

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 /LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C /CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

**OPERE D'ARTE
RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURA METALLICA A SUPPORTO DELLE VELETTE BORDO PONTE**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	0
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot	Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	R	H	O	C	0	3	0	7	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object	Numero documento Numéro de document		Indice Index			

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	6
2.1 Normative e standard	6
3. MATERIALI	7
3.1 Calcestruzzi per opere strutturali	7
3.1.1 Calcestruzzo per solette impalcati	7
3.2 Acciai	7
3.2.1 Acciaio per armatura lenta	7
3.2.2 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre, ...)	7
3.3 Unioni saldate	8
3.4 Unioni bullonate	8
4. CRITERI DI CALCOLO	9
5. ANALISI DEI CARICHI STATICI	9
5.1 Peso proprio	9
5.2 Effetti del vento	10
5.3 Effetti del sisma	10
6. MODELLO DI CALCOLO	11
6.1 Descrizione del modello	11
6.2 Combinazioni di carico	12
6.3 Risultati delle analisi	13
6.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) del profilo metallico	16
6.4.1 Verifica a svergolamento	17
6.4.2 Verifica a taglio	17
6.4.3 Verifica del collegamento	17

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Sezione trasversale con mitigazioni.....	4
Figura 2 Particolare carter metallico	5
Figura 3 Prospetto della barriera	5
Figura 4 Vista della barriera	9
Figura 5 Modello di calcolo	11
Figura 6 Asse posizione vincolo	11
Figura 7 Combinazioni di carico (STR).....	12
Figura 8 Momento flettente (SLE) [KNm]	13
Figura 9 Taglio (SLE) [KN].....	13
Figura 10 Reazioni vincolari (SLE) [KN].....	14
Figura 11 Deformata (SLE) [mm].....	14
Figura 12 Momento flettente (SLU) [KNm]	15
Figura 13 Taglio (SLU) [KN]	15
Figura 14 Reazioni vincolari (SLU) [KN]	16
Figura 15 Collegamento della veletta metallica con l'impalcato	18
Figura 16 Andamento delle azioni nell'unione bullonata (veletta sottovento)	19

1. INTRODUZIONE

L'opera oggetto della presente relazione si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo svincolo de LA Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel Comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa".

In particolare la relazione tratta la verifica della struttura metallica sagomata che consente l'aggancio delle barriere di protezione a bordo ponte. Tali elementi hanno sia lo scopo di protezione al vento laterale e di mitigazione acustica, sia l'obiettivo di soddisfare un requisito estetico.

I montanti verticali sono costituiti da profili HEA 120, interassati 1500mm, zincati e verniciati.

Alle velette sono ancorati i carter metallici in lamiera zincata della componente architettonica; le cinque lamelle sagomate hanno un aggetto di circa 25 cm, al fine di creare un'ombra che caratterizza questi elementi di bordo.

Al di sotto del carter saranno montate delle reti in lamiera stirata.

La parte superiore dei profili contiene, al fine di garantire la protezione acustica ed al vento, le lastre in PMMA (Metacrilato) di spessore 15mm.

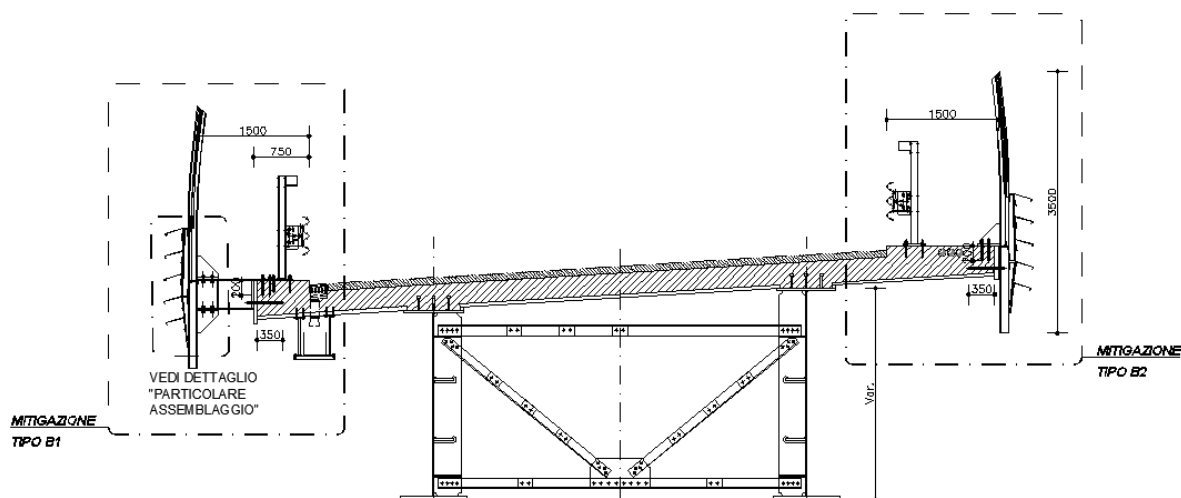


Figura 1 Sezione trasversale con mitigazioni

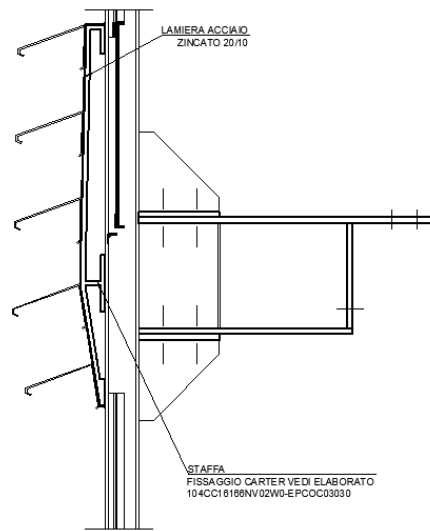


Figura 2 Particolare carter metallico

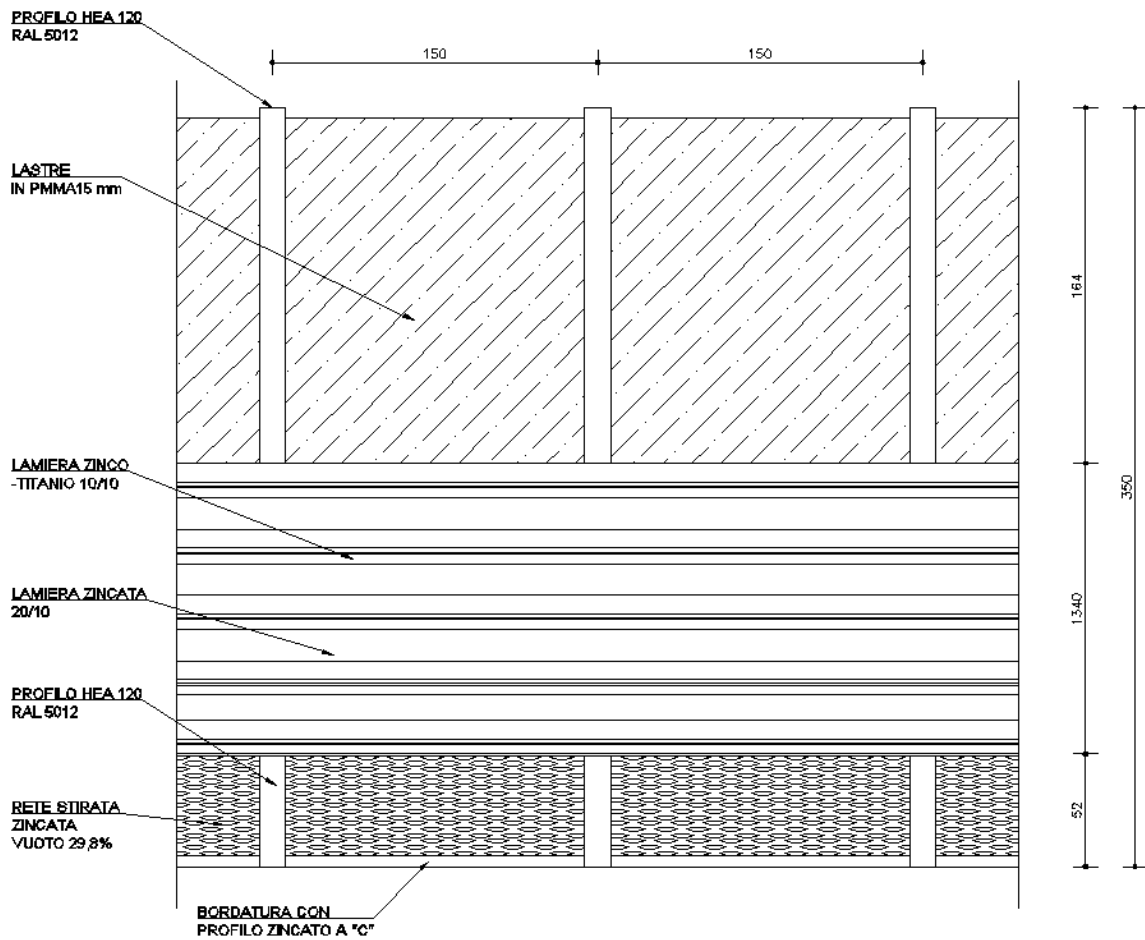


Figura 3 Prospetto della barriera

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- | | | |
|------|--|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 14/01/2008 n. 30 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1992-2 | Design of concrete structures -Bridges |
| [12] | UNI EN 1993-1-1 | Design of steel structures-
General rules and rules for buildings |
| [13] | UNI EN 1993-1-8 | Design of steel structures-
Design of Joints |
| [14] | UNI EN 1994-1-1 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for buildings |
| [15] | UNI EN 1994-2 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for bridges |
| [16] | UNI EN 1997-1 | Geotechnical design - General rules |
| [17] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures -
General rules, seismic actions and rules for buildings |
| [18] | UNI EN 1998-2 | Design of structures for earthquake resistance - Bridges |
| [19] | UNI EN 1998-5 | Design of structures for earthquake resistance –
Foundations, retaining structures and geotechnical aspects |
| [20] | Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale |
| [21] | UNI-EN 206-1 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità |
| [22] | UNI-EN 11104 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1 |
| [23] | UNI-EN 1537 | “Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002 |

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzi per opere strutturali

3.1.1 Calcestruzzo per solette impalcate

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,2	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41,2	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2,17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4,03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3,72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1,45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4,88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3,25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,rara)	σ_c	19,92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,quasi perm,)	σ_c	14,94	N/mm ²
		XC4	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.2 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,...)

Si fa riferimento alla tabella 11.3.IX delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008 dove si afferma:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Acciaio tipo S335 (Fe 510)

Per spessori minori o uguali a 40 mm

- Tensione di rottura: $f_t > 5.100 \text{ daN} / \text{cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.550 \text{ daN} / \text{cm}^2$

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Per spessori maggiori di 40 mm

- Tensione di rottura: $f_t > 4.700 \text{ daN} / \text{cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.350 \text{ daN} / \text{cm}^2$

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.355}{1,05} = 3.190 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

3.3 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

3.4 Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1.000 \text{ MPa}$

4. CRITERI DI CALCOLO

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

5. ANALISI DEI CARICHI STATICI

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sulla veletta.

5.1 Peso proprio

Il peso proprio è dato dal peso dei vari elementi.

Peso proprio HEA120

Massa lineica=19.9 Kg/m=0.199 KN/m

Interasse $i=1.50\text{m}$

Altezza montante $H\approx 3.60\text{m}$

$g_{1k,\text{montanti}}=0.5\text{ KN/m}$

Peso proprio pannelli

Lastre in PMMA $s=15\text{mm} = 12\text{ KN/m}^3$

Altezza lastra $H\approx 1.65\text{m}$

$g_{1k,\text{PMMA}}=12\cdot 0.015\cdot 1.65=0.3\text{ KN/m}$

Data la presenza del carter e della rete, si assume cautelativamente:

$g_{1k,\text{pannelli}}=1\text{ KN/m}$

Complessivamente risulta:

$g_{1k}=g_{1k,\text{montanti}}+g_{1k,\text{pannelli}}=1.5\text{ KN/m}$

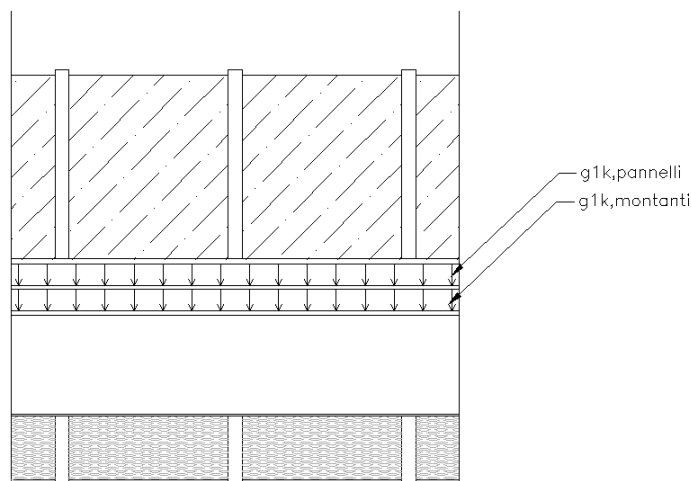


Figura 4 Vista della barriera

5.2 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 14/01/2008:

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

L'azione del vento è assunta come la massima riportata nelle varie relazioni di calcolo facenti parte del Progetto. Cautelativamente, si assume la medesima pressione per barriera sopravvento o sottovento.

$$q_H=2.0 \text{ KN/m}^2$$

Il carico orizzontale agisce ortogonalmente alla superficie della barriera.

Codice relazione di calcolo	Titolo relazione	p_{max} [KN/m ²]
104C_C16166_NV02_W_2_E_CL_OC_0400	Rampa di uscita Viadotto A – Relazione di calcolo impalcato e soletta	1.67
104C_C16166_NV02_W_2_E_CL_OC_0500	Rampa di uscita Viadotto B – Relazione di calcolo impalcato e soletta	1.914
104C_C16166_NV02_W_5_E_CL_OC_0600	Allargamento Viadotto Clarea - Salita	1.932
104C_C16166_NV02_W_6_E_CL_OC_0700	Allargamento Viadotto Clarea - Discesa	1.932

5.3 Effetti del sisma

Si specifica che per la struttura oggetto della presente relazione l'azione sismica non è dimensionante.

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1 Descrizione del modello

Per mezzo del software di calcolo Midas Gen, si implementa un modello di calcolo agli elementi finiti del montante, costituito dalla profilo HEA 120, in acciaio S355, posto ad interasse pari a 1.5m.

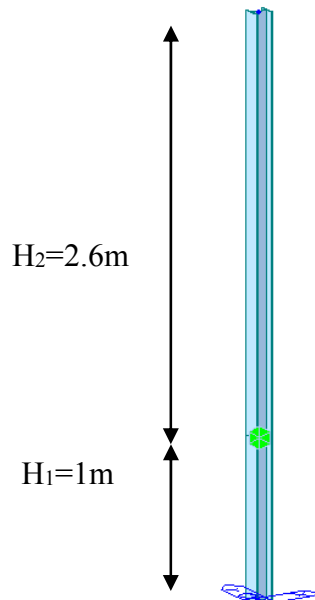


Figura 5 Modello di calcolo

Il vincolo di incastro viene modellato in corrispondenza dell'asse del collegamento con la soletta d'impalcato.

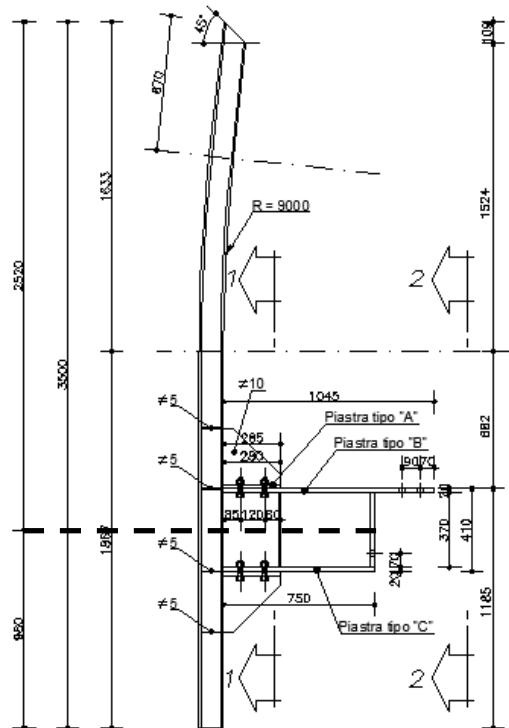
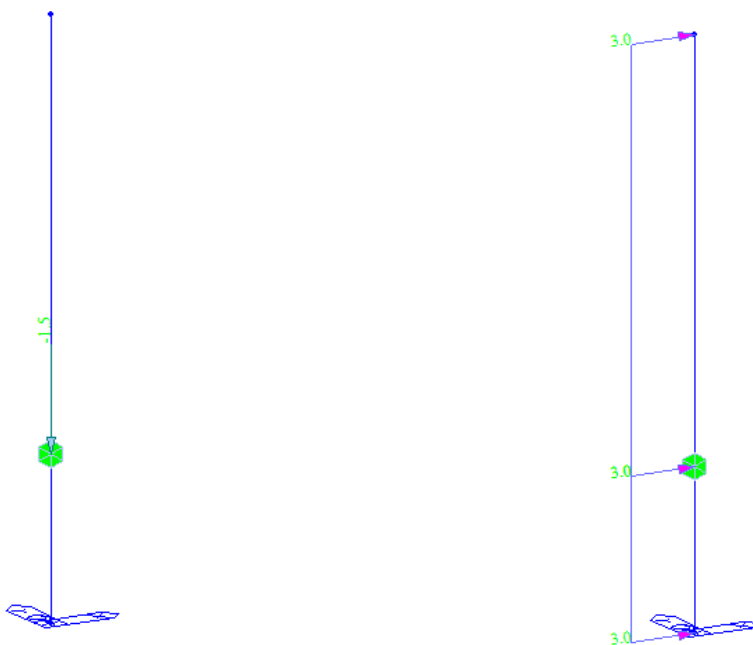


Figura 6 Asse posizione vincolo

I carichi applicati sono riferiti a 1.5m di interasse.

$$G_{1k}=1.5 \text{ KN}$$

$$Q_h=3.0 \text{ KN/m}$$



6.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate sono:

- SLE-RARA
- SLU

STRU	Permanenti	Variabili
	g_{1k}	q_{Hk}
SLE		
RARA	1	1
SLU		
SLU	1.3	1.5

Figura 7 Combinazioni di carico (STR)

6.3 Risultati delle analisi

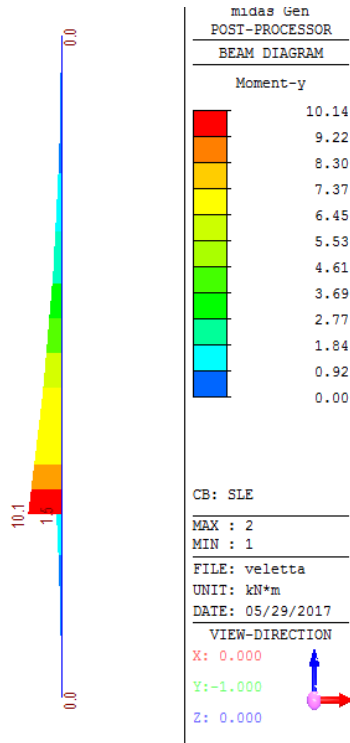


Figura 8 Momento flettente (SLE) [kNm]

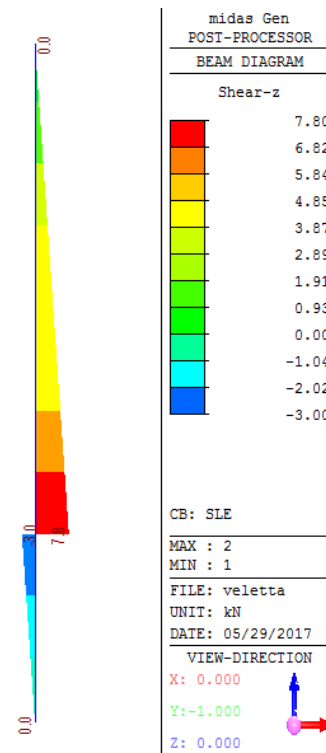


Figura 9 Taglio (SLE) [kN]

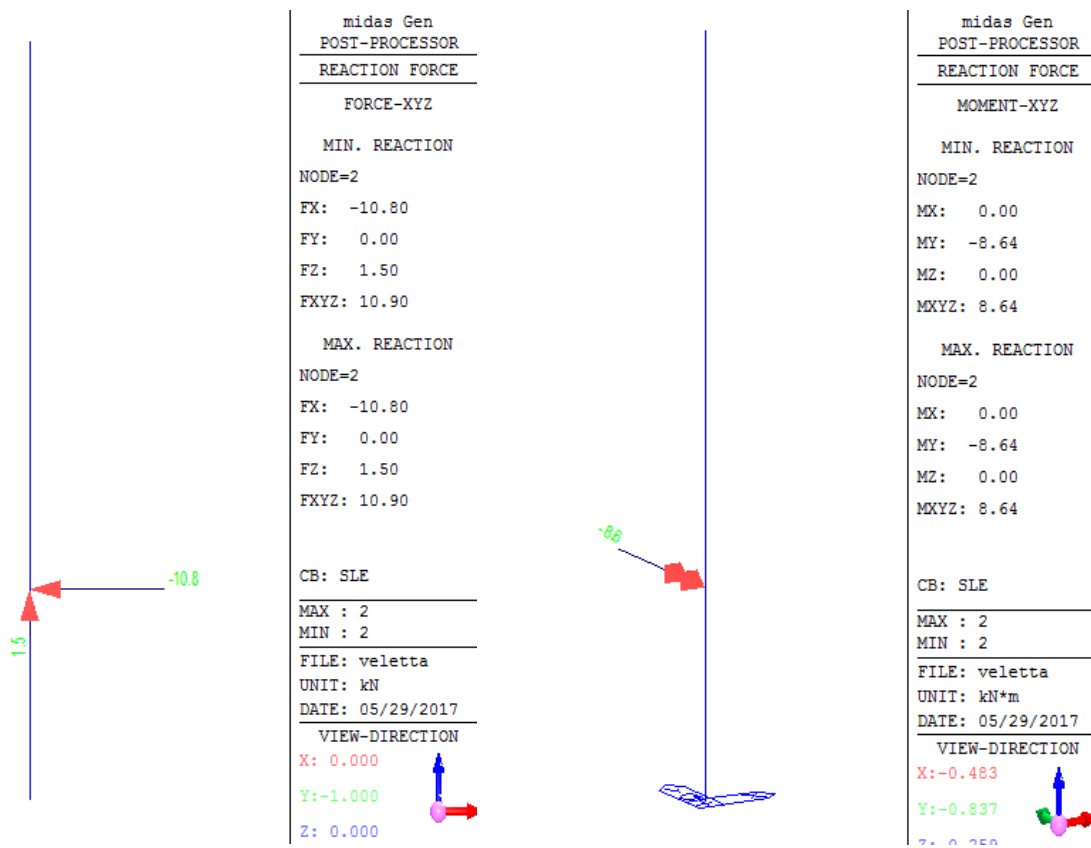


Figura 10 Reazioni vincolari (SLE) [KN]



Figura 11 Deformata (SLE) [mm]

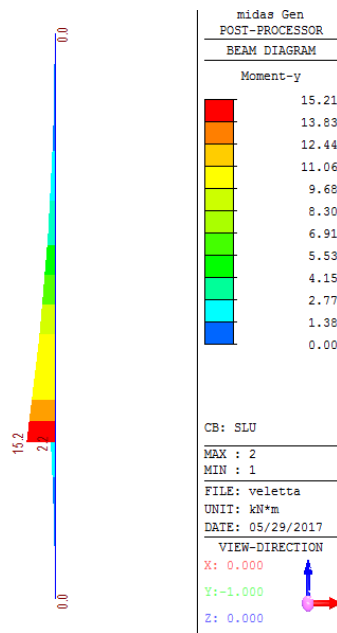


Figura 12 Momento flettente (SLU) [kNm]

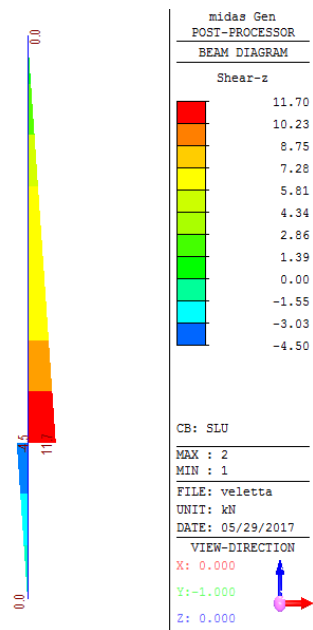


Figura 13 Taglio (SLU) [kN]

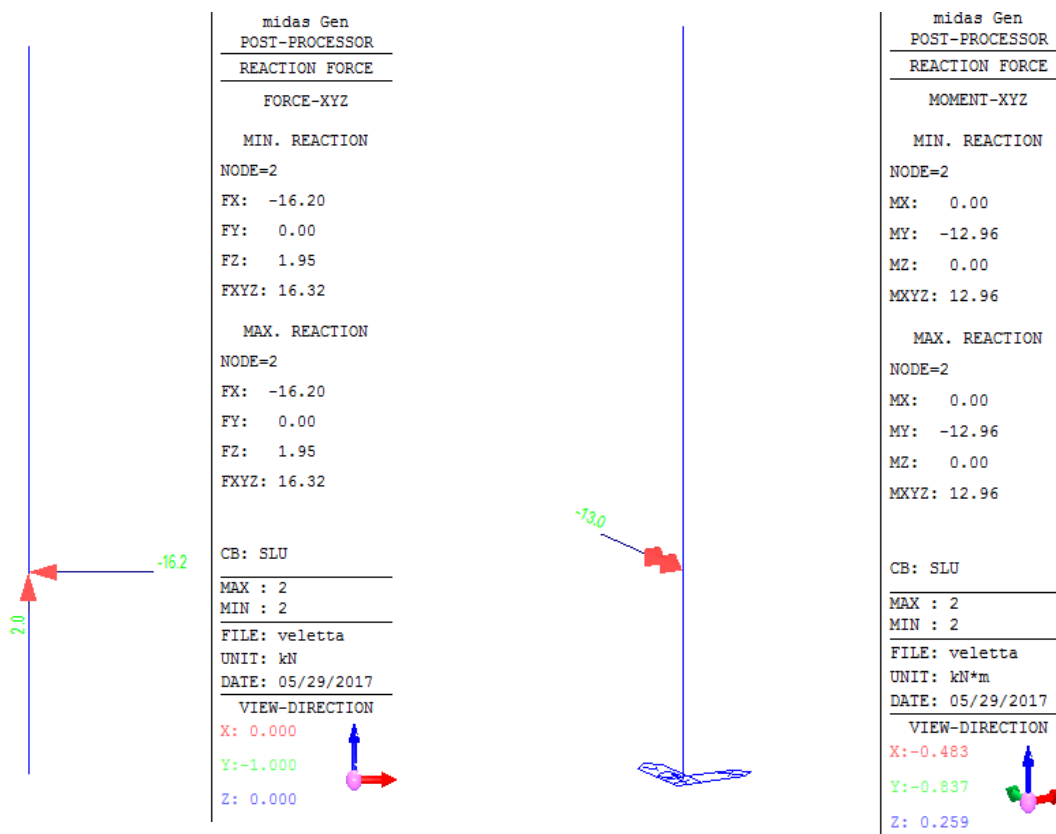


Figura 14 Reazioni vincolari (SLU) [KN]

Si riporta di seguito il riassunto delle sollecitazioni nella zona di vincolo:

RARA (sollecitazioni)			SLU (sollecitazioni)		
M_{max} [KNm]	V_{max} [KN]		M_{max} [KNm]	V_{max} [KN]	
10.1	7.8		15.2	11.7	
RARA (reazioni vincolari)			SLU (reazioni vincolari)		
F_x [KN]	F_z [KN]	M [KNm]	F_x [KN]	F_z [KN]	M [KNm]
10.8	1.5	8.6	16.2	2.0	13

6.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) del profilo metallico

Si riportano di seguito le proprietà statiche del montante in acciaio.

Nome profilo	HEA120	
h	114 mm	
b	120 mm	
t_w	5 mm	
t_f	8 mm	
Area	2534	mm ²
I_x	606	cm ⁴
$W_{x,el}$	106	cm ³
I_y	231	cm ⁴
$W_{y,el}$	38	cm ³
I_t	5.99	cm ⁴
	$W_{x,pl}$	119.5
	$W_{y,pl}$	58.85
	I_w	6.47

6.4.1 Verifica a svergolamento

Profilo in classe 1, pertanto:

$$\beta_w = 1.$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

Si calcola il momento critico M_{cr} , assumendo $L = 2 \cdot 2600 = 5200 \text{ mm}$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E J_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_y}} = 30 \text{ KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,x} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.16$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.274$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.56$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,x} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 22.6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 15.2 \text{ KN/m}$$

La verifica a svergolamento è soddisfatta (c.s.=1.49)

6.4.2 Verifica a taglio

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(1.04 h t_w) \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{592.8 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 115.7 \text{ KN} \gg V_{Ed} = 11.7 \text{ KN}$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

Poiché il valore di progetto della forza di taglio non supera il 50% della resistenza plastica di progetto, il momento resistente di progetto non deve essere ridotto.

6.4.3 Verifica del collegamento

Il trasferimento delle sollecitazioni dal nodo di incastro dell'HEA120 alla soletta dell'impalcato avviene dapprima attraverso un'unione bullonata e poi per mezzo di inghisaggio di apposite barre.

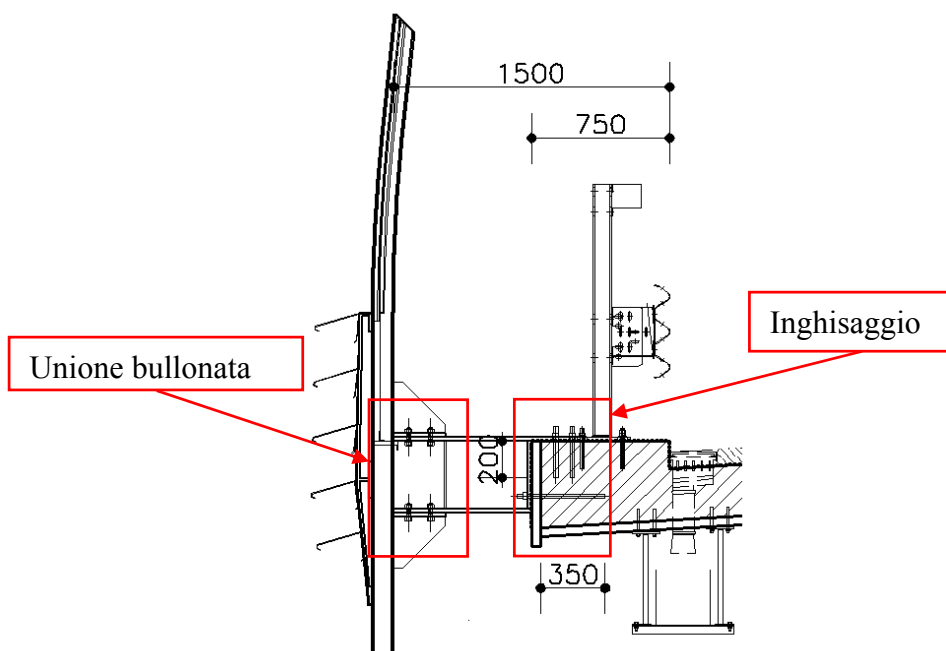


Figura 15 Collegamento della veletta metallica con l'impalcato

Si riportano le verifiche della “mitigazione tipo B1”, in quanto è quella che presenta eccentricità massima.

Verifica dell'unione bullonata

L'unione bullonata lavora prevalentemente a taglio.

Tra l'asse del profilo e il baricentro dell'unione bullonata è presente un'eccentricità “e” pari a: $e=0.20\text{m}$, pertanto al valore di momento indotto dall'azione del vento si somma quello dato dall'eccentricità del peso proprio.

$$M_{Ed,glk}=1.3 \cdot (0.2 \cdot 1.5)=1.3 \cdot 0.3=0.4 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed,tot}=13+0.4=13.4 \text{ KNm}$$

Riassumendo, sull'unione bullonata agiscono le seguenti azioni:

$$F_{Ed,x}=16.2 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}=13.4 \text{ KNm}$$

L'unione bullonata è composta da 4+4 M20, cl.10.9. Le piastre di collegamento, anch'esse in acciaio S355, hanno spessore pari a 20mm.

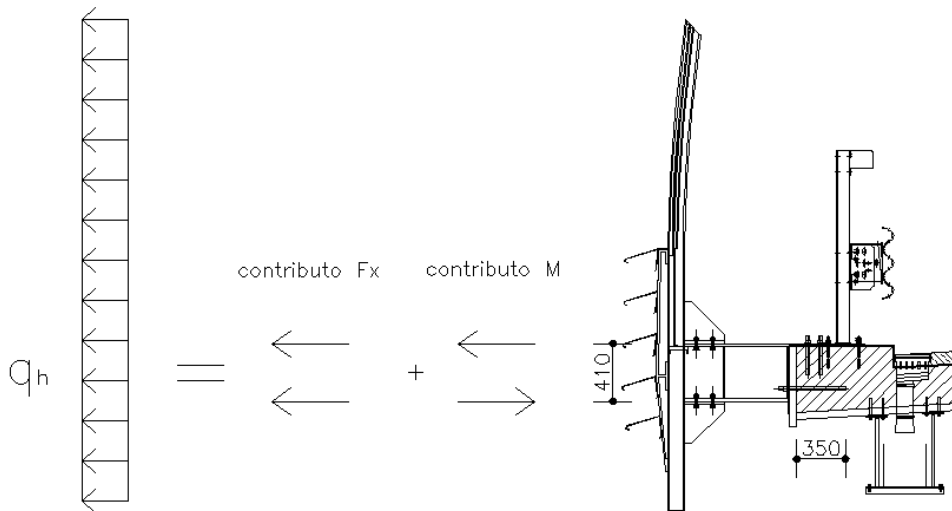


Figura 16 Andamento delle azioni nell'unione bullonata (veletta sottovento)

Nelle verifiche si assume che i bulloni non siano preserrati e che la loro sezione resistente sia quella filettata.

Il foro del bullone nella piastra ha diametro pari a:

$$\phi=21\text{mm}$$

Area sezione filettata:

$$A_s=245\text{ mm}^2$$

Controllo dimensionale della geometria del collegamento:

d_0	21 mm
t_{\min}	20 mm

p_1	120 mm	>	$2.2 \cdot d_0$	46.2 mm
p_1	120 mm	<	$\min(14t_{\min}; 200\text{mm})$	200 mm
p_2	90 mm	>	$3 \cdot d_0$	63 mm
p_2	90 mm	<	$\min(14t_{\min}; 200\text{mm})$	200 mm
e_1	80 mm	>	$1.2 \cdot d_0$	25.2 mm
e_1	80 mm	<	$40\text{mm} + 4t_{\min}$	120 mm
e_2	40 mm	>	$1.5 \cdot d_0$	31.5 mm
e_2	40 mm	<	$40\text{mm} + 4t_{\min}$	120 mm

La sollecitazione su ogni bullone vale:

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed,x}}{2 \cdot 4} + \frac{M_{Ed}}{h \cdot 4} = \frac{16.2}{2 \cdot 4} + \frac{13.4}{0.41 \cdot 4} = 10.2 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.5 \cdot 1000 \cdot 245}{1.25} = 98 \text{ KN}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica dell'inghisaggio

L'inghisaggio inferiore è soggetto a trazione.

A favore di sicurezza, per il calcolo della forza di trazione, si trascura l'effetto indotto dall'eccentricità del peso proprio, considerando il solo effetto dell'azione del vento (veletta sopravento).

$$F_{Ed,x}=16.2 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}=13.0 \text{ KNm}$$

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed,x}}{2 \cdot 2} + \frac{M_{Ed}}{h \cdot 2} = \frac{16.2}{2 \cdot 2} + \frac{13.0}{0.30 \cdot 2} = 26 \text{ KN}$$

Verifica a sfilamento:

Calcestruzzo soletta: C32/40

$$f_{ck}=32 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm}=0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}=0.3 \cdot 32^{2/3}=3.02 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk}=0.7 \cdot f_{ctm}=2.114 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bk}=2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}=4.757 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd}=4.757/(1.5 \cdot 1.5)=2.114 \text{ N/mm}^2$$

Il foro ha diametro 28mm. Nella verifica a sfilamento, si trascura l'inghisaggio nella lastra prefabbricata.

La resistenza a sfilamento è pari a:

$$F_{S,Rd}=\pi \cdot \phi_{\text{foro}} \cdot L_{\text{anc}} \cdot f_{bd} = \pi \cdot 28 \cdot 350 \cdot 2.114=65 \text{ KN} > F_{V,Ed}=26 \text{ KN} \text{ Verifica soddisfatta.}$$

Verifica a trazione dell'acciaio:

$$A_s=353 \text{ mm}^2$$

$$F_{T,Rd}=0.9 \cdot 353 \cdot 800/1.25=203 \text{ KN}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.