

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 USCITA SUD – LATO SOTTOPASSO PROMISCOUO

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 44 CL FV0200 013 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		ITALFERR S.p.A. U.O. Urbanistica Dott. Ing. Luigi Evangelista C. degli Ingegneri della provincia di Roma N° A23189	
B	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI VALIDAZIONE	Ingletti	Apr. '11	C.Francisci F.Matera	Apr. '11	S.Borelli			

File: MDL112D44CLFV0200013B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	MATERIALI	10
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
5	ANALISI GENERALE DEI CARICHI	12
5.1	AZIONI PERMANENTI.....	12
5.2	VARIABILI DA NEVE.....	13
5.3	AZIONE DEL VENTO	15
5.4	VARIAZIONI TERMICHE.....	17
5.5	EFFETTI AERODINAMICI DOVUTI AL PASSAGGIO DEI TRENI	17
5.6	AZIONI SISMICHE	22
6	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
6.1	CONDIZIONI DI CARICO	23
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	24
7	MODELLO DI CALCOLO.....	25
8	PROGETTAZIONE E VERIFICA DEGLI ELEMENTI.....	28
8.1	VERIFICA TRAVI SECONDARIE DI COPERTURA.....	28
8.2	VERIFICA TRAVI SECONDARIE DI PARETE	30
8.3	VERIFICA TRAVI SECONDARIE POSTERIORI.....	32
8.4	VERIFICA CONTROVENTI.....	33

8.5	TELAI.....	34
8.6	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ PER CONTROVENTI E TELAI.....	36
9	UNIONI.....	37
9.1	TRAVI PRINCIPALI.....	37
9.2	NODO TRAVI SECONDARIE-TRAVI PRINCIPALI	39
9.3	NODO TRAVI SECONDARIE UPN 65-PILASTRI	41
9.4	NODO TRAVI SECONDARIEUPN220-PILASTRI.....	43
9.5	NODO ATTACCO CONTROVENTI.....	47
9.6	NODO AL PIEDE DELLE COLONNE	51
10	VERIFICHE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	59
10.1	TRAVE DI FONDAZIONE	59
11	CONCLUSIONI	64

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 e l'ascensore di uscita dal sottopasso promiscuo 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 perpendicolarmente ai binari con una luce minima di 10m ed una luce massima di 15.80m ed è costituita da n. 6 telai in profilati di acciaio ad interasse di 1,90 m da un lato e 1.65 m dall'altro.

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 300x300x16; longitudinalmente l'orditura secondaria di copertura è realizzata con UPN 120 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, dei quali si riportano di seguito le caratteristiche tecniche.

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.

Lungo le pareti laterali sono state previste travi secondarie UPN 65, mentre sul lato posteriore UPN 220.

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

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200013	B	5/64

ALUCORE® - Dati tecnici

Spessore	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 ²]	4,7	5,0	6,7	7,0	7,3

Proprietà meccaniche

Modulo di resistenza	WV	[cm ³ /m]	2,5	4,5	13,1	18,1	23,1
Rigidità a flessione	E.J	[kNcm ² /m]	7.100	21.900	75.600	138.900	221.600
Legna / Stato fisico delle lamine di copertura			Legna Peralumen (AlMg), H42 a norma EN 573-3				
Modulo di elasticità		[N/mm ²]	70.000				
Resistenza alla trazione delle lamine di copertura		[N/mm ²]	R _m ≥ 125				
Limite di snervamento (limite 0,2)		[N/mm ²]	R _{p0.2} ≥ 80				
Limite di rottura		[%]	A ₅₀ ≥ 5				
Coefficiente di dilatazione lineare			2,4 mm/m per 100°C di differenza di temperatura				

Nucleo

Fogli d'alluminio in lega AlMn (EN AW-3003) resistenza alla compressione		[N/mm ²]	> 2,5				
Peso		[kg/m ²]	> 50				

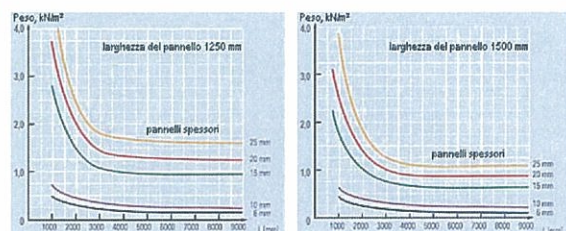
Finitura			
Verniciatura		coil coating fluoropolimero (ad es. PVdF)	
fluoropolimero (ad es. PVdF)		[%]	30-80
Durezza (durezza matita)			HB-F

Proprietà fonoisolanti

Grado di assorbimento acustico	α _s	0,05					
Isolamento acustico valutato (a norma ISO 717-1, ISO 140-3)	R _{wa}	[dB]	21	21	22	23	25

Proprietà termiche

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 ² 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.

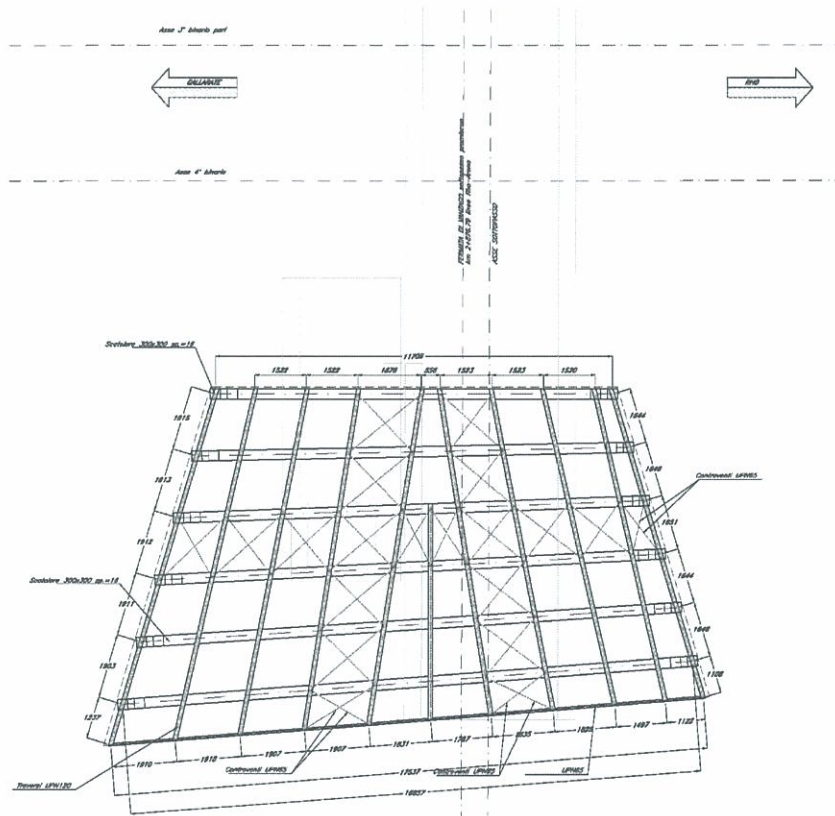


Figura 2: Pianta pensilina

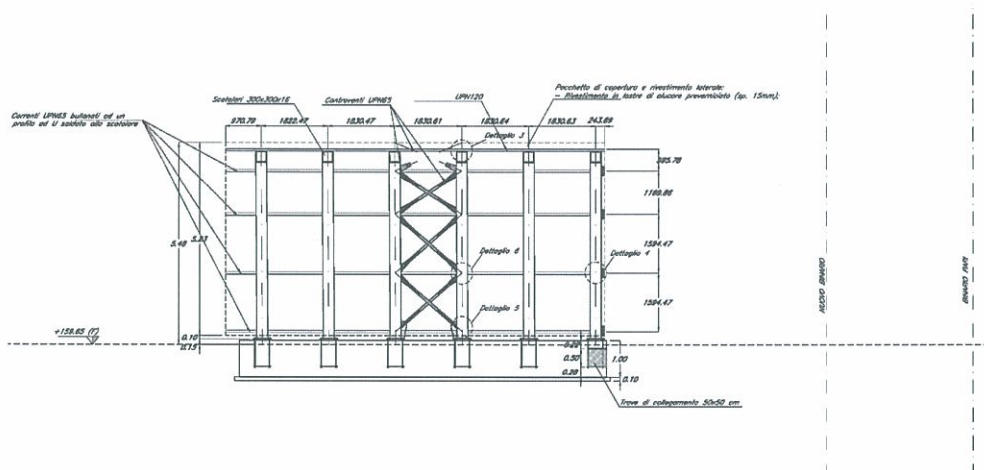


Figura 3: Sezione trasversale

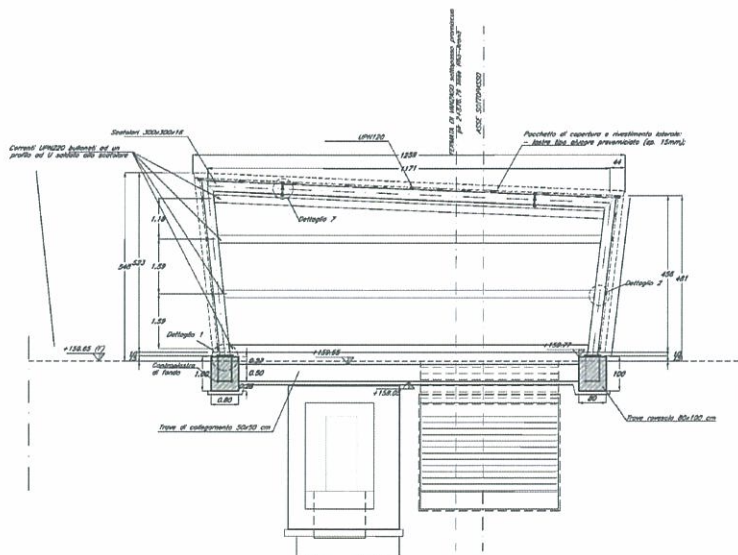


Figura 4: Sezione longitudinale

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 la 4° e 5° campata e tra la 7° e 8° campata.

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 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 UPN 120 (arcarecci) 0.133 KN/m
- peso UPN 220 (arcarecci) 0.294 KN/m
- Peso SCATOLARE 300X300X16 (telai) 1,43 KN/m
- Incidenza impianti 1,00 KN/m
- Viene considerato un incremento di 0.05 KN/m per tenere conto del peso della bulloneria

- 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	Coperture: - non accessibili	0.50	1,20	-
	- accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4)	-	-	-
	- speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	-	-	-

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

5.2 Variabili da neve

Il carico neve è stato determinato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di q_{sk} si è fatto riferimento ad un sito in zona 1 (Regioni : Valle d'aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzi, Marche), con altezza sul livello del mare as (quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione del manufatto) pari all'incirca a 161 m è data dall'espressione seguente:

$$q_{sk} = 1.60.$$

$$q_{sk} = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

Per un'angolazione della falda pari a $2^\circ (<15^\circ)$:

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8$$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \cdot \alpha / 30 = 0.85$$

$$\mu_1^* = 0.8$$

Il carico neve sulla copertura assume i seguenti valori:

$$q_{s1} = 0.8 \times 1.6 = 1.28 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s2} = 0.85 \times 1.6 = 1.36 \text{ kN/m}^2$$

Si considerano quindi le seguenti condizioni di carico:

NeveA) q_{s1} su tutta l'impronta

NeveB) q_s variabile sulla falda dal valore q_{s1} all'estremità al valore q_{s2} nella zona centrale ;

Neve B $q_{s1l} = 1.80 \times 1.28 = 2.30 \text{ kN/m}$

$$q_{s2l} = 1.80 \times 1.36 = 2.45 \text{ kN/m}$$

5.3 Azione del vento

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove

- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma
- c_d è il coefficiente dinamico che si assume unitario.

Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito in zona 1, con altezza sul livello del mare pari a 450 m; si riporta il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione del carico del vento da normativa:

Azione normale del vento		
Zona (Lombardia)	1	
a_s	161	m
a_0	1000	m
$v_{ref,0}$	25	m/s
K_a	0.012	1/s
v_{ref}	25	m/s
q_{ref}	0.39	kN/m ²
Categoria di esposizione sito	III	
k_r	0.20	
z_0	0.10	m
z_{min}	5	m
$c_{e(zmin)}$	2.35	
Z (altezza costruz. sul suolo)	4.80	m
c_t	1	

$C_e(z)$	1.71	
α	2	°
C_{p1}	+0.64	
C_{p2}	0.6	
C_d	1	
P_1	+0.43	kN/m ²
P_2	0.40	kN/m ²
<u>Azione tangente del vento</u>		
C_f	0.01	
p_f	0.0066	kN/m ²

Il valore del coefficiente di forma c_p viene valutato con riferimento al punto C.7.6.3 della Circ. 4 Luglio 1996 n. 156 per il caso di pensiline isolate si ottiene:

α	2	°
c_{p1}	0.64	
c_{p2}	0.6	
c_d	1	
p_1	0.43	kN/m ²
p_2	0.40	kN/m ²

Si considera inoltre il caso di pressione su tutta la tettoia, assimilandola ad uno spiovente piano con inclinazione $< 35^\circ$:

$$c_p = + 0.8$$

$$p_3 = 0.53 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda l'azione del vento sui pilastri, si considera:

$$c_p = +0.8 \text{ pilastro sopravento}$$

$$c_p = -0.4 \text{ pilastro sottovento}$$

Si considerano quindi le seguenti condizioni di carico:

pressione sulla falda sottovento ($p_1 = 0.37 \text{ kN/m}^2$) che risulta schiacciata e depressione sulla falda sopravento ($p_2 = -0.40 \text{ kN/m}^2$) che è pertanto tirata; pressione sul pilastro sopravento ($p_3 = 0.53 \text{ kN/m}^2$) e depressione sul pilastro sottovento ($p_4 = -0.23 \text{ kN/m}^2$);

Carichi lineari equivalenti:

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

Pressione del vento verticale = $p'' = p' \times \sin \alpha = 0.023 \text{ KN/mq} = p''$

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 $cf = 0.01$

Le pressioni appena calcolate saranno moltiplicate per le rispettive superfici perimetrali e per la copertura della pensilina che risulta chiusa da pannelli di rivestimento.

5.4 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 $\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$ quindi:

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

5.5 Effetti aerodinamici dovuti al passaggio dei treni

In accordo con quanto previsto nella relativa 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 alle due seguenti situazioni:

- superficie orizzontale adiacente ai binari (punto 1.4.6.4):
 il valore dell'azione q_{sk} agente ortogonalmente alla superficie della copertura, viene valutata in base alla Figura 5 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino, indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno. Tenuto conto della possibilità che sviluppi successivi della Fermata portino alla presenza di binari su entrambi i lati della pensilina, si considera anche la combinazione delle azioni prodotte dal passaggio contemporaneo dei convogli sui due binari.

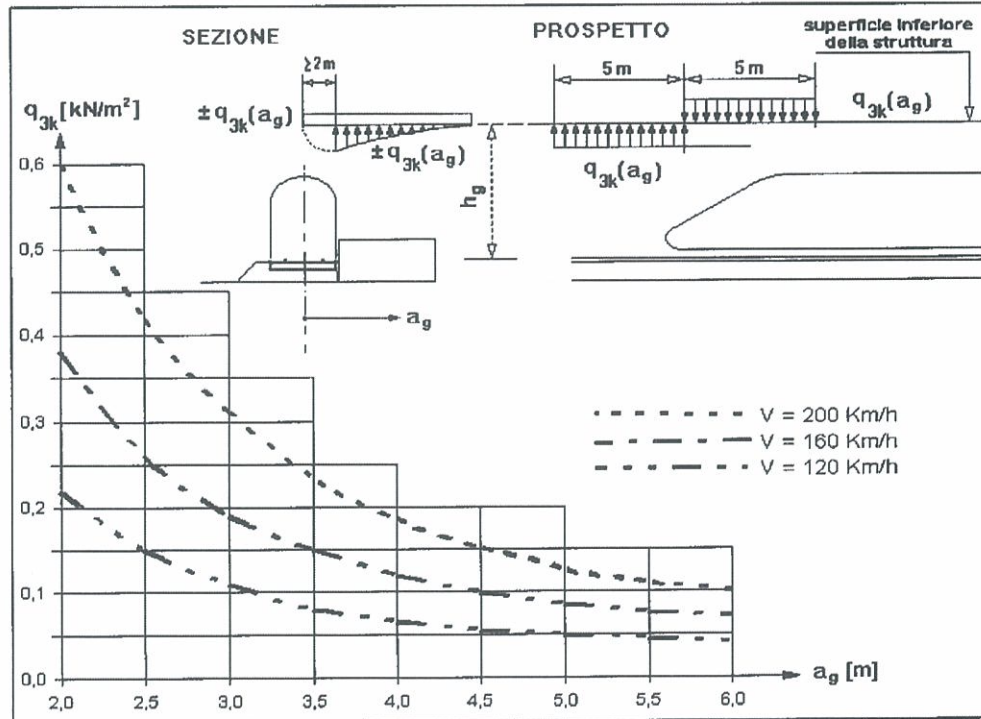


Figura 5 – Schema effetto passaggio treno superficie orizzontali

La distanza h_g dal P.F. alla superficie inferiore della struttura risulta maggiore di 3.80m per cui l'azione q_3 può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = (7.5 - h_g) / 3.7 = 0.88$$

avendo assunto, a favore di sicurezza, $h_g = 4.25$ m.

Per il caso in esame, per una velocità massima dei convogli in transito di 180 Km/h, si ottiene il seguente andamento di q_3

distanza dall'asse binario a_g	q_{3k}	$k_3 \times q_{3k}$
(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
1.12	0.49	0.431
2.22	0.42	0.370
3.33	0.20	0.176
4.44	0.125	0.110
5.52	0.10	0.088
6.6	0.085	0.075
7.02	0.085	0.075
8.81	0.085	0.075
9.92	0.085	0.075

- superficie multiple (verticali, orizzontali e inclinati) a fianco del binario (punto 1.4.6.5):

il valore dell'azione $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della falda dei tegoli e del pilastro, viene valutato secondo quanto riportato al punto 1.4.6.2 della citata Istruzione FS, adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g = 0.6 \times 1.12 + 0.4 \times 3.92 = 2.24 \text{ m}$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base alla Figura seguente.

A tale valore di a_g' corrispondono i seguenti valori dell'azione q_{4k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella Figura 7 in base alla velocità del treno, trascurando le riduzioni k_1 e k_2 legate alla forma aerodinamica dello stesso e alla conformazione della superfie multiple (altezza minore o eguale ad 1.0 m o se la larghezza è minore o uguale a 2.50 m in tale caso l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1.3$):

- $V = 180 \text{ km/h}$:

$$q_{4k} = k_1 q_{1k} = 1.0 \times 0.64 = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

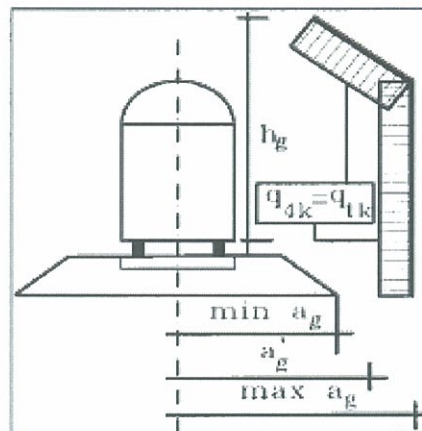


Figura 6 – Valori di riferimento per il calcolo effetti passaggio treno su superficie multiple

Per i pilastri, trattandosi di elementi di larghezza minore di 2.50 m, tale azione viene incrementata del fattore 1.3, per cui $q_{5k} = 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ kN/m}^2$. Lo stesso incremento viene attribuito alle travi.

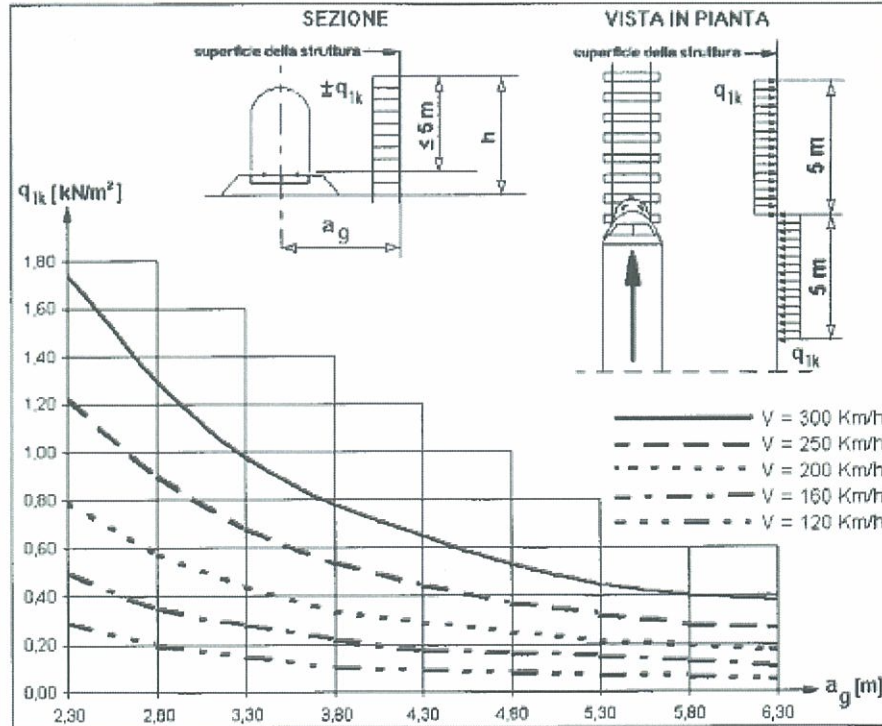


Figura 7 - Schema effetto passaggio treno superficie orizzontali

Tra le due schematizzazioni è risultata più gravosa quella con superfici multiple rispetto a quella di piano orizzontale adiacente i binari e pertanto nel seguito si considerano i carichi derivanti dalla suddetta azione (0.83 kN/m²).

Nel modello si considerano quindi i seguenti carichi:

Pressione o depressione sulla copertura $P = \pm 0.83 \text{ kN/m}^2$

Il carico lineare risultanti è quindi $p = \pm 1.50 \text{ kN/m}$

Pressione sullo scatolare: $p = 0.53 \text{ kN/m}$

Pressione sulle travi: $p = 0.53 \text{ kN/m}$

Per quanto riguarda la disposizione in pianta delle azioni aerodinamiche sono state considerate le seguenti disposizioni che risultano le più gravose per gli elementi in esame, e corrispondono alle combinazioni di carico AEROD1 e AEROD2 del modello di calcolo. In particolare, nello schema "A" il carico equivalente associato al passaggio del treno agente su una fascia di ampiezza pari a 5m è centrato sulla mezzeria di una trave, in modo da massimizzare gli effetti sulla trave stessa. Negli schemi "B" e "C", per massimizzare invece

gli effetti sul pilastro, tale carico viene centrato rispettivamente sul pilastro centrale e su quello di estremità del tratto di pensilina modellato e compreso tra due giunti consecutivi.

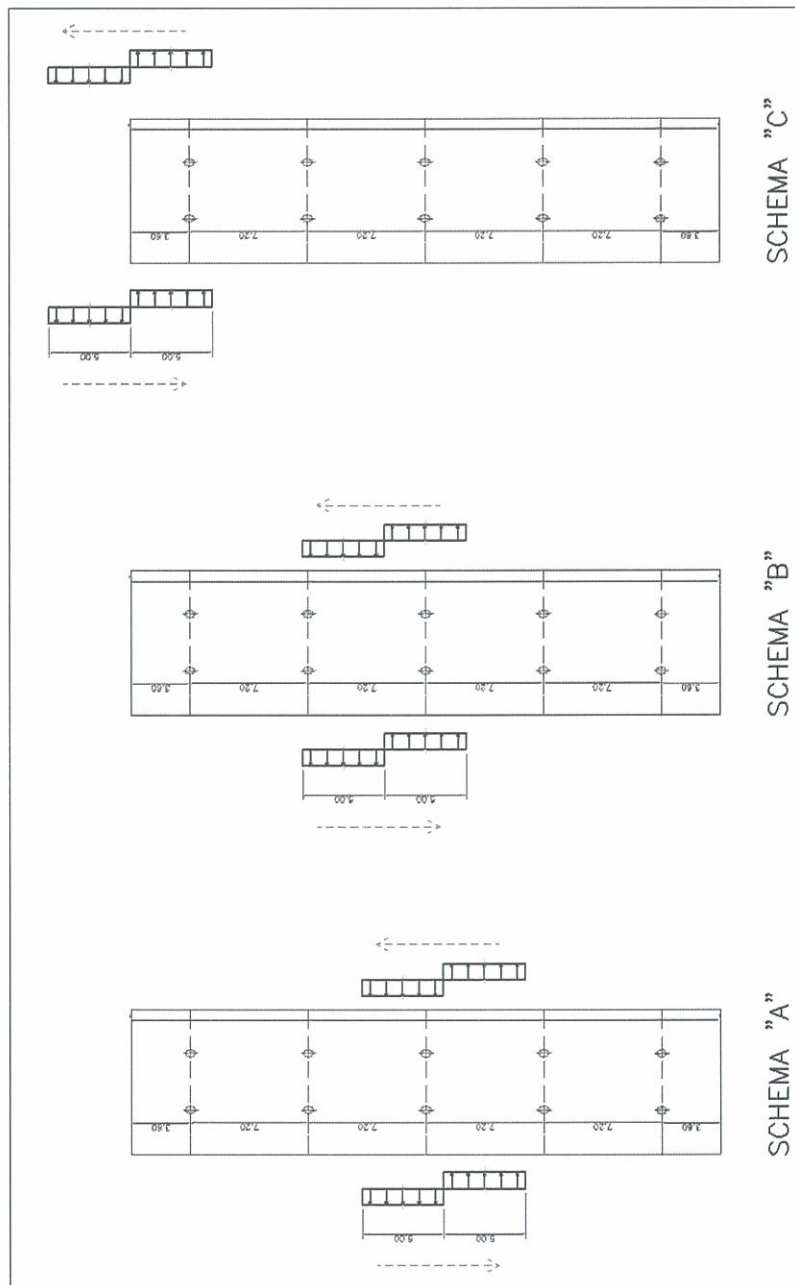


Figura 8 – Riassunto schemi di carico Aerod

5.6 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^a 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):

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

$$= 214.3 + (146.5 \times 0.21 + 156 \times 0.27 \times 2/3) = \mathbf{273.15 \text{ KN} = G}$$

$$W = G + s \times Q = 273.15 + 0.33 \times 1.28 = \mathbf{273.6 \text{ KN} = W}$$

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

$$F_s = K_h \times W = 0.04 \times 273.6 = \mathbf{11 \text{ KN} = F_s}$$

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

$$\mathbf{11/12 = 0.9 \text{ kN (Cond. SismaLon e SismaTra)}}$$

6 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 Condizioni di carico

Sono state individuate 12 condizioni di carico che sono state combinate per determinare le sollecitazioni più sfavorevoli al funzionamento della struttura. Tali condizioni sono:

- PP pesi propri degli elementi strutturali
- Perm carico portato agente sulle travi principali e sui pilastri
- VenX+ vento longitudinale (verso positivo)
- VenX- vento longitudinale (verso negativo)
- VenY+ vento trasversale e azione tangenziale associata
- NeveA carico dovuto alla neve sull'intera copertura
- NeveB carico dovuto alla neve agente su metà copertura
- Aerod pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno
- SismaLon sisma longitudinale
- SismaTra sisma trasversale
- SismaVer sisma verticale
- Temp distribuzione uniforme di temperatura ± 25 °C

I carichi di superficie vengono ricondotti a carichi uniformemente distribuiti sulla lunghezza e applicati sugli arcarecci. Si riportano le aree di influenza considerate per gli arcarecci. Si osserva che tali aree sono considerate in proiezione orizzontale, si ritiene trascurabile l'approssimazione che questo comporta data la modesta inclinazione delle falde.

6.2 Combinazioni di carico

Si riportano nel seguente prospetto riassuntivo le combinazioni di carico considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali:

	Combinazioni																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NeveA	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0
NeveB	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1
VenX+	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
VenX-	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
VenY	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
Aerod	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SismaLon	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
SismaTra	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
SismaVer	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Temp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Si riportano nel seguente prospetto riassuntivo le combinazioni di carico considerate per le verifiche di deformabilità degli elementi strutturali:

	Combinazioni															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PP	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NeveA	1	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0
NeveB	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	1
VenX+	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
VenX-	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0
VenY	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0
Aerod	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SismaLon	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SismaTra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SismaVer	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Il vento trasversale si considera solo come pressione sulla copertura poiché vista la sua piccola entità non risulterebbe condizionante se considerato come depressione, analoga considerazione vale per la pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno.

7 MODELLO DI CALCOLO

La pensilina è lunga complessivamente 15.80m

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.

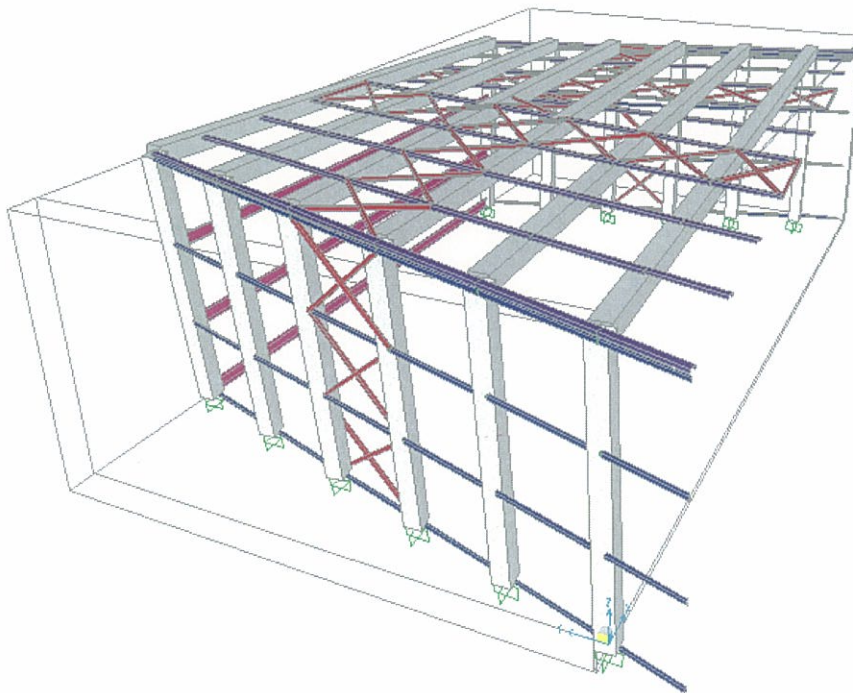


Figura 9:Modello di calcolo

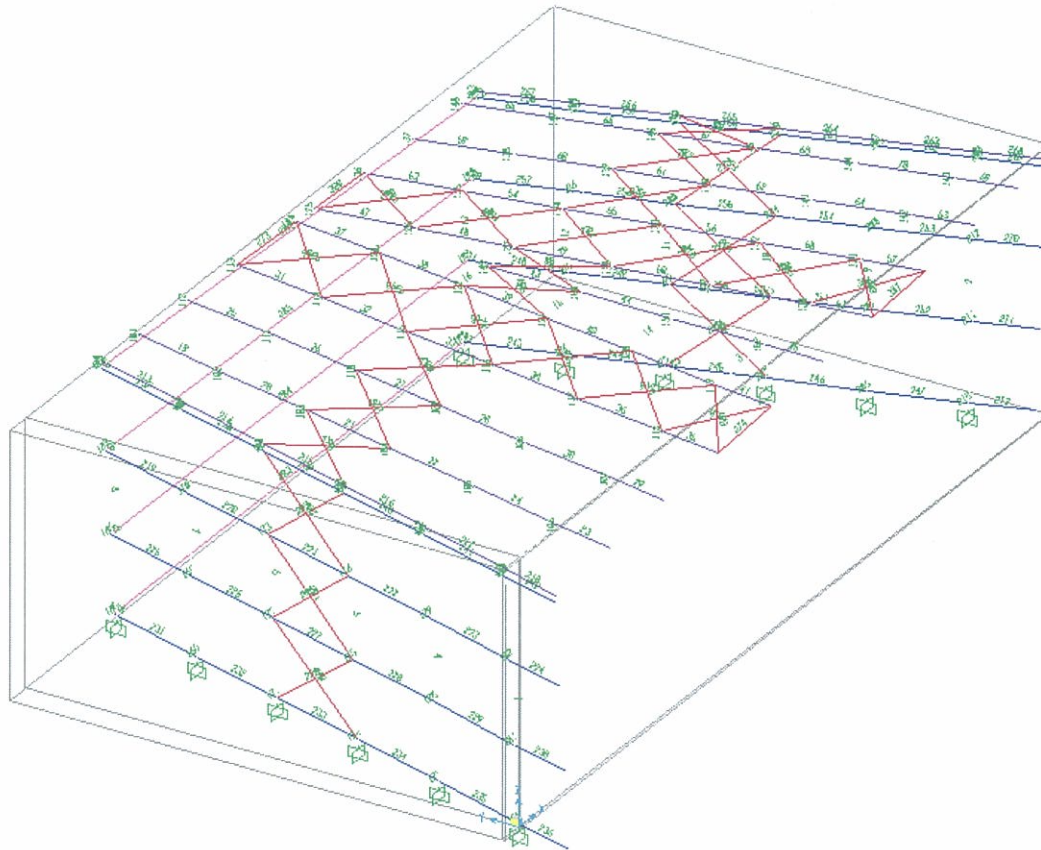


Figura 10: Numerazione aste

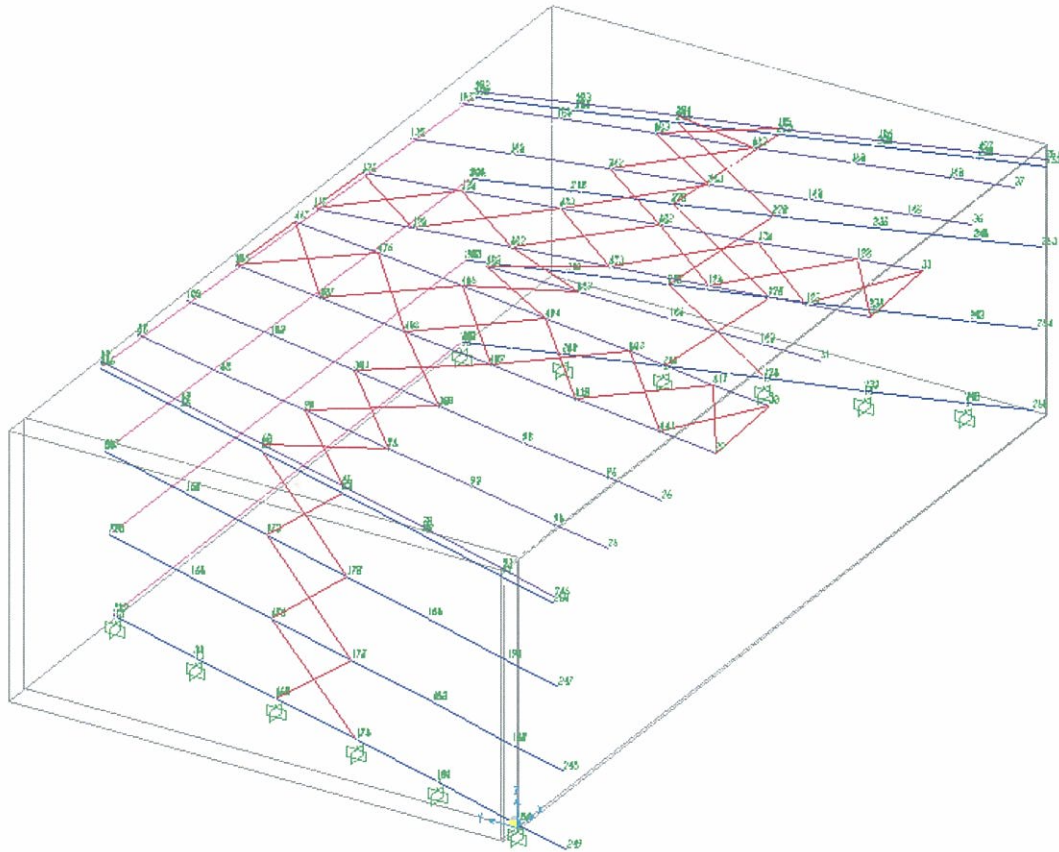


Figura 11: Numerazione nodi

Verifica trave secondaria a taglio

$$t_{\max} = V / A = 2.38 \text{ N/mm}^2 = t_{\max}$$

Verifica a taglio $t_{\max} \leq t_s$ **2.38 ≤ 109.63 N/mm² 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 = 1.90 m --> $L/200 = 1900/200 = 9.5 \text{ mm} = f_{\max}$

E

La freccia massima della trave secondaria risulta essere

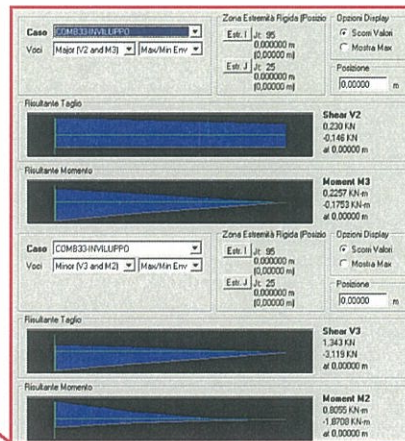
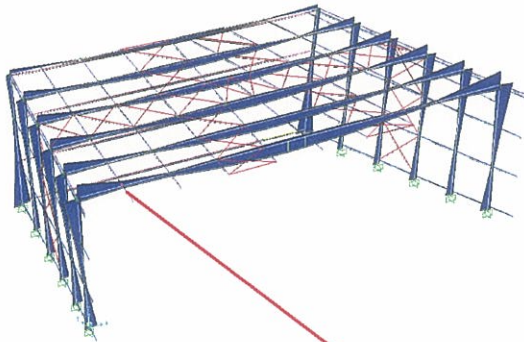
$$f = 0.003 \text{ mm}$$

Verifica di deformabilità $f \leq f_{\max}$ **0.003 ≤ 9.5 mm OK**

8 Progettazione e verifica degli elementi

8.1 Verifica travi secondarie di copertura

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

$$My' = 0.1776 \text{ KNm} \quad Mx' = 2.5289$$

$$V = 4.08 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

UPN 120

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:

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

$$Jx = 364 \text{ cm}^4$$

$$Wx = 60.7 \text{ cmc}$$

$$Jy = 43.1 \text{ cm}^4$$

$$Wy = 11.1 \text{ cmc}$$

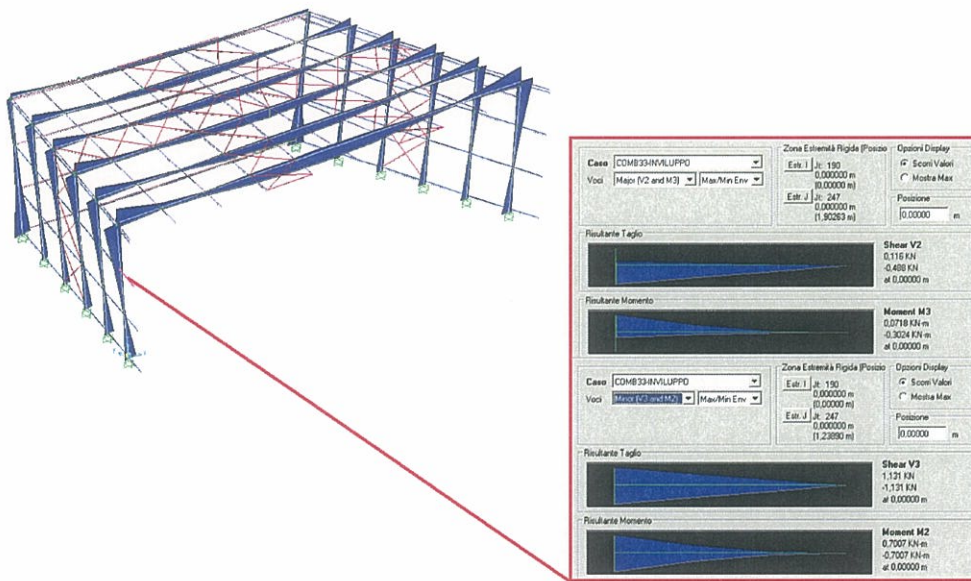
Verifica trave secondaria a flessione

$$(Myd/Wy) + (Mxd/Wx) = 0.1776 \times 10^6 / 6070 + 2.5289 \times 10^6 / 1110 = 57.3 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\text{Verifica a flessione} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 57.3 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

8.2 Verifica travi secondarie di parete

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

$$M_y' = 0.3024 \text{ KNm} \quad M_x' = 0.7007$$

$$V = 1.31 \text{ KN}$$

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:

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

$$J_x = 57.4 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 17.7 \text{ cmc}$$

$$J_y = 14.0 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 5.05 \text{ cmc}$$

Verifica trave secondaria a flessione

$$(M_{yd}/W_y) + (M_{xd}/W_x) = 155.83 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\text{Verifica a flessione} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 155.83 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

Verifica trave secondaria a taglio

$$t_{\max} = V / A = 1.25 \text{ N/mm}^2 = t_{\max}$$



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	FV0200013	B	31/64

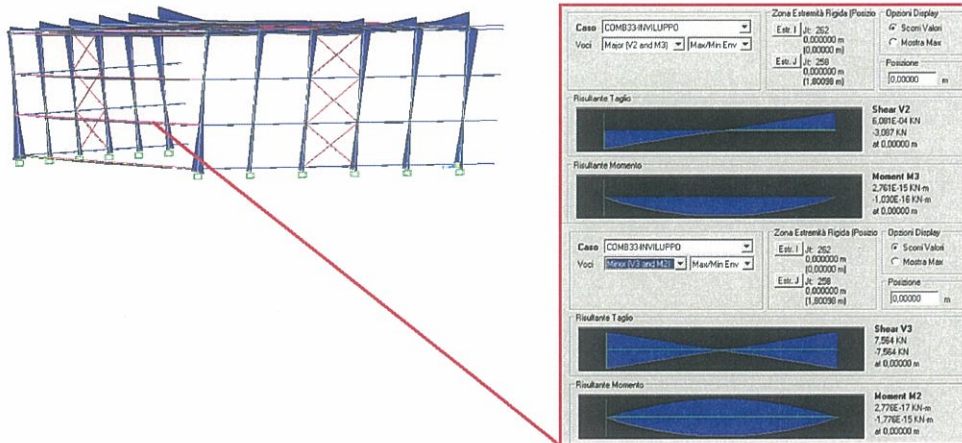
Verifica a taglio

$$t_{\max} \leq t_s$$

1.25 ≤ 109.63 N/mm² ok

8.3 Verifica travi secondarie posteriori

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

$$My' = 1.224 \cdot 10^{-13} \text{ KNm} \quad Mx' = 3.908 \cdot 110^{-14} \text{ kNm}$$

$$V = 8.0110 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

UPN 220

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:

$$\text{Area netta} = 37.4 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 2691 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 245 \text{ cm}^3$$

$$J_y = 196 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 33.5 \text{ cm}^3$$

Verifica trave secondaria a flessione

$$(Myd/Wy) + (Mxd/Wx) = 4.99 \cdot 10^{-13} \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\text{Verifica a flessione} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 4.99 \cdot 10^{-13} \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

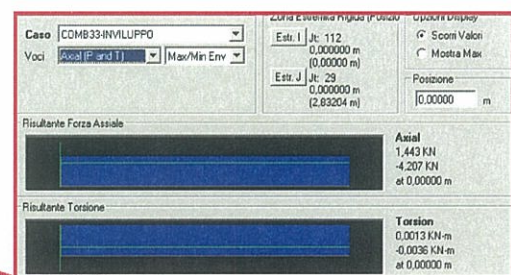
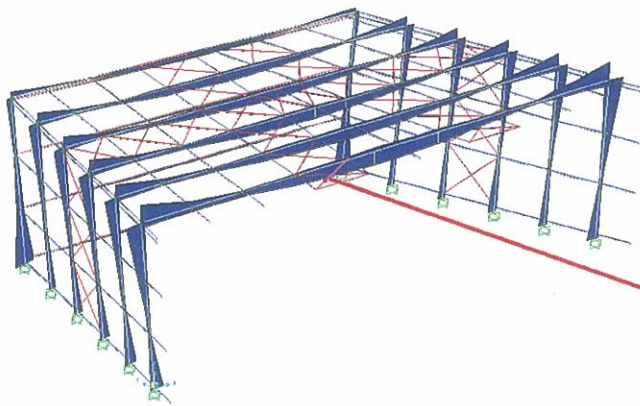
Verifica trave secondaria a taglio

$$t_{\max} = V/A = 2.14 \text{ N/mm}^2 = t_{\max}$$

$$\text{Verifica a taglio} \quad t_{\max} \leq t_s \quad 2.14 \leq 109.63 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

8.4 Verifica controventi

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



Lo sforzo normale massimo, in valore assoluto, presente nei controventi risulta:

$$N = 4.799 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

UPN 65

Area = 9.03 cm²

Verifica controventi

La sezione retta del controvento risulta quindi sollecitata da:

$$\sigma_{\max} = N/A = 10,6 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

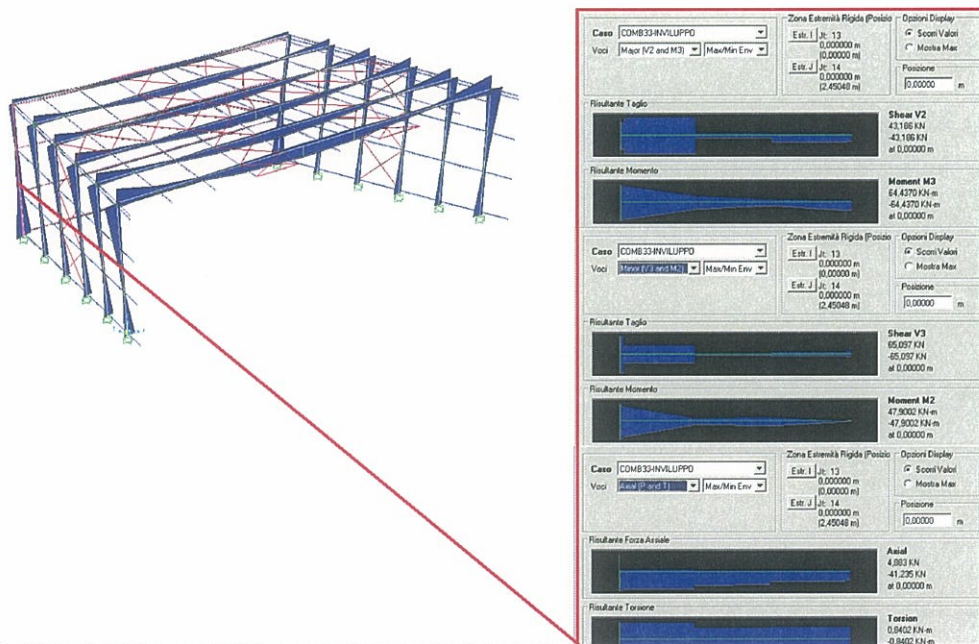
Il calcolo è stato effettuato considerando il doppio dello sforzo normale agente per tenere conto del fatto che i controventi sono del tipo a diagonali solo tese ma nel modello di calcolo sono stati portati in conto tutti i controventi di falda.

$$\text{Verifica controventi} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 10,6 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

Poiché la tensione normale massima presente nel controvento è minore di quella ammissibile, la verifica di resistenza dei controventi si ritiene soddisfatta.

8.5 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

$$M_{dx} = 64.437 \text{ KNm}$$

$$N_d = -41.235 \text{ KN}$$

$$V_d = 65.097 \text{ KN}$$

Sezione oggetto di verifica:

Scatolare 300x300x16

Caratteristiche geometriche

$$A_{netta} = 182 \text{ cm}^2$$

$$J = 24511 \text{ cm}^4$$

$$W_{el} = 1634 \text{ cm}^3$$

$$i = 11.85 \text{ cm}$$

Per i puntoni si hanno delle prescrizioni minime di snellezza (λ), 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 $l_0 = 960 \text{ cm}$

Calcoliamo la snellezza = $\lambda = l_0/i = 82.76 = \lambda < 150$ ok

Verifica a pressoflessione:

I profilati scatolari appartengono alla categoria A.

Dalla C.N.R. 10011 Prospetto 7-IIIa → con $\lambda=83 \rightarrow \omega=1.43$

La verifica dell'asta snella presso inflessa è la seguente

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

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

$$\sigma_{cr}(\lambda) \text{ Dalla C.N.R. 10011 Prospetto 7-VII} \rightarrow \text{con } \lambda=83 \rightarrow \sigma_{cr} = 295 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\text{Nel nostro caso } M_{medio} = 0.5 M_{max} = 32.22 \text{ KNm} = M_{medio}$$

$$M_{eq} = 41.88 \text{ KN}$$

$$\text{Calcoliamo } N_{cr} = 295 \times 18200 = 5369000 \text{ N} = 239.40 \text{ KN} = N_{cr}$$

Applicando la rel di verifica:

$$\sigma_{\max} = [(1.43 \times 41235) / 18200] + (48330000) / [1 \times 16340000 (1 - (41235 / 5369000))] = 3.23 + 29.80 = 33.0366 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

Verifica a pressoflessione $\sigma_{\max} \leq \sigma_s$ $33.0366 \leq 190 \text{ N/mm}^2$ ok

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

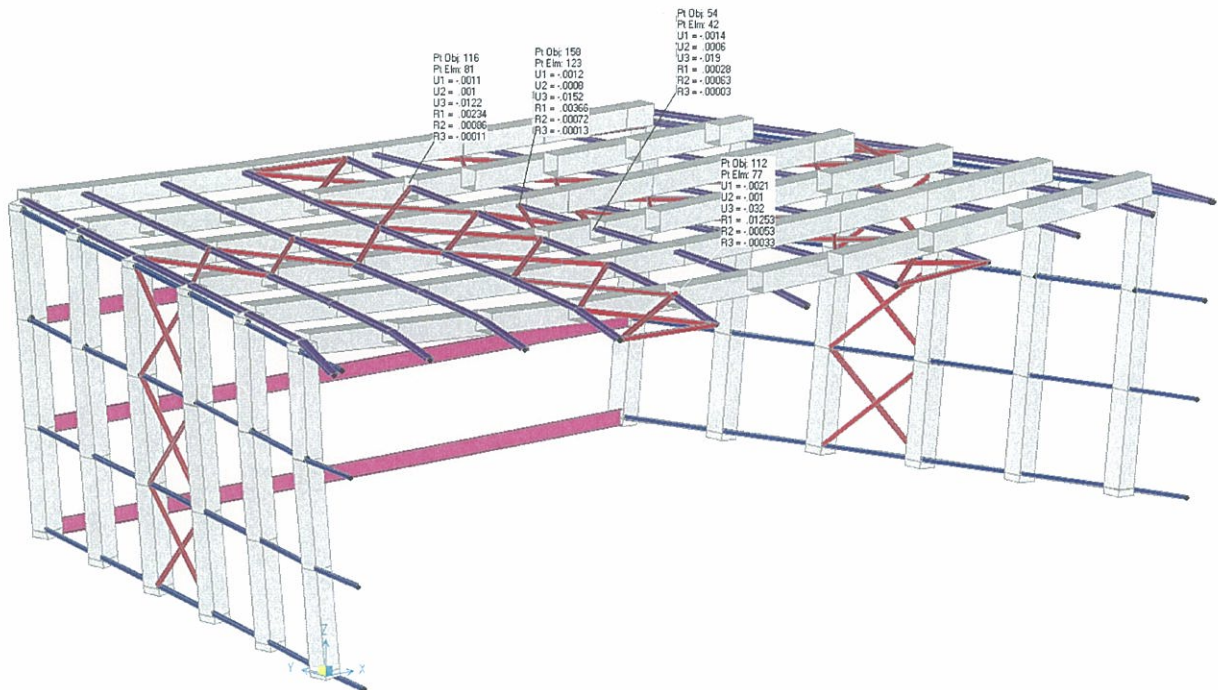
8.6 Verifica di deformabilità per controventi e telai

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 $h = 4.80$ m abbiamo $4800/500 = 9.6$ 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 1 mm in direzione trasversale ed 2.1 mm in direzione longitudinale.



Verifica di deformabilità $s_{max} \leq h/500$

1 ; 2.1 \leq 9.6 mm OK

9 Unioni

9.1 Travi principali

Viene di seguito riportata la verifica delle unioni delle travi principali che hanno luce maggiore di 12m. Tali unioni verranno realizzate mediante unione con flange saldate alle travi in officina e bullonate tra loro in opera.

Riportiamo di seguito le verifiche per la trave più sollecitata, quella con luce 15.85m, in modo da poter adottare gli stessi parametri di valutazione anche per le travi con sollecitazioni inferiori a questa. **T = 15.5 KN N = 41.476 KN**

Verifica dei bulloni

I bulloni utilizzati saranno M16 classe 8.8 con diametro di 16 mm.

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

$15 \leq p \leq 3 \varnothing \text{ bull}$ per elementi compressi

$25 \leq p \leq 3 \varnothing \text{ bull}$ per elementi tesi

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

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

$a \leq 6 \text{ smin}$ per bordi irrigiditi

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

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

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

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

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

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

Considerando che per noi $\varnothing \text{ bull} = 16 \text{ mm}$ ed $\text{smin} = 20 \text{ mm}$, inoltre considerando i nostri bordi irrigiditi ed essendo la flangia compressa

$51 \leq p \leq 300 \text{ mm}$ **p = 177,5 mm**

$32 \leq a \leq 120 \text{ mm}$ **a = 35 mm**

$24 \leq a1 \leq 180 \text{ mm}$ **a1 = 35 mm**

Verifica a taglio del bullone

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

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

$$T_{bull} = T/A_{res} = 15.5/157 = 98.7 \text{ N/mm}^2 = \tau_{bull}$$

Verifica tensione assiale

$$\sigma_{max} = N/A_{res} = 264.18 \text{ N/mm}^2$$

$$(\sigma_{max} / \sigma_{b,adm})^2 + (\tau_{max} / T_{b,adm})^2 \leq 1$$

$$0.64 \leq 1$$

Verifica a rifollamento

d = diametro nominale del gambo del bullone = 16 mm

t = spessore min dei piatti collegati = 20 mm

σ_s = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm²

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

$\sigma_{rif} = T / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 55.36 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{rif}$

Verifica dei bulloni a tranciamento $T_{bull} \leq T_{b,adm}$ **98.7 ≤ 373 N/mm² ok**

Verifica dei piatti a rifollamento $\sigma_{rif} \leq \sigma_{rif amm}$ **55.36 ≤ 475 N/mm² ok**

Verifica del piatto

$\sigma_{max} = N/A = 8.23 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{max}$

Verifica dei piatti di unione $\sigma_{max} \leq \sigma_s$ **8.23 ≤ 190 N/mm² ok**

La verifica è stata effettuata per la trave più sollecitata.

9.2 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 = 7.90 KN**

Verifica dei bulloni

I bulloni utilizzati saranno M12 classe 8.8 con diametro di 12 mm.

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

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

$25 \leq s \leq p \geq 3 \varnothing \text{ bull}$ 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

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

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

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

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

Considerando che per noi $\varnothing \text{ bull} = 12 \text{ mm}$ ed $s_{\text{min}} = 10 \text{ mm}$, inoltre considerando i nostri bordi irrigiditi ed essendo la flangia compressa

$30 \leq p \leq 120 \text{ mm}$ **p = 150 mm**

$20 \leq a \leq 48 \text{ mm}$ **a = 60 mm**

$15 \leq a_1 \leq 72 \text{ mm}$ **a1 = 60 mm**

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$F_{\text{vd}} = T_d / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = 7.9/2 \times 2 = 1.97 \text{ KN} = F_{\text{vd}} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}$

Verifica a tranciamento del bullone che lavora su 1 sezione

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

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

$$\tau_{\text{bull}} = F_{\text{vd}}/A_{\text{bull}} = 1970/84 = \mathbf{23,47 \text{ N/mm}^2} = \tau_{\text{bull}}$$

Verifica a rifollamento

d = diametro nominale del gambo del bullone = 12 mm

t = spessore min dei piatti collegati = 8 mm

σ_s = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm²

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

$\sigma_{\text{rif}} = F_{\text{vd}} / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 1970 / (12 \times 10) = \mathbf{16,43 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{\text{rif}}$

Verifica dei bulloni a tranciamento $\tau_{\text{bull}} \leq \tau_{\text{b,adm}}$ $\mathbf{23,47 \leq 373 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$

Verifica dei piatti a rifollamento $\sigma_{\text{rif}} \leq \sigma_{\text{rif amm}}$ $\mathbf{16,43 \leq 475 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$

Verifica dei fazzoletti

Stato di sollecitazione

N = 7.9 KN

Area della sezione oggetto di verifica = 1160 cm²

$\sigma_{\text{max}} = N/A = \mathbf{6.81 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{\text{max}}$

Verifica dei piatti di unione $\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_s$ $\mathbf{6.81 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$

9.3 Nodo travi secondarie UPN 65-pilastri

Viene riportata nel seguito la verifica degli elementi di attacco tra gli arcarecci ed i telai principali.

Riportiamo le sollecitazioni agenti sul nodo: **T = 5.48KN**

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

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

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

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

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

$a \leq 6 s \min$ per bordi irrigiditi

$a \leq 9 s \min$ per bordi non irrigiditi

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

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

$a1 \leq 6 s \min$ per bordi non irrigiditi

$a1 \leq 9 s \min$ per bordi irrigiditi

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

Considerando che per noi $\varnothing \text{ bull} = 10 \text{ mm}$ ed $s \min = 10 \text{ mm}$, inoltre considerando i nostri

bordi irrigiditi ed essendo la flangia compressa

$30 \leq p \leq 150 \text{ mm}$ **p = 148 mm**

$20 \leq a \leq 60 \text{ mm}$ **a = 60 mm**

$15 \leq a1 \leq 60 \text{ mm}$ **a1 = 60 mm**

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$F_{vd} = T_d / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = 72.17 / 2 \times 2 = 18.04 \text{ KN} = F_{vd} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}$

Verifica a tranciamento del bullone

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

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

$F_{vd} = T_d / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = 5.48 / 2 \times 2 = 1.37 \text{ KN}$

$T_{\text{bull}} = F_{vd} / A_{\text{bull}} = 1370 / 78 = 17.56 \text{ N/mm}^2 = T_{\text{bull}}$

Verifica a rifollamento

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

$t =$ spessore min dei piatti collegati = 10 mm

$\sigma_s =$ tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm²

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

$\sigma_{rif} = Fvd / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 1370 / (10 \times 10) = 13,7 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{rif}$

Verifica dei bulloni a tranciamento $T_{bull} \leq T_{b,adm}$ **17.56 ≤ 373 N/mm² ok**

Verifica dei piatti a rifollamento $\sigma_{rif} \leq \sigma_{rif\ amm}$ **13,7 ≤ 475 N/mm² ok**

Verifica dei fazzoletti

Stato di sollecitazione

N = 5.48 KN

Area della sezione oggetto di verifica = 960 cm²

$\sigma_{max} = N/A = 5.7 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{max}$

Verifica dei piatti di unione $\sigma_{max} \leq \sigma_s$ **5.48 ≤ 190 N/mm² ok**

9.4 Nodo travi secondarieUPN220-pilastrini

Viene riportata nel seguito la verifica degli elementi di attacco tra gli arcarecci ed i telai principali.

Riportiamo le sollecitazioni agenti sul nodo: **T = 72.17 KN**

Verifica dei bulloni

I bulloni utilizzati saranno M16 classe 8.8 con diametro di 16 mm.

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$$F_{vd} = T_d / n_{bull} \times n_{fazz} = 72.17 / 2 \times 2 = \mathbf{18.04 \text{ KN}} = F_{vd} = \mathbf{\text{Forza di tranciamento su 1 bullone}}$$

Verifica a tranciamento del bullone che lavora su 1 sezione

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

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

$$T_{bull} = F_{vd} / A_{bull} = \mathbf{114.9 \text{ N/mm}^2} = T_{bull}$$

Verifica a rifollamento

d = diametro nominale del gambo del bullone = 16 mm

t = spessore min dei piatti collegati = 8 mm

σ_s = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm²

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

$$\sigma_{rif} = F_{vd} / (\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 1804 / (16 \times 8) = \mathbf{140.94 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{rif}$$

Verifica dei bulloni a tranciamento	$T_{bull} \leq T_{b,adm}$	114.9 ≤ 373 N/mm² ok
--	---------------------------	--

Verifica dei piatti a rifollamento	$\sigma_{rif} \leq \sigma_{rif amm}$	140.94 ≤ 475 N/mm² ok
---	--------------------------------------	---

Verifica dei fazzoletti

Stato di sollecitazione

$$N = \mathbf{7.9 \text{ KN}}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 2100 cm²

$$\sigma_{max} = N/A = \mathbf{34.36 \text{ N/mm}^2} = \sigma_{max}$$

Verifica dei piatti di unione	$\sigma_{max} \leq \sigma_s$	34.36 ≤ 190 N/mm² ok
--------------------------------------	------------------------------	--

Verifiche a fatica

.Si esegue nel seguito la verifica a fatica dell'unione.

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

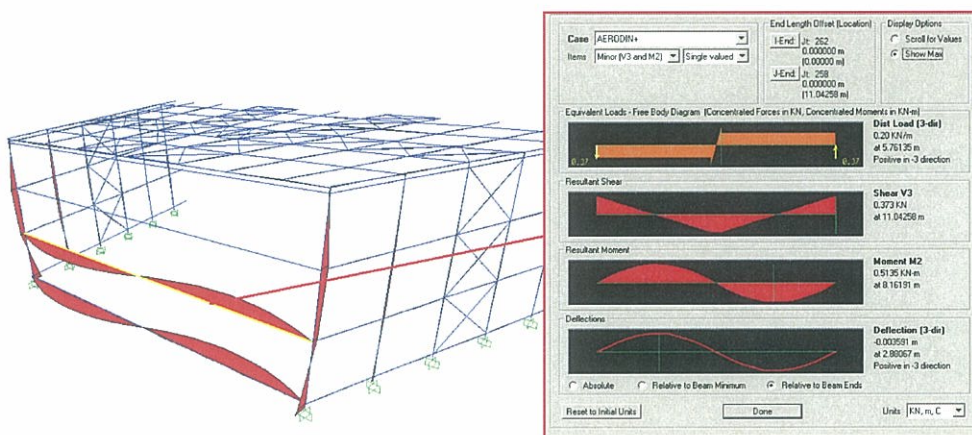
Nel nostro specifico caso, le azioni che inducono fenomeni di fatica risultano essere le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario, individuate dalla condizione di carico:

- Aerod pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno

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 $2x10^6$ 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 $\Delta\sigma$.



Le forze di taglio che assoggettano l'unione variano tra i valori di **V = +/-0.373 KN**

Si procede al calcolo della tensione massima dovuta alla variazione di azioni, 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 2×10^6

Bulloni

Si procederà ora alla verifica a fatica dei bulloni, calcoliamo l'escursione di tensione:

$$V' = 0.38 \text{ KNm}$$

$$V' / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = 0.38 / 2 \times 2 = \mathbf{0.095 \text{ KN} = F_{vd} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}}$$

Calcolo tensione sul bullone

$$95.00 / 201 = 0.50 \text{ N/mm}^2 = \sigma'$$

$$V'' = -0.38 \text{ KNm}$$

$$V'' / n_{\text{bull}} \times n_{\text{fazz}} = -0.38 / 2 \times 2 = \mathbf{-0.095 \text{ KN} = F_{vd} = \text{Forza di tranciamento su 1 bullone}}$$

Calcolo tensione sul bullone

$$-95.00 / 201 = -0.50 \text{ N/mm}^2 = \sigma''$$

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

$$\Delta\sigma_s = \sigma' + \sigma'' = 1.00 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_s$$

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 bullone

Essendo $\phi < 16 \text{ mm} \rightarrow K_s = 1$

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

Verifica a fatica bulloni

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

$$\mathbf{1.00 \leq 40.00 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$$

Piatti di collegamento

Si procederà ora alla verifica a fatica dei piatti, calcoliamo l'escursione di tensione:

$$N' = 0.38 \text{ KN}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 2100 cm²

$$\sigma' = N/A = 380/2100 = 0.20 \text{ N/mm}^2 = \sigma'$$

$$N'' = 0.38 \text{ KN}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 2100 cm²

$$\sigma'' = N/A = 380/2100 = -0.20 \text{ N/mm}^2 = \sigma''$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma' + \sigma'' = 0.40 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_s$$

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, si assumerà il nodo in questione ricadente sotto la categoria:

$$\Delta\sigma_A = 140.00 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\Delta\sigma_{amm} = \Delta\sigma_A/1.25 = 140.00/1.25 = 112.00 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_{amm}$$

Verifica a fatica piatti di unione

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

$$0.20 \leq 112.00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

9.5 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 **T = 9.369 KN**

Bullonatura tra UPN65 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

$15 s_{min} \geq p \geq 3 \varnothing_{bull}$ per elementi compressi

$25 s_{min} \geq p \geq 3 \varnothing_{bull}$ per elementi tesi

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

$a \geq 2 \varnothing_{bull}$

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

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

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

$a1 \geq 1.5 \varnothing_{bull}$

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

$a1 \leq 9 s_{min}$ 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 non irrigiditi ed essendo la flangia tesa

$30 \leq p \leq 125$ mm **p = 50 mm**

$20 \leq a \leq 45$ mm **a = 25 mm**

$15 \leq a1 \leq 45$ mm **a1 = 20 mm**

Calcolo della forza massima di tranciamento agente sul bullone

$F_{vd} = T_d / n_{bull} \times n_{fazz} = 9.369 / 2 = 4.68$ KN = **F_{vd} = 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:

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

$$\tau_{bull} = F_{vd}/A_{bull} = 4680/78 = 60.05 \text{ N/mm}^2 = \tau_{bull}$$

Forza resistente a rifollamento

d = diametro nominale del gambo del bullone = 10 mm

t = spessore min dei piatti collegati = 5 mm

σ_s = tensione ammissibile del materiale del piatto = 190 N/mm²

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

$$\sigma_{rif} = F_{vd}/(\varnothing \text{ bullone} \times \text{spessore piatto}) = 4680 / (10 \times 5) = 93.60 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{rif}$$

Verifica dei bulloni a tranciamento $\tau_{bull} \leq \tau_{b,adm}$ $60.05 \leq 264 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$

Verifica dei piatti a rifollamento $\sigma_{rif} \leq \sigma_{rif\text{ amm}}$ $93.60 \leq 475 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$

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
β_1	0,85	0,70	0,62
β_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 $\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$ $b_1 = 0.70$ $b_2 = 0.85$

$$n_{\perp} = (Ndx \sin \alpha) / A = 6250x \sin 2 / 942 = 7.1 \text{ N/mm}^2 = n_{\perp}$$

$$t_{\parallel} = (Ndx \cos \alpha) / A = 6250x \cos 2 / 942 = 6.9 \text{ N/mm}^2 = t_{\parallel}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = (7.1^2 + 6.9^2)^{0.5} = 9.9 \text{ N/mm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 7.1 \text{ N/mm}^2$$

Verifica

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = s \leq f_{yk} b_1$$

9.9 ≤ 133.00 ok

Verifica

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = s \leq f_{yk} b_2$$

7.1 ≤ 161.50 ok

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

$$N = 9.369 \text{ KN}$$

Area della sezione oggetto di verifica = 345 mmq

$$\sigma_{\max} = N/A = 9369/345 = 27.15 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\text{Verifica dei piatti di unione} \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_s \quad 27.15 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

9.6 Nodo al piede delle colonne

Il sistema di ancoraggio in fondazione è costituito da una piastra 500x500x20 mm saldata alla base delle colonne e da 4 tirafondi M16 in tondo di acciaio classe 8.8, disposti come riportato nei dettagli costruttivi ed ancorati al plinto in c.a.

Si assimila la sezione di contatto della piastra di fondazione ad una sezione retta in c.a. armata con i tirafondi e sollecitata dalle caratteristiche della sollecitazione che inducono la più alta tensione ideale al piede della colonna, ovvero da:

$$\mathbf{Mdx = 64.43 KNm \quad Nd = -41.235 KN \quad Vd = 65.097 KN}$$

Riportiamo le prescrizioni dalla CNR 10011 per la geometria del fazzoletto

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

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

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

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

$a \leq 6 s \min$ per bordi non irrigiditi

$a \leq 9 s \min$ per bordi irrigiditi

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

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

$a1 \leq 6 s \min$ per bordi non irrigiditi

$a1 \leq 9 s \min$ per bordi irrigiditi

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

Considerando che per noi $\varnothing \text{ bull} = 20 \text{ mm}$ ed $s \min = 30 \text{ mm}$, inoltre considerando i nostri bordi non irrigiditi e non essendo la flangia semplicemente inflessa abbiamo:

$$72 \leq p \leq 450 \text{ mm} \quad \mathbf{p = 400 \text{ mm}}$$

$$48 \leq a \leq 180 \text{ mm} \quad \mathbf{a = 50 \text{ mm}}$$

$$36 \leq a1 \leq 180 \text{ mm} \quad \mathbf{a1 = 40 \text{ mm}}$$

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
β_1	0,85	0,70	0,62
β_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 310 mm abbiamo un'area resistente ed un modulo di resistenza pari a:

A sald = 6100.00 mm **J = 94600833.30 mm⁴** **W = 610327.96 mm³**

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

$n_{\perp} = Nd/A + M/W = 41235/6100 + 64430000/610327.96 = 112.33 \text{ N/mm}^2 = n_{\perp}$

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:

$t_{\parallel} = [Vd_y \times S_y^*/(s \times J_y)] = (65100 \times 120125)/(5 \times 94600833.30) = 16.53 \text{ N/mm}^2 = t_{\parallel}$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = (112.33^2 + 16.53^2)^{0.5} = 113.54 \text{ N/mm}^2$

$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = |112.33| = 112.33 \text{ N/mm}^2$

Verifica	$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)^{(1/2)} = s \leq f_{yk} b_1$	113.54 ≤ 133.00	ok
Verifica	$ n_{\perp} + t_{\perp} = s \leq f_{yk} b_2$	112.33 ≤ 161.50	ok

Verifica della sezione di appoggio in C.A.

Riportiamo le sollecitazioni agenti sulla sezione:

Mdx = 64.437 KNm Nd = 41.235 KN Vd = 65.097 KN

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	30	30	1	13.57	4
			2	13.57	26

Sollecitazioni (S.L.U.):
 N: -41,235 kN
 M: 64,437 kNm
 V: 0

Materiali:
 C28/35
 ε_{su}: 10 ‰
 f_{yd}: 556.5 N/mm²
 E_s: 200,000 N/mm²
 E_s/E_c: 15
 ε_{syd}: 2,783 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm²

Results:
 σ_c: -9,730 N/mm²
 σ_s: 228,0 N/mm²
 σ_{c,adm}: 11
 τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

Geometric Data:
 d: 26,00 cm
 x: 10,15 x/d: 0,3903
 δ: 0,9279

Calculation Method: Metodo n
 Iterations: 4

Verifica delle tensioni nei materiali

Verifica tensione nel Cls $\sigma_c \max \leq \sigma_c \text{ adm} \rightarrow$ $-9.73 \leq 11.00 \text{ N/mm}^2$

Verifica tensione arm tesa $\sigma_{s,adm} \leq \sigma_s \rightarrow$ $228.00 \leq 255 \text{ N/mm}^2$

Verifica a taglio

Taglio	T	65	kN
Tensione tangenziale	T	0.10	N/mm²
	TC,0	0.60	N/mm²

Verifica dei tirafondi

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

I tirafondi utilizzati saranno M24 classe 8.8 con diametro di 24 mm.

Calcolo trazione massima tirafondo:

$$M/d = 64.44/0.4 \times 2 = 80.55 \text{ KN} = T$$

Il momento flettente massimo agente nella sezione di incastro della piastra di base con la colonna risulta:

$$80.55 \times 0.05 = 4.00 \text{ KNm}$$

dove 0.50 m è il braccio della risultante di forza sul tirafondo rispetto all'incastro tra piastra e colonna.

Adottando uno spessore della piastra di base di 2.50 cm, la massima tensione nell'acciaio della piastra risulta:

$$4000000 / (250 \times 25^2 / 6) = 153.6 \text{ N/mm}^2$$

Nell'ipotesi di affidare tutto il taglio ai soli tirafondi, si ha uno sforzo di taglio di:

$$V_{\max} = (-65.097^2 + 11.32^2)^{1/2} = 8.78 \text{ KN}$$

La tensione tangenziale massima corrispondente nel singolo tirafondo vale:

$$8780 / (4 \times 353) = 6.22 \text{ N/mm}^2$$

La tensione di trazione massima corrispondente nel singolo tirafondo vale:

$$T/A_{\text{res}} = 80550/353 = 22.81 \text{ N/mm}^2$$

dove 353 mm² è l'area resistente di 1 Φ 24.

Si esegue la verifica del tirafondo M24 a taglio e trazione:

$$(\tau_{\max}/\tau_{b,\text{adm}})^2 + (\sigma_{\max}/\sigma_{b,\text{adm}})^2 = (6.22/264)^2 + (22.81/373)^2 = 0.005$$

dove per un tirafondo di classe 8.8 si è utilizzato $\tau_{b,\text{adm}} = 264 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{b,\text{adm}} = 373 \text{ N/mm}^2$.

Verifica tirafondi $(\tau_{\max}/\tau_{b,\text{adm}})^2 + (\sigma_{\max}/\sigma_{b,\text{adm}})^2 \leq 1$ **0.005 \leq 1 ok**

Calcolo ancoraggio

Assumendo una tensione tangenziale di aderenza tra tirafondo e calcestruzzo pari a $3 \times \tau_{c0}$ si calcola la lunghezza di ancoraggio del tirafondo:

$$T/(3 \times \tau_{c0} \times C) = 80550 / (3 \times 0.60 \times 75.4) = 593.50 \text{ mm} = 60.00 \text{ cm}$$

dove 75.4 mm è la misura della circonferenza di una sezione retta del tirafondo M24.

Si ritiene dunque sufficiente ancorare i tirafondi per una lunghezza di almeno 60 cm, avendo cura di posizionare alla loro estremità una contro piastra di fondo avente spessore pari a 10 mm.

Verifiche a fatica

Cordone di saldatura

Si esegue nel seguito la verifica a fatica dell'unione.

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

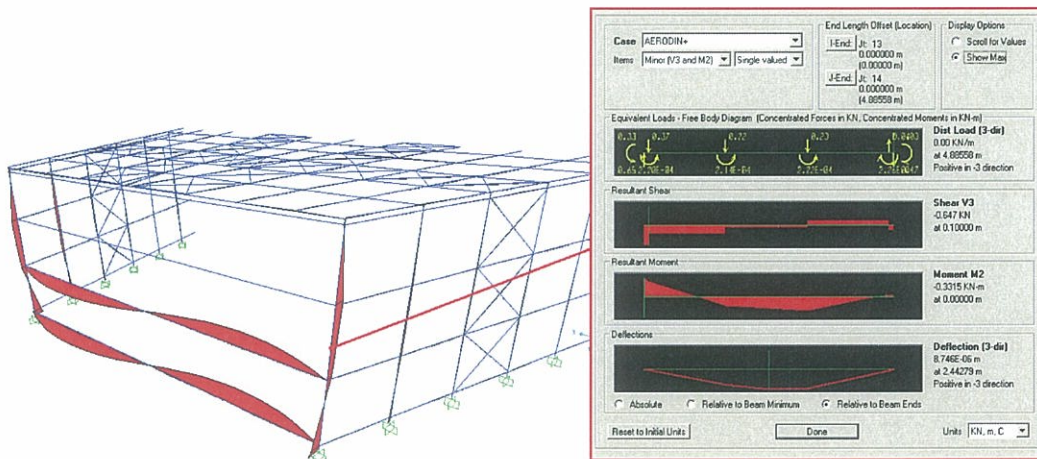
Nel nostro specifico caso, le azioni che inducono fenomeni di fatica risultano essere le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario, individuate dalla condizione di carico:

- Aerod pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno

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 2×10^6 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 = 0.332 KNm

V = 0.65 KN

I momenti flettenti e le forze di taglio che assoggettano l'unione variano tra i valori di

$$M = \pm 0.332 \text{ KNm} \quad V = \pm 0.65 \text{ KN}$$

Si procede al calcolo della tensione massima dovuta alla variazione di azioni, con la quale si potrà determinare successivamente il $\Delta\sigma$.

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 2×10^6

$$A_{\text{sald}} = 6100.00 \text{ mm} \quad J = 94600833.30 \text{ mm}^4 \quad W = 610327.96 \text{ mm}^3$$

$$\sigma'_{\text{max}} = M/W = -332000/610327.96 = -0.55 \text{ N/mm}^2 = \sigma'_{\text{max}}$$

Escursione di tensione $\Delta\sigma$

$$\Delta\sigma = 1.10 \text{ N/mm}^2$$

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



Si calcolerà nel punto 1

$$\tau = Vd \times S^*/(s \times J) = (650 \times 120125)/(5 \times 94600833.30) = 0.17 \text{ N/mm}^2 = t//$$

$\Delta\tau$ punto 1:

$$\Delta\tau = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{ideale}} = \sqrt{(\Delta\sigma_{\text{max}})^2 + 3\Delta\tau^2} = \sqrt{1.10^2 + (3 \times 0.34^2)} = 1.25 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{\text{ideale}}$$

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 $\Delta\sigma_{amm}$ 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:

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

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

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

Verifica a fatica saldatura $\Delta\sigma \leq \sigma_{amm}$ **30.03 ≤ 32.00 N/mm² 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.

$$M = 0.664 \text{ KNm} \quad V = 1.30 \text{ KN}$$

Calcolo della variazione della forza di trazione agente sul bullone

$$\Delta Ft = Md / (dxn_{bull}) = 0.664 / (0.40 \times 2) = 0.83 \text{ KN} = \Delta Ft = \text{Variazione forza di trazione su 1}$$

bullone

Calcolo della variazione della forza di taglio agente sul bullone

$$\Delta Vd = V / (dxn_{bull}) = 1.30 / 4 = 0.325 \text{ KN} = \Delta Vt = \text{Variazione forza di trazione su 1 bullone}$$

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

$$\Delta\sigma_s = \Delta Ft / A_{res} = 830 / 353 = 2.35 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_s$$

$$\Delta\tau_s = \Delta Vd / A_{res} = 325 / 353 = 0.93 \text{ N/mm}^2 = \Delta\tau_s$$

$$\Delta\sigma_{ideale} = \sqrt{(\Delta\sigma_{max})^2 + 3\Delta\tau^2} = \sqrt{2.35^2 + (3 \times 0.93^2)} = 2.85 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_{ideale}$$

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 $\phi < 30$ mm --> $K_s = 1$

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

Verifica a fatica tirafondi

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

$$\mathbf{2.85 \leq 40.00 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}}$$

10 VERIFICHE STRUTTURE DI FONDAZIONE

La logica seguita nella progettazione del sistema di fondazioni è stata volta ad ottenere una soluzione che fosse in grado di diffondere i carichi provenienti dalla copertura su una ampia superficie e in modo da avere il minor numero possibile di plinti isolati.

In questa ottica si sono inoltre minimizzate le interferenze tra le strutture di fondazione e le sottostrutture in C.A. del sottopasso. Ne è risultato un sistema di travi in cemento armato. Le travi sono tutte larghe 0.8 m, hanno altezza pari a 100 m e sono collegate da un cordolo di larghezza 0.50 m ed altezza 0.50 m.

10.1 Trave di fondazione

Si esegue la verifica della trave di fondazione e si assumono come carichi le sollecitazioni della combinazione che fornisce i massimi sforzi normali al piede delle colonne.

La trave è lunga 10.235 m e ha una sezione trasversale di 0.80 m x 1.00 m

I carichi trasmessi dalle colonne alla trave risultano:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m
1		0 COMB12	-75,226	38,2036	-59,112
5		0 COMB12	-62,006	12,8017	-42,7709
7		0 COMB12	-58,679	-12,6915	-40,185
9		0 COMB12	-56,206	-16,2952	-16,9767
11		0 COMB12	-68,372	9,2461	-16,407
13		0 COMB12	-50,227	48,9549	75,7036

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

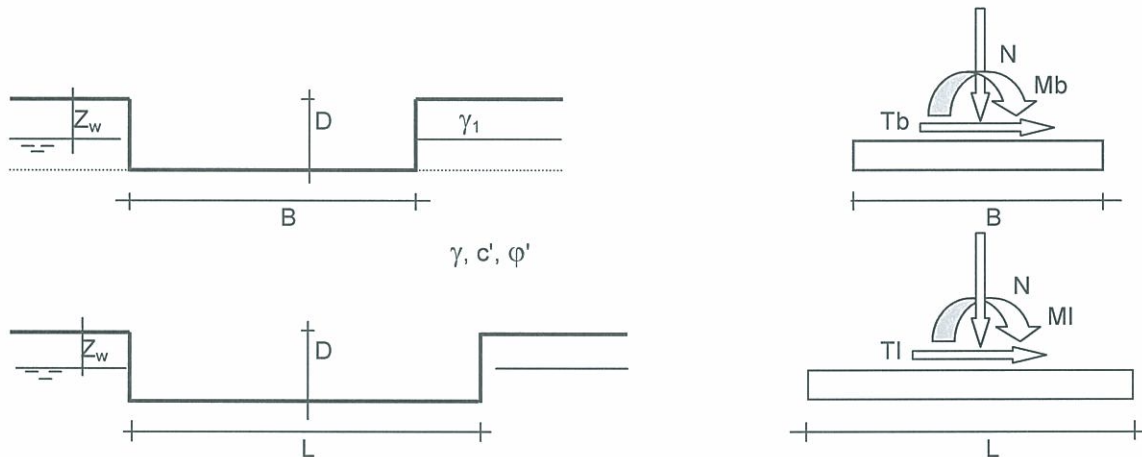
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

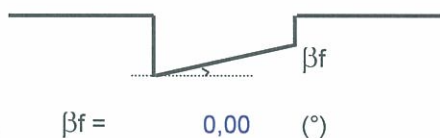
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanententi	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,10	1,10	1,10	1,10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 0,80 (m)
L = 100,00 (m)
D = 0,00 (m)



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

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200013	B	61/64

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75,00	200,00	275,00
Mb [kNm]	38,20	40,00	78,20
MI [kNm]	59,11	10,00	69,11
Tb [kN]	62,61	50,00	112,61
TI [kN]	45,41	40,00	85,41
H [kN]	77,34	64,03	141,34

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 62,50 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 0,23 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 33,30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46,12$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 48,03$$

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

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200013	B	62/64

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=($m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta$) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

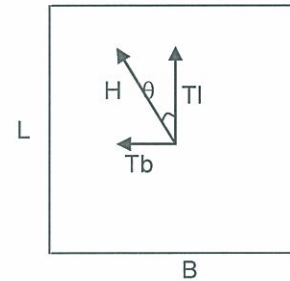
$$i_q = 0,27$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,25$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,14$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,00$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200013	B	63/64

 b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

 g_c, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 736,16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 1189,07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 0,62$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 141,34 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 207,01 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 1,46$$

11 Conclusioni

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