

COMMITTENTE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE  
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**DIREZIONE TECNICA - U.O. URBANISTICA, ARCHITETTURA E DESIGN**

**PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO GALLARATE  
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

**FV02 – FERMATA DI VANZAGO**


**RELAZIONE DI CALCOLO SHELTER – LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA / DISCIPLINA PROGR. REV.

MDL1 12 D 44 CL FV0200 006 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Ingletti	Ott. '10	C. Francisci F. Matera	Ott. '10	S. Borelli			
B	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI VALIDAZIONE	Ingletti	Apr. '11	C. Francisci F. Matera	Apr. '11	S. Borelli			

File: MDL112D44CLFV0200006B

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Urbanistica  
Dott. Ing. Luigi Evangelista  
Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma N° A23189

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>10</b>
4.1	MATERIALI PER CARPENTERIA METALLICA.....	10
4.2	CALCESTRUZZO.....	10
4.3	ACCIAIO IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA.....	11
4.4	COPRIFERRO.....	11
<b>5</b>	<b>ANALISI GENERALE DEI CARICHI .....</b>	<b>12</b>
5.1	AZIONI PERMANENTI.....	12
5.2	SOVRACCARICO VARIABILE.....	13
5.3	VARIABILI DA NEVE.....	13
5.4	AZIONE DEL VENTO .....	14
5.5	VARIAZIONI TERMICHE.....	15
5.6	EFFETTI AERODINAMICI DOVUTI AL PASSAGGIO DEI TRENI .....	15
5.7	AZIONI SISMICHE .....	17
<b>6</b>	<b>CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>18</b>
6.1	CONDIZIONI DI CARICO .....	18
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	18
6.3	CALCOLO CARICHI AGENTI SUGLI ARCARECCI.....	19
<b>7</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>22</b>
<b>8</b>	<b>PROGETTAZIONE E VERIFICA DEGLI ELEMENTI.....</b>	<b>24</b>
8.1	VERIFICA TRAVI SECONDARIE .....	24
8.2	VERIFICA CONTROVENTI.....	26

**RELAZIONE DI CALCOLO SHELTER – LATO  
SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200006	B	3/47

8.3	TELAI .....	27
8.4	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ PER CONTROVENTI E TELAI .....	29
<b>9</b>	<b>UNIONI .....</b>	<b>30</b>
9.1	NODO TRAVI SECONDARIE-TRAVI PRINCIPALI .....	30
9.2	NODO ATTACCO CONTROVENTI .....	35
9.3	NODO AL PIEDE DELLE COLONNE .....	39
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>47</b>

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono riportate il dimensionamento e le verifiche relative alla realizzazione della nuova pensilina metalliche che funge da copertura per la scala di uscita dal sottopasso previsto alla progressiva chilometrica 2 + 876.79 (Fermata di Vanzago) della linea ferroviaria Rho – Arona. che si sviluppa in un ambito intensamente urbanizzato.

L'opera si trova in zona sismica di 4a categoria (comune di Vanzago) però, in fase di calcolo, verrà considerata assimilata alla terza categoria. Il calcolo viene effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, con il metodo delle tensioni ammissibili.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La pensilina si sviluppa parallelamente ai binari per una lunghezza di circa 8 m ed è costituita da n. 6 telai in profilati di acciaio ad interasse di 1.60 m.

I telai hanno forma di portali semplici aventi le colonne e la trave inclinate rispetto alla verticale ed orizzontale, come è visibile dalle immagini sotto riportate, i profilati che costituiscono piedritti e traverso sono scatolari 100x100x10; longitudinalmente l'orditura secondaria è realizzata con UPN 65 imbullonati su piastre ad U che sono saldate alle travi principali, sulle travi secondarie verrà poi poggiato il pacchetto di finitura costituito da un rivestimento esterno in pannelli tipo Alucore dello spessore di 20 mm.

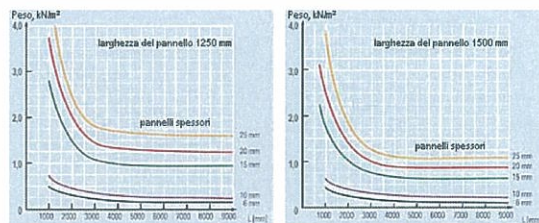
Il solaio di copertura è quindi di tipo "leggero", lungo il perimetro esterno sono previsti dei profilati di lamiera zincate a chiusura della parte esterna della copertura.

ALUCORE® - Dati tecnici							
<b>Spessore</b>							
	Unità	6 mm	10 mm	15 mm	20 mm	25 mm	
Spessore della lamina di copertura, fronte	[mm]			1,0			
Spessore della lamina di copertura, retro	[mm]	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0	
Peso	[kg/m <sup>2</sup> ]	4,7	5,0	6,7	7,0	7,3	
<b>Proprietà meccaniche</b>							
Modulo di resistenza	W	[cm <sup>2</sup> /m]	2,5	4,5	13,1	18,1	23,1
Rigidità a flessione	E-J	[kNcm <sup>2</sup> /m]	7.100	21.900	75.600	138.900	221.600
Lega / Stato fisico delle lamine di copertura			Lega Peraluman (AlMg), H42 a norma EN 573-3				
Modulo di elasticità		[N/mm <sup>2</sup> ]	70.000				
Resistenza alla trazione delle lamine di copertura		[N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>m</sub> ≥ 125				
Limite di snervamento (limite 0,2)		[N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>p0,2</sub> ≥ 80				
Limite di rottura		[%]	A <sub>60</sub> ≥ 5				
Coefficiente di dilatazione lineare			2,4 mm/m per 100°C di differenza di temperatura				
<b>Nucleo</b>							
Fogli d'alluminio in lega AlMn (EN AW-3003) resistenza alla compressione		[N/mm <sup>2</sup> ]	> 2,5				
Peso		[kg/m <sup>2</sup> ]	> 50				

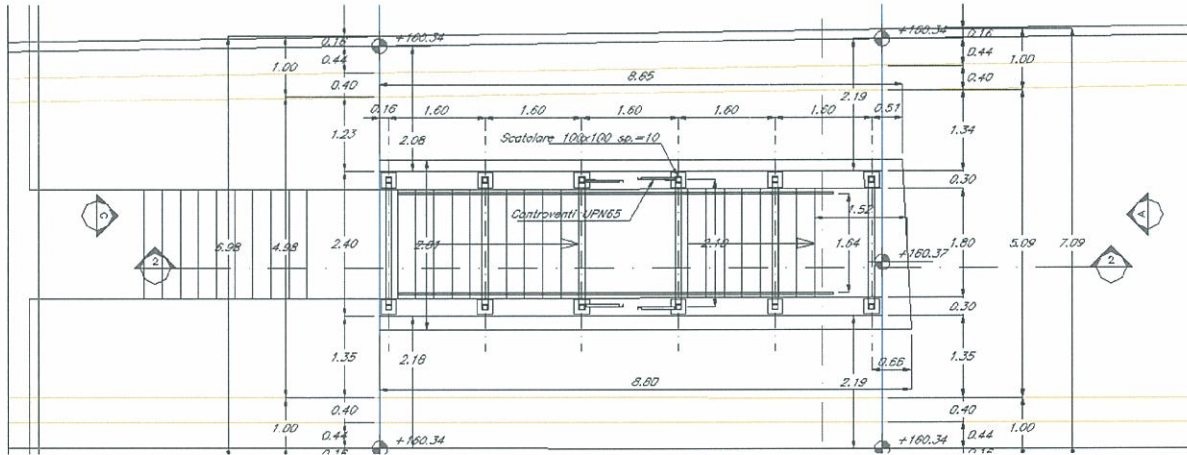
<b>Finitura</b>	
Verniciatura	coil coating fluoropolimero (ad es. PVdF)
fluoropolimero (ad es. PVdF)	[%]
Durezza (durezza matita)	30-80 HB-F

<b>Proprietà fonoisolanti</b>							
Grado di assorbimento acustico	α <sub>s</sub>	0,05					
Isolamento acustico validato (a norma ISO 717-1, ISO 140-3)	R <sub>a</sub>	[dB]	21	21	22	23	25

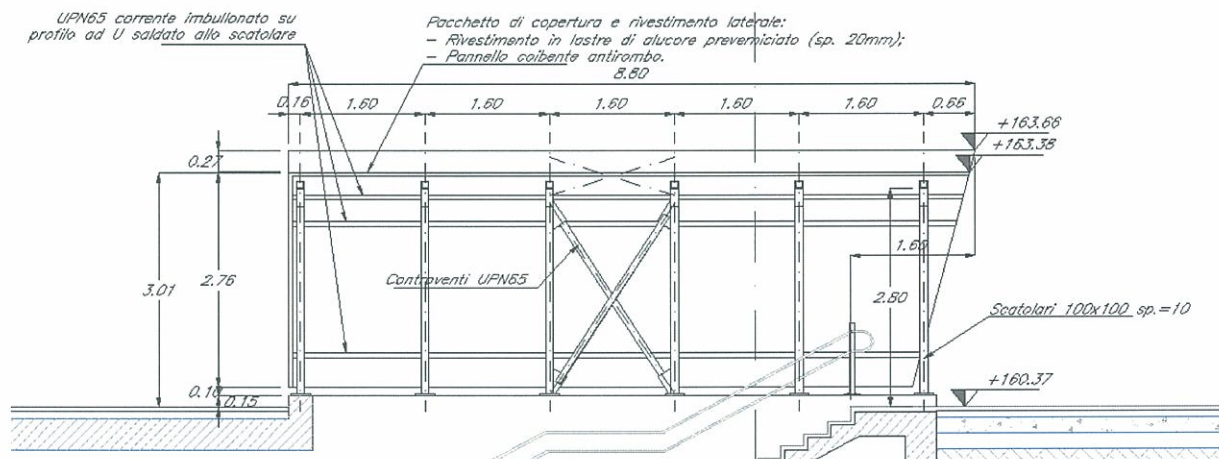
<b>Proprietà termiche</b>							
Conducibilità termica (riferita allo spessore complessivo, lamine di copertura incluse)	λ*	[W/mK]	0,95	1,35	1,78	2,25	2,70
Resistenza alla penetrazione del calore	R	[m <sup>2</sup> K/W]	0,0063	0,0074	0,0084	0,0089	0,0093
Resistenza termica		[°C]	da -40 a +80				

**Venti e misure dei pannelli**

**Figura 1: Caratteristiche tecniche pannelli Alucore**

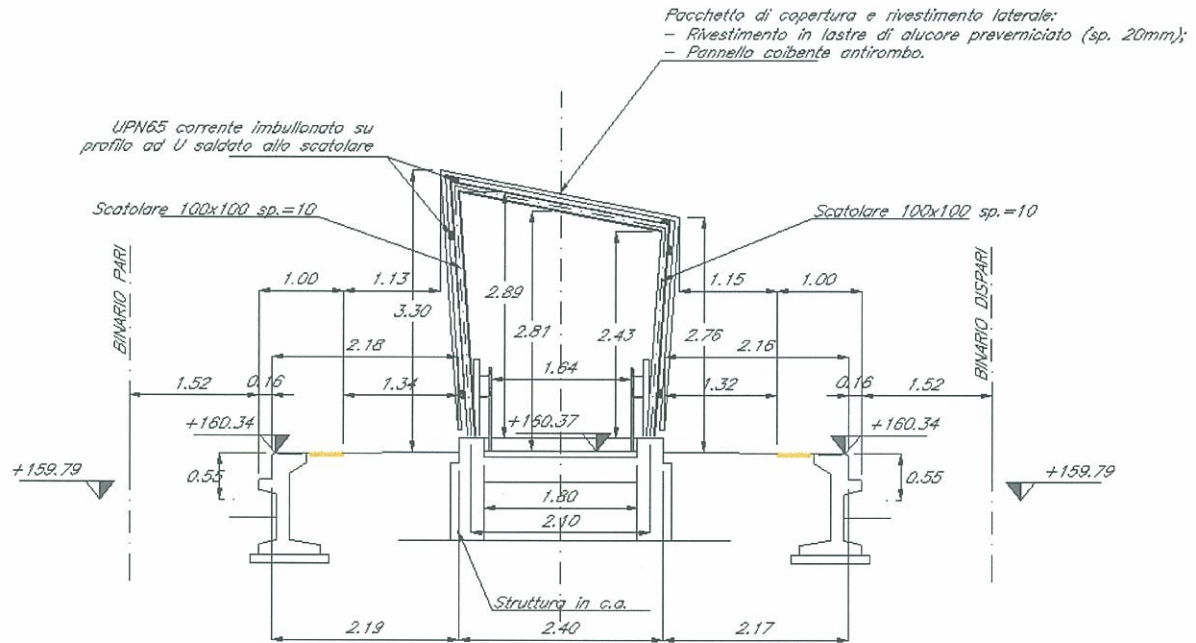
Si specifica che sarà cura dell'appaltatore, nelle successive fasi progettuali, verificare l'idoneità dei pannelli di rivestimento scelti, sia riguardo la caratterizzazione meccanica, sia riguardo la capacità di svolgere adeguatamente il loro compito nel resistere a tutte le sollecitazioni meccaniche agenti, nonché di effettuare tutte le verifiche degli elementi di collegamento del rivestimento alla struttura principale, tenendo conto dei fenomeni di fatica che possono manifestarsi sotto l'effetto delle azioni cicliche aerodinamiche.



**Figura 2: Pianta pensilina**



**Figura 3: Sezione longitudinale**



**Figura 4: Sezione trasversale**

Il controventamento della pensilina è assicurato trasversalmente alla resistenza flessionale dei telai, mentre nella direzione longitudinale tra il 3° e 4° telaio verranno disposti dei controventi concentrici UPN 65, tali controventamenti sono disposti anche sul piano di copertura sempre tra il 3° e 4° telaio.

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono stati condotti nell'osservanza delle Normative vigenti con particolare riferimento a Leggi, Decreti e Specifiche di seguito riportate:

- **L. 05.11.1971, n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **D.M. 11.03.1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Circ. 24.09.1988, n.30483** - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. 09.01.1996 e 14.02.1992** - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 16.01.1996** - Norme tecniche relative ai "criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- **D.M. 16.01.1996** - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- **Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n°617**- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- **Circ. 15.10.1996, n.252AA.GG./STC.** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 09.01.1996.
- **Min. LL.PP. Circolare 10/04/1997 n. 65/AA.GG** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996;
- **Norme CNR 10011/85:** - Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.



- **Istruzione FS - (ASA Servizi di Ingegneria) n.44 a** - Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria
- **Istruzione FS - (ASA Servizi di Ingegneria) n. 44 b** - Istruzioni tecniche per manufatti da costruire in zona sismica.
- **Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari** – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.
- **Linee guida relative alla costruzione e al collaudo delle carpenterie metalliche per pensiline, capannoni e fabbricati ( XXXX 00 0 IF PF IG.00.00 001 B)**

## 4 MATERIALI

In ottemperanza alla Legge 5/11/71 n.1086 e alle prescrizioni delle NTC 2008, si redige la presente relazione sulla qualità, sulle caratteristiche e sui dosaggi dei materiali impiegati per la realizzazione delle strutture in oggetto.

### 4.1 Materiali per carpenteria metallica

#### Acciaio per carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo Fe 430.

Tensione normale ammissibile  $\sigma_s < 190 \text{ N/mm}^2$ .

Tensione tangenziale ammissibile  $\tau_s < 109.63 \text{ N/mm}^2$ .

Modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$

Modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$  (per T fino a 100 °C)

Densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Per la carpenteria metallica prevedere la zincatura a caldo e la verniciatura.

#### Elettrodi per saldature

Si prescrive l'utilizzo di elettrodi rivestiti omologati secondo UNI 5132/74 di tipo E 44; le saldature saranno del tipo manuale ad arco di I classe.

#### Unioni bullonate

Le unioni bullonate saranno realizzate secondo quanto prescritto dalle raccomandazioni CNR 10011/88, utilizzando bulloni ad alta resistenza di classe 8.8.

### 4.2 Calcestruzzo

Per gli elementi strutturali prefabbricati si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe  $R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$

tensione normale di compressione ammissibile:

- per flessione e pressoflessione  $\sigma_{c,adm} = 14.75 \text{ N/mm}^2$

- per compressione semplice  $\sigma_{c,adm} = 10.32 \text{ N/mm}^2$

tensione tangenziale ammissibile:

- per elementi armati a taglio con armatura minima  $\tau_{c,0} = 0.86 \text{ N/mm}^2$
- per elementi armati a taglio con specifica armatura  $\tau_{c,1} = 2.4 \text{ N/mm}^2$

Per le strutture di fondazione, si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche :

Classe Rck  $\geq 30 \text{ N/mm}^2$

tensione normale di compressione ammissibile:

- per flessione e pressoflessione  $\sigma_{c,adm} = 9.75 \text{ N/mm}^2$
- per compressione semplice  $\sigma_{c,adm} = 6.82 \text{ N/mm}^2$

tensione tangenziale ammissibile:

- per elementi armati a taglio con armatura minima  $\tau_{c,0} = 0.6 \text{ N/mm}^2$
- per elementi armati a taglio con specifica armatura  $\tau_{c,1} = 1.829 \text{ N/mm}^2$

Per il magrone Rck  $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

#### 4.3 Acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio FeB44 K (controllato in stabilimento) per tondi di diametro  $\leq 26 \text{ mm}$ , avente caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

tensione normale di compressione e trazione ammissibile  $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$

Si adotta acciaio FeB38 K (controllato in stabilimento) per tondi di diametro  $26 \text{ mm} < \Phi \leq 30 \text{ mm}$ , avente caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 375 \text{ N/mm}^2$

tensione normale di compressione e trazione ammissibile  $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$

#### 4.4 Copriferro

Sono stati considerati i seguenti valori del copriferro netto, inteso come distanza tra la superficie esterna del conglomerato e la superficie dell'armatura resistente, comprese le staffe:

strutture di fondazione  $s = 4 \text{ cm}$ .

## 5 ANALISI GENERALE DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per il calcolo.

### 5.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti sono quelle relative ai pesi propri degli elementi strutturali e permanenti portati valutati sulla base delle loro caratteristiche geometriche e dei pesi specifici previsti nella normativa vigente. Il peso dell'acciaio è di  $78.50 \text{ kN/m}^3$ , nel calcolo si introduce un incremento del 10% rispetto al valore precedente per tenere conto della presenza dei collegamenti.

In particolare si ha:

Pacchetto di copertura

- rivestimento in alluminio preverniciato/ astre tipo ALUCORE sp. 20 mm 0.10 kN/mq
- pannello coibente antirombo 0.08 kN/mq

**Totale peso pacchetto di copertura a mq g= 0.20 KN/mq**

Peso profilati

- peso UPN 65 (arcarecci) 0.071 KN/m
- Peso SCATOLARE 100X100X10 (telai) 0.15 KN/m
- Viene considerato un incremento di 0.05 KN/m per tenere conto del peso della bulloneria

## 5.2 Sovraccarico variabile

Sulla copertura della pensilina agiscono carichi variabili per manutenzione e carichi variabili da neve, nella analisi dei carichi verranno calcolati entrambi, ma non dovendosi cumulare tra loro nel modello di calcolo verrà inserito soltanto il maggiore tra i 2, operando a favor di sicurezza

### Variabili per manutenzione:

7	<b>Coperture:</b> <b>- non accessibili .....</b>	<b>0,50</b>	1,20	-
	- accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4)	-	-	-
	- speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	-	-	-

$q' \geq 0.50 \text{ KN/m}^2$

## 5.3 Variabili da neve



Zona Neve = I

Valore caratteristico del carico al suolo ( $q_{sk}$ ) = 1,60 kN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda = 11,0°

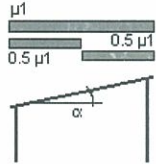
$\mu_i = 0,80 \Rightarrow Q_{neve} = 1,28 \text{ kN/mq}$

Carico che agisce su tutta la copertura

Schema di carico:

RELAZIONE DI CALCOLO SHELTER – LATO  
SOTTOPASSO PROMISCUO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200006	B	14/47



Il carico neve che agisce in maniera squilibrante su metà copertura è dato da:  
 $q_s$  variabile sulla falda dal valore  $q_{s1}$  all'estremità al valore  $q_{s2}$  nella zona centrale ;

**Neve B**  $q_{s1} = 1.80 \times 1.28 = 2.30 \text{ kN/m}$

#### 5.4 Azione del vento



Zona vento = 1

(  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ ;  $A_o = 1000 \text{ m}$ ;  $K_a = 0,012 \text{ 1/s}$  )

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: tipo III

(  $K_r = 0,20$ ;  $Z_o = 0,10 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 5 \text{ m}$  )

Velocità di riferimento =  $25,00 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) =  $0.39 \text{ KN/mq}$

Coefficiente di forma ( $C_p$ ) =  $1,00$

Coefficiente dinamico ( $C_d$ ) =  $1,00$

Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) = 1,71

Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ) = 1,00

Altezza dell'edificio = 3,50 m

Pressione del vento orizzontale ( $p = q_b C_e C_p C_d$ ) = **0.67 KN/mq = p'**

A causa dell'inclinazione sulla copertura agisce anche una quota parte della pressione vento:

Pressione del vento verticale =  $p'' = p' \times \sin \alpha$  = **0.13 KN/mq = p''**

Per l'effetto della azione tangenziale del vento sulle pareti verticali e sulla copertura verrà assunto un coefficiente di attrito per superfici lisce pari a  $c_f = 0.01$

### 5.5 Variazioni termiche

Le variazioni di temperatura non costituiscono azione fondamentale per la struttura in esame, poiché essa è situata all'esterno e poiché ha un basso grado di iperstaticità, da questo si tiene conto della differenza tra la temperatura media attuale e quella iniziale alla data della costruzione assunta quale convenzionale zero termico; tale valore, per strutture in acciaio esposte, è di  $\pm 25$  °C quindi:

**Cond. Temp  $\Delta T = \pm 25^\circ$**

### 5.6 Effetti aerodinamici dovuti al passaggio dei treni

Si considerano gli effetti aerodinamici dovuti al passaggio dei treni sulle superfici verticali parallele al binario.

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione che possono essere semplicemente schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Si riporta di seguito l'analisi effettuata per valutare l'azione del vento dovuto al passaggio dei treni.

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione che possono essere semplicemente schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

In accordo con quanto previsto nella Istruzione FS "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" Testo aggiornato al 13/01/1997 della Istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995" si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento alla seguente situazione :

Superficie verticale adiacente ai binari (punto 1.4.6.4):

Il valore dell'azione  $q_{1k}$  agente ortogonalmente alla superficie del fabbricato, viene valutata in base alla figura 4 in funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino, indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

Il valore dell'azione  $q_1$  può essere ridotta del fattore  $k_1$  il cui valore varia in funzione della forma delle carrozze del convoglio "

Si considera una velocità di riferimento di 180 km/h e una distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino pari a 3.50 m.

Andando a leggere il valore della pressione generata al passaggio dei convogli sul grafico riportato di seguito abbiamo:

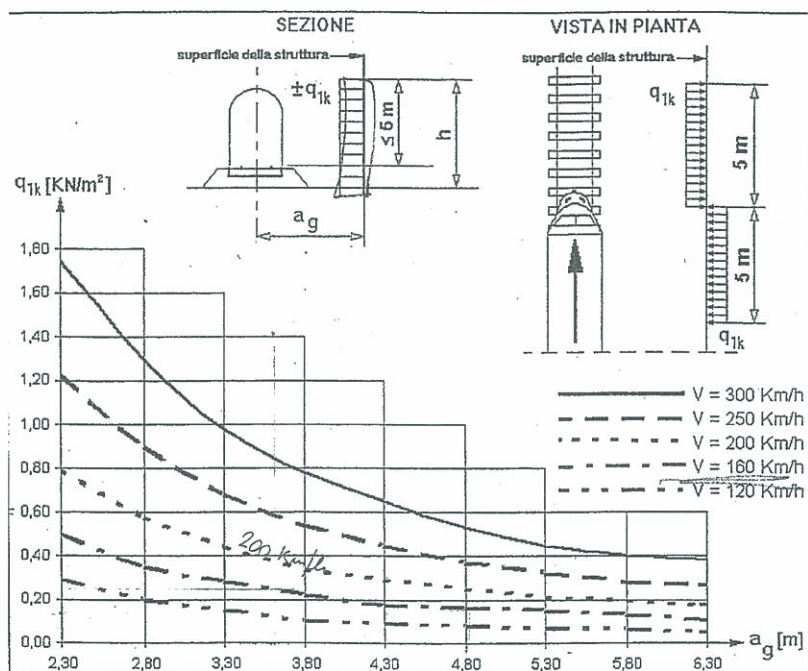


Fig. 1.4.6.2 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici verticali parallele al binario

In definitiva si hanno,

$$q_{1k} = 0.30 \text{ kN/m}^2.$$

$k_1 = 0.85$  per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata.

$$q_{1k} = 0.85 \cdot 0.30 = 0.26 \text{ kN/m}^2 = \text{Pressione dinamica passaggio treni}$$

Per il segno del carico lineare, bisogna tenere conto del binario dove passa il treno e della direzione di quest'ultimo così come si vede dalla figura sopra.



## 5.7 Azioni sismiche

Il manufatto in oggetto sorge in zona sismica 4, nel seguito si considererà l'opera come appartenente ad una zona sismica di III<sup>a</sup> categoria e quindi con grado di sismicità  $S = 6$ .

Nell'ambito dell'analisi statica il coefficiente sismico  $K_h$  vale

$$K_h = C \times R \times I \times \varepsilon \times \beta \times \gamma_i$$

Nel caso in esame:

$$C = (S-2) / 100 = 0,04$$

$$R = 1$$

$$I = 1$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\gamma_i = 1$$

Quindi:  $K_h = 0.04$

Le masse interessate dall'azione sismica sono valutate con la relazione:

$$W = G + s \times Q$$

Nel caso in esame  $Q$  rappresenta il carico accidentale da neve, si assumerà per esso il coefficiente di riduzione del sovraccarico  $s = 0.33$ .

$G$  è il peso di tutti i carichi permanenti la cui massa può considerarsi concentrata nel baricentro della copertura (in via semplificativa la massa delle pareti verrà considerata per 2/3 applicata nel baricentro della copertura operando a favor di sicurezza):

$$G = G_{strutt} + (A_{cop} \times g_{perm} + A_{pareti} \times g_{perm} \times 2/3) =$$

$$= 17.50 + (24.60 \times 0.20 + 50 \times 0.20 \times 2/3) = \mathbf{29.00 \text{ KN} = G}$$

$$W = G + s \times Q = 29.00 + 0.33 \times 1.28 \times 24.60 = \mathbf{40.00 \text{ KN} = W}$$

La forza sismica totale da applicare in copertura è quindi pari a:

$$F_s = K_h \times W = 0.04 \times 40.00 = \mathbf{1.60 \text{ KN} = F_s}$$

In forza dell'analisi statica condotta, poiché la copertura della pensilina si considera rigida coerentemente con il fatto che risulta controventata, l'azione precedente si applica come forza concentrata nei nodi trave colonna previa ripartizione sui nodi stessi.

Si ha quindi

$$\mathbf{1.60/12 = 0.15 \text{ kN (Cond. SismaLon e SismaTra)}}$$

## 6 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

### 6.1 Condizioni di carico

Sono state individuate 14 condizioni di carico che sono state combinate per determinare le sollecitazioni più sfavorevoli al funzionamento della struttura. Tali condizioni sono:

- Perm pesi propri di tutti gli elementi strutturali e non
- Q neve neve carico dovuto alla neve
- Q neve B carico dovuto alla neve agente su metà copertura
- VenX+ vento longitudinale (verso positivo)
- VenX- vento longitudinale (verso negativo)
- VenY+ vento trasversale (verso positivo)
- VenY- vento trasversale (verso negativo)
- Temp+ aumento uniforme di temperatura
- Temp- diminuzione uniforme di temperatura
- Aerod1 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 1)
- Aerod2 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 2)
- Aerod3 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 3)
- Aerod4 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 4)
- SismaX sisma longitudinale
- SismaY sisma trasversale

### 6.2 Combinazioni di carico

Nel modello di calcolo sono state inserite 63 combinazioni di carico, delle quali 32 combinazioni non sismiche, e le restanti 31 combinazioni contemplano l'azione sismica.

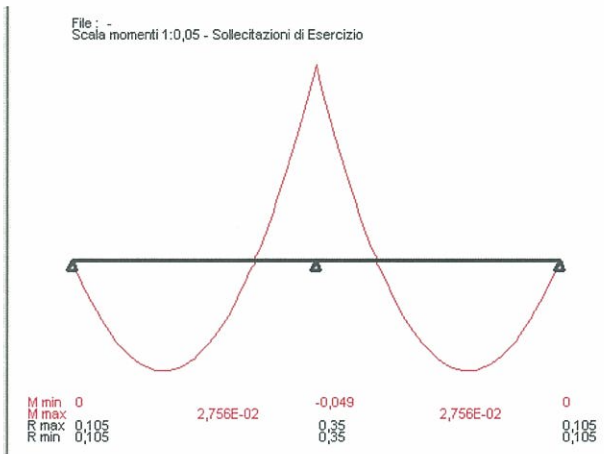
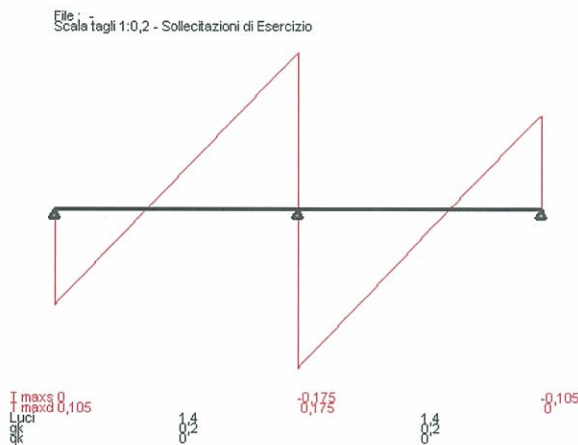
### 6.3 Calcolo carichi agenti sugli arcarecci

#### Arcarecci di copertura

Viene riportato di seguito lo schema di calcolo dei pannelli alucore posti sulla copertura che permette di determinare il carico agente sulle travi secondarie:

- Schema relativo ai carichi permanenti (riferito alla striscia di 1 m):

$$g = 0.20 \text{ KN/mq}$$

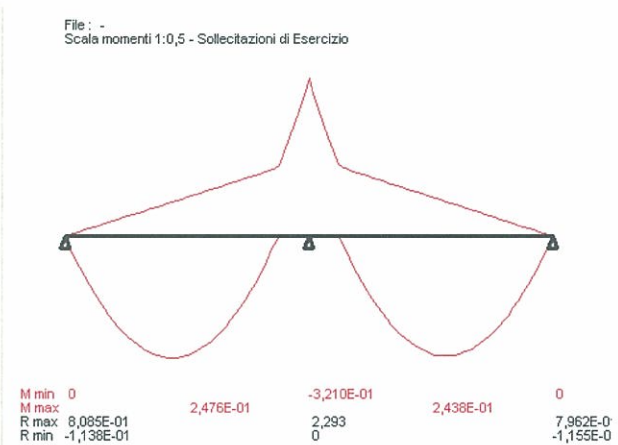
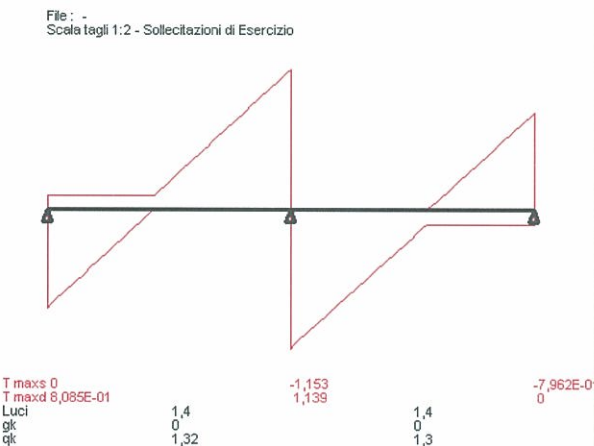


Il carico permanente massimo che andrà ad assoggettare gli arcarecci di copertura è pari a:

$$G = 0.35 \text{ KN/m}$$

- Schema relativo ai carichi variabili (riferito alla striscia di 1 m):

$$q = 1.32 \text{ KN/mq}$$



Il carico variabile massimo che andrà ad assoggettare gli arcarecci di copertura è pari a:

$$Q = 2.30 \text{ KN/m}$$

#### Arcarecci di parete

Viene riportato di seguito lo schema di calcolo dei pannelli alucore posti sulla parete che permette di determinare il carico agente sulle travi secondarie:

**Calcolo carico dei pannelli alucore posti sulla parete che agisce sulle travi secondarie:**

$$G = p \times h_{\text{parete}} = 0.2 \times 3.05 = 0.61 \text{ KN/mq}$$

Calcolo del carico indotto sugli arcarecci laterali dal vento e dalle pressioni dovute al passaggio dei treni

$$\text{Pressione del vento orizzontale} = p = 0.67 \text{ KN/mq}$$

$$\text{Pressione dinamica passaggio treni} = q_{1k} = 0.17 \text{ kN/mq}$$

**Azioni longitudinali da vento**

L'area soggetta all'azione longitudinale perpendicolare del vento è quella della parete di chiusura sul lato corto.

$$\text{Lato soggetto ad azioni perpendicolari dovute al vento} = A1 = 14.46 \text{ mq}$$

L'area soggetta all'azione longitudinale tangenziale del vento è quella delle pareti dei lati lunghi e della copertura.

$$\text{Area soggetta ad azioni tangenziali dovute al vento} = A2 = 70.65 \text{ mq}$$

$$C_f = 0.01 \quad \text{coefficiente di attrito}$$

Andremo ora a calcolare il carico a metro lineare che i pannelli scaricano sugli arcarecci a causa della pressione del vento

$$Q_{\text{vento long}} = p \times [A1 + (c_f \times A2)] = 10.00 \text{ KN} = \mathbf{Q_{\text{vento long}}}$$

Tale forza appena calcolata sarà ripartita opportunamente tra i vari arcarecci

**Azioni trasversali da vento**

L'area soggetta all'azione trasversale perpendicolare del vento è quella delle pareti dei lati lunghi.

$$\text{Area soggetta ad azioni perpendicolari dovute al vento} = A3 = 51.00 \text{ mq (interessa gli arcarecci di parete)}$$

Andremo ora a calcolare il carico a metro lineare che i pannelli scaricano sugli arcarecci di parete a causa della pressione del vento

$$\text{Arcarecci di parete } Q_{\text{vento trasv}} = p \times A3 = 34.17 \text{ KN} = \mathbf{Q_{\text{vento trasv}}}$$

L'area soggetta all'azione trasversale tangenziale del vento è quella della copertura.

Area soggetta ad azioni tangenziali dovute al vento =  $A_4 = 24.00$  mq (interessa gli arcarecci di copertura)

Andremo ora a calcolare il carico a metro lineare che i pannelli scaricano sugli arcarecci di copertura a causa della pressione del vento

Arcarecci di copertura  $Q_{\text{vento trasv}} = p \times (c_f \times A_4) = \mathbf{0.16 \text{ KN} = Q_{\text{vento trasv}}}$

Le forze appena calcolate saranno ripartite opportunamente tra i vari arcarecci

### **Azioni trasversali da passaggio treni**

Lato soggetto ad azioni perpendicolari dovute al passaggio treni =  $L = 3.10$  m (interessa gli arcarecci di parete)

Come visibile dallo schema riportato precedentemente la pressione generata dal passaggio dei convogli ferroviari induce pressioni e depressioni, variando di segno a tratti di 5 m, quindi ora calcoleremo il carico a metro lineare che verrà assegnato agli arcarecci di parete:

$q_t = q_{1k} \times L/2 = 0.17 \times 3.10/2 = \mathbf{0.27 \text{ kN/m} = q_t}$

## 7 MODELLO DI CALCOLO

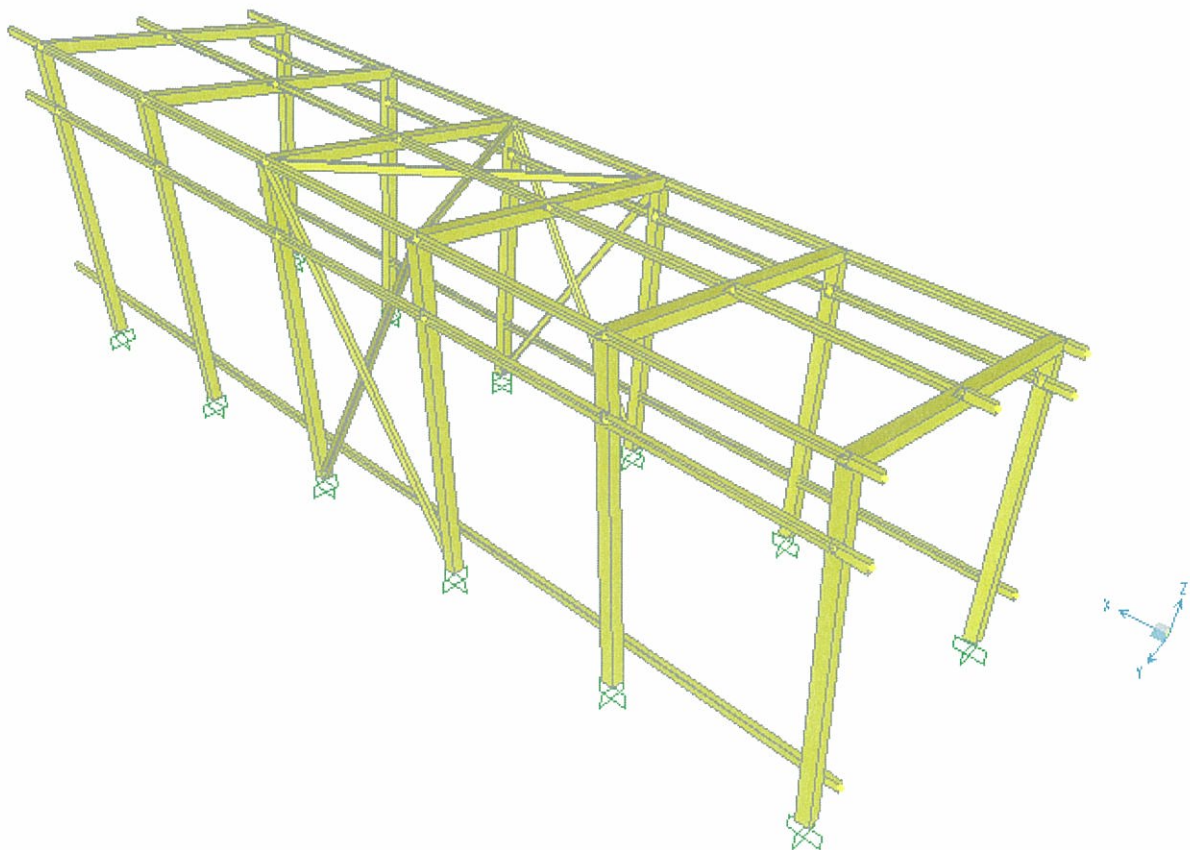
La pensilina è lunga complessivamente 8.80 m

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con il programma SAP2000 v. 10.1.3.

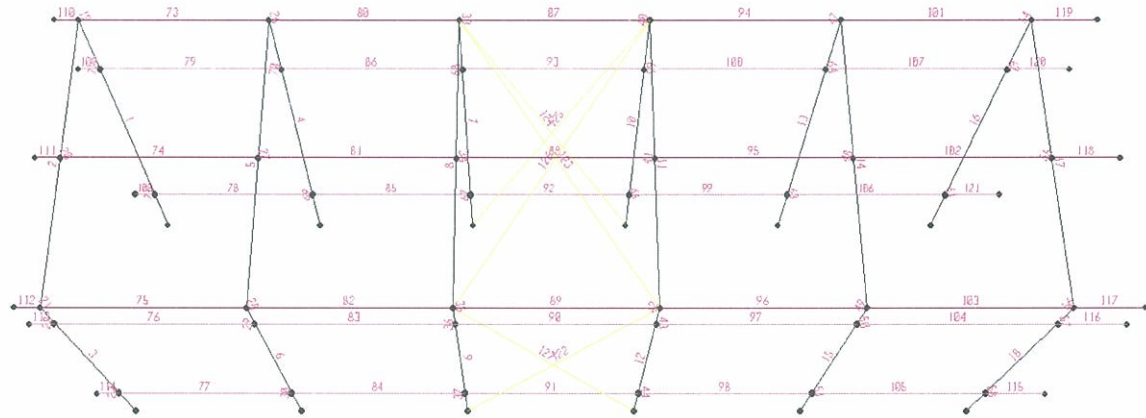
Le colonne sono considerate incastrate alla sottostruttura in cemento armato cui sono collegate tramite tirafondi. Gli arcarecci sono vincolati in modo da non trasmettere torsione e momento alle travi trasversali.

L'analisi sismica è stata condotta tramite analisi statica lineare

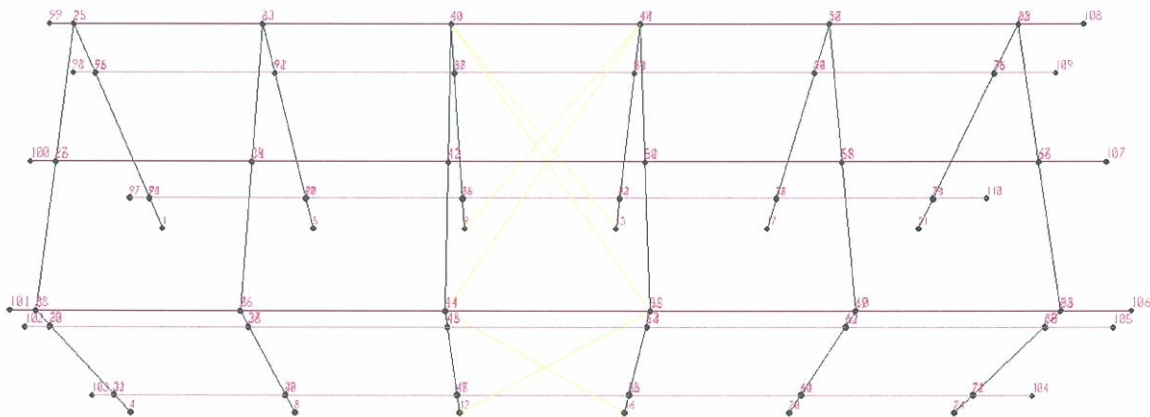
Si riportano di seguito una vista d'insieme del modello e 2 viste dall'alto con la numerazione dei frame e con la numerazione dei nodi.



**Figura 5:Modello di calcolo**



**Figura 6: Numerazione aste**

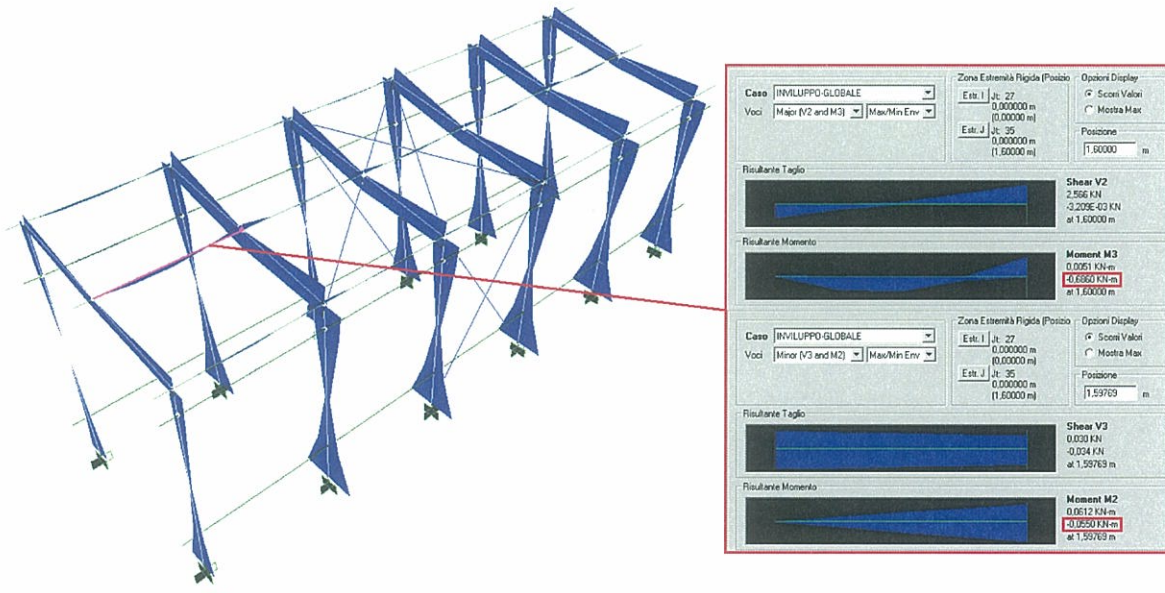


**Figura 7: Numerazione nodi**

## 8 Progettazione e verifica degli elementi

### 8.1 Verifica travi secondarie

Si procede ora alla verifica degli arcarecci di copertura e di parete, la verifica verrà effettuata per l'elemento più sollecitato, che come mostrato dall'immagine sotto, risulta essere l'arcareccio centrale di copertura nella prima campata.



Stato di sollecitazione

$$M_y' = 0.69 \text{ KNm} \quad M_x' = 0.055$$

$$V = 3.20 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

UPN 65

Considerando che la sezione più sollecitata è anche quella che risulta indebolita dai fori dei bulloni, riportiamo di seguito le caratteristiche geometriche della sezione al netto dei fori:

$$\text{Area netta} = 7.457 \text{ cm}^2$$

$$J_x \text{ netto} = 44.54 \text{ cm}^4 \quad W_x \text{ netto} = 13.70 \text{ cm}^3$$

$$J_y \text{ netto} = 10.41 \text{ cm}^4 \quad W_y \text{ netto} = 4.95 \text{ cm}^3$$

La sezione risulta anche inclinata rispetto all'orizzontale di  $11^\circ$ , andremo quindi a proiettare il momento sollecitante sugli assi principali d'inerzia:

$$\text{Sollecitazioni} \quad M_y = 0.68 \text{ KNm} \quad M_x = 0.18 \text{ KNm}$$



### Verifica trave secondaria a flessione

$$(M_{yd}/W_y \text{ netto}) + (M_{xd}/W_x \text{ netto}) = 0.68 \times 10^6 / 13700 + 0.18 \times 10^6 / 4950 = 49.63 + 36.36 =$$

$$86.00 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

**Verifica a flessione**       $\sigma_{\max} \leq \sigma_s$       **86.00 ≤ 190 N/mm<sup>2</sup> ok**

### Verifica trave secondaria a taglio

$$t_{\max} = V \times S_y^* / b \times J_y = 3200 \times 4560 / 16 \times 104100 = 8.76 \text{ N/mm}^2 = t_{\max}$$

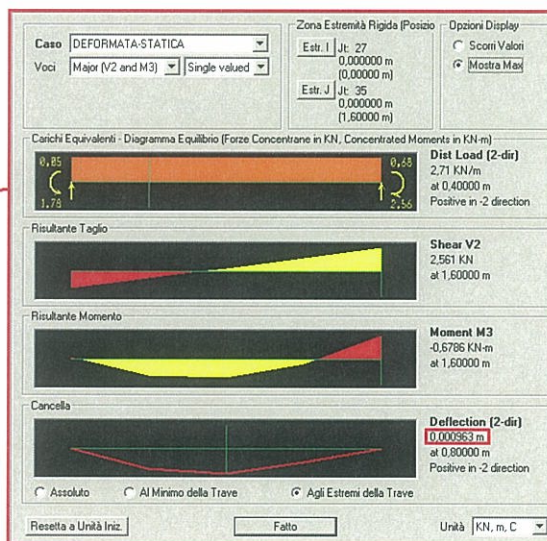
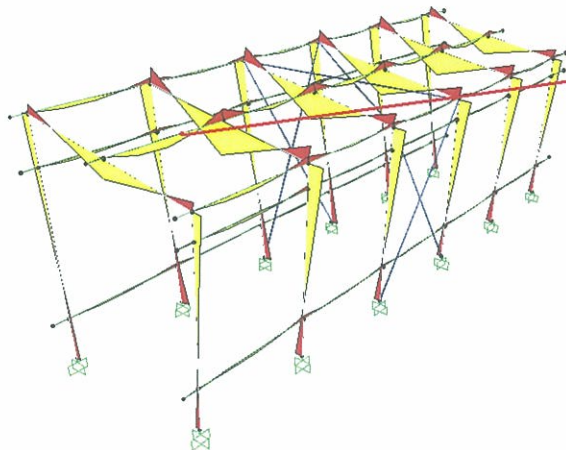
**Verifica a taglio**       $t_{\max} \leq t_s$       **8.76 ≤ 109.63 N/mm<sup>2</sup> ok**

### Verifica deformativa

Si riporta di seguito la verifica di deformabilità per le travi secondarie.

Per elementi di copertura il limite di deformabilità risulta essere:

Per gli arcarecci la luce risulta essere = 1.60 m -->  $L/200 = 1600/200 = 8.00 \text{ mm} = f_{\max}$

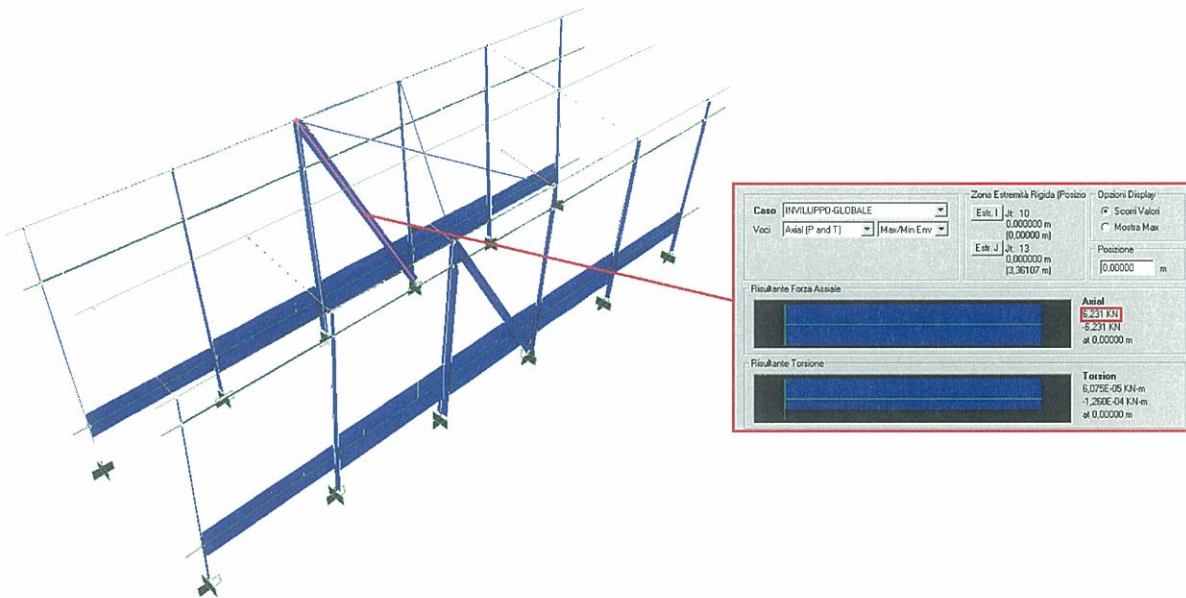


Come mostrato dall'immagine sopra la freccia massima della trave secondaria risulta essere  $f = 1.00 \text{ mm}$

**Verifica di deformabilità**       $f \leq f_{\max}$       **1.00 ≤ 8.00 mm OK**

## 8.2 Verifica controventi

La verifica dei controventi verrà condotta trascurando il contributo del controvento compresso, operando così a favor di sicurezza.



Stato di sollecitazione

$$N = 6.25 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

UPN 65

$$\text{Area} = 9.03 \text{ cm}^2$$

**Verifica controventi**

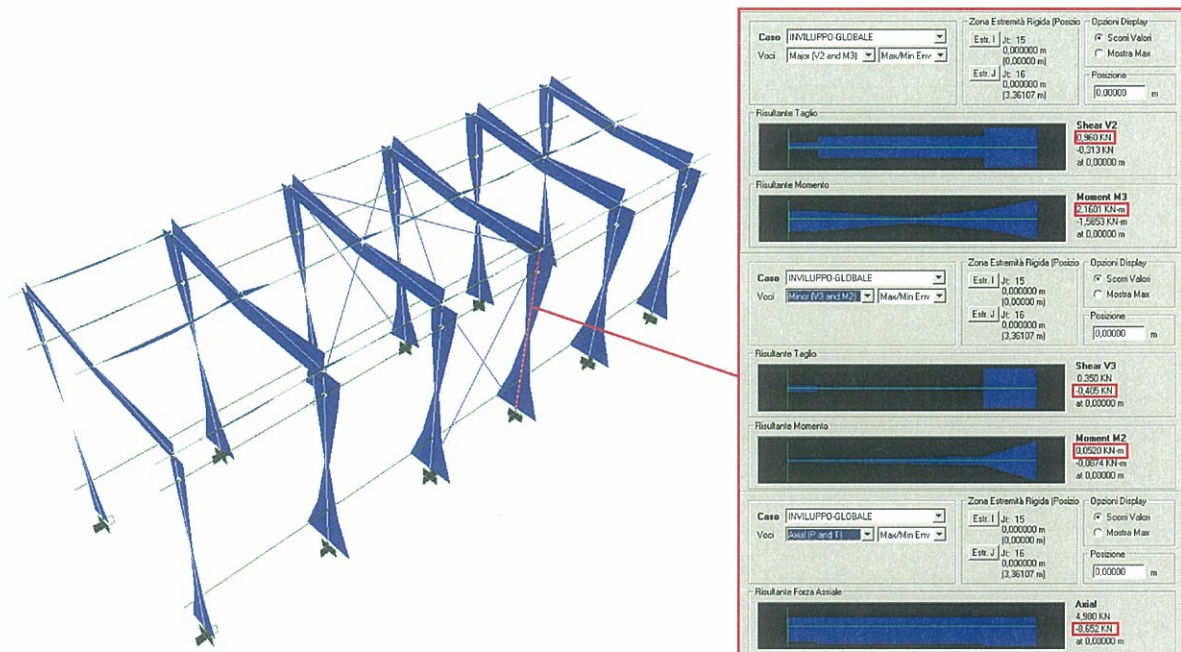
$$\sigma_{\max} = N/A = 6250/903 = 6.92 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

**Verifica controventi**       $\sigma_{\max} \leq \sigma_s$       **6.92 ≤ 190 N/mm<sup>2</sup> ok**

La verifica di deformabilità per gli elementi di controvento consiste nell'assicurare che lo spostamento massimo orizzontale subito dalla struttura sia minore di quello ammissibile, tale verifica è riportata più avanti.

### 8.3 Telai

Verrà condotta ora la verifica della sezione scatolare costituente il telaio della pensilina, essendo la sezione costante sia per la colonna che per la trave, la verifica verrà effettuata solo per la sezione più sollecitata che risulta essere quella al piede delle colonne.



Stato di sollecitazione

**Mdx = 2.16 KNm**

**Nd = -8.65 KN**

**Vd = 1.00 KN**

Sezione oggetto di verifica:

Scatolare 100x100x10

Caratteristiche geometriche

Area netta = 19.00 cmq

$J = 286.58 \text{ cm}^4$

$W_{el} = 57.31 \text{ cmc}$

$W_{pl} = 64.18 \text{ cmc}$

$i = 3.88 \text{ cm}$

Per i puntoni si hanno delle prescrizioni minime di snellezza ( $\lambda$ ), nel nostro caso avendo a che fare con un elemento principale (il cui collasso determinerebbe il collasso della struttura) che può essere soggetto a vibrazione (passaggio dei treni) la norma prescrive:  $\lambda \leq 150$

Lunghezza di libera inflessione  $l_0 = 490 \text{ cm}$

Calcoliamo la snellezza =  $\lambda = l_0/i = 126.28 = \lambda < 150 \text{ ok}$

Verifica a pressoflessione:

I profilati scatolari appartengono alla categoria A.

Dalla C.N.R. 10011 Prospetto 7-IIIa → con  $\lambda=127 \rightarrow \omega=2.56$

La verifica dell'asta snella presso inflessa è la seguente

$$\sigma_{\max} = \omega N d / A + M_{eq} / [\psi W (1 - N d / N_{cr})] \leq \sigma_s$$

$$N_{cr} = \sigma_{cr} \times A$$

$$\sigma_{cr}(\lambda) \text{ Dalla C.N.R. 10011 Prospetto 7-VII} \rightarrow \text{con } \lambda=127 \rightarrow \sigma_{cr} = 126 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{eq} = 1,3 \times M_{medio} \text{ oppure } M_{eq} = 0,75 \times M_{max}$$

$$\text{Nel nostro caso } M_{medio} = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 2.16 = 1,08 \text{ KNm} = M_{medio}$$

$$M_{eq} = 1,3 \times 1,08 = 1,40 \text{ KN} \times m = M_{eq}$$

$$M_{eq} = 0,75 \times 2.16 = 1,62 \text{ KN} \times m = M_{eq} \text{ (verrà preso quest'ultimo)}$$

$$\text{Calcoliamo } N_{cr} = 126 \times 19000 = 239400 \text{ N} = 239.40 \text{ KN} = N_{cr}$$

Applicando la rel di verifica:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= [(2.56 \times 8650) / 19000] + [(1620000) / [1 \times 57310 (1 - (8650 / 239400))] = 11.65 + 29.45 = \\ &= 41.10 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max} \end{aligned}$$

Verifica a pressoflessione

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_s$$

$$41.10 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

A seguito si riporta la verifica di deformabilità dei telai come i controventi devono assicurare che lo spostamento massimo orizzontale sia minore di quello ammissibile.

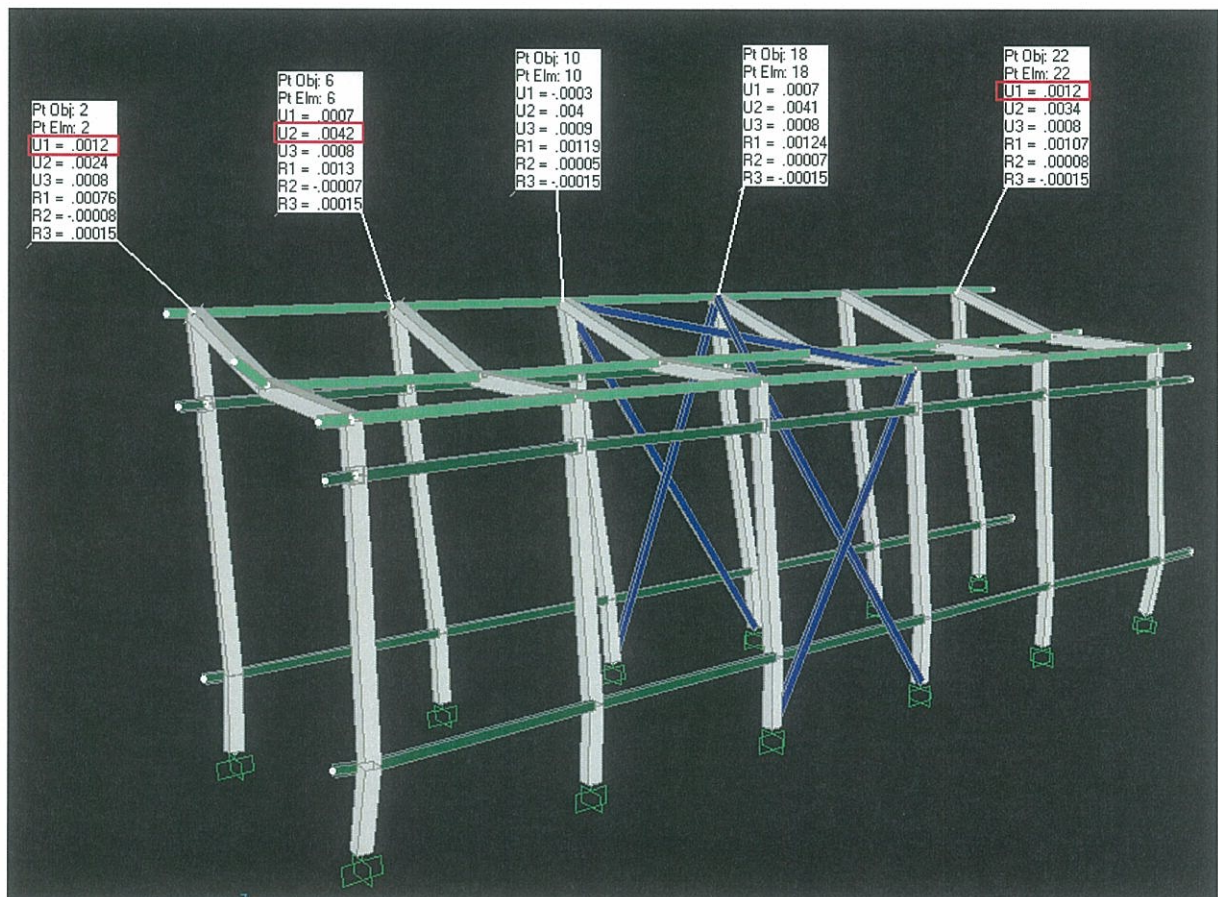
#### 8.4 Verifica di deformabilità per controventi e telai

Si riportano di seguito le verifiche di spostamento laterale massimo

Il massimo spostamento orizzontale ammissibile per la nostra struttura è pari a  $h/500$

Essendo per la nostra struttura  $h = 3.30$  m abbiamo  $3300/500 = 6.6$  mm = spostamento laterale massimo concesso.

Viene riportata sotto una immagine che mostra che lo spostamento massimo subito dalla struttura in sommità risulta essere pari a 4.2 mm in direzione trasversale ed 1.2 mm in direzione longitudinale.

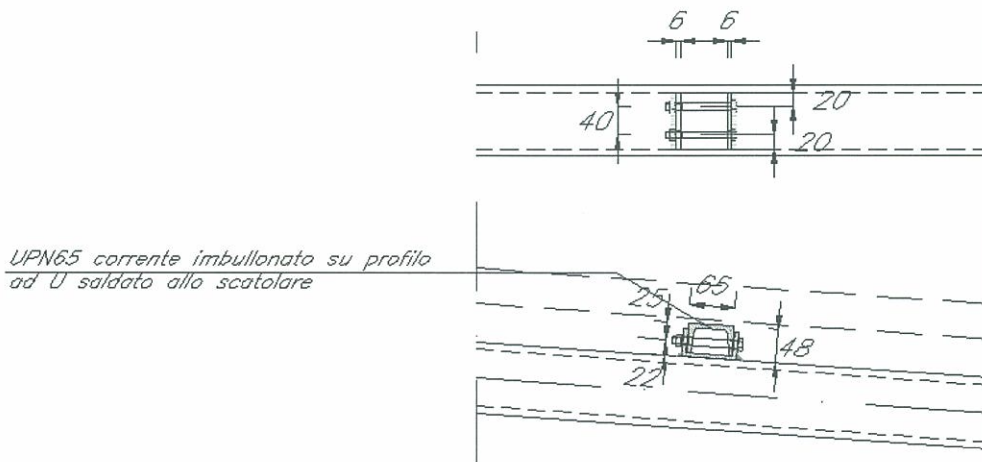


Verifica di deformabilità     $s_{max} \leq h/500$     1.2 ; 4.2  $\leq$  6.6 mm    OK

## 9 Unioni

### 9.1 Nodo travi secondarie-travi principali

Viene riportata nel seguito la verifica degli elementi di attacco tra gli arcarecci ed i telai principali, tale attacco è costituito da un fazzoletto a C saldato ai telai, sul quale vengono imbullonate le travi secondarie.



Riportiamo le sollecitazioni agenti sul nodo: **T = 6.70 KN**

#### Verifica dei bulloni

I bulloni utilizzati saranno M10 classe 8.8 con diametro di 10 mm.

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

$15 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi compressi

$25 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi tesi

ove  $p$  è la distanza tra i fori ed  $s \text{ min}$  è lo spessore minimo tra gli elementi da unire

$a \geq 2 \varnothing \text{ bull}$

$a \leq 6 s \text{ min}$  per bordi irrigiditi

$a \leq 9 s \text{ min}$  per bordi non irrigiditi

ove  $a$  è la distanza del foro dal bordo libero nella direzione alla forza da trasmettere

$a1 \geq 1.5 \varnothing \text{ bull}$

$a1 \leq 6 s \text{ min}$  per bordi non irrigiditi

$a1 \leq 9 s \text{ min}$  per bordi irrigiditi

ove  $a1$  è la distanza del foro dal bordo libero in direzione alla forza da trasmettere

Considerando che per noi  $\varnothing$  bull = 10 mm ed  $s_{min} = 5$  mm, inoltre considerando i nostri bordi irrigiditi ed essendo la flangia compressa

$$30 \leq p \leq 75 \text{ mm} \quad p = 40 \text{ mm}$$

$$20 \leq a \leq 36 \text{ mm} \quad a = 22 \text{ mm}$$

$$15 \leq a_1 \leq 36 \text{ mm} \quad a_1 = 20 \text{ mm}$$

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$$F_{vd} = T_d / n_{bull} \times n_{fazz} = 6.70 / 2 \times 2 = 1.70 \text{ KN} = F_{vd} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}$$

#### Verifica a tranciamento del bullone che lavora su 1 sezione

Avendo preso bulloni di classe 8.8 le tensioni ammissibili risultano essere pari a:

$$T_{b,adm} = 264 \text{ MPa} ; \sigma_{b,adm} = 373 \text{ MPa.}$$

$$T_{bull} = F_{vd} / A_{bull} = 1700 / 78 = 21.80 \text{ N/mm}^2 = T_{bull}$$

#### Verifica a rifollamento

d = diametro nominale del gambo del bullone = 10 mm

t = spessore min dei piatti collegati = 5 mm

$\sigma_s$  = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{rif amm} = \text{tensione ammissibile a rifollamento} = \sigma_s \times a = 190 \times 2.5 = 475 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{rif amm}$$

$$\sigma_{rif} = F_{vd} / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 1700 / (10 \times 5) = 34 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{rif}$$

<b>Verifica dei bulloni a tranciamento</b>	$T_{bull} \leq T_{b,adm}$	$21.80 \leq 373 \text{ N/mm}^2$ ok
--	---------------------------	------------------------------------

<b>Verifica dei piatti a rifollamento</b>	$\sigma_{rif} \leq \sigma_{rif amm}$	$34.00 \leq 475 \text{ N/mm}^2$ ok
---	--------------------------------------	------------------------------------

#### Verifica dei fazzoletti

Stato di sollecitazione

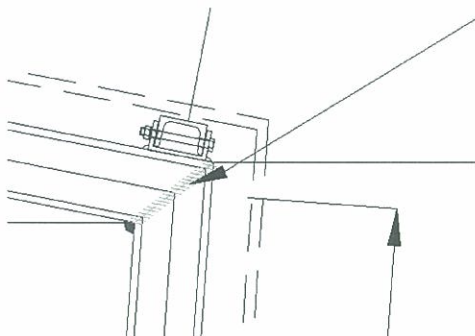
$$N = 6.70 \text{ KN}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 9.60 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{max} = N/A = 6700 / 960 = 6.98 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{max}$$

<b>Verifica dei piatti di unione</b>	$\sigma_{max} \leq \sigma_s$	$6.98 \leq 190 \text{ N/mm}^2$ ok
--------------------------------------	------------------------------	-----------------------------------

## 9.2 Nodo continuità telaio



Il nodo di attacco tra la trave principale e le colonne dei telai verrà realizzato saldando tramite un cordone a completa penetrazione i profilati.

I cordoni di saldatura dovranno essere di I Classe, pertanto avendo precedentemente verificato le sezioni dei profilati, non sono richieste specifiche verifiche nei confronti degli ordinari stati di sollecitazione, mentre la verifica che si rende necessaria per tale connessione, risulta essere la verifica relativa ai fenomeni di fatica.

Per procedere alle verifiche di fatica è necessaria la conoscenza dell'oscillogramma delle tensioni, e conseguentemente dello spettro di carico che genera queste tensioni.

Nel nostro specifico caso, le azioni che inducono fenomeni di fatica risultano essere le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario, individuate dalle condizioni di carico elencate sotto:

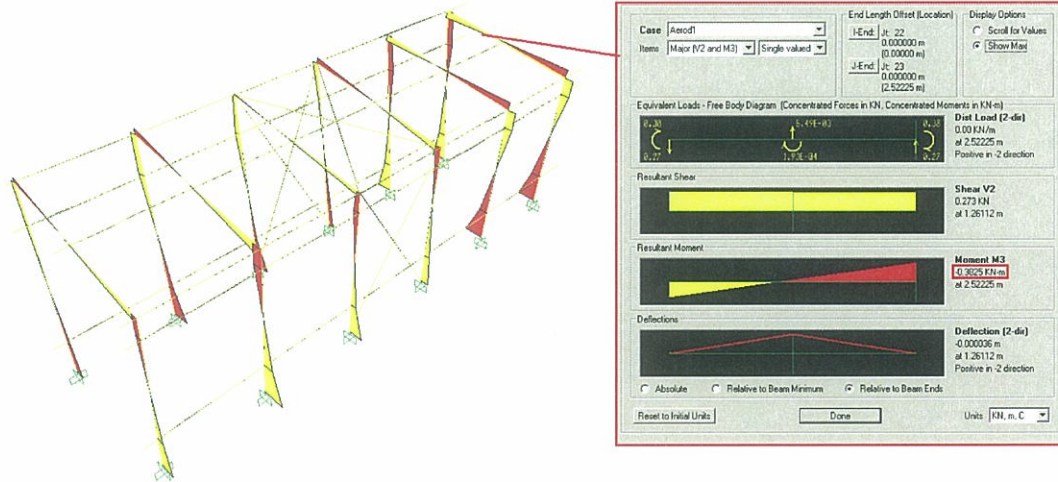
- Aerod1 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 1)
- Aerod2 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 2)
- Aerod3 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 3)
- Aerod4 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 4)

Le verifiche a fatica risultano soddisfatte se in generale le escursioni  $\Delta\sigma, \Delta\tau$ , delle tensioni risultanti normali o tangenziali risultano inferiori rispettivamente ad un "valore ammissibile"  $\Delta\sigma_{amm}$  o  $\Delta\tau_{amm}$  dipendente dalla "categoria"  $\Delta\sigma_A$  (definita come tensione ammissibile a fatica per sollecitazioni di ampiezza costante ripetute  $2 \times 10^6$  cicli) del particolare in esame.

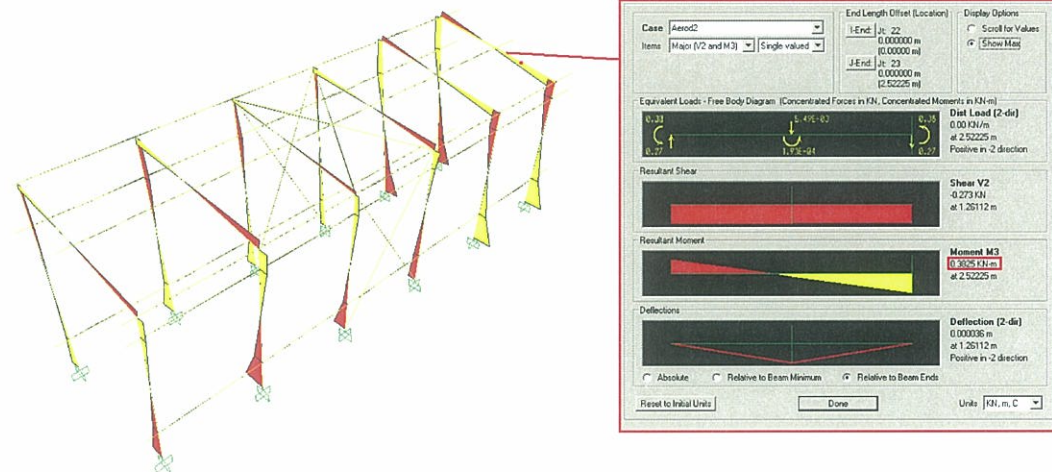


Si procede pertanto in prima battuta al calcolo dell'escursione di tensione rispetto al quale bisogna effettuare la verifica di fatica per l'unione in esame.

Si riportano di seguito le immagini che mostrano i valori di sollecitazione in corrispondenza del giunto con i quali si procede al calcolo del  $\Delta\sigma$ .



**M = -0.3825 KNm**



**M = 0.3825 KNm**

Si procede al calcolo della tensione massima delle 2 condizioni di carico, con la quale si potrà determinare successivamente il  $\Delta\sigma$ .

Nel nostro specifico caso non conoscendo precisamente il numero di cicli di carico che assoggetteranno la struttura, assumeremo il valore di  $2 \times 10^6$

$\sigma_{\max}$  condizione Aerod 1:

Modulo di resistenza della sezione:  $W_{el} = 57.31 \text{ cmc}$

$$\sigma_{\max} = M/W = -382500/57310 = -6.68 \text{ N/mm}^2 = \sigma'_{\max}$$

$\sigma_{\max}$  condizione Aerod 2:

$$\sigma_{\max} = M/W = 382500/57310 = 6.68 \text{ N/mm}^2 = \sigma''_{\max}$$

Calcolo dell'escursione di tensione  $\Delta\sigma$

$$\Delta\sigma = \sigma''_{\max} - \sigma'_{\max} = 6.68 - (-6.68) = \mathbf{13.36 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma$$

A questo punto si passa alla classificazione del nodo in esame per la determinazione della  $\Delta\sigma_A$ , dalla quale è possibile calcolare l'escursione di tensione ammissibile  $\Delta\sigma_{amm}$  al di sotto della quale la verifica di fatica risulta soddisfatta; secondo le prescrizioni dettate dalla CNR 10011, non si ha specifica classificazione del nodo in esame, pertanto si assumerà cautelativamente il nodo in questione ricadente sotto la categoria:

$$\Delta\sigma_A = \mathbf{80.00 \text{ N/mm}^2}$$

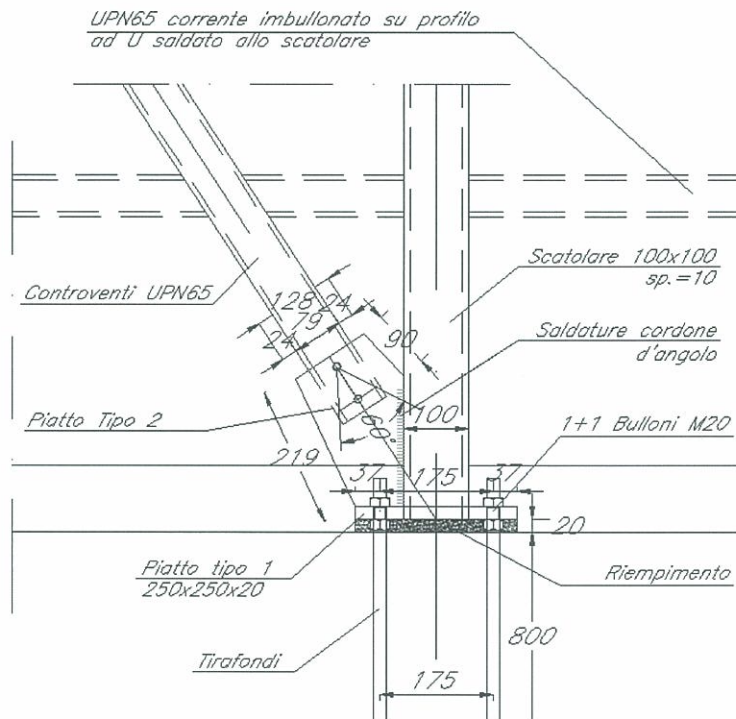
Calcolato il valore di  $\Delta\sigma_A$ , si passa a calcolare il valore di  $\Delta\sigma_{amm}$  dividendo per un coefficiente di sicurezza fissato al valore di 1.25.

$$\Delta\sigma_{amm} = \Delta\sigma_A/1.25 = 80.00/1.25 = \mathbf{64.00 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma_{amm}$$

**Verifica a fatica**  $\Delta\sigma \leq \sigma_{amm}$  **13.36 ≤ 64.00 N/mm<sup>2</sup> ok**

### 9.3 Nodo attacco controventi

Viene riportata nel seguito la verifica dell'attacco dei controventi che sarà realizzata tramite saldatura ad un fazzoletto opportunamente sagomato.



Riportiamo le sollecitazioni agenti sul nodo

**N = 6.25 KN**

#### Bullonatura tra UPN e fazzoletto

#### Verifica dei bulloni

I bulloni utilizzati saranno M10 classe 8.8 con diametro di 10 mm.

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

$15 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi compressi

$25 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi tesi

ove p è la distanza tra i fori ed s min è lo spessore minimo tra gli elementi da unire

$a \geq 2 \varnothing \text{ bull}$

$a \leq 6 s_{\text{min}}$  per bordi irrigiditi

$a \leq 9 s_{\text{min}}$  per bordi non irrigiditi

ove a è la distanza del foro dal bordo libero nella direzione\ alla forza da trasmettere

$$a1 \geq 1.5 \varnothing \text{ bull}$$

$$a1 \leq 6 \text{ smin} \quad \text{per bordi non irrigiditi}$$

$$a1 \leq 9 \text{ smin} \quad \text{per bordi irrigiditi}$$

ove  $a1$  è la distanza del foro dal bordo libero in direzione  $\_ \_$  alla forza da trasmettere

Considerando che per noi  $\varnothing \text{ bull} = 10 \text{ mm}$  ed  $\text{smin} = 5 \text{ mm}$ , inoltre considerando i nostri bordi non irrigiditi ed essendo la flangia tesa

$$30 \leq p \leq 125 \text{ mm} \quad \mathbf{p = 50 \text{ mm}}$$

$$20 \leq a \leq 45 \text{ mm} \quad \mathbf{a = 25 \text{ mm}}$$

$$15 \leq a1 \leq 45 \text{ mm} \quad \mathbf{a1 = 20 \text{ mm}}$$

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$$F_{vd} = T_d / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = 6.25 / 2 = \mathbf{3.13 \text{ KN}} = \mathbf{F_{vd} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}}$$

**Forza resistente a tranciamento del bullone che lavora su 1 sezione**

Avendo preso bulloni di classe 8.8 le tensioni ammissibili risultano essere pari a:

$$\mathbf{\tau_{b,adm} = 264 \text{ MPa} ; \sigma_{b,adm} = 373 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{\text{bull}} = F_{vd} / A_{\text{bull}} = 3130 / 78 = \mathbf{40.12 \text{ N/mm}^2} = \tau_{\text{bull}}$$

**Forza resistente a rifollamento**

$d$  = diametro nominale del gambo del bullone = 10 mm

$t$  = spessore min dei piatti collegati = 5 mm

$\sigma_s$  = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{\text{rif amm}} = \text{tensione ammissibile a rifollamento} = \sigma_s \times a = 190 \times 2.5 = \mathbf{475 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{\text{rif amm}}$$

$$\sigma_{\text{rif}} = F_{vd} / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 3130 / (10 \times 5) = \mathbf{62.60 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{\text{rif}}$$

<b>Verifica dei bulloni a tranciamento</b>	$\tau_{\text{bull}} \leq \tau_{b,adm}$	$40.12 \leq 264 \text{ N/mm}^2 \quad \mathbf{ok}$
--	--	---

<b>Verifica dei piatti a rifollamento</b>	$\sigma_{\text{rif}} \leq \sigma_{\text{rif amm}}$	$62.60 \leq 475 \text{ N/mm}^2 \quad \mathbf{ok}$
---	--	---

### Verifica cordone di saldatura tra fazzoletto e colonna

Sono presenti 2 cordoni di saldatura ad angolo, la verifica verrà condotta sulla sezione di gola in posizione ribaltata sulle facce dei fazzoletti, seguendo quindi le istruzioni della CNR 10011:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} \leq \sigma_{adm} b_1$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \sigma_{adm} b_2$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Realizzando 2 cordoni con spessore minimo della sezione di gola pari a 3 mm che hanno una lunghezza di 157 mm abbiamo un'area resistente pari a **A sald = 942 mm**

La lunghezza del cordone pari a 157 mm è adottata in modo da non generare eccentricità rispetto al baricentro della saldatura e non avere dunque né momenti flettenti né torcenti sulle sezioni di gola ribaltate, in tali condizioni si avranno su una faccia ( $t_{\perp}$ ;  $t_{\parallel}$ ) sull'altra ( $n_{\perp}$ ;  $t_{\parallel}$ ), noi effettueremo la verifica su quest'ultima, e sull'altra risulterà automaticamente soddisfatta.

Nel nostro caso  $\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$        $b_1 = 0.70$        $b_2 = 0.85$

$$n_{\perp} = (Ndx \sin \alpha) / A = 6250 \times \sin 33 / 942 = 9.95 \text{ N/mm}^2 = n_{\perp}$$

$$t_{\parallel} = (Ndx \cos \alpha) / A = 6250 \times \cos 33 / 942 = 5.56 \text{ N/mm}^2 = t_{\parallel}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = (9.95^2 + 5.56^2)^{0.5} = 11.39 \text{ N/mm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 9.95 \text{ N/mm}^2$$

Verifica	$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = s \leq f_y k b_1$	<b>11.39 ≤ 133.00</b>	<b>ok</b>
Verifica	$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  = s \leq f_y k b_2$	<b>9.95 ≤ 161.50</b>	<b>ok</b>

### Verifica sezione del fazzoletto

Verrà verificata l'area netta in corrispondenza della fine dei cordoni entro l'angolo di ampiezza pari a 60° con vertice all'inizio della saldatura.

Stato di sollecitazione

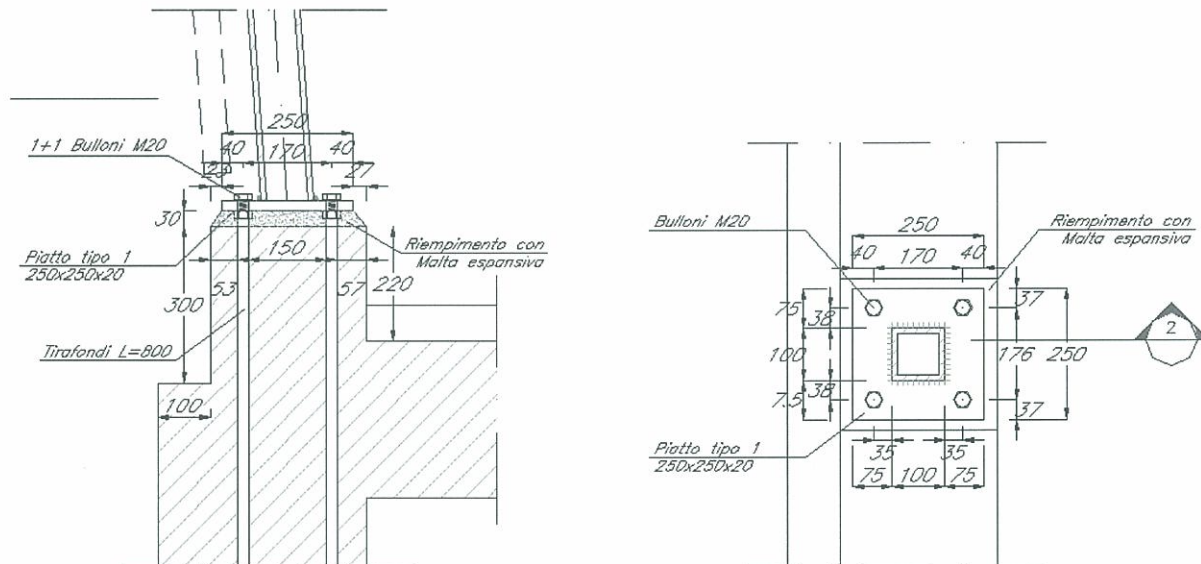
$$N = 6.25 \text{ KN}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 345 mmq

$$\sigma_{\max} = N/A = 6250/345 = 18.12 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\text{Verifica dei piatti di unione} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 18.12 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

#### 9.4 Nodo al piede delle colonne



Riportiamo le sollecitazioni agenti sul nodo:

$$M_{dx} = 2.16 \text{ KNm} \quad N_d = -8.65 \text{ KN} \quad V_d = 1.00 \text{ KN}$$

La compressione verrà trasferita per semplice contatto, quindi i tirafondi saranno assoggettati dalla forza di trazione e taglio

I tirafondi utilizzati saranno M20 classe 8.8 con diametro di 20 mm.

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

$15 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi compressi

$25 s \text{ min} \geq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$  per elementi tesi

ove  $p$  è la distanza tra i fori ed  $s \text{ min}$  è lo spessore minimo tra gli elementi da unire

$a \geq 2 \varnothing \text{ bull}$

$a \leq 6 s_{\text{min}}$  per bordi non irrigiditi

$a \leq 9 s_{\text{min}}$  per bordi irrigiditi

ove  $a$  è la distanza del foro dal bordo libero nella direzione alla forza da trasmettere

$a_1 \geq 1.5 \varnothing \text{ bull}$

$a_1 \leq 6 s_{\text{min}}$  per bordi non irrigiditi

$a_1 \leq 9 s_{\text{min}}$  per bordi irrigiditi

ove  $a_1$  è la distanza del foro dal bordo libero in direzione alla forza da trasmettere

Considerando che per noi  $\varnothing$  bull = 20 mm ed  $s_{min}$  = 20 mm, inoltre considerando i nostri bordi non irrigiditi e non essendo la flangia semplicemente inflessa abbiamo:

$$60 \leq p \leq 300 \text{ mm} \quad \mathbf{p = 176 \text{ mm}}$$

$$40 \leq a \leq 120 \text{ mm} \quad \mathbf{a = 37 \text{ mm}}$$

$$30 \leq a_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \mathbf{a_1 = 37 \text{ mm}}$$

### Verifica dei tirafondi

Calcolo della forza massima di trazione agente sul bullone

$$F_{td} = M_d / (d_{xnbull}) = 2.16 / (0.17 \times 2) = \mathbf{6.35 \text{ KN}} = F_{td} = \mathbf{\text{Forza di trazione su 1 bullone}}$$

$$F_{vd} = V_d / n_{bull} = 1.00 / 4 = \mathbf{0.25 \text{ KN}} = F_{vd} = \mathbf{\text{Forza di tranciamento su 1 bullone}}$$

Dati i valori di sollecitazione tagliante che risultano essere bassi, ed in base ai risultati ottenuti nella progettazione del nodo trave secondaria-trave principale, è evidente che il piatto bullonato risulta automaticamente verificato a rifollamento.

Avendo preso bulloni di classe 8.8 le tensioni ammissibili risultano essere pari a:

$$\mathbf{\tau_{b,adm} = 264 \text{ MPa} ; \sigma_{b,adm} = 373 \text{ MPa.}}$$

### Verifica sezione del tirafondo al netto della filettatura

$$\sigma_{maxAres} = F_{td} / A_{res} = 6350 / 245 = \mathbf{25.92 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{maxAres}$$

### Verifica sezione del tirafondo

$$\sigma_{max} = F_{td} / A = 6350 / 314 = \mathbf{22.22 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{max}$$

$$\tau_{max} = F_{vd} / A = 250 / 314 = \mathbf{0.79 \text{ N/mm}^2} = \tau_{bull}$$

$$(\tau_{max} / \tau_{b,adm})^2 + (\sigma_{max} / \sigma_{b,adm})^2 = (0.79 / 264)^2 + (22.22 / 373)^2 = \mathbf{0.0036}$$

$$\mathbf{\text{Verifica1 tirafondi} \quad \sigma_{maxAres} \leq \sigma_{b,adm} \quad 25.92 \leq 373 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}}$$

$$\mathbf{\text{Verifica2 tirafondi} \quad (\tau_{max} / \tau_{b,adm})^2 + (\sigma_{max} / \sigma_{b,adm})^2 \leq 1 \quad 0.0036 \leq 1 \quad \text{ok}}$$



### Verifica cordone di saldatura tra piastra e colonna

Sono presenti 4 cordoni di saldatura ad angolo, la verifica verrà condotta sulla sezione di gola in posizione ribaltata sulle facce della piastra, seguendo quindi le istruzioni della CNR 10011:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} \leq \sigma_{adm} b_1$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \sigma_{adm} b_2$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Realizzando cordoni con spessore minimo della sezione di gola pari a 5 mm che hanno una lunghezza di 100 mm abbiamo un'area resistente ed un modulo di resistenza pari a:

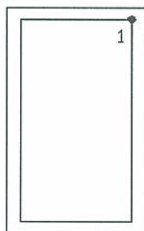
**A sald = 2100.00 mm**                      **J = 3033800.00 mm<sup>4</sup>**                      **W = 55160.00 mm<sup>3</sup>**

Sulle sezioni di gola ribaltate, in tali condizioni si avranno su una faccia ( $t_{\perp}$ ;  $t_{\parallel}$ ) sull'altra ( $n_{\perp}$ ;  $t_{\parallel}$ ), noi effettueremo la verifica su quest'ultima, e sull'altra risulterà automaticamente soddisfatta.

Nel nostro caso  $\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$                        $b_1 = 0.70$                        $b_2 = 0.85$

$n_{\perp} = Nd/A + M/W = 6250/2100 + 2160000/55160 = 42.14 \text{ N/mm}^2 = n_{\perp}$

Per calcolare la  $t_{\parallel}$  dovuta al taglio verrà utilizzata la formula di Jourawski:



Si calcolerà nel punto 1

$t_{\parallel} = Vd \times S^*/(s \times J)$

$t_{\parallel}$  punto 1:

$t_{\parallel} = [Vdy \times S_y^*/(s \times J_y)] = (1000 \times 13750)/(5 \times 3033800) = 0.91 \text{ N/mm}^2 = t_{\parallel}$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = (42.14^2 + 0.91^2)^{0.5} = 42.15 \text{ N/mm}^2$

$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = |42.14| = 42.14 \text{ N/mm}^2$

Verifica	$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = s \leq f_{yk} b_1$	<b>42.15 ≤ 133.00</b> ok
Verifica	$ n_{\perp}  +  t_{\perp}  = s \leq f_{yk} b_2$	<b>42.14 ≤ 161.50</b> ok

## Verifiche a fatica

### Cordone di saldatura

.Si esegue nel seguito la verifica a fatica del cordone di saldatura.

Per procedere alle verifiche di fatica è necessaria la conoscenza dell'oscillogramma delle tensioni, e conseguentemente dello spettro di carico che genera queste tensioni.

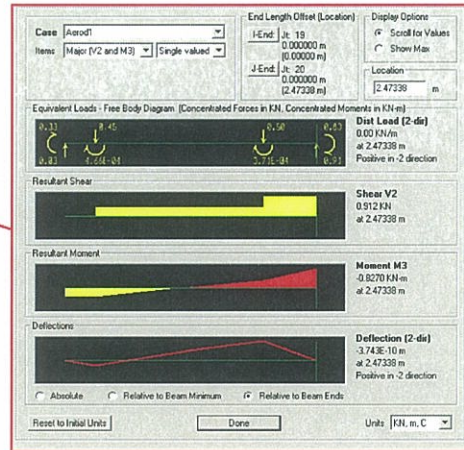
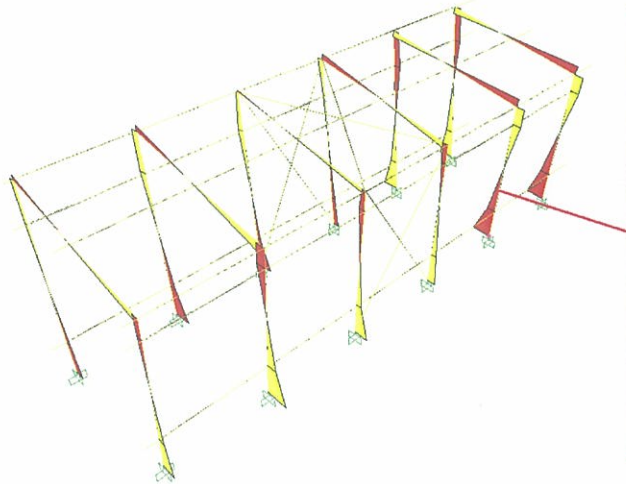
Nel nostro specifico caso, le azioni che inducono fenomeni di fatica risultano essere le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario, individuate dalle condizioni di carico elencate sotto:

- Aerod1 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 1)
- Aerod2 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 2)
- Aerod3 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 3)
- Aerod4 pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno (config 4)

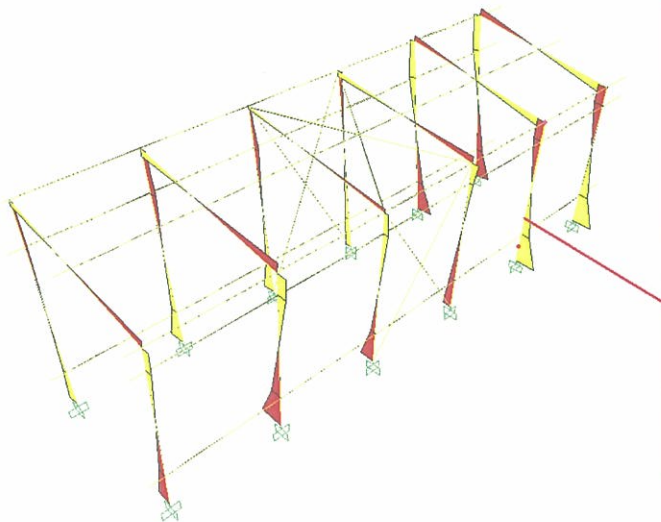
Le verifiche a fatica risultano soddisfatte se in generale le escursioni  $\Delta\sigma, \Delta\tau$ , delle tensioni risultanti normali o tangenziali risultano inferiori rispettivamente ad un "valore ammissibile"  $\Delta\sigma_{amm}$  o  $\Delta\tau_{amm}$  dipendente dalla "categoria"  $\Delta\sigma_A$  (definita come tensione ammissibile a fatica per sollecitazioni di ampiezza costante ripetute  $2 \times 10^6$  cicli ) del particolare in esame.

Si procede pertanto in prima battuta al calcolo dell'escursione di tensione rispetto al quale bisogna effettuare la verifica di fatica per l'unione in esame.

Si riportano di seguito le immagini che mostrano i valori di sollecitazione in corrispondenza del giunto con i quali si procede al calcolo del  $\Delta\sigma$ .



**M = -0.8270 kNm**



**M = 0.8270 kNm**

**V = 0.91 kN**

### Cordone di saldatura

Si procede al calcolo della tensione massima delle 2 condizioni di carico, con la quale si potrà determinare successivamente il  $\Delta\sigma$ .

Nel nostro specifico caso non conoscendo precisamente il numero di cicli di carico che assoggetteranno la struttura, assumeremo il valore di  $2 \times 10^6$

$\sigma_{\max}$  condizione Aerod 1:

Modulo di resistenza della sezione:  $W = 55160 \text{ mm}^3$

$$\sigma_{\max} = M/W = -827000/55160 = -15.00 \text{ N/mm}^2 = \sigma'_{\max}$$

$\sigma_{\max}$  condizione Aerod 2:

$$\sigma_{\max} = M/W = 8270/55160 = 15.00 \text{ N/mm}^2 = \sigma''_{\max}$$

Calcolo dell'escursione di tensione  $\Delta\sigma$

$$\Delta\sigma = \sigma''_{\max} - \sigma'_{\max} = 15.00 - (-15.00) = \mathbf{30.00 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma$$

Per calcolare la  $\Delta\tau$  dovuta al taglio verrà utilizzata la formula di Jourawski:



Si calcolerà nel punto 1

$$\Delta\tau = Vd \times S^*/(s \times J)$$

$\Delta\tau$  punto 1:

$$\Delta\tau = [Vdy \times Sy^*_1/(s \times Jy)] = (910 \times 13750/(5 \times 3033800)) = \mathbf{0.82 \text{ N/mm}^2} = t/l$$

$$\Delta\sigma_{\text{ideale}} = \sqrt{(\Delta\sigma_{\max})^2 + 3\Delta\tau^2} = \sqrt{30^2 + (3 \times 0.82^2)} = \mathbf{30.03 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{\text{ideale}}$$

A questo punto si passa alla classificazione del nodo in esame per la determinazione della  $\Delta\sigma_A$ , dalla quale è possibile calcolare l'escursione di tensione ammissibile  $\Delta\sigma_{\text{amm}}$  al di sotto della quale la verifica di fatica risulta soddisfatta; secondo le prescrizioni dettate dalla CNR 10011, si assumerà il nodo in questione ricadente sotto la categoria:

$$\Delta\sigma_A = \mathbf{40.00 \text{ N/mm}^2}$$

Calcolato il valore di  $\Delta\sigma_A$ , si passa a calcolare il valore di  $\Delta\sigma_{\text{am}}$  dividendo per un coefficiente di sicurezza fissato al valore di 1.25.

$$\Delta\sigma_{\text{amm}} = \Delta\sigma_A/1.25 = 40.00/1.25 = \mathbf{32.00 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma_{\text{amm}}$$

**Verifica a fatica saldatura**

$$\Delta\sigma \leq \sigma_{\text{amm}}$$

$$\mathbf{30.03 \leq 32.00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}}$$

**Tirafondi**

Si procederà ora alla verifica a fatica dei tirafondi, assumendo che la componente di compressione non vada ad assoggettare i tirafondi, abbiamo che l'escursione di tensione varia dal valore 0 al valore massimo determinato dal momento agente nella condizione di carico Aerod 1, o equivalentemente Aerod 2.

$$M = 0.827 \text{ KNm}$$

Calcolo della variazione della forza di trazione agente sul bullone

$$\Delta F_{td} = M/d/(d \times n_{bull}) = 0.827/(0.17 \times 2) = \mathbf{2.43 \text{ KN}} = \Delta F_t = \mathbf{\text{Forza di trazione su 1 bullone}}$$

Calcolo della variazione della forza di taglio agente sul bullone

$$\Delta V_d = V/(d \times n_{bull}) = 1.82/4 = \mathbf{0.455 \text{ KN}} = \Delta V_t = \mathbf{\text{Variazione forza di trazione su 1 bullone}}$$

#### Calcolo $\Delta\sigma$ sulla sezione del tirafondo al netto della filettatura

$$\Delta\sigma_s = F_t/A_{res} = 2430/245 = \mathbf{9.92 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma_s$$

$$\Delta\tau_s = \Delta V_d / A_{res} = 455/245 = \mathbf{1.86 \text{ N/mm}^2} = \Delta\tau_s$$

$$\Delta\sigma_{ideale} = \sqrt{(\Delta\sigma_{max})^2 + 3(\Delta\tau)^2} = \sqrt{9.92^2 + (3 \times 1.86^2)} = \mathbf{10.43 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma_{ideale}$$

A questo punto si passa alla classificazione del nodo in esame per la determinazione della  $\Delta\sigma_A$ , dalla quale è possibile calcolare l'escursione di tensione ammissibile  $\Delta\sigma_{amm}$  al di sotto della quale la verifica di fatica risulta soddisfatta; per i bulloni ed i tirafondi la CNR 10011 non fornisce indicazioni, pertanto si prenderà a riferimento l'EC3 che classifica la bulloneria nella categoria seguente:

#### Verifica sezione del tirafondo

Essendo  $\phi < 30 \text{ mm} \rightarrow K_s = 1$

$$\Delta\sigma_{amm} = \Delta\sigma_A \times K_s / 1.25 = 50.00 \times 1 / 1.25 = \mathbf{40.00 \text{ N/mm}^2} = \Delta\sigma_{amm}$$

#### Verifica a fatica tirafondi

$$\Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{amm}$$

$$\mathbf{10.43 \leq 40.00 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$$

### Verifica della sezione di appoggio in C.A.

Riportiamo le sollecitazioni agenti sulla sezione:

**Mdx = 2.16 KNm      Nd = -8.65 KN      Vd = 1.00 KN**

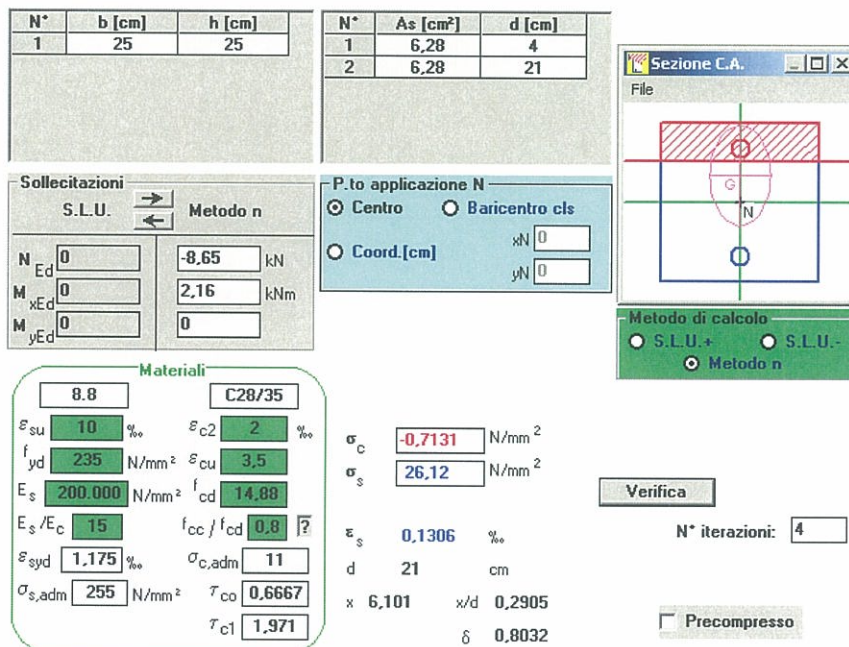
Dati della sezione

H = 25.00 cm    B = 25.00 cm

h = 21.00 cm    h' = 4.00 cm

Aa = 2 ∅ 20 = 6.28 cmq      A'a = 2 ∅ 20 = 6.28 cmq

Si riporta il dettaglio della verifica della sezione eseguita con il programma VCASLU.



The screenshot shows the VCASLU software interface with the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	25	1	6.28	4
			2	6.28	21

**Sollecitazioni (S.L.U.):**  
 N<sub>Ed</sub> = -8.65 kN  
 M<sub>Ed</sub> = 2.16 kNm  
 M<sub>xEd</sub> = 0  
 M<sub>yEd</sub> = 0

**Materiali:**  
 C28/35  
 ε<sub>su</sub> = 10 ‰  
 f<sub>yd</sub> = 235 N/mm²  
 E<sub>s</sub> = 200.000 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> = 15  
 ε<sub>syd</sub> = 1.175 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> = 255 N/mm²

**Results:**  
 σ<sub>c</sub> = -0.7131 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> = 26.12 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> = 0.1306 ‰  
 d = 21 cm  
 x = 6.101    x/d = 0.2905  
 δ = 0.8032

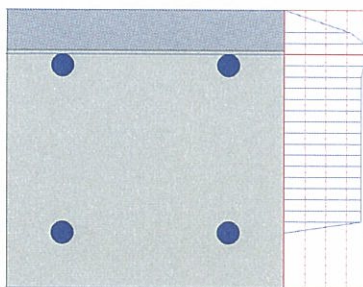
**Verifica:**  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Verifica delle tensioni nei materiali

**Verifica tensione nel Cls**      σ<sub>c</sub> max ≤ σ<sub>c</sub> adm →      -0.72 ≤ 11.00 N/mmq

**Verifica tensione arm tesa**      σ<sub>s,adm</sub> ≤ σ<sub>s</sub> →      26.12 ≤ 255 N/mmq

Verifica di taglio



T<sub>max</sub> = 0.023 N/mmq

Verifica dei bulloni a tranciamento

T<sub>max</sub> ≤ T<sub>b,adm</sub>

0.023 ≤ 0.66 N/mmq    ok



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE  
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA  
TRATTA RHO-GALLARATE - QUADRUPPLICAMENTO RHO-  
PARABIAGO E RACCORDO Y

RELAZIONE DI CALCOLO SHELTER – LATO  
SOTTOPASSO PROMISCUO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200006	B	47/47

## 10 Conclusioni

La struttura della pensilina può considerarsi compiutamente progettata e verificata in tutte le sue parti.