIO (kN)	-2.1	-2.5	0.0	-2.3	-6.9	
AREA CMDG. (cm ²)	192	192	192	192		
Jx CMDG. (cm ⁴)	352410	352410	352410	352410		
BARIC. da lembo inf. (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	43.56	43.56	110.00	43.56		
Ss anima (cm ³)	2285	2285	2285	2285		
Si anima (cm ³)	2285	2285	2285	2285		
Ws acc. (cm ³)	6407	6407	6407	6407		
Wi acc. (cm ³)	6407	6407	6407	6407		
S (Ybar) (cm ³)	-3732	-65236	-21758	-21758		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
0.00	-1.70	-2.10	0.00	-2.66	-6.46	
1.20	-1.67	-2.06	0.00	-2.62	-6.35	
1.20	-1.67	-2.06	0.00	-2.62	-6.35	
108.80	1.08	1.34	0.00	1.70	4.12	
110.00	1.11	1.38	0.00	1.75	4.24	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
1.20	0.01	0.02	0.00	0.01	0.04	âi= 6.35
108.80	0.01	0.02	0.00	0.01	0.04	âi= 4.12
TAU MED (kN/cm ²)	-0.02	-0.02	0.00	-0.02	-0.06	

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

Massimi riscontrati:

Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm : Sigma Inf Max = 8.44 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Sup Max = 8.44 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Inf Max = 8.59 < 33.81 kN/cm² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 M22_long_SLU :Fase1|Fase2|Termica|Fase3| (+)

Asta 24 ascissa x = 52.50 MASSIMI: Fase1 : [1.3]*Fase1 CC:1
 Fase2 : [1.5]*Fase2 CC:1
 Termica : [0]*Fittiz CC:1
 Fase3 : [1.5]*{snow+acc+[.6]*wind} CC:1/1/1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
COEFF.CMDG.	inf	17.5	5.8	5.8		
AZIONE AS. (kN)	70.8	87.8	0.0	111.2	269.8	
MOMENTO (kNcm)	12086.5	14979.0	0.0	18977.7	46043.3	
TAGLIO (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
AREA CMDG. (cm2)	192	192	192	192		
Jx CMDG. (cm4)	352410	352410	352410	352410		
BARIC. da lembo inf. (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	65.78	65.78	110.00	65.78		
Ss anima (cm3)	2285	2285	2285	2285		
Si anima (cm3)	2285	2285	2285	2285		
WS acc. (cm3)	6407	6407	6407	6407		
Wi acc. (cm3)	6407	6407	6407	6407		
S (Ybar) (cm3)	-3732	-65236	-21758	-21758		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
0.00	-1.52	-1.88	0.00	-2.38	-5.78	
1.20	-1.48	-1.83	0.00	-2.32	-5.62	
1.20	-1.48	-1.83	0.00	-2.32	-5.62	
108.80	2.21	2.74	0.00	3.48	8.44	
110.00	2.26	2.80	0.00	3.54	8.59	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	âi= 5.62
108.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	âi= 8.44
TAU MED (kN/cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Casello di esazione di Montebelluna Est - Vopago - Relazione di calcolo strutture metalliche

Massimi riscontrati:

Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm : Sigma Inf Min = -10.27 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm : Sigma Id. Inf = 11.02 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Sup Min = -10.27 < 33.81 kN/cm² Verificato!
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm : Sigma Inf Min = -10.48 < 33.81 kN/cm² Verificato!

COMBINAZIONE N°: 1 M22_long_SLU :Fase1|Fase2|Termica|Fase3|(-)

Asta 117 ascissa x = 0.00 MINIMI: Fase1 : [1.3]*Fase1 CC:1
 Fase2 : [1.5]*Fase2 CC:1
 Termica : [1.5]*Temp CC:1
 Fase3 : [1.5]*(snow+acc+[.6]*wind) CC:1/1/1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Piattabanda Superiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Anima : base= 10 mm , altezza= 1076 mm
 Piattabanda Inferiore : base= 350 mm , altezza= 12 mm
 Delta (angolo inclinazione anima) = 0°

TABELLA RIASSUNTIVA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
COEFF.OMOG.	inf	17.5	5.8	5.8		
AZIONE AS. (kN)	-56.0	-69.4	0.0	-87.9	-213.2	
MOMENTO (kNm)	-15713.8	-19474.4	-137.4	-24673.1	-59998.6	
TAGLIO (kN)	-93.2	-115.5	0.0	-146.3	-354.9	
AREA OMOG. (cm ²)	192	192	192	192		
Jx OMOG. (cm ⁴)	352410	352410	352410	352410		
BARIC. da lembo inf. (cm)	55.00	55.00	55.00	55.00		
ASSE N da lembo inf. (cm)	61.55	61.55	61.55	61.55		
Ss anima (cm ³)	2285	2285	2285	2285		
Si anima (cm ³)	2285	2285	2285	2285		
WS acc. (cm ³)	6407	6407	6407	6407		
Wi acc. (cm ³)	6407	6407	6407	6407		
S (Ybar) (cm ³)	-3732	-65236	-21758	-21758		
Tensioni SIGMA	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
0.00	2.16	2.68	0.02	3.39	8.25	
1.20	2.11	2.61	0.02	3.31	8.05	
1.20	2.11	2.61	0.02	3.31	8.05	
108.80	-2.69	-3.33	-0.02	-4.23	-10.27	
110.00	-2.74	-3.40	-0.02	-4.31	-10.48	
Tensioni TAU & SigmaID	Fase1	Fase2	Termica	Fase3	TOTALI	
ACCIAIO dist. sup. (cm) [kN/cm ²]						
1.20	0.60	0.75	0.00	0.95	2.30	âi= 8.98
108.80	0.60	0.75	0.00	0.95	2.30	âi= 11.02
TAU MED (kN/cm ²)	-0.87	-1.07	0.00	-1.36	-3.30	

6.5 Verifiche imbozzamento delle anime

Si riportano di seguito le verifiche di imbozzamento delle anime (dal file **long.mxi**).

SEZIONE :1

Aste :1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110
111 112

113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127

Min Beta/BetaMin= 1.83 nell'Asta: 122

nel sottopannello n°1 (di 1); N_long_Sisma :Fase1|Fase2|Fase3|(-)

 VERIFICA IMBOZZAMENTO - norme CNR 10011/88; Pannello 122

GEOMETRIA DELLA TRAVE

Altezza anima trave = 107.6 cm
 Interasse irrigidimenti trasversali = 210.0 cm
 Spessore = 1 cm

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

Numero di pannelli sull'altezza della trave = 1

N_long_Sisma :Fase1|Fase2|Fase3| MASSIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...

Tensione normale estremo superiore anima = 4.61 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = -0.38 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -1.00 kN/cm²

...Estremo destro...

Tensione normale estremo superiore anima = 1.91 kN/cm²
 Tensione normale estremo inferiore anima = 2.32 kN/cm²
 Tensione tangenziale media = -0.54 kN/cm²

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Tensioni di verifica: s = -0.38 t = 0.88

Parametri: a = 1.95 Y = -12.04

Coefficienti di imbozzamento: Ks = 23.90 Kt = 5.11

Tensioni id. di imbozzamento: s cr = 38.44 t cr = 8.22

Tensione id. di confronto: s cr,id = 18.29

Coeff. riduttivi tensione di confronto u = 1.00 b = 1.00

Condizione di verifica: $\frac{s_{cr,id}}{b_0 (s^2 + 3t^2)}$ = 11.64³ 1.00

Pannello Verificato (b/b min = 11.64)

N_long_Sisma :Fase1|Fase2|Fase3| MINIMI

STATO TENSIONALE (compressione < 0)

...Estremo sinistro...Tensione normale estremo superiore anima = -0.01 kN/cm²Tensione normale estremo inferiore anima = -6.48 kN/cm²Tensione tangenziale media = -1.23 kN/cm²

...Estremo destro...

Tensione normale estremo superiore anima = -3.25 kN/cm²Tensione normale estremo inferiore anima = -3.25 kN/cm²Tensione tangenziale media = -0.68 kN/cm²VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Tensioni di verifica: s = -5.65 t = 1.09

Parametri: a = 1.95 Y = 0.15

Coefficienti di imbozzamento: Ks = 6.73 Kt = 5.11

Tensioni id. di imbozzamento: s cr = 10.82 t cr = 8.22

Tensione id. di confronto: s cr,id = 10.93

Coeff. riduttivi tensione di confronto u = 1.00 b = 1.00

Condizione di verifica: $\frac{s_{cr,id}}{b_0 (s^2 + 3t^2)}$ = 1.83³ 1.00

Pannello Verificato (b/b min = 1.83)

6.6 Verifiche di stabilità delle colonne

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni sulle colonne e le verifiche di stabilità dell'elemento maggiormente sollecitato.

Le colonne vengono realizzate con profili tubolari di diametro 298.5mm e spessore 12.5mm.

SOLLECITAZIONI BIELLE									
	SLU COMB1	SLU COMB1	SLU COMB2	SLU COMB2	SLU SISMICA				
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN				
Fase1	1.3	1	1.3	1	1				
Fase2	1.5	1	1.5	1	1				
Acc	1.5	0	0.75	0	0				
Snow	1.5	0	0.75	0	0				
Sisma	0	0	0	0	1				
wind	0.9	0.9	1.5	1.5	0				

Minimi									
	Fase1	Fase2	Snow	Acc	Wind	SISMA	SLE	SLU involuppo MIN	
303	-107	-115	-103	-36	-95	-406	✓	-456	-628
307	-100	-108	-97	-33	-10	-8	✓	-348	-496
312	-146	-157	-141	-49	-15	-8	✓	-508	-724
317	-136	-147	-132	-45	-14	-2	✓	-474	-675
322	-149	-160	-144	-50	-15	-7	✓	-518	-738
403	-117	-126	-113	-39	-107	-457	✓	-502	-700
407	-119	-127	-115	-40	-12	-7	✓	-413	-589
412	-143	-154	-139	-48	-15	-4	✓	-499	-711
417	-141	-151	-136	-47	-14	-3	✓	-489	-697
422	-131	-140	-126	-44	-13	-1	✓	-454	-647

Massimi									
	Fase1	Fase2	Snow	Acc	Wind	SISMA	SLE	SLU involuppo MAX	
303	-71	-115	0	0	95	406	✓	-91	220
307	-67	-108	0	0	71	8	✓	-104	-69
312	-97	-157	0	0	103	8	✓	-151	-100
317	-91	-147	0	0	97	2	✓	-141	-93
322	-99	-160	0	0	106	7	✓	-153	-100
403	-78	-126	0	0	107	457	✓	-97	253
407	-79	-127	0	0	84	7	✓	-122	-80
412	-96	-154	0	0	102	4	✓	-148	-97
417	-94	-151	0	0	100	3	✓	-145	-95
422	-87	-140	0	0	93	1	✓	-134	-88

Verifica Colonne			E	21000	kN/cm ²
			f _y	35.5	kN/cm ²
N puntone	-738.2	kN	gamma M1	1.1	
Profilo tubolari					
Diametro	298.5	mm			
sp	12.5	mm			
A	112.3119	cm ²			
I	11505.27	cm ⁴			
W _{max}	770.8724	cm ³			
i	10.12128	cm			
Lo	900	cm			
Geometria Profilo					
Calcolo coefficiente χ_{min}					
A	112	cm ²			
I _z	11505	cm ⁴			
W _{y elastici}	771	cm ³			
i _y	10.1	cm			
l _{0y}	900	cm			
λ _{ad,y}	1.16				
N _{cr,y}	2'944	KN			
Curva di instabilità asse		c			
Curva di instabilità asse		c			
α _y	0.49				
φ _y	1.41				
χ _y	0.45				
χ_{min}	0.45				
omega	2.22				
Verifica					
σ _{verifica}			14.6	kN/cm ²	

6.7 Verifiche degli elementi di controvento verticale

Così come le colonne, anche gli elementi di controvento vengono realizzati con profili tubolari di diametro 355.6x20mm.

Viene condotta di seguito la verifica per l'elemento maggiormente sollecitato. Vista la forma particolare del controvento, la verifica di stabilità viene effettuata considerando una luce libera di inflessione pari alla diagonale della sezione trasversale ossia 16.10m

SOLLECITAZIONI CTV VERTICALE									
	SLU VENTO	SLU SISMA							
Fase1	1.3	1							
Fase2	1.5	1							
Acc	0.75	0							
Snow	0.75	0							
Sisma	0	1							
wind	1.5	0							
Minimi									
	Fase1	Fase2	Snow	Acc	Wind	SISMA	SLU SISMA	SLU NEVE	
501	0	0	0	0	0	-253	-1050	-1050	-380
502	0	0	0	0	0	-319	-1323	-1323	-479
503	0	0	0	0	0	-180	-746	-746	-270
Massimi									
	Fase1	Fase2	Snow	Acc	Wind	SISMA	SLU SISMA	SLU NEVE	
501	0	0	0	0	0	252	1050	1050	378
502	0	0	0	0	0	318	1323	1323	477
503	0	0	0	0	0	179	746	746	269

Verifica del CTV VERTICALE			E	21000 kN/cm ²	
			f _y	35.5 kN/cm ²	
N puntone	-1323 kN		gamma M1	1.1	
Profilo tubolari					
Diametro	355.6 mm				
sp	20 mm				
A	210.9 cm ²				
I	29791.7 cm ⁴				
W _{max}	1675.6 cm ³				
i	11.9 cm				
Lo	1580 cm				
Geometria Profilo					
Calcolo coefficiente κ_{min}					
A	211	cm ²			
I _z	29792	cm ⁴			
W _{y elastici}	1676	cm ³			
i _y	11.9	cm			
I _{0y}	1580	cm			
λ _{ad,y}	1.74				
N _{cr,y}	2'473	KN			
Curva di instabilità asse		c			
Curva di instabilità asse		c			
α _y	0.49				
φ _y	2.39				
χ _y	0.25				
χ _{min}	0.25				
omega	4.03				
Verifica					
σ _{verifica}			25.3 kN/cm²	< 35.5/1.1 = 32.27 kN/cm ²	

Verifica piastra di base

Si riporta la verifica della piastra di base in corrispondenza del CTV

s piatto	3 cm
Nmax trazione	260 kN
n tirafondi	4
N max tirafondo	65 kN
braccio	6.5 cm
L collaborante	13 cm

M	422.5 kNcm
W sez res	19.5 cm ³

$$\sigma_{ver} = 21.67 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica tacco di taglio

V max	660 kN
-------	--------

geometria del tacco

h	20 cm
b	20 cm
t	2.5 cm
tw	2 cm

Verifica pressione di contatto sul cls

$$\sigma_{CLS} = 82.5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica ptb del tacco

$$\sigma_{PTB} = 21.38 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica Taglio Anima del Tacco

$$\tau_{anima} = 16.5 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica saldature cordoni 10 mm

$$\tau_{anima} = 23.3 \text{ kN/cm}^2$$

6.8 Verifiche degli elementi di controvento di falda

Gli elementi di controvento di falda vengono realizzati con profili angolari 130x12 accoppiati a cartella ad una distanza pari a 12mm. Vista la configurazione a rombo del CTV si assume che gli elementi lavorino sia tesi che compressi.

Viene condotta di seguito la verifica per l'elemento maggiormente sollecitato. Le sollecitazioni massime sul ctv vengono prodotte dal carico da vento sulla struttura.

La luce libera di inflessione viene assunta pari a 450cm in quanto gli angolari sono imbullonati a metà sulle brige superiori delle travi trasversali.

La normale massima di trazione/compressione risulta:

$$V_{\text{vento}} = 2.65 \text{ kN/ml} \times 2 \times 51.93\text{m}/2 = 140\text{kN}$$

$$V_{\text{sisma}} = 660\text{kN} \quad \text{Taglio massimo alla testa del CTV verticale in fase sismica}$$

$$N_{\text{max}} = 660 \text{ kN} / 2 \times 4.5/3.25 = 460 \text{ kN}$$

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

COMMESSA :

DUE ANGOLARI ACCOPPIATI 130 X 12

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

'' AREA EFFICACE A TRAZIONE..An= 52.56 [cm²]

LUCE LIBERA DI VERIFICA.....Lo= 450.0 [cm]

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

SNELLEZZA DEL PROFILO.....Lambda= 112.1

VALORE DI OMEGA.....omega= 3.06

RISULTATO DELLA VERIFICA

FORZA MAX DI COMPRESSIONE.....Nc= 460.00 [kN]

TENSIONE MAX A COMPRESSIONE.....sigma_c= 23.65 [kN/cm²]

FORZA MAX DI TRAZIONE.....Nt= 460.00 [kN]

TENSIONE MAX A TRAZIONE.....sigma_t= 8.75 [kN/cm²]

Il collegamento viene realizzato a taglio con 4M20 la cui portata risulta:

$$V_{\text{rd}} = 4 \times 3.14 \times 39.6 \text{ kN/cm}^2 = 497 \text{ kN} > 460 \text{ kN}$$

7 TRAVI RETICOLARI TRASVERSALI

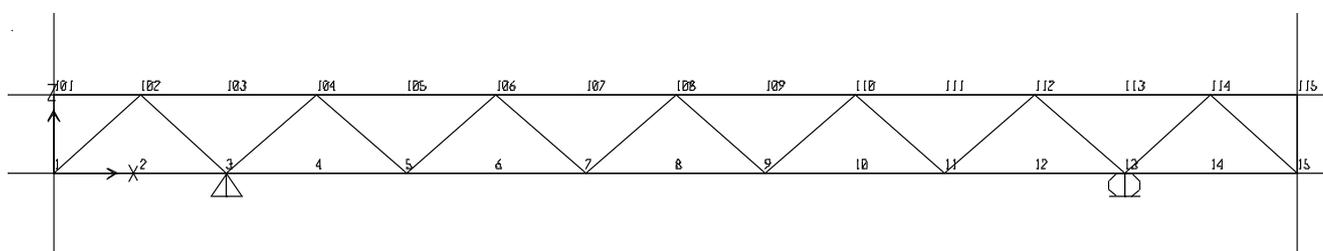
Come già accennato in precedenza la travi trasversali reticolari sono state verificate a parte e non con il modello a graticcio al fine di semplificare la modellazione e contenere il numero di elementi.

Gli effetti globali dovuti agli spostamenti differenziali delle due travi longitudinali risultano essere trascurabili rispetto agli effetti locali dovuti ai carichi direttamente applicati sugli elementi.

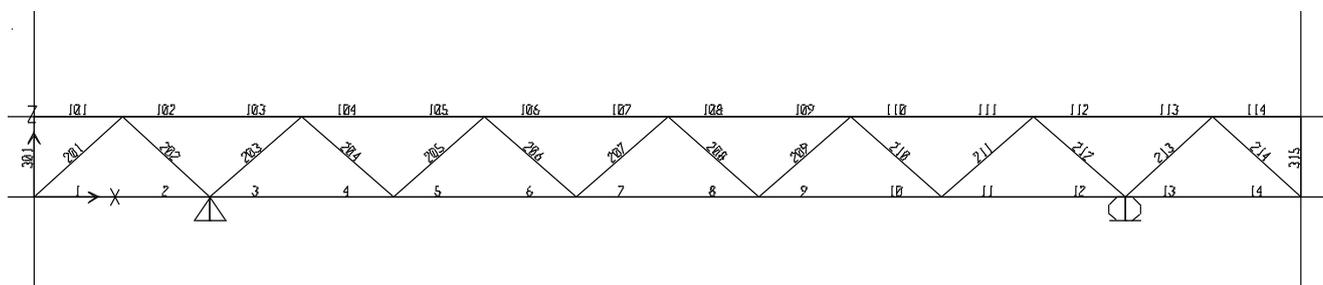
7.1 **Analisi strutturale**

La struttura, analizzata con il metodo degli elementi finiti, è stata discretizzata seguendo il criterio mostrato qui di seguito

7.1.1 *Nodi*



7.1.2 *Elementi*



Briglia superiore	Elementi 101 – 114
Briglia inferiore	Elementi 001 - 014
Diagonali	Elementii 201 - 214
Montan ti	Elementi 301 e 315

7.2 Massime azioni interne

7.2.1 Sollecitazioni di verifica

Sono state considerate due differenti combinazioni di carico:

COMB SLUS (stato limite ultimo con neve carico principale)

Questa combinazione massimizza lo sforzo massimo di compressione sulla briglia superiore e gli sforzi normali massimi di compressione sui diagonali

1.30 faseI.out + 1.5 fase II.out + 1.50 NEVE + 0.9 WINDPRES

COMB SLUW (stato limite ultimo con vento carico principale)

Questa combinazione massimizza lo sforzo massimo di compressione sulla briglia inferiore

1.00 faseI.out + 1.0 fase II.out + 1.50 WINDEP

7.3 Verifiche di resistenza e stabilità

7.3.1 Briglia superiore

La briglia superiore viene realizzata mediante due profili presso piegati di altezza pari a 180mm, con le ali larghe 100mm e spessore costante pari a 8mm, accoppiati a distanza 12mm.

Le sollecitazioni massime agenti sulla briglia superiore sono:

$$N_{\max} = - 225 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 1100 \text{ kNcm}$$

La combinazione che produce queste sollecitazioni è quella definita SLUS ossia con il carico da neve principale.

La combinazione con il vento come carico principale non produce effetti significativi.

Cautelativamente si effettua la verifica di resistenza considerando entrambe i contributi dovuti a N e M. La verifica di stabilità del profilo invece viene effettuata considerando esclusivamente il contributo della N. Questo è giustificato dal fatto che la piattabanda superiore del profilo è sempre tenuta lungo tutto il suo sviluppo dalla lamiera grecata, mentre la piattabanda che può sbandare è quella inferiore che risulta tenuta solo ogni 650cm: il contributo del momento andrebbe a scaricare la compressione su questo elemento, momento che però è strettamente dipendente da come sono applicati i carichi sulla copertura. Si preferisce quindi condurre le verifiche di stabilità considerando il solo contributo della N.

BRIGLIA SUPERIORE

Profili	Pressopiegati accoppiati	E	21000 kN/cm ²
Caratteristiche del singolo profilo		f _y	35.5 kN/cm ²

h	180 mm	
b	100 mm	
tw	8 mm	
tf	8 mm	
A	27.7 cm ²	
I _x	1372 cm ⁴	
W _x	152 cm ³	
I _y	276 cm ⁴	
p	1.2 cm	distanza di accoppiamento
x _s	3.06 cm	x del baricentro
y _s	9 cm	y del baricentro

Caratteristiche dei due profili accoppiati

A	55.4 cm ²
I _x	2744 cm ⁴
W _x	305 cm ³
I _y	1294 cm ⁴

Raggi di inerzia

i _x	4.83 cm
i _y	7.04 cm

Lo	650 cm
----	--------

Calcolo coefficiente κ_{min}

A	55.40 cm ²
I _x	2744.00 cm ⁴
I _y	1294.12 cm ⁴
W _{x elastici}	304.89 cm ³
i _x	7.04 cm
i _y	4.83 cm
l _{0x}	260.00 cm
l _{0y}	650.00 cm
λ _{ad,x}
.....
.....

Curva di instabilità asse forte

α _z
.....
.....
.....
.....

χ _{min}	0.24
omega	4.11
Verifica	

N max -225 kN
M 1100 kNcm

sigma_{stabilità} 16.69 kN/cm² < 0.929 x 35.5 = 32.97 kN/cm²

sigma_{resistenza} 7.67 kN/cm² < 31.9 kN/cm² tensione ridotta

Si verifica qui di seguito il giunto di briglia superiore realizzato nella mezzeria del profilo.

$$N_{\max} = -225 \text{ kN} \quad \text{SLU}$$

Il giunto viene realizzato mediante 8 bulloni M16 a taglio in DS.

La portata del giunto risulta:

$$N_{rd} = 8 \times 2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 39.6 \text{ kN/cm}^2 = 1270 \text{ kN} > 225 \text{ kN}$$

7.3.2 Briglia inferiore

La briglia inferiore viene anch'essa realizzata mediante due profili presso piegati di altezza pari a 180mm, con le ali larghe 100mm e spessore costante pari a 8mm, accoppiati a distanza 12mm.

Le sollecitazioni massime agenti sulla briglia superiore sono:

$$\begin{array}{ll} N_{\max} = + 250 \text{ kN} & \\ M_{\max} = -500 \text{ kNcm} & \text{comb SLUW} \\ M_{\max} = -350 \text{ kNcm} & \text{comb SLUS} \end{array}$$

Il valore di normale massima di trazione deriva dalla combinazione SLUS, mentre il valore massimo di momento deriva dalla combinazione SLUW. Cautelativamente i due effetti massimi vengono sommati.

Si effettua esclusivamente una verifica di resistenza in quanto anche in presenza di momento dovuto al vento o al peso del controsoffitto, il profilo risulta sempre teso.

BRIGLIA INFERIORE

Profili	Pressopiegati accoppiati	E	21000 kN/cm ²
Caratteristiche del singolo profilo		fy	35.5 kN/cm ²

h	180 mm		
b	100 mm		
tw	8 mm		
tf	8 mm		
A	27.7 cm ²		
Ix	1372 cm ⁴		
Wx	152 cm ³		
Iy	276 cm ⁴		
p	1.2 cm		distanza di accoppiamento
x _s	3.06 cm		x del baricentro
y _s	9 cm		y del baricentro

Caratteristiche dei due profili accoppiati

A	55.4 cm ²
Ix	2744 cm ⁴
Wx	305 cm ³
Iy	1294 cm ⁴

Raggi di inerzia

ix	4.83 cm
iy	7.04 cm
Lo	650 cm

Calcolo coefficiente K_{min}

A	55.40 cm ²
Ix	2744.00 cm ⁴
I _y	1294.12 cm ⁴
W _{x elastic}	304.89 cm ³
i _x	7.04 cm
i _y	4.83 cm
I _{0x}	260.00 cm
I _{0y}	650.00 cm

N max	250 kN
M	500 kNcm

sigma _{resistenza}	6.15 kN/cm ²	< 31.9 kN/cm ² tensione ridotta
-----------------------------	-------------------------	--

Si verifica qui di seguito il giunto di briglia superiore realizzato nella mezzeria del profilo.

$$N_{\max} = 250 \text{ kN} \quad \text{SLU}$$

Il giunto viene realizzato mediante 8 bulloni M16 a taglio in DS.

La portata del giunto risulta:

$$N_{rd} = 8 \times 2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 39.6 \text{ kN/cm}^2 = 1270 \text{ kN} > 250 \text{ kN}$$

7.3.3 Diagonali

Le diagonali della travatura reticolare vengono realizzate tutte con angolari 60x6 accoppiati a cartella ad una distanza pari a 12mm.

Lo sforzo massimo di compressione risulta:

$$N_{\max} = 155 \text{ kN} \quad \text{SLU}$$

Si riportano qui di seguito le verifiche di stabilità e resistenza

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

COMMESSA :

DUE ANGOLARI ACCOPPIATI 60 X 6

PROFILO DI AREA EFFETTIVA.....A = 13.68 [cm²]

'' AREA EFFICACE A TRAZIONE..An= 11.76 [cm²]

LUCE LIBERA DI VERIFICA.....Lo= 175.0 [cm]

RAGGIO DI INERZIA DI VERIFICA.....i= 1.85 [cm]

SNELLEZZA DEL PROFILO.....Lambda= 94.8

VALORE DI OMEGA.....omega= 2.41

RISULTATO DELLA VERIFICA

FORZA MAX DI COMPRESSIONE.....Nc= 155.00 [kN]

TENSIONE MAX A COMPRESSIONE.....sigma_c= 27.31 [kN/cm²]

FORZA MAX DI TRAZIONE.....Nt= 110.00 [kN]

TENSIONE MAX A TRAZIONE.....sigma_t= 9.35 [kN/cm²]

$$N_{\max} = 155 \text{ kN} \quad \text{SLU}$$

Il collegamento viene realizzato mediante 2 M16 a taglio in DS.

La portata del giunto risulta:

$$N_{rd} = 2 \times 2 \times 2.01 \text{ cm}^2 \times 39.6 \text{ kN/cm}^2 = 318 \text{ kN} > 155 \text{ kN}$$

8 DEFORMABILITA'

Si riportano qui di seguito le frecce verticali dovute ai vari carichi e gli spostamenti orizzontali.

Come prescritto dal DM 2008 si provvede a controllare che gli spostamenti verticali totali massimi siano inferiori ad $L/250$ e le frecce dovute ai soli sovraccarichi siano inferiori a $L/300$. Per quanto riguarda gli spostamenti laterali si provvede a controllare che siano inferiori a $H/300$.

8.1 Deformabilità travi trasversali

Si riportano qui di seguito le frecce dovute ai vari carichi.

In accordo con quanto prescritto dal DM 2008 al paragrafo 4.2.4.2.1, si controlla che la freccia dovuta ai carichi accidentali sia inferiore a $L/300$, mentre la freccia totale dovuta ai carichi permanenti più accidentali sia inferiore a $L/250$

Frecce

$L = 13\text{m}$

Fase 1 $f = 2\text{mm}$

Fase 2 $f = 3\text{mm}$

F permanenti = 5mm

Neve $f = 3\text{mm} = L/4000$

La freccia totale risulta 8mm pari a $L/1500$

8.2 Deformabilità travi longitudinali

Si riportano qui di seguito le frecce dovute ai vari carichi.

In accordo con quanto prescritto dal DM 2008 al paragrafo 4.2.4.2.1, si controlla che la freccia dovuta ai carichi accidentali sia inferiore a $L/300$, mentre la freccia totale dovuta ai carichi permanenti più accidentali sia inferiore a $L/250$

Frecce Verticali

$L = 10.40$ m

Fase 1 $f = 2.5$ mm

Fase 2 $f = 2.5$ mm

F permanenti = 5.0

Neve $f = 2.5$ mm = $L/4000$

La freccia totale risulta 7.5 pari a $L/1400$

Frecce Orizzontali

H struttura = 10.00

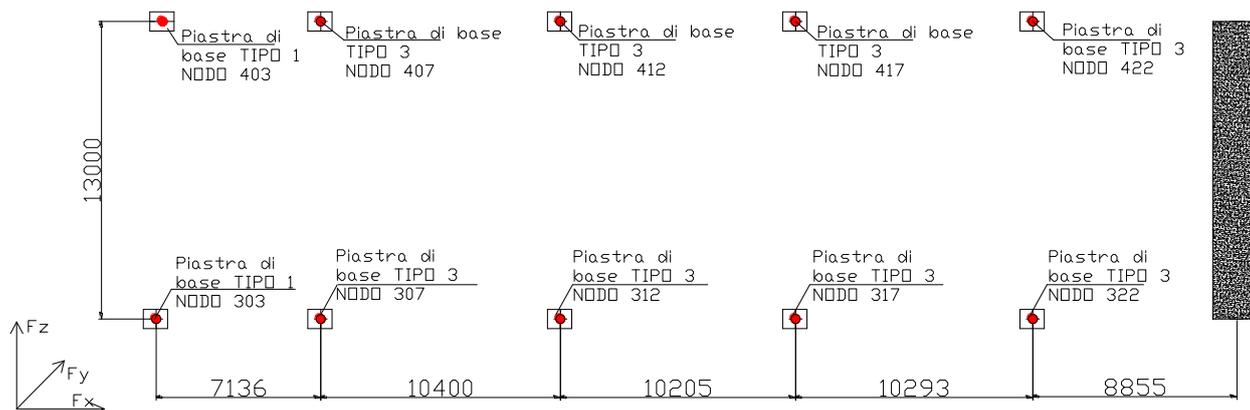
Vento $f_{max} = 7$ mm = $L/1400$

Vista l'esiguità degli spostamenti verticali, non risulta necessario provvedere contro monte in sede di fabbricazione.

9 CARICHI SUGLI APPOGGI

Si riepilogano nel presente capitolo gli scarichi in fondazione per ciascuna piastra di base e alla testa della muratura (i valori sono non ponderati)

La pianta chiave con il numero del nodo di appoggio e la convenzione delle reazioni è quella riportata qui di seguito.



Per permettere di considerare una combinazione di carico cautelativa con il carico da vento in depressione, sono state considerate due condizioni di carico di fase 1, dove nella condizione di minimo è stata sottostimata l'incidenza dell'acciaio e il peso dei pannelli di copertura.

FZ VERT	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO		SISMA	
	MAX	MIN				PRES	DEPRES	MAX	MIN
NODO 303	120	80	130	40	110	20	- 80	470	- 470
307	110	70	120	40	110	20	- 80	-	-
312	160	110	170	60	150	20	- 110	-	-
317	150	100	160	50	140	20	- 110	-	-
322	160	110	170	60	160	20	- 120	-	-
403	130	90	140	50	120	20	- 90	480	- 480
407	130	90	140	50	120	20	- 90	-	-
412	150	100	170	50	150	20	- 110	-	-
417	150	100	160	50	150	20	- 110	-	-
422	140	100	150	50	140	20	- 100	-	-

Fx LONG	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO	
	MAX	MIN				MAX	MIN
NODO 303	- 10	- 10	-	-	-	-	-
307	20	- 10	- 20	- 10	- 20	10	- 10
312	20	- 20	- 20	- 10	- 20	20	- 10
317	20	- 10	- 20	- 10	- 20	20	- 10
322	20	- 20	- 20	- 10	- 20	20	- 10
403	- 10	- 10	-	-	-	-	-
407	20	10	20	10	20	- 10	10
412	20	20	20	10	20	- 20	10
417	20	20	20	10	20	- 20	10
422	20	10	20	10	20	- 20	10

Fy TRASV	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO		SISMA	
	MAX	MIN				MAX	MIN	MAX	MIN
NODO									
303	0	0	0	0	0	160	- 160	650	- 650
307	0	0	0	0	0	0	0	0	0
312	0	0	0	0	0	0	0	0	0
317	0	0	0	0	0	0	0	0	0
322	0	0	0	0	0	0	0	0	0
403	0	0	0	0	0	0	0	0	0
407	0	0	0	0	0	0	0	0	0
412	0	0	0	0	0	0	0	0	0
417	0	0	0	0	0	0	0	0	0
422	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Per quanto riguarda la muratura perimetrale, si riportano qui di seguito gli scarichi alla testa del muro, in corrispondenza dell'innesto delle travi principali longitudinali.

SCARICHI ALLA TESTA DELLA MURATURA									
FZ VERT	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO		SISMA	
	MAX	MIN				PRES	DEPRES	MAX	MIN
NODO									
27	90	60	100	30	90	10	- 60	-	-
127	80	50	80	30	70	10	- 60	-	-
Fx LONG	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO		SISMA	
	MAX	MIN				MAX	MIN	MAX	MIN
NODO									
27	60	40	70	20	60	10	- 50	1'010	- 1'010
127	40	60	70	20	60	50	- 10		
Fy TRASV	FASE 1		FASE 2	ACC	NEVE	VENTO		SISMA	
	MAX	MIN				MAX	MIN	MAX	MIN
NODO									
27	-	-	-	-	-	80	- 80	390	- 390
127	-	-	-	-	-	80	- 80		